

97-36-7323

MOTC-IOT-96-H1DB006

港灣地區地震潛勢及港灣構造物 耐震能力評估之研究(1/4)



交通部運輸研究所

中華民國 97 年 3 月

97-36-7323

MOTC-IOT-96-H1DB006

港灣地區地震潛勢及港灣構造物 耐震能力評估之研究(1/4)

著者：賴聖耀、謝明志、林雅雯、曾文傑、陳正興、黃富國
徐松圻、邱俊翔、鄭魁香、王淑娟、葉錦勳、簡文郁
柯永彥、許尚逸、楊鶴雄、張毓文、王志聖、黃建琳

交通部運輸研究所

中華民國 97 年 3 月

GPN : 1009700790

定價 500 元

國家圖書館出版品預行編目資料

臺灣地區地震潛勢及臺灣構造物耐震能力評估之
研究. (1/4) / 賴聖耀等著. -- 初版. -- 臺
北市：交通部運研所，民97.03

面；公分

參考書目：面

ISBN 978-986-01-3848-1(平裝)

1. 港埠工程 2. 港埠管理 3. 地震 4. 防震

443.33

97006390

臺灣地區地震潛勢及臺灣構造物耐震能力評估之研究（1/4）

著者：賴聖耀、謝明志、林雅雯、曾文傑、陳正興、黃富國、徐松圻、
邱俊翔、鄭魁香、王淑娟、葉錦勳、簡文郁、柯永彥、許尚逸、
楊鶴雄、張毓文、王志聖、黃建琳

出版機關：交通部運輸研究所

地址：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 97 年 3 月

印刷者：德輝興業有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 110 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

五南文化廣場：臺中市中山路 6 號•電話：(04)22260330

GPN：1009700790

ISBN：978-986-01-3848-1（平裝）

著作財產權：中華民國(代表機關：交通部運輸研究所)

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

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究(1/4)			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN 978-986-01-3848-1（平裝）	政府出版品統一編號 1009700790	運輸研究所出版品編號 97-36-7323	計畫編號 96-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：賴聖耀 研究人員：謝明志、林雅雯 曾文傑、陳毓清 聯絡電話：04-26587117 傳真號碼：04-26564418	合作研究單位：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、王淑娟 、葉錦勳、簡文郁、邱俊翔、許尚逸、柯永彥 、楊鶴雄、張毓文、王志聖、黃建琳 地址：台北市辛亥路三段 200 號 聯絡電話：02-66300841	研究期間 自 96 年 03 月 至 96 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： 台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，本年度係第一年度計畫，工作重點在於發展與建立TELES中對於港灣地區震損評估模組之架構與基本資料，並首先選擇台中港地區為第一個研究目標，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。			
出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
97 年 3 月	454	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 Area (1/4)			
ISBN(OR ISSN) ISBN 978-986-01-3848-1 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1009700790	IOT SERIAL NUMBER 97-36-7323	PROJECT NUMBER 96-H1DB006
DIVISION: Harbor and Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: Shen-Yao Lai PROJECT STAFF: M. J. Hsieh, Y. W. Lin, W. J. Tseng PHONE: 04-26587117 FAX: 04-26564418			PROJECT PERIOD FROM March 2007 TO October 2007
RESEARCH AGENCY: National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE) PRINCIPAL INVESTIGATOR: Cheng-Hsing Chen 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: Harbor Structure, Seismic Hazard, Seismic Capacity Evaluation, Fragility Analysis, TELES			
ABSTRACT: Taiwan is apparently threatened by the attack of strong earthquakes. The safety of harbor structures during a strong earthquake is very important for the operation of port transportations. For the purpose of mitigation earthquake hazards and enhancing the emergency response system for port facilities, this project aims at developing a new modulus that can be added to the TELES (Taiwan Earthquake Loss Estimation System) to assess the possible loss of a port system during earthquakes. The whole project includes three subprojects as follows: (1) Evaluating the earthquake potential and seismic hazards in the specified harbor area. (2) Evaluating the seismic capacity of important harbor structures in the selected harbor area. And (3) conducting the earthquake loss estimation in the specified harbor area during scenario earthquakes. The complete work of the whole project will spend four years. Taichung Harbor is selected as the primary objective in the first year. Three subprojects as above mentioned are complete. Finally, the developed modulus is incorporated into the TELES system to enhance its capability of earthquake loss estimation for Taichung Harbor.			
DATE OF PUBLICATION March 2008	NUMBER OF PAGES 454	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(1/4)

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
表目錄	VII
圖目錄	XII
第一章 緒論	1-1
1.1 研究背景與目的	1-1
1.2 研究範圍與工作項目	1-5
1.3 預期成果及效益	1-7
第二章 港灣地區地震潛勢之評估	2-1
2.1 臺中港區鄰近測站強震歷時記錄及場址特性	2-1
2.2 臺中港區地震危害度分析	2-3
2.2.1 斷層與歷史地震活動	2-3
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 震源分區與震源深度	2-7
2.2.2.3 地震規模與再現頻率(Magnitude Recurrence Relations)	2-8
2.2.2.4 地震動衰減律與地震動參數	2-9
2.2.3 地震潛勢評估	2-10

2.2.3.1	斷層之地震危害評估	2-10
2.2.3.2	PGA 地震危害度曲線	2-15
2.2.3.3	設計地震 PGA 值	2-16
2.2.3.4	地震危害度參數拆解分析	2-17
2.2.3.5	活動斷層定值法地震危害度分析	2-18
2.2.4	小結	2-20
2.3	臺中港區地震可能發生時間序列與規模分析	2-22
2.3.1	歷史地震目錄及彰化斷層	2-22
2.3.2	預測模式分析	2-22
2.3.3	時間序列可能地震分析	2-26
2.3.4	分析結果統計	2-28
2.3.5	時間序列預測結果說明與設計地震	2-28
2.4	臺中港區之場址效應分析	2-30
2.4.1	分析方法	2-30
2.4.2	頻率相依等值線性模式(FDEL)及其適用性驗證	2-30
2.4.3	地盤模型之建立	2-32
2.4.4	輸入運動之選擇	2-34
2.4.5	地盤反應分析及 PGA 放大係數之推求	2-34
2.5	臺中港區土壤液化之危害度分析	2-38
2.5.1	分析方法	2-38
2.5.2	液化條件機率	2-40
2.5.3	臺中港區場址之液化危害度分析	2-43
第三章	港灣構造物耐震能力之評估	3-1

3.1	沉箱式碼頭耐震能力評估	3-1
3.1.1	沉箱式碼頭受震破壞機制	3-2
3.1.2	簡易分析法（擬靜力分析）	3-6
3.1.3	簡易動力分析法（滑動塊體法）	3-13
3.1.4	動力分析法	3-17
3.1.5	初步案例分析及驗證	3-22
3.1.6	實際地震力之模擬分析及探討	3-26
3.2	棧橋式碼頭耐震能力評估	3-30
3.2.1	棧橋式碼頭受震破壞機制	3-31
3.2.2	簡易分析法	3-31
3.2.3	非線性靜力分析法（側推分析與反應譜法）	3-35
3.2.4	動力分析法	3-54
第四章	港灣構造物之災害境況模擬	4-1
4.1	臺灣地震災害損失評估系統—TELES 概要	4-1
4.1.1	臺灣地震損失評估系統—TELES 發展歷程	4-1
4.1.2	地震損失評估分析流程	4-2
4.1.3	TELES 於港灣構造物之應用	4-7
4.2	港灣構造物震害評估架構	4-9
4.3	港灣構造物之易損性分析	4-11
4.3.1	沉箱式碼頭易損性分析	4-11
4.3.1.1	臺中港沉箱式碼頭與代表性分析斷面	4-13
4.3.1.2	臺中港港區土壤液化分析	4-15
4.3.1.3	沉箱式碼頭穩定性分析	4-20

4.3.1.4	滑動塊體分析法之簡介與驗證	4-28
4.3.1.5	沉箱式碼頭易損性曲線之建立與初步結果	4-36
4.3.2	棧橋式碼頭易損性分析	4-41
4.3.2.1	棧橋式碼頭易損性分析流程	4-41
4.3.2.2	棧橋式碼頭易損性曲線之建立與初步成果	4-44
4.3.3	易損分析曲線參數化	4-51
4.4	港灣構造物之地震災損評估系統模組建立	4-53
4.4.1	臺中港區地盤液化敏感類別	4-53
4.2.2	各分析模組參數表單建置	4-55
4.4.3	港灣構造物之震災境況模擬模組之建立	4-56
4.4.4	臺中港區震損境況模擬示範	4-58
第五章	計畫執行成果	5-1
參考文獻		R-1
附錄 A	工址附近相關斷層與地震活動摘要	A-1
附錄 B	地震危害度分析	B-1
附錄 C	地震動衰減律比較	C-1
附錄 D	期中報告審查意見處理情形表	D-1
附錄 E	期末報告審查意見處理情形表	E-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).....	1-8
表 1.1.1 地震引致港灣碼頭災害案例(黃國祥，2002) (2/2).....	1-9
表 2.1.1 臺中港區鄰近 8 個測站之部分地震紀錄($M>5.0$)相關資料...	2-46
表 2.1.2 臺中港區之 38 個 SPT 鑽探孔位相關資料.....	2-47
表 2.2.1 工址附近 50 公里內活動斷層之參數.....	2-48
表 2.2.2 各震源區地震活動模型 (G-R 關係式) 參數 Catalog : (1900 年~2007 年 07 月)，Zone B	2-48
表 2.2.2(續) 各震源區地震活動模型 (G-R 關係式) 參數 Catalog : (1900 年~2007 年 07 月)，Zone D	2-49
表 2.2.3 本研究所使用不同地動值之地震動衰減律(Ground Motion Attenuation law)係數.....	2-50
表 2.2.4 臺中港區附近活動斷層之活動參數及未來發生機率	2-50
表 2.2.5 臺中港區在不同回歸期下的設計地震參數.....	2-50
表 2.2.6 臺中港區附近活動斷層之定值法分析結果.....	2-51
表 2.3.1 1800 年~2006 年台中港區規模 ≥ 5.5 地震目錄($N_{23.78\sim 24.78}$ ， $E_{120.02\sim 121.02}$).....	2-52
表 2.3.2 臺中港區間隔 5 年最大地震統計表.....	2-54
表 2.3.3 臺中港區 $5.0 \leq M < 6.0$ 預測分析	2-55
表 2.3.4 臺中港區 $6.0 \leq M < 7.0$ 預測分析	2-55
表 2.3.5 臺中港區 $M \geq 7.0$ 預測分析	2-55
表 2.3.6 臺中港區 $M \geq 6.0$ 序號表	2-55
表 2.3.7 臺中港區 $M \geq 6.0$ 災變預測	2-56

表 2.3.8 臺中港區 $M \geq 6.5$ 災變預測	2-56
表 2.3.9 臺中港區 $M \geq 7.0$ 災變預測	2-56
表 2.3.10 臺中港區 $M7.0$ 拓樸預測分析表	2-56
表 2.3.11 臺中港區 $M6.8$ 拓樸預測分析表	2-57
表 2.3.12 臺中港區 $M6.6$ 拓樸預測分析表	2-57
表 2.3.13 臺中港區 $M6.4$ 拓樸預測分析表	2-57
表 2.3.14 臺中港區 $M6.2$ 拓樸預測分析表	2-58
表 2.3.15 臺中港區 $M \geq 6.0$ 地震次數統計表	2-58
表 2.3.16 臺中港區 $M \geq 6.5$ 地震次數統計表	2-58
表 2.3.17 臺中港區 $M \geq 7.0$ 地震次數統計表	2-59
表 2.3.18 臺中港區每 20 年 $M \geq 6.0$ 地震次數預測表	2-59
表 2.3.19 臺中港區每 20 年 $M \geq 6.5$ 地震次數預測表	2-59
表 2.3.20 臺中港區每 20 年 $M \geq 7.0$ 地震次數預測表	2-60
表 2.3.21 臺中港區模糊灰色預測 ($\mu_k = 0.5$ 、 $M \geq 6.25$)	2-60
表 2.3.22 臺中港區模糊灰色預測 ($\mu_k = 0.1$ 、 $M \geq 6.5$)	2-60
表 2.4.1 FDEL 與 SHAKE 模式分析結果與實測紀錄之比較	2-61
表 2.4.2 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)	2-61
表 2.5.1 液化損害程度分類 (黃富國, 2006)	2-62
表 2.5.2 邏輯迴歸分析結果 (黃富國, 2006)	2-62
表 2.5.3 貝氏映射之擬合分析結果 (黃富國, 2006)	2-62
表 3.1.1 臺中港數值模擬之材料強度(李佳翰, 2001).....	3-56
表 3.1.2 臺中港數值模擬之界面元素參數表(李佳翰, 2001).....	3-56
表 3.1.3 臺中港數值模擬之 Finn 模式參數表(李佳翰, 2001)	3-56

表 3.1.4 臺中港數值模擬之 Rayleigh 阻尼參數表(李佳翰，2001)	3-56
表 3.1.5 臺中港數值模擬之材料強度(李佳翰與國家地震中心).....	3-57
表 3.1.6 臺中港 23 號沉箱式碼頭簡化模型與分析參數表(國家地震中心)	3-57
表 3.1.7 1~4 號沉箱式碼頭在不同分析參數及條件下之結果	3-58
表 3.1.8 1~4 號沉箱式碼頭在部份底部土壤液化條件下之分析結果 ..	3-58
表 3.2.1 阻尼修正因子值 κ	3-59
表 3.2.2 最小容許 SR_A 及 SR_V 值	3-59
表 3.2.3 臺中港土層條件	3-59
表 4.3.1 臺中港沉箱式碼頭一覽表	4-61
表 4.3.2 23~24 號沉箱式碼頭分析斷面在不同液化程度之安全係數 (921 地震)	4-62
表 4.3.3 1~3 號沉箱式碼頭分析斷面在不同液化程度之安全係數 (921 地震、採用震前未補強之分析斷面)	4-63
表 4.3.4 4 號沉箱式碼頭分析斷面在不同液化程度之安全係數 (921 地 震、採用震前未補強之分析斷面)	4-64
表 4.3.5 西 1 號沉箱式碼頭分析斷面在不同液化程度之安全係數 (921 地震)	4-65
表 4.3.6 23~24 號沉箱碼頭分析斷面在不同液化程度之臨界加速度值	4-66
表 4.3.7 西 1 沉箱碼頭分析斷面在不同液化程度之臨界加速度值	4-67
表 4.3.8 1~3 沉箱碼頭修復前斷面在不同液化程度之臨界加速度值	4-68
表 4.3.9 4 號沉箱碼頭修復前斷面在不同液化程度之臨界加速度值	4-69
表 4.3.10 1~3 號沉箱碼頭修復後斷面在不同液化程度之臨界加速度值 ..	4-70
表 4.3.11 4 號沉箱碼頭修復後斷面在不同液化程度之臨界加速度值	4-71

表 4.3.12	921 地震後臺中港沉箱碼頭受震滑移量分析結果	4-72
表 4.3.13	國際航海協會性能等級（定性）(PIANC, 2001)	4-72
表 4.3.14	國際航海協會重力式碼頭性能等級(定量)(PIANC, 2001)	4-72
表 4.3.15	沉箱式碼頭易損性曲線研究所用之地震樣本.....	4-73
表 4.3.16	23~24 號碼頭受震滑移量各地震群組分析結果	4-74
表 4.3.17	西 1 碼頭受震滑移量各地震群組分析結果.....	4-75
表 4.3.18	1~3 號碼頭受震滑移量各地震群組分析結果	4-76
表 4.3.19	4 號碼頭受震滑移量各地震群組分析結果	4-77
表 4.3.20	國際航海協會棧橋式碼頭性能等級(定量)(PIANC, 2001) ...	4-78
表 4.3.21a	臺中港 5~8A 號碼頭之損壞狀態容許值(X 向)	4-78
表 4.3.21b	臺中港 5~8A 號碼頭之損壞狀態容許值(Y 向).....	4-78
表 4.3.22a	臺中港 5~8A 號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果(X 向)....	4-79
表 4.3.22b	臺中港 5~8A 號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果(Y 向)..	4-80
表 4.3.23a	臺中港 9~11 號碼頭之損壞狀態容許值(X 向)	4-81
表 4.3.23b	臺中港 9~11 號碼頭之損壞狀態容許值(Y 向).....	4-81
表 4.3.24a	臺中港 9~11 號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果(X 向) ...	4-82
表 4.3.24b	臺中港 9~11 號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果(Y 向) ...	4-83
表 4.3.25a	臺中港西 3~西 4 號碼頭之損壞狀態容許值(X 向)	4-84
表 4.3.25b	臺中港西 3~西 4 號碼頭之損壞狀態容許值(Y 向).....	4-84
表 4.3.26a	臺中港西 3~西 4 號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果(X 向).....	4-85
表 4.3.26b	臺中港西 3~西 4 號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果(Y 向).....	4-86
表 4.3.27	臺中港棧橋式碼頭易損曲線參數（向海側）	4-87

表 4.3.28 臺中港沉箱式碼頭易損曲線參數（向海側）	4-87
表 4.4.1 液化潛能指數推估式之參數 α_i 和 β_i	4-88
表 4.4.2 液化引致沈陷量推估式之參數 $\bar{S}_i$ 、 μ_i 和 λ_i	4-88
表 4.4.3 各碼頭區液化敏感類別設定	4-88
表 4.4.4 港灣設施分類（摘自 HAZUS 99）	4-89
表 4.4.5 濱水結構 PGD 相關之易損性曲線參數	4-90
表 4.4.6 起重搬運設備 PGA 與 PGD 相關之易損性曲線參數	4-90
表 4.4.7 倉庫 PGA 與 PGD 相關之易損性曲線參數	4-91
表 4.4.8 燃料設施 PGA 與 PGD 相關之易損性曲線參數	4-92
表 4.4.9 港灣設施損失比參數	4-93
表 4.4.10 濱水結構與起重搬運設備之修復曲線參數	4-93
表 4.4.11 港區主要設施重建成本	4-94
表 4.4.12 各碼頭區直接經濟損失	4-94
表 4.4.12 各碼頭區修復費用（續）	4-95
表 A.1 本計畫工址鄰近斷層	A-7
表 C.1 各類衰減律的各項係數及標準偏差（Jean et al., 2006）	C-6
表 C.2 各類衰減律的各項係數及標準偏差（Boore et al., 1997）	C-6

圖 目 錄

圖 1.1.1 臺灣三度空間地體構造（修改自 Angelier, 1986）	1-10
圖 1.1.2 臺中港 1 至 4A 碼頭內災損情況.....	1-10
圖 1.1.3 臺中港倉儲輸送設備災損情況.....	1-11
圖 2.1.1 臺中港區鄰近地震測站分佈及地質條件與水系圖.....	2-63
圖 2.1.2 臺中港 26 號碼頭觀測站 300m 地震監測孔地質調查概況（賴聖耀等人, 2002）	2-63
圖 2.1.3 臺中港 26 號碼頭觀測站 300m 地震監測孔之剪力波速剖面（賴聖耀等人, 2002）.....	2-64
圖 2.1.4 臺中港區之 38 個 SPT 鑽探孔位分佈圖	2-64
圖 2.1.5 臺中港區 38 個 SPT 鑽探孔位之 SPT-N 值隨深度變化圖	2-65
圖 2.1.6 臺中港區 38 個 SPT 鑽探孔位之細料含量(FC)隨深度變化圖	2-65
圖 2.2.1(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）.....	2-66
圖 2.2.1(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）	2-67
圖 2.2.2 地震震源分區與及震央分佈情形.....	2-68
圖 2.2.3 特徵地震模式考慮各活動斷層對工址之地震危害貢獻量	2-69
圖 2.2.4 臺中港區之地震危害度曲線（考慮彰化斷層及彰化斷層系統）	2-70
圖 2.2.5 臺中港區之地震危害度曲線（考慮第一類活動斷層）	2-71
圖 2.3.1 臺灣中西部地區活動斷層分佈圖(a.)活動斷層分佈；(b.)活動斷層剖面圖(摘自鄭世楠、葉永田，2003).....	2-72

圖 2.3.2	GM(1,1)灰色預測流程圖	2-73
圖 2.3.3	灰色模糊預測流程圖	2-73
圖 2.3.4	序號 1 - 200 地震頻率圖	2-74
圖 2.4.1	本研究所採用之地盤反應分析模式	2-74
圖 2.4.2	FDEL 地盤反應分析模式之分析流程	2-75
圖 2.4.3	羅東 LSST 場址圍阻體模型及地震儀陣列配置圖	2-76
圖 2.4.4	地表與各深度之實測及分析所得加速度歷時比較(EW 方向).....	2-77
圖 2.4.5	地表與各深度之實測及分析所得加速度歷時比較(NS 方向)	2-78
圖 2.4.6	地表與各深度之實測及分析所得最大加速度比較(EW 方向)	2-79
圖 2.4.7	地表與各深度之實測及分析所得最大加速度比較(NS 方向)	2-79
圖 2.4.8	臺中港區場址正規化剪力模數與剪應變之關係	2-80
圖 2.4.9	臺中港區場址阻尼比與剪應變之關係	2-80
圖 2.4.10	臺中港區場址地盤最大加速度 PGA 隨深度變化圖	2-81
圖 2.4.11	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	2-82
圖 2.4.12	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	2-82
圖 2.5.1	液化危害度分析流程(黃富國，2006)	2-83
圖 2.5.2	鑽桿能量比 ER 與深度之關係	2-84
圖 2.5.3	Seed 形式之邏輯迴歸分析結果(黃富國，2006)	2-84
圖 2.5.4	Seed 法之 FS 與 P_{Liq} 貝氏映射關係(黃富國，2006)	2-85
圖 2.5.5	臺中港區場址之 SPT 鑽探孔位分佈詳圖	2-85
圖 2.5.6	Seed 法/形式之液化危害度分析結果(TCH4_01 鑽孔)	2-86
圖 2.5.7	T-Y 法/形式之液化危害度分析結果(TCH4_01 鑽孔)	2-86

圖 2.5.8 NJRA 法/形式之液化危害度分析結果(TCH4_01 鑽孔)	2-87
圖 2.5.9 各方法/形式之液化危害度分析結果比較(TCH4_01 鑽孔)....	2-87
圖 2.5.10 臺中港區 P_w 等值線 (Tr=475 年; 貝氏映射機率; Seed 法)	2-88
圖 2.5.11 臺中港區 P_w 等值線(Tr=475 年; 貝氏映射機率; T-Y 法)	2-88
圖 2.5.12 臺中港區 P_w 等值線(Tr=475 年; 貝氏映射機率; NJRA 法) ..	2-89
圖 2.5.13 臺中港區 P_w 等值線(Tr=475 年; 邏輯迴歸機率; Seed 形式)	2-89
圖 2.5.14 臺中港區 P_w 等值線(Tr=475 年; 邏輯迴歸機率; T-Y 形式)	2-90
圖 2.5.15 臺中港區 P_w 等值線(Tr=475 年; 邏輯迴歸機率; NJRA 形式)...	2-90
圖 2.5.16 臺中港區 P_w 等值線(Tr=2500 年; 貝氏映射機率; Seed 法)	2-91
圖 2.5.17 臺中港區 P_w 等值線(Tr=2500 年; 貝氏映射機率; T-Y 法) ..	2-91
圖 2.5.18 臺中港區 P_w 等值線(Tr=2500 年; 貝氏映射機率; NJRA 法)....	2-92
圖 2.5.19 臺中港區 P_w 等值線(Tr=2500 年; 邏輯迴歸機率; Seed 形式)...	2-92
圖 2.5.20 臺中港區 P_w 等值線(Tr=2500 年; 邏輯迴歸機率; T-Y 形式)....	2-93
圖 2.5.21 臺中港區 P_w 等值線(Tr=2500 年; 邏輯迴歸機率; NJRA 形式)	2-93
圖 3.1.1 神戶港災害平面示意圖(Soga,1998).....	3-60
圖 3.1.2 臺中港 1~4A 沉箱式碼頭災害平面示意圖(李崇正等, 2000)	3-60
圖 3.1.3 1 號碼頭主要災況平面示意圖(蘇吉立, 1999)	3-61
圖 3.1.4 2 號碼頭主要災況平面示意圖(蘇吉立, 1999)	3-61
圖 3.1.5 3 號碼頭主要災況平面示意圖(蘇吉立, 1999)	3-62
圖 3.1.6 4 號及 4A 碼頭主要災況平面示意圖(蘇吉立, 1999)	3-62
圖 3.1.7 臺中港 1 號至 4 號碼頭沉箱及背填土斷面圖 (陳正興、黃國 祥, 2000).....	3-63

圖 3.1.8 臺中港 1 號至 4 號碼頭重力式沉箱斷面示意圖 (陳正興、黃國祥，2000).....	3-63
圖 3.1.9 重力式沉箱抗滑動擬動態穩定分析示意圖 (陳正興、黃國祥，2000).....	3-64
圖 3.1.10 沉箱內填砂單位重 1.8t/m ³ 之抗滑動安全係數與地震係數關係圖($\varphi = 30^\circ$) (陳正興、黃國祥，2000).....	3-64
圖 3.1.11 沉箱內填砂單位重 1.8t/m ³ 之抗傾倒安全係數與地震係數關係圖($\varphi = 30^\circ$) (陳正興、黃國祥，2000).....	3-65
圖 3.1.12 假設沉箱背填土壤液化時之擬靜態穩定分析圖 (陳正興、黃國祥，2000).....	3-65
圖 3.1.13 沉箱背填土壤完全液化後之抗滑動安全係數與地震係數關係圖(陳正興、黃國祥，2000).....	3-66
圖 3.1.14 沉箱背填土壤完全液化後之抗傾倒安全係數與地震係數關係圖(陳正興、黃國祥，2000).....	3-66
圖 3.1.15 Newmark 滑動塊體分析法(陳正興、黃國祥，2000).....	3-67
圖 3.1.16 集集地震清水國小測站東西向與南北向加速度歷時記錄 ..	3-68
圖 3.1.17 沉箱背填土壤尚未液化之滑動分析結果 (陳正興、黃國祥，2000).....	3-69
圖 3.1.18 沉箱滑移反算分析之模型圖(陳正興、黃國祥，2000).....	3-69
圖 3.1.19 集集地震清水國小地震紀錄之滑移反應譜 (陳正興、黃國祥，2000).....	3-70
圖 3.1.20 沉箱背填土壤殘餘抗剪角 與不穩定土楔延伸範圍之關係圖 (陳正興、黃國祥，2000).....	3-70
圖 3.1.21 超額孔隙水壓導致不穩定土楔坡角 α 與延伸範圍之關係圖	

(陳正興、黃國祥，2000)	3-71
圖 3.1.22 根據臺中港以 FLAC 程式模擬沉箱式碼頭受震引致土壤液化 之流程圖(李佳翰，2001).....	3-72
圖 3.1.23 FLAC 運算流程圖.....	3-73
圖 3.1.24 臺中港 1~4 號與 4A 碼頭數值模擬之受震前網格圖	3-73
圖 3.1.25 臺中港 1-4A 號碼頭數值模擬之受震後網格圖	3-74
圖 3.1.26 臺中港 1-4A 號碼頭數值模擬之受震後位移量網格圖	3-74
圖 3.1.27 臺中港數值模擬之南北向地震力圖.....	3-75
圖 3.1.28 臺中港 23 號~24 號碼頭沉箱及背填土斷面圖(宇泰工程顧問)	3-75
圖 3.1.29 臺中港 23~24 號碼頭數值模擬之受震前網格圖	3-76
圖 3.1.30 臺中港 23~24 號碼頭數值模擬之受震後網格圖	3-76
圖 3.1.31 臺中港 23~24 號碼頭數值模擬之受震後位移量網格圖	3-77
圖 3.1.32 臺中港 23~24 號碼頭數值模擬受震後之 X 方向位移量網格圖	3-77
圖 3.1.33 臺中港 23~24 號碼頭數值模擬受震後之 Y 方向位移量網格圖	3-78
圖 3.1.34 臺中港 23~24 號碼頭數值模擬之東西向地震力圖	3-78
圖 3.1.35 臺中港 25 號碼頭沉箱及背填土斷面圖(宇泰工程顧問).....	3-79
圖 3.1.36 臺中港 25 號碼頭數值模擬之受震後位移量網格圖	3-79
圖 3.1.37 臺中港西 1 號碼頭沉箱及背填土斷面圖(宇泰工程顧問)....	3-80
圖 3.1.38 臺中港西 1 號碼頭數值模擬之受震前網格.....	3-80
圖 3.1.39 臺中港西 1 號碼頭數值模擬之受震後網格圖.....	3-81
圖 3.1.40 臺中港西 1 號碼頭數值模擬之受震後位移量網格圖	3-81
圖 3.1.41 臺中港西 1 號碼頭數值模擬受震後之 X 方向位移量網格圖	3-82

圖 3.1.42 臺中港西 1 號碼頭數值模擬受震後之 Y 方向位移量網格圖	3-82
圖 3.1.43 臺中港西 1 號碼頭數值模擬之地震力圖	3-83
圖 3.1.44 臺中港 1~4 號與 4A 碼頭修復後之斷面圖	3-83
圖 3.1.45 臺中港 1~4 號與 4A 碼頭修復後數值模擬之網格	3-84
圖 3.1.46 臺中港碼頭數值模擬之南北向加速度紀錄	3-84
圖 3.1.47 臺中港 1~4 號與 4A 碼頭模擬底部土壤強度下降時水平方向 位移變位	3-85
圖 3.1.48 臺中港 1~4 號與 4A 碼頭模擬底部土壤強度下降時垂直方向 位移變位	3-85
圖 3.2.1 各斜群樁之軸力示意圖	3-86
圖 3.2.2 西 3、4 號碼頭 37.8m 單元標準斷面圖	3-86
圖 3.2.3 西 3、4 號碼頭 37.8m 單元標準平面圖	3-87
圖 3.2.4 建築物能耐曲線	3-87
圖 3.2.5 傳統反應譜與 ADRS 反應譜	3-88
圖 3.2.6 將能耐頻譜置於傳統與 ADRS 反應譜上之示意圖	3-88
圖 3.2.7 標準反應譜	3-89
圖 3.2.8 需求頻譜示意圖	3-89
圖 3.2.9 能耐頻譜簡化為雙線性模式之示意圖	3-90
圖 3.2.10 等值遲滯阻尼示意圖	3-90
圖 3.2.11 由 E_D 阻尼導致之能量消散示意圖之一	3-91
圖 3.2.12 由 E_D 阻尼導致之能量消散示意圖之二	3-91
圖 3.2.13 折減反應譜	3-92
圖 3.2.14 ADRS 形式之需求頻譜	3-92
圖 3.2.15 於容許誤差下需求與能耐頻譜之交點	3-93

圖 3.2.16 於容許誤差下崩塌地表加速度之求取.....	3-93
圖 3.2.17 西 3、4 號碼頭之 SAP2000 分析模型	3-94
圖 3.2.18 西 3、4 號碼頭之第一振態.....	3-94
圖 3.2.19 西 3、4 號碼頭之第二振態.....	3-95
圖 3.2.20 西 3、4 號碼頭之能耐曲線.....	3-95
圖 3.2.21 西 3、4 號碼頭之能耐頻譜與 475 年回歸期之需求頻譜	3-96
圖 3.2.22 西 3、4 號碼頭之能耐頻譜與 2500 年回歸期之需求頻譜 ..	3-96
圖 3.2.23 5~8 號碼頭 34m 單元標準斷面圖	3-97
圖 3.2.24 5~8 號碼頭 34m 單元標準平面圖	3-97
圖 3.2.25 5~8 號碼頭之 SAP2000 分析模型.....	3-98
圖 3.2.26 5~8 號碼頭之第一振態	3-98
圖 3.2.27 5~8 號碼頭之第二振態	3-99
圖 3.2.28 5~8 號碼頭之能耐曲線	3-99
圖 3.2.29 5~8 號碼頭之能耐頻譜與 475 年回歸期之需求頻譜	3-100
圖 3.2.30 5~8 號碼頭之能耐頻譜與 2500 年回歸期之需求頻譜	3-100
圖 3.2.31 9~11 號碼頭 46.5m 單元標準斷面圖	3-101
圖 3.2.32 9~11 號碼頭 46.5m 單元標準平面圖	3-101
圖 3.2.33 9~11 號碼頭之 SAP2000 分析模型.....	3-102
圖 3.2.34 9~11 號碼頭之第一振態	3-102
圖 3.2.35 9~11 號碼頭之第二振態	3-103
圖 3.2.36 9~11 號碼頭之能耐曲線	3-103
圖 3.2.37 9~11 號碼頭之能耐頻譜與 475 年回歸期之需求頻譜	3-104
圖 3.2.38 9~11 號碼頭之能耐頻譜與 2500 年回歸期之需求頻譜 ...	3-104
圖 4.1.1 地震損失評估系統分析分析流程與架構 (HAZ-Taiwan) ...	4-96

圖 4.1.2 一般建築物損害評估模式示意圖	4-96
圖 4.1.3 不同損害狀態易損曲線與機率示意圖	4-97
圖 4.1.4 一般結構物之結構系統與非結構構件地震損害評估流程	4-97
圖 4.1.5 一般建築物損害所引致人員傷亡評估模式示意圖	4-98
圖 4.3.1 沉箱式碼頭易損性曲線建立流程	4-99
圖 4.3.2 臺中港 1~3 號碼頭之標準斷面（921 震災修復後）	4-100
圖 4.3.3 臺中港 4 號碼頭之標準斷面（921 震災修復後）	4-100
圖 4.3.4 臺中港 23~24 號碼頭之標準斷面	4-101
圖 4.3.5 臺中港西 1 碼頭之標準斷面	4-101
圖 4.3.6 臺中港 1~3 號沉箱式碼頭簡化模型與分析參數	4-102
圖 4.3.7 臺中港 4 號沉箱式碼頭簡化模型與分析參數	4-102
圖 4.3.8 臺中港 23~24 號沉箱式碼頭簡化模型與分析參數	4-103
圖 4.3.9 臺中港西 1 沉箱式碼頭簡化模型與分析參數	4-103
圖 4.3.10 臺中港 26 號碼頭觀測站 30m 地震監測孔地質調查概況（賴 聖耀等人, 2002）	4-104
圖 4.3.11 臺中港 26 號碼頭觀測站 300m 地震監測孔地質調查概況（賴 聖耀等人, 2002）	4-105
圖 4.3.12 不同液化程度之 PGA 門檻值	4-106
圖 4.3.13 背填土未液化之沉箱式碼頭受力示意圖（修改自賴聖耀等， 2007）	4-107
圖 4.3.14 背填土全液化之沉箱式碼頭受力示意圖（修改自賴聖耀等， 2007）	4-107
圖 4.3.15 背填土部份液化之沉箱式碼頭受力示意圖（修改自賴聖耀 等，2007）	4-108

圖 4.3.16	921 地震時清水國小測站(TCU059)之地震紀錄.....	4-109
圖 4.3.17	臺中港 23~24 號碼頭背填土未液化之碼頭滑移量分析結果	4-110
圖 4.3.18	臺中港 23~24 號碼頭背填土部份液化之碼頭滑移量 分析結果	4-111
圖 4.3.20	臺中港 23~24 號碼頭分析模型材料分區與監測點位示意圖	4-113
圖 4.3.21	臺中港 23~24 號碼頭分析所得變形網格	4-113
圖 4.3.22	臺中港 23~24 號碼頭有限元素分析所得沉箱傾斜角歷時	4-114
圖 4.3.23	臺中港 23~24 號碼頭有限元素分析所得沉箱滑移量歷時	4-114
圖 4.3.24	臺中港 23~24 號碼頭有限元素分析所得超額孔隙水壓歷時	4-115
圖 4.3.25	滑動塊體分段分析法示意圖	4-115
圖 4.3.26	23~24 號碼頭背填土液化程度與臨界加速度示意圖	4-116
圖 4.3.27	西 1 碼頭背填土液化程度與臨界加速度示意圖	4-116
圖 4.3.28	1~3 號碼頭背填土液化程度與臨界加速度示意圖	4-117
圖 4.3.29	4 號碼頭背填土液化程度與臨界加速度示意圖	4-117
圖 4.3.30	沉箱式碼頭受震滑移量與性能等級之評估模式.....	4-118
圖 4.3.31	23~24 號碼頭之易損性曲線	4-118
圖 4.3.32	西 1 碼頭之易損性曲線.....	4-119
圖 4.3.33	1~3 號碼頭之易損性曲線	4-119
圖 4.3.34	4 號碼頭之易損性曲線	4-120
圖 4.3.35	棧橋式碼頭易損性曲線建立流程.....	4-120
圖 4.3.36	非線性靜力分析（側推分析）模型示意圖.....	4-121
圖 4.3.37	臺中港 5~8A 號碼頭案例分析之標準斷面.....	4-121
圖 4.3.38a	臺中港 5~8A 號碼頭易損曲線(X 向)	4-122
圖 4.3.38b	臺中港 5~8A 號碼頭易損曲線(Y 向).....	4-122

圖 4.3.39 臺中港 9~11 號碼頭案例分析之標準斷面.....	4-123
圖 4.3.40a 臺中港 9~11 號碼頭易損曲線(X 向).....	4-123
圖 4.3.40b 臺中港 9~11 號碼頭易損曲線(Y 向).....	4-124
圖 4.3.41 臺中港西 3~西 4 號碼頭案例分析之標準斷面	4-124
圖 4.3.42a 臺中港西 3~西 4 號碼頭易損曲線(EX).....	4-125
圖 4.3.42b 臺中港西 3~西 4 號碼頭易損曲線(EY)	4-125
圖 4.4.1 臺中港區鑽孔分佈圖	4-126
圖 4.4.2 臺中港區地盤液化敏感類別圖	4-126
圖 4.4.3 模擬地震設定	4-127
圖 4.4.4 梧棲鎮與清水鎮村里 PGA 分佈	4-127
圖 4.4.5 臺中港區港灣設施所在位置 PGA 值分佈	4-128
圖 4.4.6 臺中港區各項設施達至少嚴重損害狀態機率分佈	4-128
圖 A.1 臺灣地區活動斷層分布圖(中央地質調查所，2000).....	A-8
圖 B.1 臺灣地區地震危害度分析常見的地震震源分區方式	B-11
圖 B.2 單一震源分區之地震規模與在現頻率關係比較	B-12
圖 B.3 單一震區能量累積釋放圖與上限規模 m_0 值估算比較	B-12
圖 C.1 地震動衰減律分析時之地震震央分佈	C-6
圖 C.2 本研究所使用之地震動衰減律與地震資料之比較	C-7
圖 C.3 本研究所使用之地震動衰減律與 Abrahamson and Silva' 97 Form 之比較	C-7
圖 C.4 Abrahamson and Silva' 97 Form 中針對斷層形式及斷層上盤之 考量因子	C-8
圖 C.5 本研究所使用之 921 地震紀錄	C-8
圖 C.6 本研究所使用之地震動衰減律與 Abrahamson and Silva' 97 Form	

之比較	C-9
圖 C.7 Abrahamson and Silva' 97 Form 中不同震度之堅硬地盤與軟弱地盤之關係	C-9
圖 C.8 本研究所使用之地震動衰減律與 Boore, Joyner, and Fumal '97 Form 之比較	C-9

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）。而台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, 過去曾發生了許多擋土設施受震破壞之案例, 而且, 通常是沿著港灣全線同時發生(長達數十或是數百公尺), 因此造成港灣功能完全癱瘓, 而其損失與復原工作所需費用與時間則難以估計。關於港灣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, 則港灣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。至於台灣地區, 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，以了解台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，現為第一年計畫，工作重點在於發展與建立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。

因此，研究範圍為針對臺中港區進行地震潛勢分析、以及港灣結構物耐震能力評估，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。未來則將逐年針對蘇澳港、花蓮港、基隆港、臺北港，以及高雄港等港區進行分析，完成全部研究工作。本(96)年期之主要研究內容與項目，分列如下：

- 1.針對臺中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.建立並驗證港灣構造物耐震能力評估模式，包括沈箱式碼頭、棧橋式碼頭，並以此模式評估臺中港14座碼頭之耐震能力。
- 3.蒐集與建置TELES系統港灣設施災損模組基本參數與資料，並以臺中港為對象，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執行參考；而子計畫二之分析模式與方法亦為子計畫三之參考資料。主要內容列述如后：

子計畫一：港灣地區地震潛勢之評估。研究項目包括：臺中港區鄰近測站強震歷時及場址特性資料之蒐集、臺中港區地震危害度分析、臺中港區地震可能發生時間序列或地域分析，以及臺中港區之場址效應分析等。

子計畫二：港灣構造物耐震能力之評估。研究項目包括：臺中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研究、臺中港區土壤液化之危害度分析、臺中港區沉箱式碼頭之耐震能力評估，以及臺中港區棧橋式碼頭之耐震能力評估等。透過耐震能力評估，可了解港區在地震作用下，既有港灣構造物之耐震能力。

子計畫三：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，此部分研究內容可分為三個主要工作項目：(1)基本資料庫建置，以提供各階段分析模組之基本資料或參數；(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；以及(3)經濟損失評估模式建立，則是在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。

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：了解臺中港區地震可能發生之機率及地震特性、評估沉箱式與棧橋式碼頭共14座之耐震能力、以及於TELES震損評估系統中開發港灣構造物之震災境況模擬模組等成果。於四年期程執行完成後，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.評估各港灣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1.1.1.1 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	台灣	美國	菲律賓	埃及	日本	台灣
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, Valparaíso	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
差異沉陷 最大值 (cm)	30	30~40		100~150		20 (沉陷範圍 30~40m)			支承樁斷裂 管線斷裂 差異沉陷	100	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	平均沉陷 20m	龜裂範圍 150m	龜裂範圍 150m

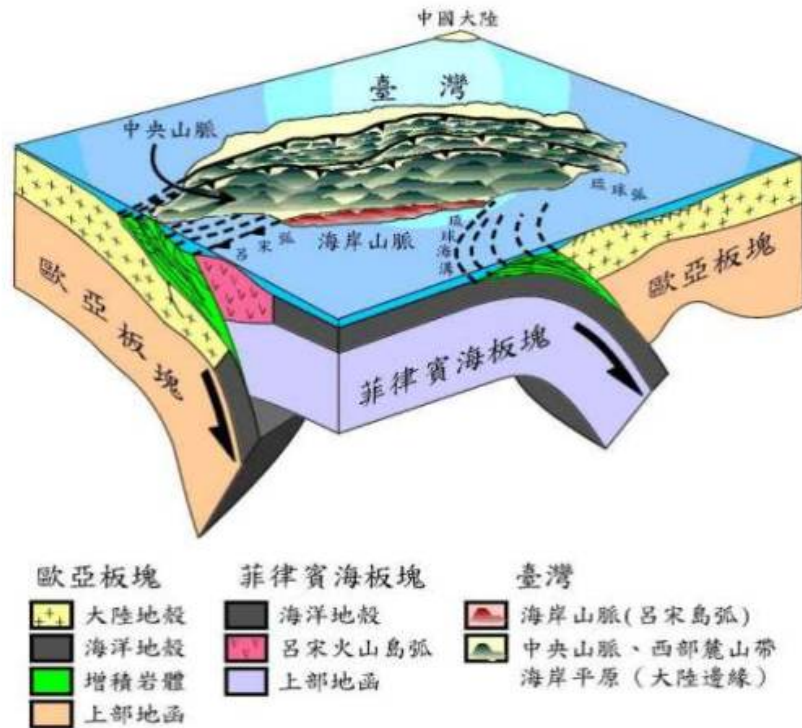


圖1.1.1 臺灣三度空間地體構造（修改自Angelier, 1986）



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

第二章 港灣地區地震潛勢之評估

本章主要以臺中港區為範圍，進行港灣地區地震潛勢之評估，分析此場址將來可能發生之地震特性與機率。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、確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 臺中港區鄰近測站強震歷時記錄及場址特性

欲評估一場址之地震潛勢，首須了解場址附近過去所發生地震之特性，以及場址所在處及鄰近位置之地質條件。在地震特性方面，本研究所蒐集到44筆近年來臺中港區鄰近測站之歷時紀錄（包括921地震）如表2.1.1所示，鄰近測站包括東海大學(TCU048)、清水國小(TCU059)、順天國小(TCU064)、公明國小(TCU104)、竹林國小(TCU105)、和美國小(TCU111)、線西國小(TCU117)，以及大同國小(TCU146)等8個強震測站（圖2.1.1）。這些地震之地震規模(M)均大於5.0，最大地表加速度(PGA)大於50gal。這些資料篩選後將用來進行後續之場址效應分析。

在場址特性方面，根據陳圭璋(1993)之研究顯示，臺中港區之地盤構造係屬新第三紀地槽盆地中之臺西～臺中構造盆地，地表為大甲溪和烏溪沖積形成之幼年期海岸平原，屬全新世現代沖積層，地勢低平。地層自東向西傾斜，土層極厚，達300m深以上。地質組成大致可分為砂質土壤、粉土及黏土夾層，部分地區在深達20m才夾有黏土層及粉土，偶有礫石層出現。由於港區內土壤受到河川、海洋及風力之影響，在土壤沉積過程中所受之環境影響因素較為複雜，全區土層分佈零亂，並無明顯之垂直分層，為典型之海岸沖積層特性。碼頭後線之基礎土壤，多為未經適當地質改良之水力回填地。

根據臺中港26號碼頭觀測站之300m深地震監測孔地質調查資料(圖2.1.2)顯示，除近地表約2m深為填土級配外，在整個300m深之地層中，幾乎均為粉質(細)砂層，偶夾礫石或薄層粘土，且並未發現較堅實之岩盤。另從圖2.1.3之剪力波速(V_s)剖面也可知，近地表除8~13m深度之 V_s 較高外，在83m深度範圍內之 V_s 大多小於250m/s；而在83m~283m深度範圍之 V_s 也僅介於328~400 m/s間。因此，須謹慎考慮臺中港區受震之場址效應。

另外，為了評估土壤液化之危害度，本研究從港研中心取得了臺中港區38孔之SPT鑽探資料，其孔位分佈、SPT-N值及細料含量(fines content, FC) 隨深度變化之情況，以及相關資料等分別如圖2.1.4~圖2.1.6及表2.1.2所示。根據前述38個SPT鑽探孔位之相關圖表資料顯示，臺中港區近地表20m深度範圍內大部份均為粉質砂土層，SPT-N值大多在30以下，而地下水位很高，在5m以內。受震時，亦須謹慎考慮土壤液化可能引致之危害。

2.2 臺中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；相對而言，臺中港區是位於地質較安定的區域，地震相對也較少。

在臺中港區進行地震危害度分析前，需確認工址附近潛在震源區與活動斷層之地震潛勢，蒐集斷層調查資料，評估其活動性與影響，以機率分析法及定值分析法完成地震危害度分析。本節以中央氣象局TCUP強震測站座標(120.5156°E, 24.2563°N)為代表位置，針對活動斷層及歷史地震之活動性，識別出各震源對臺中港區未來可能之地震危

害。並對危害度分析結果進行參數拆解，以決定控制地震(MC及RC)，識別對該港灣地區最具潛在影響能力之地震規模及震源距離。由前節之鑽井資料顯示，臺中港區地質主要為軟弱地盤，需考慮其場址效應。本節採用堅硬地盤衰減律進行地震危害度相關分析，故擬定耐震設計地震力或土壤液化分析時，需再按照一般規範程序乘上局部地盤放大係數來考慮地盤效應。

2.2.1 斷層與歷史地震活動

臺中港區位於地震發生較為稀少之區域，圖 2.1.1 所示為港灣附近之地質概況，圖中包含中央地質調查所公布之活動斷層(林啟文，2000)。一般而言，地震潛勢危害主要的影響來自於工址附近 50 公里範圍內的相關斷層及地震，表 2.2.1 列出港灣地區鄰近之活動斷層，其中屯子腳斷層最近，約 8.13 公里；車籠埔斷層距離為 21.21 公里，這二條斷層皆為第一類活動斷層，此距離下顯示其對於港灣區域危害度之貢獻有一定影響力。而經中央地調所分類為存疑性斷層則是清水斷層及彰化斷層，其距離工址則約為 4.08 公里及 15.82 公里。相關之斷層調查與活動性評估詳見附錄 A。

評估工址地震危害度時必須考慮所有歷史地震紀錄(包括未有地震儀觀測前之歷史地震)，並分析歷史地震對地震活動度之影響。由於臺灣地區的強震觀測網始於 1900 年代，因此，1900 年以後有較為完整之地震資料(目錄)；而 1900 年以前只能由歷史文獻蒐集有限之地震災害紀錄，從而推估其可能之地震位置與規模。鄭世楠等(1989)根據歷史文獻紀錄研究與分析，整理出西元 1604 年以來之臺灣地區地震目錄，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 2.2.1(a)所示(鄭世楠等，1989)；圖 2.2.1(b)則將近百年來的重大災害地震震央標示出來。由圖 2.2.1 所標示的災害地震震央位置，可以發現鄰近臺中港區 50 公里範圍內，影響最大的地震有二個，分別為(1) 1935 年芮氏規模 ML7.1 的新竹-臺中烈震，其規模經修正後為 ML6.8，此地震的發生產生了獅潭斷層、神卓山斷層及屯子腳斷層，屬於地震錯動所發生的斷層地震，並造成了一萬四千多人傷亡；(2) 1999 年臺灣因車籠埔斷層的

錯動，造成了 ML7.1 的重大災害地震，超過 7780 人傷亡。兩者皆造成臺灣經濟損失慘重，這些災害性地震皆考慮至地震危害度分析資料庫中。在歷史地震中的規模大小對於地震危害度分析影響甚劇，針對本研究使用之地震目錄說明詳如本文 2.2.2.2 節。

斷層活動所引起地震動之影響相對需特別注意，故結構物耐震設計需考量近斷層效應。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，將以特徵地震再現期可預測模型(time-predictable model)模擬活動斷層的地震活動，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。

以活動斷層之活動特性而言，第一類活動斷層之活動性較為明朗完整，機率分析法將參考其活動斷層參數以特徵地震模式模擬，考慮其對港灣地區危害度之貢獻。而針對彰化斷層及清水斷層等活動性不明顯的斷層乃以特定之參數分析其危害貢獻，其結果僅供參考並不建議應用於未來其他分析上。除此之外，本節以定值分析法瞭解近臺中港區之活動斷層錯動時可能影響之地震動大小，提供後續分析研究之參考。

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，因地震所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_{a1} 等來表示。地震危害度分析的結果是以危害度曲線或震度分佈圖來表現，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相關的參數說明可參考附錄 B。

由於地震發生在時間與空間的分佈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 B 針對臺灣地區地震危害度分析所作之概要說明外，以下針對幾個重要的影響因子與參數作進一步詳細說明：

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)以台灣地區標準地動衰減函數為基準所計算的規模 $M_L(Y)$ ，在過去數年以來一直廣為各界使用；鄭世楠和葉永田(1989)亦根據此一規模 $M_L(Y)$ 整理台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。然而在許多國內外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。

鄭世楠於 2003 年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。校準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。列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)所登錄的規模(M_L)為 8.1、其後修正為 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($M_L=7.3$)修正後的規模分別為 6.7、6.8、6.8、6.9。由此可知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；而舊的地震目錄

在 1935 年至 1973 年間的平均地震數目明顯高於其他時間區之平均數目並不合理。以上說明顯示臺灣地區重新校準後之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。

進行地震危害度分析時，對於地震的時空分佈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。本研究所採用地震目錄資料長度為 1,900 年至 2007 年 7 月。此地震目錄完整收錄大規模地震，可信度極高，為地震危害度分析之重要依據。

2.2.2.2 震源分區與震源深度

考慮臺灣附近之地震分佈與地體構造特性，將地震震源分區劃分如圖 2.2.2 所示，採用兩種震源分區方式分別稱為震源分區 B 及 D。震源分區 B 直接引用我國第四核能電廠地震危害分析報告；而震源分區 D 與震源分區 B 在臺灣東部地區的分區方式完全相同，僅西部地區略異，以臺中港區附近而言，震源分區 D 採用較小分區而震源分區 B 則採用大分區。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佈的不均勻性，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)，如圖 2.2.2 所示，並假設地震震央集中於網格中心位置。

震源分區依臺灣地區地震之震源深度分佈特性，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佈的第一類活動斷層(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。

地震危害度分析時，震源分區 B、D 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，並考慮過去一百年來發生地震的地方在未來仍有可能發生地震。臺中港區位於兩震源分區，分別落於 ZB10 及 ZD10 中，其所考慮的地震危害程度因含括的地震數目不同而有所差異，經由 G-R 關係式可計算地震發生機率。針對台中港區進行地震危害度分析，同時考慮這兩種不同震源分區，應可適時反映地震時、空間之分佈的不均勻性。

2.2.2.3 地震規模與再現頻率(Magnitude Recurrence Relations)

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：

$$\log N(m) = a - bm, \quad m_0 < m < m_u \quad \dots\dots\dots (2.2.1)$$

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 為常數，可由回歸分析而得； (m_u, m_0) 為上、下限規模，其適用範圍可由地震紀錄或工程考量決定（詳附錄 B）。

以圖 2.2.2 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(2.2.1)回歸分析出各子分區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 2.2.2.2 節）採用兩階段分析，分別回歸計算相關係數如表 2.2.2 所列，表中亦將記錄到的最大地震規模列出以茲比較。

臺中港區所在之震源分區 B 的 BS10 子分區及震源分區 D 的 DS10 子分區，兩分區之 G-R 關係式在表 2.2.2 中顯示 b 值因地震數目而有所差異， b 值越小則表示該區域地震危害多由大地震貢獻。換言之，地震危害度若單考慮震源分區 D，則可能低估臺中港灣區之地震危害。故為保守估計，本研究採用兩種震源分區應可合理反映台中港區之地震危害度。

2.2.2.4 地震動衰減律與地震動參數

衰減律分析主要使用中央氣象局所記錄的台灣地區地震資料。由於地震動的衰減特性或趨勢除了距離的影響外，也受地震規模之影響，小規模地震的地震動衰減特性與大規模地震的地震動衰減特性並不相同。而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 $ML = 5.0-7.5$ 共 59 個淺源地震(震源深度 = 0-35 公里)。所選用地震資料庫之地震震央位置分佈足以反映台灣地區地震特性。中央氣象局速報站之設置在地理位置分佈上較均勻，強震網站之設置則有集中在人口密集之都會區的趨勢，會導致某些設站密集的地區有相當多的資料，形成資料的權重不一的現象。因此回歸分析時應盡量使用速報站資料，以避免上述現象。但因速報站資料缺乏近距離的紀錄，會使得分析結果在近距離部分不合理。衰減式回歸分析時採用所有速報站的資料，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。分析時取兩水平向之幾何均值(Geo-Mean)，其定義為兩水平向值之乘積開平方根，如下式所示：

$$GeoMean = \sqrt{(EW \times NS)} \dots\dots\dots (2.2.2)$$

配合地震危害度分析之傳統程序，衰減律分析乃根據第一類地盤 (S1) 的地震資料進行回歸分析。所使用之地震動衰減律如下式所列：

$$PGA(g) = 0.00284 e^{1.7331M} [R + 0.0999 \exp(0.7719M)]^{-2.0639} \dots\dots\dots (2.2.3)$$

此地震動衰減律對地震資料之預測誤差的標準偏差值約在 0.75 左右。此一公式為台灣地區第一類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，通常只需修正其預測誤差的系統性誤差(bias)即可。應用表 2.2.3 所列之地震動衰減律所得之地震危

害度結果，乃適用於堅硬地盤。不同地盤及不同分析應用時，如液化分析，未來須依地盤特性，乘以規範規定之地盤修正因子，以茲應用於不同耐震設計層面。

2.2.3 地震潛勢評估

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)。機率分析法乃將工址附近(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佈模型，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，決定對工址所引致的地表運動參數值。

2.2.3.1 斷層之地震危害評估

對於工址 200 公里內的地震危害，皆採用一般區域地震與特徵地震兩種模式之組合。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 公里均勻分佈，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 and time predictable)，如屯子腳斷層及車籠埔斷層所引起之斷層地震。一般再現期可預測之特徵地震規模不會變化太大，一般假設其規模變化範圍 Δ_M 約為 0.5，規模區間為 $m = [M_c - \frac{1}{2}\Delta_M, M_c + \frac{1}{2}\Delta_M]$ 。分析時特徵地震的發生率，乃假設 G-R 關係之 b 值為 0.2。

活動斷層特徵地震的回歸期等活動參數，必須藉由地震學研究、斷層與地質調查等相關資料加以綜合評估，如古地震研究等。斷層的復發週期、長度及曾經發生之相關地震紀錄等活動參數，可評估各活動斷層地震可能錯動之機率，並引入地震危害度分析模式。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。藉由各活動斷層參數，配合危害度函數，未來可能錯動之機率可被計算自各活動斷層之機率模型 (溫國樑等人，2005)。針對臺中港灣地區所鄰近之震源，除考慮區域震源外，對於活動斷層之活動度以特徵地震模型進行分析。影響本工址最重要之斷層為車籠埔斷層、屯子腳斷層(與獅潭斷層於 1935 年臺中地震時同時錯動)、彰化斷層等三條活動斷層。臺中港區鄰近之各活動斷層未來 50 年之發生機率列於表 2.2.3。其中，車籠埔斷層經實際槽溝開挖得到之回歸期約為 300 年，以再現期可預測模型分析其未來 50 年之發生機率趨近於 0%。屯子腳斷層距離工址 8.31 公里，其回歸期並無確切資料，由斷層長度及 GPS 觀測等資料研判，本研究假設其回歸期為 200-350 年，以再現期可預測模型分析其未來 50 年之發生機率約為 2%-18%。彰化斷層並非中央地調所發布的第一類活斷層，其相關之活動資料相當缺乏，但根據鄭世楠之研究，彰化斷層可能與 1848 年彰化地震有關，且可能與清水、大甲斷層為同一系統，本研究假設其回歸期與車籠埔斷層相當；以再現期可預測模型分析其未來 50 年之發生機率為 9%。

表 2.2.3 中之各活動斷層參數應用於地震危害度分析時之使用說明，詳述如下：

1. 屯子腳斷層：

該斷層與獅潭、神卓山等斷層同為 1935 年新竹-臺中地震之地震斷層，且可能為同一系列斷層，延伸長度可能超過 50 公里。統計西部 GPS 監測站在屯子腳斷層的測量結果，跨斷層 GPS 速度場變化量為 3.86mm/yr (中央地調所，2004)。若以 1935 年地震所造成的水平錯動量 1.5 公尺作估算，屯子腳斷層特徵地震的再現期約為 389 年/次。對於此斷層系統規模大小及回歸期之假設，主要採用延伸之斷層長度推估，換算成地震規模則為 $M_L 6.9$ 。而回歸期乃採用觀察滑移速率及錯動量所得到之再現期，並考慮 GPS 網觀察長度之不足，訂為 350 年左右。分析時，此斷層之地震活動由兩個部分構成：(1)以一般 TYPE III 震源模擬，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(μ)設為 6.65；(2)特徵地震模式則以規模 M_L 6.65 至 M_L 7.15 模擬，未來 50 年之發生機率為 2.25%，換算等值平均年發生率為 0.000450（2007-2057 年）。

2.車籠埔斷層：

破裂長度約為 105 公里，在實際鑽井及槽溝開挖的資料(陳文山等，2007)，顯示在南北段可解析出 6 次的地震事件，每次地震相距時間約 300-400 年，由古地震的特性可以推演下次發生大地震的可能發生時間約在西元 2340 ± 90 年 (Chen et al., 2005, 2007)。根據槽溝開挖資料分析所得到的車籠埔斷層滑移率，經過統計後，車籠埔斷層在過去 2000 年以來，再發生週期並不均勻，約為 100-700 年(Chen et al, 2007)。對於車籠埔斷層的特徵參數，以 921 地震之規模 M_L 7.1 作為特徵地震，並採陳文山等人(2007)之成果分析計算，假定 300 年為其再現週期。此斷層之地震活動由兩個部分構成：(1)上限地震規模(μ)設為 6.85，規模小於 6.85 的地震以線震源模擬(TYPE III 震源)；(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 年之發生機率為 0.06%，換算等值平均年發生率為 0.000012（2007-2057 年）。

3.彰化斷層及清水斷層：

該二條斷層因活動特徵並不明確，為中央地調所列為存疑性斷層。以彰化斷層長度換算其可能之特徵地震規模為 M_L 6.6。根據鄭世楠及葉永田(2002)之分析報告，其認為該區域之彰化、清水及大甲等斷層應視為彰化斷層系統，總長度為 65 公里，經規模與斷層長度關係換算可達 M_L 7.0，與彰化斷層系統相關之 1848 年彰化地震其規模亦大於 M_L 7.0 以上。除此之外，對於彰化斷層目前並無任何資料可供推估其回歸期，且存疑性斷層在目前的地震危害度分析中乃認定其無錯動之可能性而無考量。基於審查委員之要求，本案以車籠埔斷層南段槽溝調查結果的回歸期=400 年，假設為彰化斷層系統特徵規模之再現期。在機率分析法分析時，彰化斷層之規模範圍為 6.35~6.85；彰化斷層系統特徵地震規模為 6.75~7.25，未來 50 年之發生機率為 8.9%，換算等值平均年發生率為 0.001780（2007-2057 年）。

單獨考慮各鄰近活動斷層對臺中港區之地震危害貢獻，如圖 2.2.3 所示。特徵地震因規模較大，分析時假設其錯動至地表，並採用工址至斷層地表破裂線之最短距離。圖中比較各斷層特徵地震之地震危害貢獻量，依距離遠而近，逐步疊加各活動斷層之特徵地震危害度。

由臺中港區附近未來 50 年可能之地震來源的累積年超越機率比較(圖 2.2.3)，車籠埔斷層因距離較遠，且未來發生率極低，對於臺中港區之危害度極低。而彰化斷層以特定之假設參數得到其未來 50 年之錯動機率高達 8.9%，此結果使得臺中港區在短回歸期處之地震危害來自於彰化斷層。長回歸期處會有獅潭、屯子腳斷層系統之貢獻，屯子腳斷層未來 50 年 2% 的發生率 (2007~2057 年之等值平均年發生率為 0.000450)，已屬於臺中港區附近震源中的高危害貢獻來源之一，建議對屯子腳斷層以定值法分析，作為臺中港灣結構設計用之控制地震。

對於鄭世楠等人(2002)認定的整段彰化斷層系統，本小節亦分析其對臺中港區的危害貢獻，分析結果顯示該斷層完全控制臺中港區之地震危害，如圖 2.2.3。換言之，臺中港區的地震危害將全來自於彰化斷層系統，對於被中央地質調查所分類為存疑性的彰化、清水等斷層，該結果呈現太過於保守且不合理。基於機率分析法之假設條件，乃在所使用之參數必須確定且在合理的假設之上，配合分析模型統計未來各震源可能會發生錯動或破裂的機率及危害貢獻，例如第一類活動斷層。因此，對於存疑性斷層的彰化斷層或彰化斷層系統的地震危害貢獻量，本分析結果僅供參考，並不建議應用於未來的各項分析中。

2.2.3.2 PGA 地震危害度曲線

針對臺中港區之地震危害度評估，本節乃使用台灣地區 1900 年至 2007 年 7 月之地震目錄，並考慮兩種震源分區(ZB、ZD)，鄰近之各活動斷層將以特徵地震模式及未來 50 年之發生機率考慮至分析模型。由

於震源分區 B 在工址附近採用較大的子震源分區，且震源網格之地震發生率以平均值假設，因此會把部分近距離的地震遠離工址附近(參考震源分區圖 2.2.2)，而可能低估地震危害度。震源分區 D 則採用小分區改善此情形。本節之地震危害分析以一般性區域震源之危害貢獻，疊加以特徵地震模式考慮各鄰近斷層之危害度，建立未來 50 年適用之地震危害度曲線。考慮各參數之結果共產生二條 PGA 危害度曲線，分別為兩個震源分區(ZB、ZD)分析結果，最終之地震危害度曲線為兩曲線之平均結果。以下就分別討論第一類活動斷層及彰化斷層之地震危害度曲線進行討論。

1. 考量彰化斷層之地震危害度曲線

由於臺中港區鄰近鄭世楠等人(2002)認定的彰化斷層系統(彰化、清水及大甲等斷層)僅約 4 公里，彰化斷層約 16 公里，以客觀的角度來看，該距離下一旦斷層發生錯動，對工址的威脅極大。但彰化、清水、大甲等斷層在中央地質調查所公布的活動斷層分類，乃屬於存疑性斷層，未來是否有錯動機率並不明確。表 2.2.4 中所列彰化斷層近 400 年的回歸期，乃根據古地震調查最為完整的車籠埔斷層南段的回歸期為假設參數。將該回歸期引入機率分析模型中，在 1848 年彰化地震發生後，彰化斷層從現今至未來 50 年之錯動的機率可達 9%，該結果對存疑性斷層而言，乃過於保守考慮的參考數據。本部分之地震危害度曲線乃考慮臺中港區鄰近之活動斷層，除考慮第一類活動斷層外，亦考量彰化斷層之貢獻，結果如圖 2.2.4 所示。該結果顯示在此些條件假設下，臺中港區整個地震危害會被彰化斷層系統完全控制。圖 2.2.4 的分析結果僅供參考，並不建議應用於未來的各項分析中。

2. 考量第一類活動斷層之地震危害度曲線

圖 2.2.5 為臺中港區完全考慮第一類活動斷層之地震危害度曲線，該活動斷層之活動參數皆有明確之調查資料可供建立，所用參數如表 2.2.3 所列。本結果顯示臺中港灣地區主要為屯子腳斷層所控制，為主要危害來源，應以定值法考量之。

2.2.3.3 設計地震 PGA 值

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，並須檢核在 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。將前述分析所得之地震危害度曲線對應幾個結構設計常用的回歸期的設計參數摘出如表 2.2.4 所列。將兩個震源分區之危害度曲線分析結果平均，並取其 475 年及 2500 年回歸期之設計地震參數。表中所列之 PGA 值為地震危害度分析時採用中值衰減律曲線 (UNC) 計算，適用於堅硬地盤之工程設計。表中亦列出設計震度 PGA 中值 (UNC)、UNC+1 倍及 +2 倍標準偏差的結果。

由表 2.2.4 中所列，在排除彰化斷層之影響下，未考慮標準偏差分析所得到之 PGA 危害度曲線，對應 475 年回歸期之 PGA 值為 0.214g。考慮一個標準偏差修正後，其 PGA 值為 0.23g，考慮兩個標準偏差修正後提高為 0.29 g。耐震設計規範規定台中港區 475 年之設計 EPA 值為 0.28g，其結果主要根據修正 1.5 個標準偏差的危害度曲線(台中縣梧棲鎮之設計地震對應於 84 年版的耐震規範，其屬於地震一乙區，PGA 值為 0.28g，為考慮 1.5 倍的標準偏差後的結果)。本研究修正 1.5 個標準偏差的 475 年回歸期之 PGA 值為 0.26 g，與規範規定相當。將彰化斷層之影響列入考慮進行機率分析法，修正 1.5 個標準偏差後，475 年回歸期之 PGA 值約為 0.28 g。

2.2.3.4 地震危害度參數拆解分析

地震危害度分析是將工址附近所有具有潛勢之地震源的影響機率予以加總，做為評估設計地震與震損之參考，在分析過程只留下地震動相關之參數，地震規模等參數已在分析中消去。而地震危害度參數拆解則是根據潛勢地震源對工址之地震危害度之貢獻量分析出最具威脅潛勢之震源，可以將其位置(工址距離)及規模分析出來，對於需要地震規模做為分析設計參數的應用，如土壤液化分析，甚具參考價值。

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)。由平均的危害度曲線，以 2.11×10^{-3} (回歸期 475 年)、 4.04×10^{-4} (回歸期 2475 年)為參考超越機率以參數拆解方式，求得在不同回歸期下的控制地震，所得之控制地震規模如表 2.2.5，所列數值均為第一類地盤適用設計地震參數。由於參數拆解分析以關鍵性震源的地震規模及距離表示，表中亦比較考量彰化斷層之差異。由考慮第一類活動斷層之地震危害度曲線經參數拆解後之規模(圖 2.2.5)，為 $ML6.6 \sim 6.7$ 之間。對於彰化斷層或彰化斷層系統對臺中港區的可能危害貢獻，建議以定值法評估之地震潛勢較為合理。

2.2.3.5 活動斷層定值法地震危害度分析

為考量近斷層之影響，地震危害度必須額外考慮活動斷層之危害貢獻量，由表 2.2.1 中所列出臺中港區鄰近之活動斷層，屯子腳斷層及車籠埔斷層為第一類活動斷層。而彰化斷層及清水斷層的距離約 15.82 公里及 4.08 公里，其中彰化斷層未來之活動性為大家所注視，但目前根據中央地質調查所實際調查則列為存疑性斷層，清水斷層亦然。因此，針對這些近距離的活動斷層，本節利用斷層長度與規模之關係計算最具潛勢地震，以瞭解活動斷層一旦錯動，對於臺中港區可能造成之地震動大小。

活動斷層特徵地震之規模大小，在過去由地震機制與觀測地震的研究成果中發現，其大小與活動斷層之破裂長度關係密切。Wells and Coppersmith(1994)及 Tsai et al.(1987)針對斷層長度與規模關係所發展之經驗式，可提供評估各活動斷層最具潛勢地震規模：

$$L = \exp[1.006M_L - 3.232] , \text{ (Tsai et al., 1987) } \dots\dots\dots (2.2.4)$$

$$M_W = 5.00 + 1.22 \cdot \text{Log}(L) , \text{ (Wells \& Coppersmith, 1994) } \dots\dots (2.2.5)$$

而地震規模 M_W 與 M_L 之間的轉換關係，則根據 Wu et al.(2000)依

據臺灣地震紀錄所建立之經驗式換算。

$$M_L = 4.533 \ln(M_w) - 2.091 \pm 0.14 \quad \dots\dots\dots (2.2.6)$$

由式(2.2.4)~(2.2.6)評估各活動斷層之地震規模結果列於表 2.2.6 中。參考中央地質調查所實際調查得之斷層長度換算結果，可發現屯子腳斷層一旦錯動時可能造成之最大規模約為 $M_L 6.4$ ，若以 1 個標準偏差(Standard Deviation)考慮其不確定性，則可達到 $M_L 6.6$ ，但由於獅潭、神卓山、屯子腳斷層同為 1935 年地震所觸發，就地形上來看，調查結果顯示獅潭與屯子腳斷層雖在地表面之破裂呈不連續狀，但二者亦可能於地底下為同一延伸的斷層，其潛在之斷層長度可能超過 50 公里，未來當其中一條進行錯動時，則可能引發另一個大規模的地震。因此，對此三條斷層應可視為一系統斷層，以延伸之總長度估算地震規模，保守採用之特徵規模為 $M_L 6.9$ 。另外在彰化斷層、清水斷層及大甲斷層部分，單獨考慮彰化斷層，規模為 $M_L 6.6$ 。根據鄭世楠及葉永田(2002)針對彰化斷層進行探討，認為 1848 年彰化地震與整段彰化地震斷層(包括大甲、鐵砧山、清水與彰化斷層)的錯動有直接的關聯，長度約為 65 公里，以此長度換算規模並考慮一個標準偏差則可達 $M_L 7.0$ 。

定值法之境況模擬地震規模採用 Wells and Coppersmith 建議經驗式之分析，並保守考慮 1 個標準偏差，本分析所使用之活動斷層規模如表 2.2.6 所列。配合 PGA 之堅硬地盤衰減律及台中港區與各活動斷層之最短距離，可以評估其影響，結果如表 2.2.6 所列。距離最近的彰化斷層系統(包括大甲、鐵砧山、清水與彰化斷層)，其 PGA 值可達 0.62g；彰化斷層因規模較小，為 0.205g。屯子腳斷層在機率分析法中，未來 50 年發生地震的機率約為 2%-18% (2007~2057 年)，以地震危害度分析的理論來看，已屬於高危害貢獻來源，以定值法考慮屯子腳斷層，其地震規模 $M_L 6.9$ 進行定值法分析，其 PGA 值達 0.435g。

2005 年耐震設計規範中，臺中縣梧棲鎮之設計地震 $Sas=0.7g$ ，對應之 EPA 為 0.28g，規範以近斷層因子 N_A 間接考慮地震危害度定值法之分析結果，但為降低其對設計地震之衝擊，對定值法 (DSHA) 分析

結果只部分反映。考慮近斷層因子 N_A 後，設計 EPA 值為 0.31g。為主要考慮車籠埔斷層及屯子腳斷層對台中縣梧棲鎮之危害度貢獻。但是以特徵地震模式考慮車籠埔斷層的分析結果來看，其貢獻可以忽略（在下一版的耐震設計規範應會採用特徵地震模式之分析結果，重新檢討設計地震，使結果更為合理）。

定值法分析結果明顯高於規範之規定，主要因為對斷層之地震活動模型與參數考慮不同，且規範並未完全反映定值法之分析結果。另外，規範亦未考慮彰化斷層之影響。

2.2.4 小結

本研究詳細分析臺中港區附近之地震與斷層資料，進行地震危害度分析，評估本工址耐震設計參數。因為不同時期地震儀的密度與精度的差異，且我國的地震目錄在 1973 年以前較不完整，近年中央氣象局持續委託學者進行校準，已獲有成果，本研究為了考慮地震震源分佈在時、空上的不確定性，同時考慮二種震源分區型式進行地震危害度分析。針對鄰近的彰化斷層，本研究亦特定之活動斷層參數考量至地震危害度分析中比較，並以定值法加以分析之。最終地震危害度曲線採用前述兩種地震震源分區分析之平均值。經由本研究之分析獲致以下結論並提出相關建議。

1. 地震危害度分析時，所使用之地震目錄為1900年至2007年7月，並考慮震源分區B、D，以考慮地震分佈的不確定性，最終結果為兩者平均之地震危害度曲線。
2. 臺中港灣地區之設計地震PGA值（本報告2.2.3.3節），由地震危害度分析考慮1.5倍標準偏差修正後，約為PGA=0.26g與規範規定相當。該結果適用於堅硬地盤，依據耐震設計規範，軟弱地盤需再額外考慮場址放大係數。
3. 由分析結果中顯示臺中港灣地區之地震危害，主要來自於屯子腳斷層及區域震源，且其未來50年的地震發生機率約2%-18%（2007~2057年），是屬於高貢獻震源，建議以定值法的結果考慮

屯子腳斷層。以斷層長度換算其規模可達ML6.9，考慮統計偏差可採用上限規模ML7.1，用於液化分析時換算Mw約為7.6。

4. 定值法分析之PGA值為0.435g-0.62g。在工程設計分析時，可以此進行結構物極限狀態之檢核，確保結構在此地震作用下不會發生崩塌之極限狀態。

2.3 臺中港區地震可能發生時間序列與規模分析

本節主要針對臺中港區(臺中港周邊半徑50km的範圍內，其經緯度為N23.78~24.78，E120.02~121.02)，利用灰色系統理論與模糊數學進行分析，以臺灣中部地區四百年地震規模 ≥ 5.0 的地震目錄(1604年~2006年)為基礎，進行地震可能發生時間與規模的預測分析。

2.3.1 歷史地震目錄及彰化斷層

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，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。臺灣中部地區的歷史地震目錄雖然可以上溯至 1600 年左右，但若縮小範圍到臺中港區而言，地震紀錄年限最早的是 1815 年的 M7.1。因此，實際分析的歷史地震目錄是由 1815 年至 2006 年。

由此地震目錄來看，200 年內，平均大約每 50 年(1800、1850、1900、1950、2000)，臺中港區會發生規模 7.0 以上的強震一次(實際上是：1815、1848、1935、1935、1999)。由頻次與規模的潛勢看來都是相當高的。臺中港東側 6 公里有彰化斷層，25 公里外有車籠埔斷層，36 公里外則有大茅埔-雙冬斷層，均為向東側傾斜的逆移斷層。其分佈與橫剖面如圖 2.3.1 所示。

2.3.2 預測模式分析

灰色預測方法如下列五種：

- 1.數列預測：這是對系統行為特徵值大小的發展變化進行預測，稱為系統行為數據列的變化預測，簡稱數列預測。

- 2.災變預測：這是對系統行為特徵值超出某個閾值(界限值)的預測，顯示異常值將在何時再出現的預測稱為災變預測。
- 3.季節災變預測：這是對季節變化行為的預測。
- 4.拓樸預測：這是對一段時間內行為特徵數據波形變化的預測。
- 5.系統綜合預測：這是將某一系統各種因素的動態關係找出，並建立系統的動態框架圖。

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： $x^{(0)}(k) + az^{(1)}(k) = b$

上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(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。

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

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

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

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

(2.3.4)式中第一項是反映初始值 $x^{(0)}(1)$ 所引用的動態過程。第二項則是反映參數比 $\frac{b}{a}$ 的動態作用。顯然當 $b=0$ 或 $a \rightarrow \infty$ 時，該項會消失。因此我們稱第一項 $(x^{(0)}(1))e^{-ak}$ 為初值項，而 $\frac{b}{a}(1 - e^{-ak})$ 為數值。

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

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

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：

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

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

$$E = \sum_{k=2}^n z^{(1)}(k)x^{(0)}(k), F = \sum_{k=2}^n z^{(1)}(k)^2 \dots\dots\dots (2.3.9)$$

5. GM(1,1)模型的誤差：利用傳統的方式求出誤差。

$$e(k) = \left| \frac{x^{(0)}(k) - \hat{x}^{(0)}(k)}{x^{(0)}(k)} \right| \times 100\% \dots\dots\dots (2.3.10)$$

其中 i. $x^{(0)}(k)$ ：真實值。ii. $\hat{x}^{(0)}(k)$ ：預測值

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： $M \geq 6.25$ 、 $M \geq 6.5$)的預測數列。

2. 求震級模糊數

$$\text{由 } \mu = \exp \left[- \left(\frac{M - M_{\lambda}}{\sigma} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (2.3.11)$$

可得到 $\{\mu\}$ 數列。

3.取一開始 μ_k (例如 $\mu_k=0.5$, $\mu_k=0.1$)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

$$e_{k+1} = p(k+1) - \hat{p}(k+1) \dots\dots\dots (2.3.12)$$

其分析流程詳如流程圖 2.3.2 與圖 2.3.3。

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，本研究主要的分析模式有五種：

1.時間鏈數列預測模式

(1)將1800~2006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下的地震統計表2.3.2。

(2)由時間序中取 $5.0 \leq M < 6.0$ 、 $6.0 \leq M < 7.0$ 、 $M \geq 7$ 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1800~2006年的地震目錄以一年為單位作時間間隔，選出 $M \geq 6.0$ 地震進行序號編排，即可得下表2.3.6的地震統計表。

(2)以 $M \geq 6.0$ 、 $M \geq 6.5$ 、 $M \geq 7.0$ 為檻值，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1815~2014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（如圖2.3.4所示）。

(2)以 $M=7.0$ 、 6.8 、 6.6 、 6.4 、 6.2 為截線，求出與頻率圖相交的截點座標。

1、 $\langle M7.0 \rangle = [1, 34, 121, 185]$ 。

2、 $\langle M6.8 \rangle = [1, 34, 102, 120.9, 121.3, 184.9, 185.1]$ 。

3、 $\langle M6.6 \rangle = [1, 34, 102, 102.3, 120.8, 121.3, 184.8, 185.2]$ 。

4、 $\langle M6.4 \rangle = [1, 31, 34, 101.9, 102.7, 120.7, 121.7, 124, 184.7, 185.3]$ 。

5、 $\langle M6.2 \rangle = [1, 31, 33.8, 34.3, 67, 68, 101.8, 103, 106, 107, 120.6, 121.8, 123.8, 124, 184.6, 185.4]$ 。

(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1800~2006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
2007 ~ 2056 (50 年)	1、1974~2024 年會有 $M \geq 6.0$ 的地震。 2、1991~2051 年會有 $M \geq 6.4$ 的地震發生。 3、1995~2014 年有 3 次 $M \geq 6.0$ 地震發生。 4、1995~2014 年有 1 次 $M \geq 6.5$ 地震發生。 5、1995~2014 年不會有 $M \geq 7.0$ 地震發生。 6、2006~2010 年會有 $6.0 \leq M < 7.0$ 的地震。 7、2015~2034 年有 3 次 $M \geq 6.0$ 地震發生。 8、2015~2034 年有 1 次 $M \geq 6.5$ 地震發生。 9、2015~2034 年不會有 $M \geq 7.0$ 地震發生。 10、2018~2084 年會有 $M \geq 6.6$ 的地震發生。 11、2031~2035 年會有 $5.0 \leq M < 6.0$ 的地震。 12、2031~2101 年會有 $M \geq 6.8$ 的地震發生。 13、2056~2060 年會有 $M \geq 6.25$ 的地震。
2057 ~ 2106 (100 年)	14、2082~2124 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震。 15、2086~2090 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震。 16、2116~2120 年會有 $M \geq 6.25$ 的地震。 17、2142~2182 年會有 $M \geq 7.0$ 的地震發生。 18、2142~2183 年會有 $M \geq 7.0$ 的地震。 19、2291~2295 年會有 $M \geq 7.0$ 的地震。 20、2351~2355 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結論

1.時間序列預測綜合說明

綜合上述的分析結果，台中港區未來50年、100年的地震潛勢說明如下：

(1)臺中港區未來50年內（2007~2056年）的地震潛勢

A. 2007~2014年最多一次 $6 \leq M < 7.0$ 的地震。

B. 2015~2034年最多二次 $6 \leq M < 6.5$ 地震與最多一次 $6.5 \leq M < 7.0$ 的地震。

C. 2049~2057年最多一次 $6.4 \leq M \leq 6.6$ 的地震。

(2)臺中港區未來50至100年內（2057~2106年）的地震潛勢

A. 2082~2124年至少一次 $6.5 \leq M < 7.0$ 的地震。

(3)以未來100年來看，台中港區在2015~2034年是未來百年間地震的高峰期。20年間可能會發生2次 $M \geq 6.0$ 地震和1次 $M \geq 6.5$ 地震，但不會發生 $M \geq 7.0$ 的地震。

依地震地質綜合研判，未來100年內台中港區彰化斷層或大茅埔-雙冬斷層的錯動，發生的時間可能有三：一為2015~2034年的20年間、一為2049~2057年間、另一則為2103年 $\pm$ 21年間（2082~2124年），地震規模均為大於六但小於七的強震。未來50年內應以彰化斷層系列之一發生錯動的可能性較高；未來的50年至100年間則以大茅埔-雙冬斷層錯動較為可能。

2.臺中港區設計地震結論

以未來100年而言，台中港區地震災害模擬的設計地震為規模6.5至6.9(對應規範中的回歸期近於475年)。可能震央位置有二：一為彰化斷層錯動，震央距離為6km，一為大茅埔-雙冬斷層的錯動，震央距離為36km。

2.4 臺中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。

2.4.1 分析方法

由圖 2.1.2 及圖 2.1.3 可知，臺中港區在 300m 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 2.4.1 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 $F_{A,B}(=PGA_S/PGA_B)$ 。

2.4.2 頻率相依等值線性模式(FDEL)及其適用性驗證

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 2.4.2 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台中港區之場址效應分析。

羅東 LSST 試驗場址設置有表面式及沉埋式兩種地震儀，圖 2.4.3 中 DHA 代表近域陣列，DHB 代表遠域陣列，均有位於地表及地表下 6m、11m、17m 及 47m 之地震儀。1986 年 5 月發生一地震規模 $M=6.5$ 之強震，震源深度 15.82 公里，震央與場址距離 66.2 公里，屬遠距離之淺源地震。DHB 遠域陣列所記錄到之 EW 及 NS 二方向之地表及前述各深度加速度歷時分別如圖 2.4.4 及圖 2.4.5 所示，地表之最大加速度為 0.157g 及 0.207g。現利用地表加速度紀錄當控制運動，根據羅東 LSST 試驗場址之地質資料及土壤動力性質，分別以 FDEL 及 SHAKE 模式進行反卷積分析，分析深度至地表下 60m。等值剪應變計算式之常數 C 值採用 0.55(黃富國&王淑娟，2005)，而 SHAKE 分析時，EW

及 NS 二方向之切除頻率 f_c 分別使用 10Hz 及 15Hz，FDEL 分析則不採用切除頻率。各深度分析所得之加速度歷時亦示於圖 2.4.4 及圖 2.4.5 中，可以和實測下孔紀錄作對比。EW 及 NS 二方向最大加速度(PGA)之比較則示如圖 2.4.6、圖 2.4.7 及表 2.4.1 中。

由上述分析結果與實測紀錄之對比可知，在 6m、11m 及 17m 深度處，二模式分析所得之加速度歷時波形及最大加速度 PGA 值均與實測紀錄很接近，但 SHAKE 模式分析所得者之高頻含量明顯隨深度之增加而漸趨顯著，而 FDEL 模式則無此現象。至 47m 深度時，SHAKE 模式之分析結果已因高頻放大現象而完全不合理，EW 及 NS 二方向之實測 PGA 值分別為 0.081g 及 0.099g，但 SHAKE 分析則達 1.177g 及 0.428g，差異達 15 倍及 4 倍；FDEL 模式分析之 PGA 值分別為 0.087g 及 0.053g，EW 方向與實測者極為相近，NS 方向與實測比較雖較小，但僅為局部差異，整體波形仍與實測者很接近。再看 60m 深度處之分析結果，此深度雖無實測紀錄可資對比，但仍可由較淺處實測 PGA 值隨深度變化之趨勢判斷分析結果之合理性。由表 2.4.1 可知，二方向之 PGA 值由 SHAKE 分析所得者更進一步放大為 4.410g 及 0.879g，分析結果嚴重扭曲；而 FDEL 分析所得者則為 0.092g 及 0.064g，對照圖 2.4.6 及圖 2.4.7 中 PGA 值隨深度變化之關係，其結果仍頗為合理。

由上述案例分析及比較可知，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，為反卷積地盤反應分析提供了一實用且可靠之技術。

根據前述分析及說明可知，FDEL 可有效解決 SHAKE 模式在軟弱、深厚土層中進行反卷積分析時，因高頻放大現象所引致分析結果不合理甚或發散的現象，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。

2.4.3 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 2.1 節知悉臺中港區之地盤地表屬全新世之現代沖積層，地勢低平，土層極厚，達 300m 深以上。地質組成大致為砂質土壤、粉土及黏土夾層；碼頭後線之基礎土壤，多為未經適當地質改良之水力回填地。根據圖 2.1.2 之臺中港 26 號碼頭觀測站之 300m 深地震監測孔地質調查資料顯示，在整個 300m 深之地層中，幾乎均為粉質(細)砂層，偶夾礫石或薄層粘土，且並未發現較堅實之岩盤。本研究即將以圖 2.1.2 之地質調查剖面，及圖 2.1.3 之剪力波速 (V_s) 剖面，來作為臺中港區場址地盤受震反應分析時之代表性地盤模型。

在基盤深度方面，從圖 2.1.3 之剪力波速剖面可知， V_s 除近地表 8~13m 深度較高外，在 83m 深度範圍內之 V_s 大多小於 250m/s；而至 100m 深度前後， V_s 則約介於 328~400 m/s 間。此深度之剪力波速值雖與 Seed et al. (1997)所採用之參考(基準)地盤波速值及一般工程基盤所採用者(如 $V_s=500\text{m/s}$)仍有段差距，但已滿足國內新版規範(內政部，2004)對「第一類地盤」(堅實地盤)波速的要求。因此，可以此深度(100m)作為地盤反應分析之基盤深度，據以搭配台灣地區目前常用之“硬地盤”加速度衰減律，及地震危害度分析推得之 PGA 值，來共同考慮場址效應。另外，根據規範所定義之計算方式(內政部，2004)，圖 2.1.3 震測剖面之近地表 30m 土層平均剪力波速 $\overline{V_s}$ 為 244.3m/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。

在土壤動態特性試驗資料方面，根據李延恭&張惠華(1995)所蒐集建檔之臺灣西部海岸土壤動態性質資料顯示，砂性土壤之正規化剪力模數 $G/G_{\max}$ 及阻尼比 ξ 與剪應變 γ 大小之關係分別如圖 2.4.8 及圖 2.4.9 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。若與 Seed & Idriss (1970)之建議值相較，臺中港區砂性土壤之 $G/G_{\max}$ 平均值與剪應變關係接近其上限範圍；而阻尼比與剪應變關係之實驗數據則大部份皆落在 Seed & Idriss (1970)建議之範圍

內。本研究將採用圖 2.4.8 中臺中港之 $G/G_{max} \sim \gamma$ 平均值曲線，及圖 2.4.9 中 Seed & Idriss (1970) 建議之 $\xi \sim \gamma$ 平均值曲線，來作為台中港區地盤受震反應分析時之代表性土壤動態特性曲線。但較可惜的是，文獻中並無臺中港區粘性土壤之動態特性曲線，因此在分析時，僅能將臺中港區之整個地盤剖面全部假設為砂性土壤。

2.4.4 輸入運動之選擇

在輸入運動方面，經篩選表 2.1.1 臺中港區鄰近測站之場址特性，共有清水國小(TCU059)、順天國小(TCU064)、和美國小(TCU111)、線西國小(TCU117)，以及大同國小(TCU146)等 5 個強震測站（圖 2.1.1）之地盤條件與臺中港區場址較類似，均為臨近西海岸之現代沖積層。這幾個測站共收錄了近年來 9 次地震共 25 組加速度歷時紀錄(每組包含 EW 及 NS 方向)，其中包括了 1999 年 921 大地震及其餘震資料等。其地震規模(M)均大於 5.0，介於 5.24~7.30 之間；測站最大地表加速度 PGA_s 均大於 50gal，最大者為 207gal；震源深度介於 8~32km 之間、震央距離則介於 42~158km 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 25 組共 50 筆加速度歷時紀錄來進行臺中港區之場址效應分析。

2.4.5 地盤反應分析及PGA放大係數之推求

現利用前述臺中港區場址之地質資料（圖 2.1.2）、震測剖面（圖 2.1.3）、動態特性曲線（圖 2.4.8、圖 2.4.9），以及所篩選之 25 組 50 筆加速度歷時記錄，將 100m 深度處視為參考(基準)基盤位置，根據圖 2.4.2 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 (Idriss & Sun, 1992)：

$$C = \frac{M - 1}{10} \dots\dots\dots (2.4.1)$$

以圖2.4.2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100m。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100m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2.4.10~圖2.4.12為前述每個震度50筆地震歷時分析結果之統計關係圖。圖2.4.10為臺中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 $PGA_B=0.05g$ 外，其餘震度在深度70m以上其地盤PGA值皆隨深度變淺而漸變小，直至20m深度處；當震波傳抵地表時，PGA值則皆有明顯之放大效應。另外，圖2.4.11及圖2.4.12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：

$$F_{A,B} = \frac{PGA_S}{PGA_B} = -0.202 + \frac{0.529}{PGA_B + 0.298} \quad \dots\dots\dots (2.4.2)$$

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

$$M_B = \frac{\text{基盤PGA}}{\text{基盤露頭PGA}} = \frac{PGA_B}{PGA_R} \quad \dots\dots\dots (2.4.3)$$

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。根據陳立言(1994)之研究及本場址之特性，此處 M_B 值可保守地取為0.8。因此，地表相對於參考基盤露頭之加速度放大係數 F_A 為：

$$F_A = \frac{PGA_S}{PGA_R} = \frac{PGA_B}{PGA_R} \frac{PGA_S}{PGA_B} = M_B F_{A,B}$$

$$= -0.162 + \frac{0.529}{PGA_R + 0.373} \dots\dots\dots (2.4.4)$$

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。上式 F_A 及對應之地表最大加速度(PGA_S)與基盤露頭最大加速度 PGA_R 之關係曲線，亦點繪於圖2.4.11及圖2.4.12中以資比較。由圖中可發現，當基盤露頭震度較小時，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 值則漸減。對本場址而言， F_A 放大與折減之臨界基盤露頭震度約為0.05g。

圖2.4.11及圖2.4.12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，當基盤露頭震度 PGA_R 較大時，本研究之 PGA_S 與 F_A 值明顯較文獻之案例資料小很多。雖然本案例之參考(基準)地盤條件與文獻案例有所差異，且本場址參考(基準)地盤與上覆土層間之阻抗比也較文獻案例為小，因此臨界震度較小應是合理的趨勢，但歸納而言，本研究限於場址現有資料，未將粘土夾層納入考慮，且所使用之地震紀錄雖取自地質條件類似之臨近場址測站，但由於臨近測站距場址最遠之距離達約17km，基於土層空間分佈之變異性，尤其是臨海區域，地層分佈可能差異很大。故本研究之分析結果僅能作為初步參考，將來若能直接使用26號碼頭地震觀測站所收錄之300m深之地表及下孔地震紀錄、較多震測剖面資料，以及粘土與較深土層之動態特性試驗資料等，則分析結果將較具可信度。

由於本節之場址效應分析結果將提供土壤液化危害度分析使用，基於保守設計安全度較高之原則，在2.5節土壤液化之危害度分析中，關於場址效應之考慮，將逕採用新版規範之規定。由2.4.3小節中知悉，台中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2.4.2及圖2.4.12所示。若再將圖2.4.12之 F_A 值與新版規範第二類地盤之 F_a 係數相較，在基盤露頭最大加

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 之情況下，亦即：

$$PGA_R \cong EPA_R = 0.4S_S \dots\dots\dots (2.4.5)$$

本研究分析所得之 F_A 值亦較 F_a 係數小很多，尤其是 PGA_R 較大時。因此，採用規範之 F_a 係數來考慮台中港區之場址效應，將可得到較趨保守之結果。根據表2.4.2、圖2.4.12，以及式(2.4.5)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：

$$F_a = \begin{cases} 1.1 & \text{for } PGA_R \leq 0.24 \\ 1.1 - 2.5(PGA_R - 0.24) & \text{for } 0.24 < PGA_R \leq 0.28 \dots\dots\dots (2.4.6) \\ 1.0 & \text{for } PGA_R > 0.28 \end{cases}$$

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“硬地盤”加速度衰減律所求得之 PGA 值。

2.5 臺中港區土壤液化之危害度分析

2.5.1 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確值法(deterministic method)與機率法(probabilistic method)。確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。

目前較為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，2006；黃富國 & 陳正興，2000)，利用液化機率指數 P_W (liquefaction probability index) 來評估臺中港區土壤液化之危害度：

$$P_W = \frac{\int_0^{20} P_L(z)W(z)dz}{\int_0^{20} W(z)dz} \dots\dots\dots(2.5.1)$$

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 2.5.1 所示 (黃富國，2006)，即當 $P_W \leq 0.4$ 時為輕微液化； $0.4 < P_W \leq 0.8$ 時為中度液化；而 $P_W > 0.8$ 時為嚴重液化。

此處值得說明的是，由於目前國內之液化與未液化之案例數極為有限，在現有案例中，對液化損害之描述多為地盤或建物產生沉陷、傾斜、側移，至於其嚴重程度並無法明確區分。由於液化機率指數 P_W 意義明確，與液化損害程度有直接關聯，因此，本研究乃逕以液化機率指數 P_W 值之大小來定義液化危害程度。將來若有更多之液化與否案例資料，則可進一步將實際之危害情況與 P_W 作直接之對應分析，以及應用建議。

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 2.5.1 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

$$P[X > x]_{1\text{年}} = 1 - \exp \left\{ - \sum_{i=1}^n P[X > x | E_i] \cdot v_i \right\} \dots\dots\dots (2.5.2)$$

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。

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，本研究將採用之最小地震規模 $M_0 = 5.0$ ，最大震央距離 $R_{e,\text{max}} = 150\text{km}$ ；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 2.5.2) 作修正，並將 ER 當成考慮 SPT 變異性之一參數。

2.5.2 液化條件機率

現首先說明本研究賴以分析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：

$$P_{Liq} = \frac{1}{1 + \exp(-Q_L)} = \frac{1}{1 + \exp[-(\beta_0 + \beta_1 X_1 + \dots + \beta_m X_m)]} \dots\dots\dots (2.5.3)$$

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：

$$P_{Liq} = \frac{f_L(FS)}{f_L(FS) + f_{NL}(FS)} \dots\dots\dots (2.5.4)$$

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：

$$P_{Liq} = \frac{1}{1 + \left(\frac{FS}{A}\right)^B} \dots\dots\dots (2.5.5)$$

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(2006)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(2.5.3)及式(2.5.5)二機率模式進行分析。在邏輯迴歸機率模式部份，黃富國(2006)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

$$\text{Seed form: } P_{Liq} = \frac{1}{1 + \exp\{-[\beta_0 + \beta_1(N_1)_{60cs} + \beta_2 \ln(CSRN)]\}} \dots\dots (2.5.6)$$

$$\text{T-Y form: } P_{Liq} = \frac{1}{1 + \exp\{-[\beta_0 + \beta_1(N_a)_{80} + \beta_2 \ln(CSR_{T-Y})]\}} \dots\dots (2.5.7)$$

$$\text{NJRA form: } P_{Liq} = \frac{1}{1 + \exp\{-[\beta_0 + \beta_1(N_a)_{72} + \beta_2 \ln(CSR_{NJRA})]\}} \dots\dots (2.5.8)$$

式中，

$$CSR_N = CSR / MSF = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g}\right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right) r_d / \left(\frac{M_w}{7.5}\right)^{-2.56} \dots\dots\dots (2.5.9)$$

$$CSR_{T-Y} = 0.1 (M_w - 1) \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d \dots\dots\dots (2.5.10)$$

$$CSR_{NJRA} = \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d \dots\dots\dots (2.5.11)$$

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； r_d 為應力折減係數(隨不同簡化法而異)； M_w 為震矩規模，係由地震害度分析所採用之 M_L 根據 Campbell et al.(2002)之建議式推算：

$$M_w = \begin{cases} 1.280M_L - 1.585 & \text{for } M_L \leq 6.08 \\ 0.898M_L + 0.742 & \text{for } M_L > 6.08 \end{cases} \dots\dots\dots (2.5.12)$$

因此，二不同分析所採用之地震規模基準，可說是一致的。此處須注意者為 CSR_{NJRA} 係最大反復剪應力比，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 $\ln(\text{CSR})$ 為解釋變數。

上述三形式之邏輯迴歸分析結果如表 2.5.2 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 2.5.3 所示。由圖中可知 Seed 法之抗液化強度曲線 CRR 值約對應於 $P_{Liq}=20\sim50\%$ 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(2006)利用前述相同之案例資料庫對式(2.5.5)中之係數 A、B 進行迴歸分析，其結果整理如表 2.5.3 所示。由表中可知，Seed 簡化法之 FS 與 P_{Liq} 映射關係(如圖 2.5.4 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。

2.5.3 臺中港區場址之液化危害度分析

現在根據式(2.5.6)~(2.5.8)之 Seed 形式、T-Y 形式、及 NJRA 形式三種邏輯迴歸機率模式，以及式(2.5.5)之 Seed 法、T-Y 法、及 NJRA 法三種貝氏映射機率模式，利用圖 2.5.1 之液化危害度分析流程，針對臺中港區場址之 38 個 SPT 鑽探孔位（表 2.1.2、圖 2.5.5）進行液化危害度分析。分析中關於場址效應係以式(2.4.6)之 F_a 係數考慮。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 2.5.2）乃採用下列關係式(黃富國，2005)：

$$ER = \begin{cases} 30 + 5z \geq 40 & \text{for } z \leq 6m \\ 60 + 1.5(z - 6) & \text{for } 6 < z \leq 12m \\ 69 & \text{for } z > 12m \end{cases} \dots\dots\dots (2.5.13)$$

在地下水位之考慮方面，雖然表 2.1.2 提供一初步訊息，但有的測站之觀測日期久遠，地下水位高程與現況並不盡相符；由於缺乏長期之觀測紀錄，且臺中港區鄰近海邊，為保守計，本研究均將各鑽探孔位之地下水位高程假設位在地表面。

現在先以臺中港 4 號碼頭後線之 TCH4_01 鑽孔為例，說明臺中港區場址液化危害度之分析結果。圖 2.5.6 為 Seed 法/形式之液化危害度曲線，圖中分別考慮貝氏映射及邏輯迴歸二條件機率模式；最大地表加速度則考慮中值（PGA： 0σ ）及 2 個標準偏差修正（PGA： 2σ ）二種情況。由圖中可知，對同一 PGA 情況，貝氏映射及邏輯迴歸二不同機率模式之分析結果雖稍有差異，但在 475 年回歸期（年超越機率 $=0.0021$ ）條件下，對應之液化機率指數 P_w 值實非常接近，幾乎相同。且 $P_w > 0.8$ ，液化損害程度屬於表 2.5.1 分類之「嚴重液化」，將來須嚴

防土壤液化可能產生之災損。圖 2.5.7 及圖 2.5.8 則分別為 T-Y 法/形式及 NJRA 法/形式之分析結果，其結論與前述關於圖 2.5.6 之闡述相同。圖 2.5.9 則在 PGA 考慮 2 個標準偏差修正條件下，將前述各方法/形式之分析結果作彙整比較，相同地，在 475 年回歸期條件下，對應之液化機率指數 P_w 值皆非常接近，皆可得到 TCH4_01 鑽孔場址將發生「嚴重液化」之結論。

接下來，說明整個臺中港區場址 38 個 SPT 鑽探孔位之液化危害度分析結果。此處，PGA 考慮 2 個標準偏差修正（PGA：2 σ 或 2s），回歸期（Tr）則考慮 475 年及 2500 年二種情況，以配合規範之需求。先說明 475 年回歸期之分析結果：（1）貝氏映射機率模式：Seed 法、T-Y 法及 NJRA 法之液化機率指數 P_w 等值線分別如圖 2.5.10、圖 2.5.11 及圖 2.5.12 所示。（2）邏輯迴歸機率模式：Seed 形式、T-Y 形式及 NJRA 形式之 P_w 等值線分別如圖 2.5.13、圖 2.5.14 及圖 2.5.15 所示。由 P_w 之分析結果可看出，不管採用哪一種方法/形式之條件機率模式，皆顯示出整個臺中港區場址除少數幾個點位屬於表 2.5.1 分類之「中度液化」損害程度外，大部分皆為「嚴重液化」程度，皆須嚴防土壤液化可能產生之災損。

接著說明 2500 年回歸期之分析結果：（1）貝氏映射機率模式：Seed 法、T-Y 法及 NJRA 法之 P_w 等值線分別如圖 2.5.16、圖 2.5.17 及圖 2.5.18 所示。（2）邏輯迴歸機率模式：Seed 形式、T-Y 形式及 NJRA 形式之 P_w 等值線分別如圖 2.5.19、圖 2.5.20 及圖 2.5.21 所示。因 2500 年回歸期之地震力較大，因此 P_w 之分析結果皆較 475 年回歸期所得者為大，但其結論仍與前述相同，即台中港區場址之大部分點位皆屬於「嚴重液化」程度，為防範將來可能之土壤液化災損，港灣設施須及早擬定適當之防治液化措施。

此處須補充說明的是，分析及繪製 P_w 等值線之 38 孔鑽探資料是目前港研中心所能提供之最多資料。以鑽孔之空間分佈情況而言，雖不充份，對沒有資料之點位係以內插之方式作液化危害度推估，然而，其分析成果應仍具一定參考價值。

表2.1.1 臺中港區鄰近8個測站之部分地震紀錄(M>5)相關資料

Station	S lon	S lat	M	Depth(km)	PGA_NS(gal)	PGA_EW(gal)	PGA_UD(gal)	Record_year
TCU048	120.671	23.980	5.08	10.88	58.98	57.54	24.64	1999
TCU048	121.031	23.765	6.20	17.38	72.50	63.70	23.02	1999
TCU048	121.002	23.854	6.80	12.06	72.74	36.66	28.00	1999
TCU048	121.041	23.861	6.66	12.53	74.70	74.40	30.20	1999
TCU048	121.109	23.901	6.70	16.21	138.54	120.34	63.34	2000
TCU048	121.047	23.826	6.80	15.59	149.24	80.74	63.28	1999
TCU048	121.067	23.865	6.70	12.49	168.98	123.16	66.58	1999
TCU048	120.816	23.852	7.30	8.00	175.62	116.94	97.32	1999
TCU059	120.861	23.797	6.60	9.75	53.84	50.72	14.06	1999
TCU059	121.067	23.865	6.70	12.49	67.76	107.24	26.86	1999
TCU059	121.044	23.912	6.44	7.68	72.02	72.80	23.14	1999
TCU059	121.002	23.854	6.80	12.06	76.68	76.20	21.60	1999
TCU059	120.766	23.951	5.24	13.04	82.36	122.38	24.22	1999
TCU059	121.031	23.765	6.20	17.38	93.96	91.76	10.64	1999
TCU059	121.109	23.901	6.70	16.21	132.78	90.56	26.68	2000
TCU059	121.047	23.826	6.80	15.59	136.62	155.70	25.12	1999
TCU059	121.041	23.861	6.66	12.53	140.38	126.62	44.26	1999
TCU059	120.816	23.852	7.30	8.00	161.92	156.66	64.48	1999
TCU064	121.067	23.865	6.70	12.49	34.94	55.02	36.06	1999
TCU064	121.109	23.901	6.70	16.21	43.42	50.18	21.18	2000
TCU064	120.816	23.852	7.30	8.00	113.52	109.10	82.36	1999
TCU104	121.109	23.901	6.70	16.21	45.82	75.00	38.46	2000
TCU104	121.041	23.861	6.66	12.53	56.16	112.22	36.30	1999
TCU104	121.047	23.826	6.80	15.59	58.50	72.38	51.50	1999
TCU104	120.816	23.852	7.30	8.00	86.92	101.38	90.32	1999
TCU104	121.067	23.865	6.70	12.49	134.82	93.60	40.08	1999
TCU105	121.047	23.826	6.80	15.59	58.62	89.06	34.70	1999
TCU105	121.002	23.854	6.80	12.06	73.46	35.24	21.24	1999
TCU105	121.109	23.901	6.70	16.21	74.52	82.72	34.34	2000
TCU105	121.067	23.865	6.70	12.49	87.38	86.68	32.84	1999
TCU105	120.816	23.852	7.30	8.00	124.30	111.26	61.14	1999
TCU111	121.654	23.542	5.38	28.26	89.48	88.94	86.62	2003
TCU111	120.816	23.852	7.30	8.00	93.96	124.60	76.92	1999
TCU117	120.981	23.739	6.00	24.02	29.54	51.14	11.06	1999
TCU117	120.861	23.797	6.60	9.75	29.72	56.64	15.98	1999
TCU117	121.031	23.765	6.20	17.38	55.98	43.42	22.90	1999
TCU117	120.422	23.517	6.40	16.59	73.22	58.98	21.66	1999
TCU117	121.041	23.861	6.66	12.53	80.16	84.40	47.20	1999
TCU117	121.047	23.826	6.80	15.59	88.94	103.48	60.66	1999
TCU117	121.726	23.362	6.90	31.33	92.12	79.98	16.68	1999
TCU117	121.109	23.901	6.70	16.21	111.62	113.28	61.08	2000
TCU117	120.816	23.852	7.30	8.00	113.46	121.30	89.96	1999
TCU117	121.067	23.865	6.70	12.49	207.26	163.72	70.34	1999
TCU146	121.699	23.504	6.48	32.31	51.80	55.92	22.14	2003

表2.1.2 臺中港區之38個SPT鑽探孔位相關資料

ID	Tag_key	Project	Hole_no	Locat_desc	H_depth	Gw_level1
1	TC09-04	台中港倉庫基礎地質鑽探	S5	台中港 碼頭區倉庫	40	-4.12
2	TC10-01	台中港倉庫基礎地質鑽探	S10	台中港 碼頭區倉庫	40	-4.83
3	TC10-09	台中港倉庫基礎地質鑽探	S15	台中港 碼頭區倉庫	40	-4.99
4	TC10-10	台中港第二座六萬噸穀倉基礎鑽探	W-1	台中港 3 號 碼頭	70	-3.36
5	TC13-01	南海堤地質鑽探	SS-6A	南海堤	15.1	-3.38
6	TC13-02	台中港土壤液化研究(一)	SS-1	南海堤信號台	33	-0.65
7	TC14-03	台中港碼頭區倉庫	20	台中港北突堤	40	-3.48
8	TC14-04	台中港碼頭區倉庫	19	台中港北突堤	25	-3.28
9	TC14-05	第二期碼頭基礎鑽探	C-22	台中港北突堤	39.95	0
10	TC14-08	第二期碼頭基礎鑽探	C-26	台中港北突堤	40.1	0
11	TC15-02	台中港沉箱製作場	C-5	貯木池	13	0
12	TC15-03	台中港沉箱製作場	C-6	貯木池	12.75	0
13	TC15-04	台中港船舶航行管制中心塔台新建工程	B-1		80	0
14	TC17-04	台中港土壤液化研究(一)	SS-6	南海堤	40	0
15	TC18-01	台中港土壤液化研究(一)	SS-12	南海堤	40	-3.4
16	TC18-03	台中港土壤液化研究(一)	SS-8	中突堤	40	-3.35
17	TC19-01	中突堤地質鑽探	SS-8A	中突堤	15.2	-3.35
18	TC19-02	台中港土壤液化研究(一)	SS-3	中突堤	40	-3.55
19	TC19-03	中突堤地質鑽探	SS-3A	中突堤	18	-3.55
20	TC19-04	台中港土壤液化研究(一)	SS-9	中突堤	40	-3.66
21	TC19-05	中突堤地質鑽探	SS-4A	中突堤	15	-3.67
22	TC19-06	台中港土壤液化研究(一)	SS-4	中突堤	40	-3.67
23	TC19-07	台中港土壤液化研究(一)	SS-10	中泊渠	40	-3.66
24	TC19-09	第二期碼頭基礎鑽探	C--36	台中港北突堤	40	0
25	TC19-10	第二期碼頭基礎鑽探	C--35	台中港北突堤	40	0
26	TC20-01	第二期碼頭基礎鑽探	C--33	台中港北突堤	39.9	0
27	TC20-02	台中港土壤液化研究(一)	SS--5	中泊渠	40	0
28	TC20-04	第二期碼頭基礎鑽探	C--28	台中港北突堤	40	0
29	TC20-06	第二期碼頭基礎鑽探	C--31	台中港北突堤	40	0
30	TC22-03	台中港土壤液化研究(一)	SS--18	中突堤	40	-3.44
31	TC22-04	中突堤地質鑽探	SS--18A	中突堤	15.2	-3.44
32	TC22-05	台中港土壤液化研究(一)	SS--13	中突堤	40	-3.48
33	TC23-05	台中港土壤液化研究(一)	SS--20	中突堤	55	-3.5
34	TC34-01	台中火力發電廠址土壤調查分析工作追加	A--12	台中港	20	0
35	TCH1_03	台中港 1 至 4 號碼頭地震災害分析與鑽探試驗	H1-3	台中港 1 號碼頭後線	25	-0.85
36	TCH2_01	台中港 1 至 4 號碼頭地震災害分析與鑽探試驗	H2-1	台中港 2 號碼頭後線	11.5	-0.7
37	TCH3_04	台中港 1 至 4 號碼頭地震災害分析與鑽探試驗	H3-4	台中港 3 號碼頭後線	18.7	-0.9
38	TCH4_01	台中港 1 至 4 號碼頭地震災害分析與鑽探試驗	H4-1	台中港 4 號碼頭後線	10	-1.05

表2.2.1 工址附近50公里內活動斷層之參數

斷層名稱	斷層分類	斷層形式	斷層長度 (km)	與工址 距離 (km)	斷層相關地震
屯子腳斷層	第一類	SS	14	8.13	1935 年 M_L 6.8 新竹-台中烈震地震
車籠埔斷層	第一類	R	105	21.21	1999 年 M_L 7.1 集集地震
彰化斷層 清水斷層 大甲斷層	存疑性	R	32 20 6	15.82 4.08 4.64	-

表2.2.2 各震源區地震活動模型（G-R關係式）參數

Catalog：(1900年~2007年07月)，Zone B

SubZone	The parameters of the G-R magnitude recurrence relationship			Upper Magnitude M_{L_u}	
	a	b	$N(M=4.5)$	$M_{u,r}$	$M_{u,c}$
BD01	6.3067	1.2389	5.3885	7.20	7.31
BD02	4.8030	0.9413	3.6922	7.10	7.23
BD03	5.9205	1.1966	3.4342	6.90	7.06
BD04	5.6471	1.1537	2.8534	6.50	6.72
BD05	3.1230	0.7534	0.5402	6.99	7.20
BS01	1.4050	0.4816	0.1729	7.10	7.20
BS02	6.9846	1.3434	8.6938	7.00	7.20
BS03	6.3952	1.1551	15.7488	7.30	7.42
BS04	4.7243	1.0135	1.4578	6.58	6.65
BS05	5.3289	1.0058	6.3541	6.80	7.22
BS06	5.6611	1.0694	7.0619	6.70	7.02
BS07	4.6049	0.9655	1.8210	6.70	6.91
BS08	5.1854	1.0242	3.7728	6.80	7.08
BS09	5.2264	1.0746	2.4588	7.00	7.01
BS10	3.9639	0.8809	0.9995	6.90	7.02
BS11	5.3087	1.1025	2.2257	6.30	6.66
BS12	5.5454	1.1091	3.5837	6.80	7.05
BS13	4.9456	0.9731	3.6859	7.10	7.33
BS14	4.1194	1.0996	0.1484	5.40	5.68
BS15	3.8730	0.9219	0.5304	6.70	6.70
BS16	7.4075	1.6138	1.3983	6.50	6.58

表2.2.2(續) 各震源區地震活動模型（G-R關係式）參數

Catalog：(1900年~2007年07月)，Zone D

SubZone	The parameters of the G-R magnitude recurrence relationship			Upper Magnitude ML_u	
	a	b	N(M=4.5)	Mu,r	Mu,c
DD01	6.3076	1.2389	5.4003	7.20	7.31
DD02	4.8023	0.9413	3.6868	7.10	7.23
DD03	5.8083	1.1786	3.1975	6.90	7.06
DD04	5.6798	1.1576	2.9554	6.50	6.72
DD05	3.1230	0.7534	0.5402	6.99	7.20
DS01	1.5021	0.4951	0.1880	7.10	7.20
DS02	6.9846	1.3434	8.6938	7.00	7.20
DS03	6.3952	1.1551	15.7488	7.30	7.42
DS04	4.7243	1.0135	1.4578	6.58	6.65
DS05	5.3289	1.0058	6.3541	6.80	7.22
DS06	5.6611	1.0694	7.0619	6.70	7.02
DS07	4.6049	0.9655	1.8210	6.70	6.91
DS08	5.1929	1.0254	3.7888	6.80	7.08
DS09	5.2078	1.0714	2.4350	7.00	7.01
DS10	4.7027	0.9222	3.5707	7.10	7.32
DS11	6.8708	1.3107	9.3931	6.80	7.05
DS12	4.5781	1.0670	0.5980	6.90	6.90
DS13	5.3486	1.1629	1.3049	6.70	6.82

表2.2.3 臺中港區附近活動斷層之活動參數及未來發生機率

斷層名稱	上次發生時間	距今之靜止時間	回歸期 (year)	潛勢規模 ML	未來 50 年 發生機率
獅潭系統斷層 (屯子腳斷層)	1935	72.42	350	6.9	2%
車籠埔斷層	1999	8.00	300	7.1	0%
彰化斷層系統 (彰化、大甲、清水)	1848	159.58	400	7.0	9% ^{註 1}

註 1:由於彰化斷層活動特性並不明確，因鄰近車籠埔斷層，則保守以車籠埔斷層南段之調查資料 400 年回歸期為參考。

表2.2.4 臺中港區在不同回歸期下的設計地震參數

回歸期	設計 PGA 地震動值(g)		
	UNC	UNC+1S	UNC+2S
475 年	0.214	0.234	0.288
2500 年	0.393	0.728	0.419

表2.2.5 臺中港區最具潛勢地震規模及距離（參數拆解分析結果）

地震危害度曲線	回歸期	Mc	Rc(km)
Type1 Active Fault (including ChangHua Fault)	475 年	6.6	15.9
	2500 年	6.7	13.8
Type1 Active Fault	475 年	6.6	17.0
	2500 年	6.7	13.8

表2.2.6 臺中港區附近活動斷層之定值法分析結果

斷層名稱	斷層形式	斷層長度(km)	Tsai, 1987	Wells et al.,1994		與工址距離(km)	潛勢規模 M _L	PGA(g)
			M _L	M _w	M _L			
獅潭、屯子腳斷層 ^{註1}	SS	14	7.1±0.42	7.07	6.78±0.14	8.13	6.9	0.435
彰化斷層	R	32	6.66±0.42	6.84	6.62±0.14	15.82	6.6	0.205
彰化斷層系統 ^{註2}	R	65	7.36±0.42	7.21	6.86±0.14	4.08	7	0.620

註1:因屯子腳斷層與獅潭斷層可視為為同一地震斷層，故以整段長度考慮錯動時對工址之影響

註2:根據鄭世楠等(2002)之報告，認為其與彰化斷層、清水斷層及大甲斷層視為彰化斷層系統，總長度為 65 公里

表2.3.1 1800年~2006年臺中港區規模 ≥ 5.5 地震目錄
(N23.78~24.78，E120.02~121.02)

date_utc	time_utc	latitude	longitude	depth	magnitude
1815/10/13		24.30	120.90		7.10
1845/03/04		23.90	120.50		6.50
1845/03/04		24.06	120.42		6.00
1845/03/04		24.10	120.70		6.00
1848/02/12		24.06	120.30		7.10
1881/02/18		24.36	120.42		6.20
1881/02/18		24.40	121.00		6.00
1881/02/18		24.60	120.70		6.20
1882/12/09		23.80	120.50		6.25
1906/08/07	14:50:50	24.00	121.00		5.80
1909/05/23	06:44	24.00	120.54		5.90
1916/11/15	06:31	24.20	120.48		6.00
1916/08/28	07:27:42.00	24.00	120.03	45.0	6.80
1916/11/14	22:31:58.00	24.10	120.89	3.0	6.20
1917/01/04	16:50:00.00	24.00	120.98	5.0	6.20
1919/07/17	17:49:05	24.00	121.00		6.00
1919/08/07	14:50:50	24.00	121.00		5.80
1920/12/05	07:08:28	24.18	120.12		6.30
1921/08/29	23:09:00	24.24	120.48		6.30
1927/02/20	10:00:30	24.00	120.30		5.50
1928/08/27	06:11:00	24.00	121.00		5.50
1935/04/20	22:01:54.00	24.18	120.48	5.0	7.10
1935/04/21	06:01:54	24.18	120.48	5.0	7.10
1935/04/21	06:26:26	24.42	120.54		6.20
1935/05/05	07:02:24	24.30	120.48		6.20
1935/05/30	03:43:00	24.06	120.48		5.90
1935/06/07	10:51:00	24.12	120.30		6.00
1935/07/17	00:19:00	24.36	120.42	30.0	6.40
1936/07/20	23:54	24.24	120.48		6.00
1936/09/12	17:59	24.18	120.48		6.10
1938/09/14	08:50	24.24	120.36		5.80
1938/10/13	16:26	24.00	121.60		6.40
1943/07/02	07:48	24.24	120.42		5.80
1943/08/29	11:20	24.42	120.30		5.70
1947/03/08	00:02	24.12	120.48		5.60
1951/10/22	11:19	24.00	121.60	40.0	5.90

date_utc	time_utc	latitude	longitude	depth	magnitude
1967/09/15	23:57	24.06	120.42	50.0	5.70
1999/09/20	17:47:15.85	23.85	120.82	8.0	7.30
1999/09/20	17:49:40.07	23.98	120.83	19.7	6.10
1999/09/20	17:57:15.08	23.91	121.02	2.2	6.50
1999/09/20	17:59:29.34	24.10	120.95	1.5	5.50
1999/09/20	18:03:40.83	23.79	120.88	3.5	6.60
1999/09/20	18:05:52.90	23.95	120.84	19.6	6.00
1999/09/20	18:11:26.55	23.93	121.00	2.1	5.50
1999/09/20	19:28:42.12	23.89	120.98	2.9	5.50
1999/09/20	20:02:14.73	23.96	120.79	1.6	5.70
1999/09/21	00:45:39.99	23.88	120.99	8.2	5.50
1999/09/25	23:52:49.51	23.86	121.01	9.9	6.80
2001/03/01	16:37:50.19	23.84	121.00	10.9	5.80

註：地震規模均為近震規模(M_L)

表2.3.2 臺中港區間隔5年最大地震統計表

序號	1	2	3	4	5
年	1815~1820	1821~1825	1826~1830	1831~1835	1836~1840
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	7.1	0	0	0	0
序號	6	7	8	9	10
年	1841~1845	1846~1850	1851~1855	1856~1860	1861~1865
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	6.5	7.1	0	0	0
序號	11	12	13	14	15
年	1866~1870	1871~1875	1876~1880	1881~1885	1886~1890
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	6.25	0
序號	16	17	18	19	20
年	1891~1895	1896~1900	1901~1905	1906~1910	1911~1915
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	5.9	0
序號	21	22	23	24	25
年	1916~1920	1921~1925	1926~1930	1931~1935	1936~1940
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	6.3	5.5	7.1	6.4
序號	26	27	28	29	30
年	1941~1945	1946~1950	1951~1955	1956~1960	1961~1965
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	5.8	5.6	5.2	5.1	0
序號	31	32	33	34	35
年	1966~1970	1971~1975	1976~1980	1981~1985	1986~1990
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	5.7	0	0	0	5.2
序號	36	37	38	39	
年	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	
最大強度	5.1	7.3	5.8	0	

表2.3.3 臺中港區 $5.0 \leq M < 6.0$ 預測分析

規模	$5.0 \leq M < 6.0$						預測值
實際值	19	23	26-29	31	35-36	38	
模型值	20	23	26	30	34	39	44
殘差%	9.27	2.68	7.36	1.41	3.43	4.07	—

說明：預測值 44 表示在第 44 個 5 年(2031~2035 年)會有 $5.0 \leq M < 6.0$ 的地震。

表2.3.4 臺中港區 $6.0 \leq M < 7.0$ 預測分析

規模	$6.0 \leq M < 7.0$				預測值
實際值	6	14	21-22	25	
模型值	9	13	18	26	39
殘差%	54.93	5.31	14.07	7.84	—

說明：預測值 39 表示在第 39 個 5 年(2006~2010 年)會有 $6.0 \leq M < 7.0$ 的地震。

表2.3.5 臺中港區 $M \geq 7.0$ 預測分析

規模	$M \geq 7.0$				預測值
實際值	1	7	24	37	
模型值	5	11	23	47	96
殘差%	490.72	69.51	0.69	29.4	—

說明：預測值 96 表示在第 96 個 5 年(2291~2295 年)會有 $M \geq 7.0$ 的地震。

表2.3.6 臺中港區 $M \geq 6.0$ 序號表

序號	date_utc	time_utc	latitude	longitude	depth	magnitude
1	1815/10/13		24.30	120.90		7.1
31	1845/03/04		23.90	120.50		6.5
34	1848/02/12		24.06	120.30		7.1
67	1881/02/18		24.36	120.42		6.2
68	1882/12/09		23.80	120.50		6.25
102	1916/8/28	07:27:42	24.00	120.03	45.0	6.8
103	1917/1/4	16:50:00	24.00	120.98	5.0	6.2
105	1919/7/17	17:49:05	24.00	121.00		6
106	1920/12/5	07:08:28	24.18	120.12		6.3
107	1921/8/29	23:09:00	24.24	120.48		6.3
121	1935/4/20	22:01:54	24.18	120.48	5.0	7.1
122	1936/9/12	17:59:00	24.18	120.48		6.1
134	1938/10/13	16:26:00	24.00	121.60		6.4
185	1999/9/20	17:47:16	23.85	120.82	8.0	7.3

表2.3.7 臺中港區 $M \geq 6.0$ 災變預測

規模	M≥6.0							
序號	1	31	34	67	68	102	103	105
模型值	1	52	57	63	70	77	85	93
殘差(%)	0	68.53	69.42	5.2	2.97	24.3	17.34	10.59
規模	M≥6.0						預測值	
序號	106	107	121	122	134	185		
模型值	103	114	125	138	152	168	185	
殘差(%)	2.35	6.66	4	13.73	14.17	8.82	—	

說明：預測值 185 表示在 1999 年 ± 25 年會有 $M \geq 6.0$ 的地震。

表2.3.8 臺中港區 $M \geq 6.5$ 災變預測

規模	$M \geq 6.5$						預測值
序號	1	31	34	102	121	185	
模型值	1	34	53	81	124	189	288
殘差(%)	0	12.8	56.87	20.24	2.56	2.31	—

說明：預測值288表示在2103年 ± 21 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震。

表2.3.9 臺中港區 $M \geq 7.0$ 災變預測

規模	$M \geq 7.0$				預測值
序號	1	34	121	185	
模型值	1	53	100	187	348
殘差(%)	0	58.7	16.94	1.18	—

說明：預測值248表示在2162年 ± 21 年會有 $M \geq 7.0$ 的地震。

表2.3.10 臺中港區 $M7.0$ 拓模預測分析表

規模	$M7.0$				預測值
截點值	1	34	121	185	
模型值	1	54	100.5	187.2	348
殘差(%)	0	58.7	16.94	1.18	—

說明：預測值為 348 表示在 2162 年 ± 20 年會有 $M \geq 7.0$ 的地震發生。

表2.3.11 臺中港區M6.8拓樸預測分析表

規模	M6.8							預測值
截點值	1	34	102	120.9	121.3	184.9	185.1	
模型值	1	69.7	86.3	107	132.5	164.2	203.4	252
殘差(%)	0	104.98	15.35	11.52	9.25	11.21	9.89	—

說明：預測值為 252 表示在 2066 年±35 年會有 $M \geq 6.8$ 的地震發生。

表2.3.12 臺中港區M6.6拓樸預測分析表

規模	M6.6					預測值
截點值	1	34	102	102.3	120.8	
模型值	1	67	80.3	96.2	115.2	
殘差(%)	0	97.14	21.28	5.97	4.61	
規模	M6.6				預測值	
交點值	121.3	184.8	185.2			
模型值	138	165.4	198.1	237		
殘差(%)	13.8	10.52	6.96	—		

說明：預測值為 237 表示在 2051 年±33 年會有 $M \geq 6.6$ 的地震發生。

表2.3.13 臺中港區M6.4拓樸預測分析表

規模	M6.4						預測值
截點值	1	31	34	101.9	102.7	120.7	
模型值	1	55.7	65.4	76.7	90.1	105.7	
殘差(%)	0	79.6	92.22	24.72	12.32	12.43	
規模	M6.4					預測值	
截點值	121.7	124	184.7	185.3			
模型值	124.1	145.6	170.9	200.7	235		
殘差(%)	1.95	17.45	7.45	8.29	—		

說明：預測值為 235 表示在 2049 年±34 年會有 $M \geq 6.4$ 的地震發生。

表2.3.14 臺中港區M6.2拓模預測分析表

規模	M6.2								
截點值	1	31	33.8	34.3	67	68	101.8	103	106
模型值	1	47.4	52.3	57.7	63.7	70.3	77.6	85.6	94.5
殘差(%)	0	52.92	54.78	68.32	4.9	3.4	23.77	16.86	10.84
規模	M6.2							預測值	
截點值	107	120.6	121.8	123.8	124	184.6	185.4		
模型值	104.3	115.1	127	140.2	154.7	170.7	188.4	207	
殘差(%)	2.52	4.56	4.29	13.23	24.76	7.51	1.63	—	

說明：預測值為 207 表示在 2021 年±30 年會有 $M \geq 6.4$ 的地震發生。

表2.3.15 臺中港區 $M \geq 6.0$ 地震次數統計表

序號	1	2	3	4	5
年	1815~1834	1835~1854	1855~1874	1875~1894	1895~1914
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	4	0	4	0
序號	6	7	8	9	
年	1915~1934	1935~1954	1955~1974	1975~1994	
時區	第 6 個 20 年	第 7 個 20 年	第 8 個 20 年	第 9 個 20 年	
次數	7	9	0	0	

表2.3.16 臺中港區 $M \geq 6.5$ 地震次數統計表

序號	1	2	3	4	5
年	1815~1834	1835~1854	1855~1874	1875~1894	1895~1914
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	2	0	0	0
序號	6	7	8	9	
年	1915~1934	1935~1954	1955~1974	1975~1994	
時區	第 6 個 20 年	第 7 個 20 年	第 8 個 20 年	第 9 個 20 年	
次數	1	3	0	0	

表2.3.17 臺中港區 $M \geq 7.0$ 地震次數統計表

M ≥ 7.0 每 20 年地震次數表					
序號	1	2	3	4	5
年	1815~1834	1835~1854	1855~1874	1875~1894	1895~1914
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	0

序號	6	7	8	9
年	1915~1934	1935~1954	1955~1974	1975~1994
時區	第 6 個 20 年	第 7 個 20 年	第 8 個 20 年	第 9 個 20 年
次數	0	2	0	0

表2.3.18 臺中港區每20年 $M \geq 6.0$ 地震次數預測表

實際值	1	4	0	4	0	7
模型值	1	3	3	3	3	3
殘差%	0	20.66	—	23.17	—	57.49
實際值	9	0	0	預測值	預測值	
模型值	3	3	3	3	3	
殘差%	67.46	—	—	—	—	

說明：預測值 3 和 3 表示在未來 1995~2014 年和 2015~2034 年各有 3 次 $M \geq 6.0$ 地震發生。

表2.3.19 臺中港區每20年 $M \geq 6.5$ 地震次數預測表

實際值	1	2	0	0	0	1
模型值	1	1	1	1	1	1
殘差%	0	54.74	—	—	—	27.52
實際值	3	0	0	預測值	預測值	
模型值	1	1	1	1	1	
殘差%	77.15	—	—	—	—	

說明：預測值 1 和 1 表示在未來 1995~2014 年和 2015~2034 年各有 1 次 $M \geq 6.5$ 地震發生。

表2.3.20 臺中港區每20年 $M \geq 7.0$ 地震次數預測表

實際值	1	1	0	0	0	0
模型值	1	0	0	0	0	0
殘差%	0	58.72	—	—	—	—
實際值	2	0	0	預測值	預測值	
模型值	0	0	0	0	0	
殘差%	82.05	—	—	—	—	

說明：預測值 0 和 0 表示在未來 1995 年~2014 年和 2015 年~2034 年不會有 $M \geq 7.0$ 地震發生。

表2.3.21 臺中港區模糊灰色預測 ($\mu_k=0.5$ 、 $M \geq 6.25$)

實際值	1	6	7	14	21	22
模型值	6	8	10	13	16	20
殘差(%)	592.42	43.58	53.11	4.76	21.01	6.19
實際值	24	25	37	預測值	預測值	
模型值	25	31	39	49	61	
殘差(%)	6.99	27.78	7.41	2056~2060	2116~2120	

說明：預測值 49 表示在第 49 個 5 年(2056~2060 年)和預測值 61 表示在第 61 個 5 年(2116~2120 年)會有 $M \geq 6.25$ 的地震。

表2.3.22 臺中港區模糊灰色預測 ($\mu_k=0.1$ 、 $M \geq 6.5$)

實際值	1	6	7	21	24	37	預測值	預測值
模型值	4	7	11	18	28	44	69	108
殘差(%)	383.53	25.74	68.17	12.53	19.42	20.87	2086~2090	2351~2355

說明：預測值 69 表示在第 69 個 5 年(2086~2090 年)和預測值 108 表示在第 108 個 5 年(2351~2355 年)會有 $M \geq 6.5$ 的地震。

表2.4.1 FDEL與SHAKE模式分析結果與實測紀錄之比較

深度(m)	最大地盤加速度，PGA(g)					
	EW 方向			NS 方向		
	實測	FDEL	SHAKE	實測	FDEL	SHAKE
0	0.157	0.157	0.157	0.207	0.207	0.207
6	0.153	0.147	0.141	0.138	0.149	0.154
11	0.117	0.130	0.116	0.110	0.111	0.144
17	0.103	0.110	0.086	0.092	0.086	0.131
47	0.081	0.087	1.177	0.099	0.053	0.428
(60)	—	0.092	4.410	—	0.064	0.879

註： 1. SHAKE 分析切除頻率 $f_c=10\text{Hz}$ (EW 方向)； $f_c=15\text{Hz}$ (NS 方向)。
 2. FDEL分析不使用切除頻率。

表2.4.2 國內新版規範之短周期結構之場址放大係數Fa

(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2.5.1 液化損害程度分類（黃富國，2006）

液化損害程度分類	P_w	液化損害程度
I	<0.4	輕微液化
II	0.4~0.8	中度液化
III	>0.8	嚴重液化

表2.5.2 邏輯迴歸分析結果（黃富國，2006）

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2.5.3 貝氏映射之擬合分析結果（黃富國，2006）

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	—

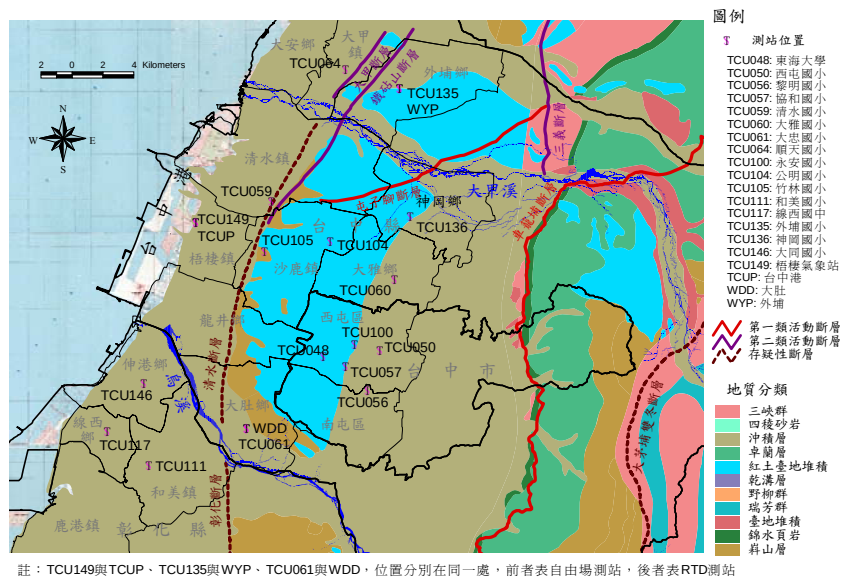


圖2.1.1 臺中港區鄰近地震測站分佈及地質條件與水系圖

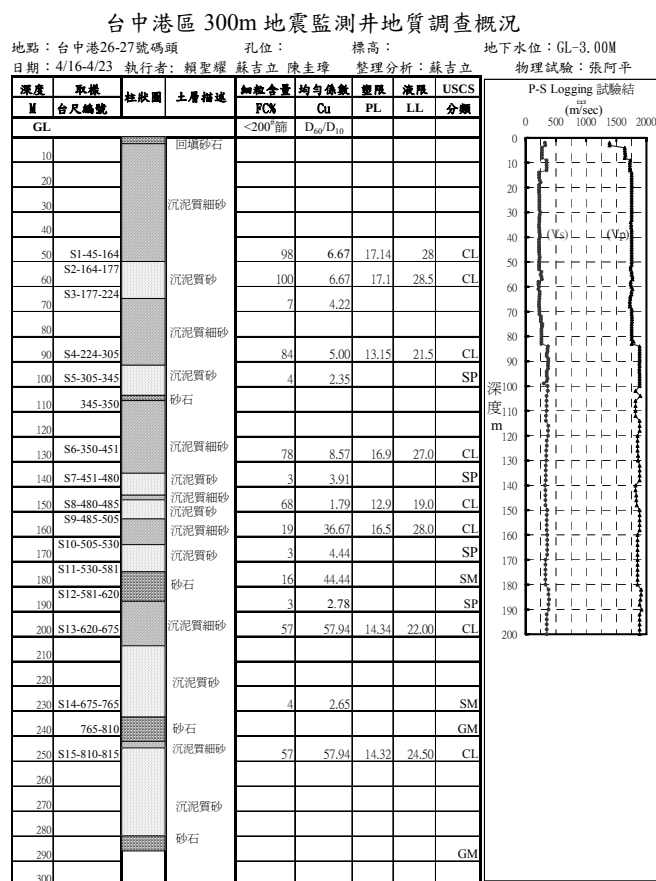


圖2.1.2 臺中港26號碼頭觀測站300m地震監測孔地質調查概況 (賴聖耀等人, 2002)

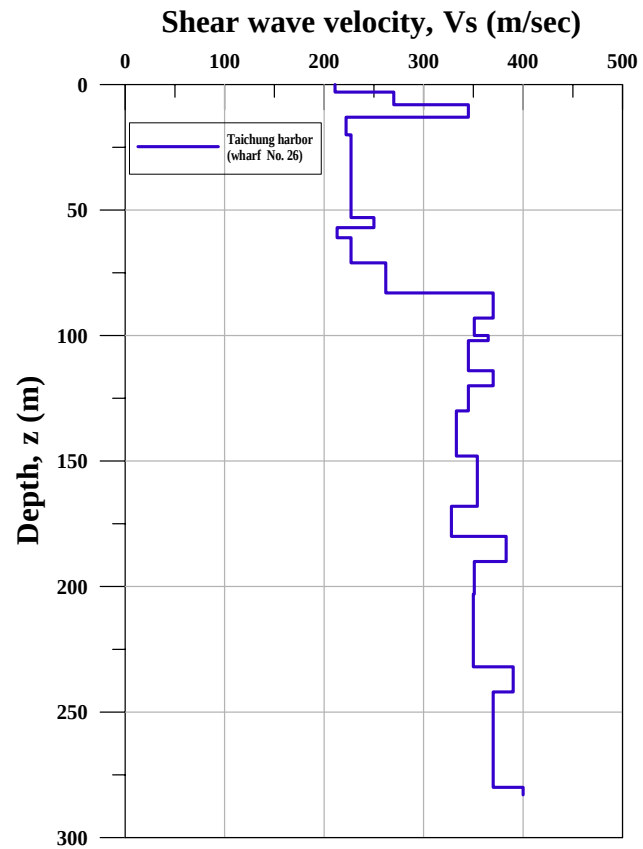


圖2.1.3 臺中港26號碼頭觀測站300m地震監測孔之剪力波速剖面
(賴聖耀等人, 2002)

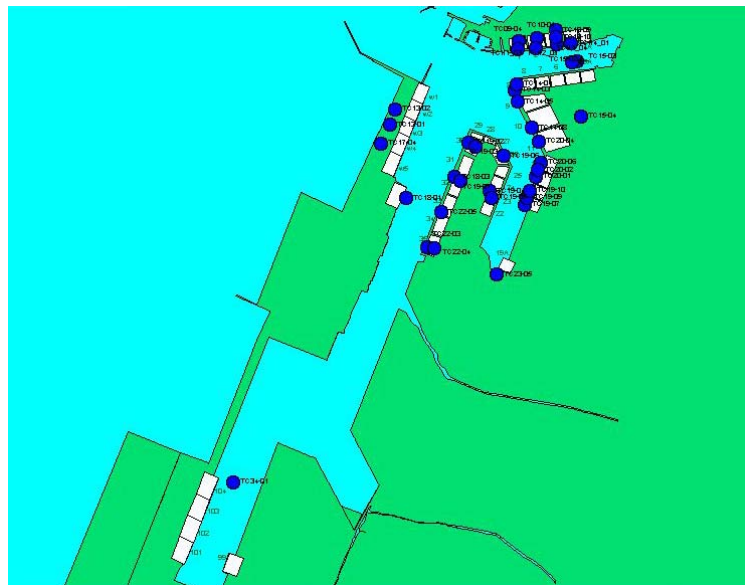


圖2.1.4 臺中港區之38個SPT鑽探孔位分佈圖

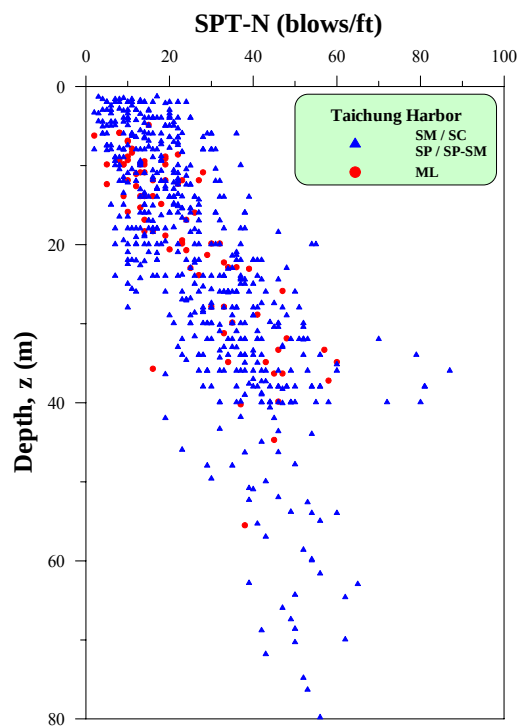


圖2.1.5 臺中港區38個SPT鑽探孔位之SPT-N值隨深度變化圖

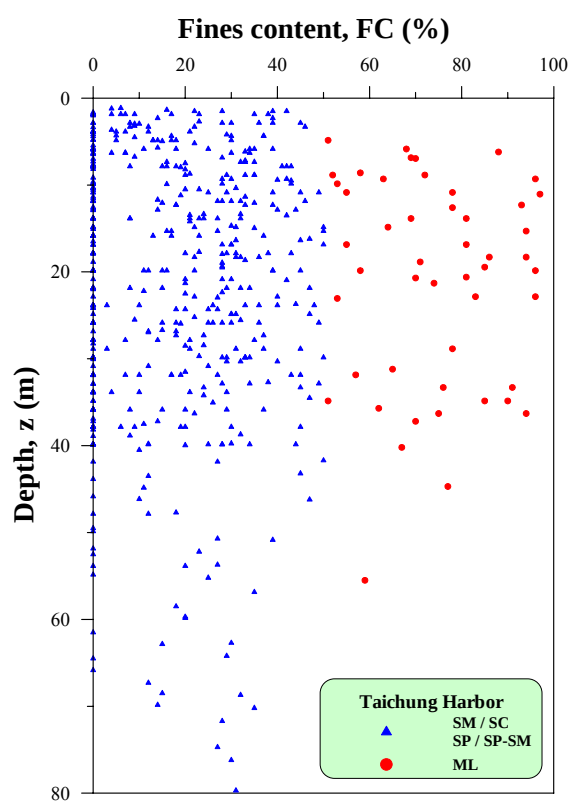


圖2.1.6 臺中港區38個SPT鑽探孔位之細料含量(FC)隨深度變化圖

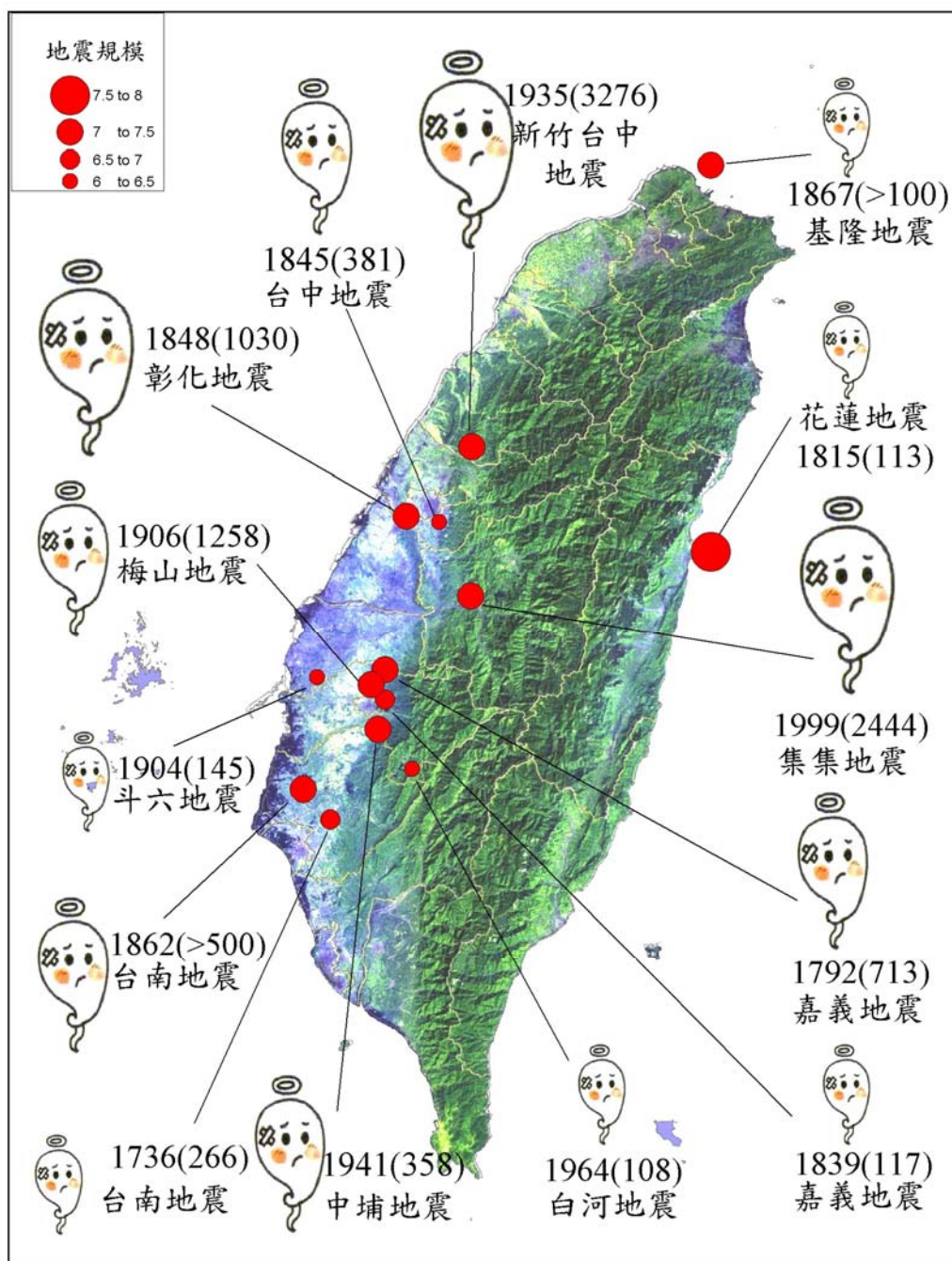


圖2.2.1(a) 臺灣地區死亡百人以上之重大災害地震震央分佈圖
(西元1604年 - 2003年；資料來源：鄭世楠)

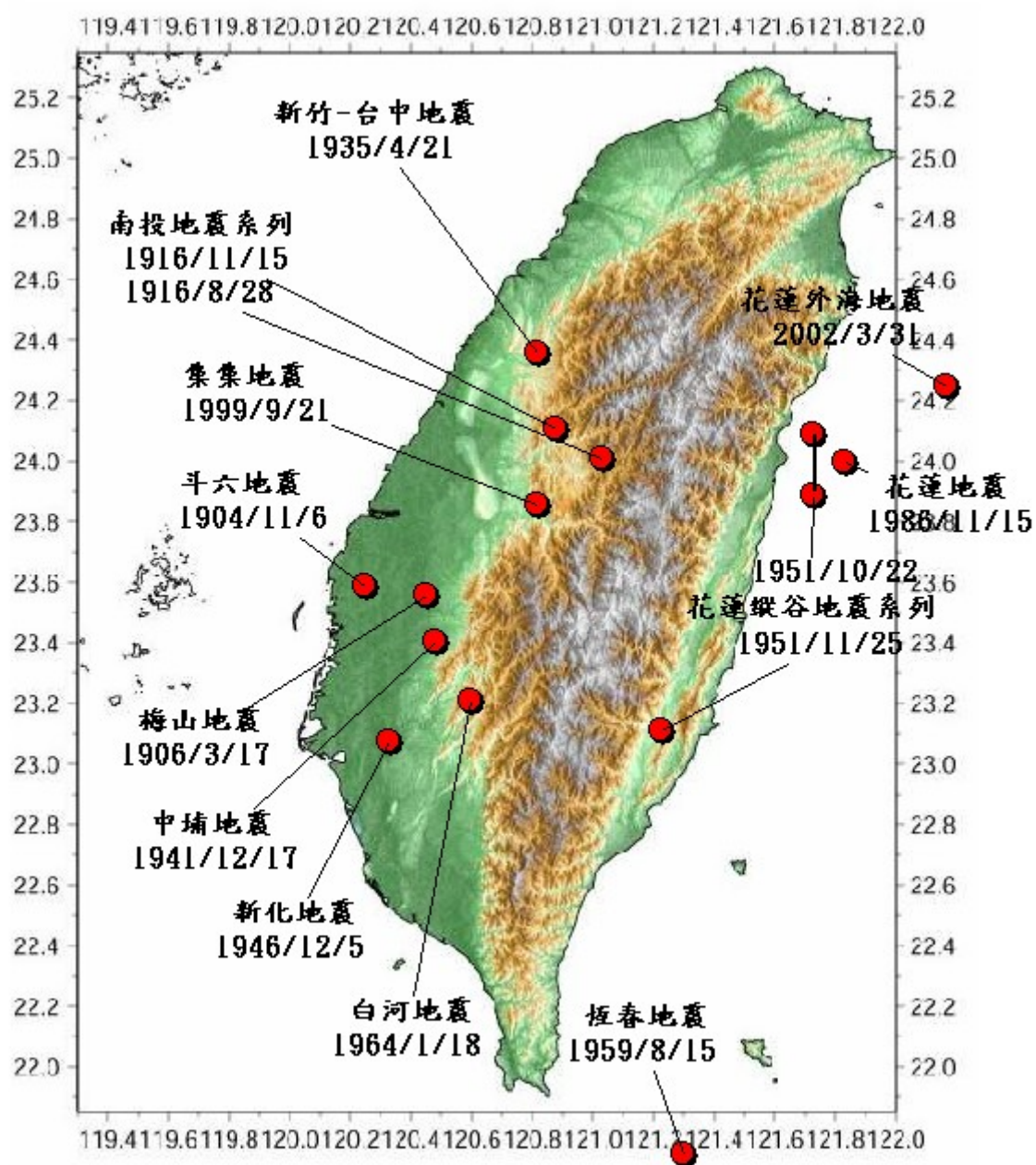


圖2.2.1(b) 臺灣地區自西元1900年以來之重大災害地震震央分佈圖
(資料來源：中央氣象局)

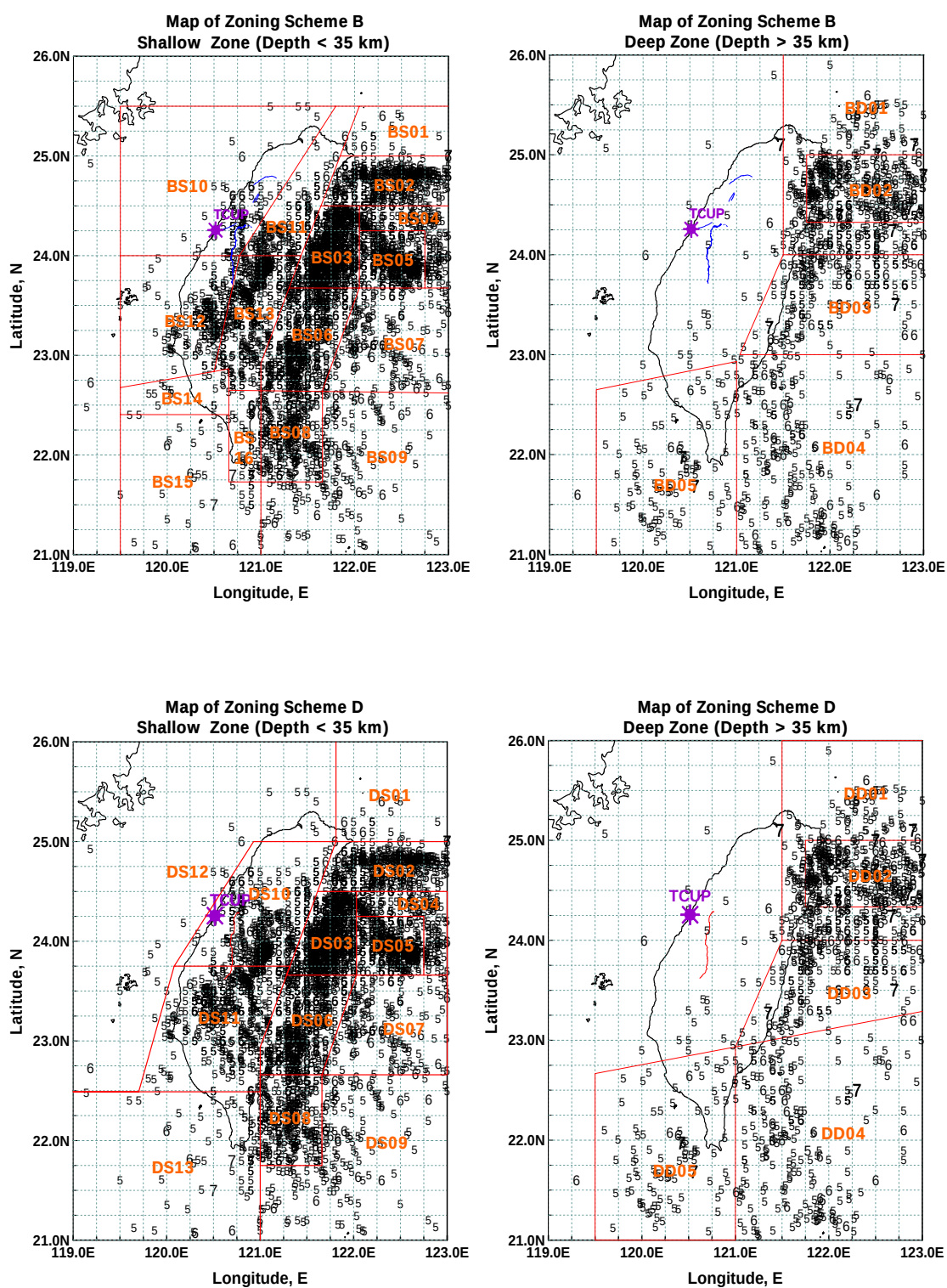


圖2.2.2 地震震源分區與及震央分佈情形

Time-Predictable Characteristic Earthquake Model

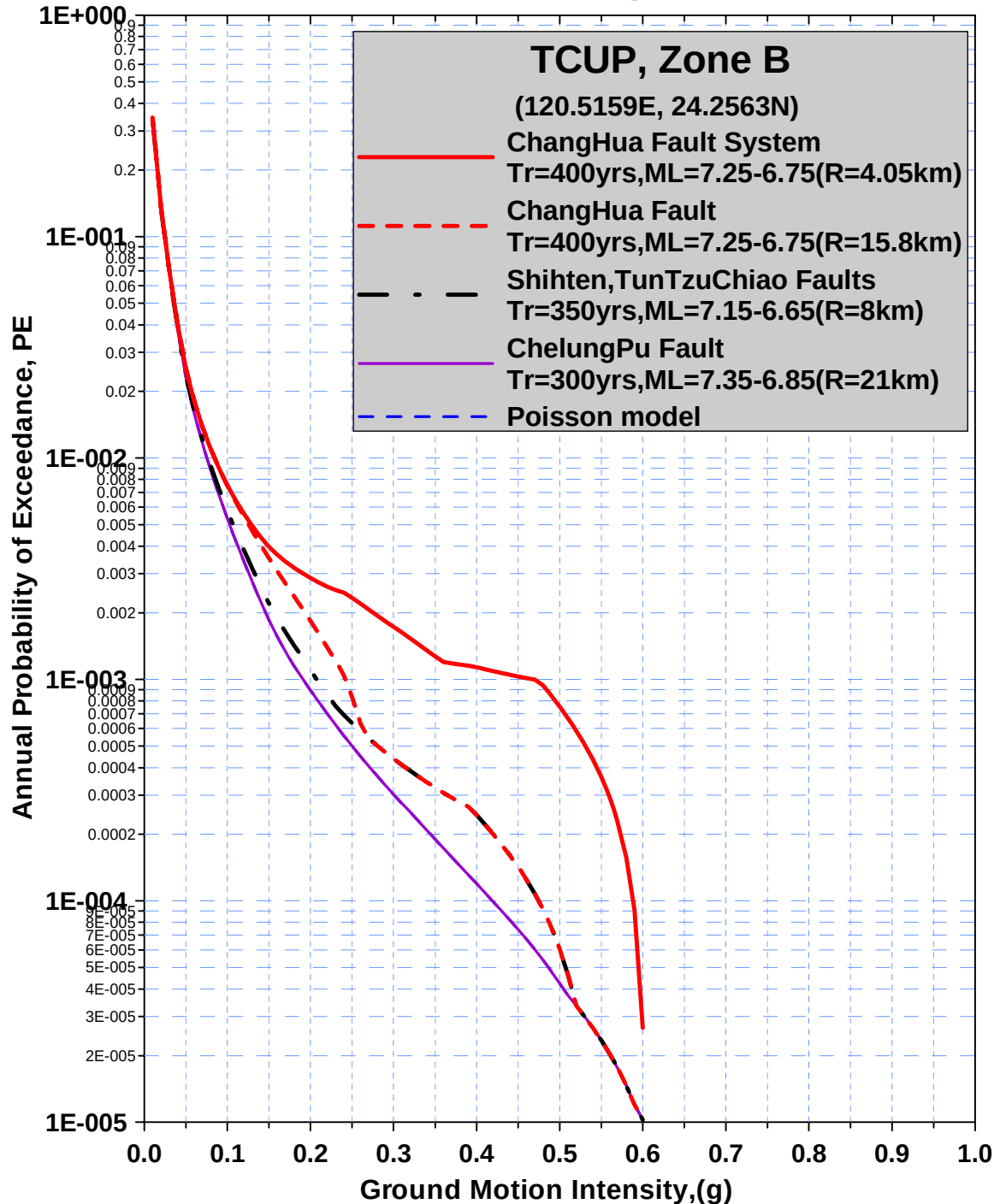


圖2.2.3 特徵地震模式考慮各活動斷層對工址之地震危害貢獻量

Seismic Hazard Curve, PGA (including ChangHua Fault)

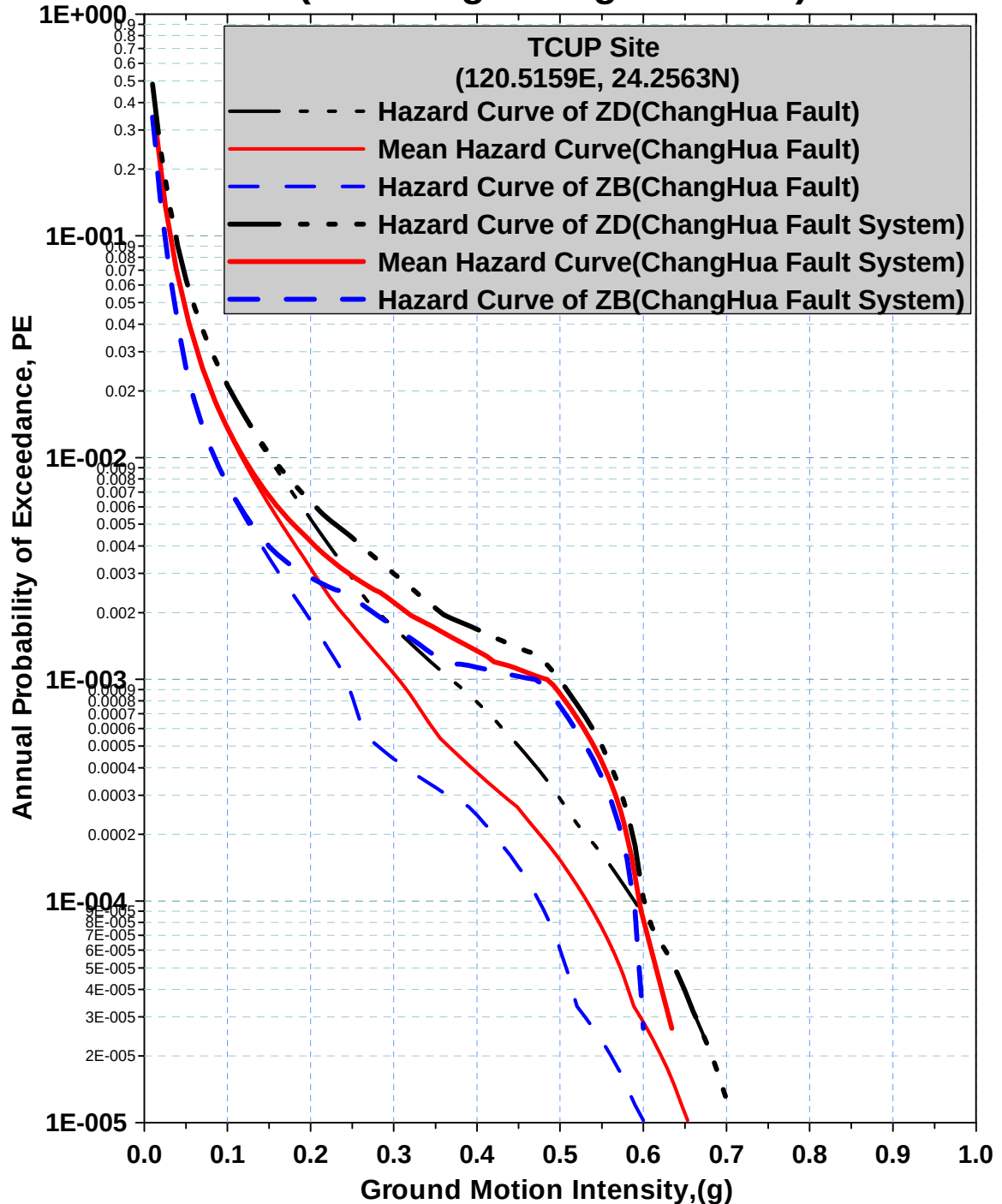


圖2.2.4 臺中港區之地震危害度曲線
(考慮彰化斷層及彰化斷層系統)

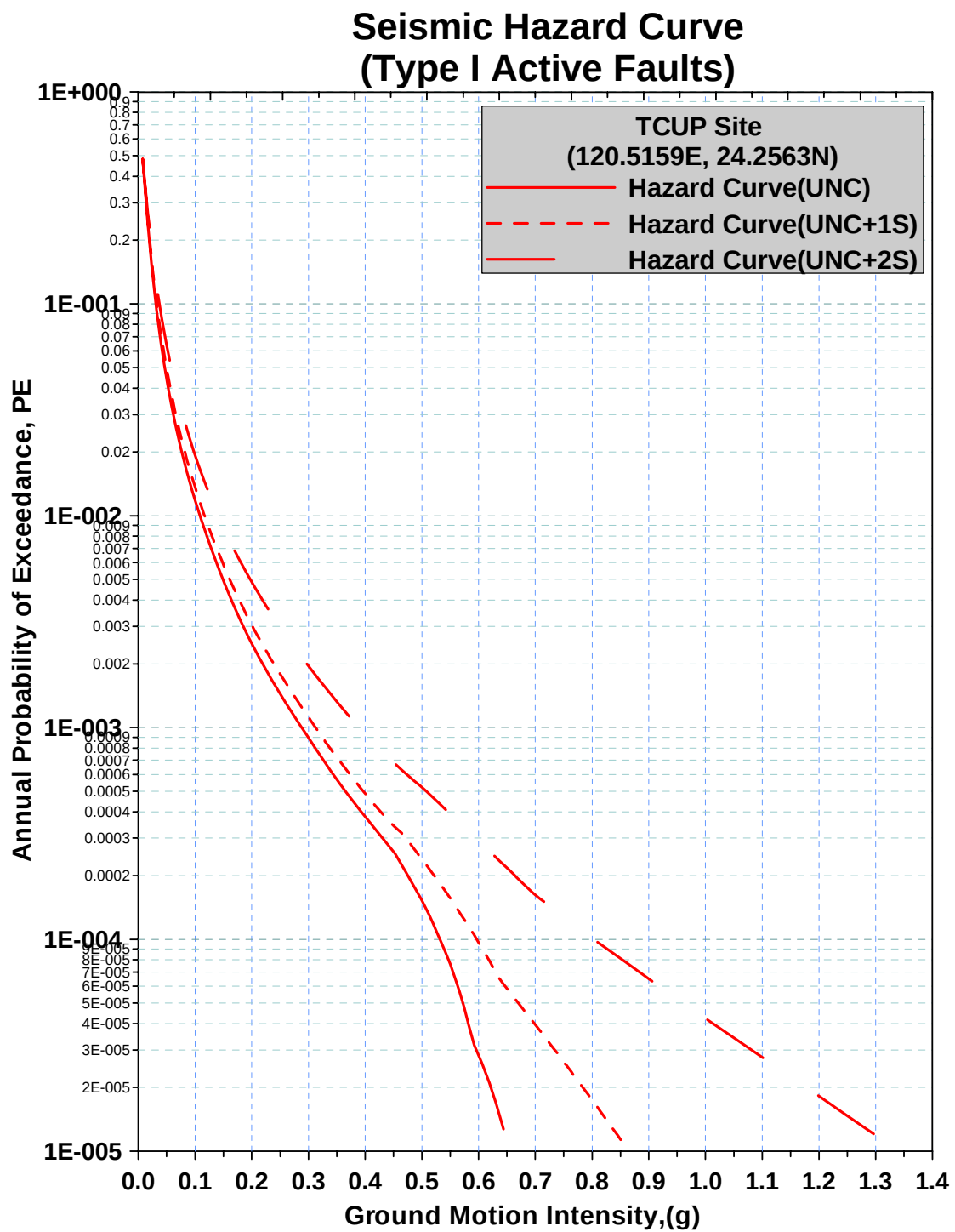
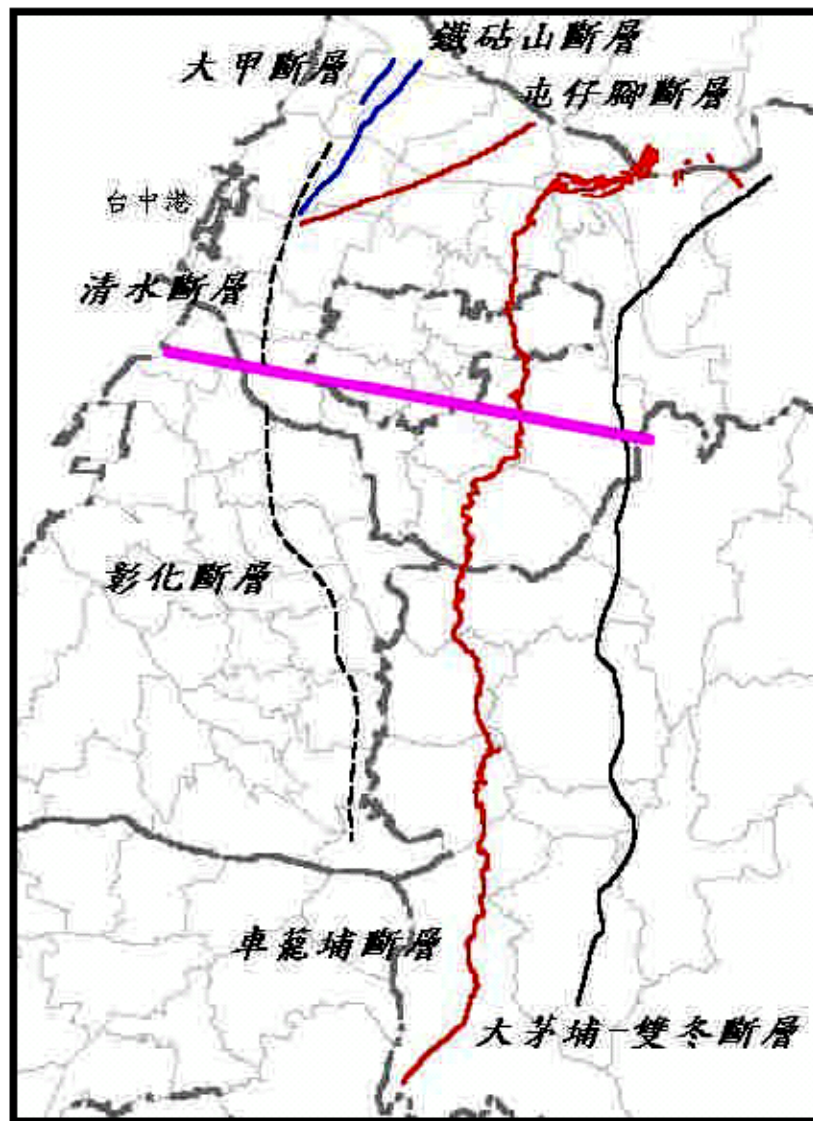
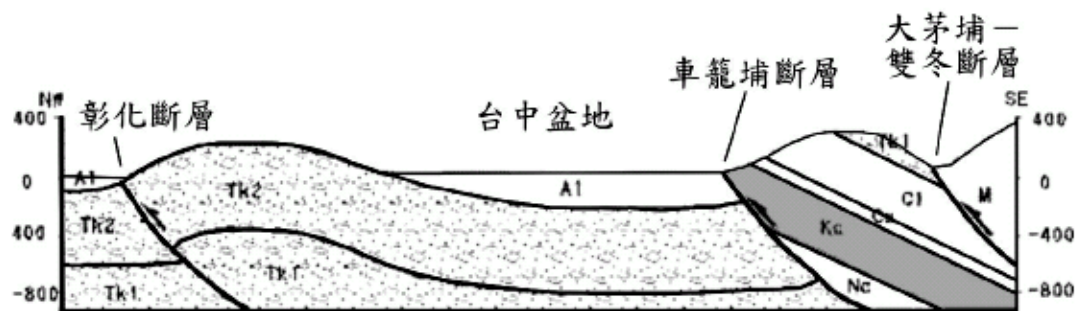


圖 2.2.5 臺中港區之地震危害度曲線(PGA)

(考慮第一類活動斷層)



(a)



(b)

圖2.3.1 臺灣中西部地區活動斷層分佈圖(a.)活動斷層分佈；(b.)活動斷層剖面圖(摘自鄭世楠、葉永田，2003)

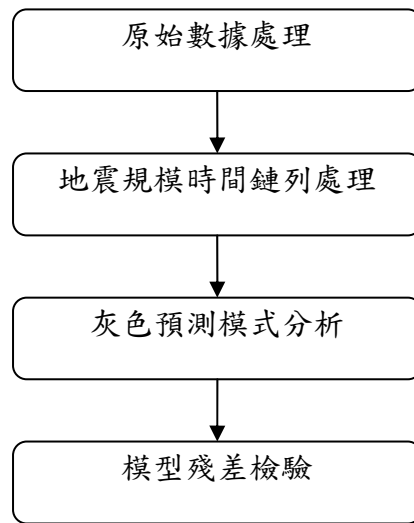


圖2.3.2 GM(1,1)灰色預測流程圖

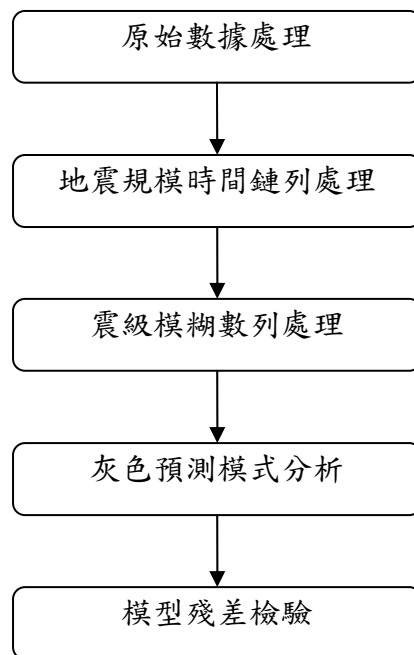


圖2.3.3 灰色模糊預測流程圖

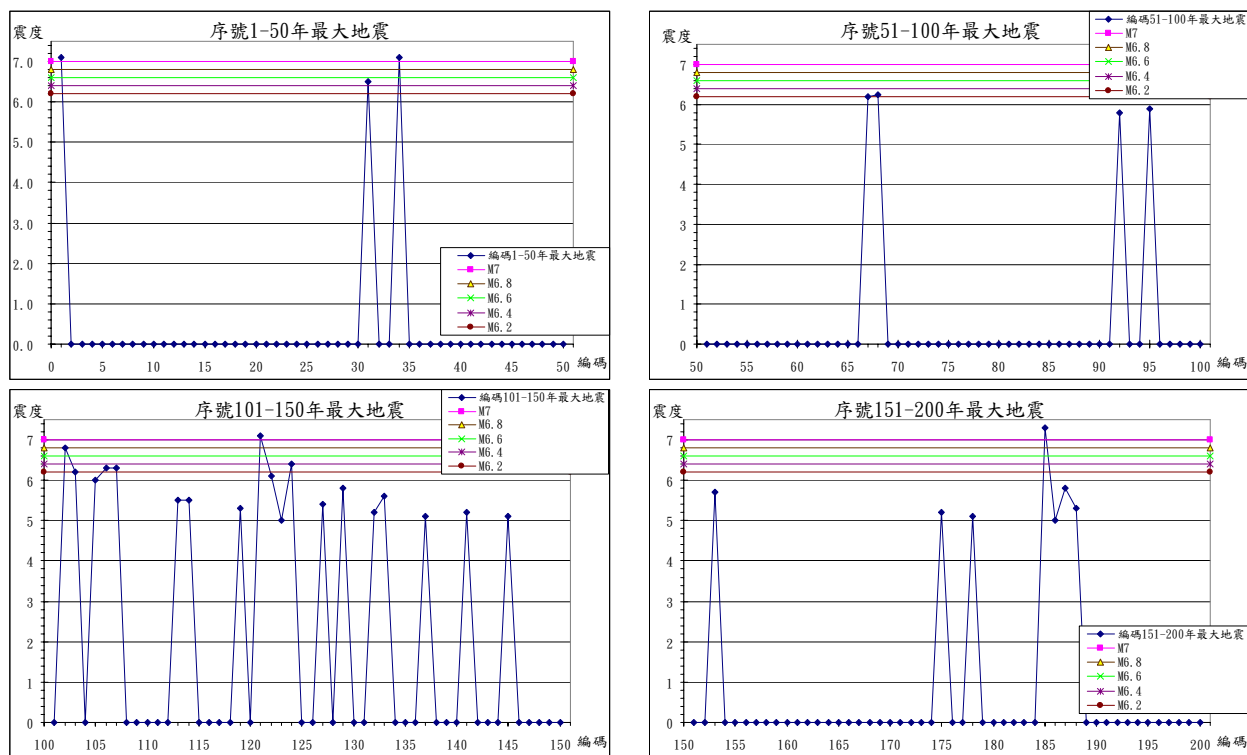


圖2.3.4 序號1-200地震頻率圖

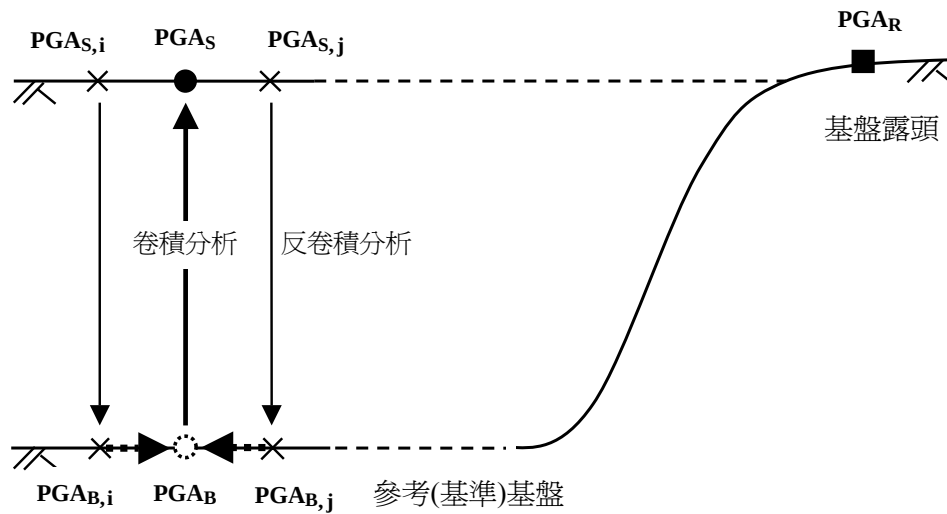


圖2.4.1 本研究所採用之地盤反應分析模式

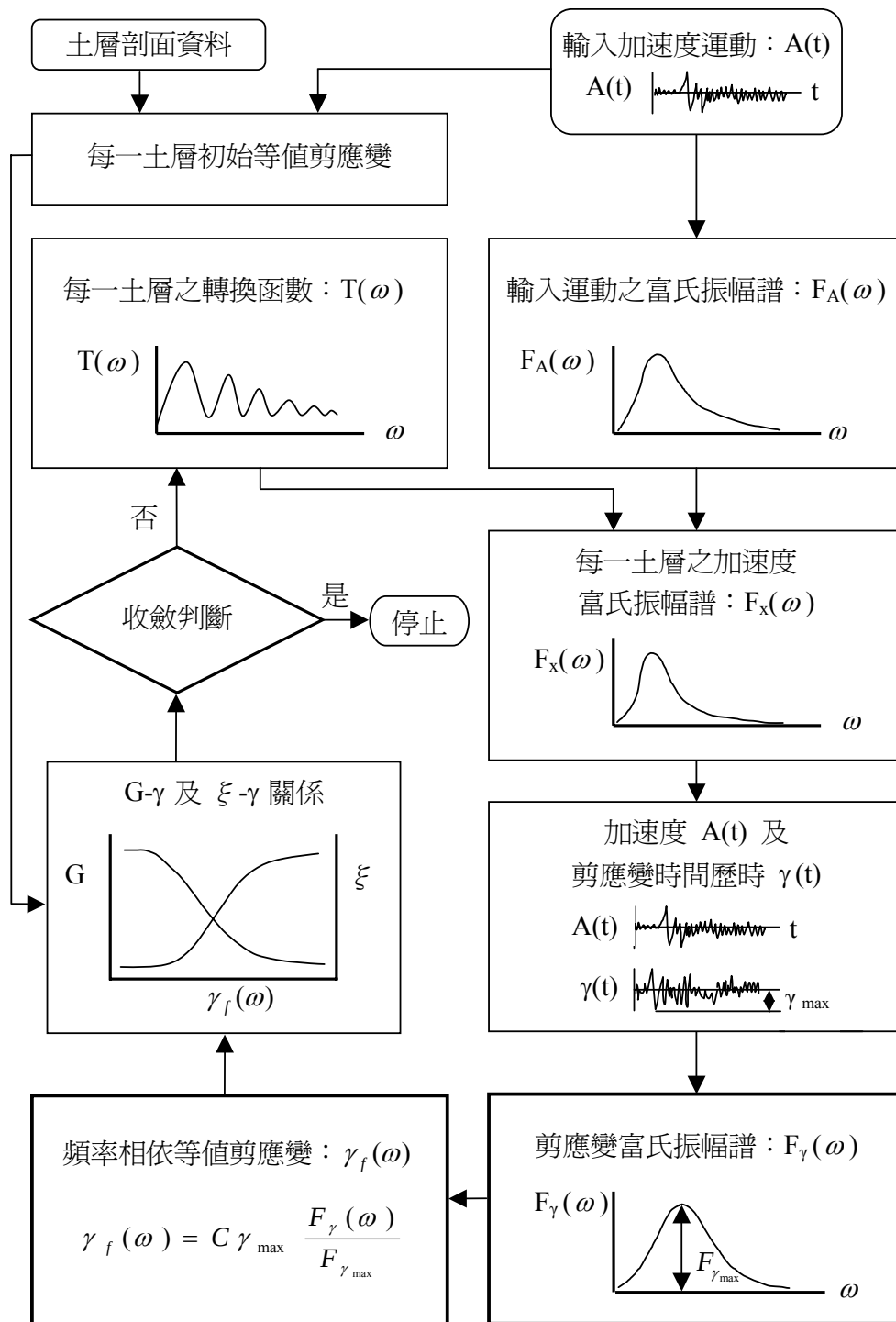


圖2.4.2 FDEL地盤反應分析模式之分析流程

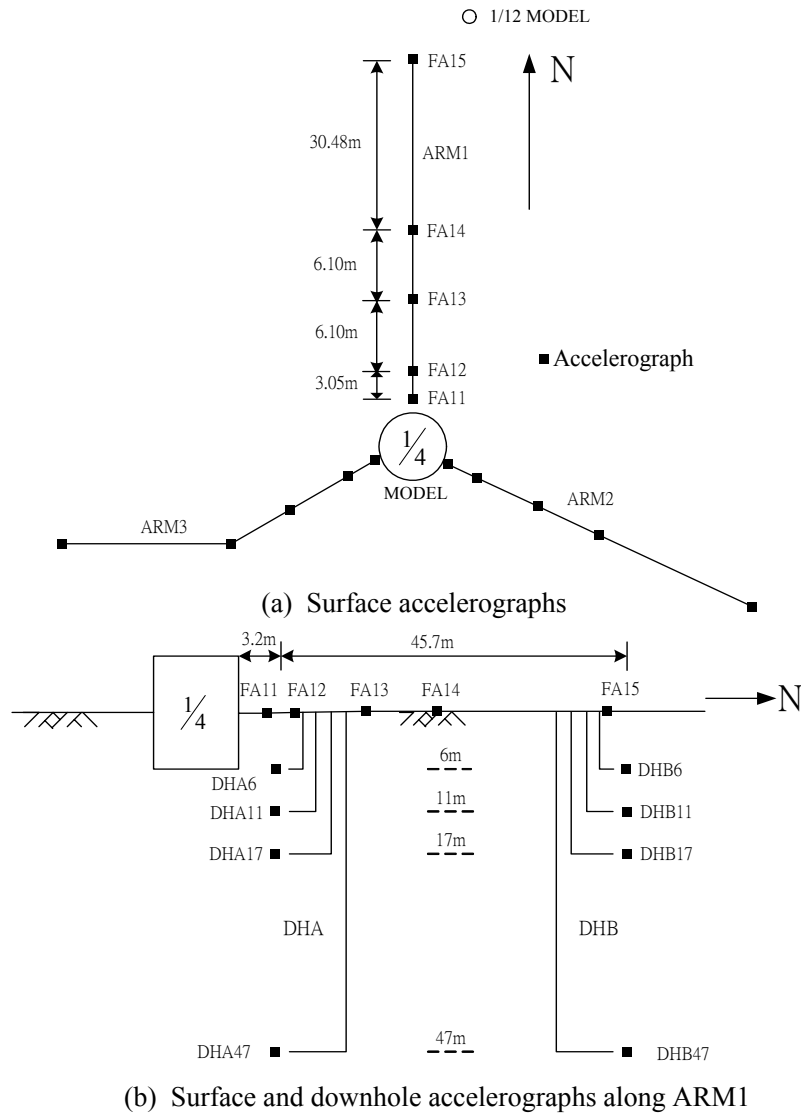


圖2.4.3 羅東LSST場址圍阻體模型及地震儀陣列配置圖
(Yoshida and Iai, 1998)

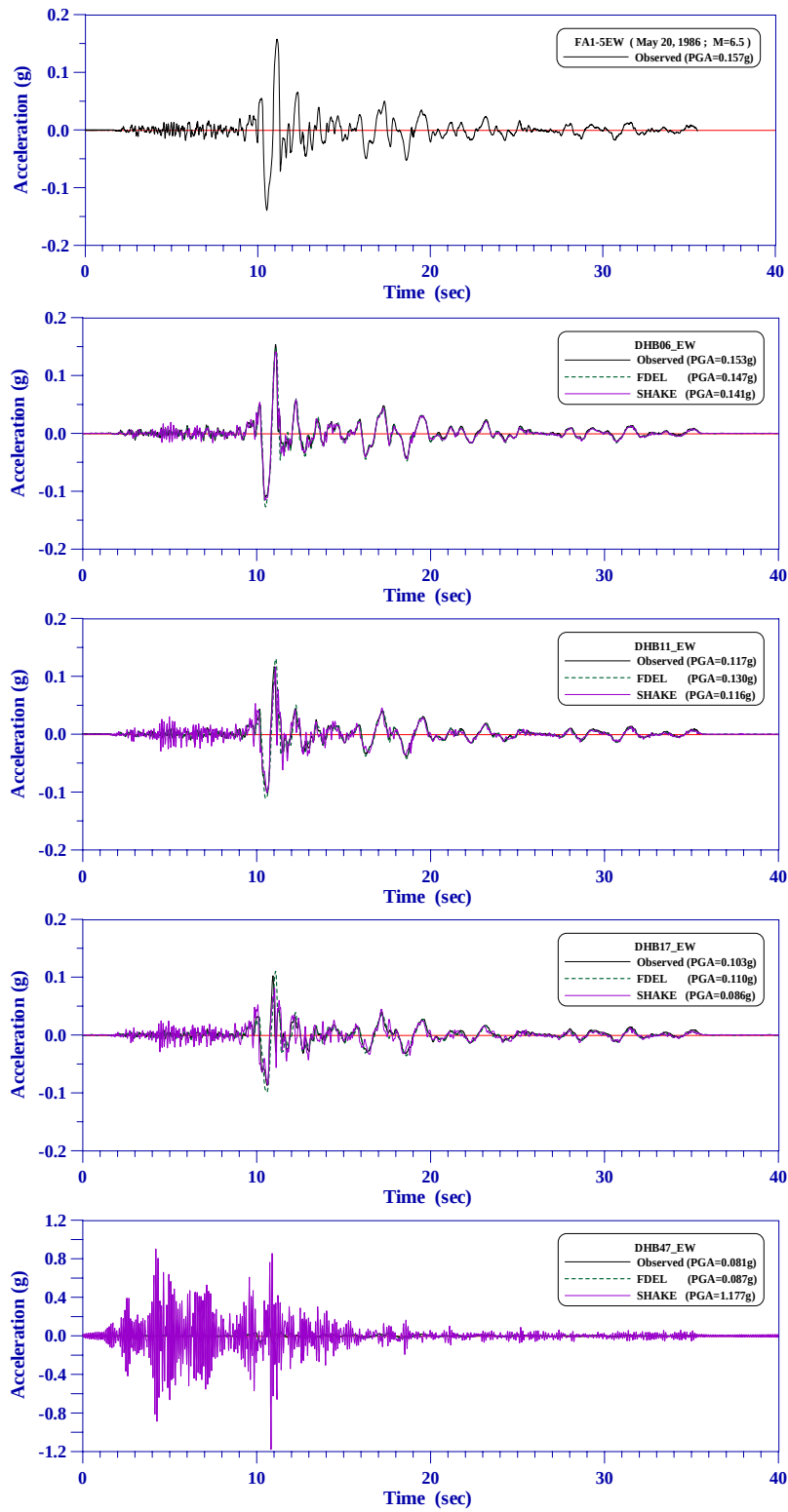


圖2.4.4 地表與各深度之實測及分析所得加速度歷時比較(EW方向)

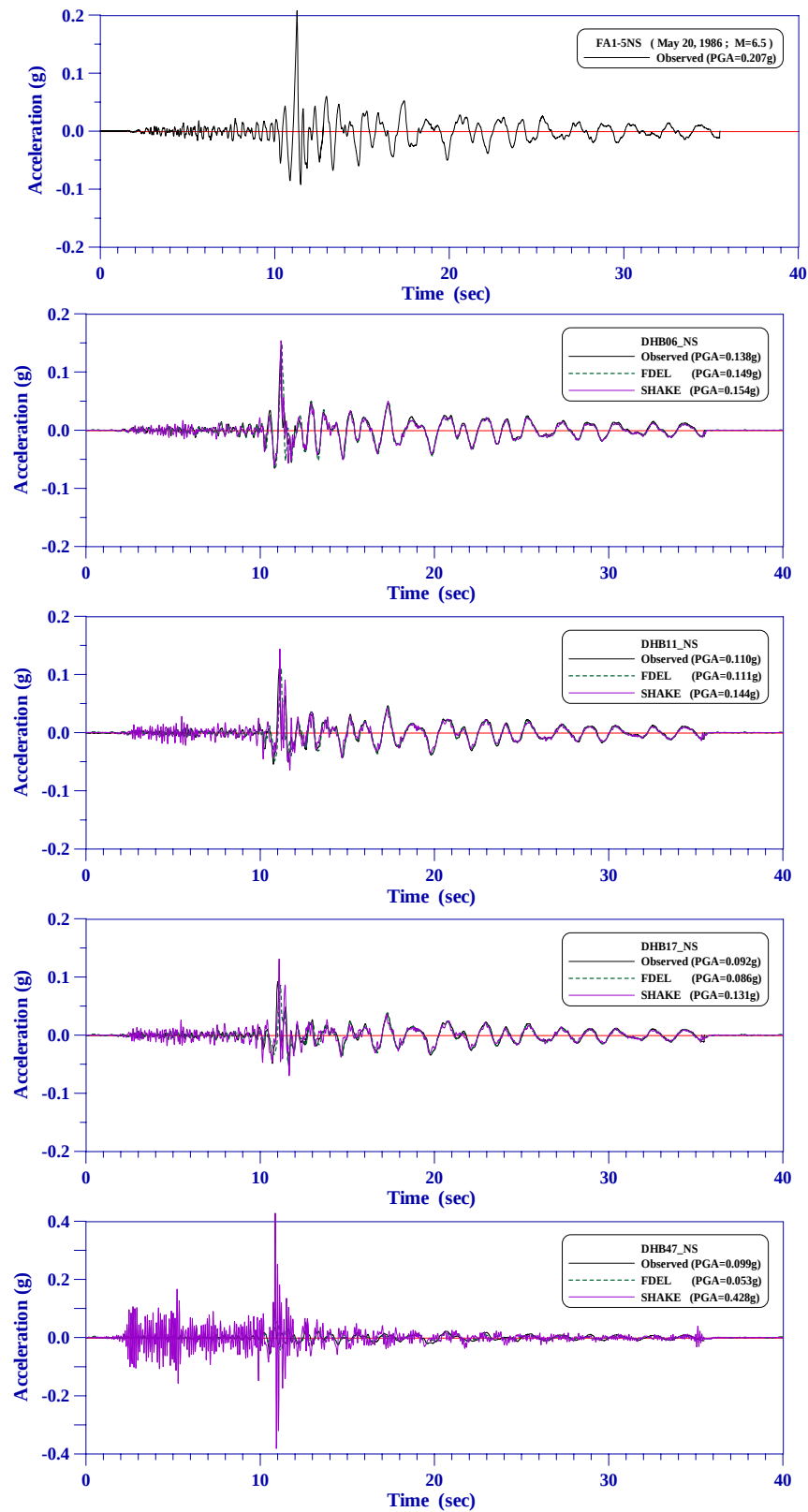


圖2.4.5 地表與各深度之實測及分析所得加速度歷時比較(NS方向)

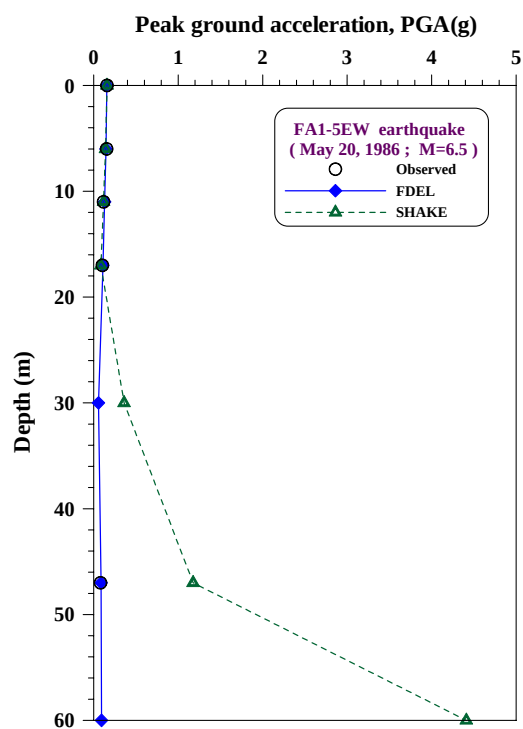


圖2.4.6 地表與各深度之實測及分析所得最大加速度比較(EW方向)

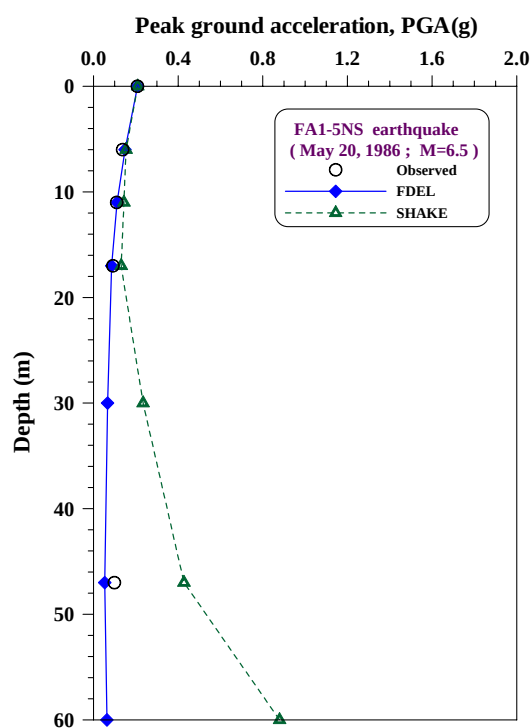


圖2.4.7 地表與各深度之實測及分析所得最大加速度比較(NS方向)

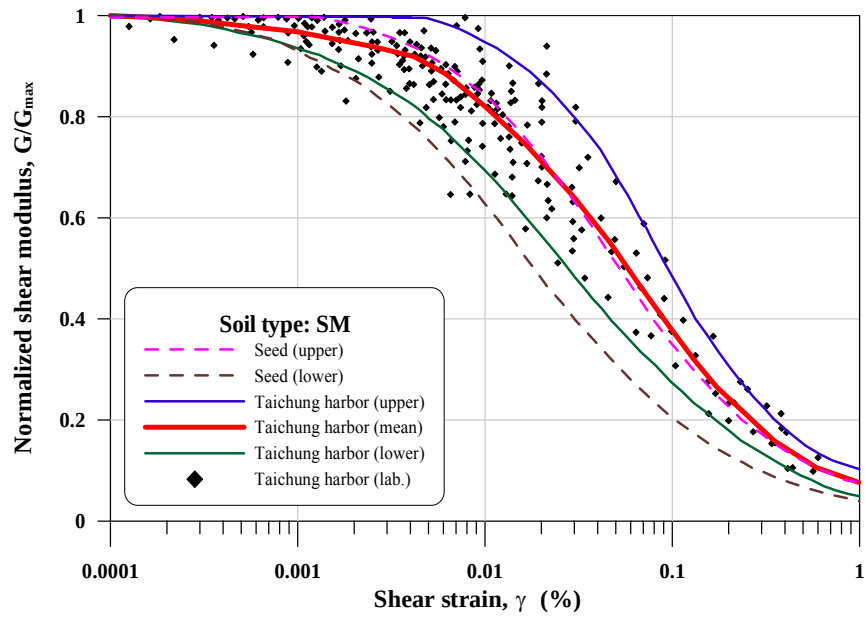


圖2.4.8 臺中港區場址正規化剪力模數與剪應變之關係

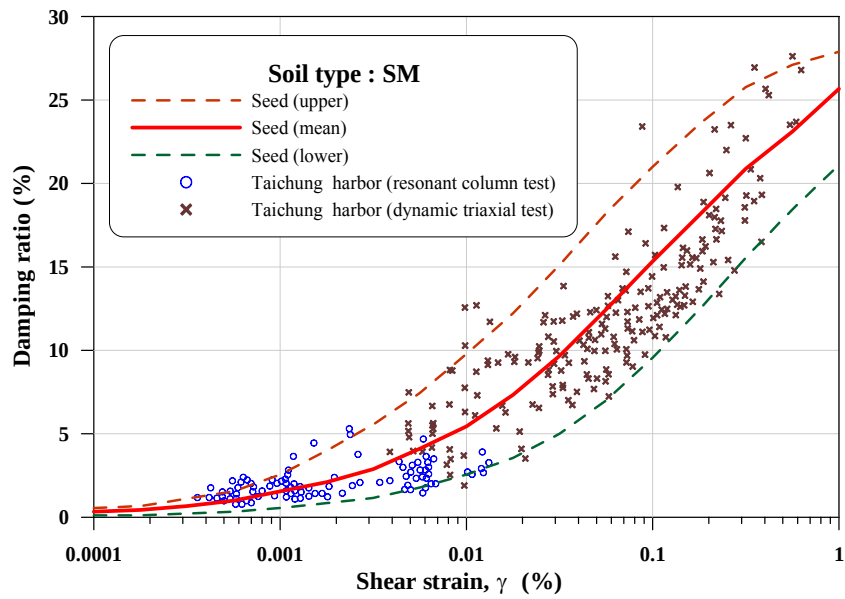


圖2.4.9 臺中港區場址阻尼比與剪應變之關係

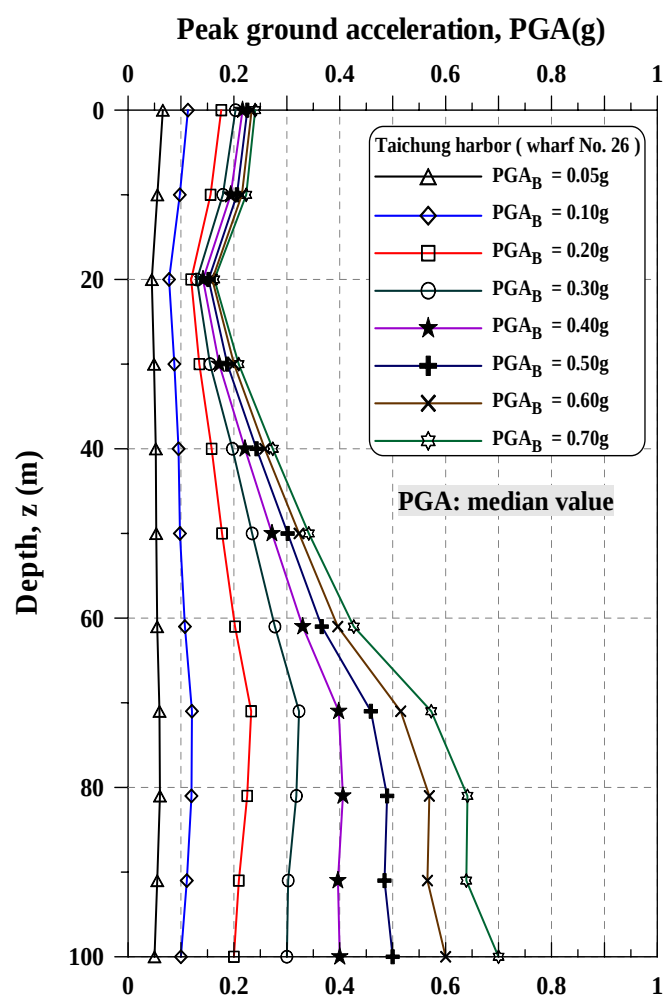


圖2.4.10 臺中港區場址地盤最大加速度PGA隨深度變化圖

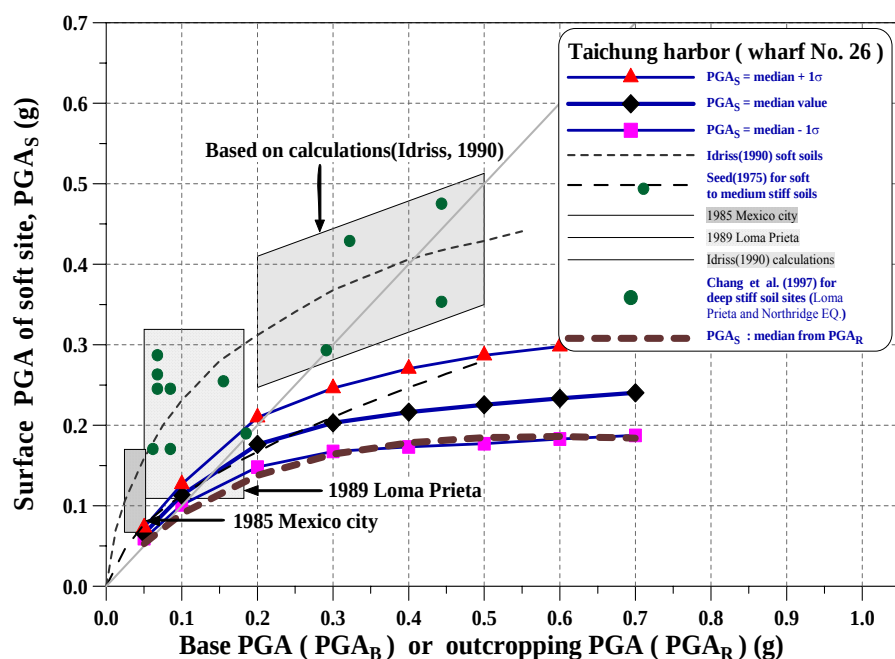


圖2.4.11 地表最大加速度(PGA_S)與參考(基準)基盤最大加速度(PGA_B)或露頭最大加速度(PGA_R)之關係

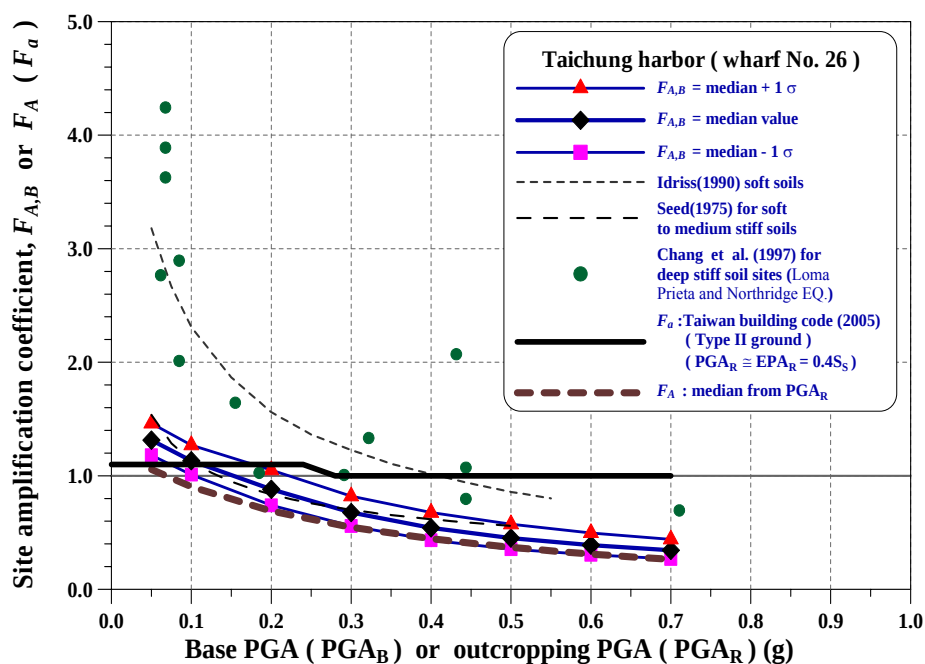


圖2.4.12 放大係數 $F_{A,B}$ 或 F_A (F_a)與參考(基準)基盤最大加速度(PGA_B)或露頭最大加速度(PGA_R)之關係

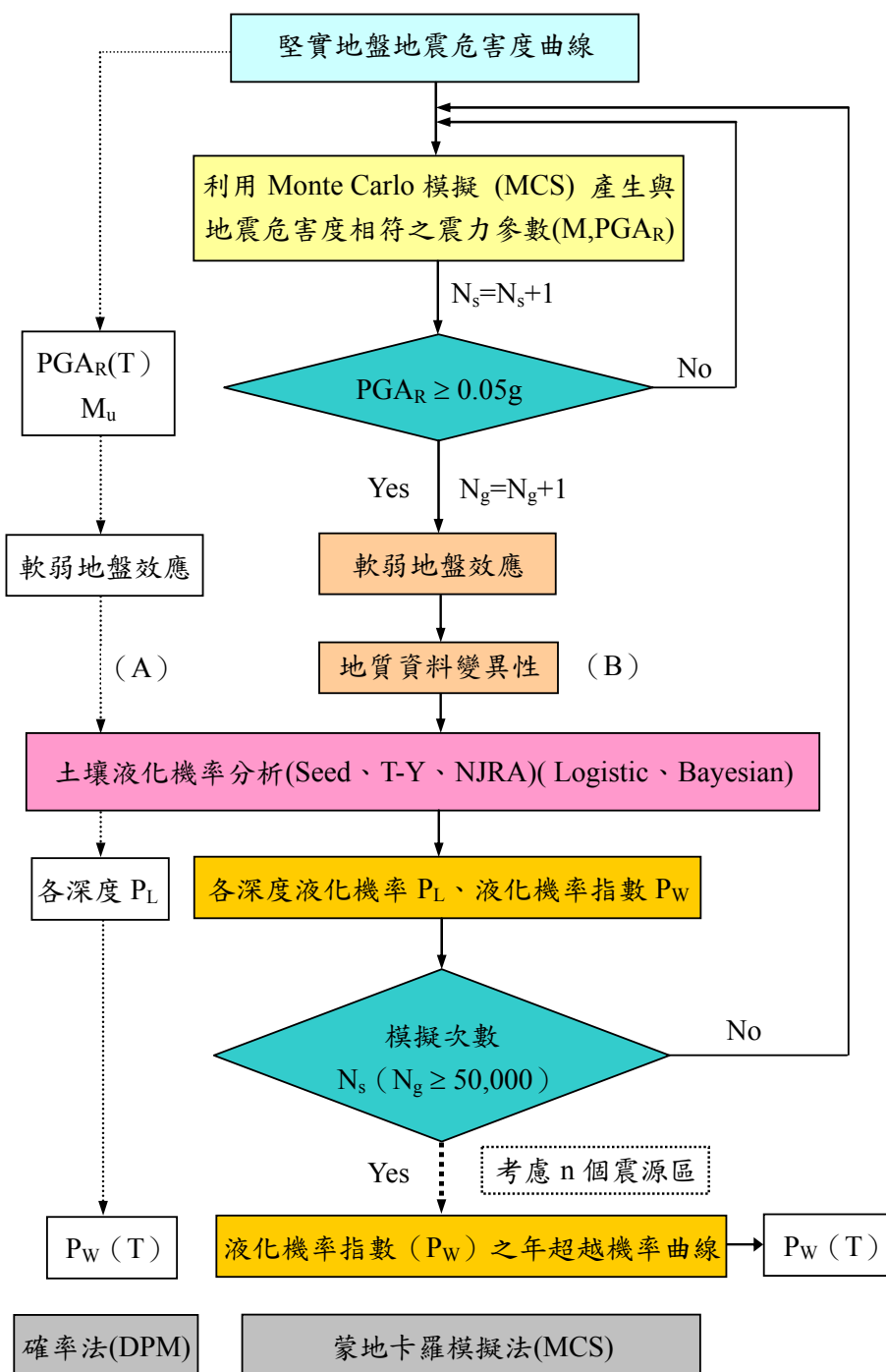


圖2.5.1 液化危害度分析流程(黃富國，2006)

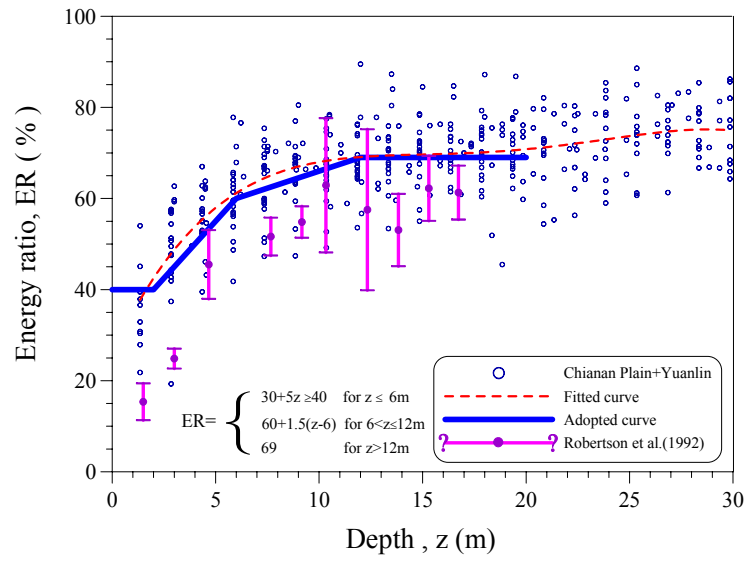


圖2.5.2 鑽桿能量比ER與深度之關係

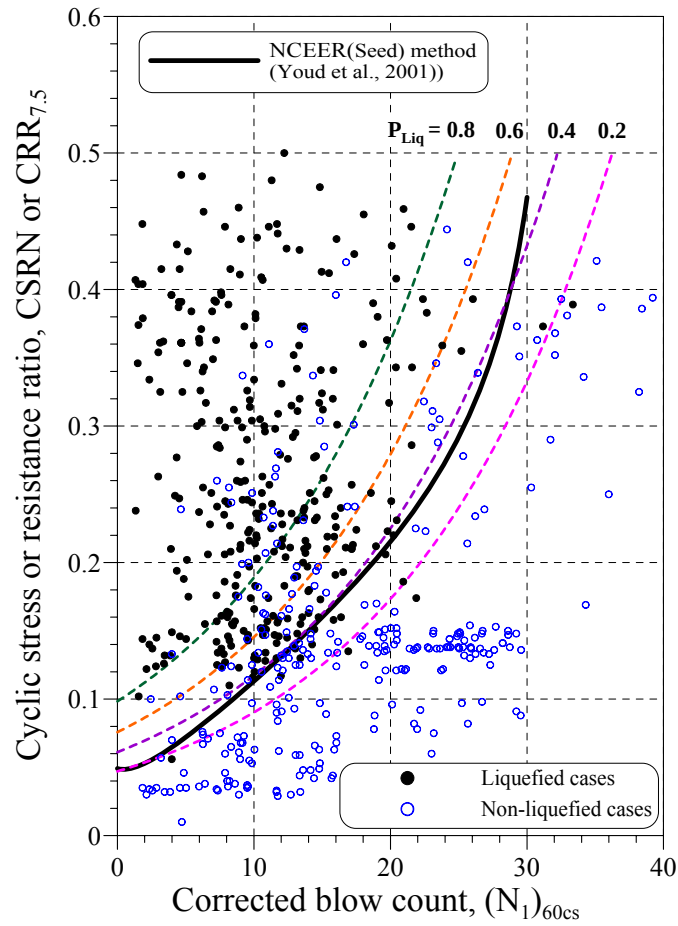


圖2.5.3 Seed形式之邏輯迴歸分析結果(黃富國，2006)

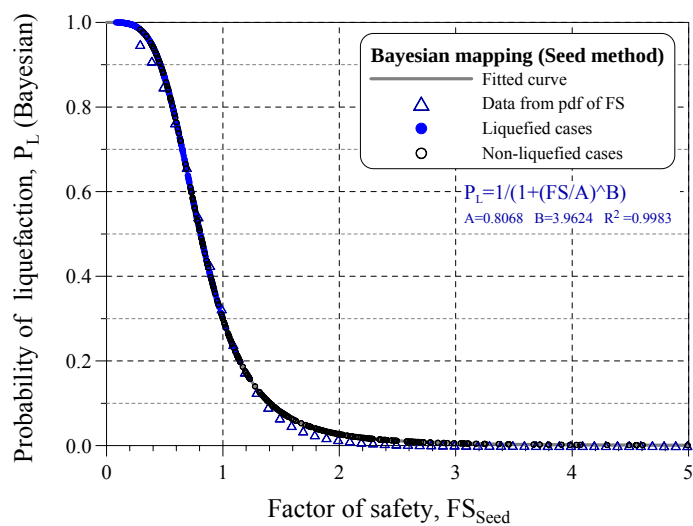


圖2.5.4 Seed法之FS與 P_{Liq} 貝氏映射關係(黃富國，2006)

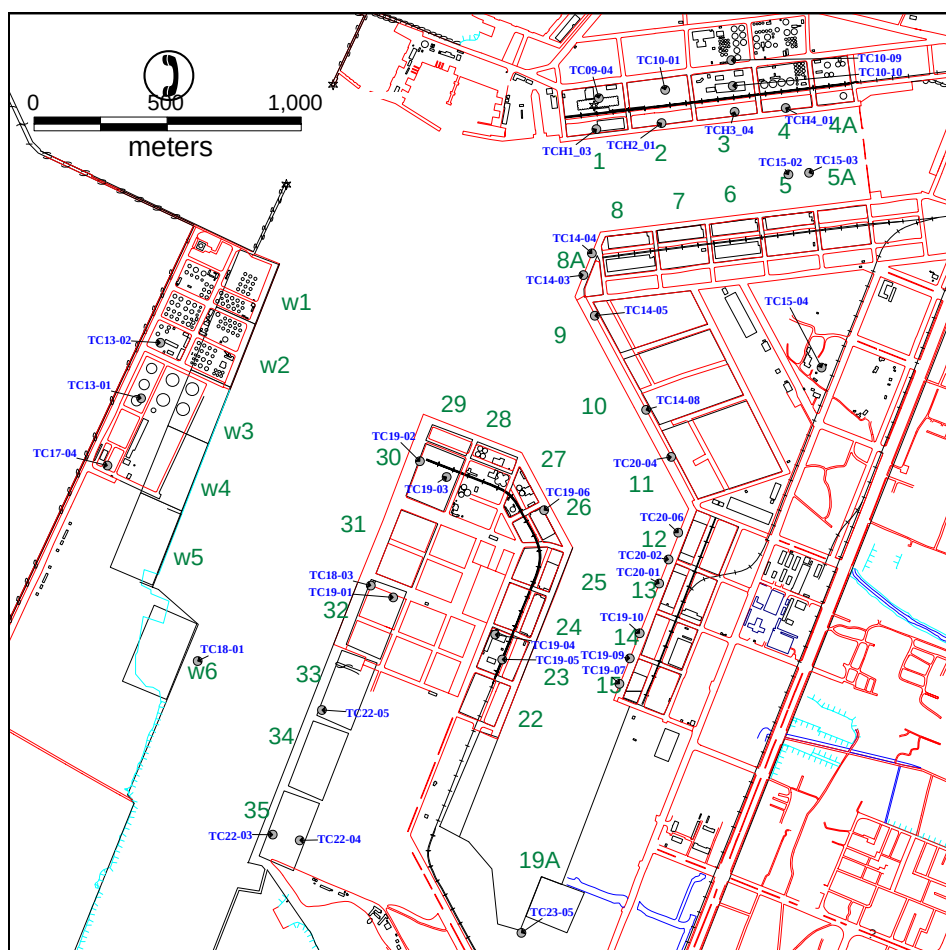


圖2.5.5 臺中港區場址之SPT鑽探孔位分佈詳圖

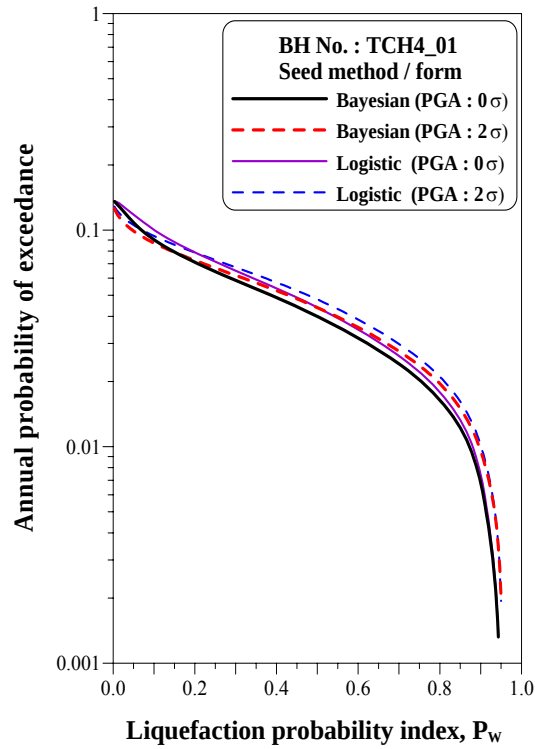


圖2.5.6 Seed法/形式之液化危害度分析結果(TCH4_01鑽孔)

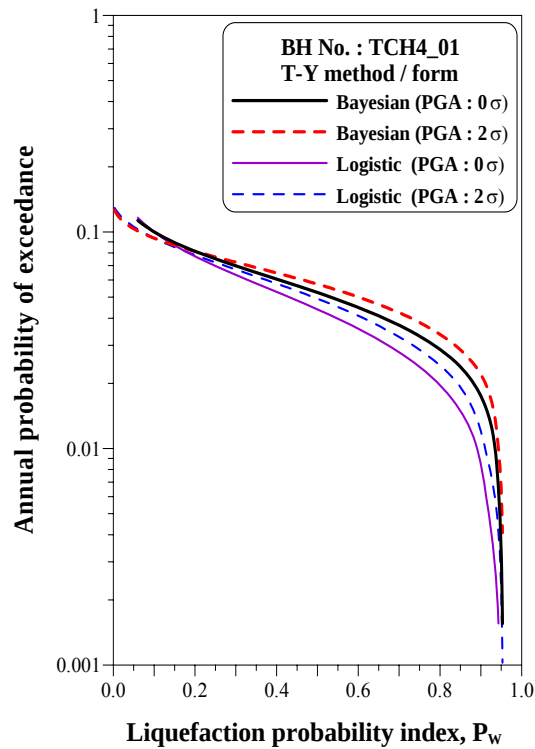


圖2.5.7 T-Y法/形式之液化危害度分析結果(TCH4_01鑽孔)

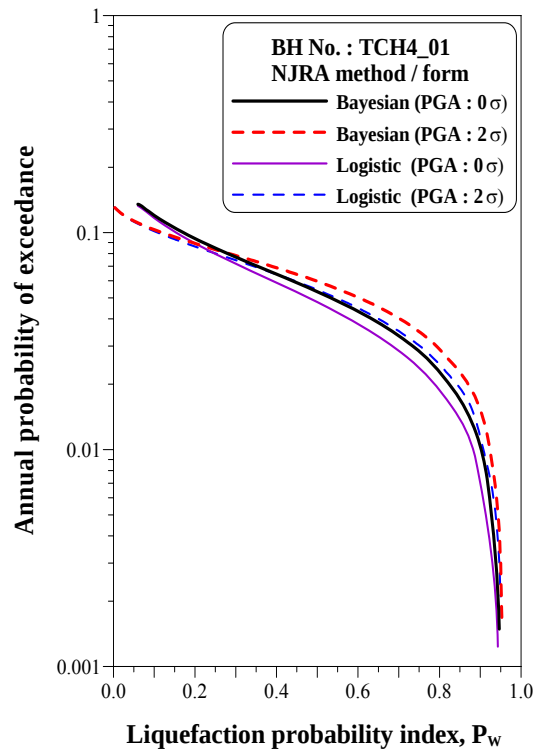


圖2.5.8 NJRA法/形式之液化危害度分析結果(TCH4_01鑽孔)

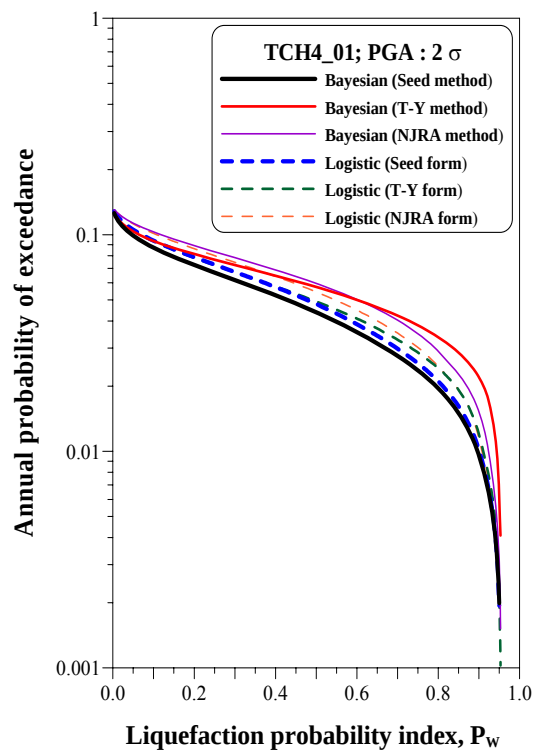


圖 2.5.9 各方法/形式之液化危害度分析結果比較(TCH4_01 鑽孔)

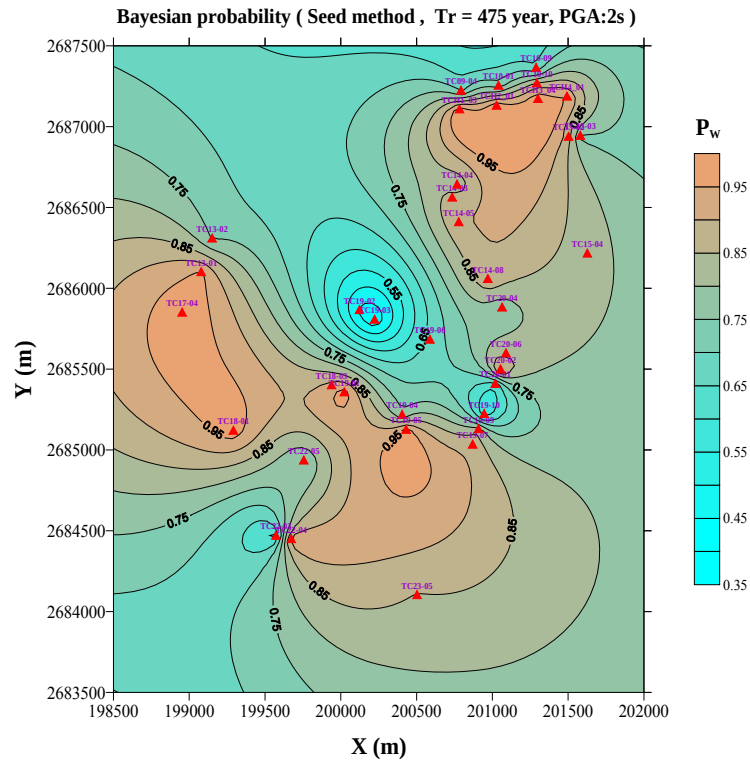


圖2.5.10 臺中港區 P_w 等值線 ($T_r=475$ 年；貝氏映射機率；Seed法)

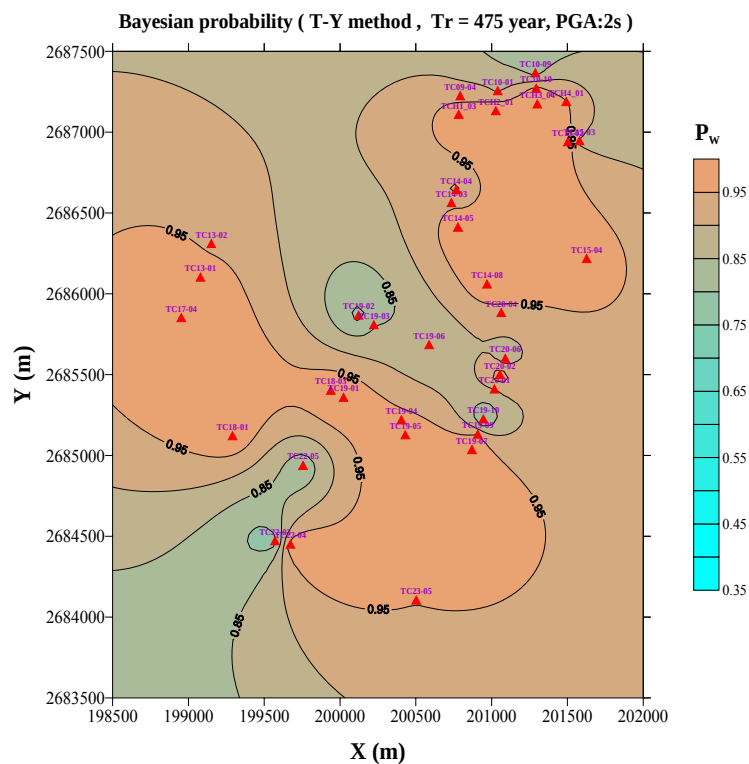


圖2.5.11 臺中港區 P_w 等值線 ($T_r=475$ 年；貝氏映射機率；T-Y法)

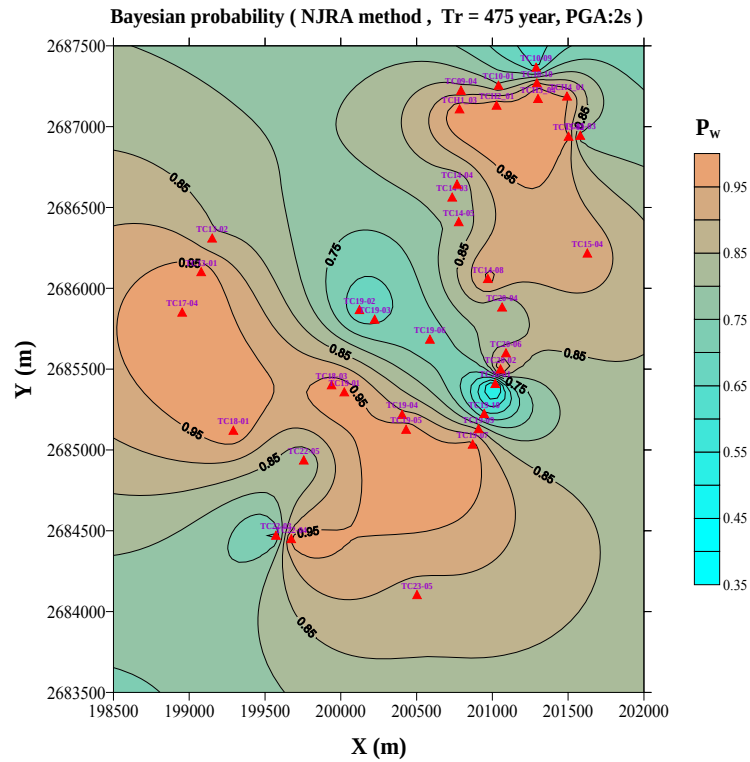


圖2.5.12 臺中港區 P_w 等值線 ($T_r=475$ 年；貝氏映射機率；NJRA法)

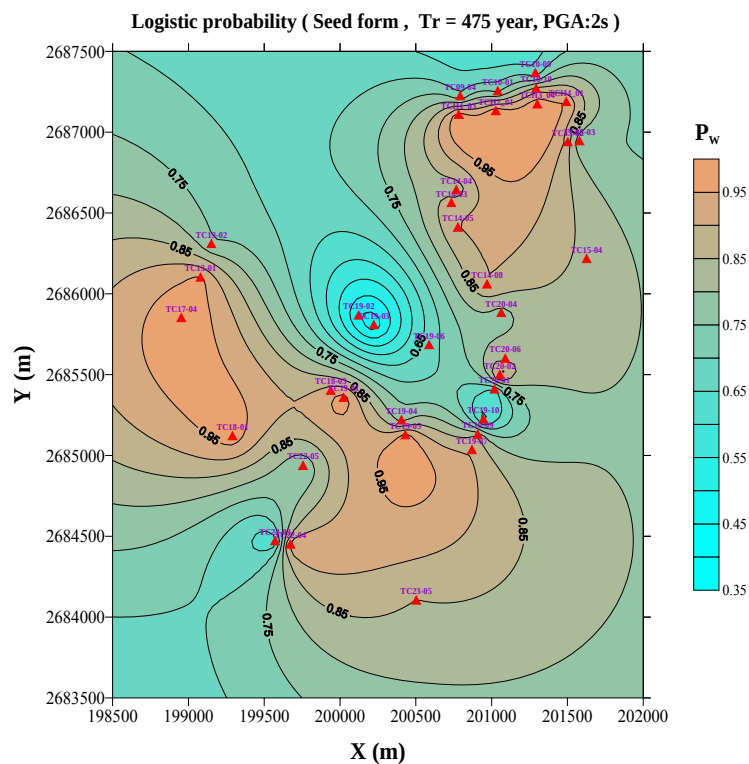


圖2.5.13 臺中港區 P_w 等值線 ($T_r=475$ 年；邏輯迴歸機率；Seed形式)

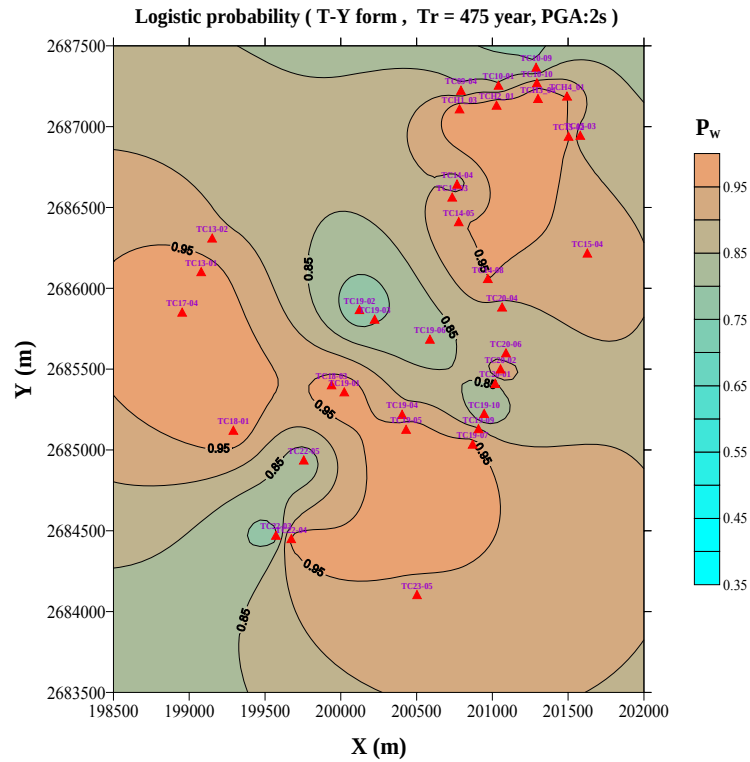


圖2.5.14 臺中港區 P_w 等值線 ($T_r=475$ 年；邏輯迴歸機率；T-Y形式)

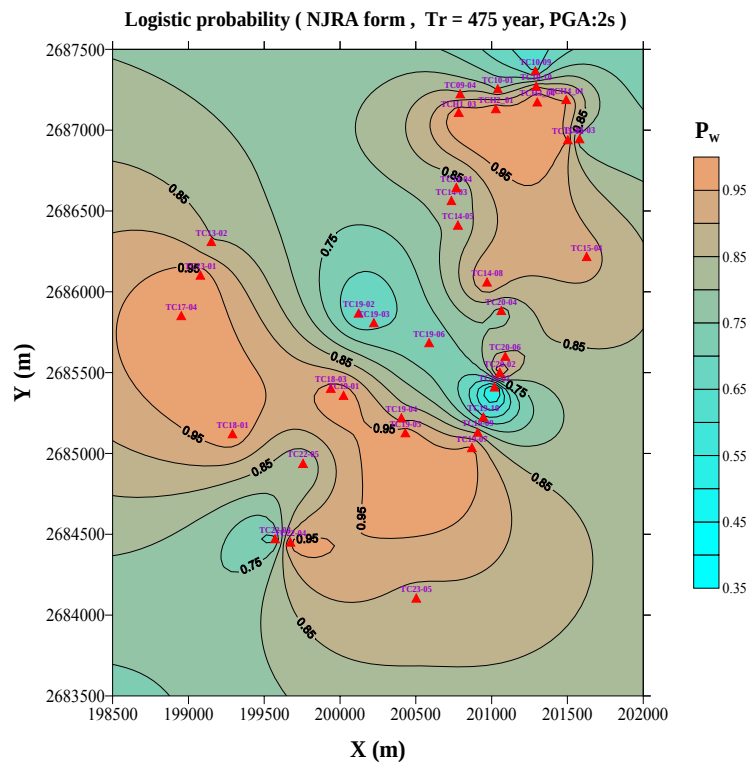


圖2.5.15 臺中港區 P_w 等值線 ($T_r=475$ 年；邏輯迴歸機率；NJRA形式)

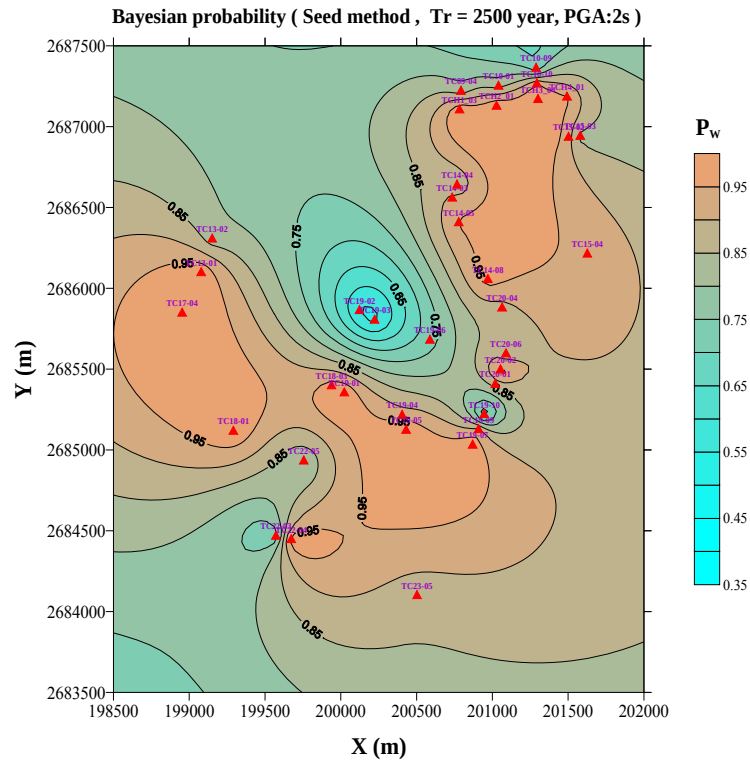


圖2.5.16 臺中港區 P_w 等值線 (Tr=2500年；貝氏映射機率；Seed法)

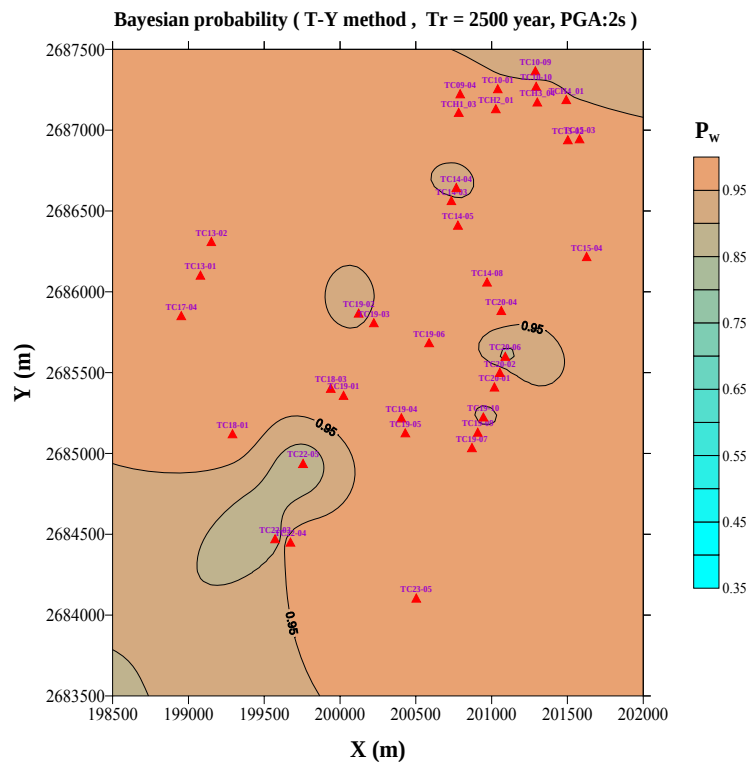


圖2.5.17 臺中港區 P_w 等值線 (Tr=2500年；貝氏映射機率；T-Y法)

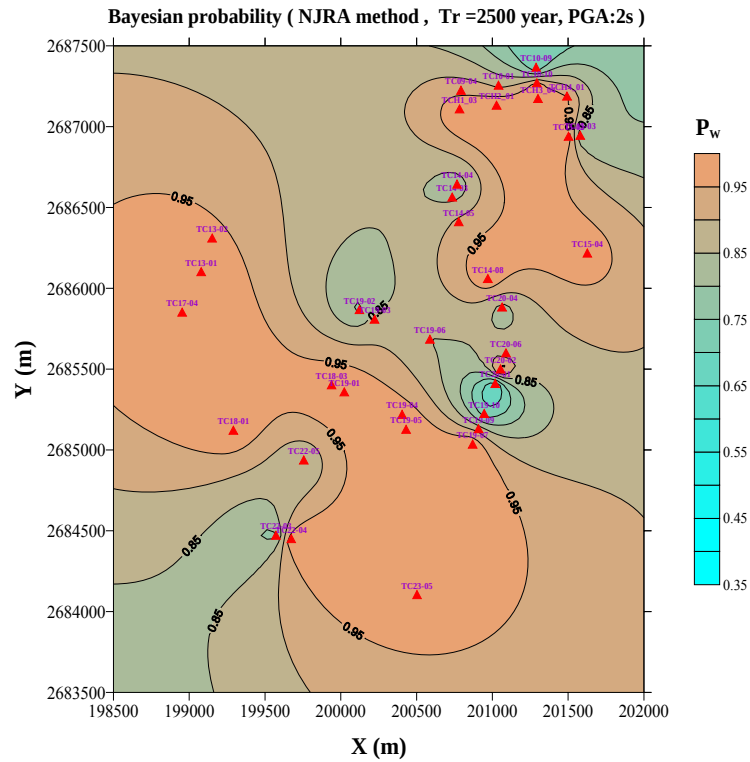


圖2.5.18 臺中港區 P_w 等值線 (Tr =2500年；貝氏映射機率；NJRA法)

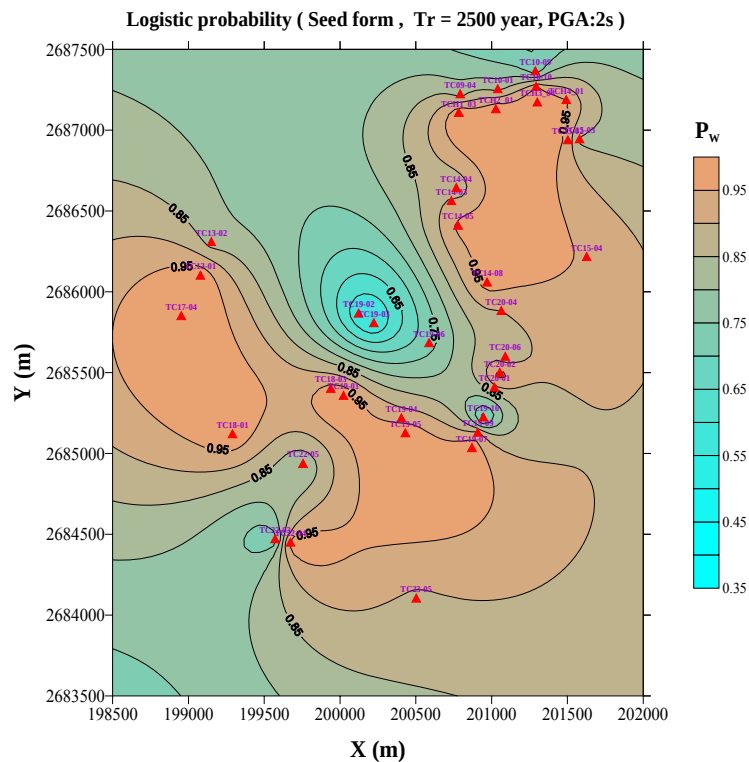


圖2.5.19 臺中港區 P_w 等值線 (Tr =2500年；邏輯迴歸機率；Seed形式)

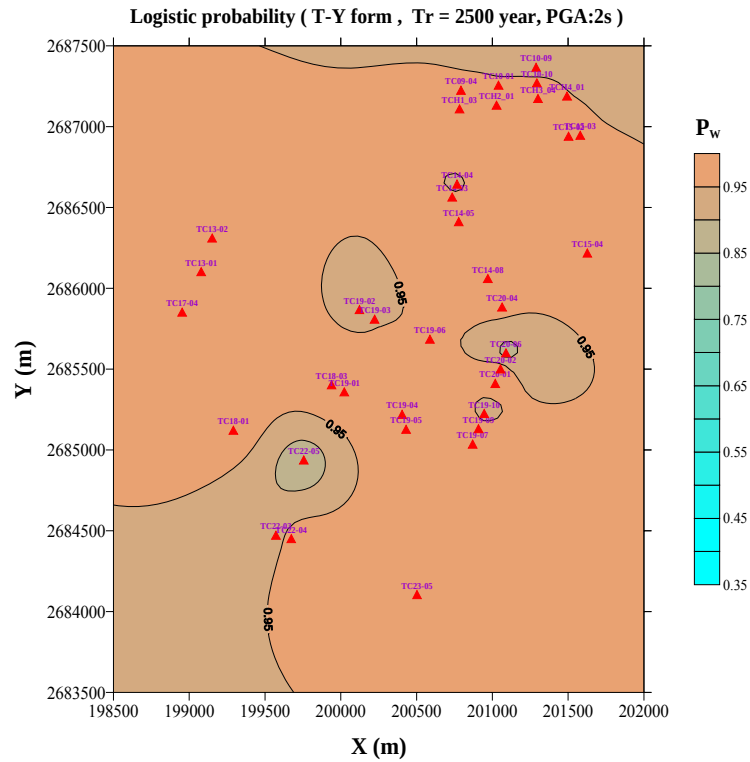


圖2.5.20 臺中港區 P_w 等值線 (Tr =2500年；邏輯迴歸機率；T-Y形式)

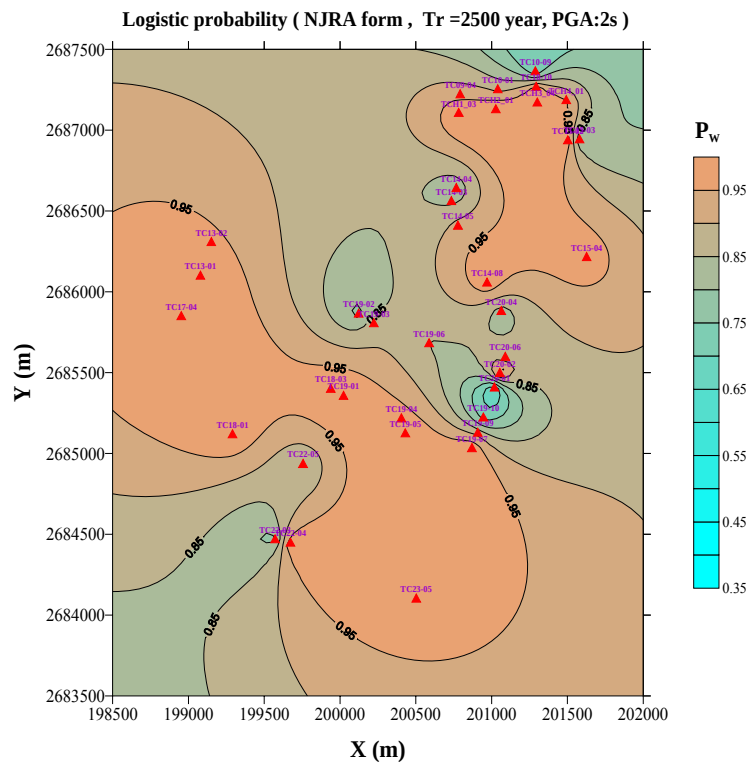


圖2.5.21 臺中港區 P_w 等值線(Tr =2500年；邏輯迴歸機率；NJRA形式)

第三章 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之人員傷亡，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。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。

本章即針對沉箱式與棧橋式碼頭二類港灣構造物，提出耐震能力評估方法，由簡到繁為：簡易分析、簡易動力分析與動力分析三類分析方法，以提供使用者針對不同的需求或時機，可選擇適用的分析方法。

3.1 沉箱式碼頭耐震能力評估

由於臺中港區經過921集集大地震的影響，對於港灣結構物耐震設計是相當重視，由於各港口既有碼頭構造物部分興建於二、三十年前，當初的構造物在設計過程，並沒有將土壤液化的因素考量進來，若再發生類似像921地震襲擊，港區土壤液化勢必造成港區碼頭的嚴重損壞，921地震時台中港1號至4A號沉箱式碼頭之損壞就是最好的例子，所以本章節之目標，即就台中港1號至4A號、23~25號及西1號碼頭構造物中重力式碼頭受地震力作用下探討背填土壤發生液化對既有構造物穩定性之影響。以下分為沉箱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：

3.1.1 沉箱式碼頭受震破壞機制

日本地區—神戶港區有二座人工所建造的島區(分別為港島與六甲島)

在於阪神大地震發生時，因為土層發生大規模土壤液化而導致沉箱式碼頭側向位移破壞情形，與臺灣地區921大地震發生時，臺中港1號至4A號沉箱式碼頭之破壞型式相類似。所以，本章節主要是針對日本神戶港與臺灣臺中港區之沉箱式碼頭受震破壞機制來做探討，並分別敘述如下：

1.日本地區－神戶港區案例

阪神大地震為日本時間1995年1月17日清晨5點46分52秒，發生在日本神戶的一場天然災難，地震規模為7.2。震央在距離神戶市西南方23公里的淡路島，屬於日本關西地區的兵庫縣。而最大地表加速度達580 gal (N—S南北向)，造成神戶港區嚴重之土壤化災害，碼頭岸壁向海側移1~5m，沉箱之沉陷量達到1~2m，背填區域之地表伴隨發生1~4m 的龜裂和陷落，神戶港區上之設施則受損嚴重，整座港區機能幾乎陷入癱瘓，對人民生活與經濟活動影響甚大，也引起世人對港灣區土壤液化問題之矚目(李佳翰，2001)。

(1)破壞情形

神戶港重力式沉箱碼頭於阪神地震中的破壞情形主要災損包含有：碼頭法線朝向海水面側位移約1~5.9m，沉箱碼頭沉陷量約1~2.5m，沉箱碼頭傾斜約5度，碼頭面版與後線高差約1~4m，背填土壤流失、沉陷及龜裂等現象，造成其上裝卸設施、倉棧、管線等損壞嚴重(李佳翰，2001)。圖3.1.1為神戶港災害平面示意圖。

重力式碼頭損壞較圓筒式碼頭嚴重，法線之位移量約1~4m，沉陷量約0.5~1m。版樁式碼頭法線位移量約0.6~0.7m，沉陷量約0.04~0.08m。棧橋式碼頭法線變位及沉陷量極輕微，部份鋼管樁發現有挫曲現象(李佳翰，2001)。

(2)破壞機制

根據李佳翰(2001)綜合前人針對日本神戶地區破壞機制之研究分別敘述如下：

- ①沉箱式碼頭破壞機制，除了地震所產生的慣性力之外，主要是沉箱的背填砂區發生土壤液化現象產生，並同時增加側向動態之土壓力和水壓力所致。
- ②雖沉箱底部置換砂的有效應力不為零，但激發的超額孔隙水壓，降低土壤的剪力強度，使得增加沉箱位移量，所以沉箱底部置換砂的厚度，也會影響沉箱式碼頭的變位量。
- ③近鄰沉箱的背填砂區所激發超額孔隙水壓並不高，主要原因可能是：沉箱和背填土壤區之間所產生之裂縫形成水流通路，而可能加速超額孔隙水壓的消散排除。

2.臺灣地區－臺中港區案例

921大地震（集集大地震）為20世紀末期臺灣傷亡損失最大的天災，發生時間為1999年9月21日凌晨1時47分12.6秒，震央在北緯23.87度、東經120.78度，位於臺灣南投縣集集鎮，震源深度8公里，芮氏規模達7.3。此次地震是因車籠埔斷層的錯動，並在地表造成了長約100公里的破裂帶，使得全島均感受到嚴重搖晃。

(1)破壞情形

根據李佳翰(2000)研究中之綜合整理，在921地震後臺中港區4,000多公頃內有多處地區發現液化現象，包括1號至4A號沉箱式碼頭後線作業區、9至11號碼頭貨櫃堆置場、12號碼頭倉庫後線之陸側面場地等，其中尤以位於北碼頭區1號至4A號碼頭區7公頃多的災損最為慘重，後線作業區液化災損的範圍約長達1km，寬約90m。沉箱碼頭因為強震影響向港池方向傾斜位移，碼頭面最大傾斜達3.5%，岸面線最大相對位移量約達1.6m，沉箱底部推估最大滑移量達0.9m。

1號至4A號沉箱式碼頭後線作業區及道路則發生側移、沉陷、鋪面裂開、噴砂、陷坑或隆起現象，後線場地之沉陷量由碼頭岸肩約60~100cm，逐漸遞減至碼頭岸壁後方80m處（鐵路軌道處）之

20~50cm，部份區域出現幾處深達4~5m淘蝕孔洞，而於1號及3號碼頭岸肩及後線上的卸料輸送設備，因基礎下陷而無法正常操作，可說損失慘重。圖3.1.2為臺中港碼頭災害平面示意圖。

根據蘇吉立與李延恭(1999)研究中之整理，針對北碼頭(1-4A號碼頭)外視災象調查結果，台中港1~4A號碼頭沿法線全長受損，垂直法線方向地表外視受災範圍敘述如下：

- ①臺中港1號沉箱式碼頭—深達後線之圓庫南面基礎邊(如圖3.1.3所示)。受災界線內之建物、地面、道路、鐵路嚴重受損，作業完全停擺。
- ②臺中港2號沉箱式碼頭—深達後線之鐵路及鐵路以北約50M(如圖3.1.4所示)。受災界線內之建物、地面、道路、鐵路嚴重受損。
- ③臺中港3號沉箱式碼頭—深達後線之鐵路(如圖3.1.5所示)。受災界線內之建物、地面、道路、鐵路嚴重受損，作業完全停擺。
- ④臺中港4號沉箱式碼頭—深達後線之北四路，鐵路未見受災況(如圖3.1.6所示)。受災界線內之地面、道路及地下管路局部受損。
- ⑤臺中港4A號沉箱式碼頭—深達後線之鐵路(如圖3.1.6所示)。受災界線除圓庫外，其餘建物、地面、道路、及地下管路均嚴重受損。建物已不適復健。

(2)破壞機制

根據李佳翰(2001)針對臺中港地區破壞機制之研究結果如下：

- ①臺中港區沉箱式碼頭破壞機制，除了地震產生的慣性力之外，主要為沉箱的背填砂區產生發生土壤液化現象，同時增加側向動態之土壓力和水壓力所致。
- ②近鄰沉箱的背填砂區所激發超額孔隙水壓並不高，主要原因可能是：沉箱和背填土壤區之間所產生之裂縫形成水流通路，而可能加速超額孔隙水壓的消散排除。

3.日本神戶港及台中港兩案例之比較

重力沉箱式碼頭遭受強烈地震而引致液化對基礎產生的破壞主要可分為兩種型式(李佳翰，2001)：

- (1)一為基礎底部產生土壤液化，喪失承载力而使碼頭面下陷損壞。
- (2)另一破壞型式是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。

李佳翰(2001)綜合上述分析結果與討論得到以下推論：

- (1)神戶港區(港島及六甲島)的沉箱式碼頭的破壞機制屬於第二種類型(背填土壤區域發生液化)。但由於神戶港區(港島及六甲島)將底部泥質黏土挖除，置換成和背填一樣的砂，此底部置換砂區遭受強烈地震時，有可能產生土壤液化現象，雖沉箱底部置換砂的有效應力不為零(無發生液化現象)，但激發的超額孔隙水壓，降低土壤的剪力強度，使得增加沉箱位移量，所以沉箱底部置換砂的厚度，也會影響沉箱式碼頭的變位量(李佳翰，2001)。
- (2)臺中港區1號至4A號沉箱式碼頭的破壞機制也屬於第二種類型(背填土壤區域發生液化)。由於臺中港區並沒有將沉箱底部的沖積土置換成砂，且其所遭受的地震強度較小(160gal)，故沉箱的位移量不大(側移0.6~1.8m、沉陷0.4~0.8m)，受震破壞程度沒有神戶港區來得嚴重，但是臺中港區的回填土層(平均粒徑 $D_{50}=0.06\sim0.11\text{mm}$)屬於容易發生土壤液化的土壤，因此必須進行地盤改良以確保沉箱之穩定性(李佳翰，2001)。
- (3)近鄰沉箱的背填砂區所激發超額孔隙水壓並不高，主要原因可能是：沉箱和背填土壤區之間所產生之裂縫形成水流通路，而可能加速超額孔隙水壓的消散及排除(李佳翰，2001)。

3.1.2 簡易分析法（擬靜力分析）

1. 分析方法

在沉箱式碼頭興建過程中，以靜力穩定分析法為工程界最常使用的擋土結構物耐震設計方法，而方法主要是以適當的地震係數乘上自重，以考慮地震發生期間的慣性作用力，計算方式完全是以靜態平衡方式來考慮。地震發生時之動態土壓力一般都是以Mononobe-Okabe動態土壓力理論來考慮，即為下式：

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \theta)}{\cos\theta \cos^2\psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta)\cos\psi}} \right]^2} \dots\dots\dots (3.1.1)$$

其中， K_{AE} ：地震時牆背填土之主動土壓力係數； ψ ：牆背土壤之內摩擦角； γ ：土壤單位重； Ψ ：牆背面與垂直面交角，以逆時針方向為正，順時針方向為負； δ ：牆背面與土壤間之摩擦角； θ ： $\tan^{-1} k$ ，其中 k 為水平向地震係數。對於動態水壓力的計算，是根據日本港灣碼頭技術標準規定中，設計分析時可以忽略牆前側的動態水壓力，並可以將牆背填土的動態水壓力合併於上述之土壓力以方便計算式，此時水平向地震係數 k 應改用視地震係數 k' ，即為下列公式：

$$\theta = \tan^{-1} k' \dots\dots\dots (3.1.2)$$

$$k' = \frac{\gamma}{\gamma - 1} k \dots\dots\dots (3.1.3)$$

以靜力穩定分析法僅可以計算得到代表穩定性的安全係數，並沒有提供任何有關擋土結構受到地震產生而發生滑移的資料。此方法雖然上述有些缺點，但是由於長期以來具有相當多的工程案例與經驗，因此，使用以靜力法穩定性分析通常仍然具有參考的價值。

2.土壤參數

為進行臺中港1號至4號碼頭之穩定性分析，首先必須蒐集現地地質相關資料，評估其土壤的參數，作為穩定性分析之基本資料來源。

(1)原現地地質

目前根據過去曾於民國59年5月委託經濟部工業研究所在港區內進行原現地地質鑽探(臺中港第一期完工報告)，在計劃興建1號至4號碼頭(圖3.1.7臺中港1號至4號碼頭沉箱及背填土斷面圖)區域內過程共有9鑽孔，結果顯示原現地地質的海床為沉泥質砂與沉泥質細砂所構築而成的海沖積土層，中間地方夾帶些許薄層黏土，結果顯示出各個鑽孔之鑽探是相類似，約可分為三層：

- ①上層：0~11公尺，為疏鬆至緊密之沉泥質砂與沉泥質細砂。
- ②中層：11~26公尺，為比較緊密至堅緊密之沉泥質砂與沉泥質細砂。
- ③下層：26公尺以下，為很堅緊密之沉泥質砂與沉泥質細砂。

在地表下-10公尺之內的地層，其中標準貫入試驗N值大約為10，抗剪摩擦角大約為 30° ；而地表下-10公尺以下的地層，其標準貫入試驗N值超過為10，屬於緊密至堅緊密的沉泥質砂與沉泥質細砂，抗剪摩擦角大約為 35° 。

(2)背填土壤

沉箱式背填土壤方式分有：背填卵石、背填濾料及水力回填方式填築等，其中以水力回填作業是利用挖泥船抽取港池內泥砂直接回填。1號至4號重力式沉箱碼頭之背填土壤並沒有在完工後進行地質相關鑽探的調查，目前暫時還是以Peck等人(1973)所建議的，都是以疏鬆沉泥質砂考慮，其中標準貫入試驗N值不超過10，以利於分析，並將重力式沉箱碼頭的背填土層視為單一土層，其抗剪角度 ϕ

依照上述來判斷，暫時以 $\varphi = 30^\circ$ 來進行初步穩定分析；背填卵石之抗剪角能力顯然較大，可以增加整體的穩定性，效果則不容易客觀量化，所以在用靜態穩定性分析時，可暫不考慮其效應，以作為保守評估分析。

3. 背填土未液化時之沉箱穩定性

地震災害發生後，根據1號至4A號碼頭之變形量測量結果指出，沉箱碼頭側向方向發生滑移與傾斜的現象，而沉箱本身沉陷量幾乎可以忽略之，因此，以下列主要針對重力式沉箱的抗滑動與抗傾倒穩定性進行初步分析與探討(陳正興、黃國祥，2000)。

將穩定性分析簡化模型如圖3.1.8所示，其中 γ 代表土壤總單位體積重量， δ 代表背填土壤與沉箱牆背摩擦角，另參閱台中港第一期完工報告，假設沉箱式碼頭底部與基礎拋石間的摩擦係數 μ 為0.5。此外，根據潮汐資料顯示，地震發生時，台中港外海的海水平面高程為+1.9公尺，正當在最低潮位，至於殘留水位，可以平均高潮位後除以3計算得到約為1.3公尺，其影響不大，因此分析時暫不考慮殘留水位的影響(陳正興、黃國祥，2000)。

根據陳正興教授、黃國祥博士研究結果進行重力式沉箱的靜態穩定分析時，假設鋼筋混凝土單位重為 2.45t/m^3 ，箱內填砂單位重則以 1.8t/m^3 及 2.0t/m^3 兩種情形分別考慮之，因此沉箱自重為 657.20t/m 及 707.20t/m ，當扣除水浮力後，沉箱之浸水自重為 392.00t/m 及 442.00t/m ，同時又於上述之兩種情形中，分別比較背填土壤與沉箱牆背之摩擦角為 $\delta = 0^\circ$ 即 $\delta = 15^\circ$ 兩種不同狀況。將穩定分析中所包含各力之分量表示如圖3.1.9所示，以 $\varphi = 30^\circ$ 為例，其中 K_{AE1} 與 K_{AE2} 分別代表地下水面以上與以下之動態主動土壓力係數。目前常用之擬靜態設計法並不考慮背填土壤液化後之影響，故本章節整理陳正興教授、黃國祥博士研究針對背填土未液化時之情況進行沉箱穩定性分析，其假設沉箱內填砂總單位重 $\gamma = 1.8\text{t/m}^3$ 之分析結果如圖3.1.10與圖3.1.11所示；圖中顯示當沉箱內填砂

單位重愈高者($\gamma=2.0\text{t/m}^3$)，穩定性就愈好(陳正興、黃國祥，2000)。

(1)抗滑動穩定性

圖3.1.10所示沉箱式碼頭之抗滑動安全係數與水平地震係數 K_h 之關係，於靜態($K_h=0.0$)時，抗滑動安全係數高達2.4以上，抗滑動安全係數是隨著水平地震係數的增加而遞減，假設牆背的摩擦角 $\delta=0^\circ$ 時，水平地震係數 K_h 達到0.12時仍有大於1之抗滑動安全係數，考慮牆背的摩擦角 $\delta=15^\circ$ 時，則有較高的安全係數(陳正興、黃國祥，2000)。

(2)抗傾倒穩定性

地震發生期間的背填土壓力作用位置和擋土結構的位移模式有關，為了保守估計沉箱式碼頭抗傾倒的穩定性，假設沉箱式碼頭所承受的土壓力之合力作用位置位於沉箱式碼頭的中央高度處。分析結果顯示如圖3.1.1所示，對於靜態時($K_h=0.0$)時，抗傾倒的安全係數高達到4.0以上，而隨著地震係數提高到0.2時，此時安全係數仍有1.2以上，顯示抗傾倒的穩定性無問題(陳正興、黃國祥，2000)。

4.背填土壤完全液化時沉箱式碼頭穩定性

目前常用的靜態設計法並不考慮背填土壤液化後之影響，但有鑑於臺中港1號至4號碼頭區域於地震後有嚴重之龜裂與孔洞現象，並殘留有大量之噴砂痕跡，顯然於本次地震中有土壤液化現象發生，因此，根據陳正興教授及黃國祥博士之研究結果假設地下水面以下之背填土壤完全液化後的情形來進行分析。

對於假設背填土壤完全液化後分析，根據Ishibashi and Madi (1990)所建議參考，假設背填土壤液化後比重為 2.0t/m^3 的土體重；圖3.1.12所示此時情況的各力分量示意圖， K_h 表示水平地震係數，其中沉箱式碼頭的左側代表海水面側，而右側代表陸地面側；於海側方面有Westergaard (Westergaard, 1993)動態水壓力 $120.55 K_h \text{ t/m}$ 及靜水壓力

111.00t/m，動態水壓合力 P_w 計算方式為：

$$P_w = 0.543\gamma_w(H_w)^2 k_h \dots\dots\dots (3.1.4)$$

式中， P_w 代表每米寬度的動態水壓合力， γ_w 代表水單位重，而 H_w 與 K_h 分別表示水深和地震係數，其合力從牆底起算 $0.4H_w$ 高度處。

另外陸地面側的海水面以下，靜態水壓力為 222.00t/m，Westergaard(Westergaard,1993)動態水壓力為 $241.10 K_h$ t/m，以及海水面上土壤之自重均佈加載為 7.74t/m 所造成水壓力 115.32t/m；海水面上土壓力作用則假設液化後剪力波無法傳遞至海水面以上，依照靜態主動土壓力 5.5t/m 考慮之，至於沉箱式碼頭本身具有慣性力 $657.20 K_h$ t/m 或是 $707.20 K_h$ t/m 作用，沉箱式碼頭底部的抗滑能力則是以垂直向有效反力乘以摩擦係數 μ 考慮之(陳正興、黃國祥，2000)。根據陳正興教授及黃國祥博士研究分析，其假設海水面以下背填液化土壤與沉箱之間的摩擦角 $\delta=0^\circ$ ，對於沉箱內回填砂土的總單位重 $\gamma=1.8\text{t/m}^3$ 與 $\gamma=2.0 \text{ t/m}^3$ 兩種情形之分析結果顯示於如圖 3.1.13 所示與圖 3.1.14 所示。

(1)抗滑動穩定性

如圖 3.1.13 所示，安全係數會跟隨著水平地震係數的增加而減少，當水平地震係數達到 0.1 時，安全係數僅有 0.6，即使 $K_h=0.0$ 時，而安全係數仍然稍微小於 1，表示此種情況的穩定性不足(陳正興、黃國祥，2000)。

(2)抗傾倒穩定性

如圖 3.1.14 所示，較高之抗傾倒穩定性的安全係數，於 $K_h=0.0$ 時，抗傾倒穩定性的安全係數達 2.3，當地震係數為 0.2 時，安全係數仍然有 1.75 (陳正興、黃國祥，2000)。

由根據陳正興教授及黃國祥博士(2000)之靜態穩定分析結果顯

示，如圖3.1.10至圖3.1.14所示，臺中港沉箱的抗傾倒穩定性應無問題，即使在假設背填土壤完全液化之情形進行分析，在地震係數為0.2以下時，計算所得的抗傾倒安全係數仍然較高。但是抗滑動的穩定性就值得注意：對於背填尚未液化之土壤時，重力式沉箱碼頭具有抗滑動設計地震係數為0.12以上，然而液化發生後，其安全係數將小於1。此外，若是同時考慮合併殘留水位與海水面側動態水壓力之兩種因素，則於地震係數 $K_h = 0.0$ 至0.2範圍內，來對應安全係數至多折減為目前分析結果的94%。

對於上述的靜態法穩定分析結果(陳正興、黃國祥，2000)，靜態法穩定分析方法雖較簡單，仍然是擋土結構常用的耐震設計方法之一，但是由於包含有較多的簡化與假設，實際工程環境中常無法完全滿足其假設與簡化的行為模式。

3.1.3 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土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，土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土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)。

1. 分析方法

為了評估沉箱式碼頭結構物受地震作用之滑移量，根據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。如圖3.1.15所示，假設塊體為剛體，放置於水平地表面上，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)。

2.地震紀錄

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，最靠近於臺中港區的地震紀錄儀是位於臺中縣清水國小測站的紀錄(TCU059)。清水國小測站位於臺中港區東南方約4.7公里處，而地震儀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3.1.16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152 gal，而東西向最大地表尖峰加速度值為165 gal；根據富氏譜分析，已知此次地震記錄之卓越週期為1.2秒，屬於相當低頻的震動(陳正興、黃國祥，2000)。

3.背填土壤尚未發生液化之滑動分析

地表運動導致擋土牆結構物的滑移量受地震延時、加速度尖峰值及卓越週期等因素的影響甚鉅，但是由於在臺中港區內並沒有直接量得之地震紀錄可以使用，以下分析是引用清水國小的南北向及東西向地表加速度之紀錄來作為輸入運動，並以滑動塊體法來分析臺中港區沉箱式碼頭受到地震時可能導致之現象(陳正興、黃國祥，2000)。

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、海水面側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是相當複雜，以目前仍在研究的課題，尚未有一致明確的結論，因此，本章節將僅就圖3.1.8所示簡化模

型，並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。於分析時，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)。根據陳正興教授及黃國祥博士研究結果分析結果如圖3.1.17所示，指出相對速度及相對位移歷時；輸入位於南北向紀錄時，滑移量產生僅有1.6公釐，而輸入東西向記錄之滑移量產生僅有2.6公釐。根據此方法分析結果顯示：假設背填土壤尚未發生液化時，台中港區1號至4號重力式沈箱碼頭受上述地盤運動時幾乎不會產生滑動(陳正興、黃國祥，2000)。

4.根據現場變形量來進行反算分析

將前章節假設背填土壤未發生液化的滑動位移量分析結果與台中港區1號至4A號碼頭之現地變形狀態來比較之，明顯的可以推斷地震發生期間陸地面側動態土壓力遠大於前章節所假設。若從完工報告的說明與現場的損壞情形，推估水力回填的沉泥質細砂於地震發生期間，剪應變反覆過程中所激發出超額孔隙水壓力，使土壤強度減低為殘餘抗剪角 ϕ_r ，導致廣大背填區域土壤形成巨大質量的不穩定土楔，於地震期間發生滑動位移，而慣性力將會遠大於 Mononobe-Okabe 所假設估計動態土壓力理論，所以，就地震產生災害當時情形而言，顯然的無法考慮以傳統之陸地上擋土牆設計方法(陳正興、黃國祥，2000)。

由於1號至4號沉箱式碼頭，除了2號沉箱式碼頭外，後方皆有大型建築構造物，不易評估鄰近地盤的影響，為了簡化問題，根據陳正興教授及黃國祥博士針對2號沉箱式碼頭的情形所做之反算分析，及從港灣技術研究中心的量測結果指出，2號沉箱式碼頭附近沉箱頂端之於水平位移量約為80公分，傾斜角約為 1° ，根據此法來推估沉箱底部的水平滑動位移量約為50公分，以下為沉箱的滑動位移量之分析結果(陳正興、黃國祥，2000)。

本章節是根據陳正興教授及黃國祥博士研究分析模式如圖3.1.18所示，係依據圖3.1.7所示的剖面將其分成三個區域，依序為沉箱式區域、背填卵礫石區域與不穩定土楔區域，其中假設沉箱式與背填卵礫石均為剛性體，而不穩定土楔區表示於地震發生期間的有效動土體，其水平作用力將經過卵礫石區域以及沉箱區域而導致沉箱產生滑動位移，圖中假設的土楔大小為一底部為 α 角度之土楔，其值與超額孔隙水壓 r_u 具有下列關係：

$$\alpha = \tan^{-1}((1 - r_u)\tan\phi) \quad , \quad r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_0} \dots\dots\dots (3.1.5)$$

其中， r_u 為超額孔隙水壓係數，定義為超額土壤有效圍壓 σ'_0 與孔隙水壓 Δu 之比值，而 ϕ 值視為背填土壤的抗剪角。上式表示當地震發生期間所激發出超額孔隙水壓升高時，不穩定土楔坡角 α 值會隨著降低。

根據圖3.1.18所示建立模型分析(陳正興、黃國祥，2000)，不穩定土楔區於地震發生期間所產生的水平作用力包含靜態土壓力 P 與慣性力 $(WT)(N)$ ，其中 WT 為不穩定土楔之質量，為坡角 α 之函數，而 N 為導致滑動位移的臨界加速度係數，係由清水國小地震紀錄的滑動反應譜來決定，如圖3.1.19所示，而圖所顯示出在清水國小地盤運動作用下，使土楔產生50公分總滑動位移量時，其 $N/A=0.27$ ，清水國小南北向紀錄之地震加速度峰值係數 $A=0.15$ ，即 $N=(0.27)\times(0.15)=0.0405$ 。

在地震發生期間考慮沉箱式碼頭所承受的水平作用力，除了沉箱本身的慣性力與海水路面兩側的Westergaard動態水壓力(兩者的等值作用力分別為948.30t/m)外，尚須承受由卵礫石區傳達於沉箱之水平作用力，可將其分別為靜態土壓力 P 與動態作用力 D ，由水平方向的力平衡條件，可以知道不穩定土楔範圍與在地震發生期間的土壤殘餘抗剪角 ϕ_r 之關係，由圖3.1.20所示，圖中假設卵石區寬度為24公尺，當 ϕ_r 愈大時，地表面靜土壓力 P 較小，因此，所需之不穩定土楔延伸範圍愈大。又由幾何關係可建立 α 角度與不穩定土楔範圍之關係，如圖3.1.21所示，當 α

角度愈小時，代表所延伸之土體愈廣大。今假設 $\phi_r = \alpha$ 即可以求得不穩定土楔影響範圍，即圖3.1.20與圖3.1.21兩曲線之交點。由上述分析的結果，可求得不穩定土楔所影響範圍約為155公尺，而殘餘抗剪角 ϕ_r 約為7°至8°。再根據公式(3.5)，可推估得對應之超額孔隙水壓參數 r_u 約為0.76(陳正興、黃國祥，2000)。

根據陳正興教授及黃國祥博士(2000)綜合上述的反算分析結果，當超額孔隙水壓可以得知提高過程中，不穩定土楔逐漸往內陸延伸；而此時當 r_u 超過0.70以上，巨大的不穩定土楔足以造成較大的慣性力和靜土壓力作用於沉箱上，而使得沉箱產生滑動位移的現象，此法分析的結果與現場的噴砂孔痕跡範圍相符。

3.1.4 數值模擬分析(動力分析法)

1.研究方法

本節對沉箱式碼頭之動力分析法，將以FLAC 動態版數值程式對臺中港沉箱式碼頭受震引致土壤液化進行數值模擬與分析，並先參考李佳翰(2001) (國立中央大學應用地質研究所)之分析方法與流程為參考依據，並以臺中港沉箱式碼頭案例為主，在此用FLAC 5.0 及內建之FINN MODEL來模擬分析，以有效應力法進行動態分析，研究範圍是以臺灣一臺中港區案例分析。首先進行臺中港區案例的資料蒐集包含：(a)設計斷面圖；(b)現地及室內試驗；(c)地下水位面和地震紀錄，以及中央氣象局所量得在9月21日集集主震資料中，最靠近臺中港區之地震紀錄為位於臺中縣清水國小測站之紀錄(TCU059)。清水國小測站位於臺中港東南方約4.7公里處，所量得水平兩方向之加速度歷時紀錄如圖3.1.16所示，地震延時長達90秒，南北向紀錄之最大地表尖峰加速度值為152 gal；而東西向記錄之最大地表尖峰加速度值為165 gal，以作為數值分析時施加地震力之參考。

依上述所收集之資料，分別進行案例數值模擬。如圖3.1.22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) 指定Finn Model模式；(9) 設定阻尼參數和動態邊界條件；(10) 施加地震力(李佳翰，2001)。最後將案例之數值分析結果，與現地觀察量測值、前人之物理模型試驗和前人之數值模擬結果作比較，以分別探討其破壞機制。

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，若材料所遭受之應力場較大有產生大變形的可能，則使用大應變模式模擬材料變形行為。另外，FLAC中另有Fish (FLACish)程式，可提供使用者自行撰寫附加之副程式，以符合特殊材料模式及案例之需求(李佳翰，2001)。

3. FLAC程式運算程序

FLAC程式在運算過程中是以「時階的型態」(Time-stepping Fashion)來求解每一個節點的運動方程式，如此可看到整個系統的行為隨時間發展變化的過程，此時階並非代表實際時間，而是指程式反覆運算的次數，其運算過程如圖3.1.23所示。在每一個時階中，利用系統原本的不平衡狀態決定每一節點的不平衡力，然後求解其運動方程式，以決定節點的速度分量。節點速度決定後，可將速度積分求得節點的位移及應變增量。應變增量決定後再利用材料的組合律求得應力增量，將應力增量加上原來的應力狀態，即成為新的應力狀態，並可得另一不平衡力，再進行下一時階運算。如此反覆運算直至不平衡力趨近於零，達靜力平衡為止。

4.組合律模式(Constitutive Model)

材料的組合代表了材料的應力與應變之間的關係，FLAC程式在力學模式中提供下列幾種內建之組合律模式：

- (1)零效模式(Null Model)：此模式可將所指定的網格移除，用來模擬開挖或移除行為，若將來有回填動作，則可將此處網格指定為其他模式。
- (2)均向彈性模式(Elastic Isotropic Model)：適用於均質等向性的彈性材料，其應力-應變在加壓及解壓過程均為線性關係，遵循虎克定律(Hook's Law)。
- (3)橫向等向線彈性模式(Elastic Transversely-Isotropic Model)：以模擬橫向彈性材料，即假設材料性質在x、z方向為等向，而在y方向則不同。
- (4)莫爾庫倫塑性模式(Mohr-Coulomb Plasticity Model)：此模式之材料遵守Mohr-Coulomb破壞準則。
- (5)遍在節裡模式(Ubiquitous Joint Model)：為一非均向性的塑性模式，於Mohr-Coulomb材料中存在一系列單組弱面，材料之破壞可能發生於弱面間之滑動，亦可發生於材料本身，端視材料與弱面性質、應力狀態及弱面角度。
- (6)應變硬化/軟化模式(Strain-Hardening/Softening Model)：模擬Mohr-Coulomb彈塑性材料達降伏後應變硬化或軟化現象，即其強度參數如凝聚力、摩擦角及膨脹角能隨不同塑性應變改變。
- (7)雙降伏模式(Double-Yield Model)：於Mohr-Coulomb材料中增加一與體積應變有關的第二降伏面，以模擬因均向應力增加而造成永久體積變形的行為。

此外，使用者另可選購下列模式，包括：

- (1)動態模式(Dynamic Option)
- (2)熱力學模式(Thermal Option)
- (3)潛變模式(Creep Option)

或者是使用FISH語言去建構獨特的組合律以符合所需。

5.FLAC程式之基本術語定義及指令簡介

FLAC程式於數值模擬之基本術語定義(李佳翰，2001)：

FLAC使用的基本術語與有限差分或有限元素在應力分析時所慣用的名稱相似，將一些常用之術語介紹如下：

- (1)區間(Zone)：組成一個待解物理現象的最小單位，也可稱為元素(Element)，FLAC使用之區間為四邊形狀。設定區間之多寡與電腦的記憶體容量有關，記憶體越大，能分割之區間越多。
- (2)格點(Grid point)：區間四個角落(Corner)稱為格點，FLAC程式中每個格點均定義一組x-y座標，格點有時又可稱為節點(Node)。
- (3)邊界條件(Boundary Condition)：邊界上加上控制條件或是束制條件。
- (4)初始條件(Initial Condition)：可模擬板塊運動、隧道開挖或邊坡加載等之前模式中任何變數的初始狀態。
- (5)界面元素(Interface Element)：FLAC程式為連續體分析，但可利用界面元素(Interface)模擬大地材料中的不連續面。將兩塊體網格利用界面元素結合，並給予其材料強度參數(Cohesion, Friction Angle, Normal Stiffness, Shear Stiffness etc.)。
- (6)標記格點(Marked Point)：特別作用而標示出之格點。
- (7)區域(Region)：以網格邊界或是標記格點為界所包圍起來的範圍，區域可用來限制某一個FLAC指令的範圍。
- (8)時階(Step)：FLAC程式為一種具有外顯功能的計算工具，於求解問題

時一般需經過一定數目之階數才能達到平衡狀態，至於平衡狀態所需之階數則視使用者問題之複雜性與所需之精確度而定。

FLAC程式於數值模擬所使用之基本指令如下(李佳翰，2001)：

- (1)設定模式：利用configure指令設定分析模式，如groundwater為滲流分析模式，dynamic為動態分析模式。
- (2)建立網格：利用grid指令來建立網格數目，generate可以調整網格形狀，generate line可將網格區分為兩個不同區間。
- (3)材料組成律及材料參數：以model指令選擇材料組成律，property給定參數。
- (4)邊界條件及初始條件：以fix指令可將邊界固定，apply或initial可以設定初始應力狀態。
- (5)界面元素：以interface指令將兩個不同塊體間，利用界面元素將其連接在一起，並給予界面元素材料強度參數。
- (6)地下水位面：以fix saturation指令設定地下水位面。
- (7)地震力：以apply acceleration指令輸入地震力。
- (8)程式之運算：以solve或step指令來執行程式之運算。
- (9)執行/儲存檔案：利用call指令來執行檔案，以save指令來儲存執行結果。
- (10)載入檔案：以restore指令來載入已儲存的檔案。

3.1.5 初步案例分析及驗證

1.分析網格及參數

本章節分析案例，主要是針對臺灣地區－臺中港區之沉箱式碼頭在921大地震時受震作為初步案例分析，以及參照李佳翰(2001)之參數、

網格及流程，以作為後續分析參考，分析結果如下：

本節所建立之網格是根據陳正興教授及黃國祥博士與宇泰工程顧問之臺中港1號至4號、4A號、23號~25號與西1號碼頭沉箱及背填土斷面圖，以及李佳翰(2001)對沉箱式碼頭之數值模擬，並建立一個 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指令將網格分成四區：基礎卵礫石、背填卵礫石、背填砂、底部土壤；並給予材料強度參數(如表3.1.1與表3.1.5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；底部設定為y軸只允許橫向變位；然後加入界面元素(如表3.1.2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震效應，並指定地下水位面，根據蘇吉立、李延恭和簡富貴(2000)等人之研究，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；因模擬飽和砂土受反覆荷重(如：地震)使體積減小而激發超額孔隙水壓之土壤液化問題，採用FLAC程式內建之Finn模式，始能以有效應力法分析，由於臺中港沉箱底部為沖積土層，可能具有部分凝聚力，因此先假設為不會發生土壤液化現象，只有背填區域土層會液化並使用Finn模式(參數如表3.1.3所示)，並給予阻尼參數和動態力學阻尼(如表3.1.4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台中港區東南方4.7公里之清水國民小學(TCU059)的地震紀錄，依碼頭主要受震方向分別取南北向(N-S)或東西向(E-W)地震紀錄，並擷取主要作用40秒之有效延時(90秒記錄中之25秒至65秒)作為動態輸入，完成指令之假設後，開始進行模擬分析，模擬分析完成

後，就地震前後模擬之結果分別為網格圖、位移量網格圖及X與Y之位
移量網格圖及23~25號和西1號沉箱式碼頭斷面圖，如圖3.1.24~圖3.1.55
所示。

2.初步案例分析結果

參考上述之條件所做之初步分析結果說明及比較如下：

- (1)921集集大地震震災集中在臺中港1~4A沉箱式碼頭(北碼頭區域)，主
要災害型式包括沉箱外移、沉箱沉陷傾斜、背填土區土壤液化與漏失
塌陷，及碼頭後線部分倉儲與機具設施損壞。
- (2)結果顯示沉箱式碼頭受地震影響而產生土壤液化之問題，為相當複雜
土壤結構互制行為，而且必須同時考慮到土體所激發出孔隙水壓，本
文動力分析法利用FLAC程式來模擬上述之問題，在1~4A號碼頭的分
析結果與921大地震之結果及破壞機制類似，並與李佳翰(2001)所分
析結果定性及定量上是為一致，但因李佳翰(2001)研究中用較大之地
震力來分析，因此其分析結果之位移與沉陷量比用清水國小所量到之
地震力來的高。
- (3)根據陳正興教授及黃國祥博士之研究，在沉箱滑動之災害現場進行反
算分析，初步對於地震期間之反覆剪應變使背填土區激發超額孔隙水
壓研判，造成不穩定土楔逐漸向內陸延伸，於地震期間提供較大之質
量慣性力與動量衝擊，導致沉箱發生滑移現象。
- (4)由圖3.1.24~圖3.1.26中所示，發現沉箱式碼頭受地震之影響，而背填
砂土區域激發出超額孔隙水壓，發生土壤液化現象，使得背填土區域
產生滑動，此時沉箱碼頭向外海移動，這座沉箱碼頭嚴重破壞，因此，
解決土壤液化發生是重要課題。
- (5)臺中港區1號至4A號沉箱式碼頭破壞情形，主要在後線作業區及道路
則發生側移、沉陷、鋪面裂開、噴砂、陷坑或隆起現象，後線場地之
沉陷量由碼頭岸肩約60~100cm，逐漸遞減至碼頭岸壁後方80m處(鐵

路軌道處)之20~50cm，部份區域出現幾處深達4~5m淘蝕孔洞，於1號及3號沉箱式碼頭岸肩及後線上的卸料輸送設備，因基礎下陷而無法正常操作，損失相當慘重。

- (6)臺中港區沉箱式碼頭破壞機制，除了地震產生的慣性力之外，主要避開沉箱的背填砂區產生土壤液化現象，同時增加側向動態之土壓力和水壓力所致；背填砂區激發出超額孔隙水壓並不高，可能主要原因是：沉箱和背填土壤區間產生之裂縫形成水流通路，可能加速超額孔隙水壓的消散及排除。
- (7)臺中港區1號至4A號沉箱式碼頭：模擬分析結果之最大位移量為1.687m，與實際現地最大位移量0.65~1.7m結果一致。
- (8)臺中港23~25號沉箱式碼頭：位於臺中港區中央地區之中突堤區範圍，主要用於雜貨運輸之使用，皆屬於重力式碼頭，在921大地震發生時，臺中港23~25號碼頭並無明顯發生破壞及土壤液化之產生，而本次模擬分析材料參數(如表3.1.2)，並根據宇泰工程顧問設計斷面圖之尺寸作為分析模擬之尺寸大小依據，臺中港23~24號沉箱式碼頭分析模擬結果得到沉箱碼頭最大位移量為0.875m(圖3.1.29~圖3.1.34中所示)，而臺中港25號沉箱式碼頭分析模擬結果沉箱碼頭最大位移量為也達94.6cm(圖3.1.35~圖3.1.36中所示)，比實際921地震時可能來得大，原因可能為這幾處碼頭之位置、土壤回填方式及施工方式與1-4A碼頭不一樣，因此，材料參數也將不一樣，這有待再後續分析來建立。
- (9)臺中港西1號沉箱式碼頭：根據蘇吉立(1998)描述921大地震發生時，臺中港西1號沉箱式碼頭背填土區有局部之液化噴砂堆、局部地坪高低起伏沉陷與拱起及局部地坪崩陷等，並未見建築物受損。本次模擬分析材料參數(如表3.1.2)，並根據宇泰工程顧問設計斷面圖之尺寸作為分析模擬之尺寸大小依據(圖3.1.37)，受到東西向之地震力下，臺中港西1號沉箱式碼頭分析模擬結果沉箱式碼頭最大位移量為1.614m(圖3.1.38~圖3.1.43中所示)。

(10)針對臺中港區1號至4A號沉箱式碼頭，受震破壞後修復進行模擬分析：修復之沉箱碼頭，在背填土區增加高耐索與樁(圖3.1.44中所示)，夯實背填土區之砂土及增加粒徑10cm以上卵石或攪碎之回收料混合使用，主要用來降低減少類似921地震襲擊而造成沉箱式碼頭嚴重受損，但在此模擬分析中只考慮高耐索與樁，未考慮粒徑10cm以上卵石之區塊(圖3.1.45中所示)。因無高耐索與樁之材料性質，故先自行假設，而模擬分析結果顯示最大位移量為0.228m，此結果顯示臺中港區1號至4A號沉箱式碼頭經過修復及增加高耐索與樁後，整體耐震能力有增加趨勢且位移量減少，但仍有不少位移量發生，而且垂直樁之長度似可再加長，以避免當軟弱及滑動區域延伸至沉箱式碼頭底部土壤時，整座碼頭與樁跟著滑動破壞。

(11)現場之歷史曲線與模擬分析結果相似，但因假設之地震力仍有偏高現象，另外在此次分析中係參考前人研究參數及假設，且底部土層並假設為不會液化區域，以及底部土壤材料參數值或許高估，都會造成在臺中港碼頭並未像921大地震般產生大位移量及下陷區域，後續研究將考慮上述原因來討論。

(12)後續進度將針對背填土區、卵礫石區及底部土壤之材料參數，以及修復後之材料行為與參數來進行分析與探討。

3.1.6 實際地震力之模擬分析及討論

前節分析之結果雖與集集大地震在定性上相類似，但因參照李佳翰(2001)所施加之地震力仍過大，為瞭解較真實之破壞模式及機制、反求背填土壤可能參數、因應將來其他地震之侵襲及將來之修復或復健參考，以下數值分析將使用之地震力規模及歷時紀錄與921大地震相同且只擷取其中主要之40秒為主來分析（如圖3.1.46）。

1.改變背填土壤參數之模擬結果

分析網格及流程仍參照先前之方式，惟因先前所施加之地表加速度

過大，但變形及位移量卻與921大地震時相當，因此，所使用之土壤參數和可能液化位置必須再考慮及反算分析。首先假設背填土壤之土壤參數被高估，即降低其剪力強度，將背填土壤之摩擦角由30度降至25度，但底部土壤強度不變，並以圖3.1.46中之地表加速度施加在1-4A號沉箱式碼頭結構上，雖然背填土層之剪力強度降了不少，但兩者之數值模擬分析結果，在垂直及水平方向的最大位移量並不因強度改變而降低，分析結果列於表3.1.7中。此原因可能為背填土壤在此地震力下因超額孔隙水壓激增，剪力強度大為降低且趨近液化狀態，因此，改變及降低背填土強度，並不能增加整體沉箱式碼頭之側向推力及位移量。所以臺中港1~4A沉箱式碼頭在集集大地震中的變形量不只是因為背填砂土之液化所造成，部分位移量的形成應與底部土壤之軟化、下陷或液化有關，而導致整體沉箱式碼頭向自由面滑移，因而造成集集大地震時大位移量與破壞。底下即針對碼頭底部沈積土層因地震力軟化或液化狀況下分析穩定性。

2.改變底部土壤參數之模擬結果

為求沈箱式碼頭底部沈積土層剪力強度對碼頭穩定性之影響，以下分析將背填砂土之強度參數保持如表3.1.5所示，而FIN Model所使用之參數如表3.1.3所列。底部土壤先假設其不會液化，只降低其剪力強度，如表3.1.7所列，首先底部土壤之凝聚力令為零，但摩擦角不變下，沉箱式碼頭之位移量增加了一倍，水平方向最大位移量由20公分增加至40公分（見圖3.1.47及3.1.48所示）。可見碼頭底部土壤因軟化或土壤參數之選用對整體碼頭變形性與穩定性之影響相當大，但此變形量尚遠小於集集大地震所導致之水平方向最大位移量，因此，再將底部土壤之摩擦角降至30度，分析結果列於表3.1.7中，水平方向最大位移量並未增加，不過垂直方向最大位移量即下陷量倒增加了10公分。所以底部土壤凝聚力之多寡及假設影響沉箱式碼頭之穩定性極大，而減少摩擦角對水平位移量影響較小，但與集集地震時之位移規模仍小許多，因此，或可假設

除了背填砂土在該地震發生期間土壤有液化外，底部土壤或許也因地震力而軟化或液化。

3.假設部分底部土壤液化之模擬結果

為瞭解集集地震時沉箱式碼頭之破壞機制及原因，以及反推各土層可能土壤強度參數，經由上述小節中之分析結果與討論得知，碼頭下方之底部沈積土層極可能在地震時因產生之超額孔隙水壓而導致軟化或液化，所以在此小節之分析即假設不同底部土壤液化下，來探討可能之軟化或液化深度，對碼頭變形量之影響。因此分別假設碼頭下方6米及10米厚度土壤可能液化，並依循FIN Model的材料參數來模擬分析，底部土壤之凝聚力也分別假設為0.05 MPa及0 MPa，摩擦角則維持不變為33度。

分析結果顯示，當底部土壤仍有凝聚力時，所得到之位移量與先前未假設液化時相差不多，結果列於表3.1.8中，所以當土壤具有凝聚力時，即使用FIN Model及假設其可能液化狀況下，該土壤之剪力強度不太受液化模式之影響而軟化。因此，後續之分析即假設底部土層之凝聚力為零，摩擦角也維持不變為33度。底部可能液化厚度仍假設分別為碼頭下方6米及10米處，模擬分析結果見表3.1.8中所示，當凝聚力為零時，分析所得的水平及垂直位移量大增，且液化厚度越厚，位移量則越大。而集集地震時臺中港區1號至4A號沉箱式碼頭的位移量推估為水平滑移0.6~1.8 m、垂直沉陷量約0.4~1.0 m，因此，液化厚度為10米之水平位移量（80公分）及下陷量（60公分）與集集地震時之變形量相當。

由本節之數值模擬分析結果顯示，921集集大地震下，沉箱式碼頭之破壞機制主要為土壤液化所造成，但不只是因背填土壤發生液化，連底部土壤也可能發生土壤軟化或液化，而導致部分碼頭水平滑移量及下陷量相當大，底部土壤之液化或軟化厚度可能達10米，因此，在將來之碼頭的整修、修繕、重建或新建時，也應將底部土壤之軟化可能性加入設計中，並且補強時要考慮可能液化深度之影響，如果補強之基樁或版

樁長度與位置設計不當時，整座碼頭仍可能在地震期間發生側向滑移破壞，而導致碼頭後方地坪下陷崩坍。

3.2 棧橋式碼頭耐震能力評估

所謂耐震能力評估是求取結構物崩塌時對應之地表最大加速度值，簡稱為崩塌地表加速度。另一方面，目前美、日、歐等先進國家之地震工程研究者極力提倡新式之耐震設計理念—性能設計法，其主要論點為耐震設計不應僅照顧人命之安全，亦須兼顧非結構構材或設備的損壞對使用功能造成之困擾程度。所謂「**性能設計法**」，即保證結構物在不同地表加速度作用下，可發揮不同程度之使用功能，因此須在不同之地震水準下分析結構物之反應，目前發展有不同之分析方法，一般可區分為彈性及非彈性分析方法。

在彈性分析方法方面，包括規範採用之彈性分析法及動力分析法等。在非彈性分析方法方面，最簡單的為簡易分析法，直樁係利用直樁樁頂及樁底產生塑鉸抵抗地震力，斜樁則利用軸力抵抗地震力。雖然非線性動力法為最基本且直接之方法，但因其模擬太複雜及計算耗時而在應用上不切實際，取而代之的為簡化之非線性靜力分析法(Simplified nonlinear static analysis procedure)，即所謂簡易動力分析法。非線性靜力分析法中較具代表性的包括(1) ATC-40 之能耐頻譜法（或稱容量振譜法，Capacity spectrum method）、(2) FEMA-273 之位移係數法(Displacement coefficient method)，及(3) COLA 1995 (City of Los Angeles, Division 95)之割線方法(Secant method)。上述方法中，能耐頻譜法在應用上最為普遍，因此本節將詳細介紹該法，其基本原理是利用能耐頻譜(或稱容量震譜，Capacity spectrum)與考慮系統非彈性或遲滯(Hysteretic)動力反應之需求頻譜(Demand spectrum)的交點，求取結構系統之最大位移與加速度。棧橋式碼頭之耐震能力評估，並不同於性能設計法之耐震分析，但仍可運用ATC-40所提出的能耐頻譜法之概念，先求取棧橋式碼頭對應之能耐頻

譜，設定棧橋式碼頭之目標崩塌點，再配合適當之反應譜或需求頻譜，調整其最大地表加速度，即調整反應譜之比例，使其恰與能耐頻譜交於目標崩塌點，此時對應之最大地表加速度即為崩塌地表加速度。

3.2.1 棧橋式碼頭受震破壞機制

棧橋式碼頭是由橋面版及支撐橋面版之基樁與海堤 (dike/slope) 系統組成。因海堤為一人為斜坡，致基樁在海堤面以上之長度不盡相同。棧橋式碼頭結構物之反應受結構土壤互制效應之影響甚鉅，典型之破壞模式包括：(1) 因慣性力造成橋面版之變形；(2) 作用於擋土牆之水平力造成之變形；(3) 海堤下方軟弱土層側向位移造成之變形。

在棧橋式碼頭之結構系統中，應特別注意斜樁之使用。使用斜樁會造成系統側向勁度之增加，斜樁因應力集中現象致產生剪力破壞，因此在地震危害度較高之區域使用斜樁應注意斜樁之韌性設計細節。若在危害度高之區域使用混凝土樁時，則建議以直樁取代斜樁之設計，如此可利用直樁之撓曲變形能力來抵抗地震力，雖然直樁在樁頭因撓曲變形造成之損壞是不可避免的，但相對於斜樁產生之剪力破壞而言，前者之修復較易。

3.2.2 簡易分析法

1. 分析方法

首先將基樁之埋入部分理想化為位於Winkler型式基礎上之梁模型，接著採用張有齡之等效固定端法，分析時基樁之固定端設定於假想地表面以下之 $3/\beta$ 處深度，其中基樁之特徵值 β 之計算方式如下：

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h D_p}{4EI}} \dots\dots\dots (3.2.1)$$

式中， K_h ：橫向地層反力係數

D_p ：樁直徑或等效寬度

EI ：抗彎剛度

對於鋼管樁之棧橋式碼頭，側向降伏強度 P_y 近似約為半數基樁之塑性鉸發生於樁頭時之強度，極限側向力強度 P_u 則由樁頂與樁底都產生塑性鉸時之極限側向強度表示，此時：

$$P_y = 0.82 P_u \dots\dots\dots (3.2.2)$$

直樁棧橋式碼頭之極限側向力強度以下式計算：

$$P_u = \sum \frac{2M_{pi}}{l_i + \frac{1}{\beta_i}} \dots\dots\dots (3.2.3)$$

式中， M_p ：形成塑性鉸時樁之撓曲彎矩強度

l ：樁在假想地表面上之長度

i ：樁之編號

在無軸力時為：

$$M_p = M_{p0} = Z_p \sigma_y \dots\dots\dots (3.2.4)$$

考慮軸力 N 時為：

$$M_p = M_{p0} \cos\left(\frac{N}{N_{y0}} \frac{\pi}{2}\right) \dots\dots\dots (3.2.5)$$

式中， Z_p ：樁之塑性斷面模數

σ_y ：降伏應力

N_{y0} ：撓曲彎矩為0時樁之降伏軸力

斜樁棧橋式碼頭之極限側向力強度是由承受壓力之斜樁提供，如圖3.2.1為一組承受垂直力 V 及水平力 H 之斜樁，根據力平衡之觀念可推出兩根斜樁之軸力為：

$$P_1 = \frac{V \sin \theta_2 + H \cos \theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \dots\dots\dots(3.2.6)$$

$$P_2 = \frac{V \sin \theta_1 - H \cos \theta_1}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \dots\dots\dots(3.2.7)$$

令 P_1 等於受壓斜樁之降伏軸力 N_y ，則單一受壓斜樁之極限側向力 P_u 可由(3.2.6)式之 H 表示為：

$$P_u = \frac{N_y \sin(\theta_1 + \theta_2) - V \sin(\theta_2)}{\cos(\theta_2)} \dots\dots\dots(3.2.8)$$

式中， V ：斜樁之垂直力

N_y ：樁之降伏軸力

θ ：樁與鉛直面所夾之角度

考慮所有受壓之斜樁時，棧橋式碼頭之極限側向力：

$$P_u = \sum \frac{N_y \sin(\theta_1 + \theta_2) - V \sin(\theta_2)}{\cos(\theta_2)} \dots\dots\dots(3.2.9)$$

2. 案例分析

本研究以臺中港西3、4號碼頭為例，碼頭標準斷面圖及平面圖如圖3.2.2及3.2.3所示，該組碼頭為管道用途，因此靠陸側有三道輸送石油之管溝。碼頭上部結構主要為鋼筋混凝土版系統，且在靠陸側之兩支為一組之斜樁上各有一根帽梁加強，以將版之荷重傳給下部結構，下部結構為包括直樁及斜樁之鋼管樁系統組成。上部結構全長37.8公尺，寬27公尺，版厚為60公分，使用之混凝土強度為210kg/cm²，其上鋪有60公分厚之級配砂石，最上面則有10公分厚之瀝青混凝土，帽梁之混凝土強度為210 kg/cm²。鋼管樁使用之鋼材為SS41鋼材，直樁之縱向間距為3.6公尺，橫向間距為4公尺，橫向每排五支，共九排，斜樁以兩根為一組，

兩組斜向陸側，兩組斜向海側，如此交錯五次，因此斜樁在縱向共二十排，在橫向共二排，縱向間距1.8公尺，橫向間距為4公尺，基樁斷面為空心圓，直徑為60.96公分，厚1.2公分，樁長為28.5公尺，樁徑考慮10年之海水鏽蝕量0.03公分，因此推估目前之樁徑為60.9公分。將上部結構分為如圖3.2.3所示之四個類型，分別計算其垂直力 V 。考慮梁、板、AC、石油等載重計算結果如下所示：

$$V_1 = 1.2[2.45 \times (7.2 \times 1.5 \times 0.6 + 7.2 \times 3.5 \times 0.6) + 2.2 \times (3.5 \times 7.2 \times 0.1) + 0.75 \times (7.2 \times 3.5 \times 1)] + 0.5 \times 3 \times 7.2 \times 3.5 = 130.6368 \text{ t}$$

$$V_2 = 1.2[2.45 \times (7.2 \times 1.5 \times 0.6 + 7.2 \times 4 \times 0.6) + 2.2 \times (4 \times 7.2 \times 0.1) + 0.75 \times (7.2 \times 2 \times 1)] + 0.5 \times 3 \times 7.2 \times 3.5 = 128.2176 \text{ t}$$

$$V_{10} = 1.2[2.45 \times (8.1 \times 1.5 \times 0.6 + 8.1 \times 3.5 \times 0.6) + 2.2 \times (3.5 \times 8.1 \times 0.1) + 0.75 \times (8.1 \times 3.5 \times 1)] + 0.5 \times 3 \times 8.1 \times 3.5 = 146.9664 \text{ t}$$

$$V_{11} = 1.2[2.45 \times (8.1 \times 1.5 \times 0.6 + 8.1 \times 4 \times 0.6) + 2.2 \times (4 \times 8.1 \times 0.1) + 0.75 \times (8.1 \times 4 \times 1)] + 0.5 \times 3 \times 8.1 \times 4 = 164.8998 \text{ t}$$

樁之降伏軸力則因每個類型之斜樁數共四根，如圖3.2.1兩根不同方向為一組，因此共兩組斜樁，考慮材料為SS41鋼材之斜樁，其斷面積為225.0642 cm²，慣性半徑為21.097 cm，則兩根受壓斜樁降伏強度之和為：

$$\begin{aligned} N_y &= 2 * [(1300 - 0.06(1/r)^2) * A \\ &= 2 * [1300 - 0.06(1/21.097)^2] * 225.0642 = 585.1668 \text{ t} \end{aligned}$$

依據(3.2.8)式計算四個類型斜樁之極限側向力如下：

$$(1) P_{u,1} = \frac{N_y \sin(\theta_1 + \theta_2) - V \sin(\theta_2)}{\cos(\theta_2)} = 326.55 \text{ t}$$

$$(2) P_{u,2} = \frac{N_y \sin(\theta_1 + \theta_2) - V \sin(\theta_2)}{\cos(\theta_2)} = 327.35 \text{ t}$$

$$(3) P_{u,10} = \frac{N_y \sin(\theta_1 + \theta_2) - V \sin(\theta_2)}{\cos(\theta_2)} = 321.104 \text{ t}$$

$$(4) P_{u,11} = \frac{N_y \sin(\theta_1 + \theta_2) - V \sin(\theta_2)}{\cos(\theta_2)} = 315.126 \text{ t}$$

最後依據 (3.2.9) 式及 (3.2.2) 式計算每個類型結構系統斜樁極限側向力與降伏側向力如下：

$$P_u = 326.55 \times 3 + 327.35 \times 3 + 321.104 \times 2 + 315.126 \times 2 = 3234.16 \text{ t}$$

$$P_y = 0.82 P_u = 0.82 \times 3234.16 = 2652.0112 \text{ t}$$

3.2.3 非線性靜力分析法(側推分析與反應譜法)

非線性靜力分析方法中較具代表性的包括：(1)ATC-40 之能耐頻譜法、(2)FEMA-273 之位移係數法，及(3)COLA 1995 之割線方法。性能設計法的兩個主要要素為需求(Demand)與能耐(或稱容量，Capacity)。需求代表的是地震或地表加速度，能耐代表結構抵抗耐震需求之能力與特性。而性能(Performance)則和結構能耐抵抗耐震需求之方式有關。易言之，所謂性能設計法即結構能耐抵抗地震力之方式，須滿足設計之目標。

上述方法中，能耐頻譜法在應用上最為普遍，其基本原理是利用能耐頻譜與考慮系統非彈性(或遲滯)動力反應之需求反應譜的交點，求取結構系統之最大位移與加速度。該法最初是由 Freeman 在 1975 年提出的，基本上是利用圖解之方式顯示結構體承受不同震動強度時之因應方式，因此其基本原理相當淺顯易懂。首先須求得結構物之耐震能耐曲線(Capacity curve)，具體作法為進行非線性靜力分析或側推分析(Push-over analysis)，求得對應之力-位移(即基底剪力-頂層位移)關係圖。典型之能耐曲線示意圖如圖 3.2.4 所示，在曲線中以(降伏位移 D_y ，降伏強度 A_y)及(極限位移 D_u ，極限強度 A_u)等兩個控制點來描述結構系統之行為。到降伏強度前結構仍在彈性範圍內，此時勁度固定，週期為結構系統之基本振動週期；當

結構達到降伏強度之後，勁度逐漸變小，此時週期也會變大；最後當結構系統達到極限強度時，因無法承受額外之變形而破壞。為了配合需求頻譜之格式，將基底剪力轉化為單自由度系統之頻譜加速度(Spectral acceleration, S_a)，頂層位移則轉化為單自由度系統之頻譜位移(Spectral displacement, S_d)。因此由能耐曲線轉化之縱軸為頻譜加速度與橫軸為頻譜位移之關係圖，即所謂之能耐頻譜。

另一方面，彈性反應譜為單自由度線性系統受特定強度地震力作用時之最大反應，控制之參數為系統之阻尼與自然振動週期。反應譜之特性為某一頻率內涵之地表加速度歷時作用下，不同週期，阻尼為 0.05 之結構系統的最大反應。根據以往研究顯示，彈性反應譜大致依系統之自然振動週期分為等加速度反應譜值區、等速度反應譜值區及等位移反應譜值區。非彈性之耐震需求頻譜(即反應譜)可由彈性之耐震需求頻譜推求而得。結構系統之耐震需求頻譜可以考慮高阻尼或韌性因子效應之折減後彈性反應譜，抑或是考慮遲滯效應之非彈性反應譜表示。惟該反應譜之格式與一般反應譜之格式不一樣，該格式稱為加速度-位移反應譜(Acceleration-displacement response spectrum，簡稱 ADRS)格式，其縱軸為頻譜加速度，橫軸為頻譜位移，而通過原點之不同斜率直線則代表不同振動週期之結構系統(如圖 3.2.5)。耐震需求頻譜與能耐頻譜之交點，即結構系統受震時之最大位移反應與加速度反應值。至於能耐頻譜法所使用之需求頻譜與能耐頻譜及交點之求法將在下面之三節詳加介紹。

關於位移係數法，是利用側推分析及修正之等位移近似法計算最大位移，它是直接求取結構系統位移需求之數值方法。使用該法時，毋須將能耐曲線轉化為能耐頻譜。具體之計算流程為：(1)以非線性靜力分析或側推分析求得能耐曲線，並進一步簡化為雙線性模式；(2)考慮遲滯效應，計算系統之有效週期；(3)根據系統頂層位移與將系統視為單自由度時頻譜位移間之關係，並考慮系統之韌性與對稱性等因素，求得系統之耐震需求。

最後，割線方法主要是利用替代結構(Substitute structure)及割線勁度兩個觀念，其計算流程可由替代結構法推導。其流程包括：(1)首先求取各桿件之側推曲線，再假設整體結構之變形；(2)根據假設之變形，決定桿件之位移及對應之割線斜率；(3)根據(2)之桿件割線斜率建構整體結構之彈性分析模式，並以反應譜分析法決定整體結構之變形型態；(4)根據新的整體結構變形型態重複步驟(2)~(3)，直到收斂為止。

1.能耐頻譜之求取

ATC-40中建築物之耐震能耐是以建築物能耐頻譜的形式來表示。建築物能耐曲線可用以描述建築物承受地表振動的能力與特性，此能力與結構物之材料、高度、結構系統及建築年代有相當密切之關係。將建築物模擬成單質點單自由度之非線性系統，假設建築物經過適當之韌性設計，不會脆性破壞或倒塌，建築物可根據適當之靜力或動力分析方式，建立基底剪力與頂層位移之關係圖，即為模型建築物的能耐曲線。ATC-40將建築物模擬成單質點單自由度非線性系統，同時也為了配合耐震需求頻譜之格式，因此須將節能耐曲線轉化為單自由度系統之能耐曲線，即所謂之能耐頻譜。換言之，將建築物基底剪力轉化為單自由度系統之頻譜加速度，而質點位移則轉化為頻譜位移，此即為能耐頻譜之型式。

能耐頻譜法中能耐頻譜之求法包括二種分析方法，即規範採用之等值靜力法及非線性靜力分析法，以下將進一步介紹。

(1)規範採用之等值靜力法

以臺灣現行之設計規範而言，設計強度係數

$$C_s = V/W \dots\dots\dots(3.2.10)$$

它是由耐震規範之最小設計水平總橫力 V 及建築物全部靜載重 W 計算而得。影響 V 的因素包含了建築物的地震分區 Z 、工址土壤

狀況 C 、建築物週期與側向力抵抗系統。事實上，

$$V = \max\left(\frac{ZICW}{1.4\alpha_y F_u}, \frac{ZICW}{3.5\alpha_y}\right) \dots\dots\dots (3.2.11)$$

上式中， I 為用途係數， α_y 為起始降伏地震力放大倍數， F_u 為結構系統地震力折減係數。

假設由等值靜力法所建立之建築物能耐曲線為雙線性形式，並根據設計強度、降伏強度與極限強度三者間之關係，則建築物能耐頻譜亦有類似能耐曲線(D_y ， A_y)與(D_u ， A_u)兩個控制點，表為(S_{dy} ， S_{ay})與(S_{du} ， S_{au})，可分別以下式估算：

$$\begin{aligned} S_{ay} &= C_s \times \gamma / \alpha_1 \\ S_{dy} &= S_{ay} \times T_e^2 / (2\pi)^2 \\ S_{au} &= \lambda \times S_{ay} \dots\dots\dots (3.2.12) \\ S_{du} &= \lambda \times \mu \times S_{dy} \end{aligned}$$

式中， T_e 為彈性反應時的基本模態週期，可以各類建物基本振動週期的經驗公式估算，或進行振態分析求得； α_1 為基本振態之質量參與係數，即基本振態之有效重量與總重量的比值，可表為：

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \dots\dots\dots (3.2.13)$$

γ 是降伏強度與設計強度的比值，約等於規範所定之 α_y ，與構材所採用之設計規範有關； λ 是極限強度與降伏強度的比值，約等於規範之 1.4； μ 為韌性容量，對應於規範之韌性容量 R 。(3.2.13) 式中， w_i 為第 i 層樓層重， ϕ_{i1} 為第 i 層對應之第一振態形狀。

(2)非線性靜力分析法

影響結構系統之整體耐震能力主要因素為其各桿件之強度與變形能力。為決定系統對應非彈性變形之耐震能力，必須進行像是側推分析之非線性分析。其計算流程為進行一系列之彈性分析，並將分析結果疊加而得整體結構系統之力-位移曲線，即基底剪力 V 與頂層位移 Δ_{roof} 之關係圖。在分析過程中，結構系統之數學模式須因應桿件之降伏修正，再進行下一階段之彈性分析，如此逐漸增大側向力直到系統破壞或產生不穩定現象。同樣地，我們須將建築物能耐曲線轉化為單自由度系統之能耐頻譜，其具體作法為將能耐曲線之每一點 $(\Delta_{roof,i}, V_i)$ 依下列公式轉成 (S_{di}, S_{ai})

$$\begin{aligned} S_{ai} &= \frac{V_i / W}{\alpha_1} \\ S_{di} &= \frac{\Delta_{roof,i}}{PF_1 \times \phi_{1,roof}} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots(3.2.14)$$

其中， $\phi_{1,roof}$ 為頂層對應之第一振態形狀， PF_1 為第一振態參與因子，即如下式：

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \quad \dots\dots\dots(3.2.15)$$

2.耐震需求頻譜之求取

(1)阻尼比為5%之反應譜

一般在耐震設計中採用的傳統反應譜，其縱軸為頻譜加速度，橫軸為週期。惟在能耐頻譜法中採用之需求頻譜(即反應譜)格式為ADRS反應譜格式。圖3.2.5表示的即為上述兩種不同格式之反應譜。在加速度-位移反應譜格式中，通過原點之直線表示某特定週期 T ，

因此，在ADRS反應譜上之任意點的週期為 $T = 2\pi \times (S_d/S_a)^{1/2}$ 。同樣地，在傳統反應譜中，其頻譜位移 $S_d = S_a T^2 / 4\pi^2$ 。事實上，上述兩公式是可經適當運算互換的。

圖3.2.6所示為將同一能耐頻譜疊放在圖3.2.5之不同反應譜格式上。在能耐頻譜線上，從起始點開始一直到A點間，其週期為固定值 T_l ，而從A點到B點間，其週期從 T_l 變化到 T_2 。該現象表示結構有所謂之非彈性反應，因此週期加長。這種加長之現象在ADRS反應譜格式上尤其明顯。

標準反應譜形式包括：(1) 最大地表加速度(PGA)；(2) 等頻譜加速度範圍($0 < T < T_{AV}$)；(3) 等頻譜速度範圍($T_{AV} < T < T_{VD}$)；及 (4) 等頻譜位移($T > T_{VD}$)等四部分。在圖3.2.7中，將上述標準反應譜形式表示在加速度-位移反應譜格式上。其中等頻譜加速度範圍之頻譜加速度值可以週期 $T=0.3$ 秒時對應之頻譜加速度值，即 $(S_a)_{T=0.3}$ 決定；而等頻譜速度範圍內，其頻譜加速度 S_a 與 $1/T$ 成正比，其對應之頻譜速度值可由週期 $T=1$ 秒時對應之頻譜加速度值，即 $(S_a)_{T=1}$ 之值轉換而得。因此，

$$T_{AV} = \frac{(S_a)_{T=1.0}}{(S_a)_{T=0.3}} \dots\dots\dots (3.2.16)$$

$$T_{VD} = \frac{4 \times \pi^2 (S_d)_{T > T_{VD}}}{(S_a)_{T=1.0}} \dots\dots\dots (3.2.17)$$

在ATC-40中之需求頻譜形式如圖3.2.8所顯示的(若忽略最大地表加速度及等頻譜位移兩部分)，則僅有等頻譜加速度及等頻譜速度兩範圍。當阻尼比為5%且 PGA 為 C_A 時，等頻譜加速度值為 $2.5 C_A$ ，而等頻譜速度範圍之 S_a 值為 C_V/T ，其中 C_V 為 $T=1.0$ sec時之頻譜加速度值。

(2)能耐頻譜之簡化

由於結構在強震中可進入非彈性反應範圍，因此應將前述反應譜轉換為非彈性反應譜，以適當降低耐震需求。為方便估計非彈性反應之有效阻尼效應，必須將能耐頻譜簡化為雙線性形式，如圖3.2.9。在建立雙線性需求頻譜時，首先須定義點 (d_{pi}, a_{pi}) ，它是建立非彈性反應譜之測試性能點(Trial performance point)，如果根據該點建立之非彈性反應譜與能耐頻譜相交於點 (d_{pi}, a_{pi}) 時，則此點即所謂性能點，抑或反應該結構之最大反應。起始之測試性能點可表為 (d_{p1}, a_{p1}) ，第二輪迴之測試性能點為 (d_{p2}, a_{p2}) ，其餘可以依此類推。通常起始之測試性能點可根據等位移原則求得，而所謂之等位移原則指的是非彈性系統之最大位移與完全彈性系統之最大位移相同，該原則通常適用於長週期系統。

圖3.2.9為能耐頻譜簡化為雙線性模式之例子，由該圖知可從原點作直線，而該直線之斜率係考慮建物桿件之勁度組合所得之建物起始勁度。接著再由測試性能點 (d_{pi}, a_{pi}) 往回作直線並與第一段直線交於點 (d_y, a_y) ，其中決定第二段直線斜率之原則為使原來之能耐頻譜與雙線性能耐頻譜下之面積相等，即消散之能量相等。

(3)折減之需求頻譜

結構受震進入非彈性範圍之阻尼效應可視為結構體之黏滯阻尼(Viscous damping)及遲滯阻尼(Hysteretic damping)之組合。所謂遲滯阻尼之大小可以地震力與結構位移關係圖中所圍面積估測而得。事實上，在過去文獻中曾提及如何將遲滯阻尼轉換成等值黏滯阻尼。對應最大位移 d_{pi} 之等值黏滯阻尼比 β_{eq} 可以下式估測：

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \dots\dots\dots (3.2.18)$$

其中， β_0 =以等值黏滯阻尼表示之遲滯阻尼比

0.05=結構系統本身之5%黏滯阻尼比

而 β_0 項可表為：

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S_0}} \dots\dots\dots (3.2.19)$$

其中 E_D =阻尼消散之能量， E_{S_0} =最大應變能。 E_D 及 E_{S_0} 之物理意義可以圖3.2.10說明。根據圖3.2.10~3.2.12可知：

$$\begin{aligned} E_D &= 4(a_{pi}d_{pi} - 2A_1 - 2A_2 - 2A_3) \\ &= 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \\ E_{S_0} &= a_{pi}d_{pi} / 2 \end{aligned} \dots\dots\dots (3.2.20)$$

因此，

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 5 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi}d_{pi}} + 5 \dots\dots\dots (3.2.21)$$

上式所計算所得之等值黏滯阻尼比值，可用來估測Newmark及Hall發展之非彈性反應譜折減係數。由圖3.2.13可看出反應譜折減係數之用處，為將5%阻尼比之彈性反應譜轉換為大於5%阻尼比之反應譜。

當地震延時不長時，經韌性設計之建物因桿件尚未受損，其回復力特性將如圖3.2.10所顯示之理想之遲滯迴圈型態。大部分建物之遲滯迴圈面積是會隨地震歷時而減小的，如此一來，對於等值黏滯阻尼會有高估之現象，因而呈現低估反應之不保守現象。大部分現存之鋼筋混凝土建築物並非典型之韌性建築物，因此上式計算等值黏滯阻尼比之公式及圖3.2.10之理想遲滯迴圈假設將高估系統實際之阻尼。為考慮上述現象，ATC-40引入了阻尼修正因子 κ 。因此所謂等值黏滯阻尼比 β_{eq} 則修正為：

$$\beta_{eff} = \kappa\beta_0 + 5 = \frac{63.7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \dots\dots\dots(3.2.22)$$

κ 因子之用途係用來評估實際建物起始或已劣化之遲滯，係為與圖3.2.11之遲滯模式之近似度。 κ 因子之大小與建物之結構行為有關，具體而言，即和地震延時長度及結構之耐震機制有關。為簡化起見，ATC-40將結構行為分為三類，類型A之 κ 值為1.0，代表類似圖3.2.10之穩定且完整的遲滯迴圈。類型B之 κ 值為2/3，代表遲滯迴圈之衰減情形屬中等情形。類型C之 κ 值則降為1/3，代表遲滯迴圈之衰減情形嚴重。上述三類型之 κ 值範圍與極限可參見表3.2.1。

反應譜折減因子 SR_A 及 SR_V 則可由下列二式求得：

$$\begin{aligned} SR_A &\approx \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} \geq \text{表3.2.2之值} \\ SR_V &\approx \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} \geq \text{表3.2.2之值} \dots\dots\dots(3.2.23) \end{aligned}$$

阻尼比5%之反應譜求法可參考3.2.3.2(1)所述。折減之5%阻尼比反應譜，即需求頻譜則可參考圖3.2.13；並可參考3.2.3.2(1)節將反應譜由標準之頻譜加速度-周期格式改為頻譜加速度-位移格式，圖3.2.14表相同地表加速度但阻尼比不同之需求頻譜。

3.最大反應或損壞狀態之求法

當能耐頻譜與考慮非彈性反應的需求頻譜之交點所代表位移 d_i 之誤差為測試性能點所代表之位移 d_{pi} 的 5% 範圍內（即 $0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$ ），則 d_{pi} 即所謂之性能點。反之若該交點不在容許之範圍內時，則應另選一測試性能點 (d_{pi}, a_{pi}) 重覆上述步驟。圖3.2.15即表示上述觀念。性能點的意義即為將結構物視為單自由度系統時，承受特定地震作用產生之最大位移反應，因此原結構系統之最大反應或損壞狀態可利用(3.2.14)式由已知之單自由度系統之頻譜位移與頻譜加速度反推而得。

4. 崩塌地表加速度之求法

棧橋式碼頭之耐震能力評估，並不等同於性能設計法之耐震分析，但仍可運用ATC-40的能耐頻譜法之概念，先求取棧橋式碼頭對應之能耐頻譜，設定棧橋式碼頭之目標崩塌點，再配合適當之反應譜或需求頻譜，調整其最大地表加速度，即調整反應譜之比例，使其恰與能耐頻譜交於目標崩塌點，此時對應之最大地表加速度即為崩塌地表加速度。其具體步驟如下：（1）先求取棧橋式碼頭對應之能耐頻譜；（2）設定棧橋式碼頭之目標崩塌點後，首先可根據崩塌點將能耐頻譜簡化為雙線性形式，根據崩塌點計算遲滯迴圈之面積及對應之等值黏滯阻尼 β_{eq} ，再利用(3.2.23)式計算反應譜折減因子 SR_A 及 SR_r ；（3）接著選擇最大地表加速度之起始值，根據選擇之最大地表加速度調整最大地表加速度之為 lg 之適當彈性反應或需求頻譜之比例，再利用前面計算之反應譜折減因子 SR_A 及 SR_r ，得到折減彈性反應譜；（4）求取能耐頻譜與需求頻譜之交點，交點對應的位移為 d_i ，判斷誤差是否在容許之範圍內，即交點位移 d_i 是否落在崩塌點對應之位移 d_{pi} 的 5% 範圍內（即 $0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$ ）；（5）若求得之能耐頻譜與需求頻譜交點位移 d_i 的誤差不在容許範圍內，則視交點之位移與崩塌點位移之大小關係調整最大地表加速度值，並回到步驟(3)；（6）若求得之能耐頻譜與需求頻譜交點位移 d_i 的誤差在容許範圍內，則 d_{pi} 即所謂之崩塌點位移，此時對應之最大地表加速度即為崩塌地表加速度。上述過程可歸納如圖3.2.16所示。

5. 案例分析

(1) 臺中港號碼頭能耐頻譜之建立

- ① 以臺中港西3、4號碼頭為案例，碼頭標準斷面圖及平面圖如圖3.2.2及3.2.3，其配置及結構形式等具體內容已於前一小節之案例分析中說明。本節將以ATC-40之能耐頻譜法概念先求取該棧橋式碼頭對應之能耐頻譜，再配合場址之需求頻譜，評估其耐震能力。

在能耐頻譜法分析方面，是以SAP2000建立模型分析，在本模型之建立上，以薄版元素(THIN SHELL)模擬上部結構之版，以梁柱元素(FRAME)模擬樁及斜樁上之帽梁，版厚中心及梁形心軸之落差則以兩節點之剛性連桿(LINK)加以連結。另為模擬埋於地面下樁之土壤結構互制效應，是根據Winkler模型以等值彈簧模擬互制效應，在樁身側向彈簧之模擬上，若為自然土層其地盤反力係數 K_h 是以下式計算：

$$K_h = 1500N(kN/m^3) \dots\dots\dots (3.2.24)$$

其中 N 為SPT值。若為拋卵石則下式計算：

$$K_h = 100000(kN/m^3) \dots\dots\dots (3.2.25)$$

由於在SAP2000無法模擬分佈彈簧，因此需以單節點連桿模擬，等值集中彈簧因此計算單位長度之等值集中彈簧，若欲計算樁長為 l 公尺之等值集中彈簧之彈簧係數，可以下式計算：

$$K_x = K_h \times l \times D(kN/m^3) \dots\dots\dots (3.2.26)$$

其中 D 為樁徑。根據(3.2.24~3.2.26)式及表3.2.2之台中港土層條件可計算土壤降伏前之彈簧係數，至於降伏後之行為則以折減之彈簧係數來模擬，換言之，是以一雙線性彈簧模擬樁身側向彈簧之非線性行為。另外，在樁身摩擦彈簧及樁底垂直彈簧之模擬上，也是以等值非線性彈簧加以模擬。為進行側推分析，需將桿件加上塑鉸，在此將P-M2-M3塑鉸假設在直樁及斜樁樁頂，M3塑鉸在梁元素兩端。結構之自重是由程式自動考慮，樁裡之填砂則以節點加載方式考慮，裝載載重平時為 $3t/m^2$ ，地震時則為一半。

將上述之模型如圖3.2.17建立完成後，先進行振態分析，得到第一振態為縱向，振態週期為0.36597sec，第二振態為橫向，振態週期0.19579sec，其振態形狀參見圖3.2.18及圖3.2.19。由振態分析可知第一振態對應之縱向因週期較低，相對地其勁度較低，因此在側推分析時是以第一模態側向力分佈加載來進行的，進行分析後得到能耐曲線如圖3.2.20所示，求該圖顯示其極限側向強度為6137 t，大於前節簡易分析法所得結果(3236 t)，因此其他案例將直接進行非線性分析法評估其耐震能力，即不用簡易分析法。利用(3.2.14)式可將能耐曲線轉為ADRS形式之能耐頻譜，其結果如圖3.2.21。

- ②以臺中港5~8號碼頭為案例，碼頭標準斷面圖及平面圖如圖3.2.23及3.2.24，該組碼頭為雜貨用途。碼頭上部結構主要為鋼筋混凝土版系統，版下面為有縱樑及橫樑支承版，並將版承受荷重傳給下部結構，下部結構為包括直樁之八角預力空心樁系統組成。上部結構全長34公尺，寬23.5公尺，版厚為28公分，使用之混凝土強度為 210kg/cm^2 ，其上面則有7公分厚之瀝青混凝土，橫梁使用之混凝土強度為 210kg/cm^2 。八角預力空心樁之混凝土強度為 350kg/cm^2 ，直樁之縱向間距為6公尺，橫向間距為2.8公尺，橫向每排八支，共6排，基樁斷面為八角空心圓，八角外徑為60公分，內徑30公分，樁長為29.6公尺。

同樣地，在5~8號碼頭之能耐頻譜法分析方面，是以SAP2000建立模型分析，在本模型之建立上，以薄版元素(THIN SHELL)模擬上部結構之版，以梁柱元素(FRAME)模擬直樁之帽梁，版厚中心及梁形心軸之落差則以兩節點之剛性連桿(LINK)加以連結，八角預力空心樁連結梁中心。另為模擬埋於地面下樁之土壤結構互制效應，是根據Winkler模型以等值彈簧模擬互制效應，模擬之方式與第一案例類似。進行側推分析，需將桿件加上塑

鉸，在此將P-M2-M3塑鉸假設在直樁樁頂，M3塑鉸在梁元素兩端。結構之自重是由程式自動考慮，裝載載重平時為 3t/m^2 ，地震時則為一半。

將上述之模型如圖3.2.25建立完成後，先進行振態分析，得到第一振態為縱向，振態週期為 0.40818sec ，第二振態為橫向，振態週期 0.27676sec ，其振態形狀參見圖3.2.26及圖3.2.27。由振態分析可知第一振態對應之縱向週期較低，相對地其勁度較低，因此在側推分析時是以第一模態即縱向側向力分佈加載來進行的，進行分析後得到能耐曲線如圖3.2.28所示，求該圖顯示其極限側向強度為 2359 t 。利用(3.2.14)式可將能耐曲線轉為ADRS形式之能耐頻譜，其結果如圖3.2.29。

- ③ 以臺中港9~11號碼頭為案例，碼頭標準斷面圖及平面圖如圖3.2.31及3.2.332，該組碼頭為貨櫃用途。碼頭上部結構主要為鋼筋混凝土版系統，且在靠海側有兩排相互錯位之直樁，此錯位樁上為起重機之海側支承端，應加載起重機重量均佈放置左側版上，陸側有兩排斜樁上有帽梁加強，以將版之荷重傳給下部結構，下部結構為包括直樁及斜樁之八角預力空心樁系統組成。上部結構全長 45.6公尺 ，寬 27公尺 ，版厚為 60公分 ，使用之混凝土強度為 210kg/cm^2 ，其上鋪有 85.5公分 厚之級配砂石，最上面則有 10公分 厚之瀝青混凝土，帽梁之混凝土強度為 210kg/cm^2 。八角預力空心樁使用混凝土強度為直樁 350kg/cm^2 ，斜樁 420kg/cm^2 ，直樁之縱向間距為 3.8公尺 ，橫向間距為 3.8公尺 ，橫向每排4支，共13排，斜樁以兩根為一組，兩組斜向陸側，兩組斜向海側，如此交錯六次，因此斜樁在縱向共二十四排，在橫向共二排，縱向間距 1.8公尺 ，橫向間距為 3.8公尺 ，基樁斷面為八角空心，直徑為 60公分 ，內徑為 30公分 ，樁長為 30.85公尺 。

在9~11號碼頭之能耐頻譜法分析方面，是以SAP2000建立模

型分析，在本模型之建立上，以薄版元素(THIN SHELL)模擬上部結構之版，以梁柱元素(FRAME)模擬樁及斜樁上之帽梁，海側有預力護柱並以LINK連結帽梁。同樣地，在模擬埋於地面下樁之土壤結構互制效應方面與第一案例類似。進行側推分析，需將桿件加上塑鉸，在此將P-M2-M3塑鉸假設在直樁及斜樁樁頂，M3塑鉸在梁元素兩端。結構之自重是由程式自動考慮，裝載載重平時為 3t/m^2 ，地震時則為一半。

將上述之模型如圖3.2.33建立完成後，先進行振態分析，得到第一振態為縱向，振態週期為 0.35878sec ，第二振態為橫向，振態週期 0.19845sec ，其振態形狀參見圖3.2.34及圖3.2.35。由振態分析可知第一振態對應之縱向因週期較低，相對地其勁度較低，因此在側推分析時是以第一模態側向力分佈加載來進行的，進行分析後得到能耐曲線如圖3.2.36所示，求該圖顯示其極限側向強度為 21986t 。利用(3.2.14)式可將能耐曲線轉為ADRS形式之能耐頻譜，其結果如圖3.2.37。

(2) 臺中港碼頭需求頻譜之建立

接著建立對應本案例場址之需求需求頻譜，參考耐震設計規範(內政部營建署，2006)可知一般工址或近斷層區域之工址設計(475年回歸期)水平譜加速度係數 S_{aD} ，隨建築物基本振動週期 T 、工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與 S_{D1} 而改變；工址最大考量(2500年回歸期)水平譜加速度係數 S_{aM} ，亦是隨建築物基本振動週期 T 、工址短週期與一秒週期之最大考量水平譜加速度係數 S_{MS} 及 S_{M1} 而改變。工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} 根據規範如下所示

$$S_{aD} = \begin{cases} S_{DS}(0.4 + 3T/T_0^D) & T \leq 0.2T_0^D \\ S_{DS} & 0.2T_0^D < T \leq T_0^D \\ S_{D1}/T & T_0^D < T \leq 2.5T_0^D \\ 0.4S_{DS} & 2.5T_0^D < T \end{cases} \dots\dots\dots (3.2.27)$$

最大考量水平譜加速度係數 S_{aM} 則將上式之D換成M即可。短週期與中、長週期的分界 T_0^D 與 T_0^M 分別滿足

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (3.2.28)$$

$$T_0^M = \frac{S_{M1}}{S_{MS}} \dots\dots\dots (3.2.29)$$

本案例場址根據查閱斷層查詢系統得知距屯子腳斷層之距離為4.730km，因此必須考慮近斷層效應。近斷層區域工址短週期及一秒週期設計水平譜加速度係數與工址短週期及一秒週期最大考量水平譜加速度係數，可直接依下式計算：

$$\begin{aligned} S_{DS} &= S_S^D F_a N_A; & S_{MS} &= S_S^M F_a N_A; & N_A &\geq 1.0 \\ S_{D1} &= S_1^D F_v N_V; & S_{M1} &= S_1^M F_v N_V; & N_V &\geq 1.0 \end{aligned} \dots\dots\dots (3.2.30)$$

其中， S_S^D 及 S_1^D 為不考慮場址及近斷層效應之短週期及一秒週期設計水平譜加速度係數； S_S^M 及 S_1^M 則為不考慮場址及近斷層效應之短週期及一秒週期最大考量水平譜加速度係數； F_a 與 F_v 分別為反應譜等加速度段與等速度段之工址放大係數，其值在設計地震與最大考量地震下並不相同； N_A 與 N_V 分別代表反應譜等加速度段與等速度段之近斷層調整因子，其值在設計地震與最大考量地震下亦不相同，並隨工址與斷層之水平距離 r 而改變。查閱耐震設計規範可得梧棲鎮之水平譜加速度係數

$$S_S^D = 0.7 ; S_1^D = 0.4 ; S_S^M = 0.9 ; S_1^M = 0.5$$

根據表3.2.2可計算本碼頭之平均SPT-N值，再由規範地盤分類查得場址為第二類地盤，並可查得設計地震之土壤放大係數為

$$F_a = 1 ; F_v = 1.3$$

最大考量地震之土壤放大係數為

$$F_a = 1 ; F_v = 1.1$$

至於對應設計地震之近斷層調整因子則依距屯子腳斷層之距離為4.730km查得

$$N_A = 1.2 ; N_V = 1.25$$

對應最大考量地震之近斷層調整因子則為

$$N_A = 1.17 ; N_V = 1.32$$

總和以上之數據並依(3.2.30)式計算工址對應設計地震及最大考量地震之短週期及一秒週期設計水平譜加速度係數為

$$\begin{aligned} S_{DS} &= 1.2 \times 1 \times 0.7 = 0.84; & S_{MS} &= 1.17 \times 1 \times 0.9 = 1.053; & N_A &\geq 1.0 \\ S_{D1} &= 1.25 \times 1.3 \times 0.4 = 0.65; & S_{M1} &= 1.32 \times 1.1 \times 0.5 = 0.726; & N_V &\geq 1.0 \end{aligned}$$

(3)臺中港耐震能力之分析

- ① 西三、西四碼頭抵抗側力之系統為鋼管樁，鋼結構之阻尼比為2%，因此本案例採用之反應譜為2%阻尼比。SAP2000內定之反應譜只考慮等譜加速度及等譜速度兩部分，因此利用算出之值可建立工址設計地震及最大考量地震之彈性反應譜如圖3.2.21～3.2.22所示。

將能耐頻譜與需求頻譜繪製於ADRS格式上可求得對應之性能點，由於SAP2000可考慮非彈性效應，將彈性反應譜折減為非彈性反應譜，因此由圖3.2.21可看出在475年回歸期之地震(PGA為 $0.4 S_{DS} = 0.336g$)作用下，該碼頭已達降伏狀態，降伏位移為3.4cm，性能點之 $S_d = 3.4cm$ ， $S_a = 1.022g$ ，結構系統考慮非彈性變形效應之等值黏滯阻尼比為2.5%，由該值與原假設系統之2%阻尼比差異不大可知系統才剛達降伏階段而已。而由圖3.2.22可看出在2500年回

歸期之地震作用下， $S_d = 4.2\text{cm}$ ， $S_a = 1.262\text{g}$ ，等值黏滯阻尼比為2.7%，由該值可知非彈性反應之效應不大。由上述結果可看出該碼頭之強度甚高，在2500年回歸期（PGA為 $0.4 S_{MS} = 0.4212\text{g}$ ），非彈性反應之效應不大，因此本例將不求其崩塌地表加速度。

- ② 5～8碼頭抵抗側力之系統為八角預力空心樁，預力結構之阻尼比為5%，因此本案例採用之反應譜為5%阻尼比。SAP2000內定之反應譜只考慮等譜加速度及等譜速度兩部分，因此利用算出之值可建立工址設計地震及最大考量地震之彈性反應譜，如圖3.2.21～3.2.22所示。

將能耐頻譜與需求頻譜繪製於ADRS格式上可求得對應之性能點，由於SAP2000可考慮非彈性效應，將彈性反應譜折減為非彈性反應譜，因此由圖3.2.21可看出在475年回歸期之地震(PGA為 $0.4 S_{DS} = 0.336\text{g}$)作用下，該碼頭仍處於彈性範圍內，降伏位移為4.1cm，性能點之 $S_d = 4.4\text{cm}$ ， $S_a = 0.473\text{g}$ ，結構遲滯阻尼比為19.4%。而由圖3.2.22可看出在2500年回歸期（PGA為 $0.4 S_{MS} = 0.4212\text{g}$ ）之地震作用下， $S_d = 6.9\text{cm}$ ， $S_a = 0.513\text{g}$ ，結構遲滯阻尼比為24.4%。由上述結果可看出該碼頭在475年回歸期之地震及2500年回歸期之地震作用下，非彈性反應之效應相當明顯，惟其強度仍高，未達其崩塌階段或極限強度。

- ③ 9～11碼頭抵抗側力之系統為八角預力空心樁，預力結構之阻尼比為5%，因此本案例採用之反應譜為5%阻尼比。SAP2000內定之反應譜只考慮等譜加速度及等譜速度兩部分，因此利用算出之值可建立工址設計地震及最大考量地震之彈性反應譜如圖3.2.21～3.2.22所示。

將能耐頻譜與需求頻譜繪製於ADRS格式上可求得對應之性能點，由於SAP2000可考慮非彈性效應，將彈性反應譜折減為非彈性

反應譜，因此由圖3.2.21可看出在475年回歸期之地震(PGA為 $0.4 S_{DS}=0.336g$)作用下，該碼頭已進入非彈性範圍內，降伏位移為 $2.0cm$ ，性能點之 $S_d = 2.6cm$ ， $S_a = 0.635g$ ，結構遲滯阻尼比為 10.6% 。而由圖3.2.22可看出在2500年回歸期之地震作用下， $S_d = 3.5cm$ ， $S_a = 0.783g$ ，結構遲滯阻尼比為 11.0% 。由上述結果可看出該碼頭之強度甚高，在2500年回歸期(PGA為 $0.4 S_{MS}=0.4212g$)已達非彈性反應之範圍，惟其強度仍高，仍未達其崩塌階段或極限強度。

(4)分析結果之比較

由本節之三組碼頭之分析結果可知採用直樁下部結構系統之5~8碼頭之耐震能力較差，因此不論在抵抗475年回歸期之地震(PGA為 $0.4 S_{DS}=0.336g$)或2500年回歸期(PGA為 $0.4 S_{MS}=0.4212g$)之地震，都利用了相當程度之非彈性變形能力，代表非彈性反應程度之阻尼比也達到 20% 左右。反觀採用直樁及斜樁混合之下部結構系統的兩組碼頭，其耐震能力較佳，因此在2500年回歸期之地震作用下，雖已進入非彈性反應之範圍，但程度不高，推究其原因可能該兩組碼頭因斜樁發揮效用，抵抗相當程度之地震力。由目前三個案例分析結果之比較似以採用斜樁之棧橋式碼頭耐震能力相對較佳，惟目前分析案例僅三組碼頭，樣本數尚少，俟未來進行更多案例之分析後，再詳細比較各型式碼頭耐震能力之優缺點。

3.2.4 動力分析法

可由有限元素法(FEM)程式來進行非線性動力分析，分析時考慮棧橋式碼頭之土壤-結構互制作用。結構之模擬是採用樁頭產生塑鉸來模擬棧橋式碼頭之非彈性行為，土壤可採用等值線性或有效應力模型。輸入地震力可使用子計畫一所得之與危害度相符之人造地震歷時。分析時，土壤-結構互制效應可先以簡化模型來模擬，再應用非彈性之動態歷時分析方法，求解結構物在隨時間變動之地震力作用下之變形。逐步增大地震

之強度或最大地表加速度，直到結構物崩塌或不穩定，此時對應之最大地表加速度即為崩塌地表加速度。

表 3.1.1 臺中港數值模擬之材料強度(李佳翰，2001)

部位	剪力模數(MPa)	體積模數(MPa)	密度 (10^6 kg/m^3)	c (MPa)	ψ ($^\circ$)	孔隙率	滲透係數 (10^6 m/s)
背填砂	20~40	33~67	0.0018	0	30	0.3	1×10^{-8}
卵礫石	140	233	0.002	0	35	0.3	1×10^{-7}
底部土壤	40~80	67~133	0.0018	0.05	33	0.3	1×10^{-8}
沉箱之混凝土	0.8×10^4	1×10^4	0.002				

表3.1.2 臺中港數值模擬之界面元素參數表(李佳翰，2001)

部 位	正向勁度 (MPa/m)	切向勁度 (MPa/m)	界面摩擦角 ($^\circ$)
沉箱與背填礫石間	2	2	15
沉箱與背填礫石間	2	2	30

表3.1.3 臺中港數值模擬之Finn模式參數表(李佳翰，2001)

部位	剪力模數 (MPa)	體積模數 (MPa)	c (MPa)	ψ ($^\circ$)	C1*	C2*	C3*	C4*
背填砂	20~40	33~67	0	30°	0.8**	0.79**	0.45**	0.73**

*：Finn 模式中的四個參數

**：使用 FLAC 建議之參數值

表3.1.4 臺中港數值模擬之Rayleigh阻尼參數表(李佳翰，2001)

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3.1.5 臺中港數值模擬之材料強度(參照李佳翰與國家地震中心)

部位	剪力模數 (MPa)	體積模數 (MPa)	密度 (10^6kg/m^3)	c (MPa)	ψ ($^\circ$)	孔隙率	滲透係數 (10^6m/s)
背填砂	20~40	33~67	0.0018	0	30	0.3	1×10^{-8}
卵礫石	140	233	0.002	0	35	0.5	1×10^{-7}
底部 土壤	40~80	67~133	0.0018	0.05	33	0.3	1×10^{-8}
沉箱之 混凝土	0.8×10^4	1×10^4	0.002				

表3.1.6 臺中港23號沉箱式碼頭簡化模型與分析參數表(國家地震中心)

沉箱高度(m)	16.2
沉箱長度(m)	15.6
海側平均水面高度(m)	12.9
殘留水位(m)	1.23
陸側水面高度(m)	14.13
海水單位重 γ_w (t/m^3)	1.03
沉箱總單位重 γ_{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 γ (t/m^3)	1.8
水位下背填土有效單位重 γ (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 3.1.7 1~4A 號沉箱式碼頭在不同分析參數及條件下之結果

	最大位移量 (cm)	水平方向 最大位移量 (cm)	垂直方向 最大位移量 (cm)
背填砂土： $C=0.0$ $\phi=30^\circ$ 底部土壤： $C=0.05$ $\phi=33^\circ$	27	20	15
背填砂土 $C=0.0$ $\phi=25^\circ$ (原為 30°) 底部土壤： $C=0.05$ $\phi=33^\circ$	27	20	15
背填砂土： $C=0.0$ $\phi=30^\circ$ 底部土壤 $C=0$ $\phi=33^\circ$	56	40	30
背填砂土： $C=0.0$ $\phi=30^\circ$ 底部土壤 $C=0$ $\phi=30^\circ$	66	40	40

表3.1.8 1~4A號沉箱式碼頭在部分底部土壤液化條件下之分析結果

	最大位移量 (cm)	水平方向 最大位移量 (cm)	垂直方向 最大位移量 (cm)
底部土壤 $C=0.05$ $\phi=33^\circ$ (6m 液化深度)	31	20	20
底部土壤 $C=0.05$ $\phi=33^\circ$ (10m 液化深度)	29	20	15
底部土壤 $C=0$ $\phi=33^\circ$ (6m 液化深度)	79	50	50
底部土壤 $C=0$ $\phi=33^\circ$ (10m 液化深度)	104	80	60

表 3.2.1 阻尼修正因子值 κ

Structural Behavior Type	β_0 (percent)	κ
Type A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type C	Any value	0.33

表 3.2.2 最小容許 SR_A 及 SR_V 值

Structural Behavior Type	SR_A	SR_V
Type A	0.33	0.50
Type B	0.44	0.56
Type C	0.56	0.67

表3.2.3 臺中港土層條件

土層深度(m)	土壤性質	N 值	ϕ 值
+1.50 ~ -1.80	沉泥質砂	7	29°
-1.80 ~ -17.0	沉泥質砂	19	31°
-17.0 ~ -29.0	沉泥質砂	34	35°

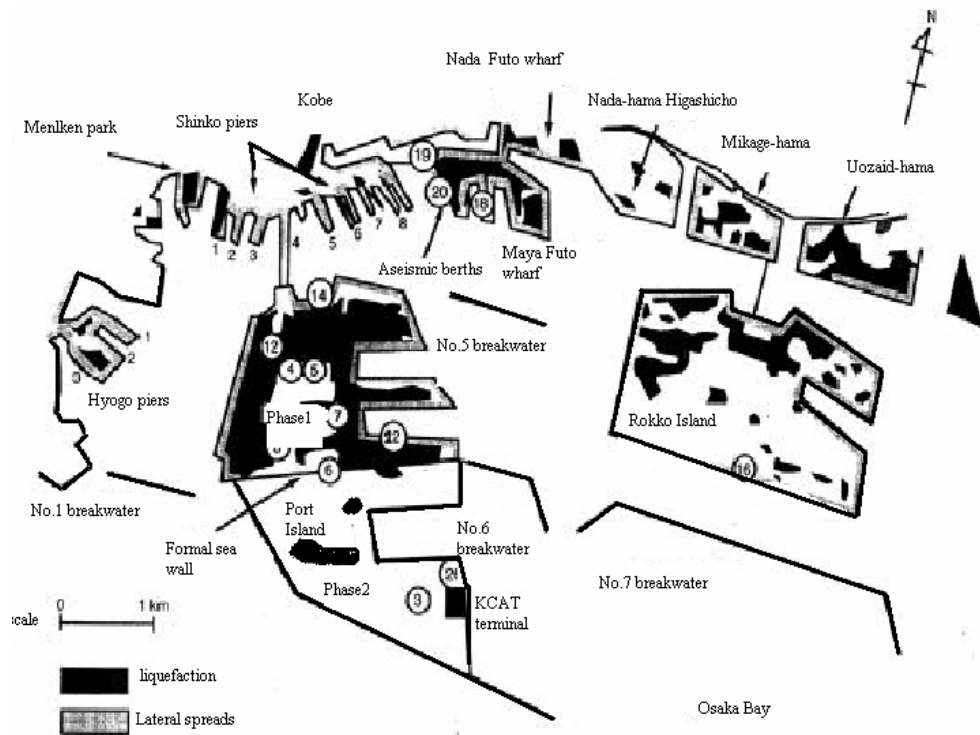


圖3.1.1 神戶港災害平面示意圖(Soga, 1998)

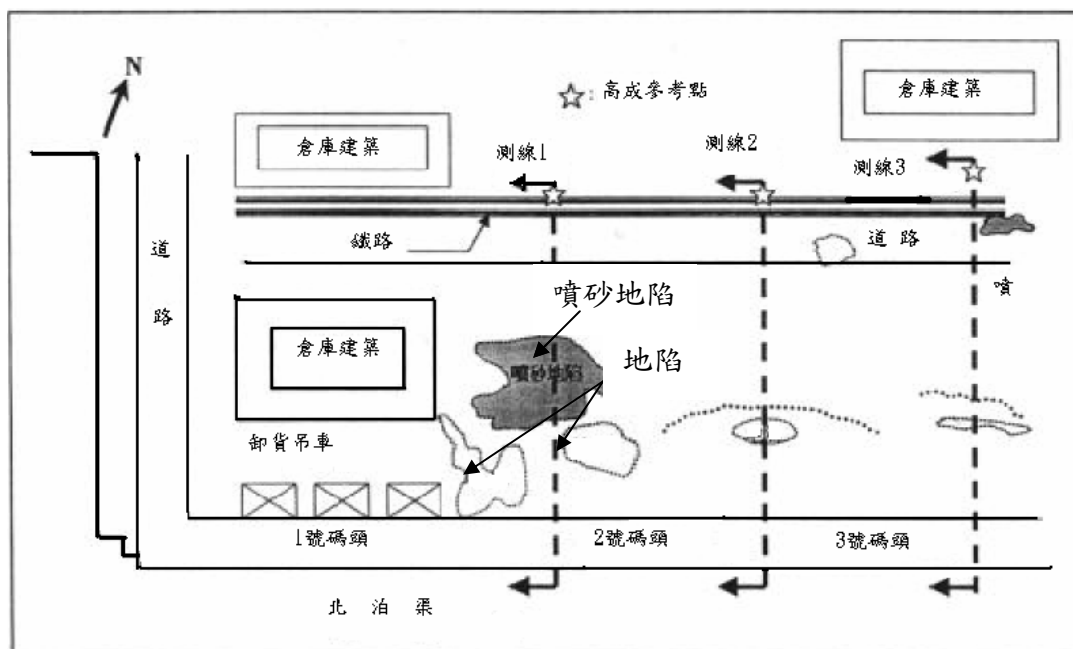


圖3.1.2 臺中港1~4A沉箱式碼頭災害平面示意圖(李崇正等，2000)

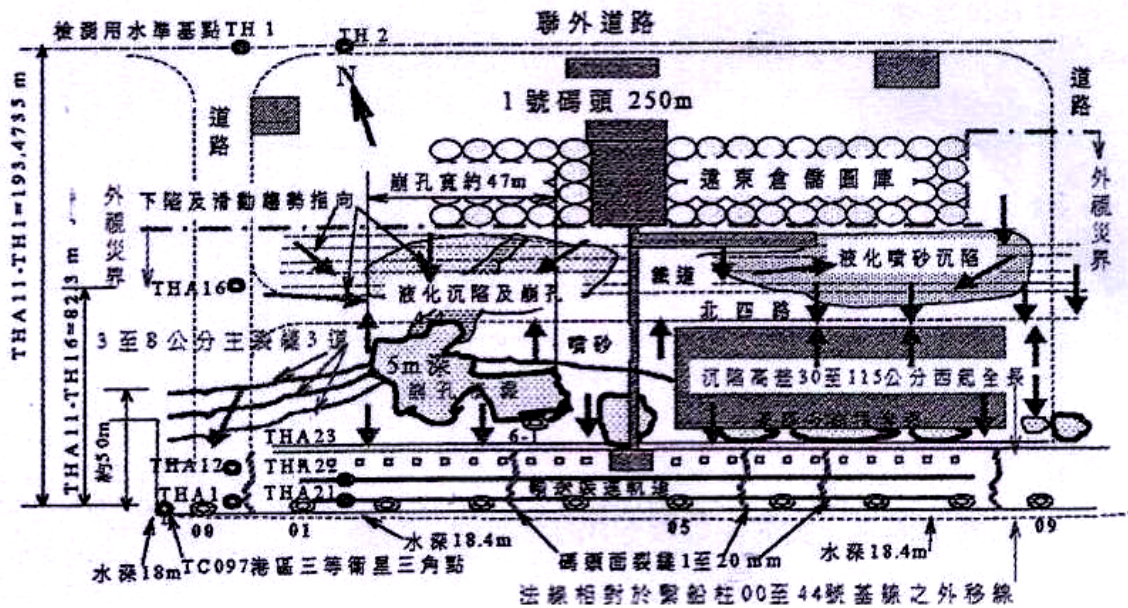


圖 3.1.3 一號碼頭主要災況平面示意圖(蘇吉立，1999)

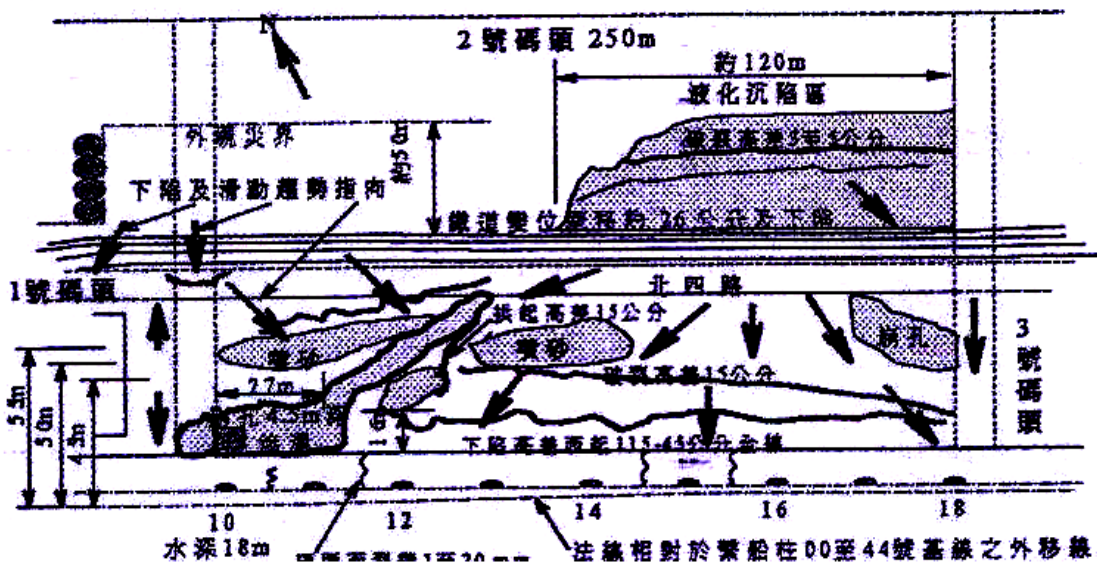


圖 3.1.4 二號碼頭主要災況平面示意圖(蘇吉立，1999)

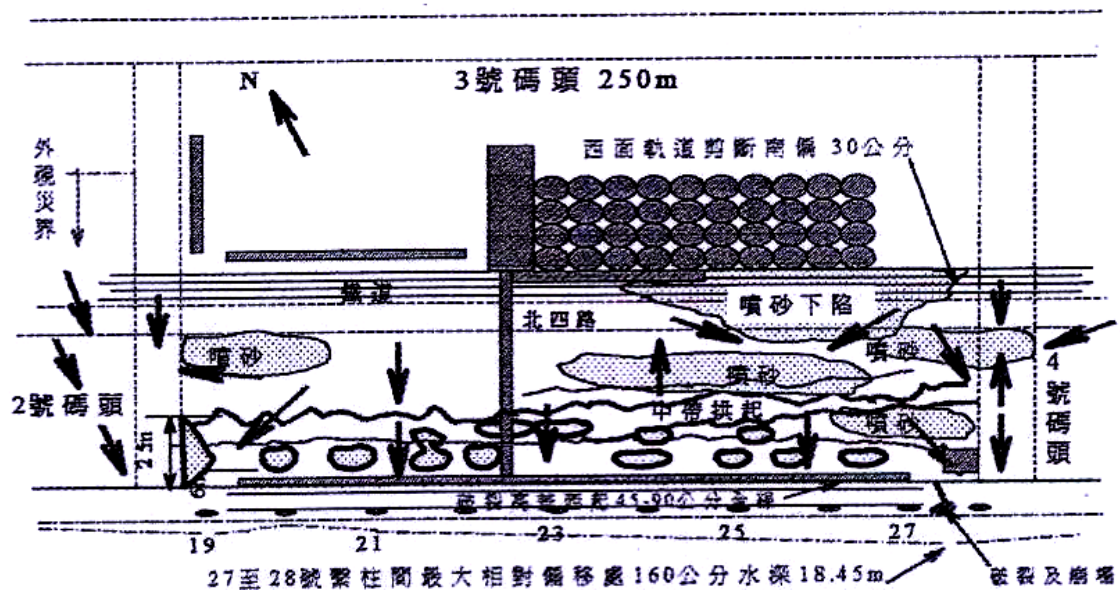


圖 3.1.5 三號碼頭主要災況平面示意圖(蘇吉立，1999)

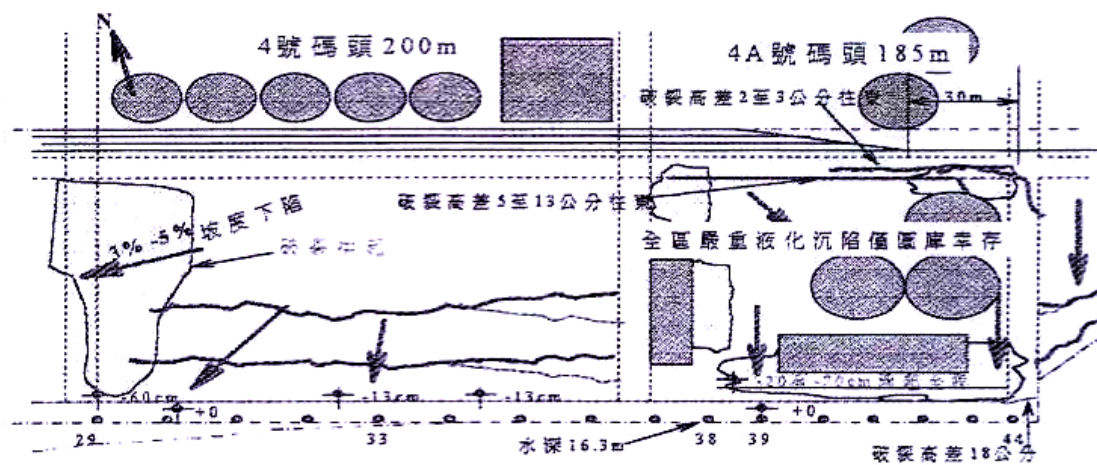
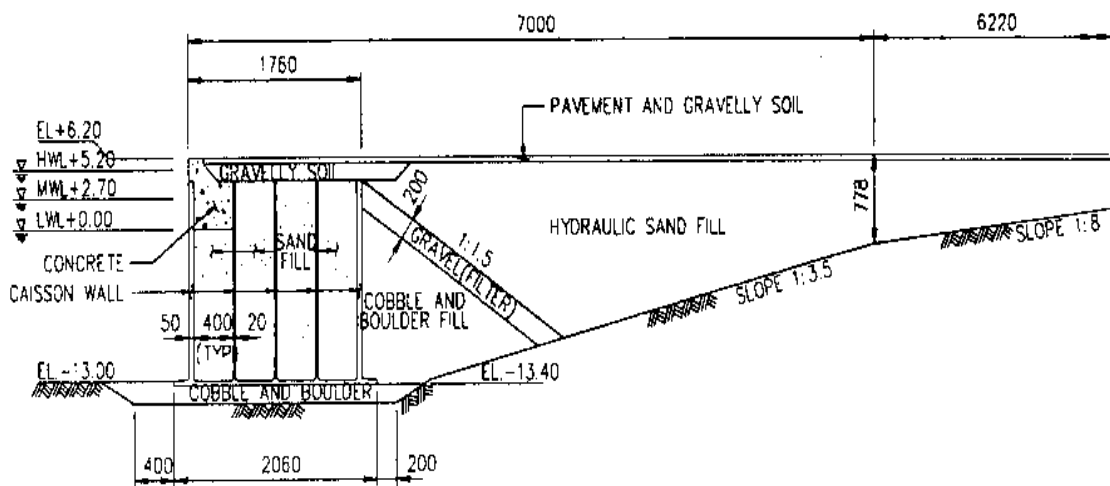


圖 3.1.6 四號及四 A 碼頭主要災況平面示意圖(蘇吉立，1999)



附註：除高程單位為公尺外，全部尺寸單位為公分

圖3.1.7 臺中港1號至4號碼頭沉箱及背填土斷面圖
(陳正興、黃國祥，2000)

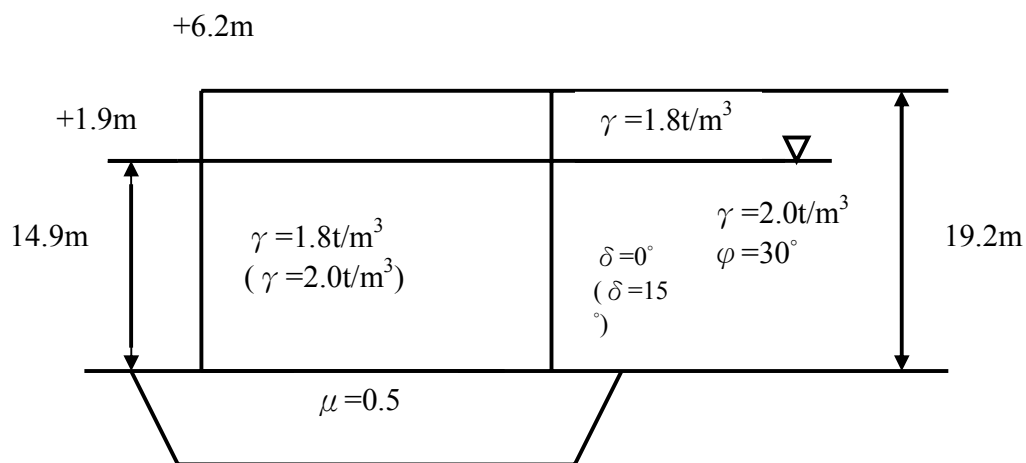


圖3.1.8 臺中港1號至4號碼頭重力式沉箱斷面示意圖
(陳正興、黃國祥，2000)

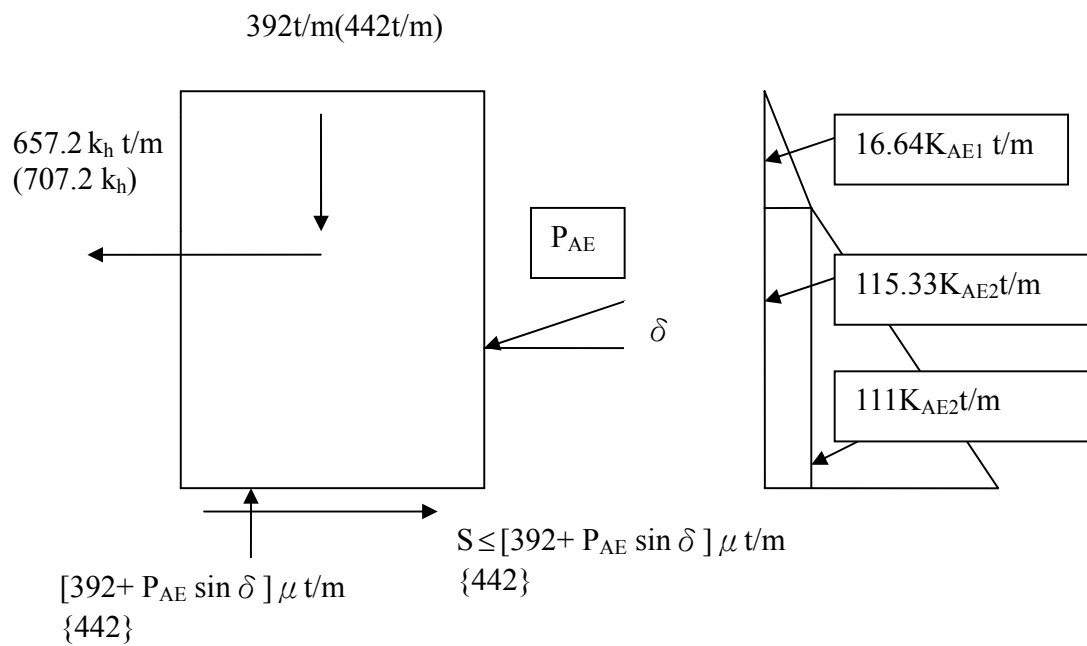


圖3.1.9 重力式沉箱抗滑動擬動態穩定分析示意圖
(陳正興、黃國祥，2000)

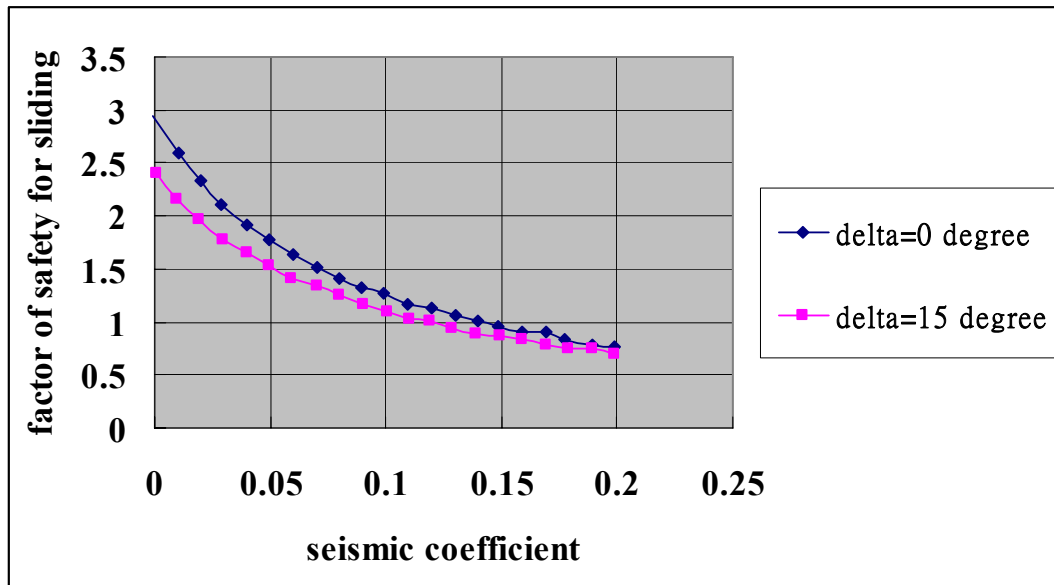


圖3.1.10 沉箱內填砂單位重 1.8t/m^3 之抗滑動安全係數與地震係數關係圖
($\varphi = 30^\circ$) (陳正興、黃國祥，2000)

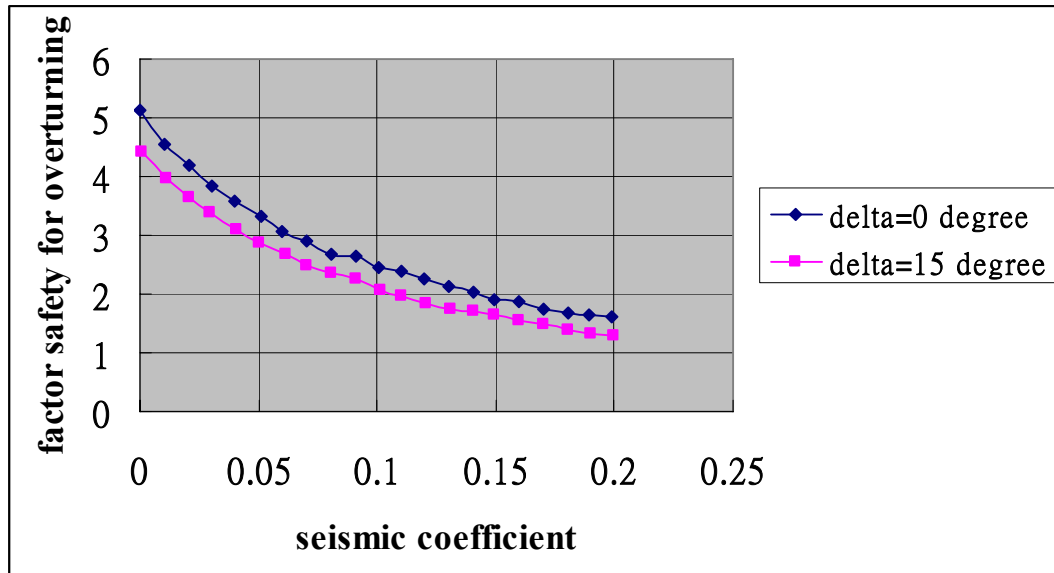


圖3.1.11 沉箱內填砂單位重 1.8t/m^3 之抗傾倒安全係數與地震係數關係圖
($\varphi = 30^\circ$) (陳正興、黃國祥，2000)

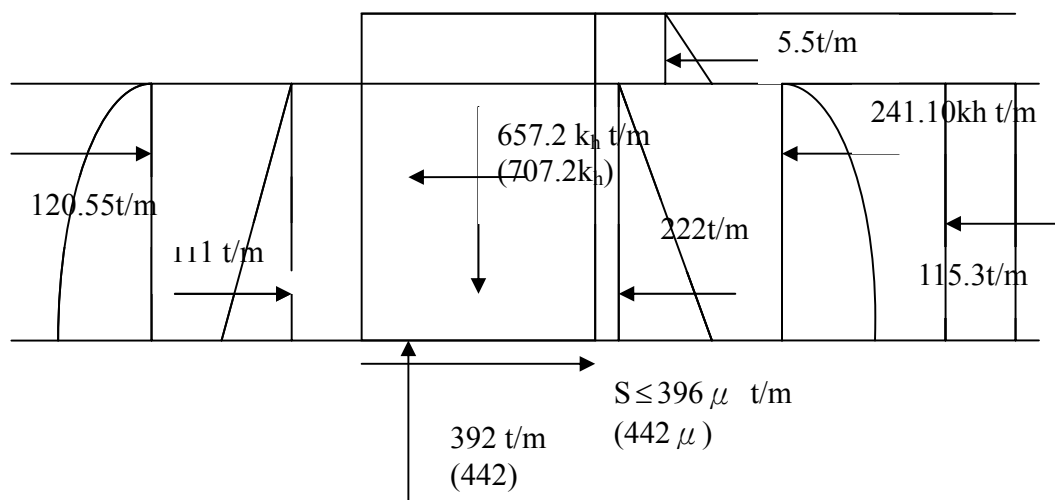


圖3.1.12 假設沉箱背填土壤液化時之擬靜態穩定分析圖
(陳正興、黃國祥，2000)

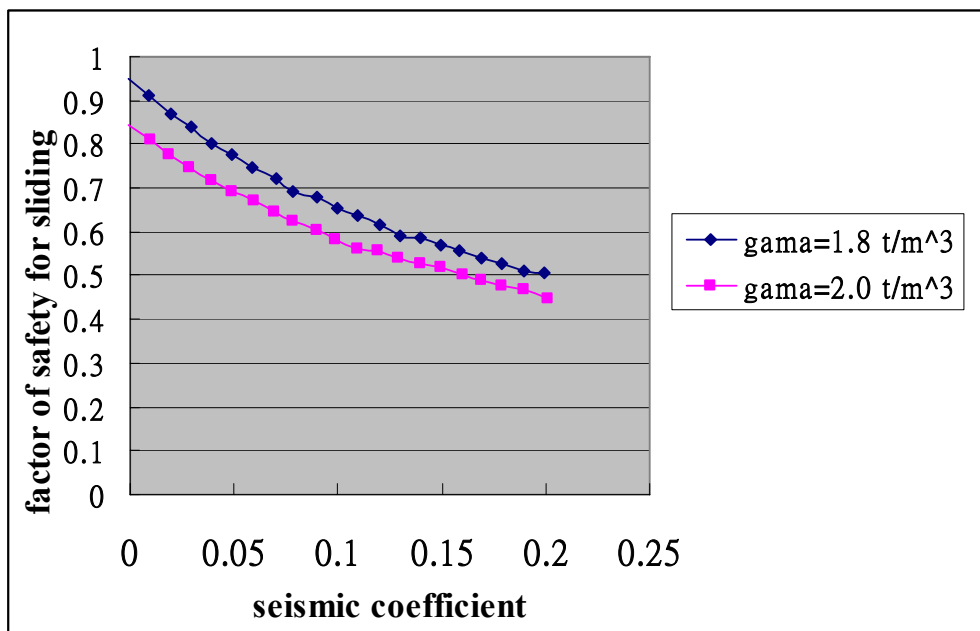


圖3.1.13 沉箱背填土壤完全液化後之抗滑動安全係數與地震係數關係圖
(陳正興、黃國祥，2000)

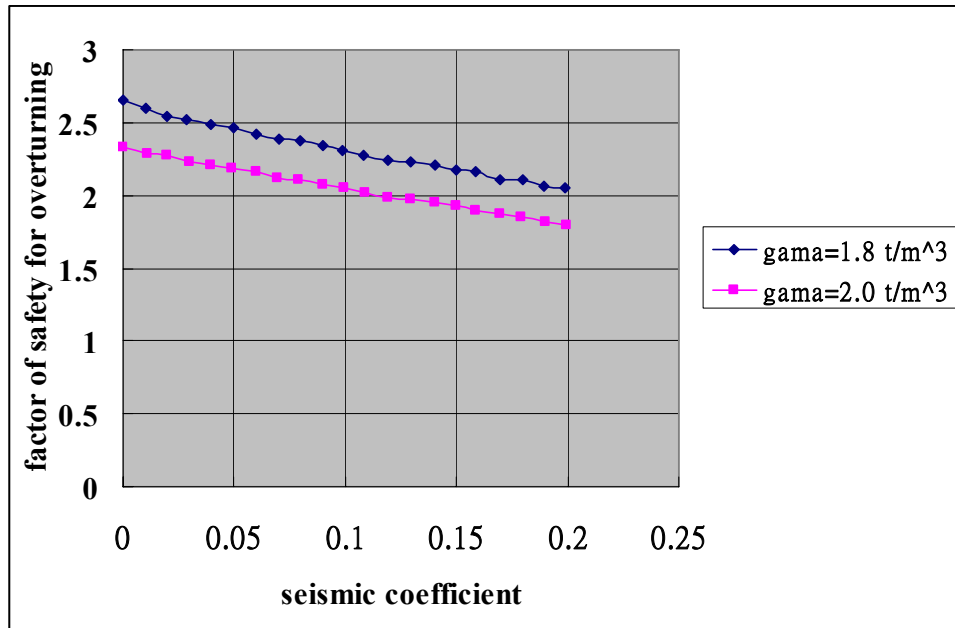


圖3.1.14 沉箱背填土壤完全液化後之抗傾倒安全係數與地震係數關係圖
(陳正興、黃國祥，2000)

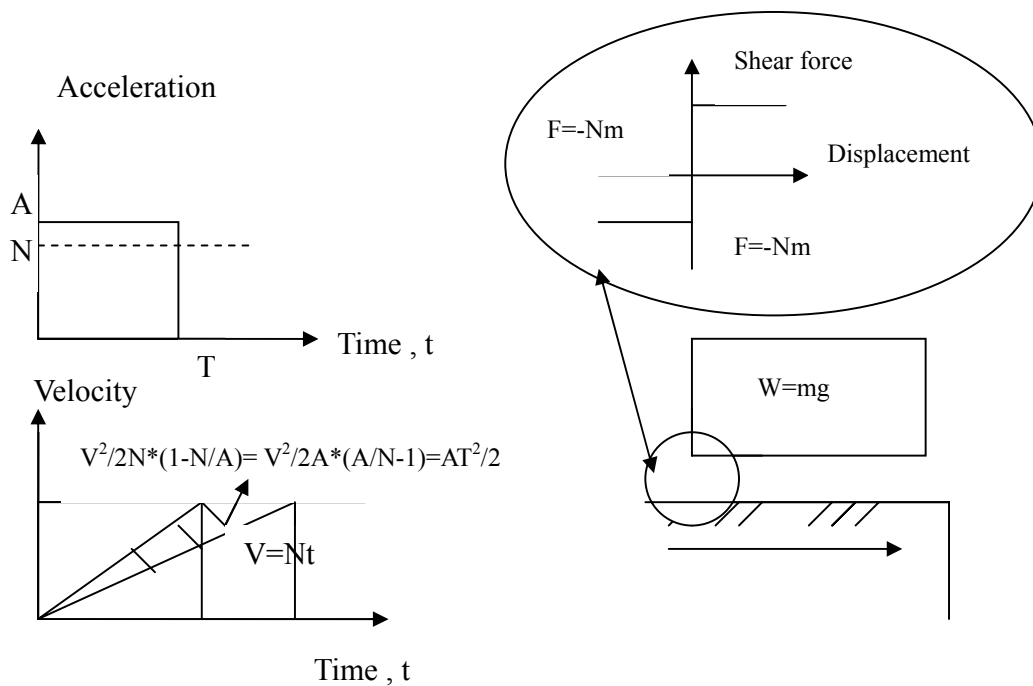
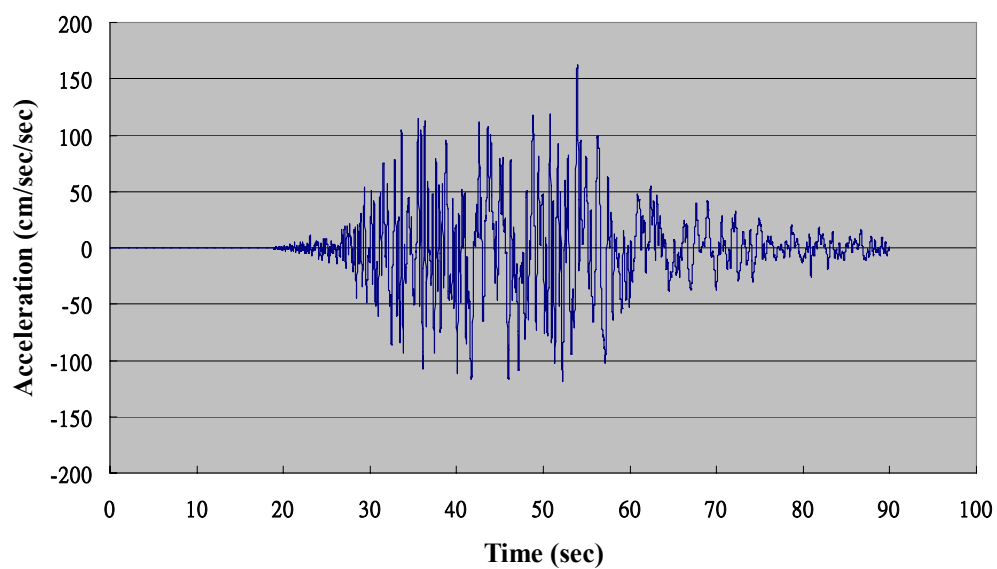


圖3.1.15 Newmark滑動塊體分析法(陳正興、黃國祥，2000)

N-S(南北方向)



E-W(南北方向)

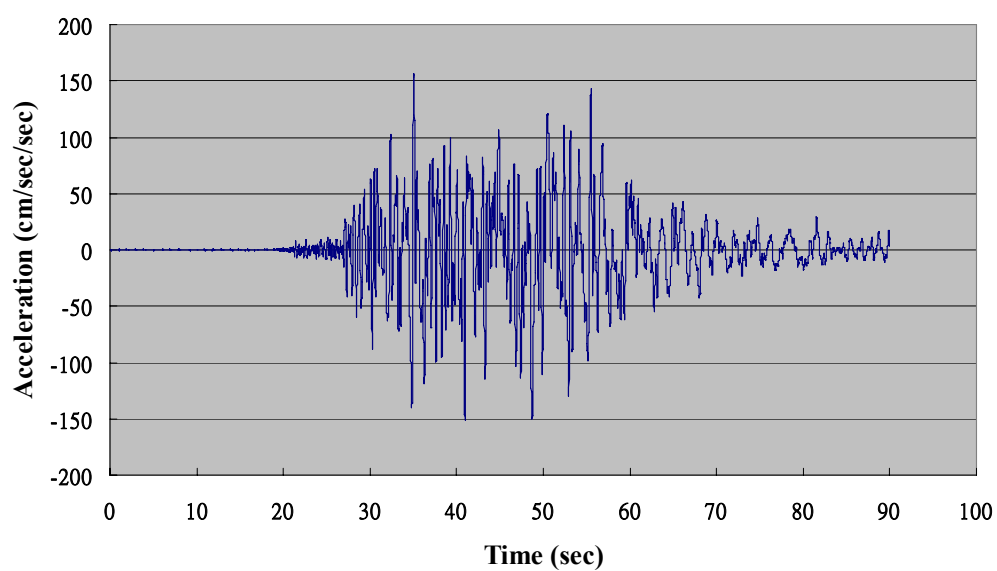


圖3.1.16 集集地震清水國小測站東西向與南北向加速度歷時記錄

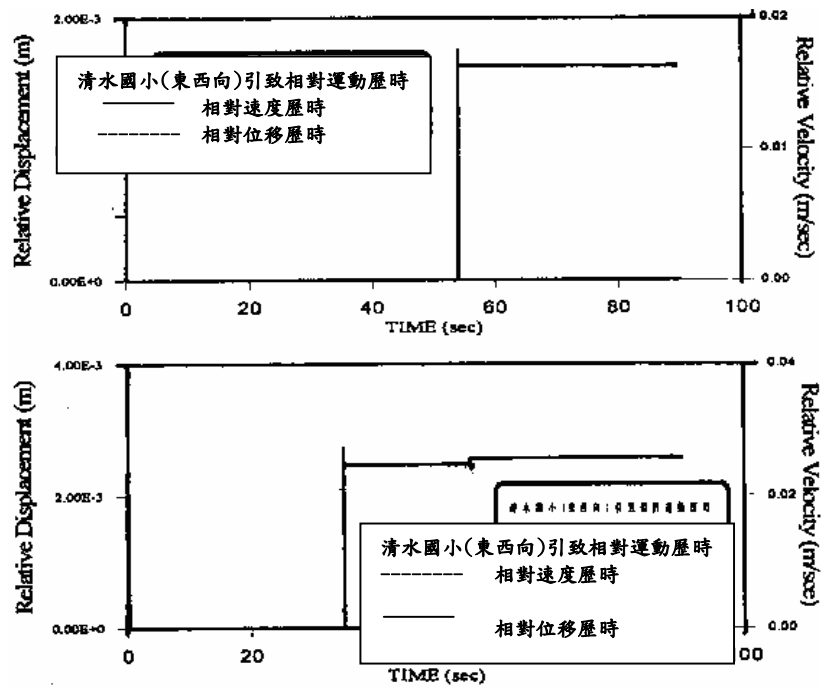


圖3.1.17 沉箱背填土壤尚未液化之滑動分析結果
(陳正興、黃國祥，2000)

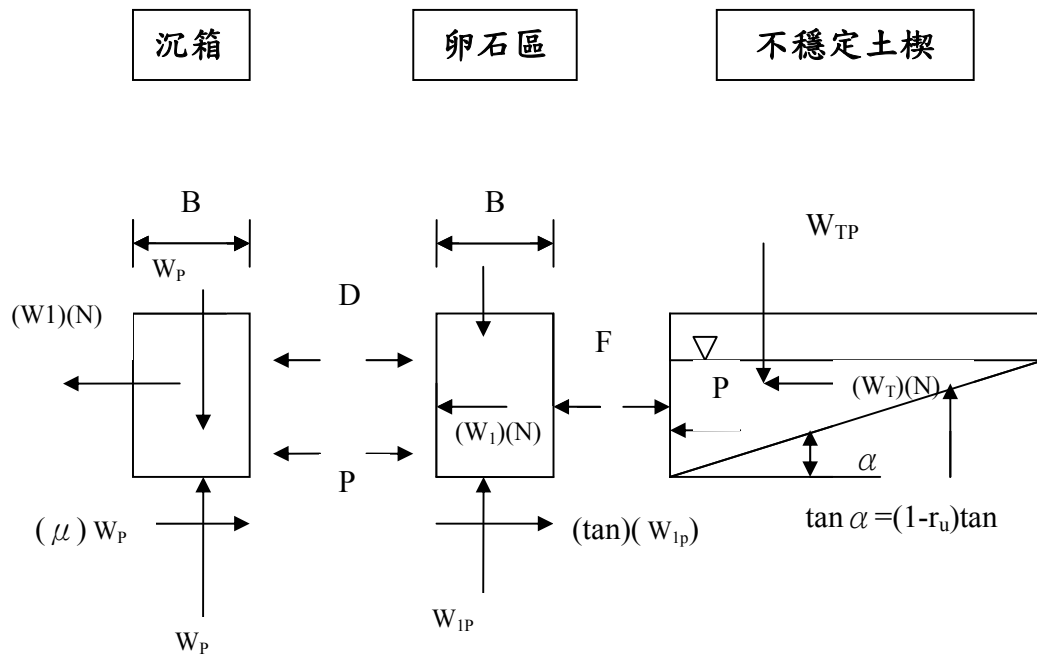


圖3.1.18 沉箱滑移反算分析之模型圖(陳正興、黃國祥，2000)

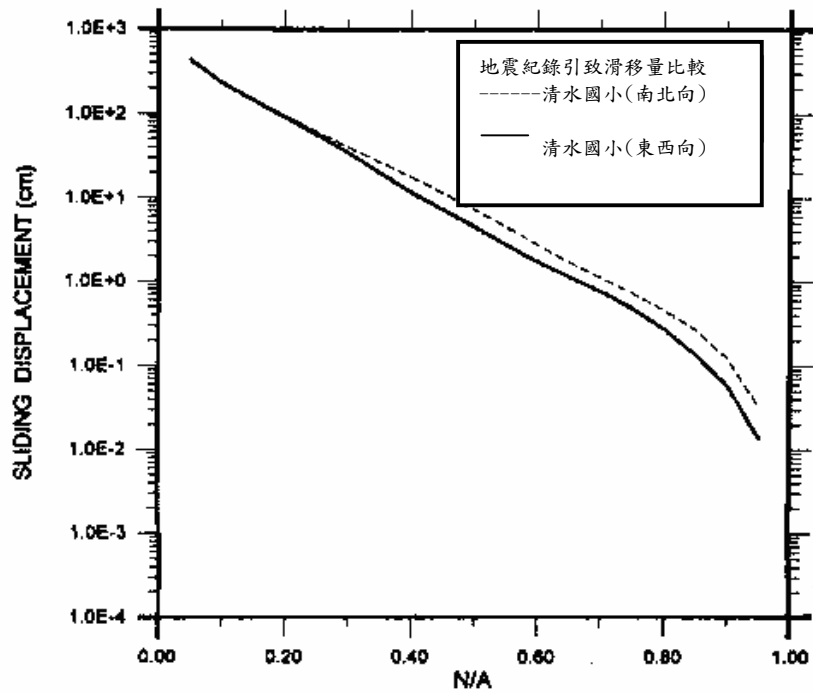


圖3.1.19 集集地震清水國小地震紀錄之滑移反應譜
 (陳正興、黃國祥，2000)

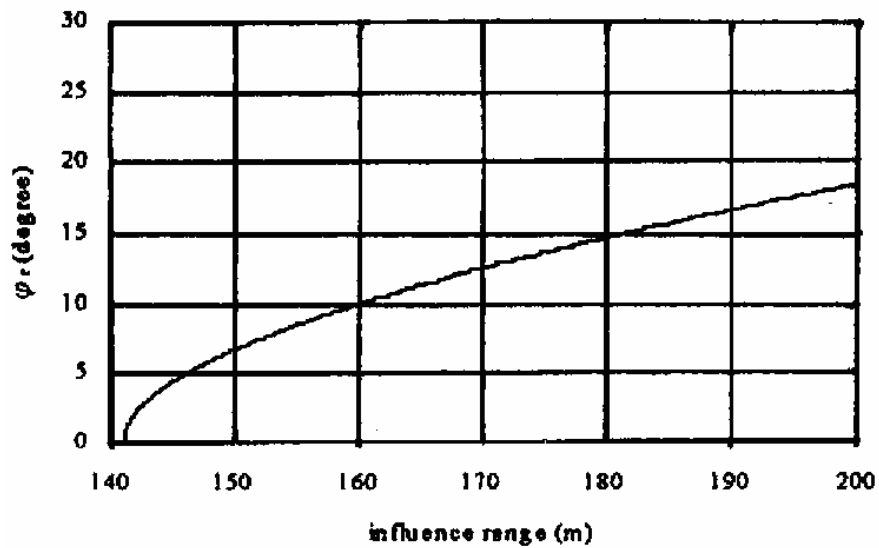


圖3.1.20 沉箱背填土壤殘餘抗剪角 ϕ_r 與不穩定土楔延伸範圍之關係圖
 (陳正興、黃國祥，2000)

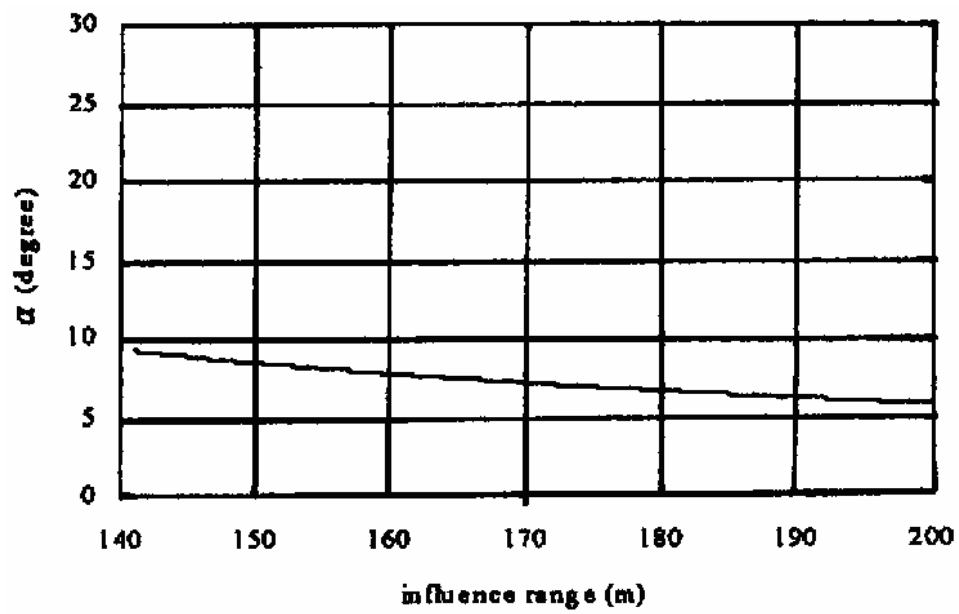


圖3.1.21 超額孔隙水壓導致不穩定土楔坡角 α 與延伸範圍之關係圖
(陳正興、黃國祥，2000)

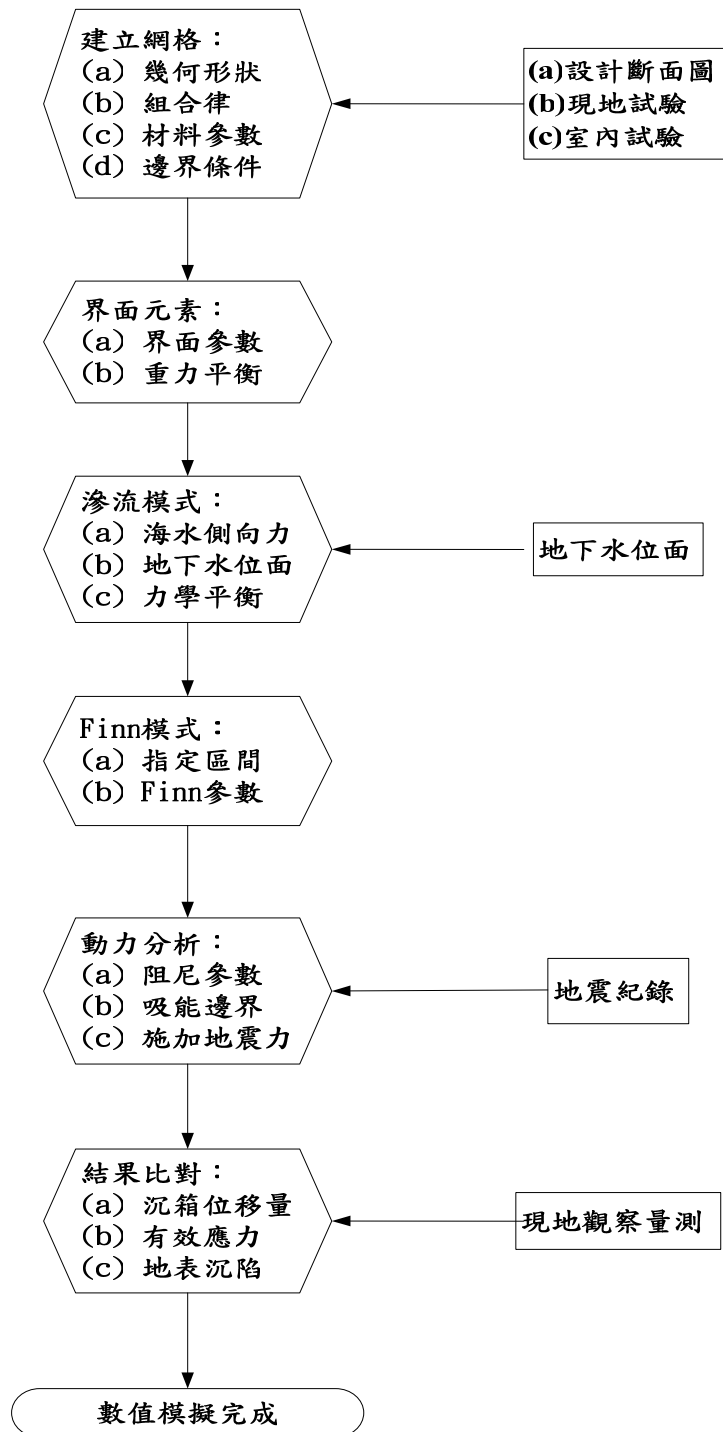


圖3.1.22 根據臺中港以FLAC程式模擬沉箱式碼頭受震引致土壤液化之流程圖(李佳翰，2001)

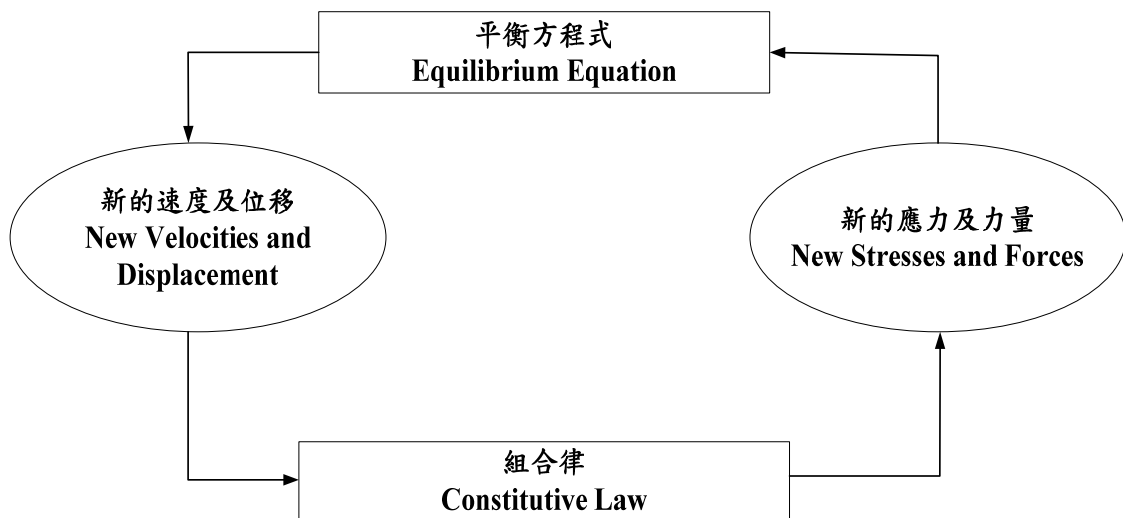


圖 3.1.23 FLAC 運算流程圖

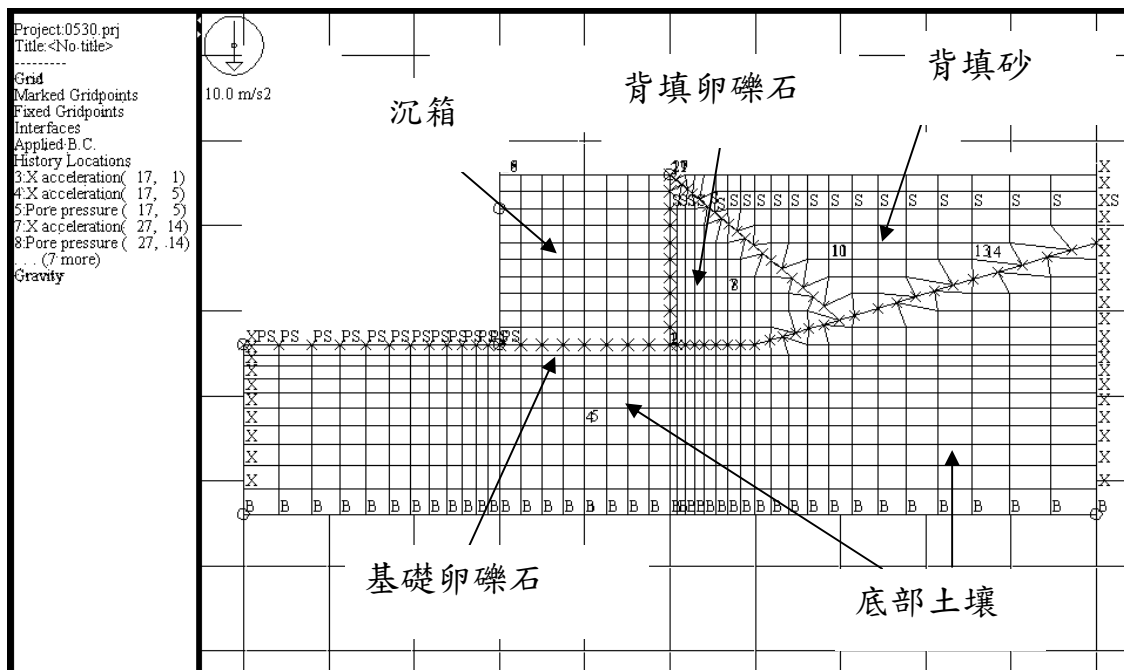


圖3.1.24 臺中港1~4號與4A碼頭數值模擬之受震前網格圖
(參照李佳翰之模擬，2001)

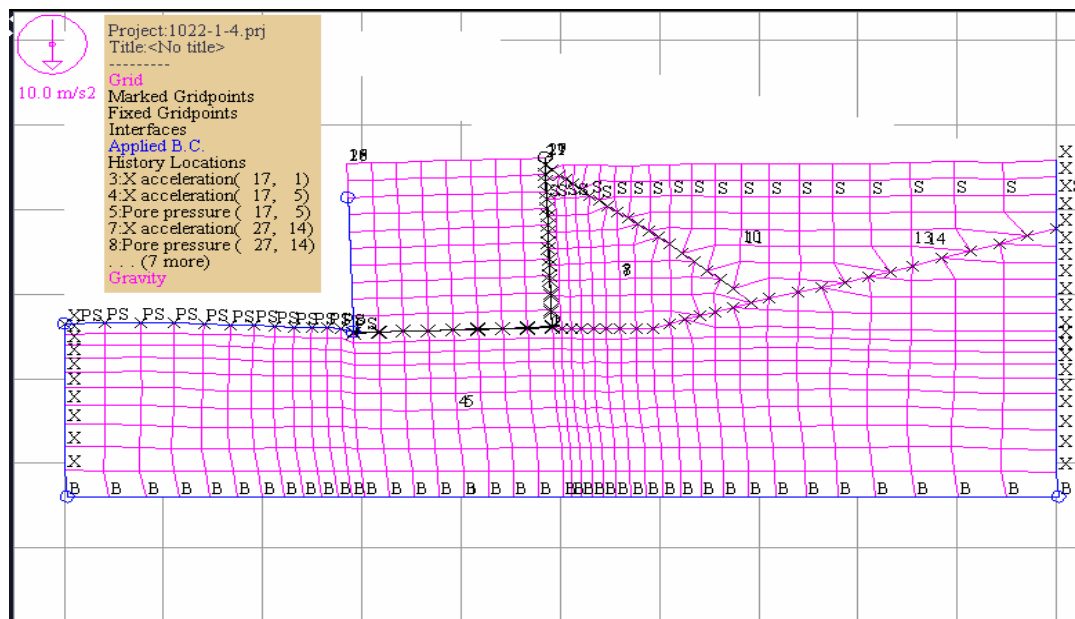


圖3.1.25 臺中港數值模擬之受震後網格圖
(依照李佳翰模擬之參數，2001)

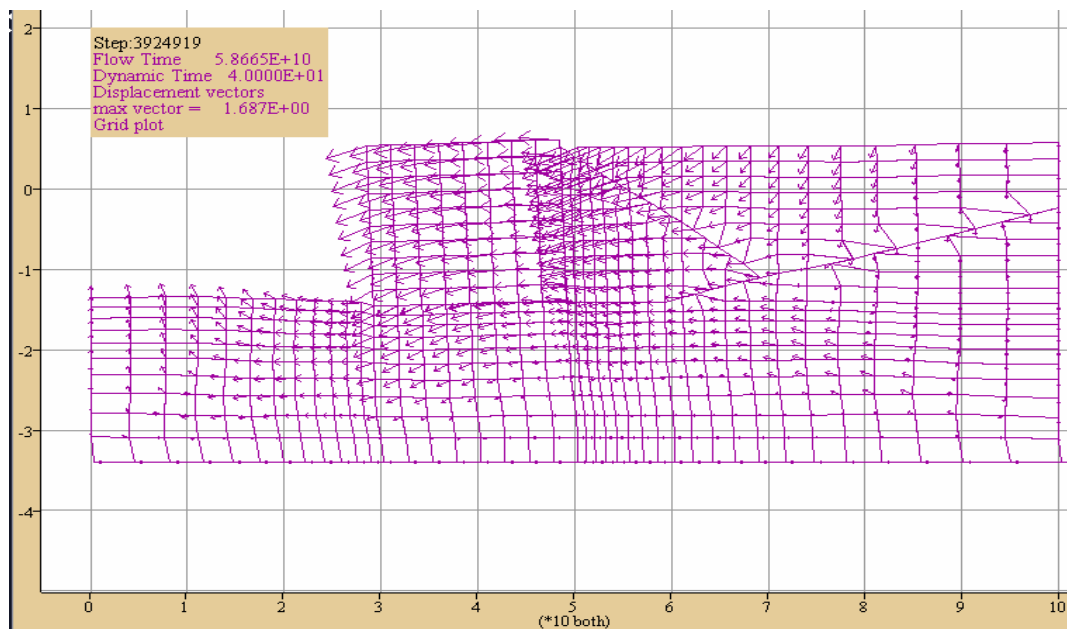


圖3.1.26 臺中港數值模擬之受震後位移量網格圖
(依照李佳翰模擬之參數，2001)

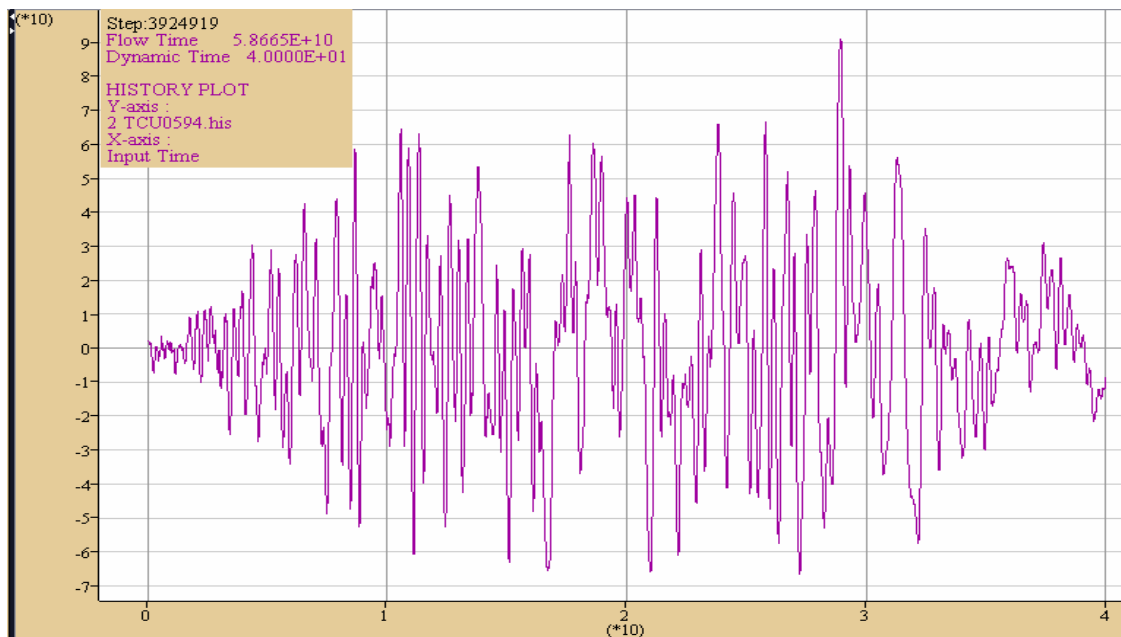
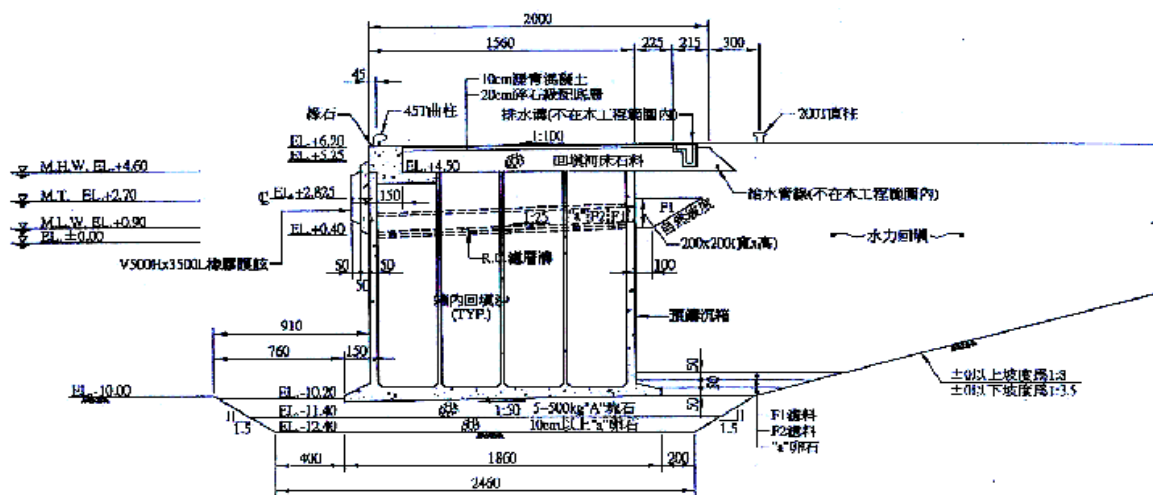


圖3.1.27 臺中港數值模擬之南北向地震力圖
(依照李佳翰模擬之參數，2001)



單位：公尺

圖3.1.28 臺中港23號~24號碼頭沉箱及背填土斷面圖(宇泰工程顧問)

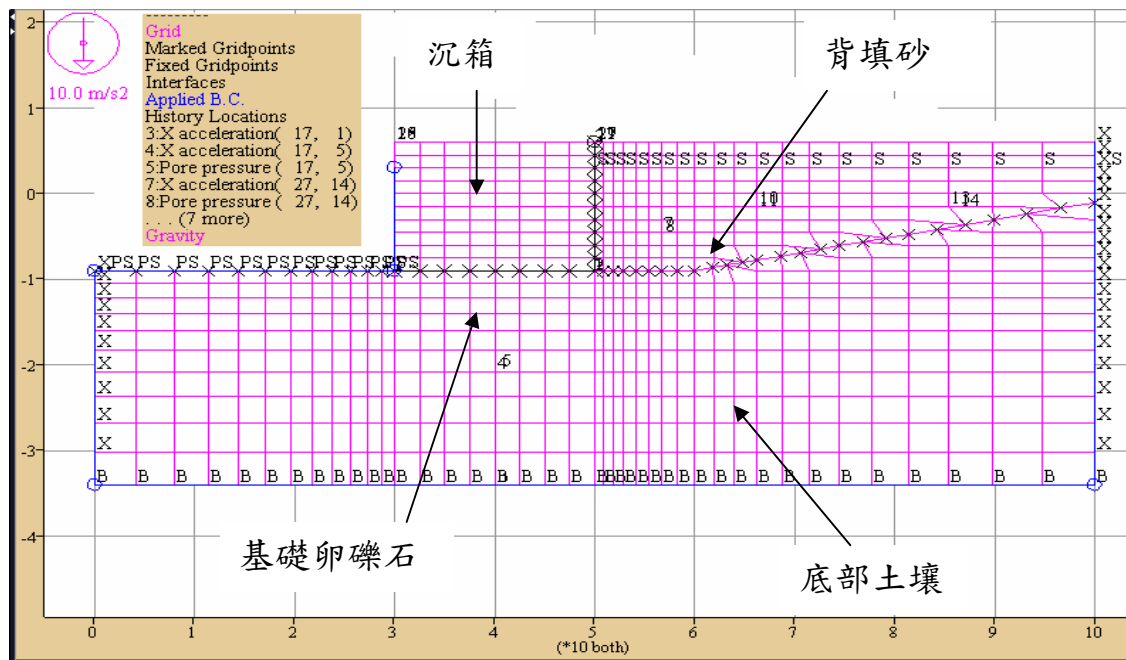


圖 3.1.29 臺中港 23~24 號碼頭數值模擬之受震前網格圖

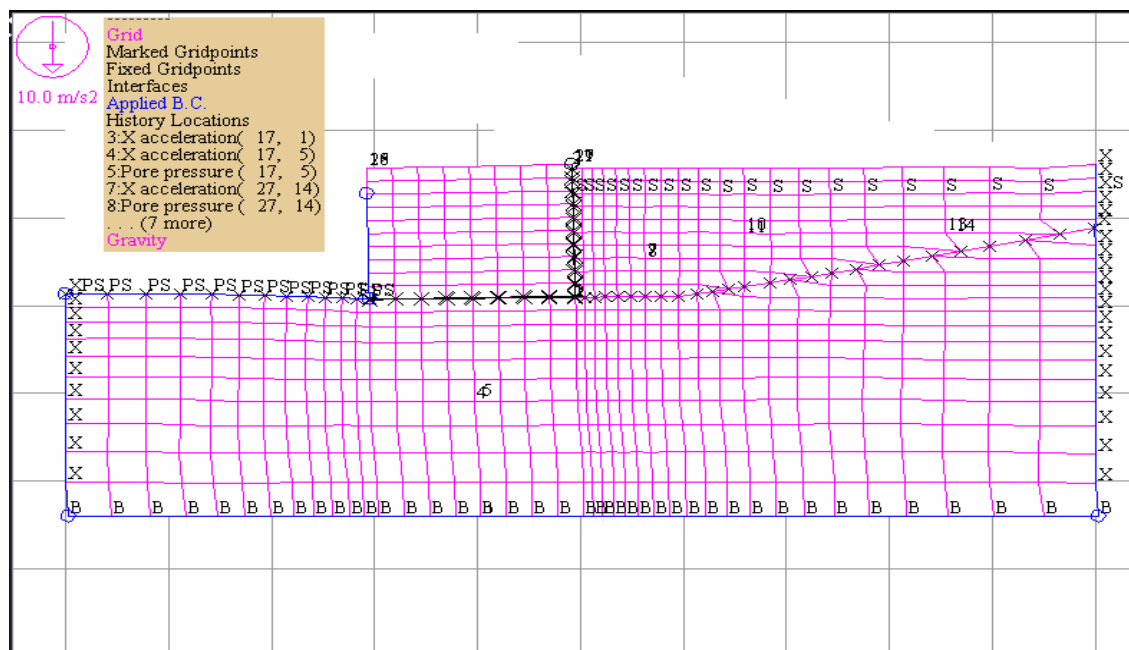


圖 3.1.30 臺中港 23~24 號碼頭數值模擬之受震後網格圖

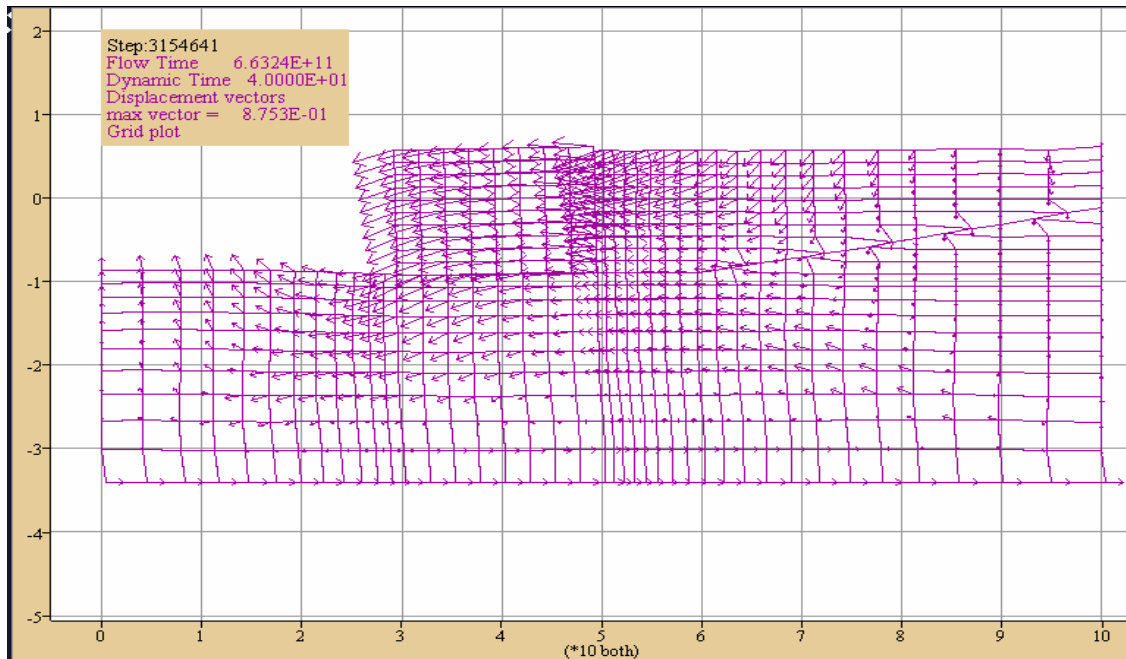


圖3.1.31 臺中港23~24號碼頭數值模擬之受震後位移量網格圖

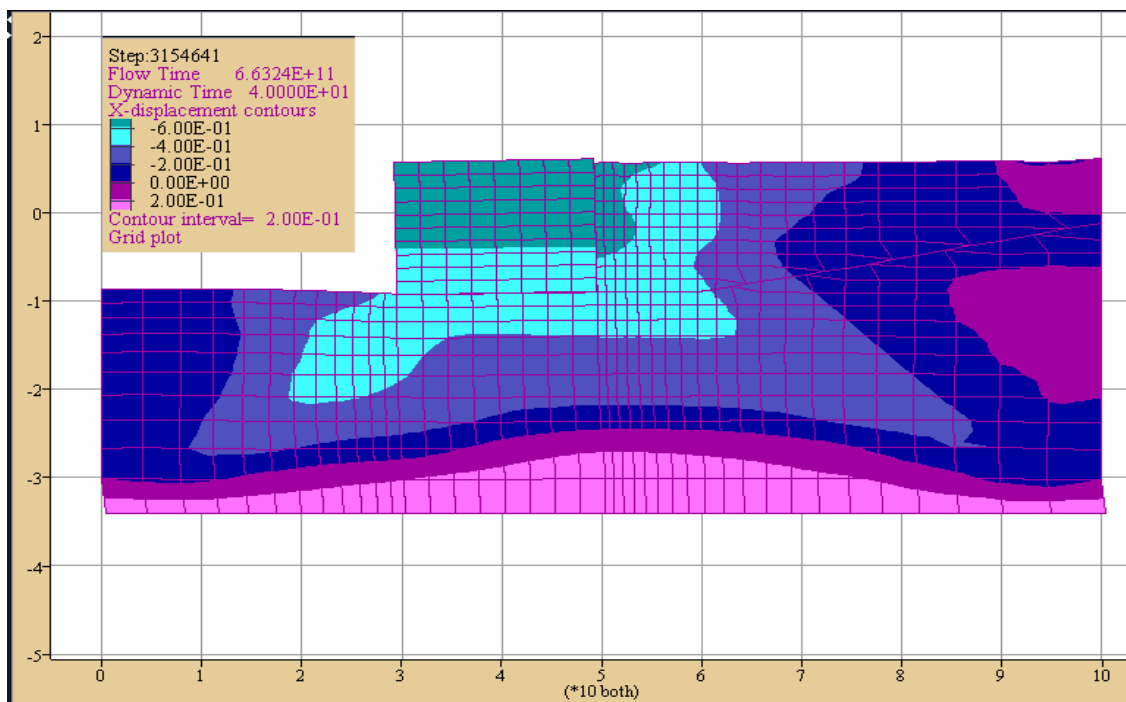


圖 3.1.32 臺中港 23~24 號碼頭數值模擬受震後之 X 方向位移量網格圖

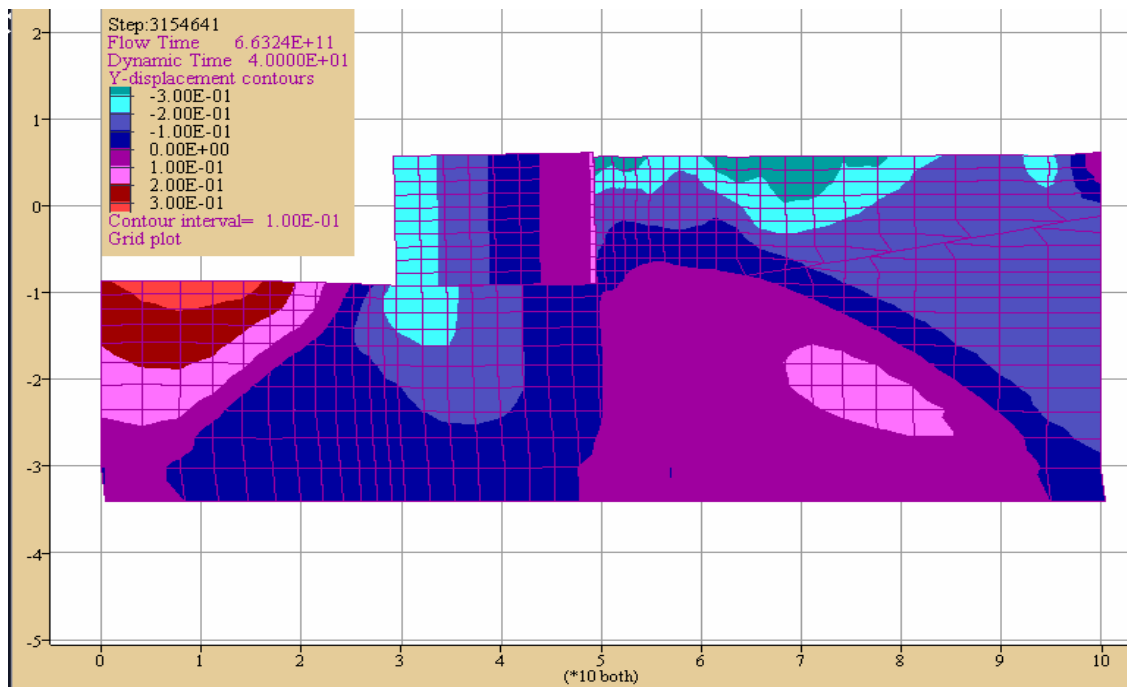


圖 3.1.33 臺中港 23~24 號碼頭數值模擬受震後之 Y 方向位移量網格圖

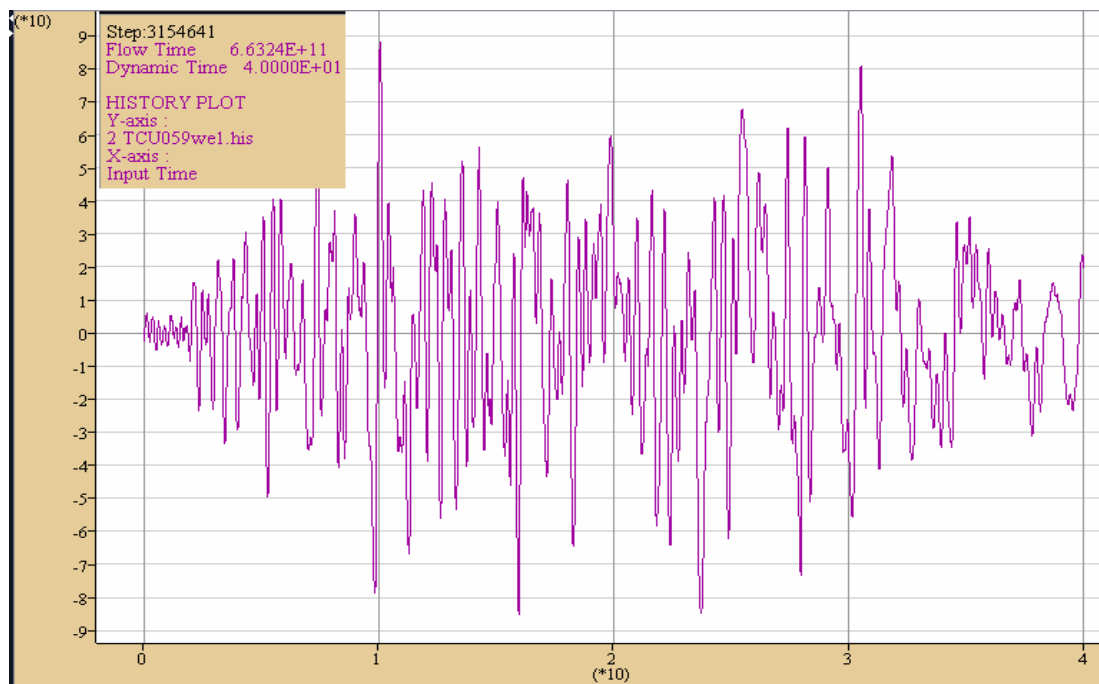
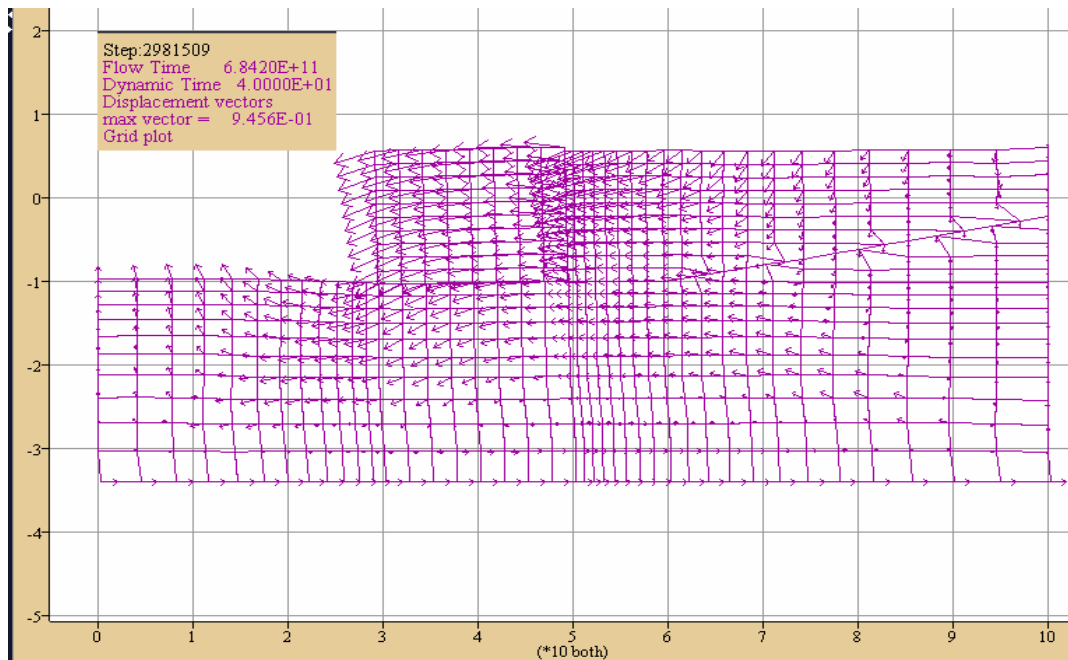
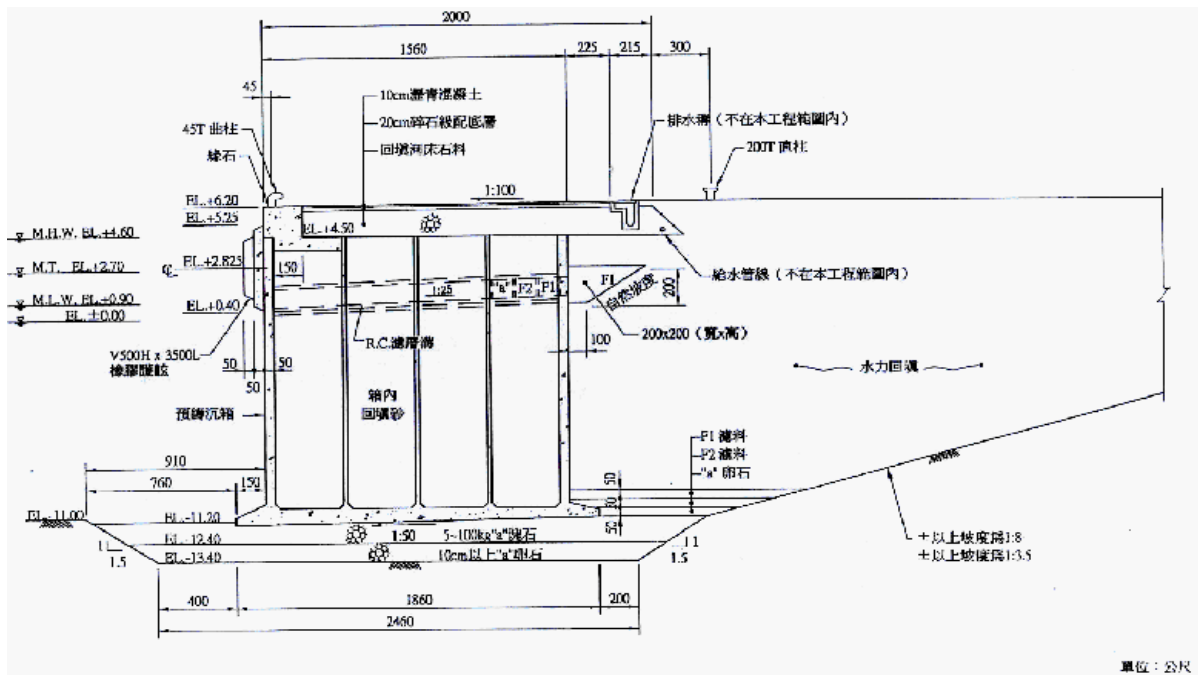
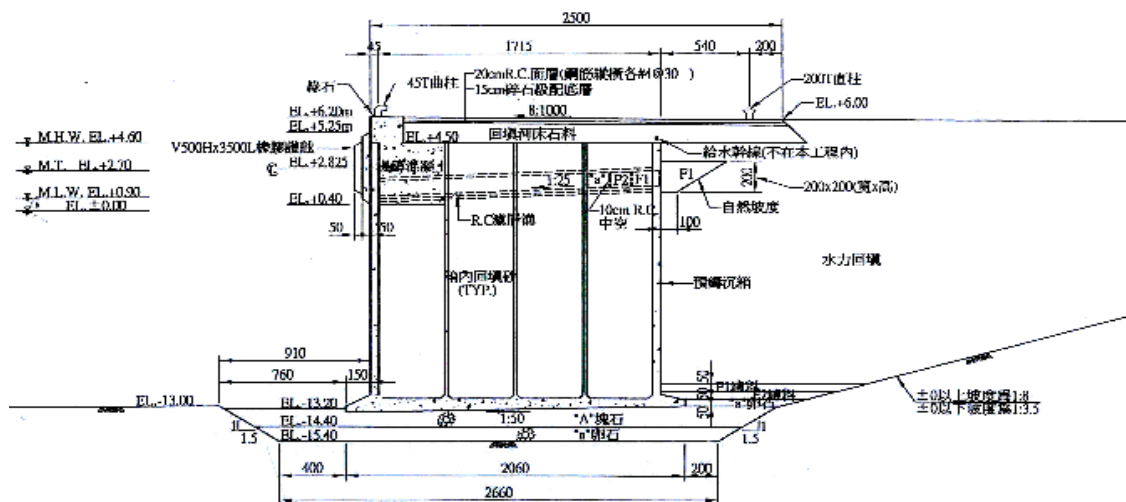


圖3.1.34 臺中港23~24號碼頭數值模擬之東西向地震力圖
(依照李佳翰模擬之參數，2001)





單位：公尺

圖3.1.37 臺中港西1號碼頭沉箱及背填土斷面圖(宇泰工程顧問)

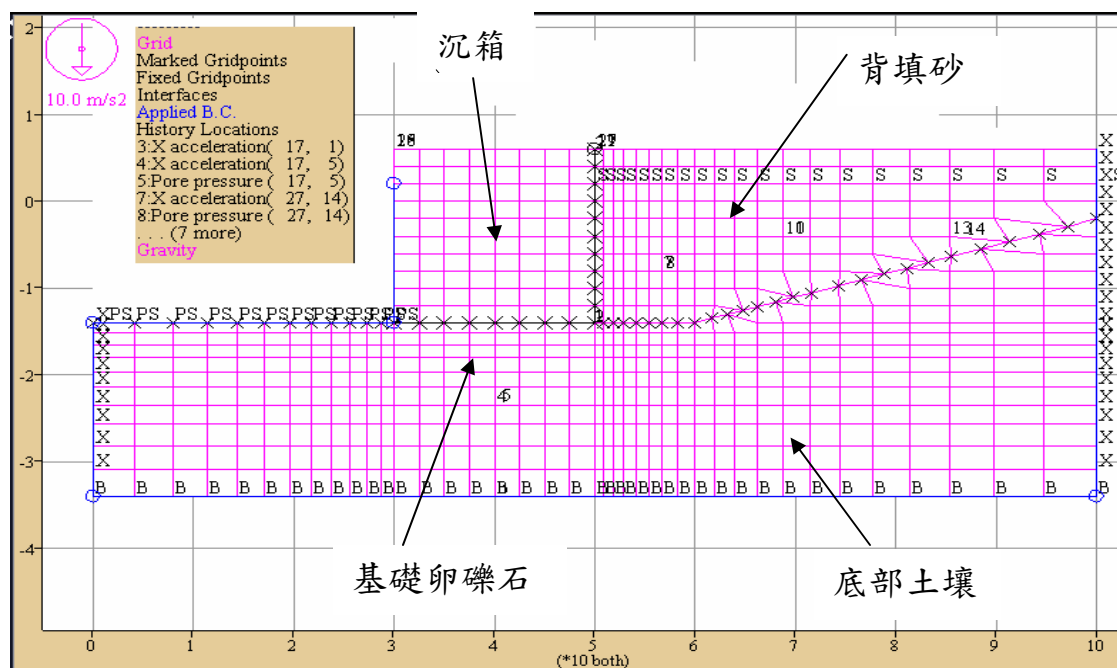


圖 3.1.38 臺中港西 1 號碼頭數值模擬之受震前網格

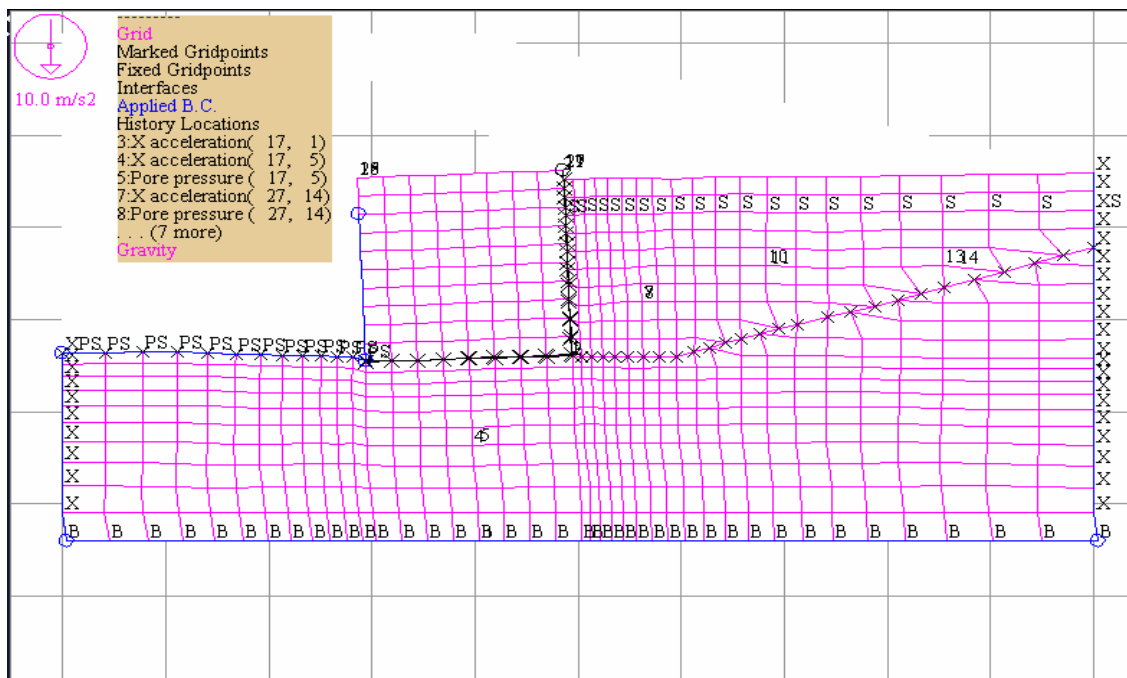


圖 3.1.39 臺中港西 1 號碼頭數值模擬之受震後網格圖

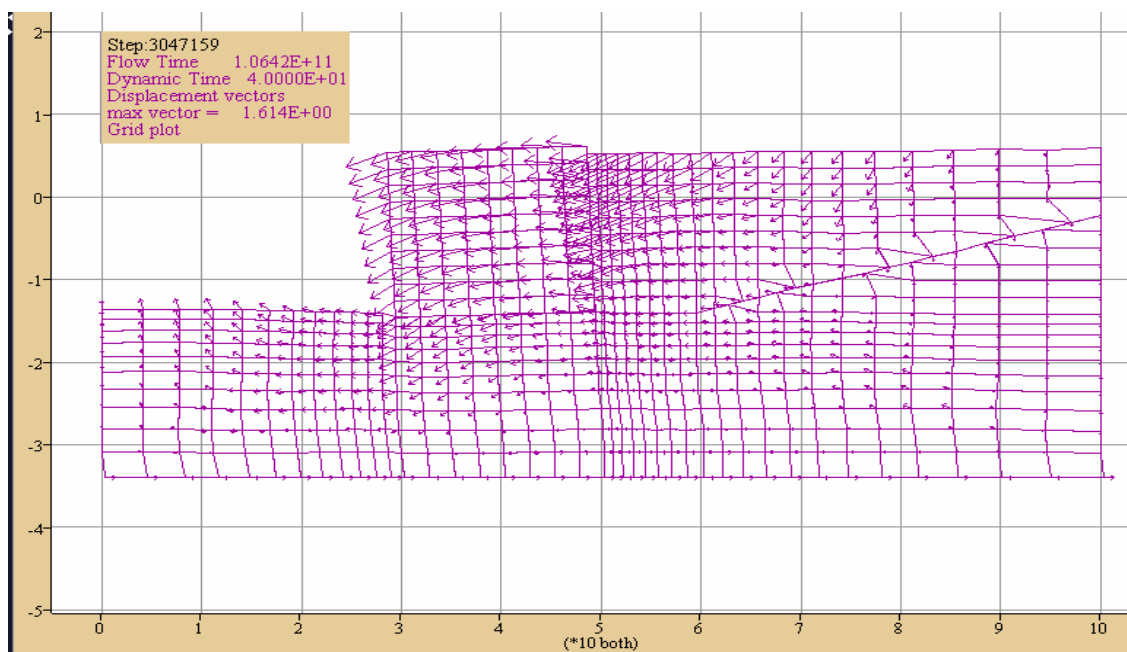


圖3.1.40 臺中港西1號碼頭數值模擬之受震後位移量網格圖

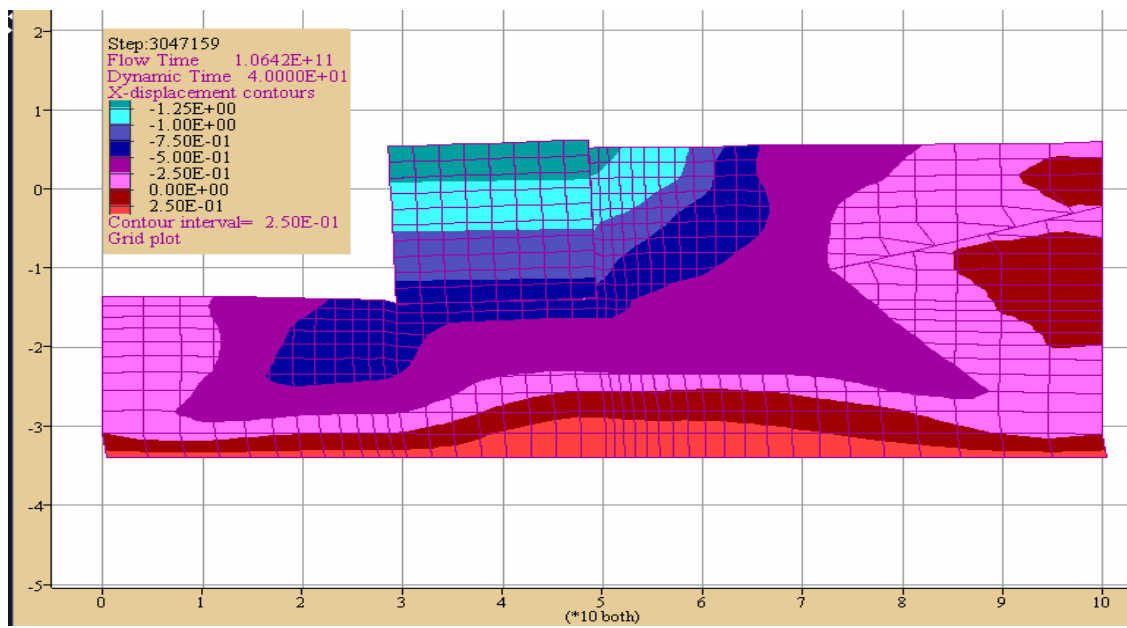


圖3.1.41 臺中港西1號碼頭數值模擬受震後之X方向位移量網格圖

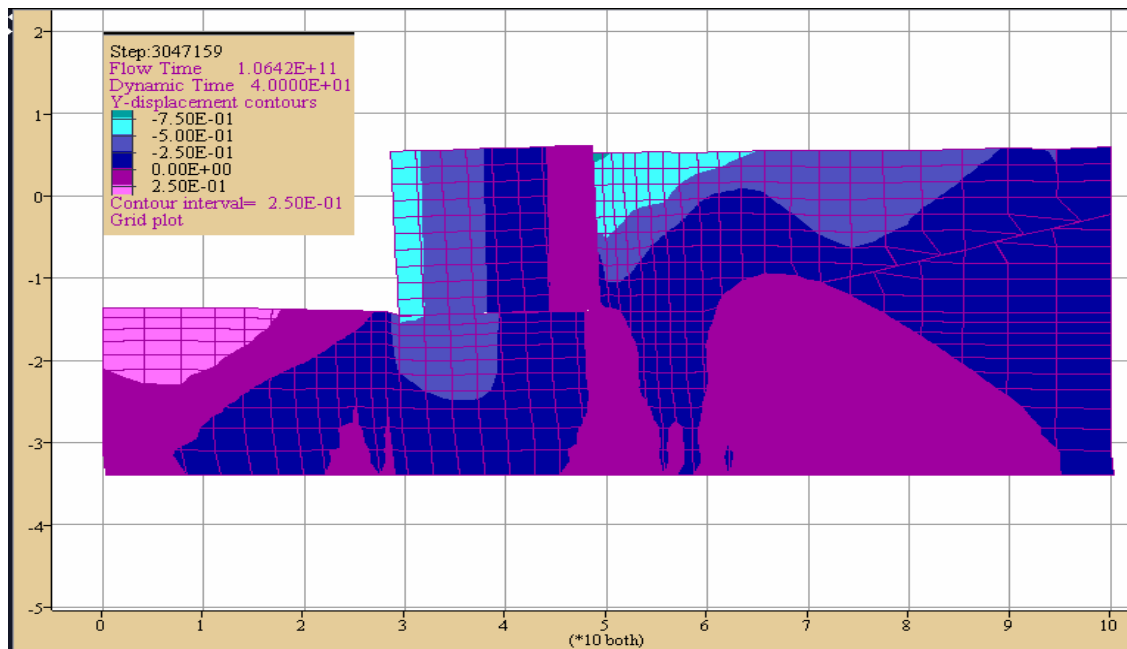


圖3.1.42 臺中港西1號碼頭數值模擬受震後之Y方向位移量網格圖
(依照李佳翰模擬之參數，2001)

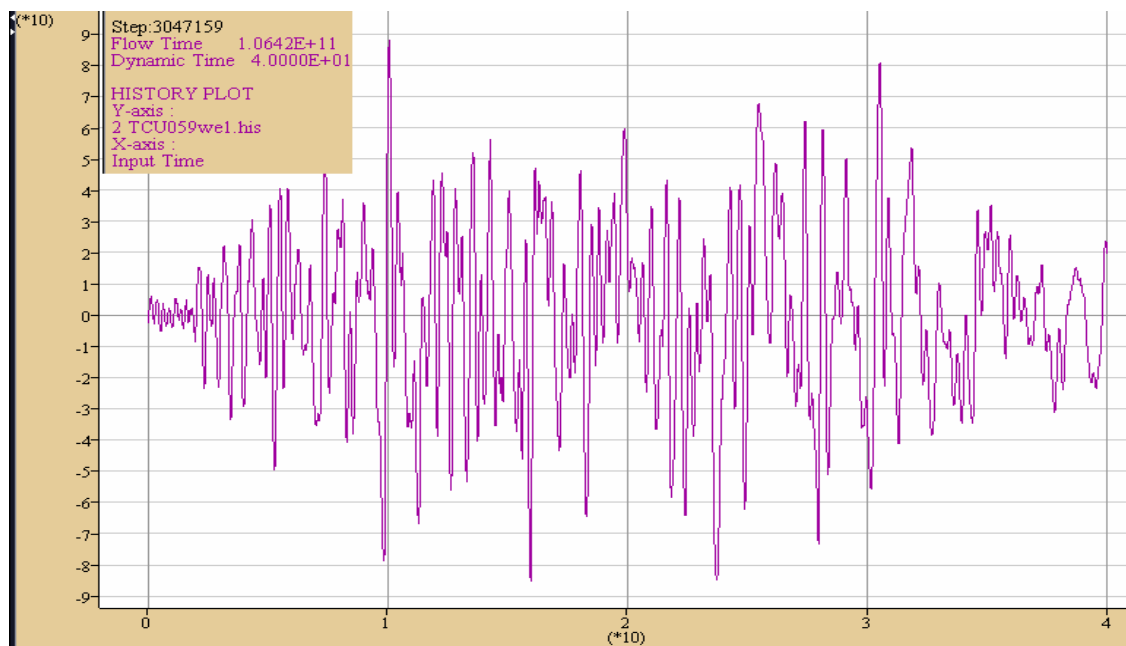


圖3.1.43 臺中港西1號碼頭數值模擬之東西向地震力圖
(依照李佳翰模擬之參數，2001)

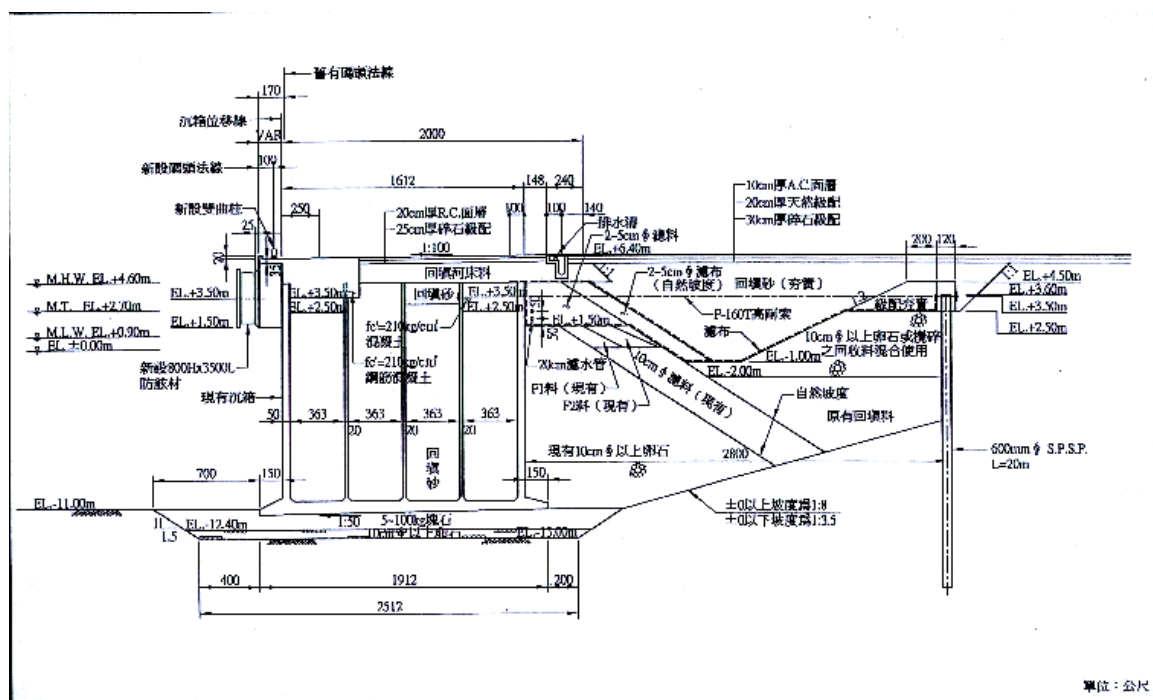


圖 3.1.44 臺中港 1~4 號與 4A 碼頭修復後之斷面圖

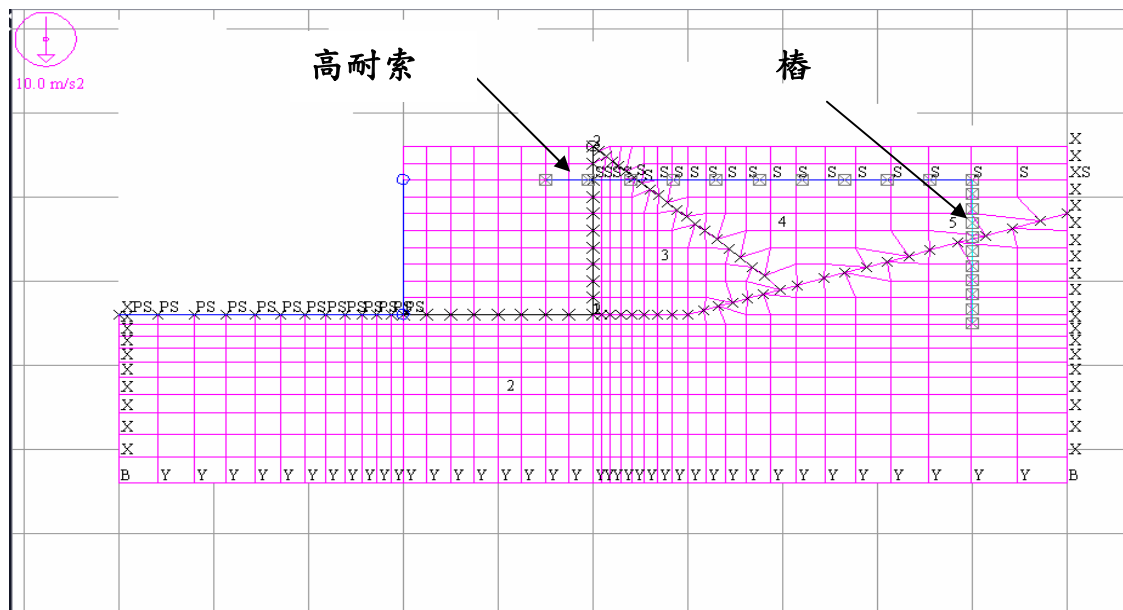


圖 3.1.45 臺中港 1~4 號與 4A 碼頭修復後數值模擬之網格

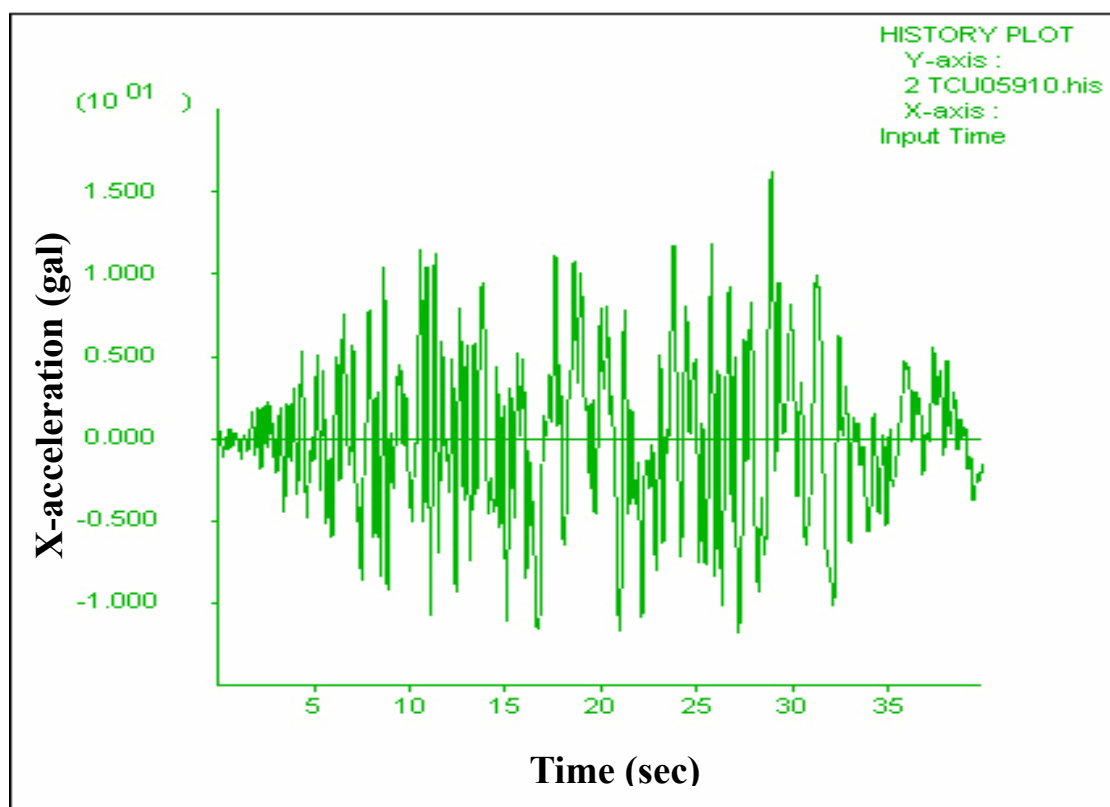


圖3.1.46 臺中港碼頭數值模擬之南北向加速度紀錄

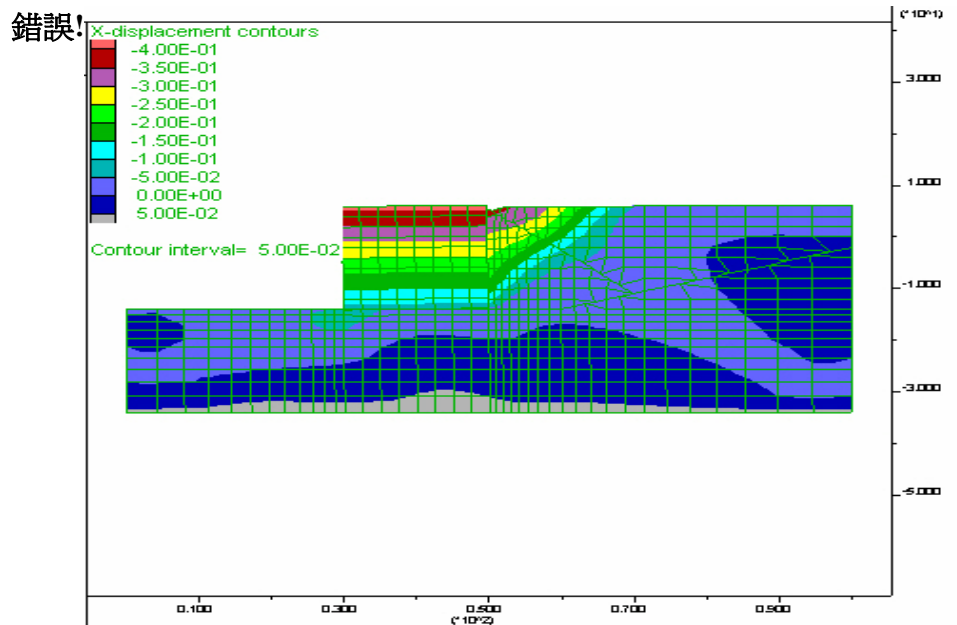


圖3.1.47 臺中港1~4A碼頭模擬底部土壤強度下降時水平方向位移變位

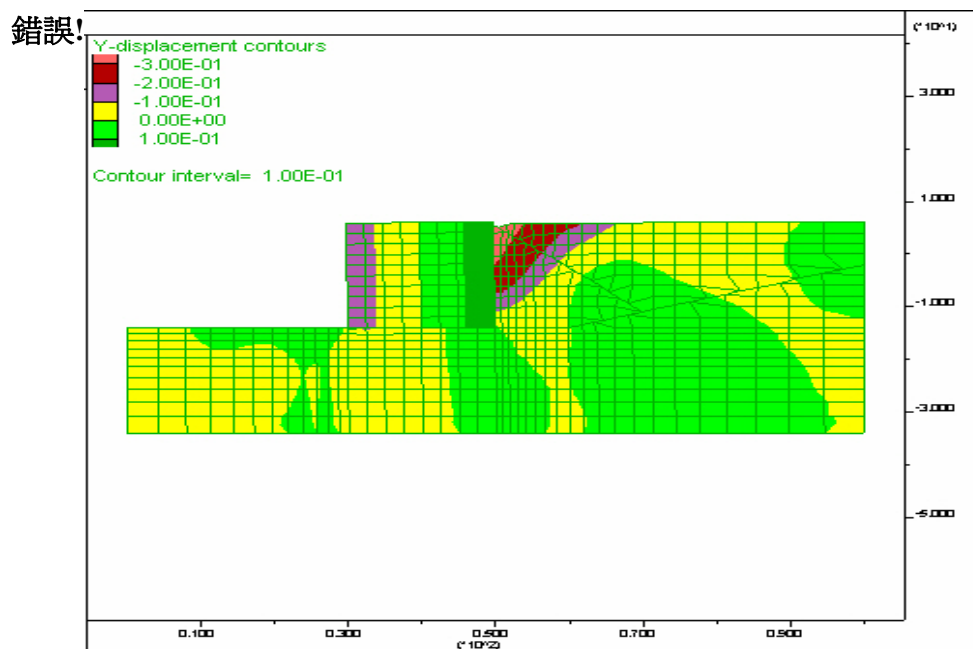


圖3.1.48 臺中港1~4A碼頭模擬底部土壤強度下降時垂直方向位移變位

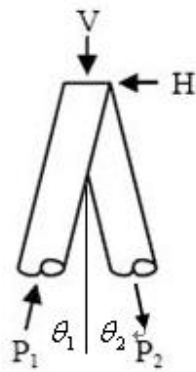


圖3.2.1 各斜群樁之軸力示意圖

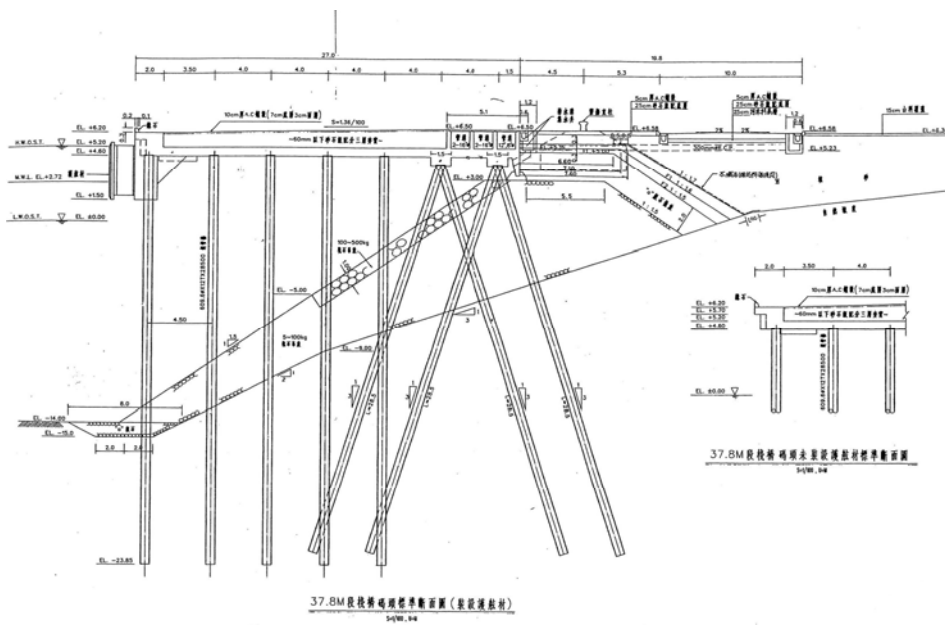


圖3.2.2 西3、4號碼頭37.8m單元標準斷面圖

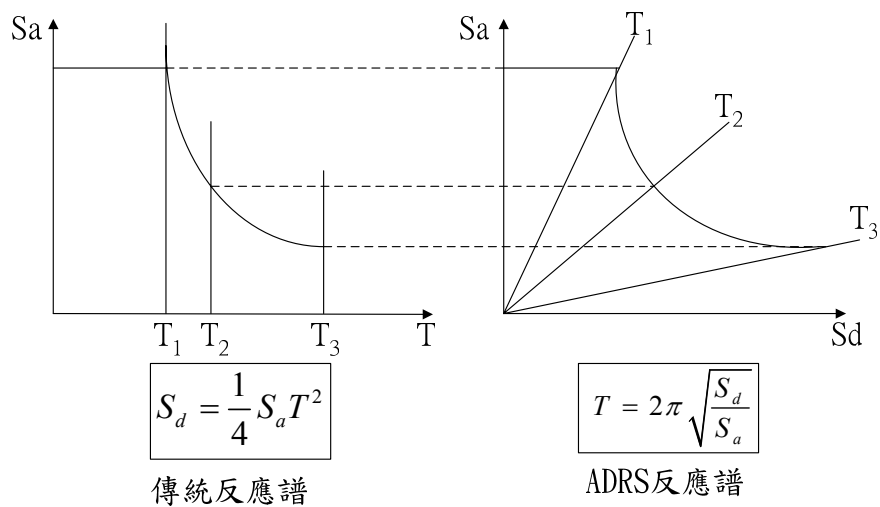


圖 3.2.5 傳統反應譜與 ADRS 反應譜

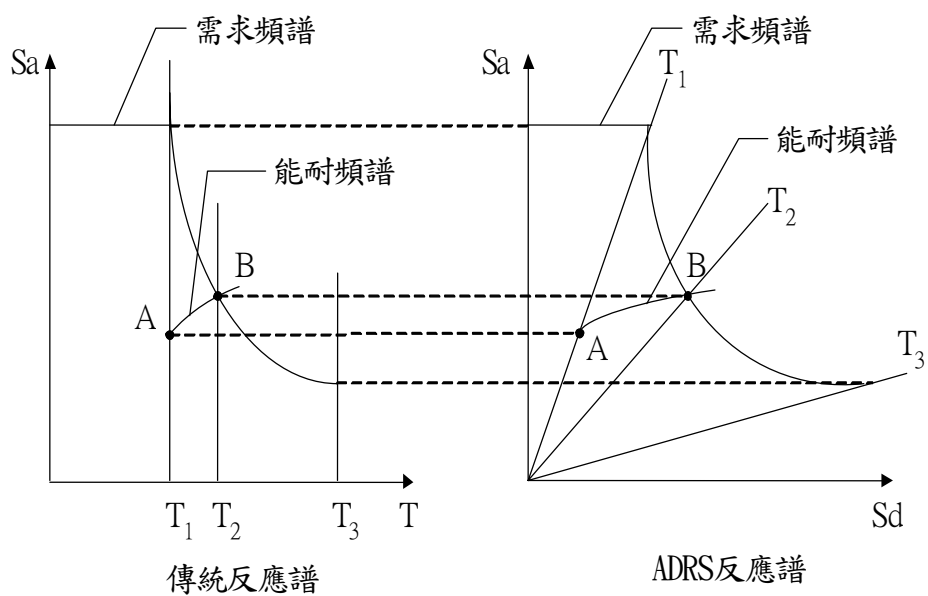


圖 3.2.6 將能耐頻譜置於傳統與 ADRS 反應譜上之示意圖

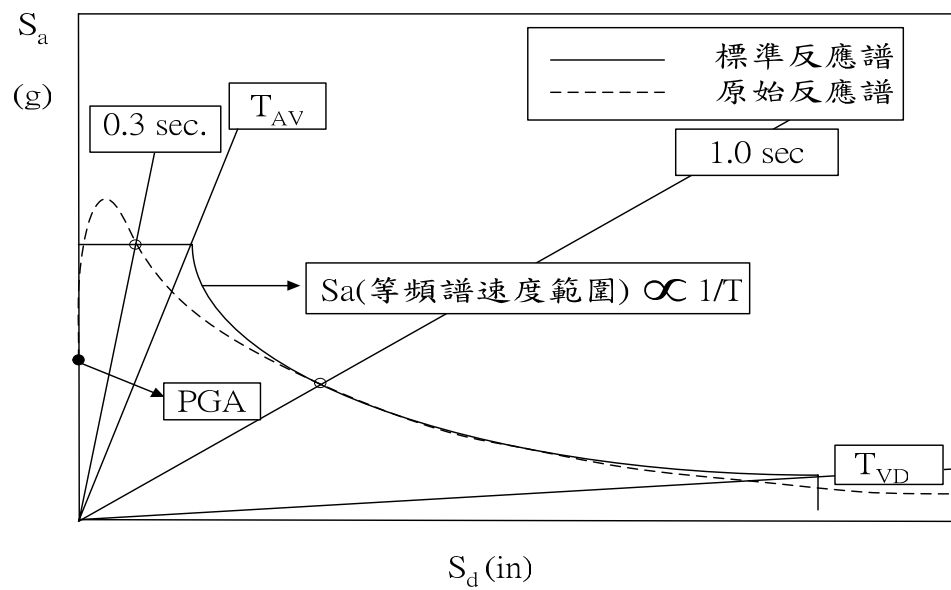


圖 3.2.7 標準反應譜

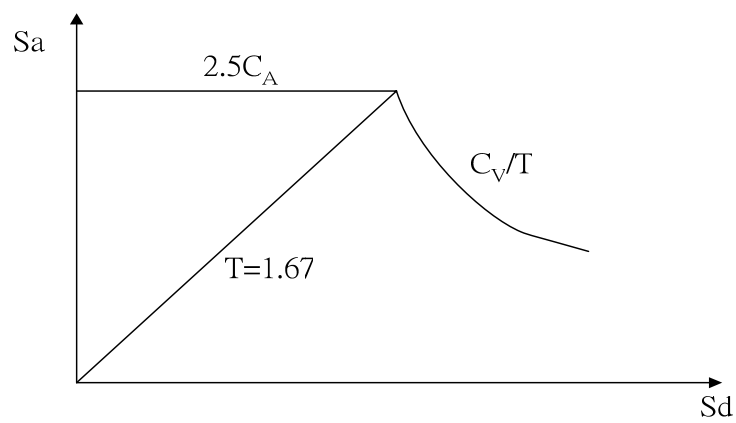


圖 3.2.8 需求頻譜示意圖

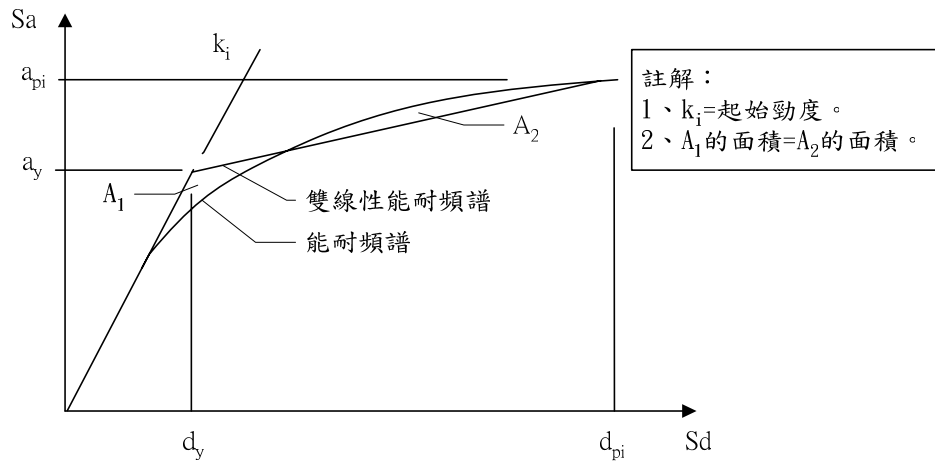


圖 3.2.9 能耐頻譜簡化為雙線性模式之示意圖

E_D =阻尼消散之能量=平行四邊形面積

E_{S0} =最大應變能= $a_{pi}d_{pi}/2$

β_0 =等值遲滯阻尼= $\frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}}$

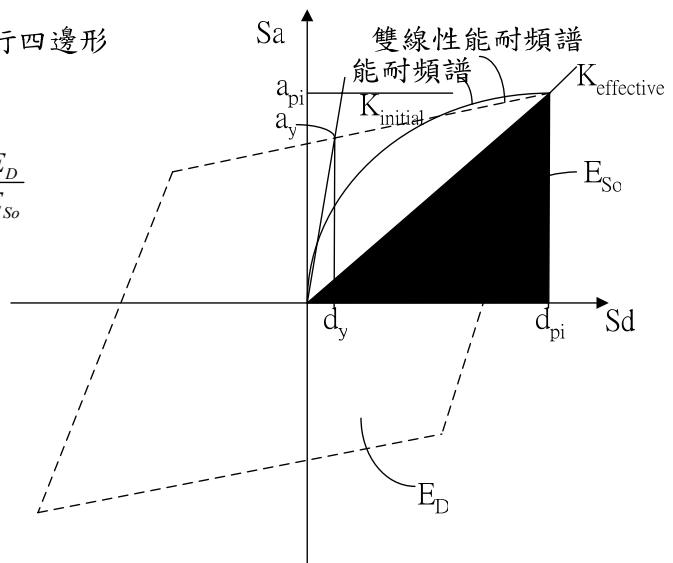


圖 3.2.10 等值遲滯阻尼示意圖

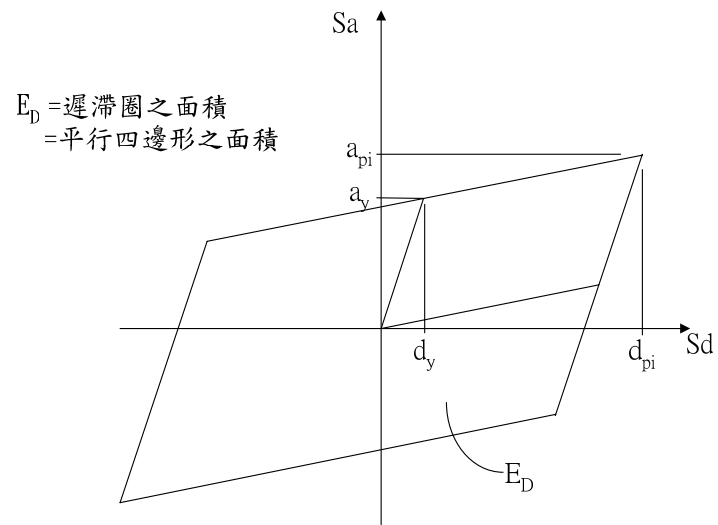


圖 3.2.11 由 E_D 阻尼導致之能量消散示意圖之一

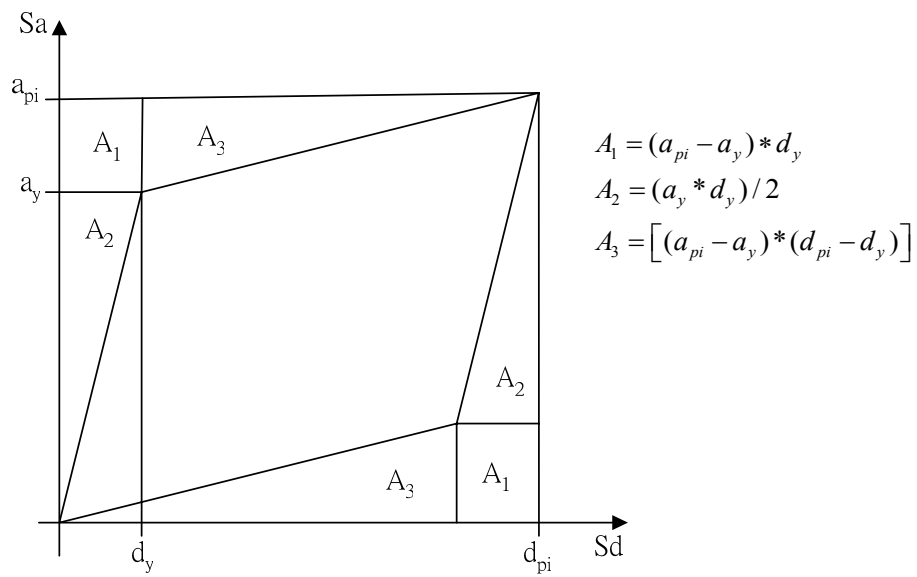


圖 3.2.12 由 E_D 阻尼導致之能量消散示意圖之二

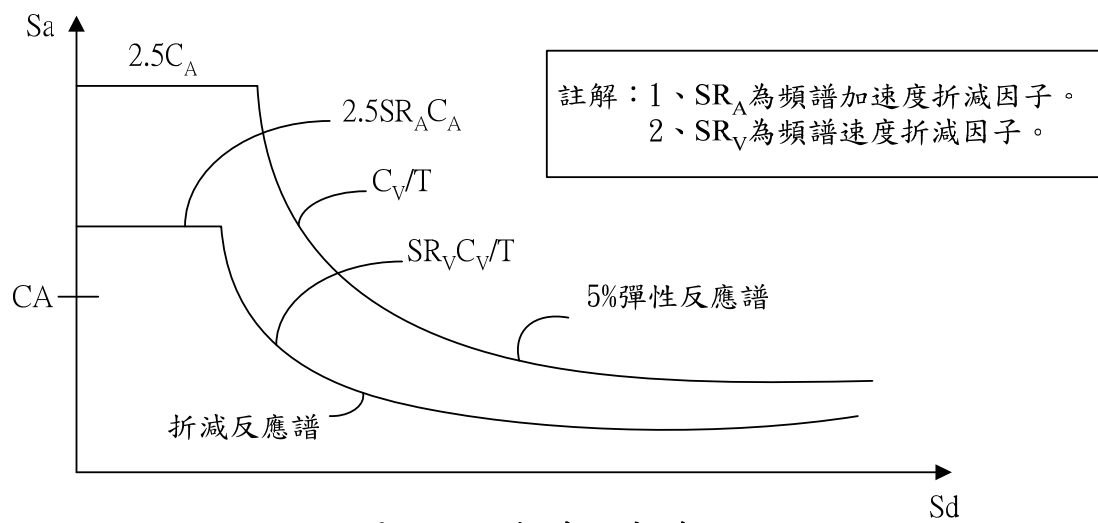


圖 3.2.13 折減反應譜

β_{eff} of 5%, 10%, 15%, 20%, 25%, 30%, 35%, and 40%

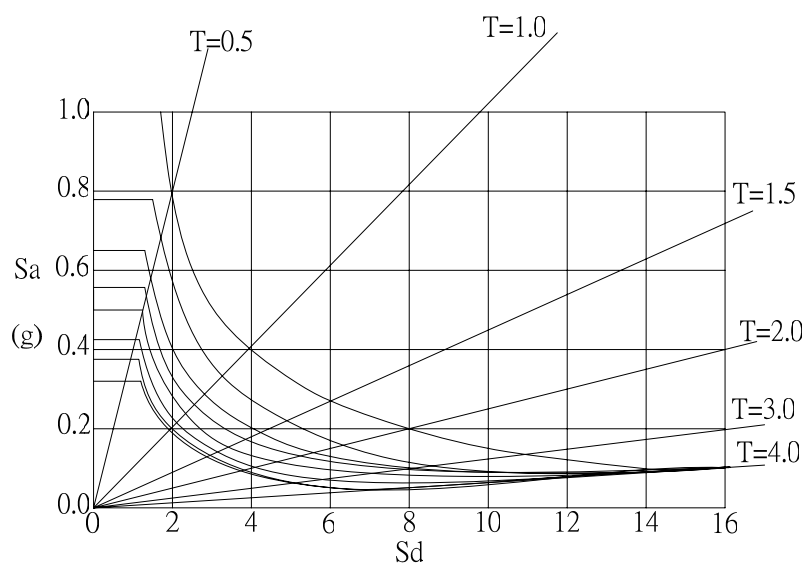


圖 3.2.14 ADRS 形式之需求頻譜

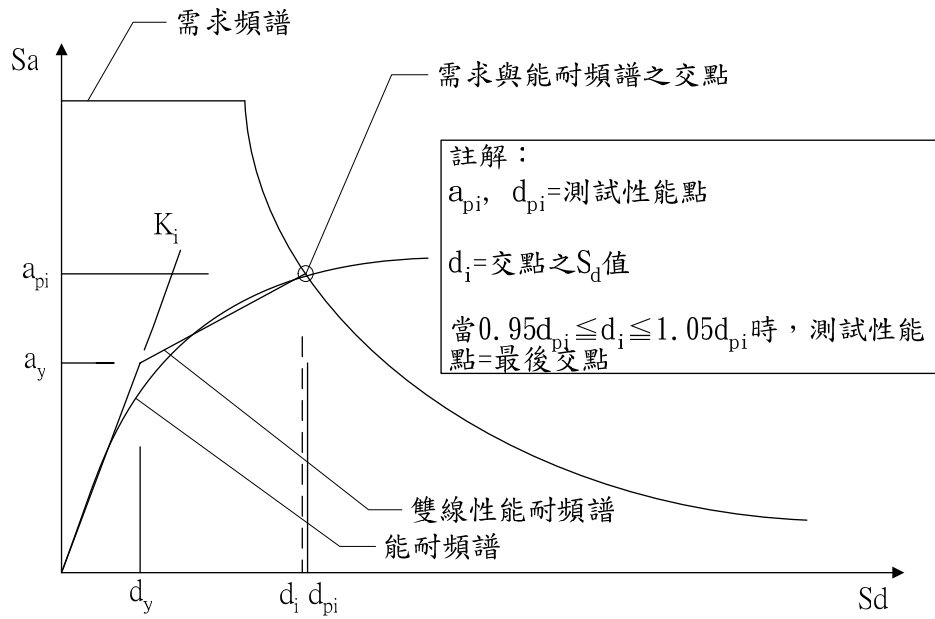


圖 3.2.15 於容許誤差下需求與能耐頻譜之交點

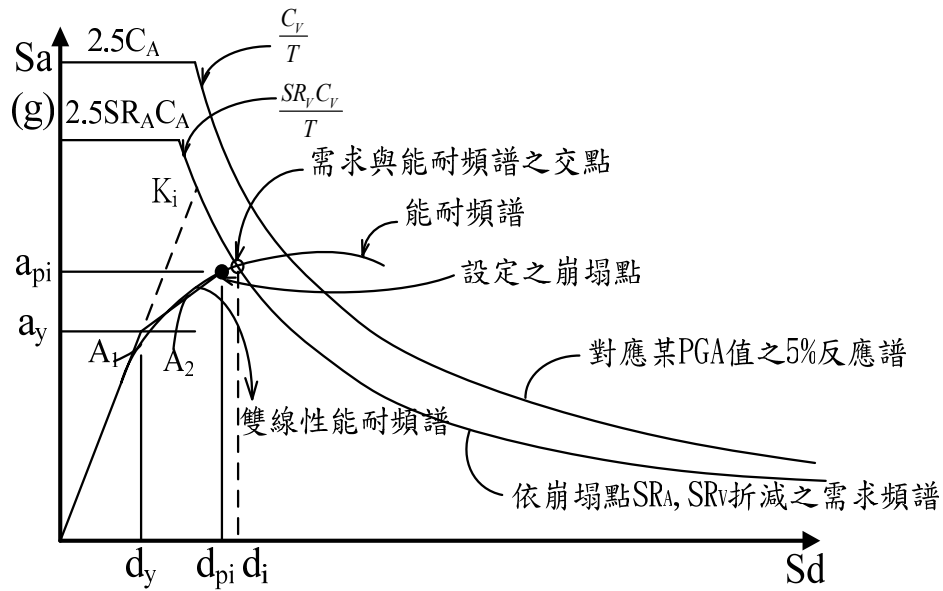


圖3.2.16 於容許誤差下崩塌地表加速度之求取

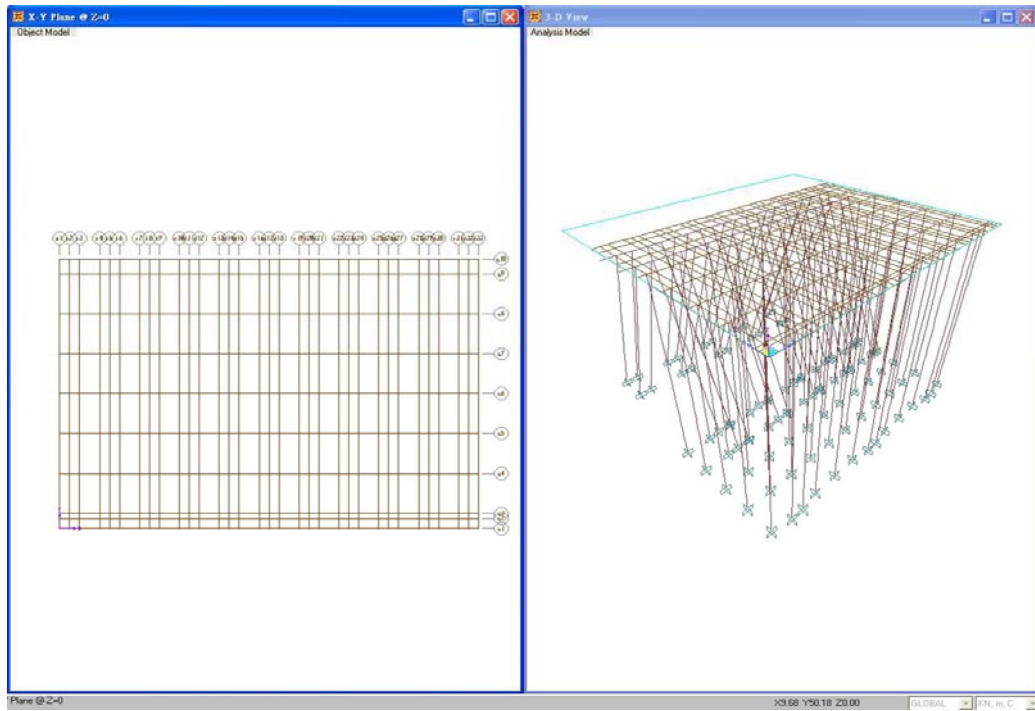


圖 3.2.17 西 3、4 號碼頭之 SAP2000 分析模型

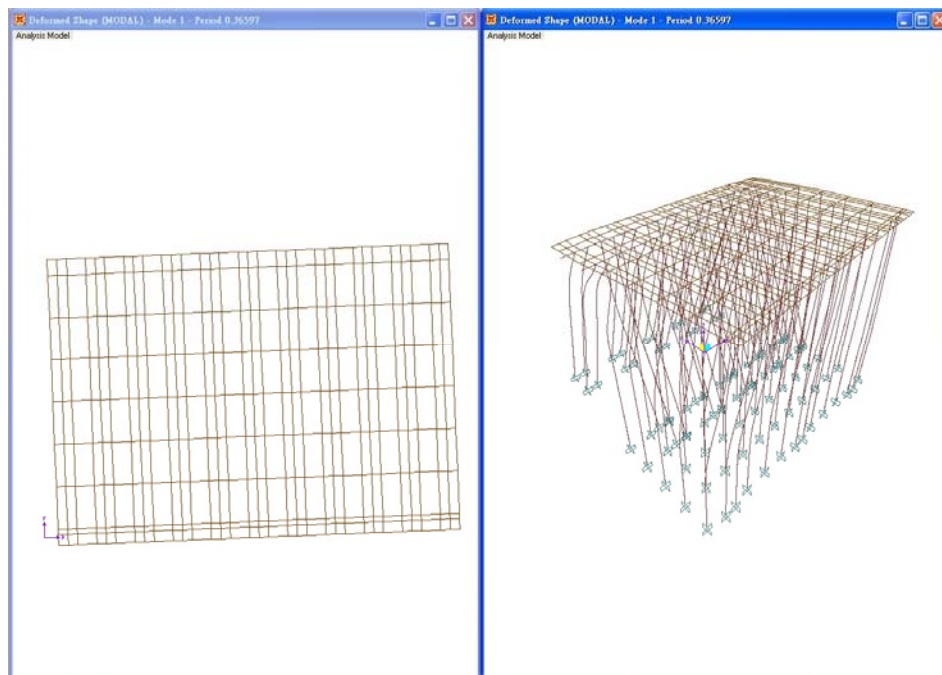


圖 3.2.18 西 3、4 號碼頭之第一振態

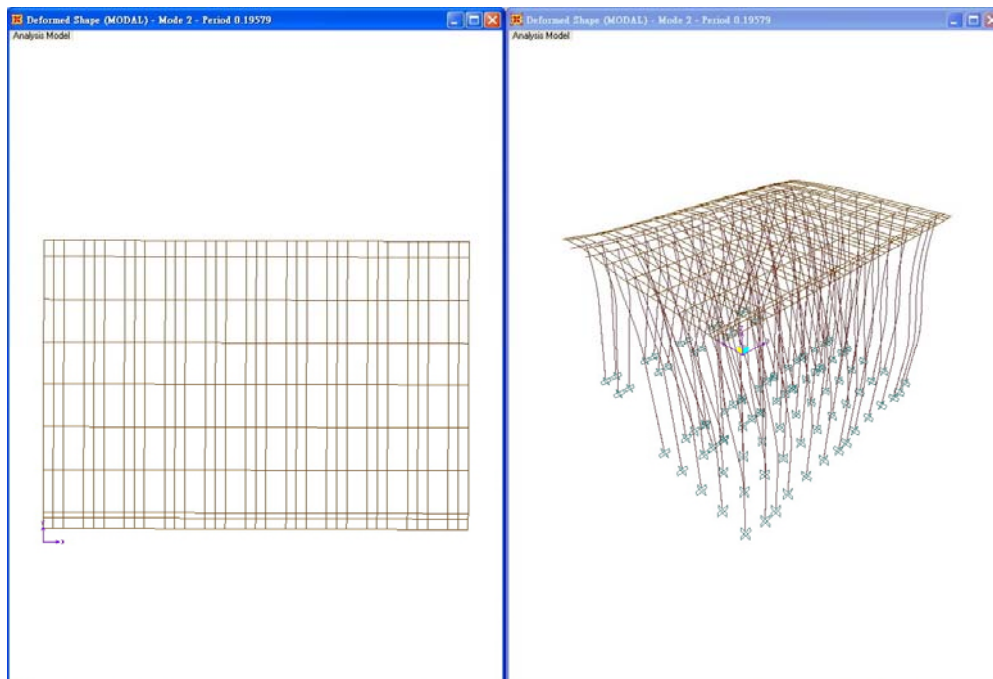


圖 3.2.19 西 3、4 號碼頭之第二振態

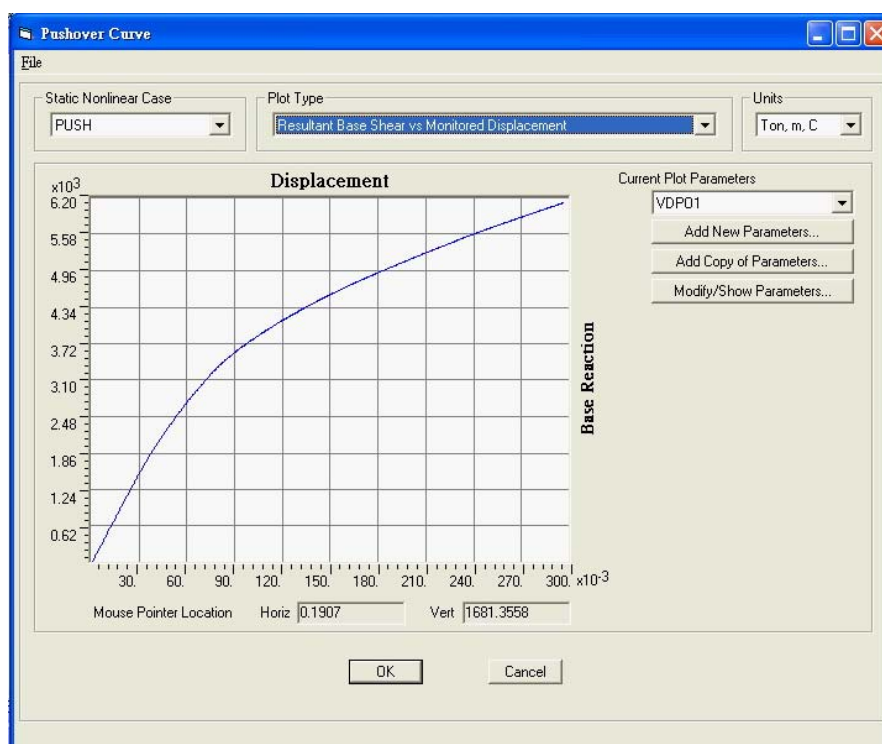


圖 3.2.20 西 3、4 號碼頭之能耐曲線

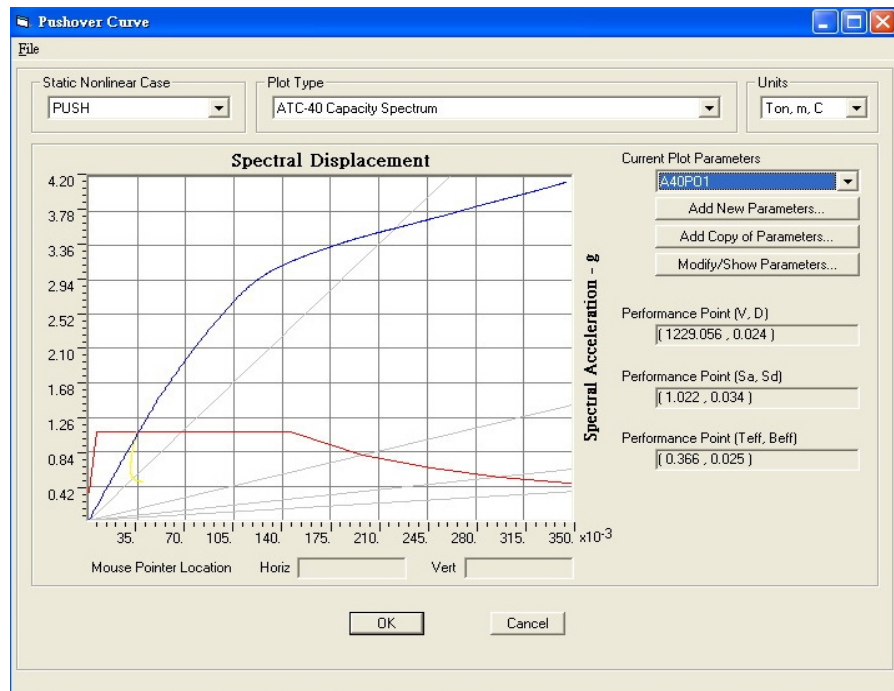


圖 3.2.21 西 3、4 號碼頭之能耐頻譜與 475 年回歸期之需求頻譜

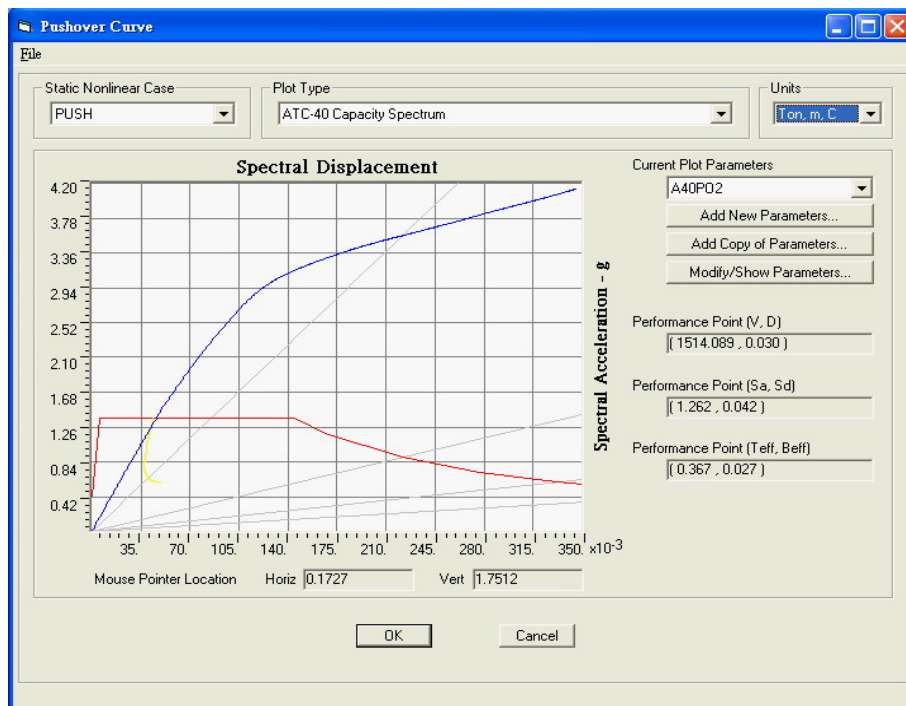
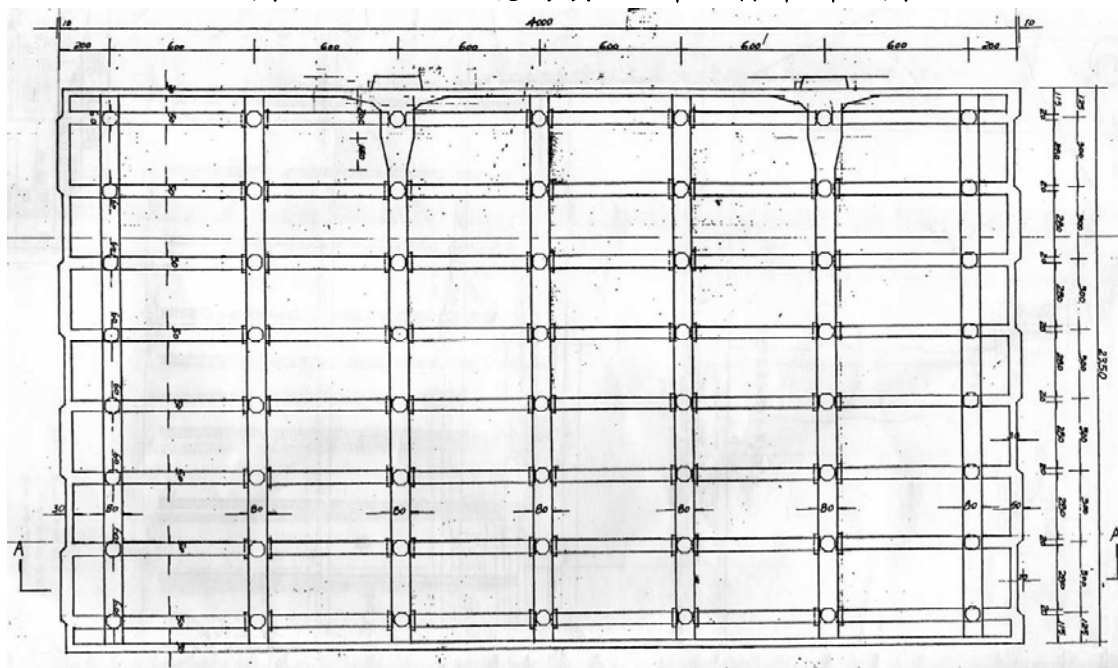
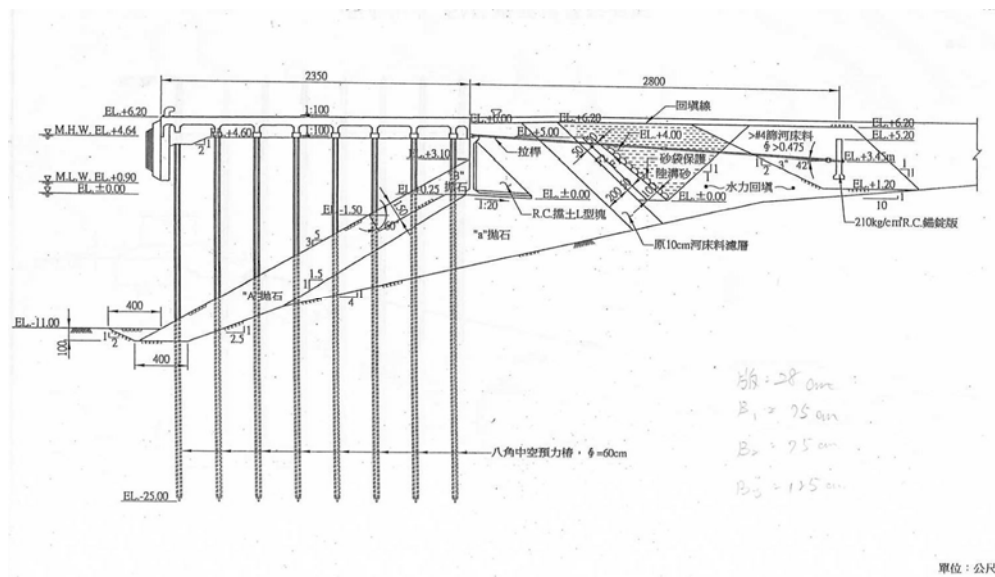


圖 3.2.22 西 3、4 號碼頭之能耐頻譜與 2500 年回歸期之需求頻譜



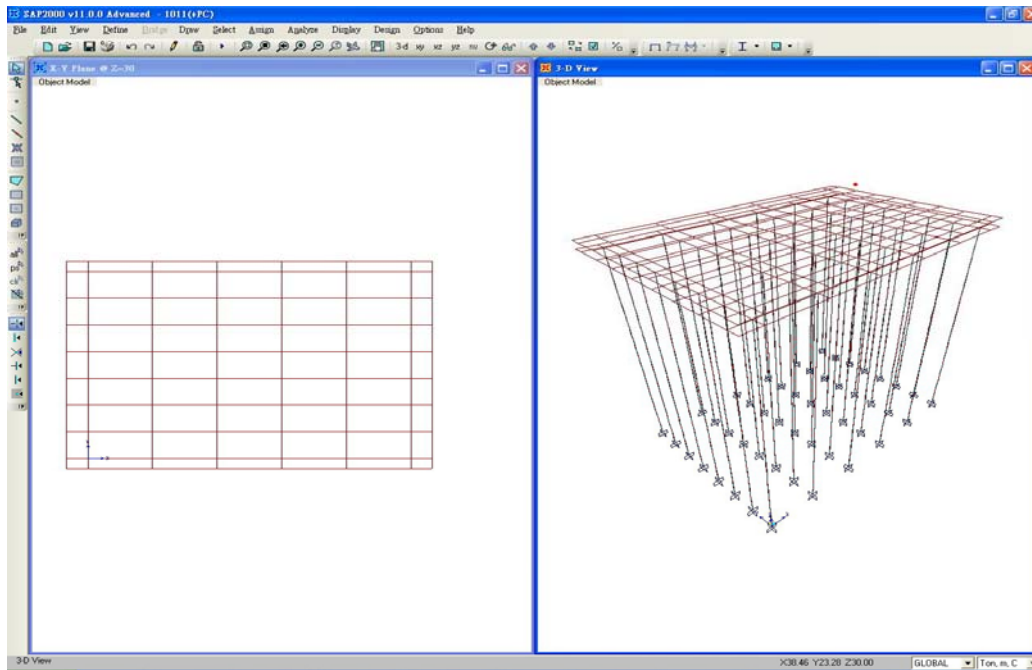


圖3.2.25 5~8號碼頭之SAP2000分析模型

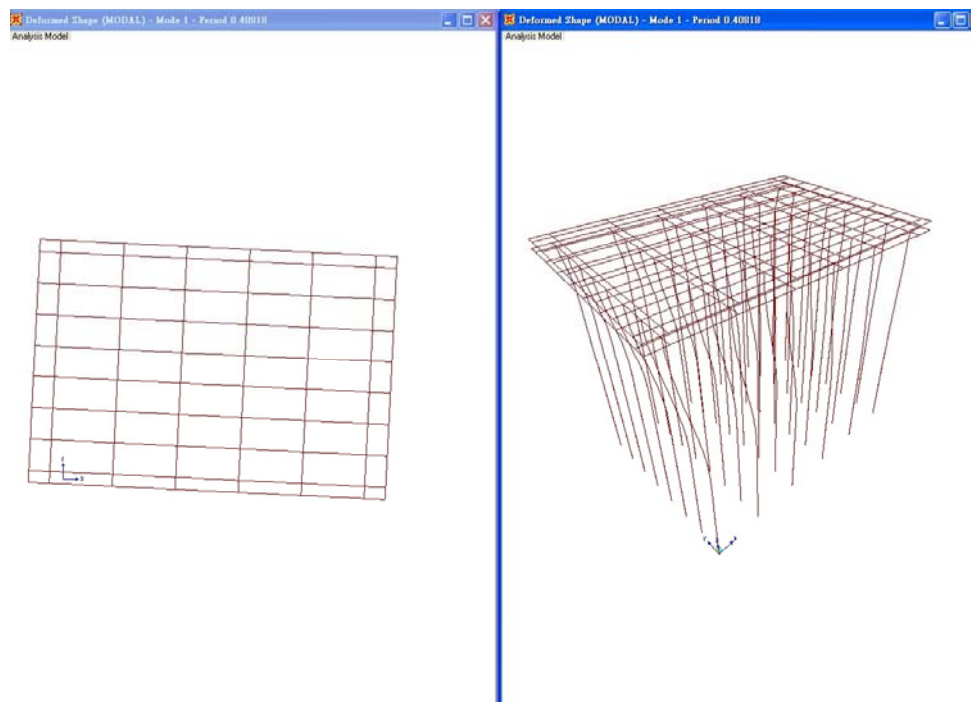


圖 3.2.26 5~8 號碼頭之第一振態

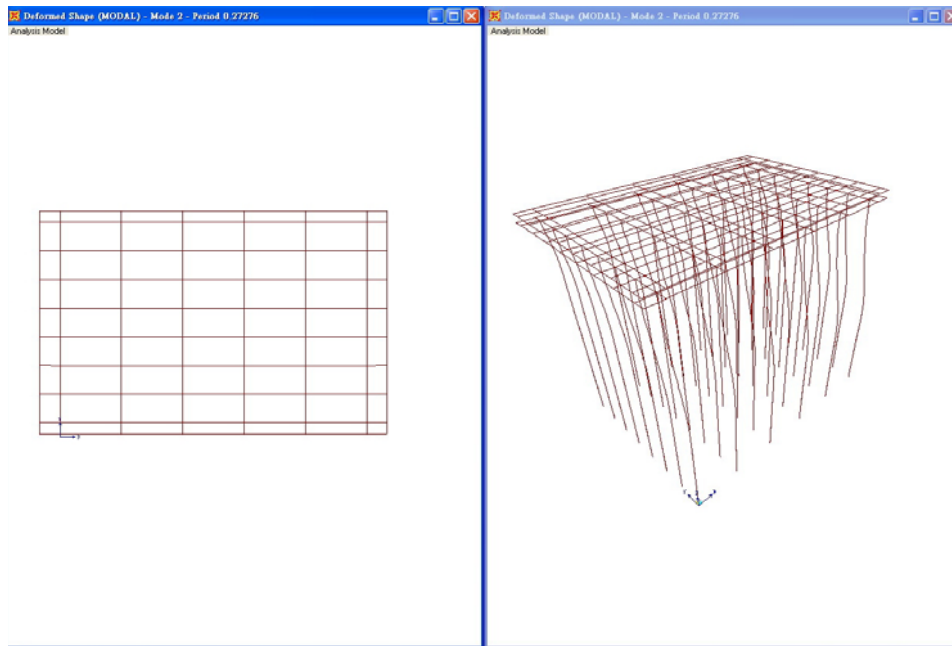


圖 3.2.27 5~8 號碼頭之第二振態

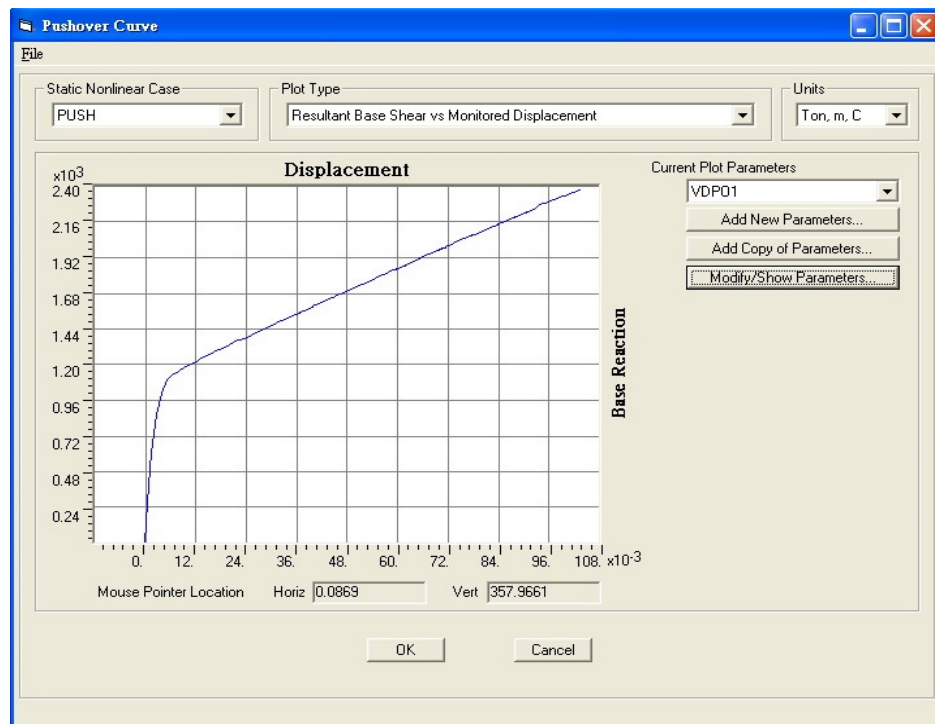


圖 3.2.28 5~8 號碼頭之能耐曲線

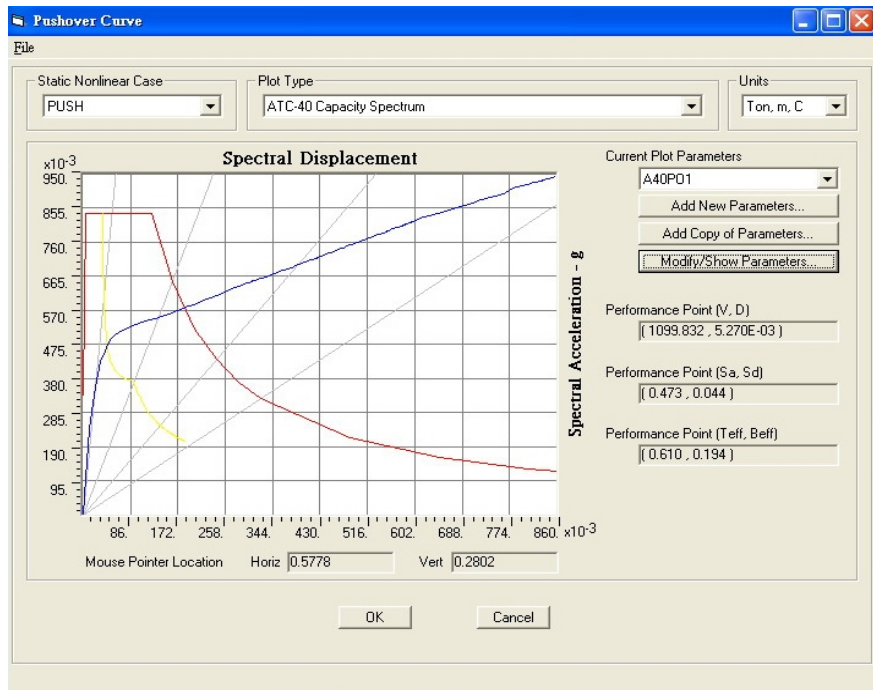


圖 3.2.29 5~8 號碼頭之能耐頻譜與 475 年回歸期之需求頻譜

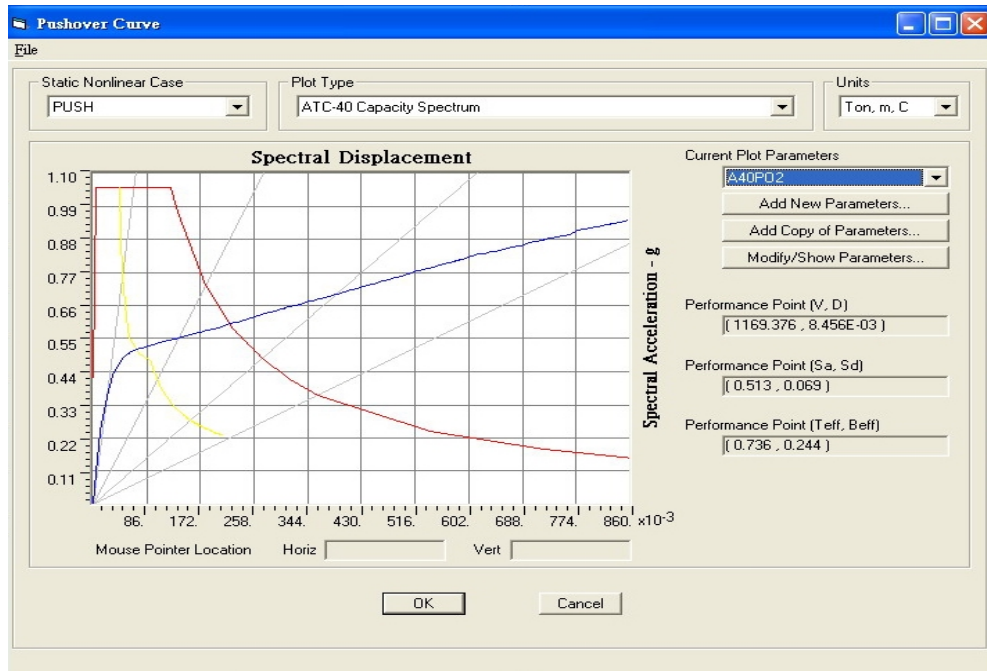
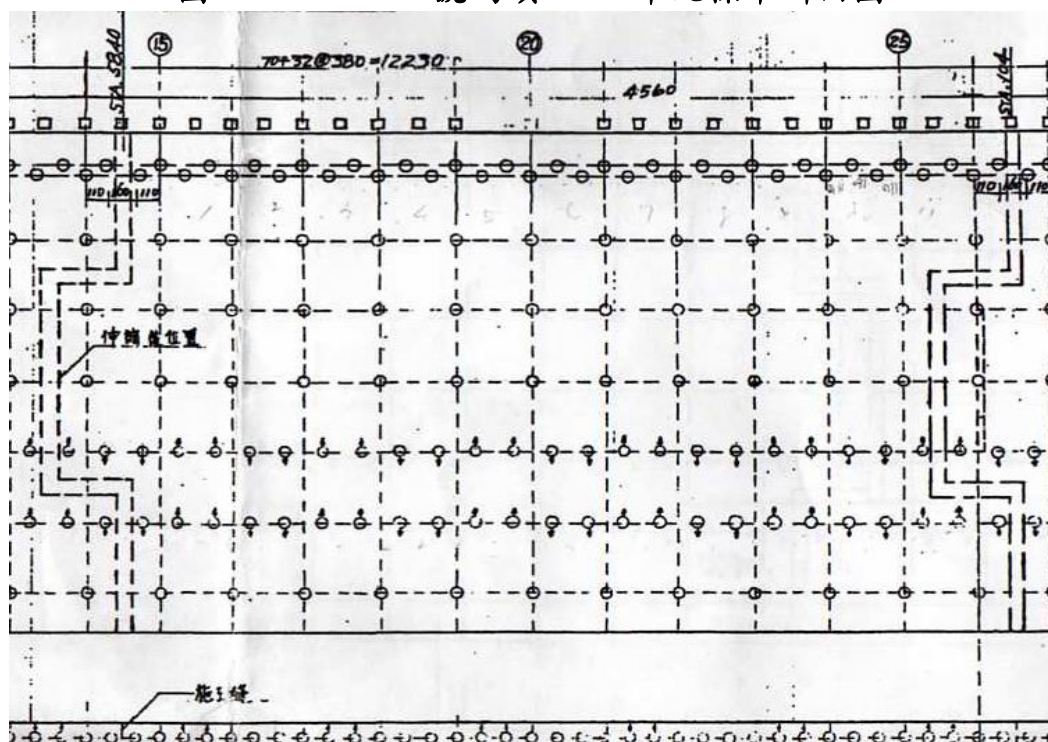
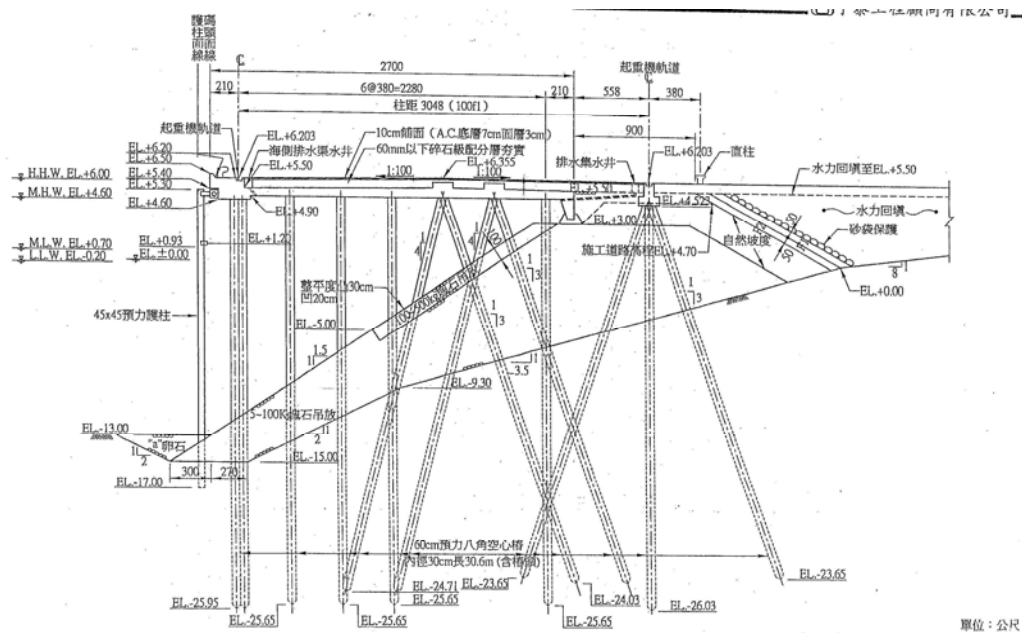


圖 3.2.30 5~8 號碼頭之能耐頻譜與 2500 年回歸期之需求頻譜



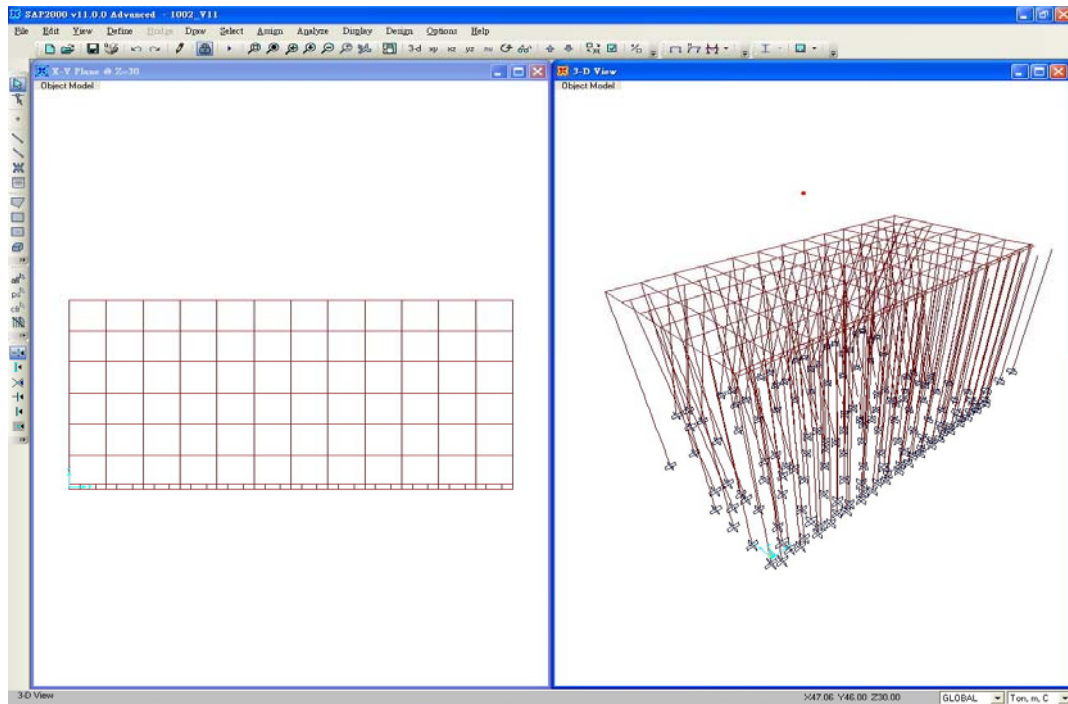


圖3.2.33 9~11號碼頭之SAP2000分析模型

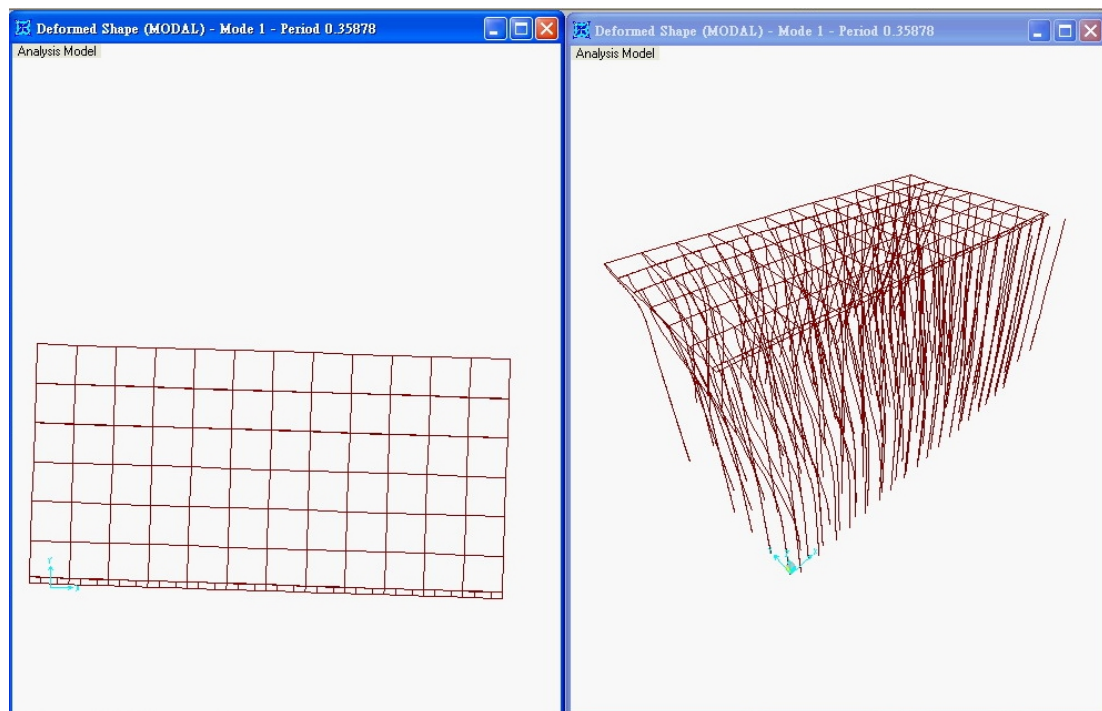


圖 3.2.34 9~11 號碼頭之第一振態

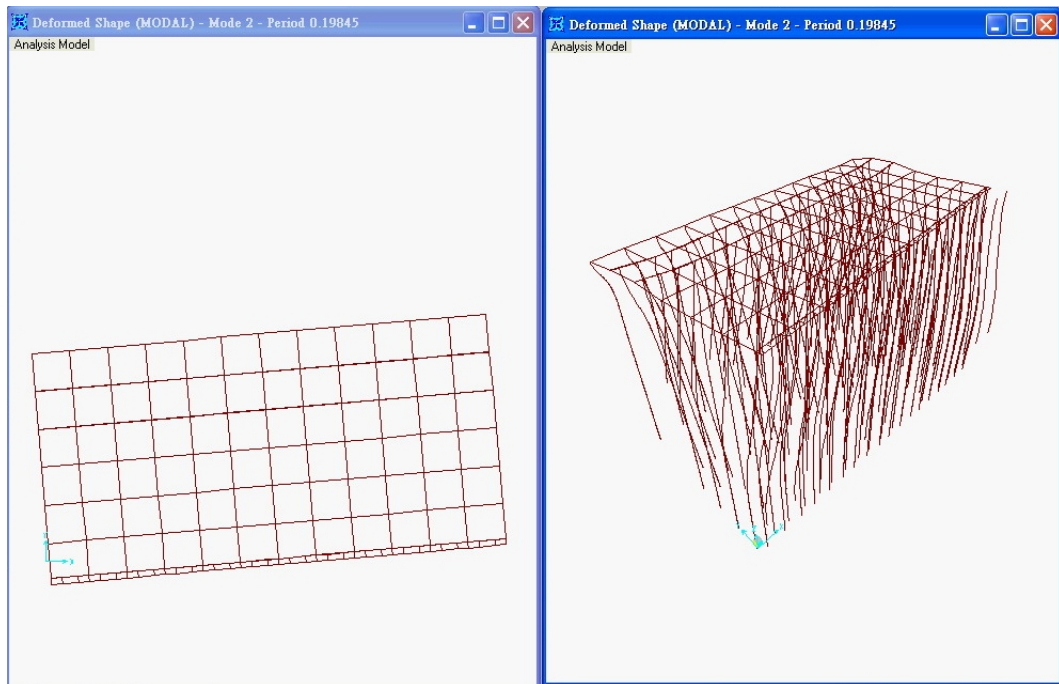


圖 3.2.35 9 ~ 11 號碼頭之第二振態

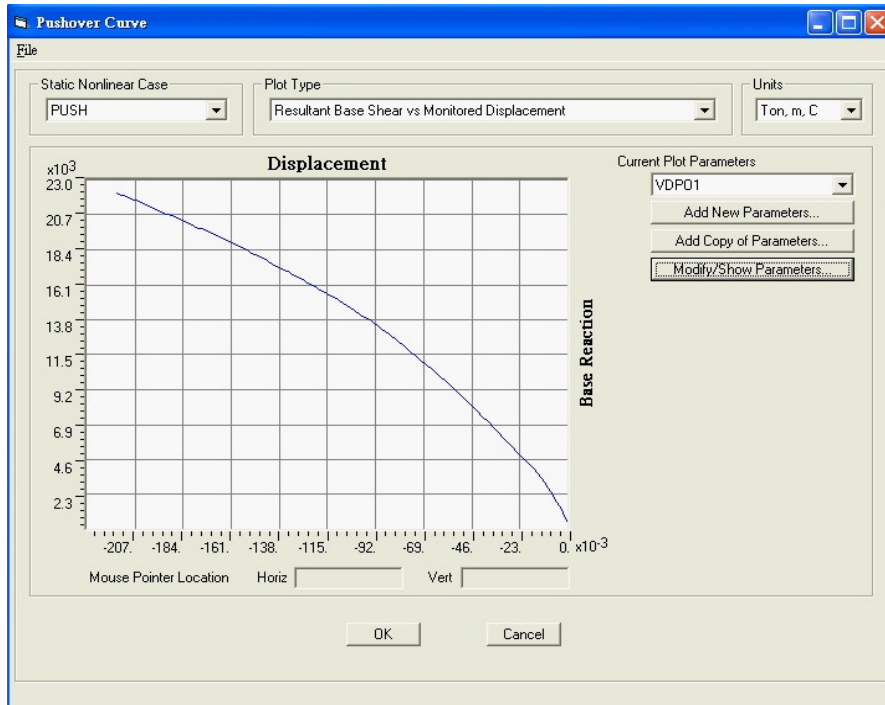


圖 3.2.36 9 ~ 11 號碼頭之能耐曲線

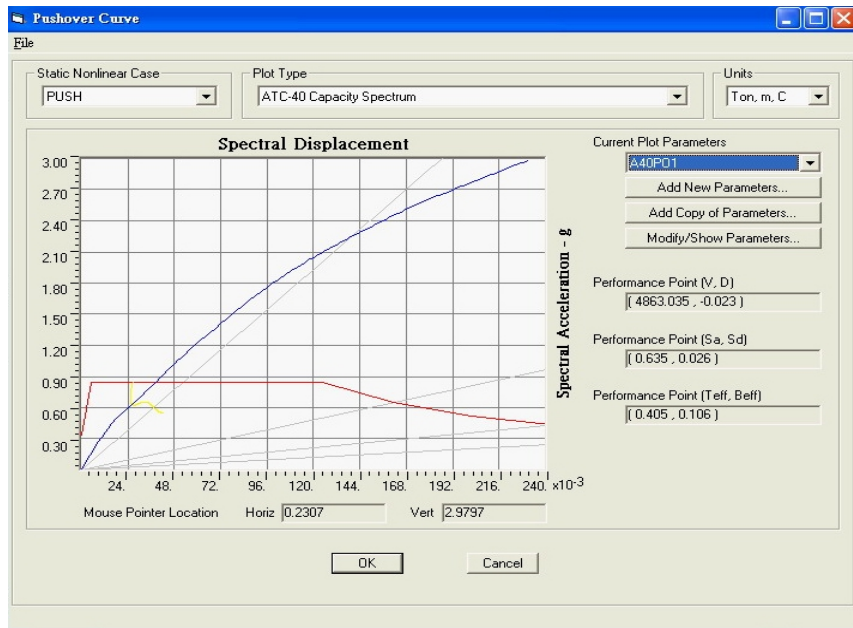


圖 3.2.37 9~11 號碼頭之能耐頻譜與 475 年回歸期之需求頻譜

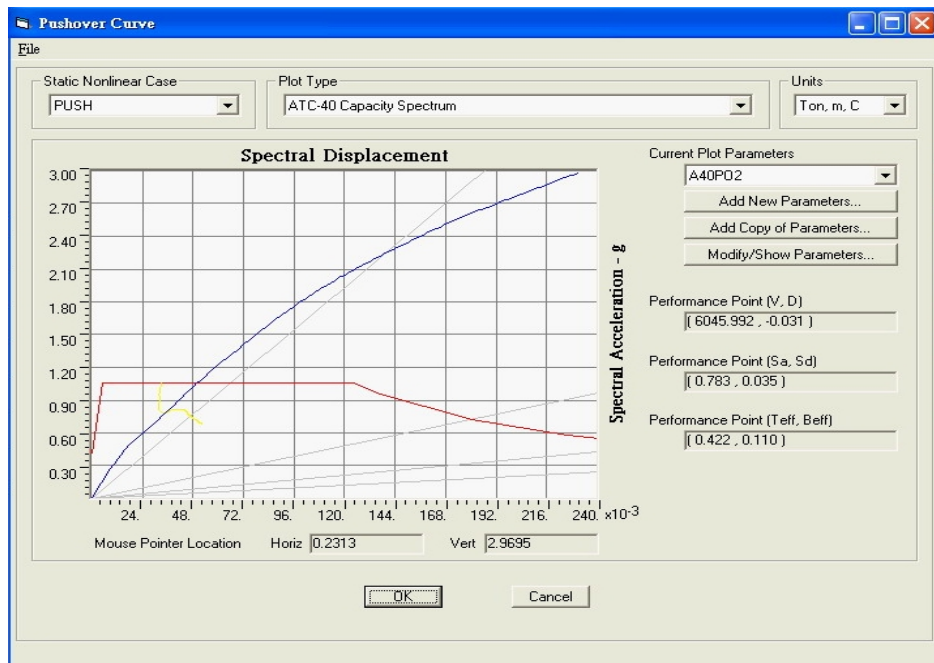


圖 3.2.38 9~11 號碼頭之能耐頻譜與 2500 年回歸期之需求頻譜

第四章 港灣構造物之災害境況模擬

臺灣位於環太平洋地震帶上，無時無刻不受地震災害威脅，為有效評估地震潛在危險程度與可能引致的災難與損失，多年來經由國家地震工程研究中心主導以及多位家學者的參與和努力，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。

4.1 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，在平時也可推估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難。

4.1.1 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，開發適用於台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，或修正分析模式參數。受限於初版系統的軟體架構不易更動，在新增分析功能與修改原始碼上相當並不方便，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。其他尚未加入系統的分析模組，亦將視需求、迫切性和相關單位配合資料庫收集建置之狀況逐步納入，目前正透過本研究計畫研擬與建立港灣構造物之分析模組。

4.1.2 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4.1.1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 4.1.2 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 4.1.2 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 4.1.2 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 4.1.3 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(4.1.1)式，亦即指相鄰之易損曲線的差值代表某損害狀態的機率。

$$P[DS = d_s | S_d = D] = P[DS \geq d_s | S_d = D] - P[DS \geq d_{s+1} | S_d = D] \dots (4.1.1)$$

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的參數。參考圖 4.1.4，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 4.1.5 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 4.1.5 所示，模型建物 W1L 內人員死亡的機率可表為：

$$P_{killed} = P_{d_2} P_{k|d_2} + P_{d_3} P_{k|d_3} + P_{d_4} P_{k|d_4} + P_{d_5} (P_{d_{51}|d_5} P_{k|d_{51}} + P_{d_{52}|d_5} P_{k|d_{52}}) \dots \dots \dots (4.1.2)$$

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：

$$E[N_{killed}] = NP_{killed} \dots\dots\dots (4.1.3)$$

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。

4.1.3 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的研擬訂定，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的設定，必須根據台灣地區所具有的環境、人文、工程背景與歷年震害特性，來研擬訂定本土化的分析參數，才更具實務應用價值。

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容量曲線。本研究即針對台中港區沉箱式與棧橋式碼頭結構進行相關資料之收集並進行分類，研擬適用的棧橋式碼頭易損性曲線之分析參數。研究成果將與地震災害損失評估系統（TELES）結合，並可作為推估港灣構造物在模擬地震作用下的損害程度與機率之依據。

一旦上述基本工作完成後，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。

4.2 港灣構造物震害評估架構

為將港灣構造物納入TELES系統中，其震害損失評估架構亦需依循圖4.1.1分析流程，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。其中有關第二項工程結構物損害評估之架構，對於港灣構造物而言，應可分為三個

步驟：

- 1.地震災害潛勢分析－研討地震震源特性參數及相關分析模型，進行危害度分析以建立地區震度潛能資訊，目的在於建立港灣構造物之耐震需求曲線。
- 2.港灣構造物容量曲線推估－考量結構型式與材料特性，研討港灣構造物在受到地震力作用時之反應與損害狀況，可採用規範簡易評估方法或數值分析方法推估而得，目的在建立港灣構造物之耐震容量曲線。
- 3.結構易損性曲線建立－易損性曲線可由各種型式港灣構造物之特性，在實際震害時的破壞調查資料統計分析而得；或透過動力分析，統計各種構件反應量，定義各種損傷狀態與前述地表震動參數之關係曲線。

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，透過港灣構造物損害評估模式，並配合結構易損性曲線，可推估結構物或設施的損害狀態機率和數量，不同型式的工程結構物都有其對應之易損性曲線。由於國內目前關於港灣結構或設施易損性曲線相關研究較少，尚無完整之參數值可供使用，因研究初期係著眼於整個分析模式的研擬與建置，故將先參考HAZUS 99所定義之預設值來設定。但由於這些參數值並非全部適用於台灣地區，對於部分較不適用的參數或本土災損資料較充分之結構物或設施，後續亦將實際透過易損性分析，來校正原有之易損曲線參數或重新建立其易損曲線。

HAZUSS 99將港灣結構或設施分成四類，濱水結構物(waterfront structures)、起重搬運設備(cranes and cargo handling equipment)、倉庫(warehouses)以及燃料設施 (fuel facilities)，每類結構物皆對應兩條建議之易損性曲線，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。因此，未來在校正或重建易損曲線時，或可參考上述方式，依引致結構物損害之強地動條件來選定易損曲線之強地動需求參數。

4.3 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（常用之強地動因子有PGA、PGV、PGD、Sa等），結構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。由於易損性曲線與損害程度的不確定性，其所需分析參數值的訂定可依照歷史性震災的經驗、數值分析或可參考專家的意見。

本研究在考量港灣設施的地震災損影響方面，主要著重於營運觀點，因此在易損曲線之建立上，係由功能性觀點出發。本節即針對港灣構造物之沉箱式碼頭與棧橋式碼頭，說明其易損性曲線之分析方法與流程，並提出案例之分析結果以供參考。

4.3.1 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。

沉箱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。沉箱式碼頭結構之

易損曲線分析流程，如圖 4.3.1 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，根據前人代表性之沉箱式碼頭受震行為研究與分析結果，掌握實際沉箱式碼頭受震破壞之機制與重要影響因素。
2. 建立沉箱式碼頭標準斷面分析模型，並決定其分析參數。
3. 建立可針對沉箱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沉箱式碼頭結構物之易損性曲線。

針對沉箱式碼頭而言，經由 921 震災調查與分析結果以及前人研究所得，發現可明確量化評估沉箱式碼頭損壞情況之參數仍以碼頭受震滑移量為主，而為了建立易損性曲線需要大量的地震樣本進行分析，歸納分析結果與損壞等級並計算出損壞等級之機率分佈，若考量其分析方法之經濟性與時效性，如此一來勢必無法以 FEM 或 FDM 等複雜之數值程式大量進行碼頭滑移量分析；此外，碼頭受震滑移受到整體碼頭配置以及背填區土壤不同液化程度之影響，這些影響因素應該在易損分析所選用之分析方法加以考量；碼頭受震滑移行為應採用歷時分析為主且所得結果較具有代表性。

綜合上面各項因素，本研究選用 Newmark 塊體滑動分析方法作為易損分析中針對沉箱式碼頭受震滑移量之分析模式，此方法已廣泛應用於邊坡受震分析以及港灣設施受震分析，且該分析方法可考慮不同條件（如碼頭幾何型式與配置、背填土液化程度、碼頭補強後之支

撐系統等)下沉箱式碼頭之受震滑移量，實為可有效分析碼頭受震滑移量之代表性方法。

以下就沉箱式碼頭易損性曲線之建立，分別針對臺中港沉箱式碼頭各代表性斷面與其設計參數、臺中港港區土層液化分析以及其對沉箱式碼頭穩定性影響、滑動塊體法分析與初步沉箱式碼頭易損性曲線之建立敘述說明。

4.3.1.1 臺中港沉箱式碼頭與代表性分析斷面

臺中港沉箱式碼頭包含了北碼頭區的 1~4 號碼頭與 4A 碼頭，中突堤區的 23~25 號碼頭以及西碼頭區的西 1 碼頭共九座，各碼頭的主要設計參數與功能用途可參見表 4.3.1 所示。

由於臺中港經歷 921 集集地震後，1~4 號及 4A 碼頭皆有程度不一的災損情況，造成沉箱碼頭側移、背填土下陷以及港灣碼頭附屬設施如倉儲設備、軌道及管線受損等災情。經復建後臺中港 1~3 號與 4 號碼頭除了修復原有碼頭結構與背填土外，並在沉箱結構施以高耐索（Tible）與錨樁系統增加沉箱碼頭之穩定性，與其他沉箱碼頭有所不同，具有特殊代表性，故在此選擇復建後臺中港 1~3 號與 4 號碼頭為沉箱式碼頭易損性曲線之代表性分析剖面。此外，位於臺中港中突堤區的 23~24 號碼頭及西碼頭區的西 1 碼頭，由於考慮這些碼頭位置與其功能用途之代表性，亦選為本研究沉箱式碼頭易損性曲線之分析斷面。

臺中港 1~3 號碼頭位於臺中港區北端之北碼頭區範圍，主要用於穀類、油品倉儲運輸之用。碼頭區高程均為+6.2m，平均海側水深為 15.7m，沉箱寬度為 17.6m，高度為 19.2m，沉箱碼頭基礎為厚約 1m 之塊石及 1m 厚之卵石基礎拋石。修復後碼頭背填土以卵石與河床料之濾層回填，其上再以水力回填砂回填。在沉箱背部以 F-T200 之高耐索連接錨樁固定，錨樁距離沉箱 32m 處，為直徑 0.8m、樁長 20m 之鋼管樁，其高耐索之設計拉力強度為 100ton，每根鋼索間距為 2.1m。臺中港 1~3 號修復後設計斷面圖如圖 4.3.2 所示。

臺中港 4 號碼頭同樣位於臺中港區之北碼頭區，主要用途為液體倉儲運輸之用。碼頭區高程均為+6.2m，平均海側水深為 13.7m，沉箱寬度為 16.12m，高度為 17.2m，沉箱碼頭基礎為厚約 1.4m 之塊石及 0.6m 厚之卵石基礎拋石。碼頭基礎浚挖坡度為 EL.0 以上為 1：8，EL.0 以下為 1：3.5，其上再施以卵石、濾料、級配以及回填砂回填。在沉箱背部以 F-T160 之高耐索連接錨樁固定，錨樁距離沉箱 28m 處為直徑 0.6m、樁長 20m 之鋼管樁，其高耐索之設計拉力強度為 82ton，每根鋼索間距為 1.915m。臺中港 4 號修復後設計斷面圖如圖 4.3.3 所示。

臺中港 23~24 號碼頭位於臺中港區中央地區之中突堤區範圍，主要用於雜貨運輸之用，碼頭區高程均為+6.2m，平均海側水深為 12.7m，沉箱寬度為 15.6m，高度為 16.2m，沉箱碼頭基礎為厚約 1.2m 之塊石及 1.2m 厚之卵石基礎拋石。23~24 號碼頭基礎浚挖坡度為 EL.0 以上為 1：8，EL.0 以下為 1：3.5，其上再以水力回填砂回填。臺中港 23~24 號碼頭之標準設計斷面，如圖 4.3.4 所示。

臺中港西 1 碼頭位於臺中港區西碼頭區範圍，主要用途為管線運輸之用，碼頭區高程均為+6.2m，平均海側水深為 15.7m，沉箱寬度為 17.15m，高度為 19.2m，沉箱碼頭基礎為厚約 1.2m 之塊石及 1m 厚之卵石基礎拋石。西 1 碼頭基礎浚挖坡度同樣為 EL.0 以上為 1：8，EL.0 以下為 1：3.5，其上再以水力回填砂回填。臺中港西 1 碼頭之標準設計斷面，如圖 4.3.5 所示。

整個沉箱式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,1997)。

本研究根據各碼頭標準斷面資料以及前人針對臺中港區碼頭受震評估研究分析結果，將沉箱與碼頭背填土壤參數予以適當之假設，其中，沉箱之總單位重 γ_{st} 為 2 t/m^3 ，沉箱與基礎拋石之間摩擦係數 μ

$=0.6$ ，海水單位重為 1.03 t/m^3 ，整體背填土壤之抗剪角 $\phi=35^\circ$ ，單位重 r 為 1.8 t/m^3 ，地下水位面下之土壤有效單位重 r' 為 1.0 t/m^3 。沉箱牆面與垂直面夾角 Ψ 為 0° ，同時為了保守起見，壁土間的摩擦角 δ 亦假設為 0° ，如此一來背填土壤之動態土壓力作用於沉箱時，不至於產生垂直向下分量使得沉箱所受之正向力增加，進而增加沉箱滑動時之摩擦阻抗。圖 4.3.6 至圖 4.3.9 分別為本研究針對 1~3 號碼頭、4 碼頭、23~24 號碼頭以及西 1 碼頭分析斷面所採用之各項參數。

4.3.1.2 臺中港港區土壤液化分析

在 921 大地震時，臺中港 1~3 號沉箱碼頭外移 0.5 至 1.7m，4 號沉箱碼頭則外移 0 至 0.5m，4A 號沉箱碼頭外移極微，而且碼頭後線發現大量之液化噴砂現象。根據研究顯示沉箱式碼頭在受到地震力時，若背填土壤發生液化，會產生液化之側壓力，造成港灣構造物更加不穩定（陳與黃，2000；賴，2001；Ishibashi and Madi，1990）。由此可知，港區碼頭背填土壤之液化程度，對於港灣構造物之受震行為影響甚大，必須於構造物耐震能力評估時加以考慮。

1. 液化評估方法

本研究根據建築物耐震設計規範中第 11.1.3 節砂土層之液化潛能判定方法，針對臺中港區來進行土壤液化分析，此一方法乃是依 1996 年日本「道路橋示方書 V 耐震設計編」中所提到的評估方法，概述如下。

液化之評估由液化抵抗率 F_L 值決定之。 F_L 值小於 1.0 時，即可判定該土層可能液化。

$$F_L = \frac{R}{L} \dots\dots\dots (4.3.1)$$

上式(4.3.1)中 L 為地震引致之土壤剪應力與有效覆土壓力之比值，可表示如下：

$$L = \gamma_d \frac{A \sigma_0}{g \sigma_0'} \dots\dots\dots (4.3.2a)$$

$$\gamma_d = 1.0 - 0.015x \dots\dots\dots (4.3.2b)$$

$$\sigma_0 = \{\gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2} (x - h_w)\} / 10 \dots\dots\dots (4.3.2c)$$

$$\sigma_0' = \{\gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2}' (x - h_w)\} / 10 \dots\dots\dots (4.3.2d)$$

其中，

γ_d ：地震時尖峰剪應力比沿深度方向之折減係數。

A ：水平地表加速度。

σ_0 ：總覆土壓力 (kgf/cm²)。

σ_0' ：有效覆土壓力 (kgf/cm²)。

x ：受評估土層距離地表面之深度 (m)。

γ_{t1} ：地下水位面上方之土壤單位體積重 (tf/m³)。

γ_{t2} ：地下水位面下方之土壤單位體積重 (tf/m³)。

γ_{t2}' ：地下水位面下方之土壤有效單位體積重 (tf/m³)。

h_w ：地下水位之深度 (m)。

另外，式(4.3.1)中 R 表示土壤抵抗液化強度與有效覆土壓力之比值，即反覆三軸剪力強度比，可依(4.3.3)計算：

$$R = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \times (N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases} \dots\dots\dots (4.3.3a)$$

對砂質土而言：

$$N_a = C_1 N_1 + C_2 \dots\dots\dots (4.3.3b)$$

$$N_1 = 1.7 \times \frac{N}{(\sigma'_0 + 0.7)} \dots\dots\dots (4.3.3c)$$

$$C_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 40)/50 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ FC/20 - 1 & (60\% \leq FC) \end{cases} \dots\dots\dots (4.3.3d)$$

$$C_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC - 10)/18 & (10\% \leq FC) \end{cases} \dots\dots\dots (4.3.3e)$$

其中，

R ：反覆三軸剪力強度比。

N ：由標準貫入試驗所得之 N 值。

N_1 ：以有效覆土壓力 1kgf/cm^2 等值換算求得之 N 值。

C_1 、 C_2 ：與細料含量 FC 相關之 N 值修正係數。

2.臺中港港區代表性地層資料

根據初步蒐集之資料顯示（陳圭璋，1993），臺中港區之地盤構造係屬新第三紀地槽盆地中之臺西～臺中構造盆地，地表為大甲溪和烏溪沖積形成之幼年期海岸平原，屬全新世現代沖積層，地勢低平。地層自東向西傾斜，土層極厚，達300m深以上。地質組成大致可分為砂質土壤、粉土及黏土夾層，部分地區在深達20m才夾有黏土層及粉土，偶有礫石層出現。碼頭後線之基礎土壤，多為未經適當地質改良之水力回填地。由港區26號碼頭觀測站30m地震監測孔地質調查概況（圖4.3.10）以及港區26號碼頭觀測站300m地震監測孔地質調查概況（圖4.3.11）之資料可知，臺中港區場址確屬軟弱沖積地盤，且在200m深度範圍內並未存在岩石基盤。

本研究選定此一鑽孔作為臺中港區代表性之地質資料，根據此鑽探資料以上節所述之評估方法進行液化評估分析，可得出碼頭背填土在不同液化程度下所需之PGA門檻，藉此反映至稍後的沉箱式

碼頭擬靜態分析與滑動位移分析中，進一步求得港區沉箱式碼頭初步之易損性曲線，作為地震災損評估之用。

3.背填土液化分析結果

由碼頭觀測站30m地震監測孔地質調查資料（圖4.3.10），針對地下水位以下至地表下深度20m處土層進行液化評估分析，為了分析方便起見並且考慮與擬靜態分析、滑動量分析的關聯性，在此假設土層在地下水面上之單位重為 1.8 t/m^3 ，地下水位面下之有效單位重為 1.0 t/m^3 ，並以鑽探資料所得之SPT-N值與細料含量FC，來進行921地震時土層液化評估與液化程度PGA門檻值之反算分析。

(1)921地震分析結果

在921地震時，鄰近台中港之清水國小測站（TCU059）所記錄之NS向PGA約為 162 gal ，本研究以此測站紀錄為分析依據來進行液化評估。分析結果顯示，在深度 $12.5\text{m} \sim 15.5\text{m}$ 及 $17\text{m} \sim 18.5\text{m}$ 處液化抵抗率 F_L 值小於1.0，顯示該處已有液化發生。此一現象顯示若以921地震紀錄針對沉箱式碼頭擬靜態分析與滑移量進行分析時，必須考慮背填土部分液化後對於整個沉箱土壤系統安全係數 F_s 以及臨界加速度 N 之影響。

(2)液化程度PGA門檻值反算分析

由式(4.3.1)與式(4.3.2a)可知土壤液化與PGA有關，隨著PGA增加土層液化範圍也會隨之增加。因此，本研究針對背填土不同液化深度範圍之PGA門檻值 A_L 進行分析，由於本研究所選取之四個不同碼頭分析斷面之陸側地下水位高度不一，若以圖4.3.6中1~3號碼頭沉箱式碼頭斷面為分析模型，碼頭背填土在地下水位面以下之範圍 h_l 為 16.93m ，假設 h_L 為由沉箱底部高度起算之背填土液化高度，則可定義碼頭背填土液化程度參數 α_L 如下

$$\alpha_L = \frac{h_L}{h_l} \dots\dots\dots (4.3.4)$$

當 $\alpha_L=0$ 時，表示碼頭背填土沒有液化發生； $\alpha_L=1$ 時，則表示背填土在地下水位面下已完全液化。根據台中港港區代表性地質參數資料，分別反算當碼頭背填土液化程度參數 $\alpha_L=0、0.25、0.5、0.75、1$ 時之PGA門檻值 A_L ，分析結果如圖4.3.12(a)所示。當PGA=0.13g時，背填土土層剛要開始發生液化；而當PGA持續增大至0.323g，此時背填土土層在沉箱高度範圍內則是剛處於完全液化的狀況。若針對4號碼頭、23~24號碼頭及西1碼頭斷面之液化門檻值反算分析，則如圖4.3.12(b)~(d)所示。

分析結果顯示港區背填土層液化發生順序是由沉箱底部所在之土層向上發展至水位面所在之土層，而在稍後的沉箱穩定性分析中背填土部份液化之分析模型，所設定之液化土層範圍亦是根據此一分析結果。

4.3.1.3 沉箱式碼頭穩定性分析

臺灣地區於1986年與1999年分別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。其中民國75年11月15日，花蓮東方約25km海底發生規模6.8之強烈地震，此地震在蘇澳港引致之地表水平最大加速為0.2g，造成沉箱碼頭側移20~50cm，碼頭後線並未發現液化之噴砂現象；民國88年9月21日集集發生規模7.3之強烈地震，臺中港之地表水平最大加速度為0.163g，造成臺中港1~4號與4A碼頭側移50~170cm，其碼頭後線背填土壤發生嚴重液化、噴砂、下陷等災害。

由上述兩個地震災害案例比較可發現：雖然蘇澳港案例之地震力較大，但背填土未發生液化，且碼頭僅有輕微外移；臺中港案例之地震力較蘇澳港案例小，但背填土壤發生液化，碼頭亦發生較大之滑動側移現象。顯示港灣碼頭受到地震力時，背填土壤液化與否對於碼頭穩定性有重要之影響。因此，本研究針對沉箱式碼頭背填土壤未液化、全部液化以及部分液化發生之情況，探討碼頭抗滑動之穩定性。

1.碼頭背填土壤未液化

背填土壤未液化之沉箱式碼頭模型，其分析示意圖如圖4.3.13，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

$$F_S = \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_{WL} - P_{WS}) + (P_{WEL} + P_{WES})} \dots\dots\dots (4.3.5)$$

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，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，1997）建議將碼頭前之動水壓力以外力設計計算之，Westergaard（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(4.3.6)及(4.3.7)所示：

$$P_{AE} = \left[K_{AE} \left(\frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t^2 \right) + K'_{AE} \left(\gamma_t \cdot h_t + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_1 \right) h_1 \right] \cos \psi \dots\dots\dots (4.3.6)$$

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：

$$K_{AE} = \frac{\cos(\phi - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos \psi}} \right]^2} \dots\dots\dots (4.3.7)$$

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，

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

若考慮此時沉箱後有高耐索及錨樁系統提供額外拉力（如1~4號碼頭修復後之配置，參見圖4.3.6與圖4.3.7），可增加碼頭受震時之抗滑動力，則整體沉箱系統抗滑動之安全係數 F_S ，可以表示成

$$F_S = \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W) + T/I}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_{WL} - P_{WS}) + (P_{WEL} + P_{WES})} \dots\dots\dots (4.3.8)$$

上式中，

T ：為高耐索之設計拉力(t)。

I ：為相鄰高耐索之間距(m)。

而 T/I 表碼頭剖面中單位厚度高耐索所提供之拉力值。

2.碼頭背填土壤全液化

當背填土壤液化時，超額孔隙水壓上升至與土壤覆土應力相等，此時土壤之有效應力為零，因此不再有動態土壓力，而以液化時所激發之超額孔隙水壓力取代，由於超額孔隙水壓上升至與土壤原先之有效應力相等，因此超額孔隙水壓力等於土壤原來之有效應力，此時背填土壤液化之沉箱式碼頭，其受力示意圖如圖4.3.14。

由圖4.3.14可知，此時碼頭在水平方向之驅動力與背填土壤未液化時之驅動力有所不同，沉箱本身之慣性力與兩側之靜水壓力不變，而背填土壤因液化而不再有動態土壓力，而是以液化時激發之超額孔隙水壓取代，海側潮位震盪變化之動水壓力不變，但陸側地下水位震盪變化之動水壓力以液化時重流體之動流體壓力取代，而抗滑動力仍然是 $\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)$ ，因此背填土液化時，沉箱抗滑動之安全係數 F_S 為

$$F_S = \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_{WL} - P_{WS}) + P_{WES} + (P_{LE1} + P_{LE2})} \dots\dots\dots (4.3.9)$$

式中，

液化之側壓力=液化時之超額孔隙水壓力+液化時之動流體
壓力= $P_{LE1} + P_{LE2}$

P_{LE1} ：為液化時之超額孔隙水壓力，等於土壤原來之有效應力，

$$P_{LE1} = \gamma_t \cdot h_t \cdot h_1 + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_1^2 \text{。}$$

P_{LE2} ：為液化時重流體震盪之動流體壓力， $P_{LE2} = \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_{sat} \cdot h_1^2$ 。

P_{AE} ：為地下水位以上與地下水位以下至沉箱底部動態主動土壓力之總合， $P_{AE} = K_{AE1} \cdot \frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t^2 + K_{AE2} \cdot \left(\gamma_t \cdot h_t \cdot h_1 + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_1^2 \right)$ 。 K_{AE1} 為地下水位以上之動態主動土壓係數， K_{AE2} 為地下水位以下之動態主動土壓係數。

若考慮此時沉箱後有高耐索及錨樁系統提供額外拉力，增加碼頭受震時之抗滑動力，則整體沉箱系統抗滑動之安全係數 F_S ，可以表示成

$$F_S = \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W) + T/I}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_{WL} - P_{WS}) + P_{WES} + (P_{LE1} + P_{LE2})} \dots\dots\dots (4.3.10)$$

上式中，

T ：為高耐索之設計拉力(t)。

I ：為相鄰高耐索之間距(m)。

而 T/I 表碼頭剖面中單位厚度下高耐索之拉力值。

3.碼頭背填土壤部分液化

當背填土壤部分深度液化，其餘部分非液化時，其沉箱之受力

示意圖如圖4.3.15所示。根據前述台中港港區土壤液化分析結果顯示，當碼頭背填土壤受震發生液化時，其液化範圍隨著地表最大水平加速度PGA值增大而會從沉箱底部處之土層向上發展至地下水位面處。因此，本研究碼頭背填土壤部分液化之分析模型即設定液化土層範圍是從沉箱底部高度之背填土層由下往上發展，其中背填土液化層之高度為 h_L ，非液化土層之高度為 h_{NL} 。

由圖4.3.15可知碼頭背填土壤部分深度液化在水平方向之驅動力為液化部分與非液化部分之總合，而抗滑動力仍是 $\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)$ ，因此其抗滑動之安全係數 F_S 可以寫成：

$$F_S = \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_{WL} - P_{WS}) + P_{WES} + (P_{LE1} + P_{LE2}) + (P_{AENL} + P_{WENL})} \dots (4.3.11)$$

其中，

$$\begin{aligned} & \text{液化之側壓力} = \text{液化之超額孔隙水壓力} + \text{液化之動流體壓力} \\ & = P_{LE1} + P_{LE2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \text{非液化側壓力} = \text{非液化部分之動態土壓力} + \text{非液化部分之動水壓力} \\ & = P_{AENL} + P_{WENL} \end{aligned}$$

$$P_{LE1} : \text{為液化土層厚度 } h_L \text{ 之超額孔隙水壓力， } P_{LE1} = \left(\gamma_t \cdot h_t + \gamma' \cdot h_{NL} + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_L \right) \cdot h_L。$$

$$P_{LE2} : \text{為液化土層厚度 } h_L \text{ 之動流體壓力， } P_{LE2} = \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_{sat} \cdot (h_1^2 - h_{NL}^2)。$$

$$P_{AE1} : \text{為地下水位以上之動態主動土壓力， } P_{AE1} = K_{AE1} \cdot \frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t^2。$$

$$\begin{aligned} & P_{AENL} : \text{為非液化土層厚度 } h_{NL} \text{ 之動態主動土壓力，} \\ & P_{AENL} = K_{AENL} \cdot \left(\gamma_t \cdot h_t + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_{NL} \right) \cdot h_{NL}。K_{AENL} \text{ 為地下水位以下非液} \\ & \text{化土層之動態主動土壓係數。} \end{aligned}$$

$$P_{WENL} : \text{為非液化土層厚度 } h_{NL} \text{ 之動水壓力， } P_{WENL} = 0.7 \cdot \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_w \cdot h_{NL}^2，$$

若以水中震度計算動態土壓力，因已包含背填土壤非液化土層之動水壓力，因此此部分土層之動水壓力不必另外計算。

若考慮此時沉箱後有高耐索及錨樁系統提供額外拉力，則整體沉箱系統抗滑動之安全係數 F_S ，可以表示成

$$F_S = \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W) + T/I}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_{WL} - P_{WS}) + P_{WES} + (P_{LE1} + P_{LE2}) + (P_{AENL} + P_{WENL})} \dots (4.3.12)$$

式中，

T ：為高耐索之設計拉力(t)。

I ：為相鄰高耐索之間距(m)。

而 T/I 表碼頭剖面中單位厚度下高耐索之拉力值。

4.臺中港沉箱式碼頭各代表性斷面之穩定性分析

本研究針對臺中港沉箱式碼頭各代表性斷面，分別以背填土壤未液化、全部液化及部分液化之抗滑動穩定性加以分析，其分析模型如前圖4.3.13至圖4.3.15所示。921地震時，以距離臺中港最近之清水國小測站地震紀錄，其地表最大水平加速度為0.163g、最大垂直加速度為0.06g，作為臺中港地震力分析依據並進行穩定性分析。

(1)23~24號碼頭穩定性分析

在921地震時，23~24號碼頭之穩定性分析結果如表4.3.2所示，其背填土若未液化，其抗滑動安全係數 $F_s=0.819$ ，碼頭屬於較不穩定之狀況；根據背填土部份液化與全部液化之穩定性分析結果可知，隨著碼頭背填土液化範圍發展越大，此時抗滑動安全係數 F_s 亦會隨之下降，在碼頭背填土全部液化時，超額孔隙水壓力及動流體壓力所產生之側壓力甚至達到未液化主動土壓力之2倍，顯示沉箱碼頭受震之穩定性受背填土液化程度影響甚大。

根據921地震臺中港區代表性地層資料所進行之液化分析結果，此時液化土層深度範圍為12.5m ~ 15.5m，若以23~24號碼頭斷面中背填土地下水位距沉箱底部高度 $h_l=14.13\text{m}$ 計，則其碼頭背填土液化程度參數 α_L 約為0.25，對照穩定性分析結果後可知，若考慮碼頭背填土液化程度，其抗滑動安全係數 $F_s=0.668$ ，屬極不穩定之狀況。

(2) 1~3號碼頭穩定性分析

在921地震時，1~3號碼頭之穩定性分析結果如表4.3.3所示，此時所採用之分析模型乃是921震災前尚未有高耐索與錨樁系統補強之碼頭斷面。在碼頭背填土尚未有液化發生時，其抗滑動安全係數 $F_s=0.789$ ，碼頭屬於較不穩定之狀況；隨著碼頭背填土液化範圍發展越大，此時抗滑動安全係數 F_s 亦會隨之下降，當背填土全部液化時，抗滑動安全係數 F_s 則會下降至0.496，屬極不穩定之狀況。

(3) 4號碼頭穩定性分析

在921地震時，4號碼頭之穩定性分析結果如表4.3.4所示，所採用之分析模型同樣為921震災前之碼頭斷面。在碼頭背填土尚未有液化發生時，其抗滑動安全係數 $F_s=0.806$ ；當背填土全部液化時，抗滑動安全係數 F_s 則會下降至0.510。

(4) 西1碼頭穩定性分析

在921地震時，西1碼頭之穩定性分析結果如表4.3.5所示，其背填土若未液化，其抗滑動安全係數 $F_s=0.789$ ，碼頭屬於較不穩定之狀況；當背填土全部液化時，抗滑動安全係數 F_s 則會下降至0.496。

在921地震時，臺中港23~24號碼頭與西1碼頭並未有嚴重災情傳出，顯示本研究分析結果稍嫌保守，推測其原因在於本研究分析所用之參數較為保守，本研究不考慮沉箱壁體與背填土壤之

摩擦效應，且本研究中沉箱模型之總單位重 γ_{st} 假設為 2 t/m^3 ，小於港研中心分析報告中所用之 2.24 t/m^3 。

此外，在921地震時臺中港1~4號與4A碼頭均有程度不一的災損傳出，其主要原因經由震後勘測調查可知與背填土液化範圍有關，造成碼頭沉箱結構大量側向滑移，相關研究將會於下一節中另行討論。

4.3.1.4 滑動塊體分析法之簡介與驗證

滑動塊體分析法的觀念是由 Newmark (1965) 所提出，假設塊體為置於水平地表之剛體，而滑動面的力學機制符合剛塑性模式。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。

當塊體位滑動時，塊體與地盤一起運動；當塊體之慣性力增加至滑動的極限抗剪力，則塊體與地表之間就有相對運動發生，此時之加速度稱為臨界加速度 N 。而在滑動期間，若塊體與地盤之相對速度減為零時，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，滑動期間塊體以相反於地盤運動方向之等加速度 N 運動，滑移量即為地表對塊體之相對速度積分一次而得。

1. 考量碼頭背填土液化程度影響之臨界加速度 N

由前節所述之沉箱式碼頭斷面穩定性分析可知，碼頭背填土液化程度會影響整體碼頭受震之擬靜力分析安全係數，在同樣之地表水平與垂直最大加速度下，隨著分析模型中背填土液化程度參數 α_L 增大，其安全係數會隨之減少。因此，本研究依據上節中各種不同液化程度之分析模型，假設垂直地震係數 K_v 為水平地震係數 K_h 之0.33倍，針對 $\alpha_L=0$ （碼頭背填土未液化）、 $\alpha_L=0.25$ 、 $\alpha_L=0.5$ 、 $\alpha_L=0.75$ （碼頭背填土部份液化）以及 $\alpha_L=1$ （碼頭背填土全液化）等情況，進行擬靜力反算分析，得出不同液化程度下沉箱碼頭模型在 $F_S=1$ 時所需之水平地震力係數，此即為該分析模型之臨界加速度 N 值，可據此臨界

加速度值進行滑動塊體分析，得出沉箱之受震滑移量。

23~24號碼頭分析結果如表4.3.6所示，當碼頭背填土未發生液化時（ $\alpha_L=0$ ）沉箱碼頭之臨界加速度 N 值為0.130g，隨著背填土液化土層範圍增加，沉箱碼頭之臨界加速度亦隨之降低。當碼頭背填土達到完全液化之程度（ $\alpha_L=1$ ），此時臨界加速度 N 值為0.009g。其餘台中港西1碼頭、1~3號碼頭及4號碼頭修復前之分析結果分別如表4.3.7、表4.3.8及表4.3.9所示。

2. 考慮沉箱碼頭有被動式支撐系統影響之臨界加速度 N_T

由前節之沉箱式碼頭斷面穩定性分析可知，整體碼頭受震之擬靜力分析安全係數除了受背填土液化程度影響之外，對於921震後修復之臺中港1~3號碼頭與4號碼頭，由於在碼頭後方有拉設高耐索與錨樁系統，這會提供沉箱額外的抗滑拉力增加碼頭受震之穩定性。若此支撐系統達到其設計強度時，可由整體沉箱系統之極限平衡狀態可反算此時整體沉箱與支撐系統之臨界加速度 N_T 值，意即沉箱所受之地震加速度大於 N_T 值時，沉箱便會開始滑動。

臺中港1~3號碼頭及4號碼頭修復後，考慮被動式支撐系統達到其設計強度時，整體系統之臨界加速度 N_T 反算結果分別如表4.3.10及表4.3.11所示。

3. 921地震時沉箱式碼頭滑移量之滑動塊體分析

為了檢驗抗滑動穩定性分析之正確性，本研究根據先前臺中港23~24號碼頭斷面背填土未液化模型（臨界加速度 N 值為0.13g），及液化程度參數 $\alpha_L=0.25$ 之背填土部份液化模型（臨界加速度 N 值為0.084g），以921地震時清水國小測站之EW向紀錄當作臺中港區23~24號碼頭之地震歷時（如圖4.3.16(a)），利用Newmark滑動塊體分析法計算臺中港23~24號碼頭在921地震時之碼頭滑移量，分析結果如圖4.3.17至圖4.3.18所示。

由圖4.3.17之碼頭滑移量分析結果可知，背填土壤未液化狀態

下，雖然抗滑動安全係數 $F_S=0.819 < 1.0$ ，但滑移量僅0.25cm，沉箱滑移量甚小；若根據代表性地層資料之液化分析結果，假定背填土液化程度參數 $\alpha_L=0.25$ 之背填土部份液化狀態，此時抗滑動安全係數 $F_S=0.668 < 1.0$ ，較未液化模型為不穩定，所分析得出之沉箱滑移量約為6cm左右（如圖4.3.17），與921震後臺中港現地勘災結果相近，23~24號沉箱皆無明顯破壞情況或滑移發生。

另外，921震後臺中港1~4號碼頭與4A碼頭皆有明顯的災損發生，造成沉箱有程度不一的滑移量，根據921震後臺中港現地勘災報告之調查結果，1~3號碼頭沉箱位移量約為52cm~168cm；4號碼頭沉箱位移量約為11cm~130cm；4A碼頭受損情況較輕微，沉箱位移量約為15cm~44cm。報告中分別針對各碼頭背填土鑽孔之地質資料，利用Seed液化評估法進行在 $PGA=0.16g$ 時各碼頭背填土區液化分佈高程分析，詳細資料參見表4.3.12，本研究針對各碼頭液化分佈高程評估結果，以背填土部分液化之分析模型進行臨界加速度 N 值之評估，再代入Newmark塊體滑動法分析沉箱滑移量 D ，分析結果如表4.3.12所示。由各碼頭分析所得之滑移量與災損報告調查結果比較，可發現除了在4A碼頭分析所得之滑移量4cm小於實際碼頭現場勘災量測結果以外，其餘各碼頭Newmark法分析所得之沉箱滑移量皆與實際現場調查量測結果差異不大，顯示若能有效地掌握碼頭背填土液化範圍，以Newmark法進行沉箱碼頭受震滑移量分析仍具有一定程度的可靠性與準確性，可供工程師參考之用。

4. 921地震時沉箱式碼頭滑移量之有限元素分析

為了進一步驗證以滑動塊體法進行沉箱碼頭受震滑移分析之可行性，本研究利用有限元素分析軟體PLAXIS，針對台中港區23~24號沉箱碼頭，根據其標準斷面建立液化程度參數 $\alpha_L=0.25$ 之背填土部分液化模型，如圖4.3.19所示，進行921地震作用下之受震滑移分析。模型之設定茲簡述如下：

(1) 本模型之目的係與滑動塊體法所得結果進行比較，故關注之重點

為沉箱與卵石基礎間之剪力破壞，暫不考慮液化引致之地盤沈陷以及大區域之土體破壞。

- (2) 模型之材料分區如圖4.3.20所示，由於結構與地盤之材料破壞非本分析之重點，故沉箱、地盤、及背填土III設定為彈性；卵石基礎與背填土I、II採莫耳-庫倫模式，以模擬沉箱與基礎間之剪力破壞，及背填土造成之動態主動土壓。材料參數之設定係參考23~24號碼頭設計條件，及港區代表性地層資料。
- (3) 自由水位面依據23~24號碼頭區之平均潮位設定。
- (4) 背填土II厚度為沉箱底至自由水位面高差之1/4，表 $\alpha_L=0.25$ 。
- (5) 沉箱設定為不透水之無孔隙材料；卵石基礎與背填土I、III由於不發生液化，設定為排水材料；地盤與背填土II由於有液化之可能，設定為不排水材料，以容許孔隙水壓之激發。
- (6) 動態水壓效應以附加質量模擬之。
- (7) 模型兩側與底部設置吸收邊界(absorbent boundary)，以避免模型邊界波傳反射所帶來之不利影響。
- (8) 由於沉箱碼頭非深基礎結構，土壤結構互制效應較不明顯，故以921地震時清水國小測站之地表EW向歷時記錄，擷取其中之50秒有效延時（90秒記錄中之25~75秒，參考圖4.3.16(a)）作為輸入運動，輸入位置為模型底部。因模型兩側設置吸收邊界，故地盤放大效應無法展現，不致造成該模型之地表加速度過於保守，但仍可模擬結構散射與土層界面反射效應。

分析所得變形趨勢如圖4.3.21，可看出卵石基礎之剪力破壞，以及背填土之沈陷。以下進一步之討論將針對圖4.3.20之各監測點為之：

- (1) 由A點與B點之位移差，可得如圖4.3.22之沉箱傾斜角歷時，可知最大傾斜角僅約0.3度，參考表4.3.14，屬損壞等級I。

(2)由B點與C點之位移差，可得如圖4.3.23之沉箱滑移量歷時，可知最大滑移量約0.25m，大於滑動塊體法所得(6cm)，正規化水平位移 $d/H=0.25/16.2=1.54\%$ ，屬損壞等級I~II間，另滑動趨勢為連續變形，與滑動塊體法所得之不連續變形有所差異，但滑動位移主要發展時段則相符。此乃因為整個卵石基礎區均發生塑性變形，而滑動塊體法僅考慮界面摩擦。事實上，沉箱受震滑移可能僅為卵石基礎與沉箱接觸區域附近之局部塑性破壞所造成，故本模型獲得之滑移量可能偏於保守。

(3)G點最大沈陷量約0.23m，G點與H點之差異沈陷約0.065m，屬損壞等級I。

(4)圖4.3.24為D點、E點與F點之超額孔隙水壓歷時。由圖可知位於沉箱底部之D點，超額孔隙水壓明顯被激發，最高可達有效應力之50~60%；位於背填土液化區之E點，最高超額孔隙水壓可達有效應力之20~30%，但後期因向海側變形，而出現負值超額孔隙水壓；E點下方之F點最高超額孔隙水壓則可達有效應力之50%左右。上述各點均發生相當程度之液化現象，而且根據背填土區土層受震所激發之超額孔隙水壓分佈，同樣顯示出越深層土層之有效應力越低，越容易有液化發生。此一現象與本研究中所假設之沉箱後背填土區液化是由沉箱底部之高度往上發展趨勢一致。由此觀之，本案例中液化程度參數 $\alpha_L=0.25$ 應屬合理之假設。

綜合以上，可知以PLAXIS程式建立有限元素模型，能合理模擬沉箱碼頭受震引致之滑移反應，其中滑移位移所得結果偏保守，但綜合沉箱傾斜角與後線陸地變形之程度後，可知臺中港23~24號碼頭在921地震作用下，屬損壞等級I（無損壞或小損壞），與實際災損情況相近，亦與滑動塊體分析所得相符。

5.考慮有被動式支撐系統影響之滑動塊體分段分析法

臺中港1~4號碼頭由於在921地震時受損嚴重，造成相當大程度的破壞，在之後修復工程設計時便於碼頭沉箱後背填土區施作高耐索及

錨樁系統提供拉力來增加沉箱受震時之穩定性。由於高耐索及錨樁系統屬於被動式支撐系統，在高耐索之拉力為 T 時，高耐索本身會產生因受張力變形之伸長量 D_T ，且錨樁樁頭亦會受此拉力 T 而產生樁頭位移 D_p ，因此整個支撐系統受拉力 T 所產生之變位 D_S 為

$$D_S = D_T + D_p \quad \dots\dots\dots (4.3.13)$$

上式中

$$D_T = \frac{T}{AE_S} L_T \quad \dots\dots\dots (4.3.14)$$

$$D_p = \frac{T}{2E_p I_p \beta^3} \quad \dots\dots\dots (4.3.15)$$

A ：為高耐索之截面積，臺中港1~3號碼頭所用之T200高耐索 $A = 1.04 \times 10^{-3} \text{ m}^2$ ，而臺中港4號碼頭所用之T160高耐索 $A = 9.71 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ 。

L_T ：為高耐索之總長度，臺中港1~3號碼頭所用之T200高耐索 $L_T = 32 \text{ m}$ ，而臺中港4號碼頭所用之T160高耐索 $L_T = 28 \text{ m}$ 。

E_S ：為鋼材之彈性係數，為 $2.1 \times 10^{11} \text{ Pa}$ 。

E_p ：為錨樁之彈性係數，由於臺中港1~4號碼頭之錨樁形式皆為鋼管樁，其 E_p 值為 $2.1 \times 10^{11} \text{ Pa}$ 。

I_p ：為錨樁斷面之慣性矩，根據宇泰工程顧問之結構計算書資料，臺中港1~3號碼頭錨樁之 $I_p = 2.07 \times 10^{-3} \text{ m}^4$ ，而臺中港4號碼頭錨樁之 $I_p = 7.073 \times 10^{-4} \text{ m}^4$ 。

β ：為樁之特徵係數，根據宇泰工程顧問之結構計算書資料，臺中港1~3號碼頭錨樁之 $\beta = 0.295 \text{ m}^{-1}$ ，而臺中港4號碼頭錨樁之 $\beta = 0.362 \text{ m}^{-1}$ 。

由上述資料可計算臺中港1~3號碼頭所用之T200高耐索與錨樁支

撐系統在其設計拉力強度100t時，高耐索伸長量 $D_T=14.6\text{cm}$ ，錨樁樁頭位移 $D_P=4.47\text{cm}$ ，此支撐系統總變位 $D_S=19.07\text{cm}$ ；而臺中港4號碼頭所用之T160高耐索與錨樁支撐系統在其設計拉力強度82t時，高耐索伸長量 $D_T=11.3\text{cm}$ ，錨樁樁頭位移 $D_P=5.82\text{cm}$ ，此支撐系統之總變位 $D_S=17.12\text{cm}$ 。

由上式之計算可知，被動式支撐系統之拉力與其變位有關；在擬靜力平衡狀態下沉箱的臨界加速度值亦會隨著支撐系統所提供的張力而變化；且若支撐系統達到極限強度發生破壞後，便無法提供額外拉力來穩定沉箱系統。若以臨界加速度 N_T 值進行傳統塊體滑動法計算滑移量時，勢必無法反應出實際沉箱受震滑移行為。

基於上述原因，本研究提出考慮有被動式支撐系統影響之滑動塊體分段分析法，其示意圖如圖4.3.25，簡單敘述如下：

- (1) 當沉箱所受之地震加速度 A 小於無支撐系統反算所得之臨界加速度 N 值時（ $t < t_1$ ），沉箱系統無滑動發生且整體被動式支撐系統不會提供額外拉力，因此沉箱之總滑移量 D 為零。
- (2) 當沉箱所受之地震加速度 A 介於 N 值與 N_T 值之間，此時沉箱系統由於被動式支撐系統開始發揮作用，仍然處於平衡狀態，不會因為地震力而滑動。但因為被動式支撐系統必須有變形量才能發揮作用，所以假設此時沉箱之總滑移量 D 由被動式支撐系統之變位所提供，可表示為

$$D = \frac{A - N}{N_T - N} D_S \dots\dots\dots (4.3.16)$$

- (3) 當高耐索受力超過其設計拉力強度 T 時（ $t = t_2$ ），為了保守起見，本研究假設此時高耐索便產生斷裂破壞，則沉箱系統不再受到額外之拉力，意即當沉箱所受之地震加速度大於有支撐系統臨界加速度 N_T 值時，支撐系統失效，整體沉箱系統變為原先無支撐系統狀態。此時沉箱開始受震滑動，其臨界加速度採用原無支撐系統反算所得之臨界加速度 N 值，可以此進行傳統Newmark滑動分析得

到滑移量 D_N ，而總沉箱之滑移量 $D=D_S+D_N$ 。值得注意的是，本研究分析假設錨樁與高耐索支撐系統所提供的額外穩定力量並未考慮當錨樁週遭附近背填土層發生液化後對於整體支撐系統之影響。由於此項問題屬於複雜的樁土互制分析，無法在簡易的塊體滑動法中加以考慮，建議應可另開研究主題詳細討論之。

根據上述之滑動塊體分段分析法，可針對臺中港1~4號碼頭修復後設計斷面進行沉箱受震滑移量分析。

4.3.1.5 沉箱式碼頭易損性曲線之建立與初步結果

1. 沉箱式碼頭之性能等級

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，針對港灣構造物之性能等級有提出建議與說明。港灣構造物之性能等級分為等級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4.3.13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性能等級對應之損壞程度，如表4.3.14即為重力式碼頭定量之性能等級，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性能等級，針對沉箱式碼頭標準斷面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 作為沉箱式碼頭性能等級評估之參數，根據表4.3.14壁體正規化水平位移 d/H ，若以沉箱式碼頭標準斷面高度 $H=16.2\text{m}$ 計，則當滑移量 d 小於 0.243m 時，其碼頭性能等級為等級Ⅰ可使用，即不影響整體運作；當滑移量 d 大於 0.243m 且未達 0.81m 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 0.81m 且未達 1.62m 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 1.62m 時，碼頭性能等級為等級Ⅳ崩塌破壞，完全無法使用且結構完全破壞。據此，可針對分析所得之沉

箱滑移量，評估碼頭在地震下之性能等級，進而建立沉箱式碼頭易損性曲線。

2.地震樣本

本研究針對沉箱式碼頭結構之易損曲線研究所採用之地震樣本，初步選取距離臺中港區最近之清水國小測站（TCU059），收集此測站所紀錄到地震規模5以上的10筆地震紀錄作為本研究分析所用之樣本，如表4.3.15所示，其中包含9筆921集集地震期間之主震與餘震資料，其PGA範圍由50.72gal到161.92gal。

3.分析模式

根據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。因此，本研究結合前述臺中港區地層液化門檻值 A_L 評估結果，與23~24號碼頭標準斷面在不同液化程度參數 α_L 下的臨界加速度 N 反算值，得出圖4.3.26之簡易圖表，藉其可得出在特定地震水平最大加速度值作用下，沉箱式碼頭背填土液化程度，與在該液化程度狀態下進行滑動塊體分析時所需的臨界加速度值。

舉例來說，若有一地震發生且其在臺中港所造成之PGA值為0.2g，則由圖4.3.26可辨識出此時碼頭背填土液化程度參數 α_L 約為0.4，對照圖中得出此時碼頭之臨界加速度 N 值為0.06g，可依此進行傳統Newmark滑移量分析。同樣的，圖4.3.27為西1碼頭標準斷面在不同液化程度參數 α_L 下的臨界加速度 N 反算值，可依此進行傳統Newmark滑移量分析，分析西1碼頭在不同地震樣本下之沉箱受震滑移量。

至於臺中港1~3號碼頭與4號碼頭標準斷面在不同液化程度參數 α_L 下的臨界加速度 N 反算值，則如圖4.3.28與圖4.3.29所示，其中無支撐系統反算所得之臨界加速度 N 值曲線為圖中實線帶菱形空心資料點者，而考慮被動式支撐系統影響反算所得之臨界加速度 N_T 值曲線為圖中實線帶三角形空心資料點。

根據上述碼頭背填土液化程度與臨界加速度之簡易評估法，本研究提出考慮碼頭背填土液化程度對於沉箱式碼頭滑移量影響之評估流程（如圖4.3.30所示），可依此進行沉箱式碼頭受震時性能等級之評估，簡要說明如下：

- (1)首先針對前述之10筆地震樣本共20個地震紀錄(考慮EW向與NS向)，依個別PGA值與液化程度門檻 A_L 值之比值，等比例縮放至相同震度大小之群組，意即此群組內20筆地震紀錄之PGA值皆等於 A_L 值。
- (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不同分別進行傳統滑動塊體分析法（無被動支撐系統）或滑動塊體分段分析法（有被動支撐系統），計算不同PGA值下之滑移量分佈，並據以建立強地動需求參數PGA相關之滑移量分佈。
- (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機率分佈，此曲線即代表沉箱式碼頭之易損性曲線。

4.初步結果

(1)23~24號碼頭

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0.176g、0.19g、0.215g、0.23g、0.27g、0.323g、0.34g、0.37g及0.54g等9個群組，共180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與相對應之性能等級分佈情況如表4.3.16所示。

地震群組PGA選取原則是為了考量分析所求得易損性曲線之代表性與完整性。故先於PGA=0.176g~0.215g之間以及0.23g~0.323g之間各選取一組PGA群組作分析，建立所對應之易損性曲線；而為補充曲線之完整性，在大於0.323g後地震群組選取原則則是利用反算分析得出碼頭性能等級二、三、四之臨界

PGA值，作為地震群組PGA分析之依據。由表中分析結果可知，當PGA小於0.176g時，沉箱碼頭之性能等級皆為等級Ⅰ；隨著地震PGA上升至0.27g時，沉箱碼頭之性能等級皆達到等級Ⅱ以上；地震PGA達到0.37g時，碼頭性能等級皆達到等級三以上，而最後當地震PGA為0.54g，根據地震樣本分析結果顯示，此時沉箱碼頭之性能等級皆處於等級Ⅳ完全破壞之狀況。

將上述分析結果計算各損壞狀態之對應不同PGA值下，滑移量超過容許值之機率分佈，如圖4.3.31所示，此即為23~24號碼頭針對PGA值之易損性曲線初步分析結果，可將其納入TELES中進行初步災損評估。

(2)西1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0.14g、0.18g、0.215g、0.23g、0.323g、0.4g及0.5g等7個群組，共140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與相對應之性能等級分佈情況如表4.3.17所示。

將上述分析結果計算各損壞狀態之對應不同PGA值下，滑移量超過容許值之機率分佈，如圖4.3.32所示，此為西1碼頭針對PGA值之易損性曲線初步分析結果，同樣可納入TELES中進行初步災損評估。

(3)1~3號碼頭

本研究以等比例放大後之地震群組PGA值為0.14g、0.18g、0.215g、0.23g、0.323g、0.4g及0.5g等7個群組，共140筆紀錄當作輸入運動，根據本研究所提出之滑動塊體分段分析模式進行碼頭滑移量分析，分析所得之滑移量結果與相對應之性能等級分佈情況亦如表4.3.18所示。

將上述分析結果計算各損壞狀態之對應不同PGA值下，滑移量超過容許值之機率分佈，如圖4.3.33所示，此為1~3號碼頭針對

PGA值之易損性曲線初步分析結果，同樣可納入TELES中進行初步災損評估。

(4)4號碼頭

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0.14g、0.215g、0.217g、0.23g、0.323g、0.4g及0.5g等7個群組，共140筆紀錄當作輸入運動，同樣以滑動塊體分段分析模式進行碼頭滑移量分析，分析結果如表4.3.19所示。

將上述分析結果計算各損壞狀態之對應不同PGA值下，滑移量超過容許值之機率分佈，如圖4.3.34所示，此為4號碼頭針對PGA值之易損性曲線初步分析結果，同樣可納入TELES中進行初步災損評估。

4.3.2 棧橋式碼頭易損性分析

棧橋式碼頭(pile-supported wharf)係為由基樁與斜坡組成之下部結構支撐上部平台所形成的結構體，與重力式碼頭不同，其提供穩定之作用力係來自於基樁之承载力，故能大幅降低結構體自重，而可減少受地震作用時所承受之地震慣性力。並且此類結構系統為了抵抗因船隻停泊、起重機運轉引致的側向力，常會採用斜樁以期能有效提供側向勁度，因而此類結構系統需特別注意斜樁的使用，將使得結構整體剛性較只有直樁的情況來得大。

由過去震損資料發現於地震發生時，高剛度結構較易造成基樁產生應力集中或剪力破壞。因此，採用斜樁系統之棧橋碼頭若位於強震區，應加以考量基樁之位移需求與韌性。另有資料顯示基樁的破壞模式，常為因土壤液化造成基樁挫屈、樁周摩擦阻抗減少、基樁產生開裂或塑鉸。塑鉸的發生處可在樁帽下緣或側向勁度差異大之介面，並且由於碼頭結構自身的動態反應，塑鉸也會發生在非液化土層地表下1-3 倍樁徑處。

4.3.2.1 棧橋式碼頭易損性分析流程

有關棧橋式碼頭結構物之受震反應分析，是典型的土壤-結構互制問題，一般可採用溫克基礎模式，以彈簧元素來模擬樁周土壤，以梁元素來模擬基樁，藉此簡化分析。經上述簡化後，並考量土壤彈簧元素與結構元素之非線性行為，則結構物受震之非線性反應，即可透過非線性靜力側推分析，或實際進行非線性動態歷時分析加以評估。較合適的分析法應為採用動態分析法來分析每個案例，然而由於進行易損性分析需針對不同 PGA 進行多組分析，若均使用動態分析，將使整個易損分析耗費相當長的時間才可完成，相當不經濟且無效率。因此，本研究採取非線性靜力分析法來取代動力分析法，如此可大大節省電腦運算時間。此法已廣泛應用在一般的建築與橋樑結構之易損分析上，其所得之結構物最大反應與動態分析之結果相近。

一般建築或橋梁結構物常採用非線性靜力分析法（容量震譜法）來建立易損曲線之程序，大致可分成以下四個步驟：

1. 針對各類型建築物或橋梁之模型結構建立結構分析模型，利用非線性側推分析建立結構容量曲線（側力與位移關係），並定義出各性能等級（損壞等級）下，結構所對應之反應容許值。
2. 由不同損害等級所定義之建築物或橋梁結構反應容許值，推求該容許值所對應之強地動需求值。
3. 以步驟2.所求之各損害狀態所對應之強地動需求值來代表各狀態易損曲線之中值。對於易損曲線之標準偏差主要係考量損壞狀態容許值選取的不確定性、結構物容量之變異性及地表運動本身之不確定性等，但由於目前對損壞狀態之不確定性及結構物容量變異性尚未有足夠之具體研究成果，故一般多以實測地震記錄位移反應譜的分佈來決定易損曲線之標準偏差值。
4. 在求得不同損壞狀態所對應之易損性曲線的中值及標準偏差值後，則可以建立不同損壞狀態下代表某一類型建築或橋梁結構物之易損性曲線。

由於棧橋式碼頭之結構特性近似於橋梁，故將採用上述流程來研擬並建立棧橋式碼頭之易損曲線分析流程，應為可行之方法。但因碼頭結構多集中在特定場址，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，將棧橋式碼頭結構易損曲線建立方式予以修正如下，分析流程如圖 4.3.35 所示：

1. 首先建立具代表性之棧橋式碼頭結構分析模型，利用非線性側推分析建立容量曲線，並將容量曲線轉換成容量震譜曲線。本研究採用SAP 2000有限元素分析程式，建立3D分析模型(如圖4.3.36所示)，其中X向為單元縱軸方向、Y向為單元橫軸方向、Z向為垂直方向。對此模型進行非線性擬靜力側推分析，以求取棧橋式碼頭之容量曲線。分析模式之相關主要設定概述如下：

- (1) 假設為獨立單元，不考慮單元間及臨陸側的束制作用。
- (2) 上部結構之碼頭橋版部分，初步先視為剛性版。
- (3) 基樁以樑元素模擬，假設樁頭與上部結構為剛接。
- (4) 土壤彈簧以單節點LINK元素模擬，依據設計圖中之地形與土層配置施加於樁體結點上，並考慮為等值非線性土壤彈簧，包含樁身側向彈簧、樁身垂直摩擦彈簧、及樁底垂直承載彈簧。
- (5) 基於碼頭結構「強樑弱柱」之要求，塑鉸設定於每根鋼管樁之樁頭位置，並再加考量側向勁度差異大之介面處，於地表下1-3倍樁徑範圍亦予已佈設。
- (6) 側推分析時採用位移控制，監測點位為頂版質心處。
- (7) 暫不考慮因液化引致之地盤變位或土壤強度折減，亦即先僅考慮完全由地震慣性力引致之破壞。

2. 選取多個較具代表性的臺灣強震紀錄，先正規化到同一個震度等級，分別建立其真實反應譜，再縮放到不同震度等級，並轉換為需求震譜。為期使易損性分析所採用之地震樣本具一致性，於此亦選取與沉箱式碼頭結構易損性曲線研究所採用之地震樣本，採用距離

臺中港區最近之清水國小測站（TCU059），收集此測站所記錄到地震規模5以上的10筆地震紀錄作為本研究分析所用之樣本，如表4.3.5所示，其中包含9筆921集集地震期間之主震與餘震資料，其PGA範圍由50.72gal到161.92gal。

- 3.以ATC-40建議之容量震譜法，求取所建立棧橋碼頭結構在各個強震事件所對應需求震譜下之性能點，該點代表棧橋式碼頭在各個地震下之受震反應。
- 4.訂定棧橋式碼頭損壞等級所對應的結構物反應容許值。參考國際航海協會對於棧橋式碼頭所建議之定性描述，如表4.3.20所示，除對於等級I有明確定義岸肩與後線陸地沉陷量及朝海側傾斜角之殘留變位外，其餘等級II~IV均僅說明基樁最大反應之狀態。本研究即依據該表所述之損壞狀態，對照側推分析過程結構物之性能狀態，訂定棧橋式碼頭之相關損壞狀態容許值。
- 5.統計各不同震度等級下，棧橋式碼頭結構物反應容許值所對應的損壞等級之機率分佈狀況。根據各震度下之統計分佈曲線，配合各損害狀態對應之結構損壞等級，即可建立結構物之易損曲線。

4.3.2.2 棧橋式碼頭易損性曲線之建立與初步成果

本研究已研擬適用在棧橋式碼頭之易損性曲線分析程序，依據容量震譜法的理論分析模式，配合損害狀況(性能狀況)的定義及或然率的理論，可建立出棧橋式碼頭的易損性曲線。此將有助於未來評估類似結構在地震作用下的損害程度與發生機率，並且推估工程補強的經濟效益，以作為震災損害評估系統之重要參考資料。為能涵蓋不同樁基礎材料與配置型式之棧橋式碼頭，本節選取臺中港 5~8A 號（八角中空預力直樁）、9~11 號（八角中空預力直樁含斜樁）以及西 3~西 4 號碼頭（鋼管直樁含斜樁），作為棧橋式碼頭易損性曲線分析之標準剖面案例，以確認所研擬分析流程與方法之可行性。

由目前之分析結果顯示，此類碼頭其於 921 地震之 PGA 作用下，

損壞達到等級 II 之機率極低，與當時的災損調查並未發現損壞之結果相符，此結果應可顯示如在單純受地震慣性力作用之情況下，此一棧橋式碼頭分析單元之損壞機率極低。相較於地震慣性力，地震所引致之地盤永久變位(液化沉陷或側潰)對棧橋式碼頭結構之功能性與結構性能影響或許較為顯著，後續可再探討此方面之易損性曲線分析方法與流程。以下即列述各案例之分析概況與結果。

1.臺中港5~8A號碼頭

(1)分析模式概要

臺中港5~8A號碼頭位於北突堤，其功能為散雜貨碼頭，碼頭型式為八角中空預力直樁棧橋式、設計水深-11.0 m、岸肩法線高程+6.20 m、碼頭長度200 m/座（一般單元長度為30 m、南北角隅單元長度為40 m）、岸肩寬度為23.5 m、樁間距離於縱向為6.0 m、於橫向為3m。於此採用單元長度30 m者作為分析案例之標準斷面，如圖4.3.37所示。

(2)損害等級容許值

將分析模型進行縱向(X向)及橫向(Y向；向海側)之側推分析求得容量曲線後，依據基樁塑鉸發生之狀態，參考國際航海協會所建議棧橋式碼頭之基樁損壞定性描述(表4.3.20)，即可初步定訂出損壞狀況與相對應之容許值，分別如表4.3.21a、表4.3.21b所示，且Y向之損壞狀態容許值較X向者為低。當其位移值小於碼頭性能等級為降伏(B)之容許值時，結構物應仍未發生損壞；當性能等級大於降伏但未達立即使用(IO)之容許值時，等級I可使用，即不影響整體運作；當性能等級大於立即使用(IO)但未達預防崩塌(CP)之容許值時，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；當位移值大於預防崩塌(CP)但未達完全損壞(C)之容許值時，為等級III接近崩塌破壞，構造物為嚴重破化之狀態；而當位移值大於完全損壞(C)之容許值時，碼頭性能等級為等級IV崩塌破壞，視為無法使用。據此，可針對側推分

析與容量震譜法所得之性能點位移值，評估碼頭在各地震下所對應之性能等級，進而建立5-8A號碼頭之易損性曲線。

(3)地震樣本

根據前述分析模式與易損性分析流程，本研究以等比例放大後之地震群組PGA值為0.06g、0.08g、0.11g、0.15g、0.20g、0.27g、0.37g及0.50g等8個群組，共160筆紀錄當作輸入運動，求取其固有阻尼比0.05之反應譜。

(4)分析結果

依據ATC-40之容量震譜法，以所求得之各反應譜為需求震譜，再與側推分析所得之容量震譜套疊，分別迭代求取在各地震需求下所對應之性能點，各性能點之譜位移值與相對應之性能等級分佈情況如表4.3.22a與表4.3.22b所示。將分析結果計算各損壞狀態之對應不同PGA值下，位移值超過容許值時所對應之損壞等級機率分佈，如圖4.3.38a與4.3.38b所示，此即為台中港5-8A號棧橋式碼頭與PGA值相關之易損性曲線。由X向易損分析之結果可知（如圖4.3.38a），當PGA小於0.11g時，此一棧橋式碼頭之狀態為無損壞；隨著地震PGA上升至0.15g時，棧橋式碼頭之性能等級達等級I機率為15%，達等級II之機率為5%；而當地震PGA需高於0.27g時才有可能發生等級IV之損壞；當地震PGA為0.5g，根據地震樣本分析結果顯示，此時棧橋式碼頭處於等級IV嚴重損壞狀況之機率為15%。由Y向易損分析之結果可知（如圖4.3.38b），當PGA小於0.11g時，棧橋式碼頭皆為無損壞；隨著地震PGA上升至0.15g時，棧橋式碼頭之損壞狀態達等級I之機率為15%；而當地震PGA於0.37g時可能發生損壞等級III之機率為15%；最後當地震PGA為0.5g，根據地震樣本分析結果顯示，此時棧橋式碼頭處於等級IV嚴重損壞狀況之機率為20%。

2.臺中港9~11號碼頭

(1)分析模式概要

臺中港9~11號碼頭位於北突堤，其功能為貨櫃碼頭，碼頭型式為八角中空預力斜樁棧橋式、設計水深-13.0 m、岸肩法線高程+6.20 m、碼頭長度260~320 m/座（一般單元長度為40.6 m）、岸肩寬度27 m，分析案例之標準斷面，如圖4.3.39所示。

(2)損害等級容許值

將分析模型進行縱向(X向)及橫向(Y向；向海側)之側推分析以求得容量曲線，再依據基樁塑鉸發生之狀態可初步定訂損壞狀況，分別如表4.3.23a、表4.3.23b所示，且Y向之損壞狀態容許值較X向者為低。後續即針對分析所得之位移值，評估碼頭在各地震下所對應之性能等級，進而建立9-11號碼頭之易損性曲線。

(3)地震樣本

根據前述分析模式與易損性分析流程，本研究以等比例放大後之地震群組PGA值為0.11g、0.20g、0.27g、0.37g、0.40g、0.50g、0.60g及0.70g等8個群組，共160筆紀錄當作輸入運動，求取其固有阻尼比0.05之反應譜。

(4)分析結果

依據ATC-40之容量震譜法，以所求得之各反應譜為需求震譜，再與側推分析所得之容量震譜套疊，分別迭代求取在各地震需求下所對應之性能點，各性能點之譜位移值與相對應之性能等級分佈情況如表4.3.24a與4.3.24b所示。將上述分析結果計算各損壞狀態之對應不同PGA值下，位移值超過容許值時所對應之損壞等級機率分佈，如圖4.3.40a與圖4.3.40b所示，此即為9-11號棧橋式碼頭於PGA值之易損性曲線。

由X向易損分析之結果可知（圖4.3.40a），當PGA小於0.2g時，棧橋式碼頭之性能等級皆為無損壞；隨著地震PGA上升至0.27g時，棧橋式碼頭之性能等級達等級I之機率為5%；而當地震PGA達0.37g時發生損壞等級II之機率僅為5%；而PGA高達0.4g時

發生損壞等級III之機率僅為5%；縱使當PGA達0.7g，根據地震樣本分析結果顯示，此一棧橋式碼頭處於等級IV之機率極低。

由Y向易損分析之結果可知（圖4.3.40b），當PGA小於0.2g時，棧橋式碼頭之性能等級皆為無損壞；隨著地震PGA上升至0.27g時，棧橋式碼頭之性能等級達等級I之機率為5%；而當地震PGA達0.37g時發生損壞等級II之機率僅為10%；而PGA高達0.4g時發生損壞等級III之機率僅為5%；縱使當PGA達0.7g，根據地震樣本分析結果顯示，此時棧橋式碼頭處於等級IV嚴重損壞狀況之機率極低。分析結果顯示同為八角中空預力樁之基礎材料，採用部份斜樁較全為直樁之基礎配置型式，於同一地震力作用下，可降低碼頭在高損壞等級之發生機率。

3.臺中港西3~西4號碼頭

(1)分析模式概要

臺中港西3~西4號碼頭位於台中港區西碼頭區，為化學品碼頭，主要為臺灣中油所租用以輸運油品等物資，皆屬於鋼管斜樁棧橋型式、設計水深-14.0 m、岸肩法線高程+6.20 m、碼頭長度250.2 m/座(單元長度為37.8 m者，共計6個；單元長度為23.4 m者，共計1個)、岸肩寬度27 m、樁間距離4.0 m。於此採用單元長度為37.8 m者作為分析案例之標準斷面，如圖4.3.41所示。

(2)損害等級容許值

將分析模型進行縱向(X向)及橫向(Y向；向海側)之側推分析以求得容量曲線，依據基樁塑鉸發生之狀態可初步定訂出損壞狀況，分別如表4.3.25a、表4.3.25b所示，且Y向之損壞狀態容許值較X向者為低。後續即針對分析所得之位移值，評估碼頭在各地震下所對應之性能等級，進而建立西3-西4號碼頭易損性曲線。

(3)地震樣本

根據前述分析模式與易損性分析流程，本研究以等比例放大

後之地震群組PGA值為0.30g、0.50g、0.80g、1.10g、1.35g、1.60g、1.80及2.00g等8個群組，共160筆紀錄當作輸入運動，求取其固有阻尼比0.05之反應譜。

(4)分析結果

依據ATC-40之容量震譜法，以所求得之各反應譜為需求震譜，再與側推分析所得之容量震譜套疊，分別迭代求取在各地震需求下所對應之性能點，各性能點之譜位移值與相對應之性能等級分佈情況如表4.3.26a與4.3.26b所示。將上述分析結果計算各損壞狀態之對應不同PGA值下，位移值超過容許值時所對應之損壞等級機率分佈，如圖4.3.42a與圖4.3.42b所示，此即為西3-西4號棧橋式碼頭於PGA值之易損性曲線。

由X向易損分析之結果可知（圖4.3.42a），當PGA小於0.3g時，棧橋式碼頭之性能等級皆為無損壞；隨著地震PGA上升至0.5g時，棧橋式碼頭之性能等級達等級I之機率僅為10%；而當地震PGA需高於1.6g時發生損壞等級II之機率為15%；並且當達2.0g仍未發生超過等級II之破壞。

由Y向易損分析之結果可知（圖4.3.42b），當PGA小於0.5g時，棧橋式碼頭之性能等級皆為無損壞；隨著地震PGA上升至0.95g時，棧橋式碼頭之性能等級達等級I之機率僅為5%；並且當達2.0g仍未發生超過等級I之破壞。分析結果顯示此一棧橋式碼頭，因使用鋼管樁為材料與並配置斜樁，相較於前兩個分析模型，於相同地震力作用下，具有更高之耐震能力。

4.3.3 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，並求取該函數之相關參數，將參數輸入於災損評估系統 TELES 中加以運用。而此種將易損曲線以已知函數形式加以標準化並求取相關參數之過程，稱為港灣結構物易損曲線參數化。

一般文獻中大多將易損曲線形式假設為符合對數常態分布函數累積機率函數(lognormal cumulative probability function)，如式(4.3.15)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。

$$F(x) = P(X \leq x) = \int_0^x \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right)^2\right] dx \dots\dots\dots (4.3.15)$$

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。

將前述棧橋式與沉箱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 3.3.27 及表 3.3.28。

另依據表中所列相關碼頭之易損參數代入式(4.3.15)，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。棧橋式碼頭案例之預測結果如圖 4.3.38b、圖 4.3.40b 及圖 4.3.42b 中虛線所示，與分析所得之易損曲線（實線）近似情況大多良好，符合對數常態分布的假設。沉箱式碼頭案例之預測結果如圖 4.3.31、圖 4.3.32、圖 4.3.33 及圖 4.3.34 中虛線所示，與分析所得之易損曲線（實線）差異較大，顯示該曲線之函數形式較不符合假設的對數常態分配形式，應與所採用的分析方法有關，後續將隨本研究之進行再加持續探討。

本研究目前已研擬易損曲線參數化之流程與方法，並求得棧橋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運用。

4.4 港灣構造物之地震災損評估系統模組建立

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。

本研究將「港灣構造物」納入TELES中，並依據此類別之需求，逐步進行建立基本資料與相關評估參數資料庫、開發系統模組與使用介面程式等作業，以擴充TELES於港灣構造物的地震災損評估功能。

4.4.1 臺中港區地盤液化敏感類別

在 TELES 之地震潛勢分析評估項目中，進行液化造成之地層破壞評估前，須事先給定地盤液化潛勢類別之基本資料。每一液化敏感類別的土壤在給定地表最大加速度(PGA)、地震規模和地下水位深度後，便可概估場址發生液化的機率，以及一旦發生液化時可能引致的地表沉陷量。葉錦勳等(2002)和 Yeh, et al. (2002a, 2002b)利用國家地震工程研究中心所蒐集的一萬一千多孔的工程地質鑽探資料，進行土壤液化潛能和引致永久位移量之推估研究。由各鑽孔在不同地震規模、地下水位和 PGA 作用下，液化潛能指數 P_L 的變化情形定義出六種液化敏感類別，以各鑽孔在地震規模 7.5、地下水位 1.5 公尺的條件下，使 P_L 達 15 的 PGA 值來區分液化敏感類別。土壤液化敏感類別分為極高、高、中、低、極低和無等六級，各液化敏感類別之 P_L 達 15 所對應的 PGA 值分別落於下列各區間內：0-0.15g (6)、0.15g-0.2g (5)、0.2g-0.25g (4)、0.25g-0.35g (3)、0.35g-0.45g (2)和 0.45g (1)以上。

TELES 假設液化機率與液化潛能指數 P_L 成線性關係，當 $P_L=15$ ，液化機率為 75 %，當 $P_L \geq 20$ ，液化機率為 100 %，各液化敏感類別之液化潛能指數與地震規模和地下水位組合條件之統計關係式如下：

$$(P_L)_i = \alpha_i \cdot f(M) \cdot g(d_w)(PGA) + \beta_i \dots\dots\dots (4.4.1)$$

$$f(M) = 0.0353M^2 - 0.1855M + 0.4069 \dots\dots\dots (4.4.2)$$

$$g(d_w) = 0.0002d_w^4 - 0.0051d_w^3 + 0.0535d_w^2 - 0.2758d_w + 1.3105 \dots\dots\dots (4.4.3)$$

其中，下標 i 代表液化敏感類別， $f(M)$ 與 $g(d_w)$ 分別為地震規模和地下水位修正函數， α_i 和 β_i 為常數，其值隨液化敏感類別而不同，詳如表 4.4.1。

不同液化敏感類別之地盤，因液化所引致的沈陷量，經 Yeh, et al. (2002b) 統計分析，可利用下式推估：

$$S = \overline{S}_i \cdot \int_0^A \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_i x} e^{-\frac{[\ln(x/m_i)]^2}{\sigma_i^2}} dx = \overline{S}_i \cdot \Phi \left[\frac{\ln(A/m_i)}{\sigma_i} \right] \dots\dots\dots (4.4.4)$$

$$m_i = \mu_i \cdot \overline{f}(M) \cdot \overline{g}(d_w) \dots\dots\dots (4.4.5)$$

$$\sigma_i = \lambda_i \cdot \overline{h}(d_w) \dots\dots\dots (4.4.6)$$

$$\overline{f}(M) = 0.1231M^2 - 2.2052M + 10.5954 \dots\dots\dots (4.4.7)$$

$$\overline{g}(d_w) = -0.007188d_w^2 + 0.145195d_w + 0.7919 \dots\dots\dots (4.4.8)$$

$$\overline{h}(d_w) = 0.003208d_w^2 - 0.042331d_w + 1.0611 \dots\dots\dots (4.4.9)$$

其中， $\overline{f}(M)$ 、 $\overline{g}(d_w)$ 與 $\overline{h}(d_w)$ 分別為地震規模和地下水位修正函數； $\overline{S}_i$ 、 μ_i 和 λ_i 為與液化敏感類別相關之常數，如表 4.4.2 所示。

有關上述各液化敏感類別之液化潛能指數與液化引致沈陷量之推估式之詳細推導，可參考葉錦勳（2003）。

目前先以自港研中心蒐集到 31 孔地質鑽孔資料，來決定臺中港區地盤之液化敏感類別。這些鑽孔分佈如圖 4.4.1 所示，主要散佈於北碼頭區。利用 TELES 建置之液化敏感類別計算模組，可計算各鑽孔對應之液化敏感類別，並繪製液化敏感類別圖，如圖 4.4.2 所示。此液化敏感類別圖係在各鑽孔位置依極高、高、中、低、極低和無液化敏感類別，分別畫出半徑為 200 公尺、300 公尺、400 公尺、600 公尺、800 公尺和 1000 公尺的圓形區域，來代表各液化敏感類別之影響區域，對於重疊區域則歸屬為較高的液化敏感類別，譬如"高"液化敏感區和"低"液

化敏感區的重疊部分，視為"高"液化敏感區。依照此液化敏感類別圖，後續根據港區各項設施所處位置便可決定設施位置地盤之液化敏感類別。

由於目前蒐集到之鑽孔並未能完全涵蓋所有港灣設施，且鑽孔深度與實際現地不盡相符，以液化敏感類別圖來設定各港灣設施之液化敏感類別，恐不能代表實際情形，因此現階段並不此採用此敏感類別圖來設定各項港灣設施之液化敏感類別。參酌港研中心之過去進行台中港區液化分析之經驗與 921 地震下臺中港區之實地震損情形，將依表 4.4.3 各碼頭區來設定液化敏感類別。

4.2.2 各分析模組參數表單建置

在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表單。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。本研究已利用 MapInfo 程式建置相關表單，由於這些參數國內目前尚未有完整之本土化參數，於研究初期可參考 HAZUS 99 之系統預設值設定。

HAZUS 99 將港灣設施分成四類，為濱水結構物(waterfront structures)、起重搬運設備(cranes and cargo handling equipment)、倉庫(warehouses)以及燃料設施(fuel facilities)；每類設施，HAZUS 又再進一步分類，如表 4.4.4 所示。

在易損性曲線參數方面，主要考量結構物或設施於不同損壞等級時之對應值。對於濱水結構，HAZUS 99 建議與永久位移 (PGD) 相關之易損曲線參數，預設值詳如表 4.4.5。對於起重搬運設備，HAZUS 99 分別建議對尖峰地表加速度 (PGA) 與永久位移 (PGD) 相關之易損曲線參數，預設值詳如表 4.4.6。對於倉庫及燃料設施，HAZUS 參考鐵路系統，分別建議對尖峰地表加速度 (PGA) 與永久位移 (PGD) 相關之易損性參數，預設值詳如表 4.4.7 與表 4.4.8。

在損失比參數方面，HAZUS 預設值如表 4.4.9 所示，考量結構物

或設施於不同損壞等級時之對應值，建議損失比最佳值及損失比範圍。在修復時間曲線參數上，HAZUS 認為燃料設施與倉庫對港灣營運影響較小，因此僅考量濱水結構與起重搬運設備損害造成之影響，其系統預設參數值依 slight/minor、moderate、extensive、complete 四級損壞狀態，詳如表 4.4.10 所示。

4.4.3 港灣構造物之震災境況模擬模組建立

港灣構造物 TELES 震損評估系統之震災境況模擬模組的開發與建立，除專業技術外，尚須搭配幾個軟體來達成。在本研究中，TELES 將利用微軟公司出版的 Visual C++和 MapInfo 公司出版的 MapBasic 兩種程式語言來開發整套的地震損失評估系統。TELES 充分利用 VC++ 的特性，將 MapBasic 予以包裝，故在程式設計上可達物件化和模組化的要求，茲概述如下：

1. 定義作為展示地圖、資料表、圖例、版面配置或條狀圖...等等的物件類別(class)，除統一使用者介面以方便學習如何操作外，可重複使用這些物件，以便日後程式之維護。
2. 輸入或輸出資料表的內容包含文字與圖形兩種，兩者皆可使用 MapInfo所內建的地圖視窗或表格視窗來瀏覽。為方便資料的儲存與管理，有時也為減少檔案的個數而將同一類的資料存放在一個資料表內；但使用者在檢視這些資料時又希望能分門別類地顯示。因此 TELES定義可重複使用的對話框，以同時滿足簡潔和方便的雙重要求。該對話框可將資料表內的紀錄依行政區界(村里、鄉鎮區或縣市)來展示，也同時可根據資料的不同分類依其類別分開展示。資料表的欄位數目和屬性沒有任何限制。
3. TELES充分利用物件導向程式語言的特性，將地震損失評估系統所涵蓋的各個分析模組予以分門別類，定義個別的物件。各物件的資料(member variable)與功能(member function)相結合後，使整個軟體架構類別(class)，除統一使用者介面以方便學習如何操作外，可重複使用這些物件以便利日後維護程式的工作。

- 4.各研究區域所使用的輸入與輸出資料庫的檔案名稱、路徑、重要參數設定等，都可利用外部資料庫儲存，並可隨使用者需要作適當調整或變更。譬如一般建築物的分類系統可以在程式外部調整，不須更改程式的整體架構。
5. TELES軟體設計上可與MapInfo的既有功能結合且具有相同的操作方式。但為避免使用者混淆而喪失本軟體的主要功能，僅選擇納入MapInfo的部份功能。未來視需要可逐一增加MapInfo所提供的功能。
- 6.本研究現階段已逐步建置港灣結構或設施、地質鑽探資料、易損性曲線參數、經濟損失評估用參數等基本資料表單，據以測試或擴充TELES 港灣構造物震損評估之相關功能模組，目前包括有：地震災害潛勢分析、港灣構造物損害評估、直接經濟損失等主要模組，用以分析臺中港地區之地震災害潛勢、港灣構造物的損害狀況及直接經濟損失等災損境況之模擬。

4.4.4 臺中港區震損境況模擬示範

迄今在 TELES 系統中已將港灣設施震損分析模組雛形開發完成，並以前節所述 HAZUS99 中所建議的參數值建置災損分析基本參數資料庫。本節將進一步利用此模組來示範臺中港區震損境況模擬。依照 TELES 震損評估架構，整個震損分析依序應包含：1.臺中港區地震災害潛勢分析，2.臺中港區港灣結構物損害評估，以及 3.臺中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，依序介紹如后。

1.臺中港區地震災害潛勢分析

首先需選定模擬地震，現階段採用曾對臺中港造成災害之921集集地震進行測試。選定模擬地震後，以TELES系統中「Scenario」表單中「Define New」選項來定義模擬地震，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。以第

一個方式來設定模擬地震，採用TELES系統預設之集集地震震源參數進行設定，設定內容如下圖4.4.3所示。

以此模擬地震進行臺中港區震災潛勢分析，圖4.4.4所示為梧棲鎮與清水鎮各村里之加速度分佈。對照實際921地震下，在清水國小測站（TCU059）所量測到之PGA值達約0.16g，顯示分析所得之PGA分佈應屬合理。臺中港區各碼頭依所處位置，分成北碼頭區、北突堤區、西碼頭區、中碼頭、中突堤區以及南碼頭區。由圖可觀察到北碼頭及北突堤區所在村里之PGA值介於0.18-0.20g之間，中碼頭、中突堤與西突堤區所在村里之PGA值介於0.16-0.18g。

2.臺中港區港灣結構物損害評估

在完成臺中港區地震潛勢分析後，繼則針對港灣各項主要設施進行結構物損害評估，由於前節係以村里為目標，針對每個村里來進行地震潛勢分析，係以每個村里之形心為代表位置來計算。

由於以各碼頭區所處村里之PGA值來代表碼頭區內各港灣設施之PGA值，並不能反映局部性之差異，本節將對每項港灣設施所處位置及所屬地盤種類，再作更細部之分析，可得各設施所在位置的PGA值分佈如圖4.4.5所示，圖中顯示PGA值約介於0.15-0.16g之間，略小於以村里為目標的分析結果，這是因為村里地震潛勢分析係以村里形心位置計算所得之PGA來代表整個村里，並且以村里為整體來考量場址效應所致。

在此模擬地震作用下，配合各港灣設施之地震潛勢，經由震損分析模組可估算港區各設施對應各損害狀態之損害機率。圖4.4.6所示為台中港區各設施損害狀態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），其中以北碼頭區1-4號與4A號碼頭結構（紅色線型符號）以及北突堤區10與11號碼頭上之起重設施（紅色星形符號）有最高之損害機率，其值超過10%；中碼頭區之12與13號碼頭結構（橘色線型符號）之損害機率次之，其餘設施之損害機率較低。

3.臺中港區震害經濟損失評估

在完成臺中港區各設施震損分析之後，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，將視港灣設施修復所需費用為其直接經濟損失。在計算直接經濟損失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。與港研中心討論後，初步假設港區各主要設施之重建成本如表4.4.11所示。一旦重建成本設定後，便可計算各碼頭區港灣設施直接經濟損失如表4.4.12所示，整個台中港區損失約810百萬元，以北碼頭區損失最大，約531百萬元，其次為北突堤區，約128百萬元。

經由本節測試案例分析後可知，目前 TELES 系統中所建置之港灣設施震損分析模組已大致能完成整個臺中港區之震損評估分析。惟目前相關分析參數，如易損曲線參數等係採用 HAZUS99 之建議值，且港區各設施之重建成本也是由假設決定，後續仍須透過一些驗證模擬來校正目前系統中所採用之分析參數，以使整個台中港區震損評估結果更趨合理。

表4.3.1 臺中港沉箱式碼頭一覽表

碼頭編號	設計幾何參數	設計水深	碼頭功能用途
1	長250m×寬20m	13m	穀類
2	長250m×寬20m	13m	油品
3	長250m×寬20m	13m	穀類
4	長200m×寬20m	11m	液體
4A	長185m×寬20m	9m	水泥
23	長360m×寬20m	10m	雜貨
24	長360m×寬20m	10m	雜貨
25	長400m×寬20m	11m	雜貨
W1	長250m×寬25m	13m	管道

**表4.3.2 23~24號沉箱式碼頭分析斷面在不同液化程度之安全係數
(921地震)**

碼頭背填土液化程度參數 α_L	0	0.25	0.5	0.75	1
921地表水平最大加速度 (g)	0.163				
921地表垂直最大加速度 (g)	0.06				
抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_vW)$ (t/m)	160.70				
液化土層厚度 h_L (m)	0.00	3.53	7.07	10.60	14.13
非液化土層厚度 h_{NL} (m)	14.13	10.60	7.07	3.53	0.00
水平慣性力 K_h*W (t/m)	82.39				
液化時超額孔隙水壓力 P_{LE1} (t/m)	0.00	56.84	101.20	133.08	152.48
陸側液化時動流體壓力 P_{LE2} (t/m)	0.00	16.86	28.90	36.13	38.54
陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m)	102.82				
海側靜水壓力 P_{WS} (t/m)	85.70				
海側動水壓力 P_{WES} (t/m)	16.30				
水位上動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.38				
水位下動態主動土壓力係數 K_{AE}'	0.52				
水位上動態土壓力 P_{AEI} (t/m)	1.40				
非液化土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} or P_{AENL} (t/m)	80.45	49.55	26.57	10.05	0.00
安全係數 F_S	0.819	0.668	0.587	0.542	0.521

表4.3.3 1~3號沉箱式碼頭分析斷面在不同液化程度之安全係數
(921地震、採用震前未補強之分析斷面)

碼頭背填土液化程度參數 α_L	0	0.25	0.5	0.75	1
921地表水平最大加速度 (g)	0.163				
921地表垂直最大加速度 (g)	0.06				
抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_v W)$ (t/m)	160.70				
液化土層厚度 h_L (m)	0.00	4.23	8.465	12.70	16.93
非液化土層厚度 h_{NL} (m)	16.93	12.70	8.465	4.23	0.00
水平慣性力 $K_h * W$ (t/m)	110.16				
液化時超額孔隙水壓力 P_{LE1} (t/m)	0.00	79.99	142.07	186.24	212.49
陸側液化時動流體壓力 P_{LE2} (t/m)	0	24.20	41.49	51.87	55.32
陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m)	147.61				
海側靜水壓力 P_{WS} (t/m)	126.94				
海側動水壓力 P_{WES} (t/m)	24.14				
水位上動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.38				
水位下動態主動土壓力係數 K_{AE}'	0.52				
水位上動態土壓力 P_{AEI} (t/m)	1.54				
非液化土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} or P_{AENL} (t/m)	111.83	68.64	36.48	13.60	0.00
安全係數 F_S	0.789	0.639	0.559	0.515	0.496

表4.3.4 4號沉箱式碼頭分析斷面在不同液化程度之安全係數
(921地震、採用震前未補強之分析斷面)

碼頭背填土液化程度參數 α_L	0	0.25	0.5	0.75	1
921地表水平最大加速度 (g)	0.163				
921地表垂直最大加速度 (g)	0.06				
抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_v W)$ (t/m)	175.18				
液化土層厚度 h_L (m)	0.00	4.30	8.60	12.90	17.20
非液化土層厚度 h_{NL} (m)	17.20	12.90	8.60	4.30	0.00
水平慣性力 $K_h * W$ (t/m)	89.83				
液化時超額孔隙水壓力 P_{LE1} (t/m)	0.00	64.01	114.09	150.24	172.46
陸側液化時動流體壓力 P_{LE2} (t/m)	0	18.82	32.27	40.34	43.02
陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m)	114.80				
海側靜水壓力 P_{WS} (t/m)	96.66				
海側動水壓力 P_{WES} (t/m)	18.83				
水位上動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.38				
水位下動態主動土壓力係數 K_{AE}'	0.52				
水位上動態土壓力 P_{AEI} (t/m)	1.54				
非液化土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} or P_{AENL} (t/m)	91.09	56.18	30.24	11.51	0.00
安全係數 F_S	0.806	0.656	0.575	0.531	0.510

表4.3.5 西1號沉箱式碼頭分析斷面在不同液化程度之安全係數
(921地震)

碼頭背填土液化程度參數 α_L	0	0.25	0.5	0.75	1
921地表水平最大加速度 (g)	0.163				
921地表垂直最大加速度 (g)	0.06				
抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_v W)$ (t/m)	160.70				
液化土層厚度 h_L (m)	0.00	3.53	7.07	10.60	14.13
非液化土層厚度 h_{NL} (m)	14.13	10.60	7.07	3.53	0.00
水平慣性力 $K_h * W$ (t/m)	110.74				
液化時超額孔隙水壓力 P_{LE1} (t/m)	0.00	80.76	143.60	188.52	215.54
陸側液化時動流體壓力 P_{LE2} (t/m)	0.00	24.20	41.49	51.87	55.32
陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m)	147.61				
海側靜水壓力 P_{WS} (t/m)	126.94				
海側動水壓力 P_{WES} (t/m)	24.14				
水位上動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.38				
水位下動態主動土壓力係數 K_{AE}'	0.52				
水位上動態土壓力 P_{AEI} (t/m)	1.61				
非液化土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} or P_{AENL} (t/m)	80.45	49.55	26.57	10.05	0.00
安全係數 F_S	0.789	0.640	0.560	0.516	0.496

表4.3.6 23~24號沉箱碼頭分析斷面在不同液化程度之臨界加速度值

碼頭背填土液化程度參數 α_L	0	0.25	0.5	0.75	1
水平地震力係數 K_h	0.130	0.084	0.048	0.024	0.009
垂直地震力係數 K_v	0.043	0.028	0.016	0.008	0.003
抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_v W)$ (t/m)	165.76	170.41	174.01	176.52	177.99
液化土層厚度 h_L (m)	0.00	3.53	7.07	10.60	14.13
非液化土層厚度 h_{NL} (m)	14.13	10.60	7.07	3.53	0.00
水平慣性力 $K_h * W$ (t/m)	65.71	42.46	24.46	11.88	4.55
液化時超額孔隙水壓力 P_{LE1} (t/m)	0.00	56.84	101.20	133.08	152.48
陸側液化時動流體壓力 P_{LE2} (t/m)	0.00	8.69	8.58	5.21	2.13
陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m)	102.82	102.82	102.82	102.82	102.82
海側靜水壓力 P_{WS} (t/m)	85.70	85.70	85.70	85.70	85.70
海側動水壓力 P_{WES} (t/m)	13.00	8.40	4.84	2.35	0.90
水位上動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.35	0.32	0.30	0.28	0.28
水位下動態主動土壓力係數 K_{AE}'	0.45	0.37	0.33	0.30	0.28
水位上動態土壓力 P_{AEI} (t/m)	1.35	1.19	1.11	1.06	1.03
非液化土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} or P_{AENL} (t/m)	69.91	35.78	16.71	5.75	0.00
安全係數 F_S	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
臨界加速度 N (g)	0.130	0.084	0.048	0.024	0.009

表4.3.7 西1沉箱碼頭分析斷面在不同液化程度之臨界加速度值

碼頭背填土液化程度參數 α_L	0	0.25	0.5	0.75	1
水平地震力係數 K_h	0.124	0.077	0.040	0.015	0.000
垂直地震力係數 K_v	0.041	0.026	0.013	0.005	0.000
抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_v W)$ (t/m)	220.00	226.46	231.42	234.87	236.85
液化土層厚度 h_L (m)	0.00	4.23	8.47	12.70	14.13
非液化土層厚度 h_{NL} (m)	14.13	12.70	8.47	4.23	0.00
水平慣性力 $K_h * W$ (t/m)	84.24	51.97	27.17	9.92	0.01
液化時超額孔隙水壓力 P_{LE1} (t/m)	0.00	80.76	143.60	188.52	215.54
陸側液化時動流體壓力 P_{LE2} (t/m)	0.00	11.36	10.18	4.65	0.00
陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m)	147.61	147.61	147.61	147.61	147.61
海側靜水壓力 P_{WS} (t/m)	126.94	126.94	126.94	126.94	126.94
海側動水壓力 P_{WES} (t/m)	14.95	11.33	5.92	2.16	0.00
水位上動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.35	0.31	0.29	0.28	0.27
水位下動態主動土壓力係數 K_{AE}'	0.44	0.36	0.32	0.29	0.27
水位上動態土壓力 P_{AEI} (t/m)	1.16	1.34	1.25	1.19	1.16
非液化土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} or P_{AENL} (t/m)	96.32	48.97	22.70	7.74	0.00
安全係數 F_S	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
臨界加速度 N (g)	1.216	0.750	0.392	0.143	0.000

表4.3.8 1~3沉箱碼頭修復前斷面在不同液化程度之臨界加速度值

碼頭背填土液化程度參數 α_L	0	0.25	0.5	0.75	1
水平地震力係數 K_h	0.130	0.077	0.040	0.015	0.009
垂直地震力係數 K_v	0.043	0.026	0.013	0.005	0.003
抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_v W)$ (t/m)	217.94	224.40	229.33	232.71	234.68
液化土層厚度 h_L (m)	0.00	4.23	8.47	12.70	16.93
非液化土層厚度 h_{NL} (m)	16.93	12.70	8.47	4.23	0.00
水平慣性力 $K_h * W$ (t/m)	84.01	51.70	27.03	10.14	0.27
液化時超額孔隙水壓力 P_{LE1} (t/m)	0.00	79.99	142.07	186.24	212.49
陸側液化時動流體壓力 P_{LE2} (t/m)	0.00	11.36	10.18	4.77	0.14
陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m)	147.61	147.61	147.61	147.61	147.61
海側靜水壓力 P_{WS} (t/m)	126.94	126.94	126.94	126.94	126.94
海側動水壓力 P_{WES} (t/m)	18.41	11.33	5.92	2.22	0.06
水位上動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.35	0.31	0.29	0.28	0.27
水位下動態主動土壓力係數 K_{AE}'	0.44	0.36	0.32	0.29	0.27
水位上動態土壓力 P_{AEI} (t/m)	1.61	1.29	1.20	1.14	1.11
非液化土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} or P_{AENL} (t/m)	94.95	48.14	22.22	7.53	0.00
安全係數 F_S	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
臨界加速度 N (g)	1.275	0.750	0.392	0.147	0.088

表4.3.9 4號沉箱碼頭修復前斷面在不同液化程度之臨界加速度值

碼頭背填土液化程度參數 α_L	0	0.25	0.5	0.75	1
水平地震力係數 K_h	0.127	0.084	0.048	0.024	0.009
垂直地震力係數 K_v	0.042	0.028	0.016	0.008	0.003
抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_v W)$ (t/m)	180.98	186.15	190.15	192.97	194.67
液化土層厚度 h_L (m)	0.00	4.30	8.60	12.90	17.20
非液化土層厚度 h_{NL} (m)	17.20	12.90	8.60	4.30	0.00
水平慣性力 $K_h * W$ (t/m)	70.21	44.36	24.36	10.25	1.76
液化時超額孔隙水壓力 P_{LE1} (t/m)	0.00	64.01	24.36	133.08	152.48
陸側液化時動流體壓力 P_{LE2} (t/m)	0.00	9.30	8.58	5.21	2.13
陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m)	114.80	114.80	114.80	114.80	114.80
海側靜水壓力 P_{WS} (t/m)	96.66	96.66	96.66	96.66	96.66
海側動水壓力 P_{WES} (t/m)	14.37	9.08	4.98	2.10	0.36
水位上動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.35	0.32	0.30	0.28	0.27
水位下動態主動土壓力係數 K_{AE}'	0.44	0.37	0.32	0.29	0.27
水位上動態土壓力 P_{AEI} (t/m)	1.62	1.30	1.21	1.15	1.11
非液化土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} or P_{AENL} (t/m)	69.91	40.02	18.72	6.46	0.00
安全係數 F_S	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
臨界加速度 N (g)	1.250	0.824	0.475	0.231	0.088

表4.3.10 1~3號沉箱碼頭修復後斷面在不同液化程度之臨界加速度值

碼頭背填土液化程度參數 α_L	0	0.25	0.5	0.75	1
水平地震力係數 K_h	0.159	0.113	0.077	0.052	0.038
垂直地震力係數 K_v	0.053	0.038	0.026	0.017	0.013
抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_v W)$ (t/m)	229.60	219.46	224.33	227.71	213.25
液化土層厚度 h_L (m)	0.00	4.23	8.47	12.70	16.93
非液化土層厚度 h_{NL} (m)	16.93	12.70	8.47	4.23	0.00
水平慣性力 $K_h * W$ (t/m)	107.46	76.37	52.04	35.14	25.68
液化時超額孔隙水壓力 P_{LE1} (t/m)	0.00	79.99	142.07	186.24	212.49
陸側液化時動流體壓力 P_{LE2} (t/m)	0.00	16.78	19.60	16.55	12.90
陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m)	147.61	147.61	147.61	147.61	147.61
海側靜水壓力 P_{WS} (t/m)	126.94	126.94	126.94	126.94	126.94
海側動水壓力 P_{WES} (t/m)	13.00	16.74	11.40	7.70	5.63
水位上動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.35	0.34	0.32	0.30	0.29
水位下動態主動土壓力係數 K_{AE}'	0.45	0.42	0.36	0.33	0.31
水位上動態土壓力 P_{AEI} (t/m)	1.35	1.38	1.29	1.23	1.19
非液化土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} or P_{AENL} (t/m)	69.91	55.61	25.63	8.67	0.00
高耐索設計拉力強度 T (t)	100	100	100	100	100
高耐索設計間距 I (m)	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1
安全係數 F_S	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
考慮高耐索拉力之臨界加速度 N_T (g)	1.560	1.109	0.755	0.510	0.373

表4.3.11 4號沉箱碼頭修復後斷面在不同液化程度之臨界加速度值

碼頭背填土液化程度參數 α_L	0	0.25	0.5	0.75	1
水平地震力係數 K_h	0.165	0.121	0.085	0.059	0.042
垂直地震力係數 K_v	0.055	0.040	0.028	0.020	0.014
抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_v W)$ (t/m)	181.59	186.53	190.57	193.48	195.39
液化土層厚度 h_L (m)	0.00	3.73	7.47	11.20	14.93
非液化土層厚度 h_{NL} (m)	14.93	11.20	7.47	3.73	0.00
水平慣性力 $K_h * W$ (t/m)	92.56	67.88	47.68	33.10	23.56
液化時超額孔隙水壓力 P_{LE1} (t/m)	0.00	65.36	116.78	154.27	177.83
陸側液化時動流體壓力 P_{LE2} (t/m)	0.00	13.97	16.83	14.60	11.09
陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m)	114.80	114.80	114.80	114.80	114.80
海側靜水壓力 P_{WS} (t/m)	96.66	96.66	96.66	96.66	96.66
海側動水壓力 P_{WES} (t/m)	18.61	13.65	9.59	6.65	4.74
水位上動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.38	0.34	0.32	0.30	0.29
水位下動態主動土壓力係數 K_{AE}'	0.52	0.43	0.38	0.34	0.32
水位上動態土壓力 P_{AEI} (t/m)	2.07	1.53	1.42	1.35	1.31
非液化土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} or P_{AENL} (t/m)	94.63	48.75	22.93	8.00	0.00
高耐索設計拉力強度 T (t)	82	82	82	82	82
高耐索設計間距 I (m)	1.915	1.915	1.915	1.915	1.915
安全係數 F_S	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
考慮高耐索拉力之臨界加速度 N_T (g)	1.619	1.187	0.834	0.579	0.412

表4.3.12 921地震後臺中港沉箱碼頭受震滑移量分析結果

No	沉箱高度 H (m)	液化範圍 h _L (m)	液化程度參數 α	臨界加速度 N (g)	滑移量D (m)
1	19.2	8	0.417	0.052	0.35
2	19.2	6.5	0.339	0.064	0.21
3	19.2	10	0.521	0.038	0.74
	19.2	7.5	0.391	0.056	0.29
	19.2	3	0.156	0.094	0.05
	19.2	12.5	0.651	0.025	1.54
4	17.2	2.5	0.145	0.101	0.04
	17.2	11	0.640	0.030	1.08
4A	15.4	3	0.195	0.1	0.04

表4.3.13 國際航海協會性能等級(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4.3.14 國際航海協會重力式碼頭性能等級(定量)(PIANC, 2001)

損壞等級(性能等級)		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4.3.15 沉箱式碼頭易損性曲線研究所用之地震樣本

No.	ORIGIN TIME (UT)	PGA (gal)			DEPTH (km)	LOCAL MAG.(ML)	LOCATION	
		V	NS	EW			Lon. (E)	Lat. (N)
1	1999/09/20/18/03	14.06	53.84	50.72	9.75	6.6	120.861	23.797
2	1999/09/20/18/11	26.86	67.76	107.24	17.78	5.13	121.001	23.95
3	1999/09/20/17/57	23.14	72.02	72.8	7.68	6.44	121.044	23.912
4	1999/09/25/23/52	21.6	76.68	76.2	12.06	6.8	121.002	23.854
5	1999/09/20/18/05	24.22	82.36	122.38	13.04	5.24	120.766	23.951
6	1999/09/22/00/49	10.64	93.96	91.76	17.38	6.2	121.031	23.765
7	1999/09/22/00/14	25.12	136.62	155.7	15.59	6.8	121.047	23.826
8	1999/09/20/18/16	44.26	140.38	126.62	12.53	6.66	121.041	23.861
9	1999/09/20/17/47	64.48	161.92	156.66	8.00	7.3	120.816	23.852
10	2000/06/10/18/23	26.68	132.78	90.56	16.21	6.7	121.109	23.901

表4.3.16 23~24號碼頭受震滑移量各地震群組分析結果

PGA (G)		0.176	0.19	0.215	0.23	0.27	0.323	0.34	0.37	0.54
滑移量分佈	< 0.243m	20	17	11	5	0	0	0	0	0
	0.243m ~ 0.81m	0	3	7	7	8	2	1	0	0
	0.81m ~ 1.62m	0	0	2	6	5	6	6	5	0
	> 1.62m	0	0	0	2	7	12	13	15	20
性能等級 機率分佈	< 0.243m	100%	85%	55%	25%	0%	0%	0%	0%	0%
	0.243m ~ 0.81m	0%	15%	35%	35%	40%	10%	5%	0%	0%
	0.81m ~ 1.62m	0%	0%	10%	30%	25%	30%	30%	25%	0%
	> 1.62m	0%	0%	0%	10%	35%	60%	65%	75%	100%

表4.3.17 西1碼頭受震滑移量各地震群組分析結果

PGA (g)		0.14	0.18	0.215	0.23	0.323	0.4	0.5
滑移量分佈	< 0.29m	20	17	11	4	0	0	0
	0.29m ~ 0.965m	0	3	7	8	4	1	0
	0.965m ~ 1.93m	0	0	2	6	5	7	4
	> 1.93m	0	0	0	2	11	12	16
性能等級 機率分佈	< 0.29m	100%	85%	55%	25%	0%	0%	0%
	0.29m ~ 0.965m	0%	15%	35%	35%	20%	5%	0%
	0.965m ~ 1.93m	0%	0%	10%	30%	25%	35%	20%
	> 1.93m	0%	0%	0%	10%	55%	60%	80%

表4.3.18 1~3號碼頭受震滑移量各地震群組分析結果

PGA (g)		0.14	0.18	0.215	0.23	0.323	0.4	0.5
滑移量分佈	< 0.288m	20	17	13	5	0	0	0
	0.288m ~ 0.96m	0	3	6	11	11	7	4
	0.96m ~ 1.92m	0	0	1	3	5	6	7
	> 1.92m	0	0	0	1	4	7	9
性能等級 機率分佈	< 0.288m	100%	85%	65%	25%	0%	0%	0%
	0.288m ~ 0.96m	0%	15%	30%	55%	55%	35%	20%
	0.96m ~ 1.92m	0%	0%	5%	15%	25%	30%	35%
	> 1.92m	0%	0%	0%	5%	20%	35%	45%

表4.3.19 4號碼頭受震滑移量各地震群組分析結果

PGA (g)		0.14	0.215	0.217	0.23	0.323	0.4	0.5
滑移量分佈	< 0.288m	20	16	16	10	0	0	0
	0.288m ~ 0.96m	0	4	3	7	11	7	4
	0.96m ~ 1.92m	0	0	1	2	5	6	7
	> 1.92m	0	0	0	1	4	7	9
性能等級 機率分佈	< 0.288m	100%	80%	80%	50%	0%	0%	0%
	0.288m ~ 0.96m	0%	20%	15%	35%	55%	35%	20%
	0.96m ~ 1.92m	0%	0%	5%	10%	25%	30%	35%
	> 1.92m	0%	0%	0%	5%	20%	35%	45%

表4.3.20 國際航海協會棧橋式碼頭性能等級(PIANC, 2001)

損壞等級(性能等級)		等級 I	等級 II	等級 III	等級 IV
殘留變位	岸肩與後線陸地沉陷量	< 0.1~0.3m	—	—	—
	朝海側傾斜角	< 2~3°	—	—	—
最大反應	基樁	保持彈性	控制彈性	韌性容量未用完	超過等級 III 之要求，但至少在剪力破壞發生前須先彎矩破壞

表 4.3.21a 臺中港5~8A號碼頭之損壞狀態容許值(X向)

性能等級	位移 (m)	損壞狀態
降伏(B)	0.045	輕微損壞(minor)
立即使用(IO)	0.062	中度損壞(moderate)
預防崩塌(CP)	0.110	嚴重損壞(extensive)
完全損壞(C)	0.224	完全損壞(complete)

表 4.3.21b 臺中港5~8A號碼頭之損壞狀態容許值(Y向)

性能等級	位移 (m)	損壞狀態
降伏(B)	0.032	輕微損壞(minor)
立即使用(IO)	0.044	中度損壞(moderate)
預防崩塌(CP)	0.102	嚴重損壞(extensive)
完全損壞(C)	0.198	完全損壞(complete)

表4.3.22a 臺中港5~8A號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果(X向)

	PGA (g)	0.06	0.08	0.11	0.15	0.20	0.27	0.37	0.50
amount	< minor	20	20	20	16	10	6	2	0
	minor ~ moderate	0	0	0	3	7	5	5	3
	moderate ~ extensive	0	0	0	1	3	7	7	7
	extensive ~ complete	0	0	0	0	0	2	5	7
	> complete	0	0	0	0	0	0	1	3
P (Ds = ds PGA)	< minor	100%	100%	100%	80%	50%	30%	10%	0%
	minor ~ moderate	0%	0%	0%	15%	35%	25%	25%	15%
	moderate ~ extensive	0%	0%	0%	5%	15%	35%	35%	35%
	extensive ~ complete	0%	0%	0%	0%	0%	10%	25%	35%
	> complete	0%	0%	0%	0%	0%	0%	5%	15%
P (Ds > ds PGA)	minor	0%	0%	0%	20%	50%	70%	90%	100%
	moderate	0%	0%	0%	5%	15%	45%	65%	85%
	extensive	0%	0%	0%	0%	0%	10%	30%	50%
	complete	0%	0%	0%	0%	0%	0%	5%	15%

表4.3.22b 臺中港5~8A號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果(Y向)

PGA (g)		0.06	0.08	0.11	0.15	0.20	0.27	0.37	0.50
amount	< minor	20	20	20	17	9	3	1	0
	minor ~ moderate	0	0	0	3	8	8	3	1
	moderate ~ extensive	0	0	0	0	3	9	12	8
	extensive ~ complete	0	0	0	0	0	0	3	7
	> complete	0	0	0	0	0	0	1	4
P (Ds = ds PGA)	< minor	100%	100%	100%	85%	45%	15%	5%	0%
	minor ~ moderate	0%	0%	0%	15%	40%	40%	15%	5%
	moderate ~ extensive	0%	0%	0%	0%	15%	45%	60%	40%
	extensive ~ complete	0%	0%	0%	0%	0%	0%	15%	35%
	> complete	0%	0%	0%	0%	0%	0%	5%	20%
P (Ds > ds PGA)	minor	0%	0%	0%	15%	55%	85%	95%	100%
	moderate	0%	0%	0%	0%	15%	45%	80%	95%
	extensive	0%	0%	0%	0%	0%	0%	20%	55%
	complete	0%	0%	0%	0%	0%	0%	5%	20%

表 4.3.23a 臺中港9~11號碼頭之損壞狀態容許值(X向)

性能等級	位移 (m)	損壞狀態
降伏(B)	0.053	輕微損壞(minor)
立即使用(IO)	0.070	中度損壞(moderate)
預防崩塌(CP)	0.118	嚴重損壞(extensive)
完全損壞(C)	0.165	完全損壞(complete)

表 4.3.23b 臺中港9~11號碼頭之損壞狀態容許值(Y向)

性能等級	位移 (m)	損壞狀態
降伏(B)	0.045	輕微損壞(minor)
立即使用(IO)	0.057	中度損壞(moderate)
預防崩塌(CP)	0.103	嚴重損壞(extensive)
完全損壞(C)	0.140	完全損壞(complete)

表4.3.24a 臺中港9~11號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果(X向)

PGA (g)		0.11	0.20	0.27	0.37	0.40	0.50	0.60	0.70
amount	< minor	20	20	19	18	17	3	1	0
	minor ~ moderate	0	0	1	1	2	15	8	3
	moderate ~ extensive	0	0	0	1	1	1	10	16
	extensive ~ complete	0	0	0	0	0	1	1	1
	> complete	0	0	0	0	0	0	0	0
P (Ds = ds PGA)	< minor	100%	100%	95%	90%	85%	15%	5%	0%
	minor ~ moderate	0%	0%	5%	5%	10%	75%	40%	15%
	moderate ~ extensive	0%	0%	0%	5%	5%	5%	50%	80%
	extensive ~ complete	0%	0%	0%	0%	0%	5%	5%	5%
	> complete	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
P (Ds > ds PGA)	minor	0%	0%	5%	10%	15%	85%	95%	100%
	moderate	0%	0%	0%	5%	5%	10%	55%	85%
	extensive	0%	0%	0%	0%	0%	5%	5%	5%
	complete	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%

表4.3.24b 臺中港9~11號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果(Y向)

	PGA (g)	0.11	0.20	0.27	0.37	0.40	0.50	0.60	0.70
amount	< minor	20	20	19	11	5	0	0	0
	minor ~ moderate	0	0	1	7	13	11	3	0
	moderate ~ extensive	0	0	0	2	1	8	16	18
	extensive ~ complete	0	0	0	0	1	1	1	2
	> complete	0	0	0	0	0	0	0	0
P (Ds = ds PGA)	< minor	100%	100%	95%	55%	25%	0%	0%	0%
	minor ~ moderate	0%	0%	5%	35%	65%	55%	15%	0%
	moderate ~ extensive	0%	0%	0%	10%	5%	40%	80%	90%
	extensive ~ complete	0%	0%	0%	0%	5%	5%	5%	10%
	> complete	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
P (Ds > ds PGA)	minor	0%	0%	5%	45%	75%	100%	100%	100%
	moderate	0%	0%	0%	10%	10%	45%	85%	100%
	extensive	0%	0%	0%	0%	5%	5%	5%	10%
	complete	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%

表 4.3.25a 臺中港西3~西4號碼頭之損壞狀態容許值(X向)

性能等級	位移 (m)	損壞狀態
降伏(B)	0.020	輕微損壞(minor)
立即使用(IO)	0.124	中度損壞(moderate)
預防崩塌(CP)	0.381	嚴重損壞(extensive)
完全損壞(C)	0.500	完全損壞(complete)

表 4.3.25b 臺中港西3~西4號碼頭之損壞狀態容許值(Y向)

性能等級	位移 (m)	損壞狀態
降伏(B)	0.013	輕微損壞(minor)
立即使用(IO)	0.103	中度損壞(moderate)
預防崩塌(CP)	0.395	嚴重損壞(extensive)
完全損壞(C)	0.482	完全損壞(complete)

表4.3.26a 臺中港西3~西4號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果(X向)

PGA (g)		0.30	0.50	0.80	1.10	1.35	1.60	1.80	2.00
amount	< minor	20	18	6	3	0	0	0	0
	minor ~ moderate	0	2	14	17	20	17	17	12
	moderate ~ extensive	0	0	0	0	0	3	3	8
	extensive ~ complete	0	0	0	0	0	0	0	0
	> complete	0	0	0	0	0	0	0	0
P (Ds = ds PGA)	< minor	100%	90%	30%	15%	0%	0%	0%	0%
	minor ~ moderate	0%	10%	70%	85%	100%	85%	85%	60%
	moderate ~ extensive	0%	0%	0%	0%	0%	15%	15%	40%
	extensive ~ complete	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
	> complete	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
P (Ds > ds PGA)	minor	0%	10%	70%	85%	100%	100%	100%	100%
	moderate	0%	0%	0%	0%	0%	15%	15%	40%
	extensive	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
	complete	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%

表4.3.26b 臺中港西3~西4號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果(Y向)

	PGA (g)	0.50	0.95	1.10	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
amount	< minor	20	19	16	14	8	5	4	1
	minor ~ moderate	0	1	4	6	12	15	16	19
	moderate ~ extensive	0	0	0	0	0	0	0	0
	extensive ~ complete	0	0	0	0	0	0	0	0
	> complete	0	0	0	0	0	0	0	0
P (Ds = ds PGA)	< minor	100%	95%	80%	70%	40%	25%	20%	5%
	minor ~ moderate	0%	5%	20%	30%	60%	75%	80%	95%
	moderate ~ extensive	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
	extensive ~ complete	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
	> complete	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
P (Ds > ds PGA)	minor	0%	5%	20%	30%	60%	75%	80%	95%
	moderate	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
	extensive	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
	complete	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%

表4.3.27 臺中港棧橋式碼頭易損曲線參數（向海側）

	5-8A 號		9-11 號		西 3-西 4	
損壞等級	Median(PGA)	Deviation	Median(PGA)	Deviation	Median(PGA)	Deviation
Minor	0.202	0.202	0.373	0.199	1.405	0.249
Moderate	0.277	0.277	0.470	0.198	-	-
Extensive	0.475	0.475	0.961	0.281	-	-
Complete	-	-	-	-	-	-

表4.3.28 臺中港沉箱式碼頭易損曲線參數（向海側）

	1-3 號		4 號		23-24	
損壞等級	Median(PGA)	Deviation	Median(PGA)	Deviation	Median(PGA)	Deviation
Minor	0.214	0.136	0.244	0.163	0.215	0.112
Moderate	0.349	0.353	0.377	0.364	0.257	0.168
Extensive/ Complete	0.521	0.510	0.542	0.481	0.308	0.243

表4.4.1 液化潛能指數推估式之參數 α_i 和 β_i

液化敏感類別	α_i	β_i
極高	227.52	-13.63
高	188.3	-18.45
中	157.35	-20.51
低	103.02	-14.95
極低	66.95	-10.64

表4.4.2 液化引致沈陷量推估式之參數 $\overline{S}_i$ 、 μ_i 和 λ_i

液化敏感類別	$\overline{S}_i$ (cm)	μ_i (g)	λ_i
極高	47.43	0.0872	0.4522
高	50.22	0.1292	0.3657
中	46.21	0.1613	0.3433
低	35.89	0.1875	0.3430
極低	25.66	0.2104	0.3764

\

表4.4.3 各碼頭區液化敏感類別設定

碼頭區	液化敏感類別
1-4A 號碼頭	5
5-8 號碼頭	3
9-13 號碼頭	4
W3-W6 號碼頭	3
其他	2

表4.4.4 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

表4.4.5 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4.4.6 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4.4.7 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4.4.8 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4.4.9 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4.4.10 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4.4.11 港區主要設施重建成本

設施	重建成本（百萬元/座）
沈箱式碼頭結構	1,000
PC 樁棧橋式碼頭	600
鋼管樁棧橋式碼頭	800
起重設施	100
儲槽	50

表4.4.12 各碼頭區直接經濟損失

碼頭編號	位置	損失（百萬元）	小計（百萬元）
TCU001	北碼頭區	44.38	530.80
TCU002		44.42	
TCU003		242.60	
TCU004		128.37	
TCU004A		71.03	
TCU005	北突堤區	2.13	128.15
TCU005A		2.14	
TCU006		2.11	
TCU007		2.09	
TCU008		2.06	
TCU008A		2.09	
TCU009		15.31	
TCU010		56.71	
TCU011		43.52	
TCU012	中突堤區	15.99	56.14
TCU013		16.09	
TCU014		0.15	
TCU015		0.15	
TCU019A		0.17	
TCU022		0.15	
TCU023		0.25	
TCU024		0.24	
TCU025		0.24	
TCU026		0.14	
TCU027		3.13	
TCU028		5.33	
TCU029		0.13	
TCU030		0.17	
TCU031		0.13	
TCU032		3.33	
TCU033		3.42	
TCU034		3.46	
TCU035		3.49	

表4.4.12 各碼頭區直接經濟損失（續）

碼頭編號	位置	損失（百萬元）	小計（百萬元）
TCU099	南碼頭區	0.26	1.21
TCU101		0.25	
TCU102		0.24	
TCU103		0.23	
TCU104		0.23	
W1	西碼頭區	28.62	93.35
W2		47.95	
W3		5.55	
W4		5.58	
W5		2.77	
W6		2.88	
總計		809.65	

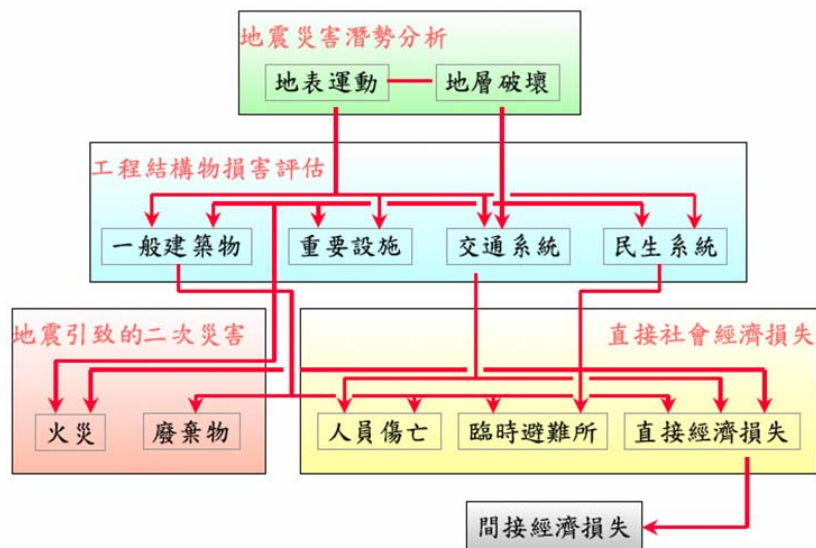


圖 4.1.1 地震損失評估系統分析分析流程與架構 (HAZ-Taiwan)

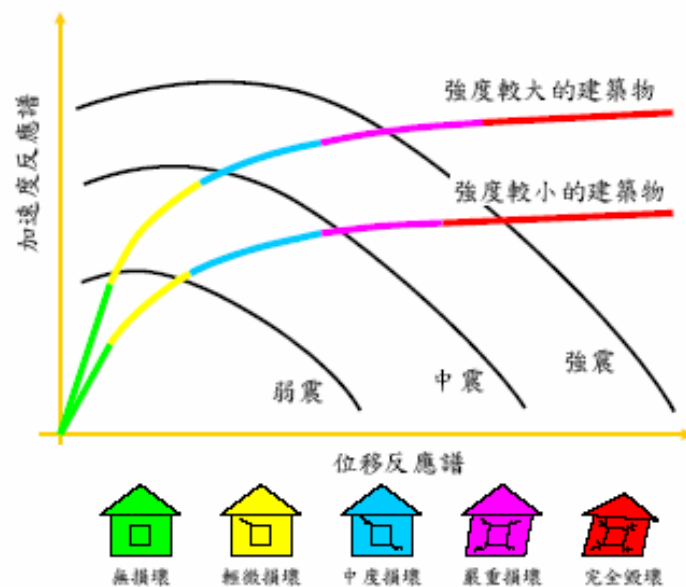


圖 4.1.2 一般建築物損害評估模式示意圖

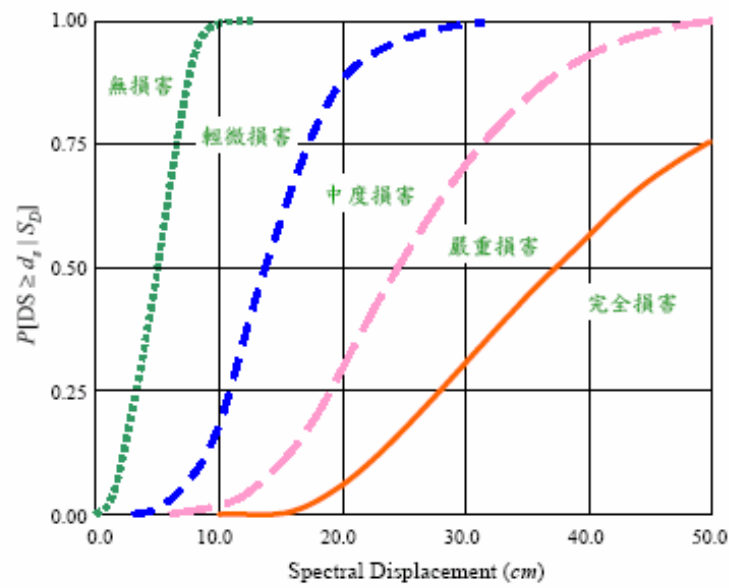
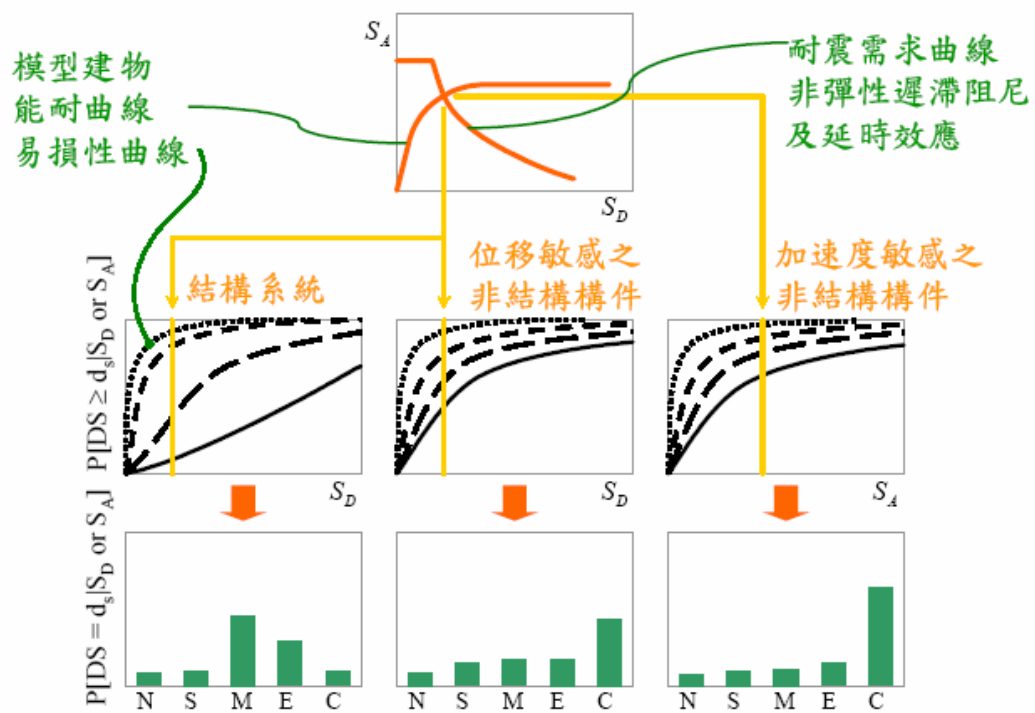


圖 4.1.3 不同損害狀態易損曲線與機率示意圖



損害狀態：N-無損害，S-輕微損害，M-中度損害，E-嚴重損害，C-完全損害

圖 4.1.4 一般結構物之結構系統與非結構構件地震損害評估流程

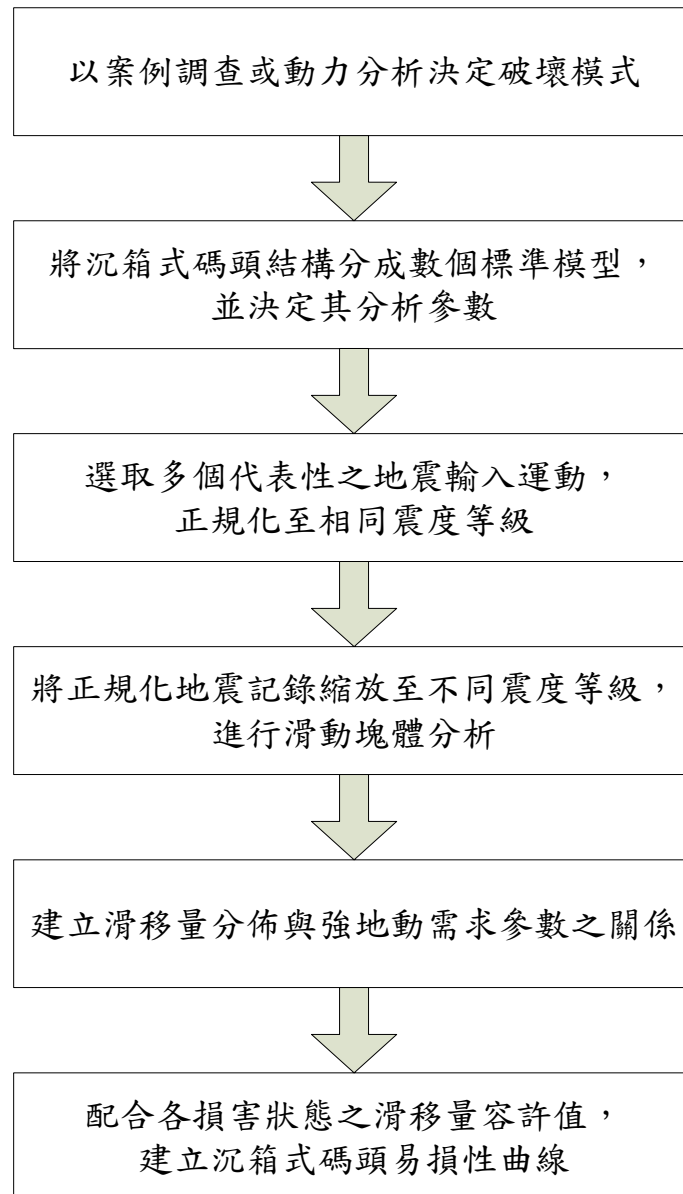
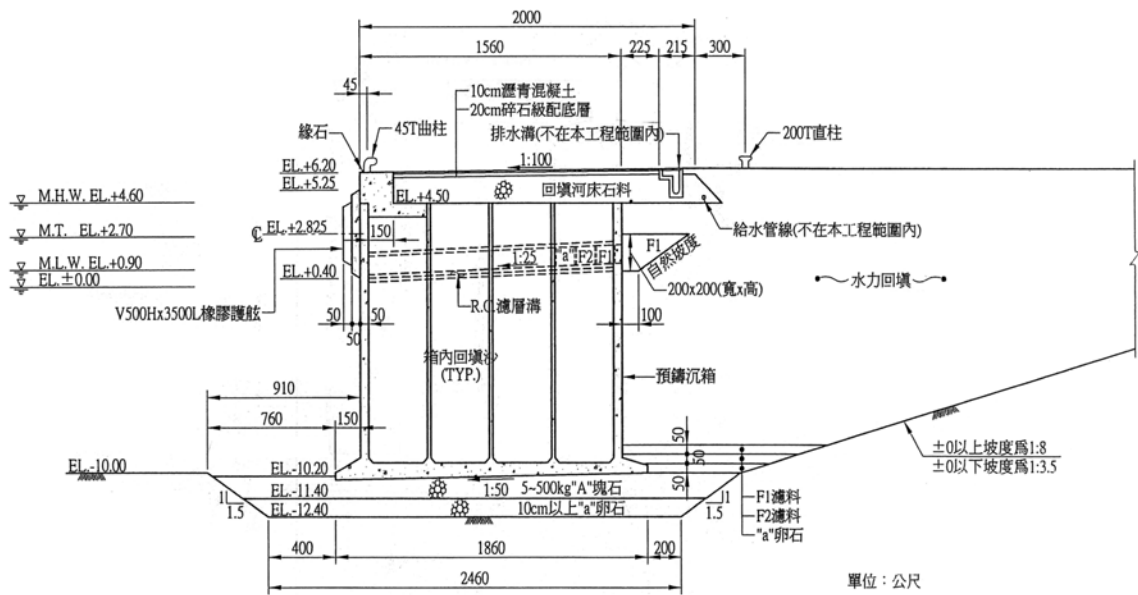
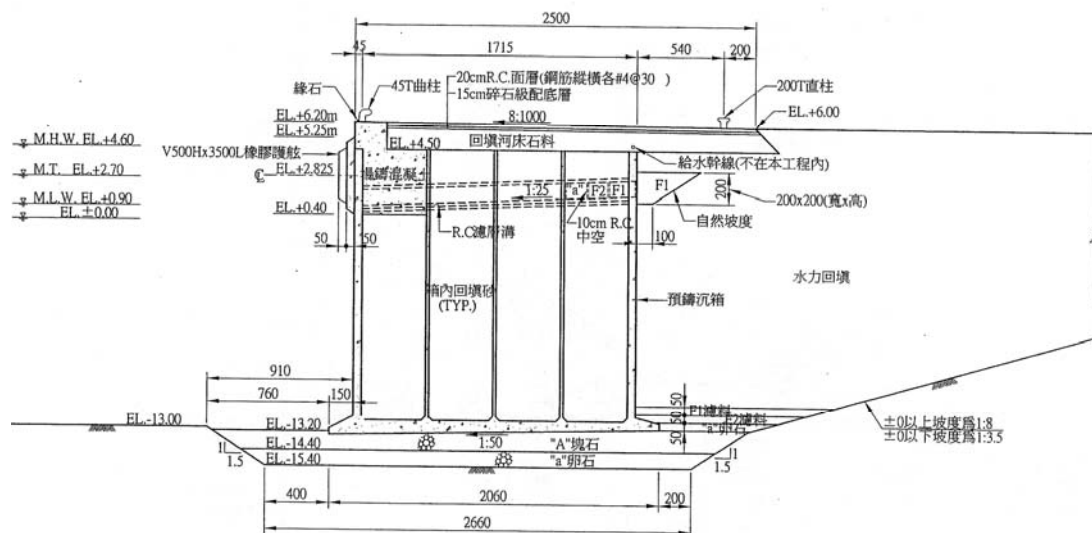


圖 4.3.1 沉箱式碼頭易損性曲線建立流程



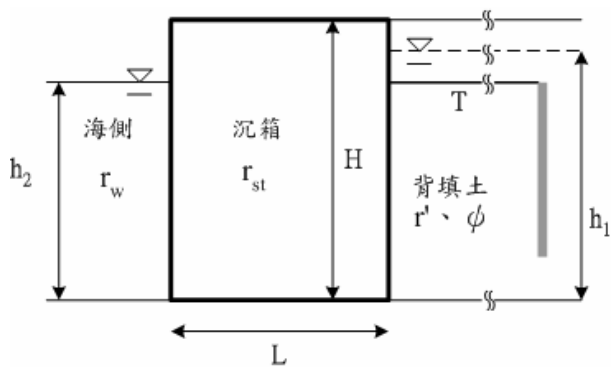
資料來源：宇泰工程顧問公司

圖 4.3.4 臺中港 23~24 號碼頭之標準斷面



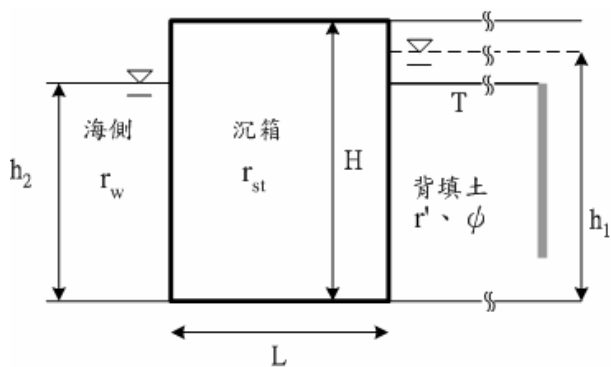
資料來源：宇泰工程顧問公司

圖 4.3.5 臺中港西 1 碼頭之標準斷面



沉箱高度H (m)	19.2
沉箱長度L (m)	17.6
海側平均水面高度h2(m)	15.7
殘留水位(m)	1.23
陸側水面高度h1(m)	16.93
海水單位重 r_w (t/m ³)	1.03
沉箱總單位重 r_{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 r (t/m ³)	1.8
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)	35
高耐索設計拉力強度T (ton)	100
高耐索設計間距 (m)	2.1
高耐索設計長度 (m)	32

圖 4.3.6 臺中港 1~3 號沉箱式碼頭簡化模型與分析參數



沉箱高度H (m)	17.4
沉箱長度L (m)	16.12
海側平均水面高度h2(m)	13.7
殘留水位(m)	1.23
陸側水面高度h1(m)	14.93
海水單位重 r_w (t/m ³)	1.03
沉箱總單位重 r_{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 r (t/m ³)	1.8
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)	35
高耐索設計拉力強度T (ton)	82
高耐索設計間距 (m)	1.915
高耐索設計長度 (m)	28

圖 4.3.7 臺中港 4 號沉箱式碼頭簡化模型與分析參數

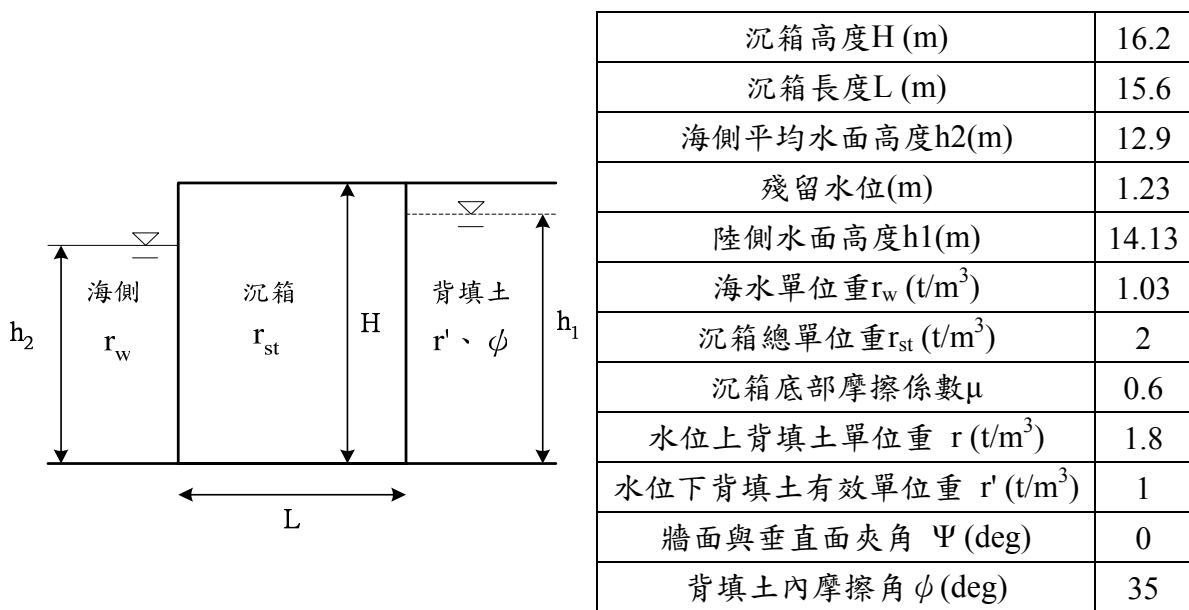


圖 4.3.8 臺中港 23~24 號沉箱式碼頭簡化模型與分析參數

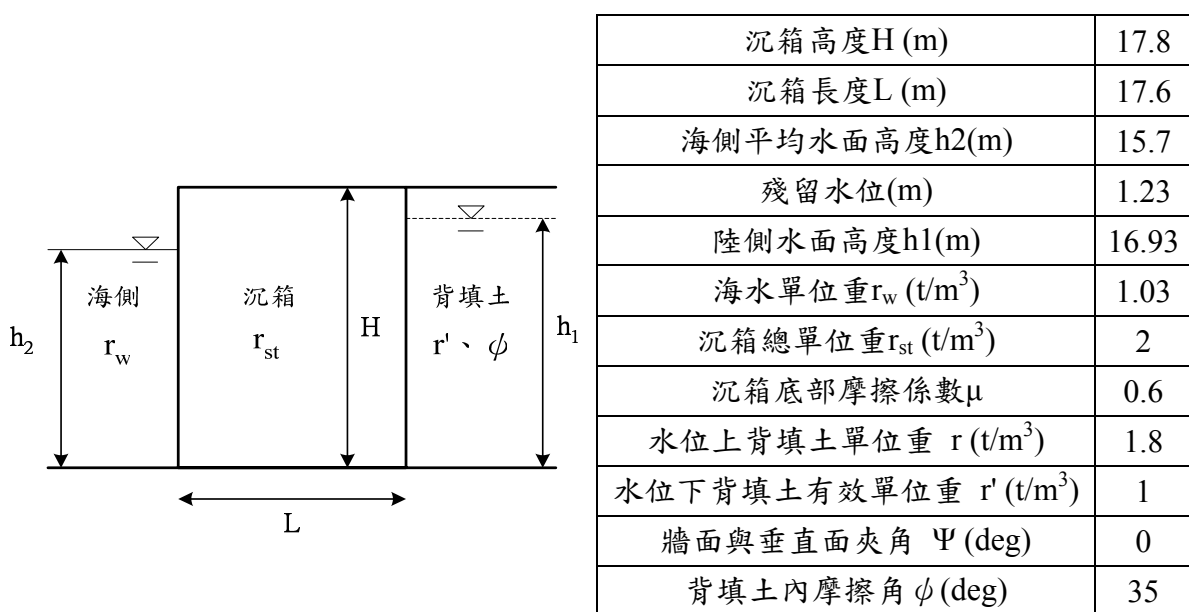


圖 4.3.9 臺中港西 1 沉箱式碼頭簡化模型與分析參數

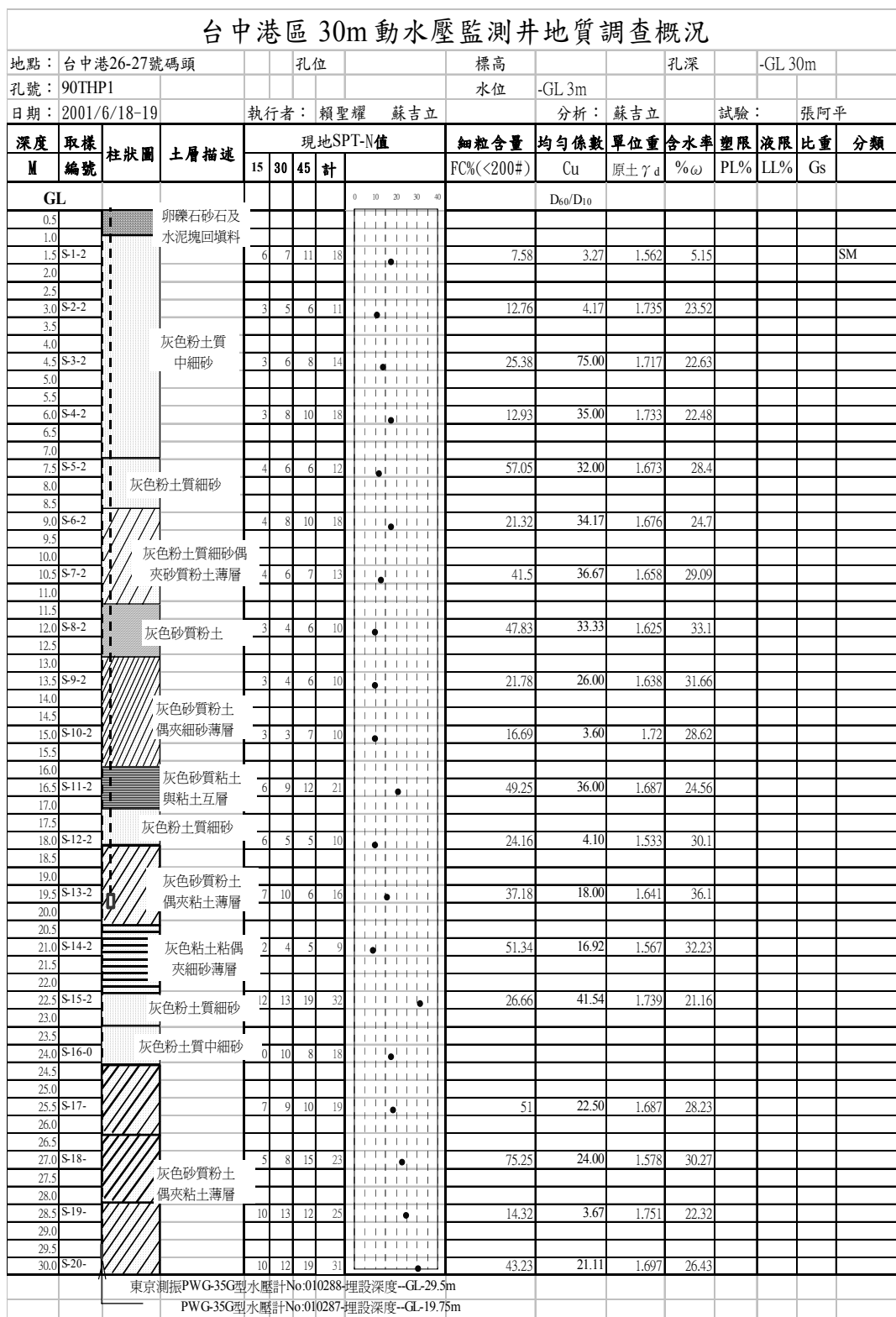


圖 4.3.10 臺中港 26 號碼頭觀測站 30m 地震監測孔地質調查概況 (賴聖耀等人, 2002)

台中港區 300m 地震監測井地質調查概況

地點：台中港26-27號碼頭 孔位： 標高： 地下水位：GL-3.00M
 日期：4/16-4/23 執行者：賴聖耀 蘇吉立 陳圭璋 整理分析：蘇吉立 物理試驗：張阿平

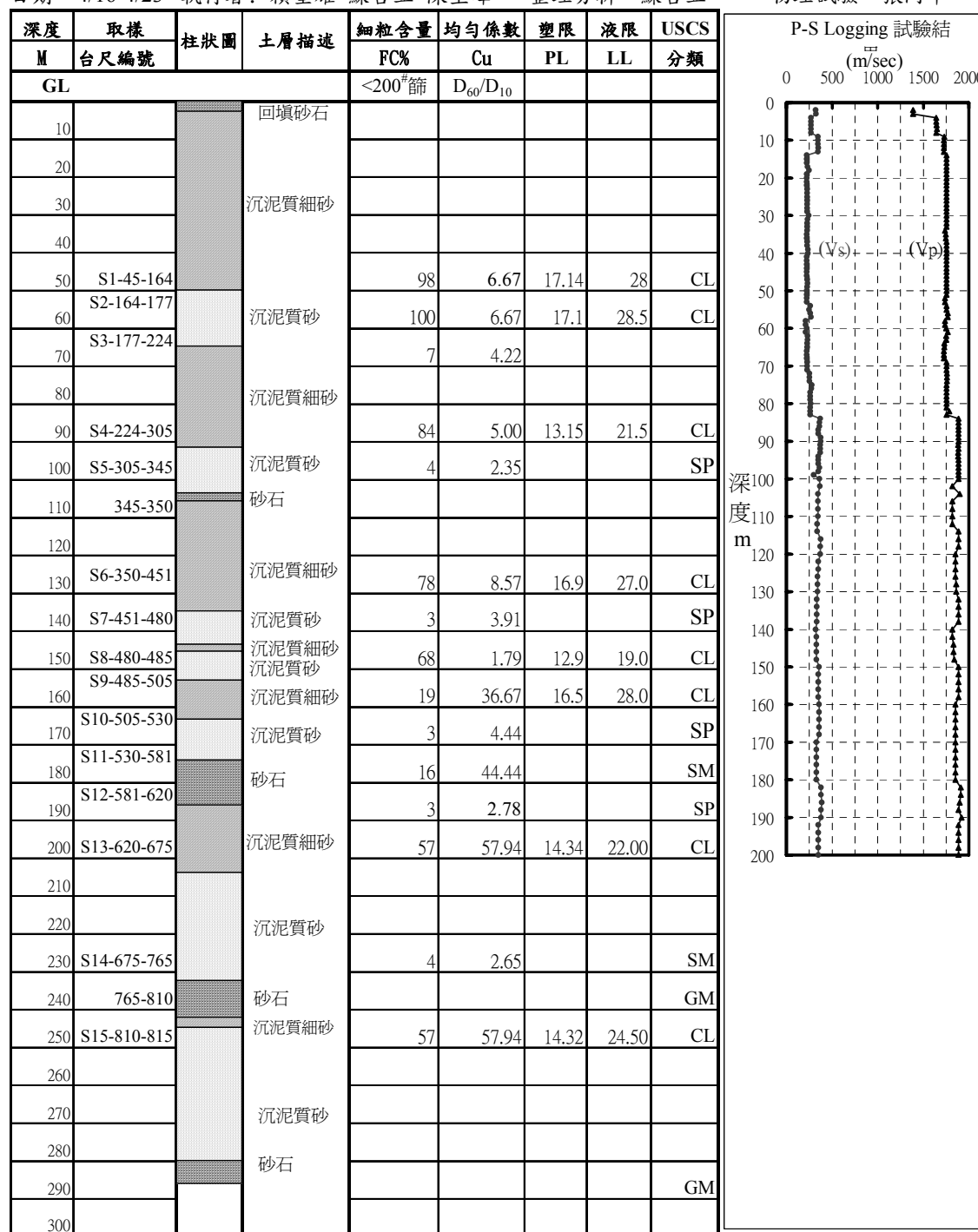
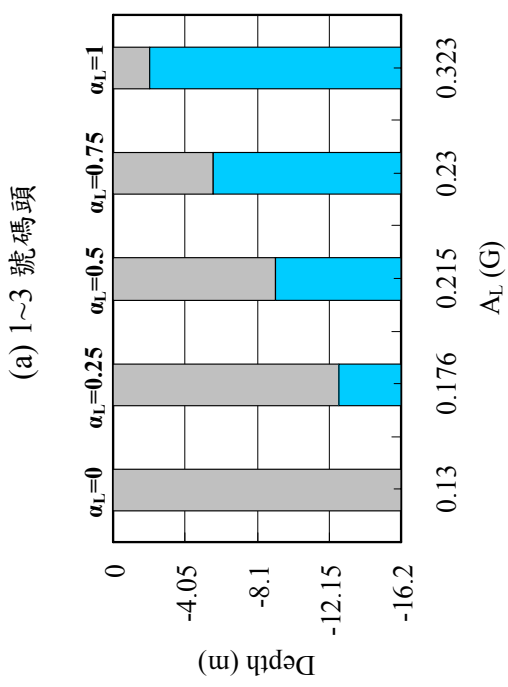
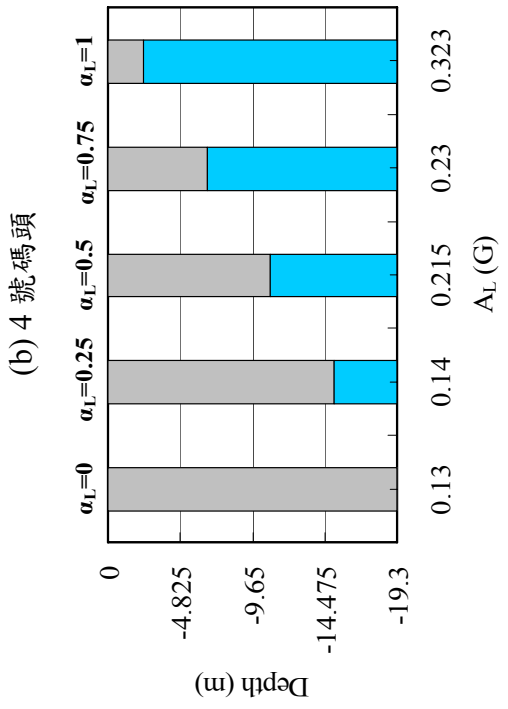
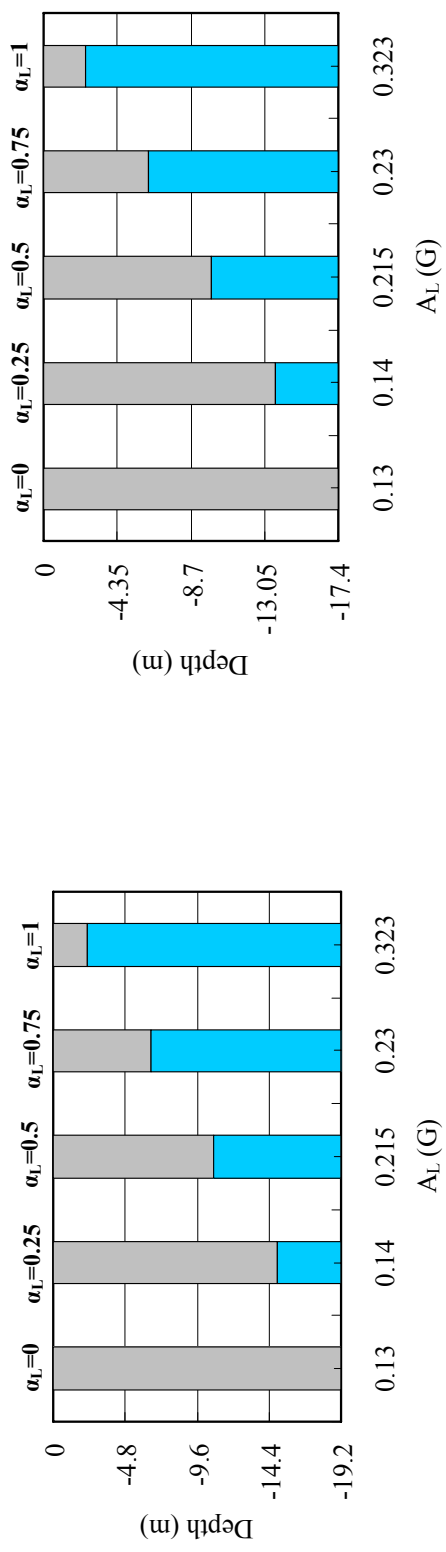


圖 4.3.11 臺中港 26 號碼頭觀測站 300m 地震監測孔地質調查概況
 (賴聖耀等人, 2002)



(d) 西 1 號碼頭

圖 4.3.12 不同液化程度之 PGA 門檻值

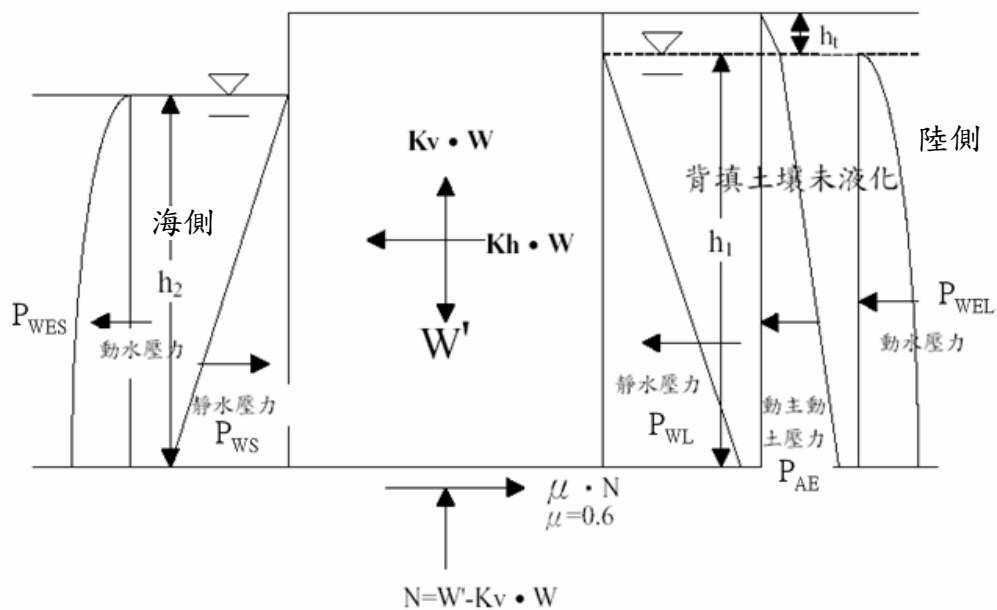


圖 4.3.13 背填土未液化之沉箱式碼頭受力示意圖
(修改自賴聖耀等，2007)

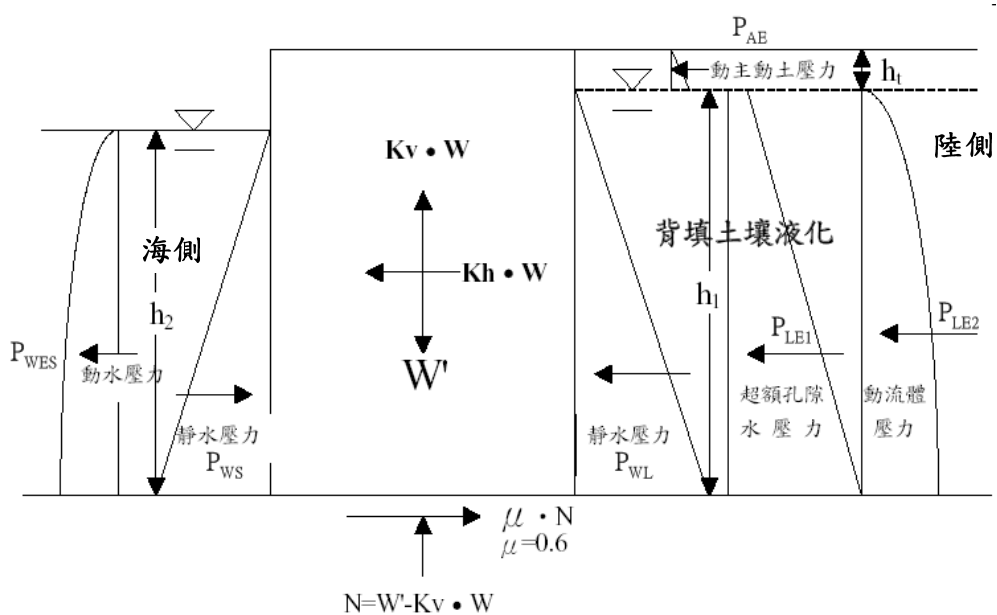


圖 4.3.14 背填土全液化之沉箱式碼頭受力示意圖
(修改自賴聖耀等，2007)

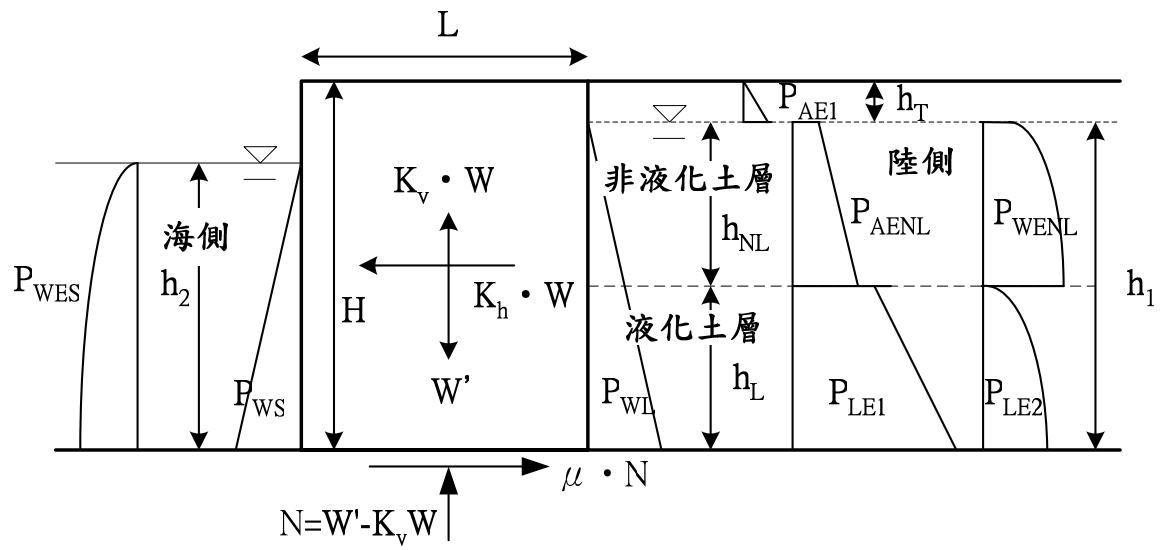
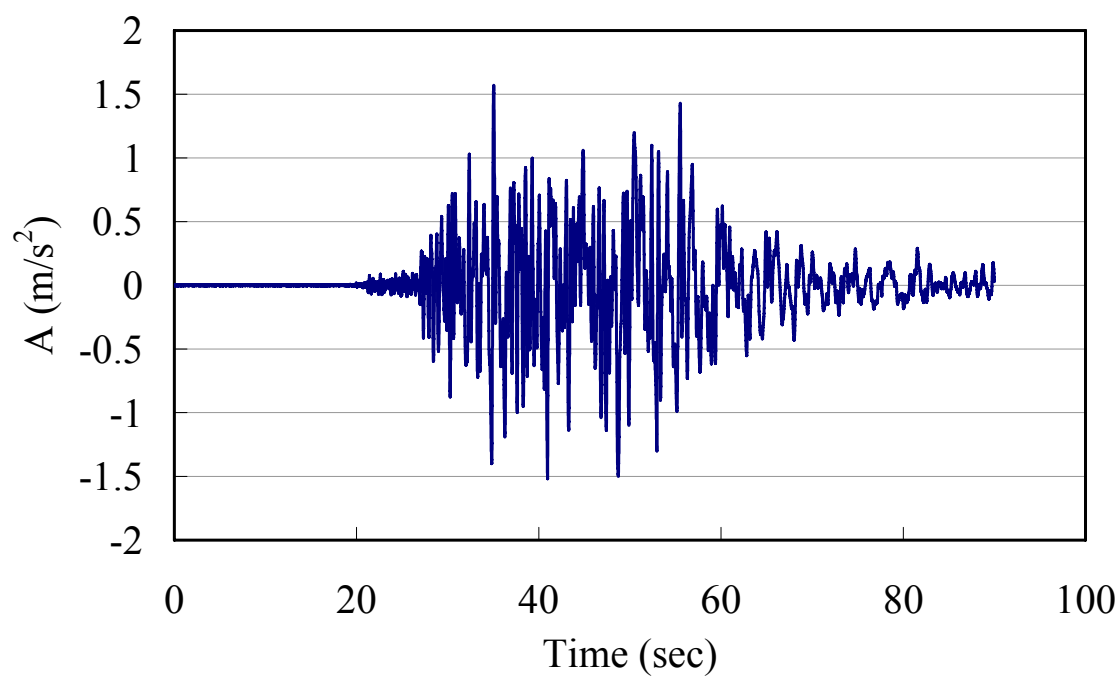
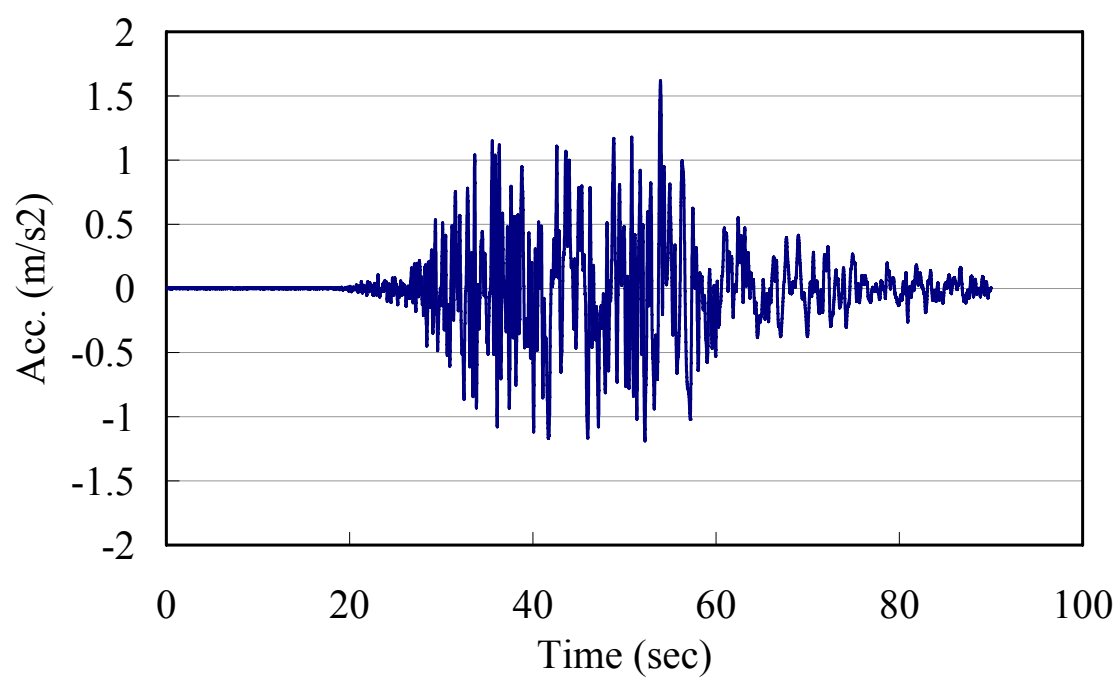


圖 4.3.15 背填土部份液化之沉箱式碼頭受力示意圖
(修改自賴聖耀等，2007)



(a) EW 向



(b) NS 向

圖 4.3.16 921 地震時清水國小測站(TCU059)之地震紀錄

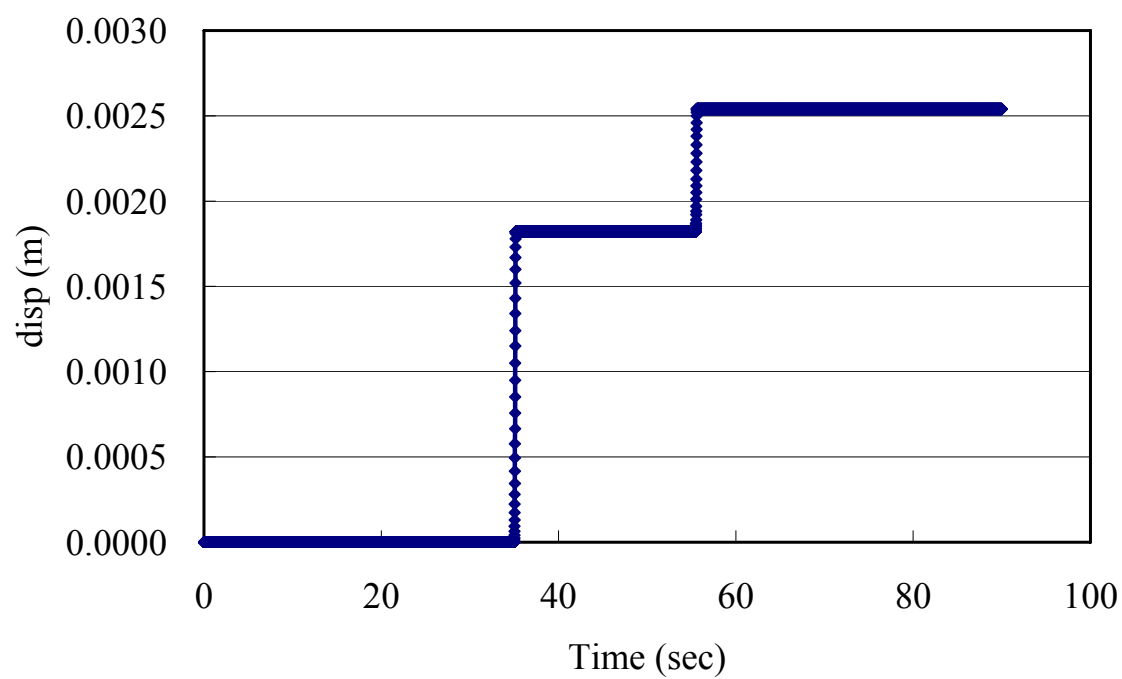
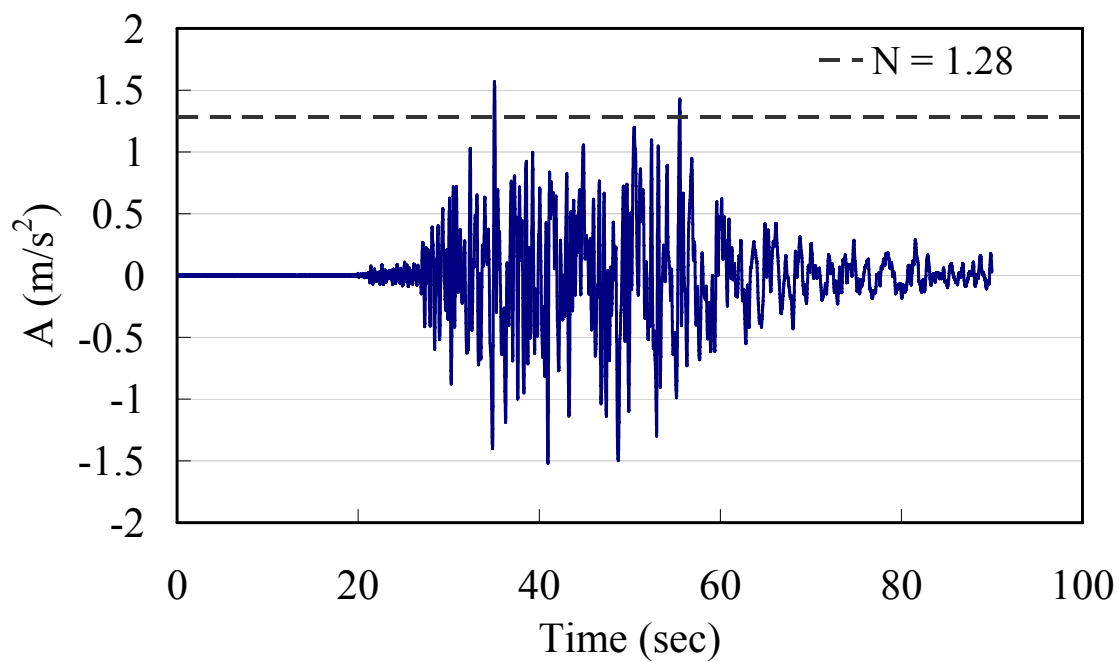


圖 4.3.17 臺中港 23~24 號碼頭背填土未液化之碼頭滑移量分析結果

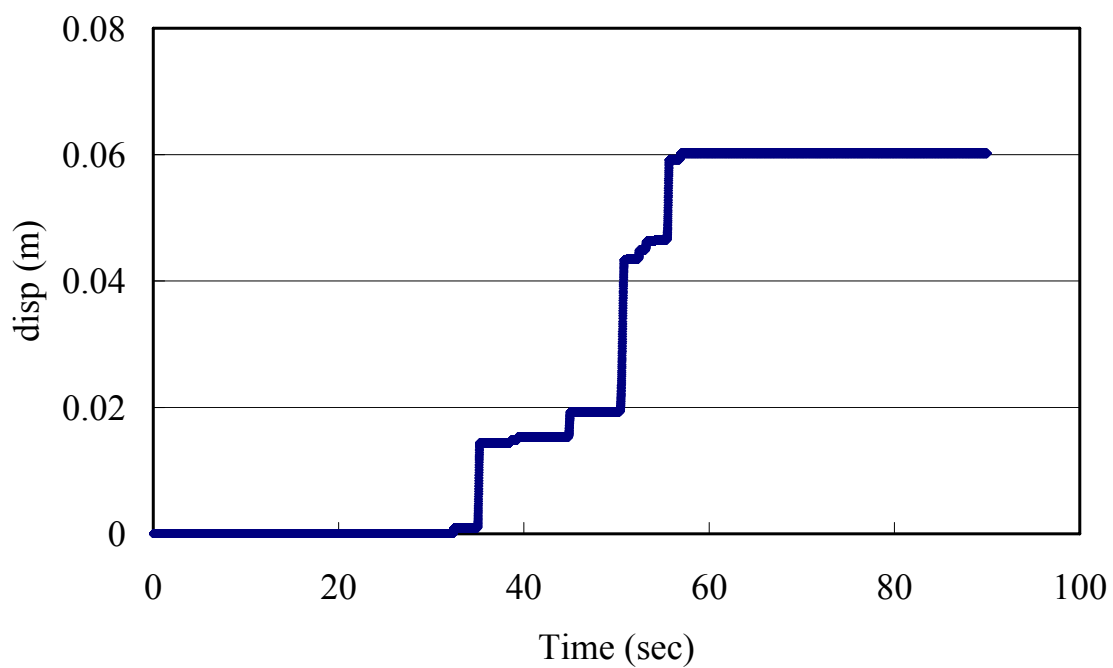
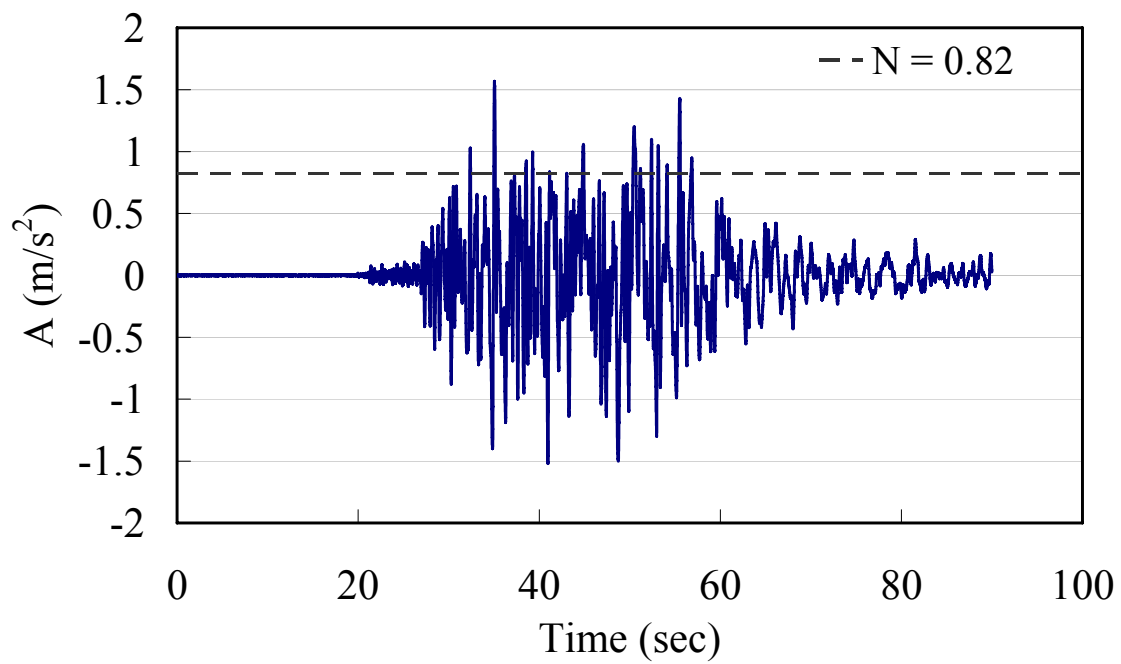


圖 4.3.18 臺中港 23~24 號碼頭背填土部份液化之碼頭滑移量
分析結果

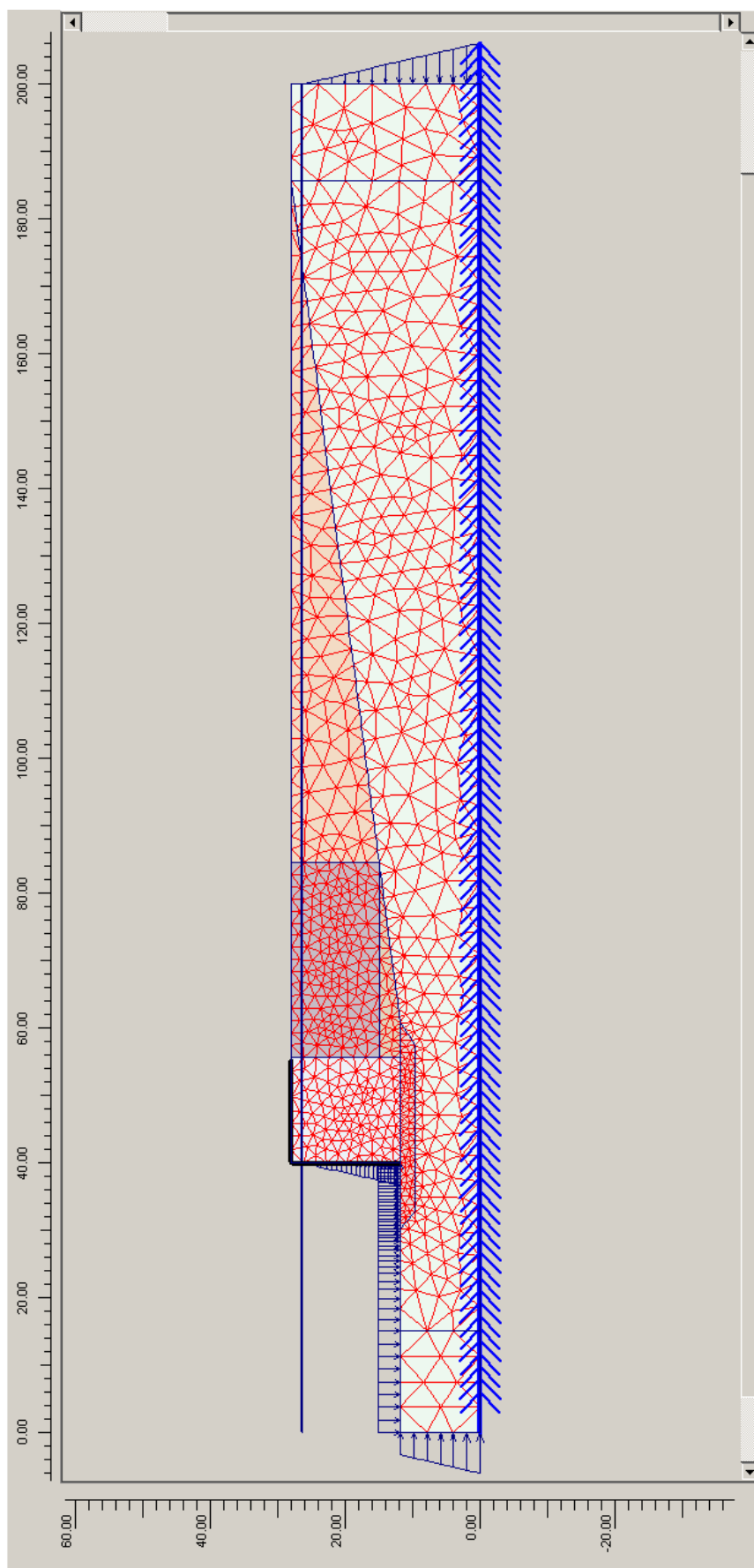


圖 4.3.19 臺中港 23~24 號碼頭背填土部份液化之有限元素分析模型

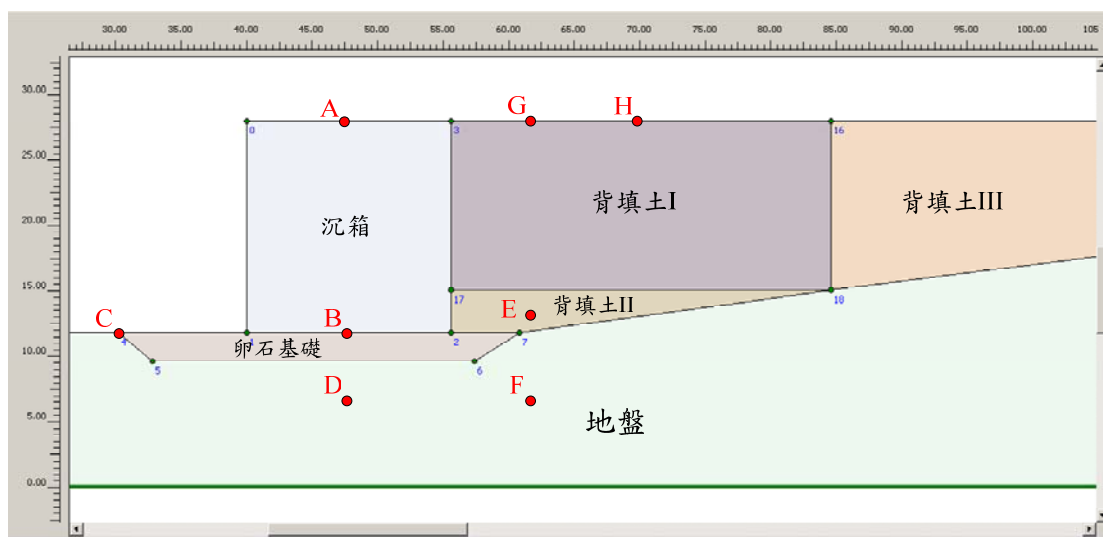


圖 4.3.20 臺中港 23~24 號碼頭分析模型材料分區與監測點位示意圖

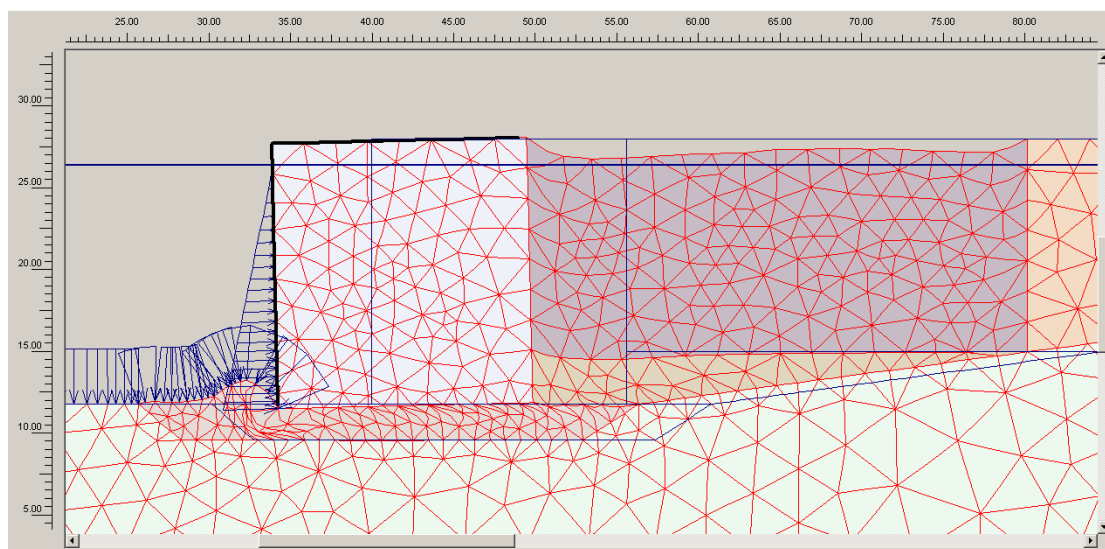


圖 4.3.21 臺中港 23~24 號碼頭分析所得變形網格

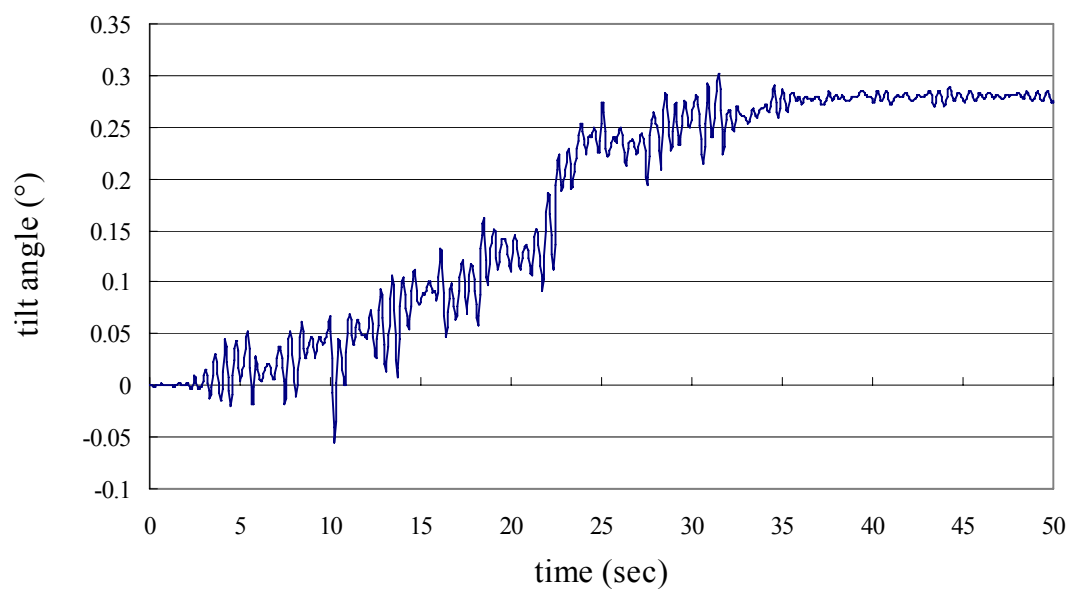


圖 4.3.22 臺中港 23~24 號碼頭有限元素分析所得沉箱傾斜角歷時

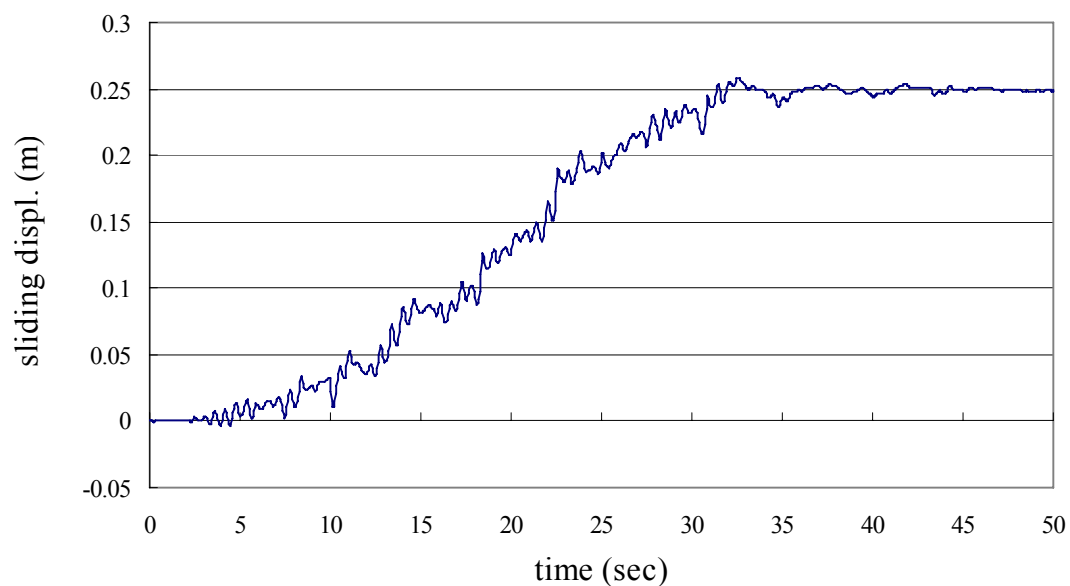


圖 4.3.23 臺中港 23~24 號碼頭有限元素分析所得沉箱滑移量歷時

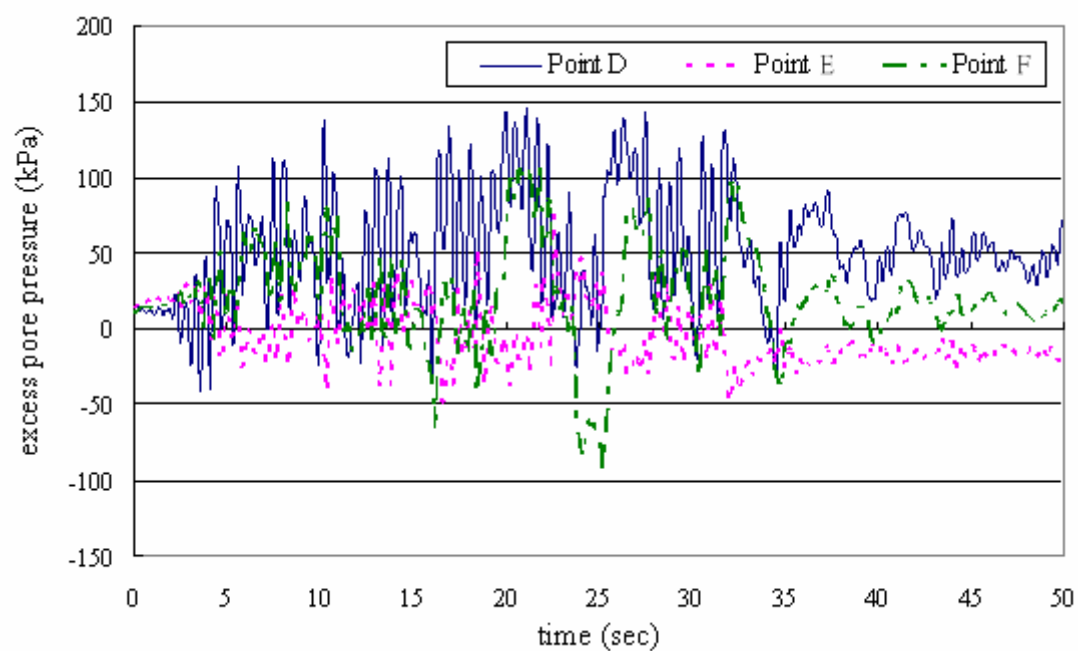


圖 4.3.24 臺中港 23~24 號碼頭有限元素分析所得超額孔隙水壓歷時

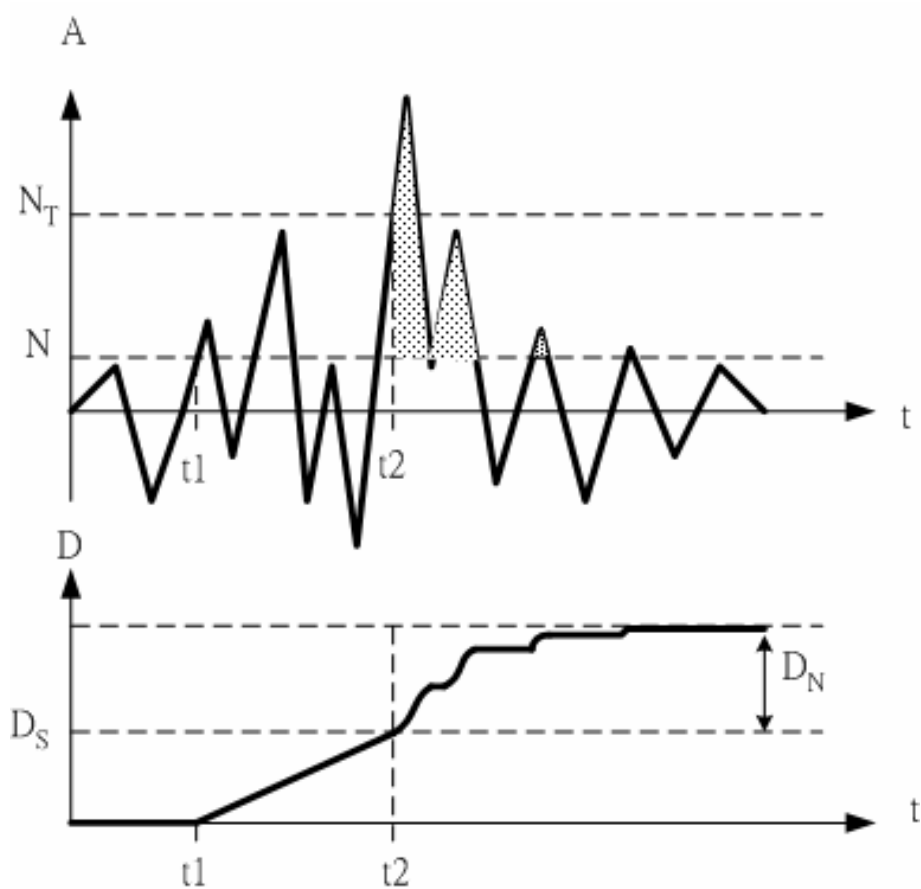


圖 4.3.25 滑動塊體分段分析法示意圖

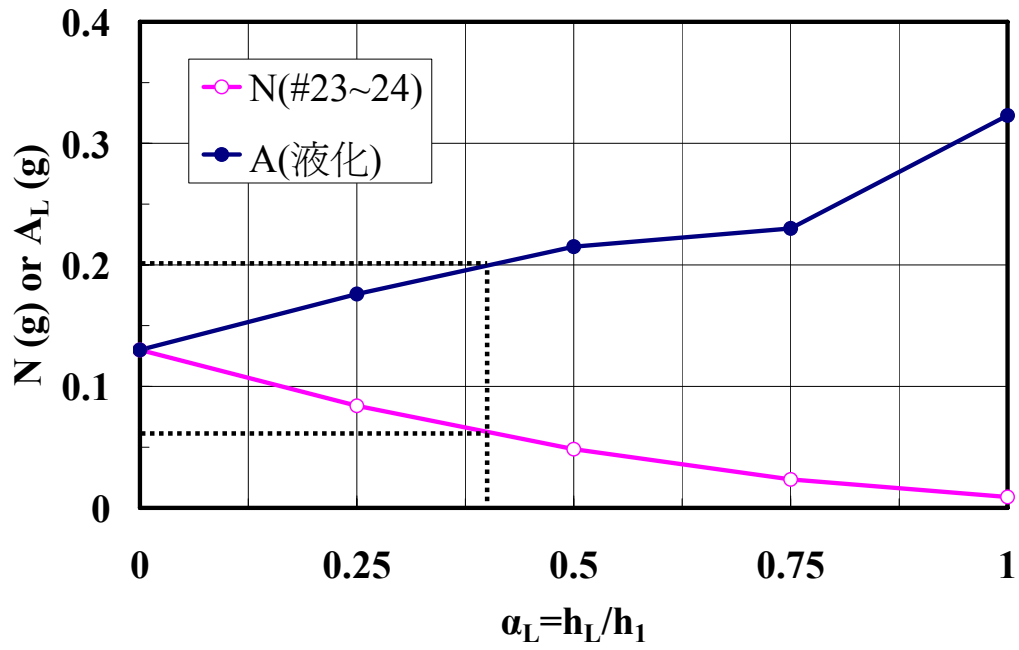


圖 4.3.26 23~24 號碼頭背填土液化程度與臨界加速度示意圖

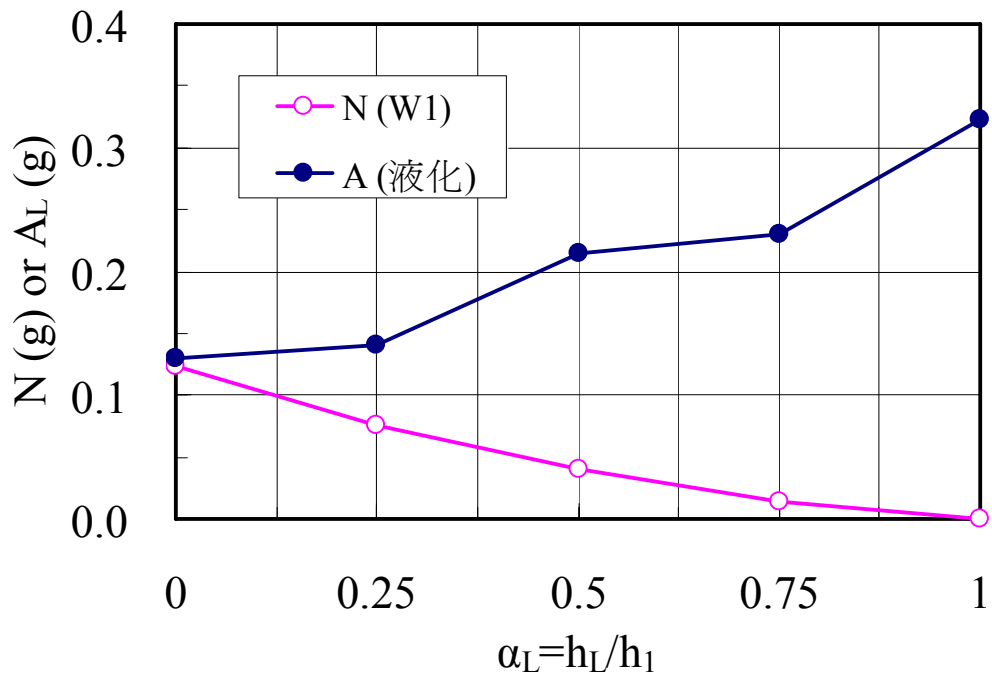


圖 4.3.27 西 1 碼頭背填土液化程度與臨界加速度示意圖

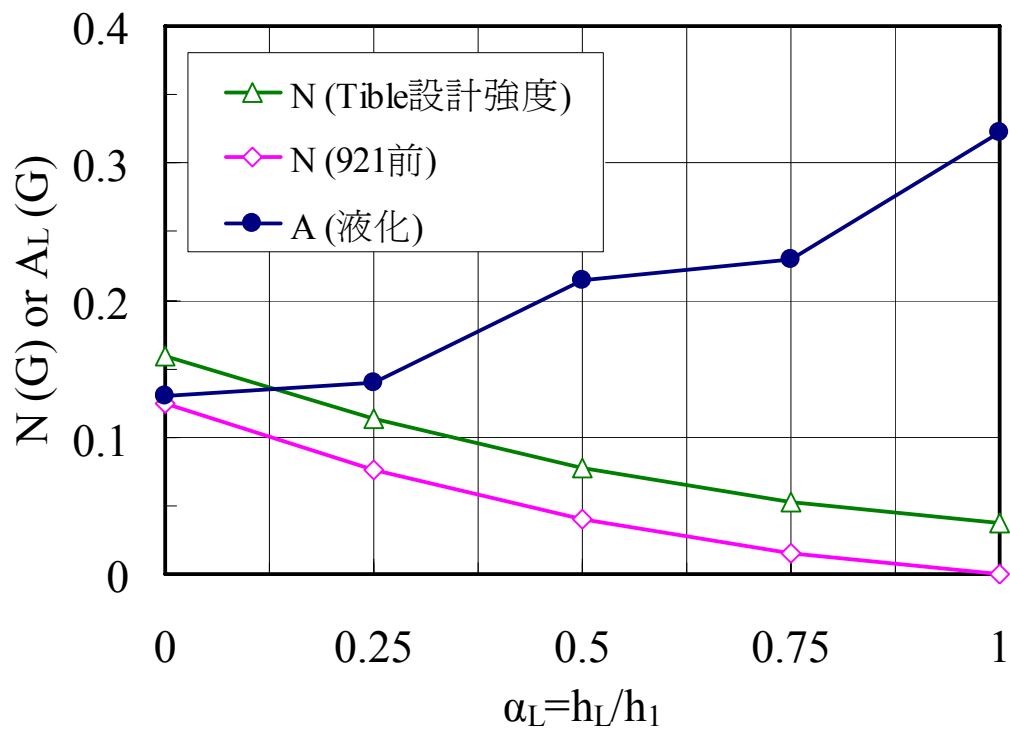


圖 4.3.28 1~3 號碼頭背填土液化程度與臨界加速度示意圖

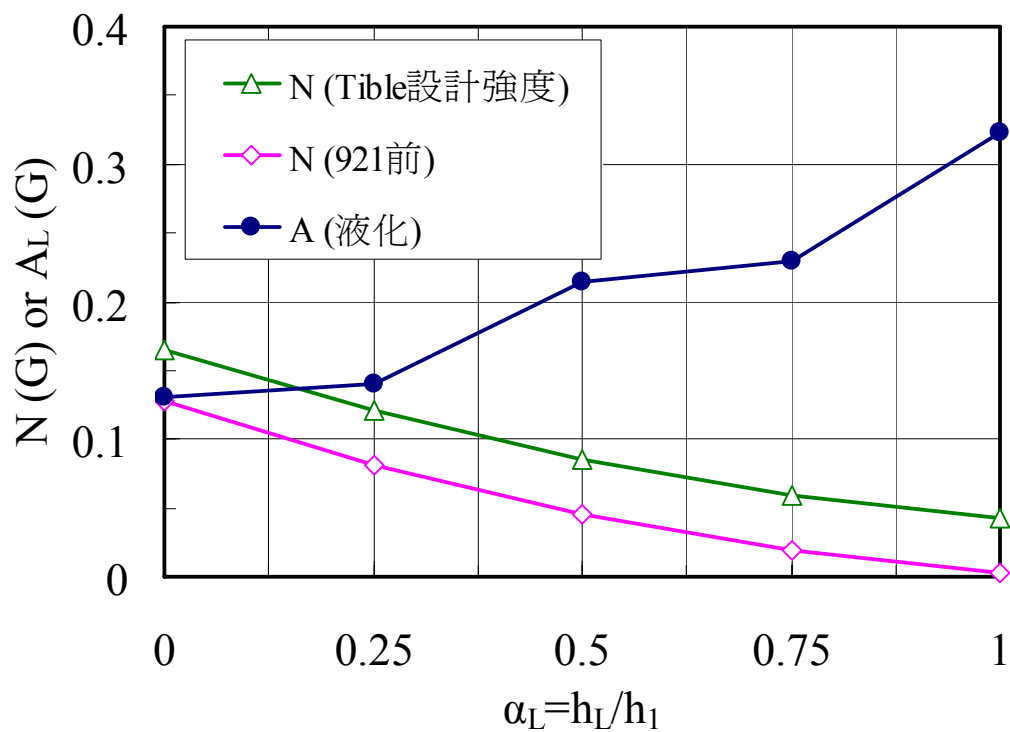


圖 4.3.29 4 號碼頭背填土液化程度與臨界加速度示意圖

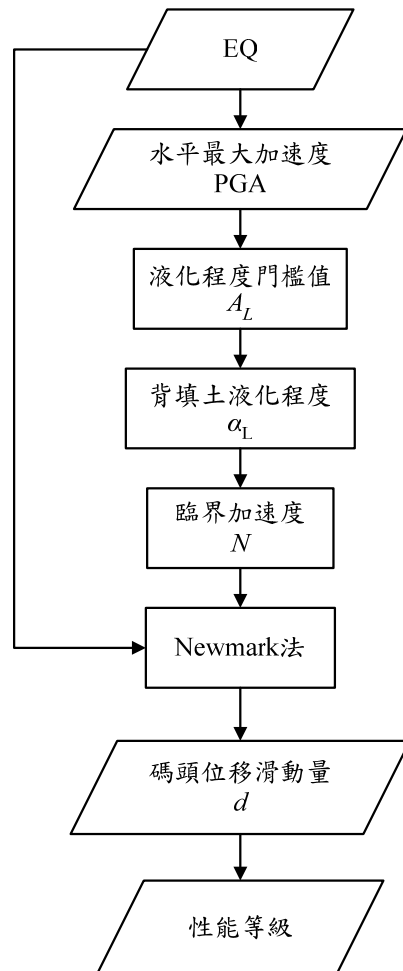


圖 4.3.30 沉箱式碼頭受震滑移量與性能等級之評估模式

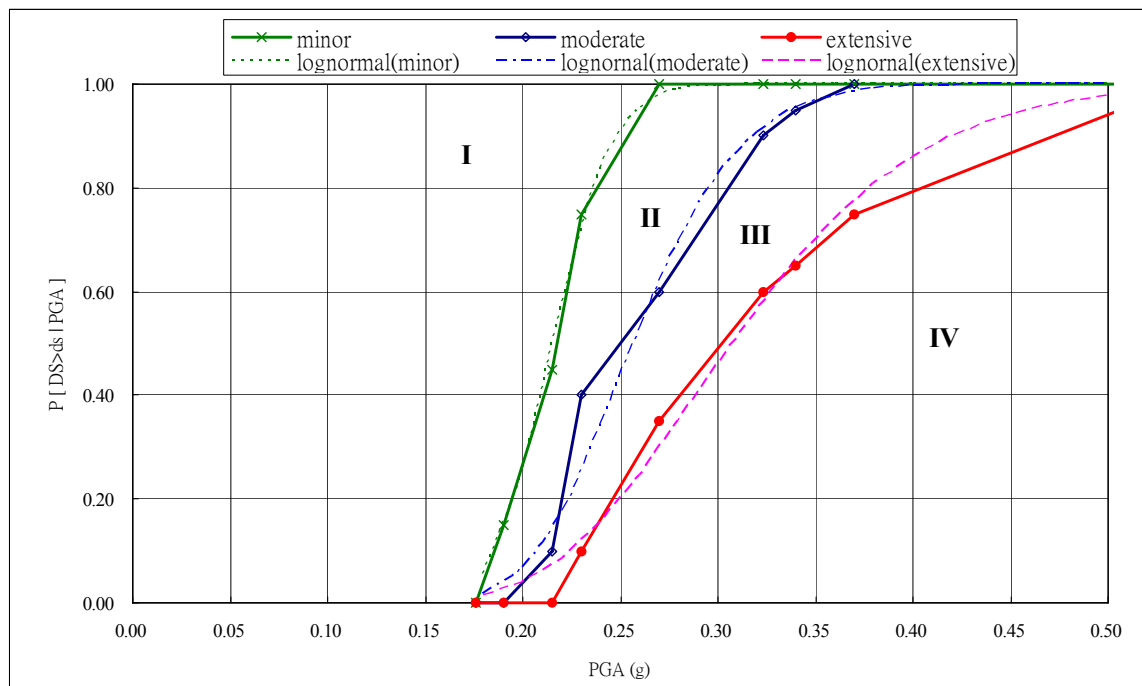


圖 4.3.31 23~24 號碼頭之易損性曲線

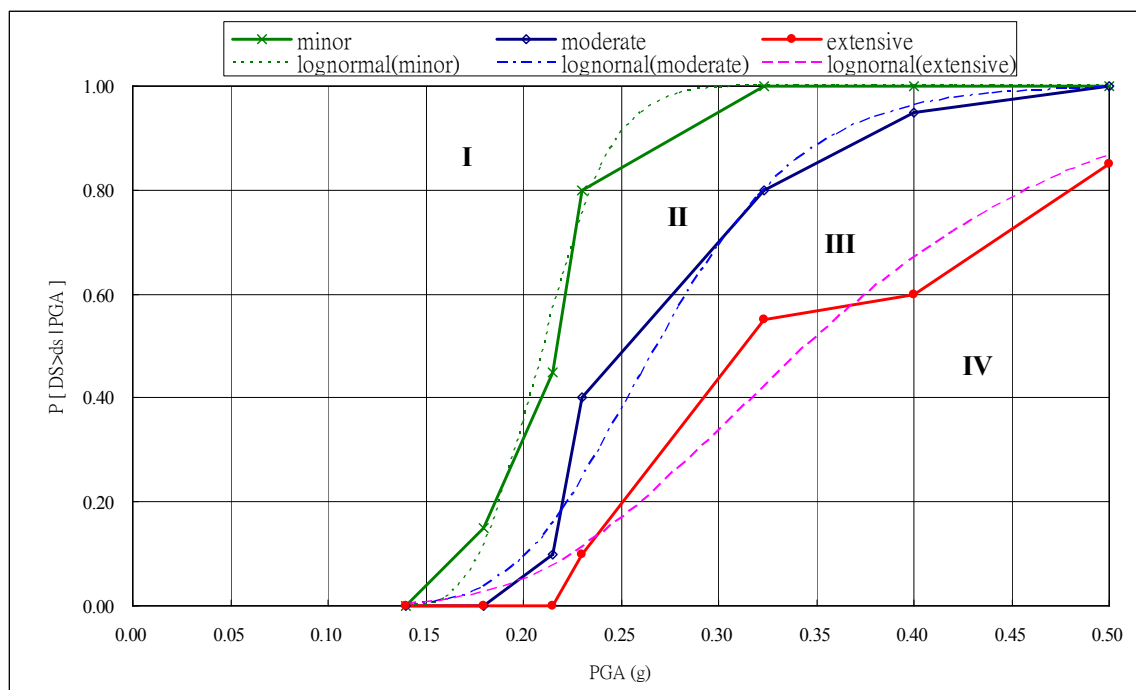


圖 4.3.32 西 1 碼頭之易損性曲線

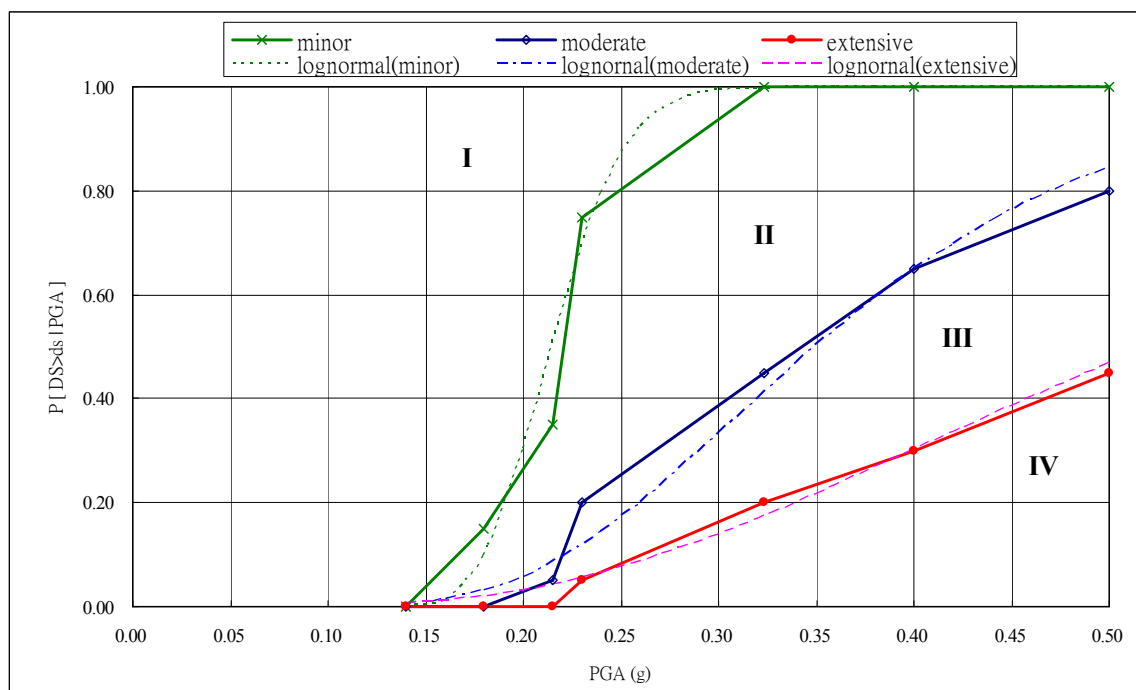


圖 4.3.33 1~3 號碼頭之易損性曲線

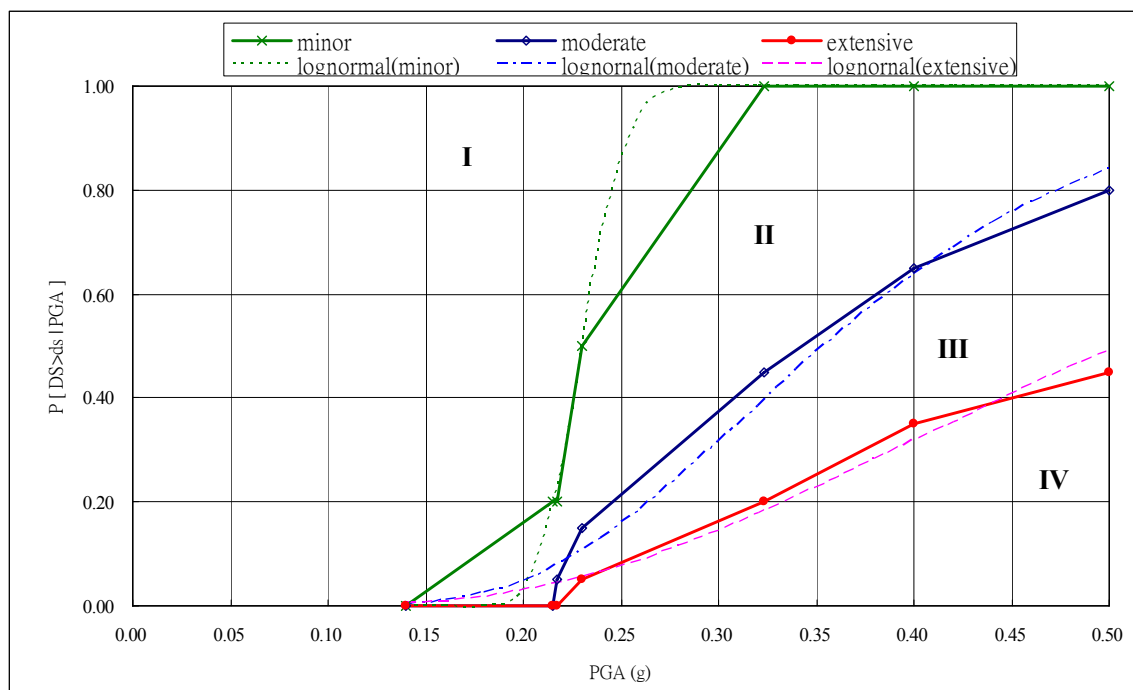


圖 4.3.34 4 號碼頭之易損性曲線

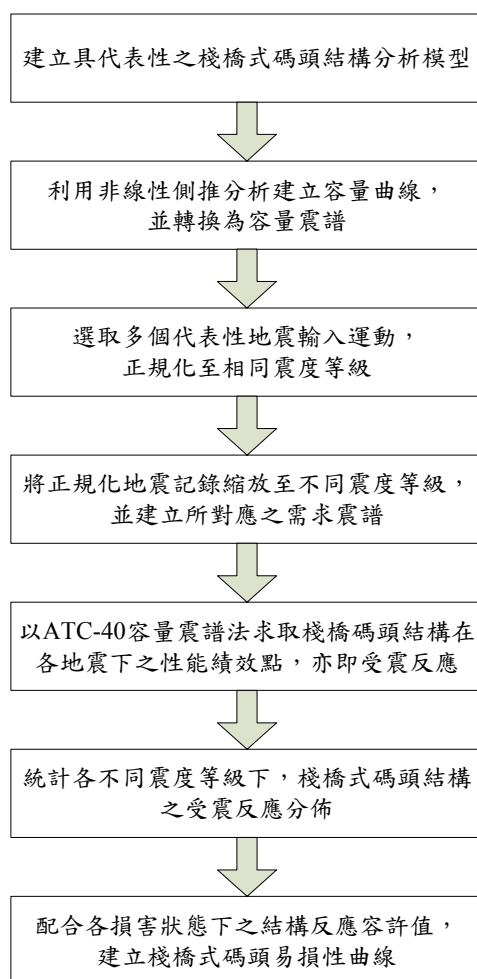


圖 4.3.35 棧橋式碼頭易損性曲線建立流程

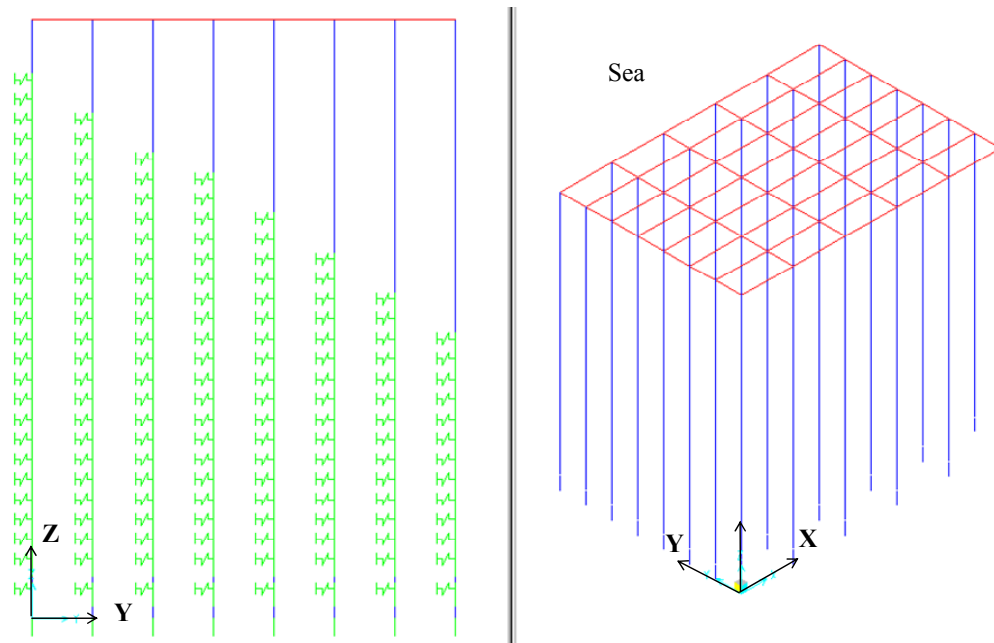


圖 4.3.36 非線性靜力分析（側推分析）模型示意圖

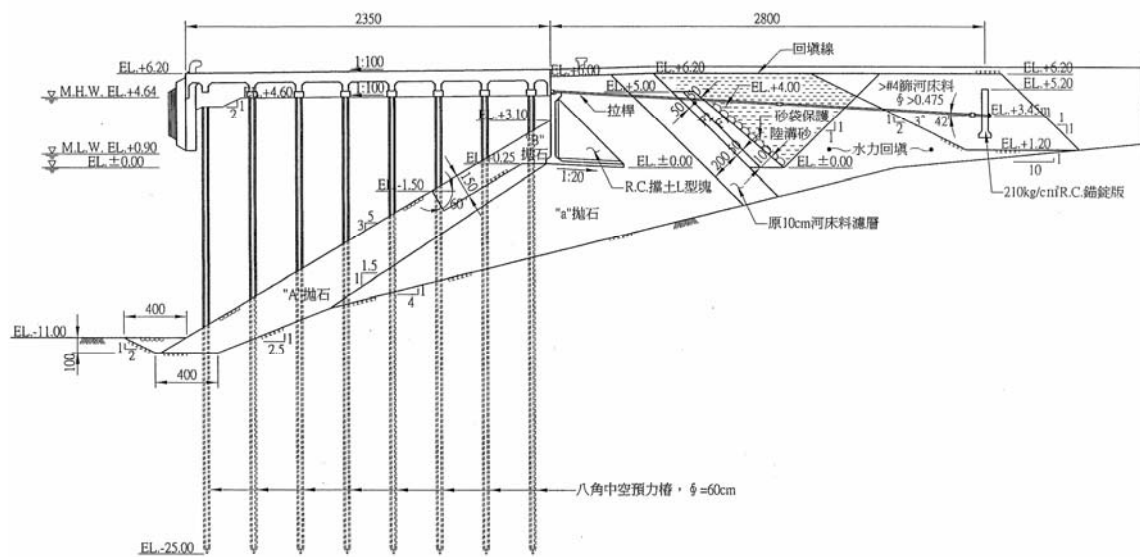


圖 4.3.37 臺中港 5~8A 號碼頭案例分析之標準斷面

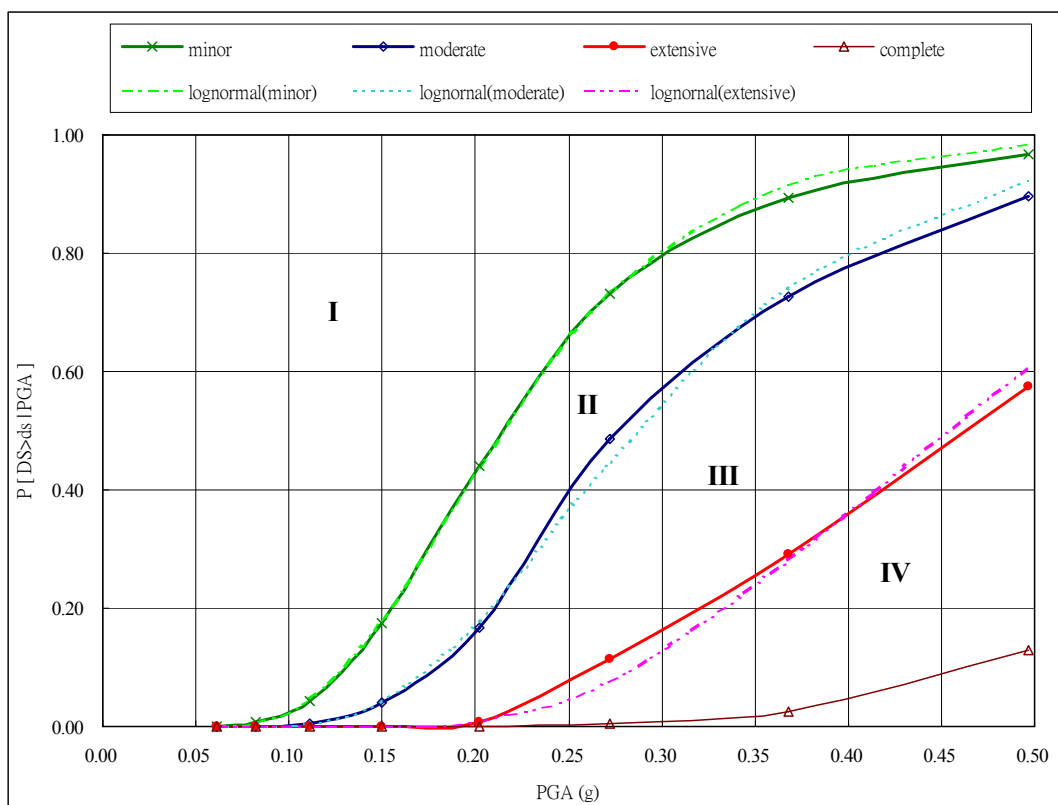


圖 4.3.38a 臺中港 5~8A 號碼頭易損曲線(X 向)

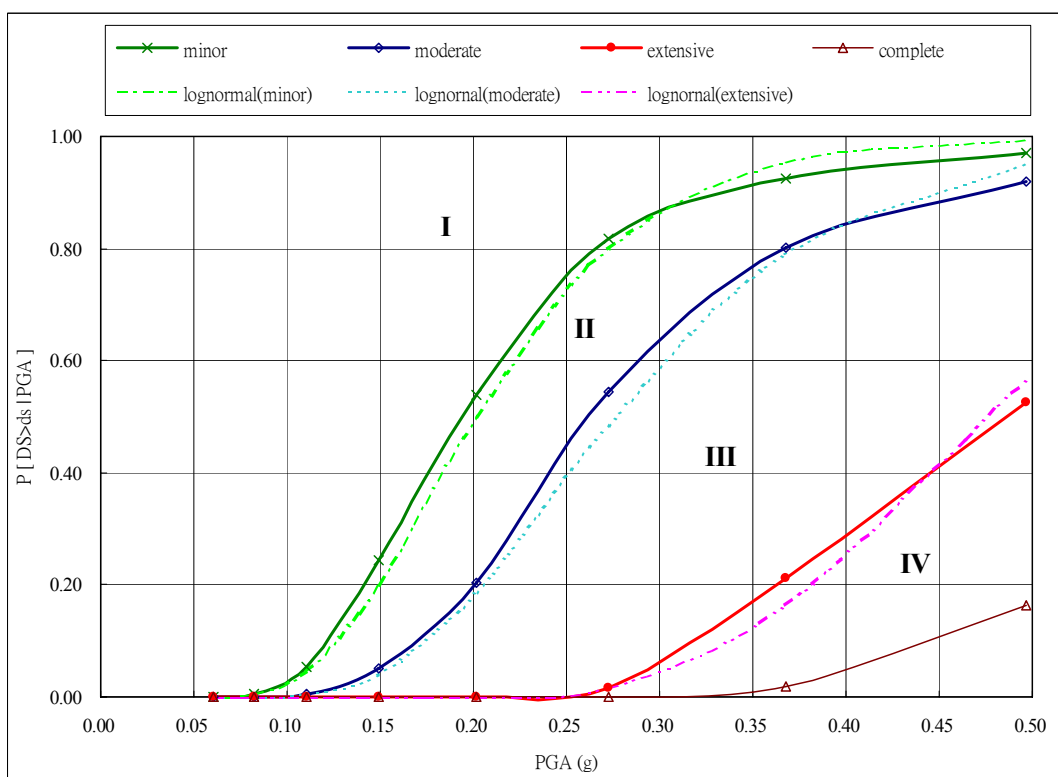


圖 4.3.38b 臺中港 5~8A 號碼頭易損曲線(Y 向)

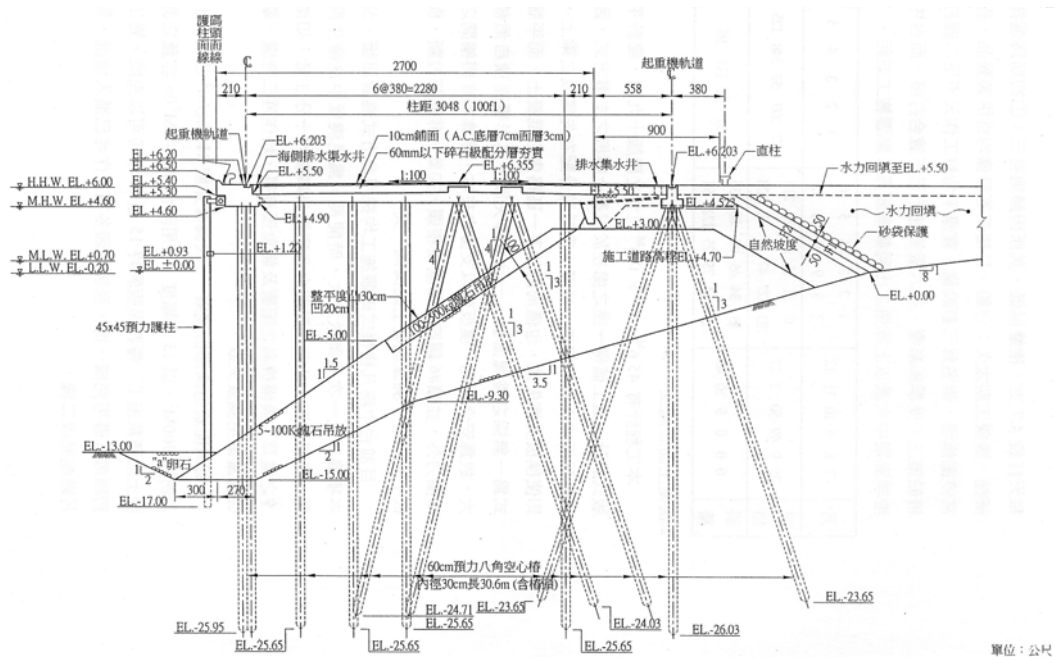


圖 4.3.39 臺中港 9~11 號碼頭案例分析之標準斷面

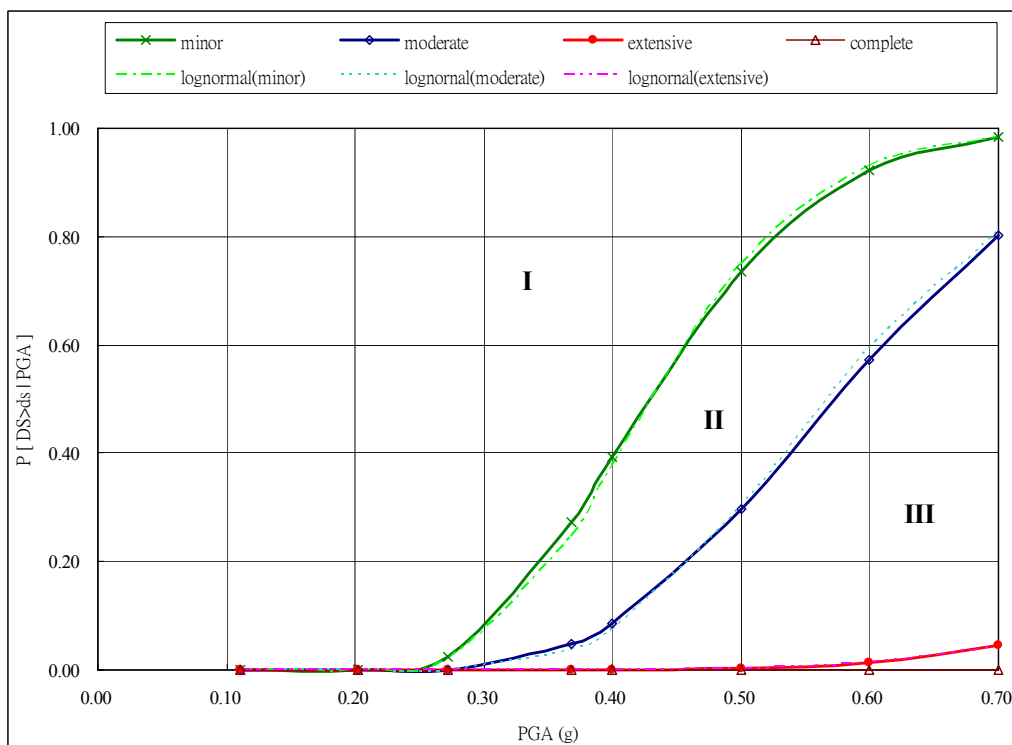


圖 4.3.40a 臺中港 9~11 號碼頭易損曲線(X 向)

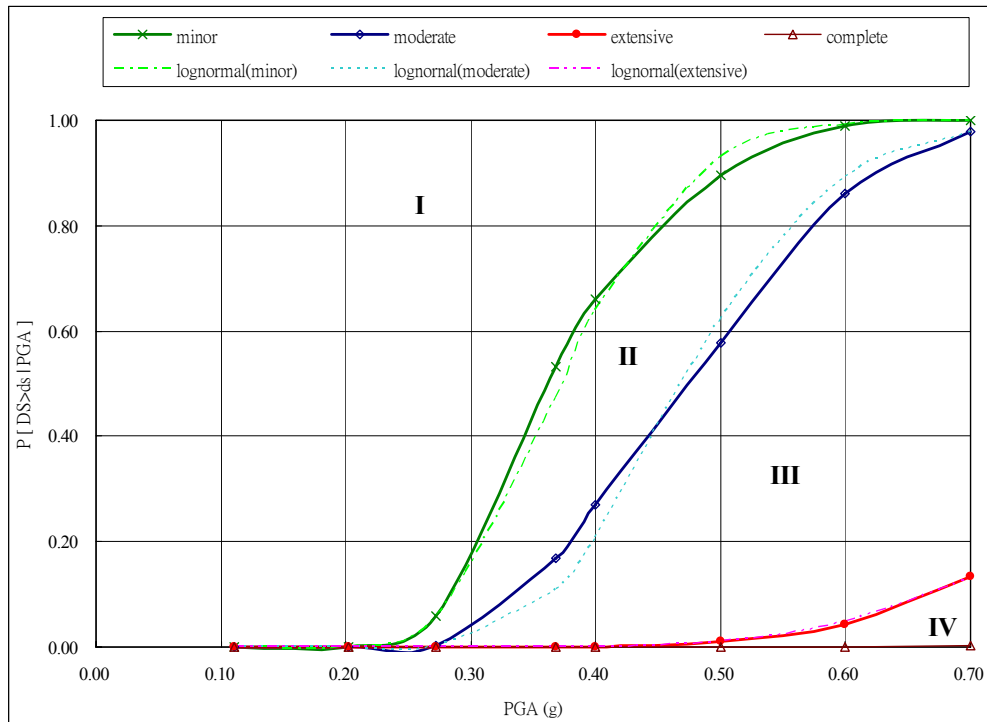
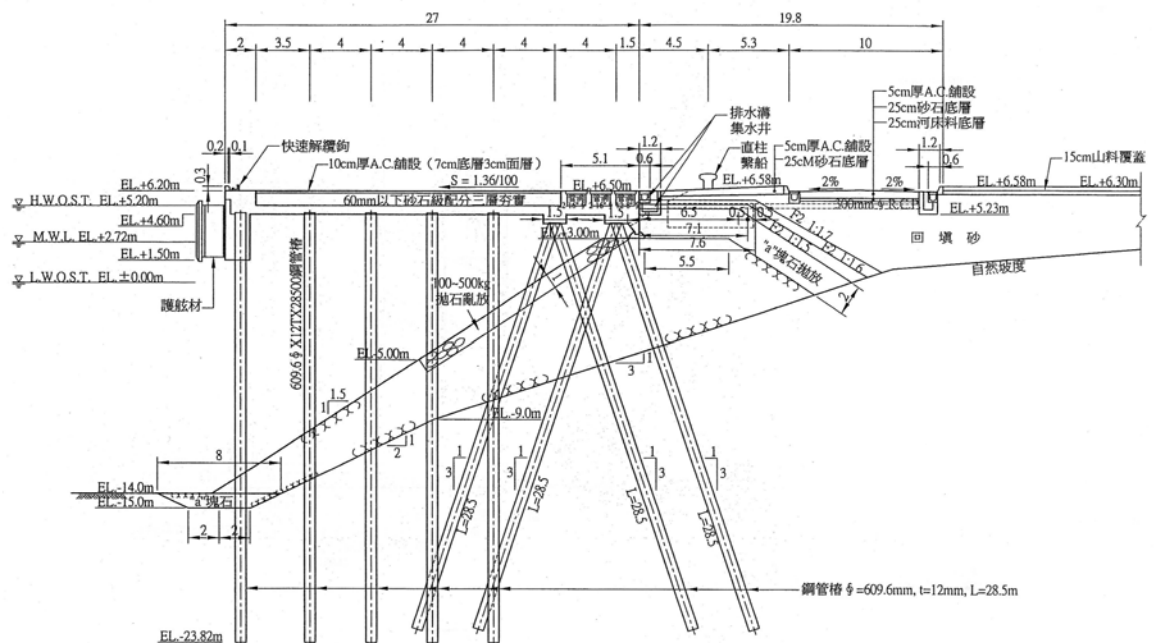


圖 4.3.40b 臺中港 9~11 號碼頭易損曲線(Y 向)



單位：公尺

圖 4.3.41 臺中港西 3~西 4 號碼頭案例分析之標準斷面

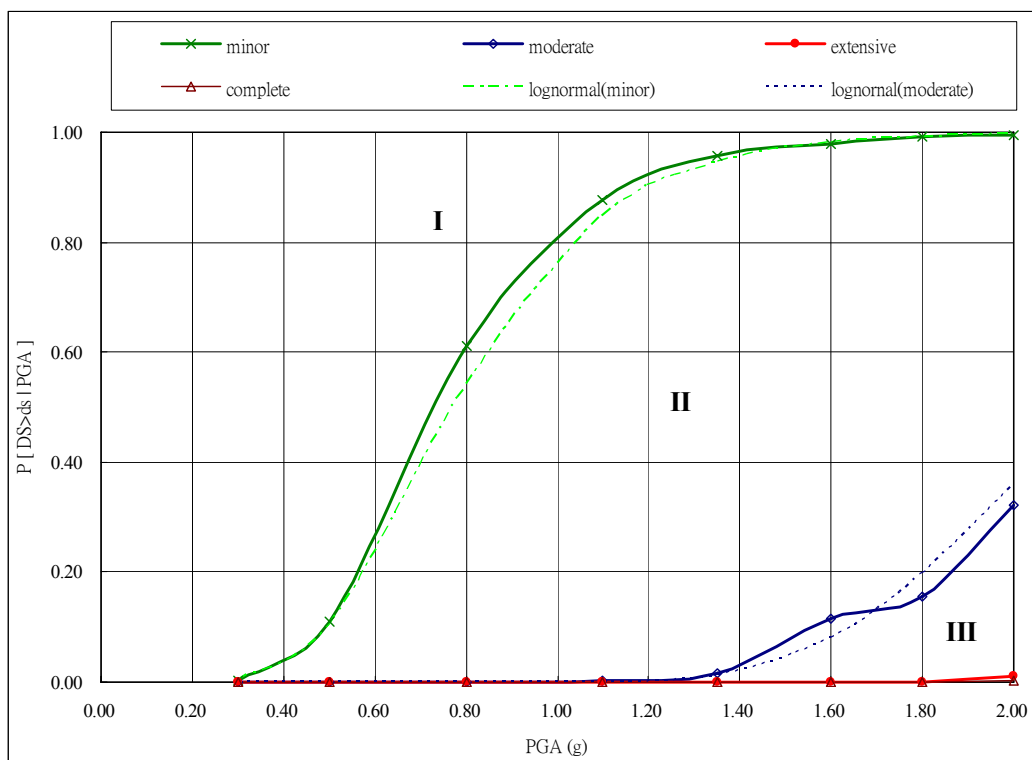


圖 4.3.42a 臺中港西 3~西 4 號碼頭易損曲線(X 向)

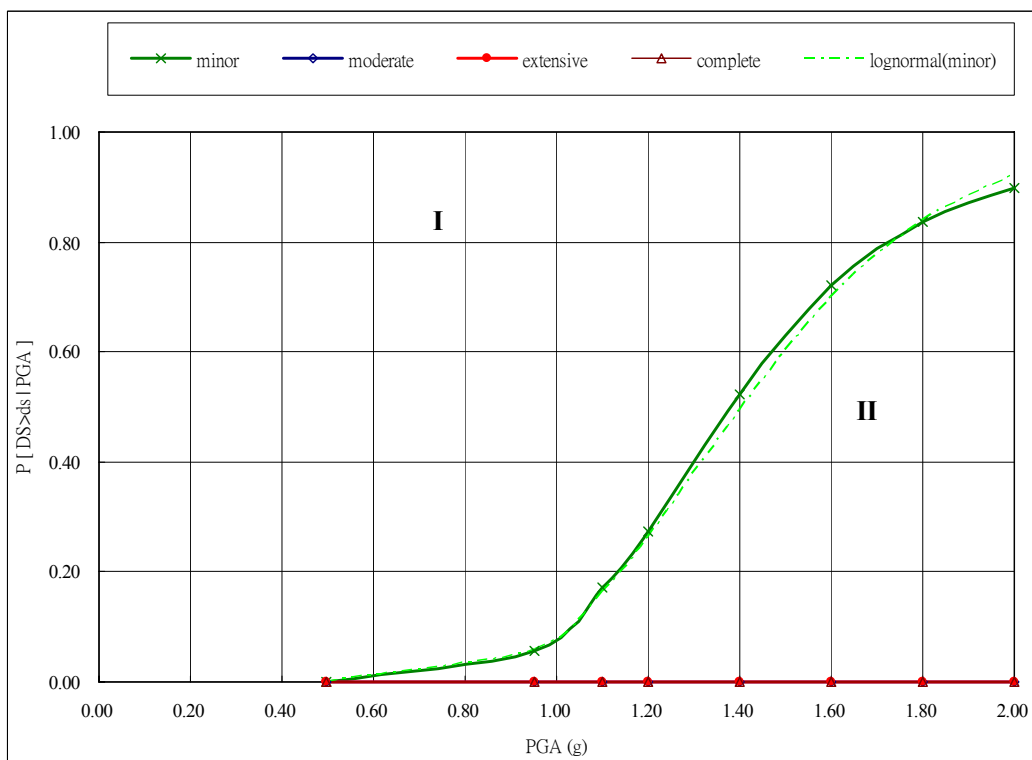


圖 4.3.42b 臺中港西 3~西 4 號碼頭易損曲線(Y 向)

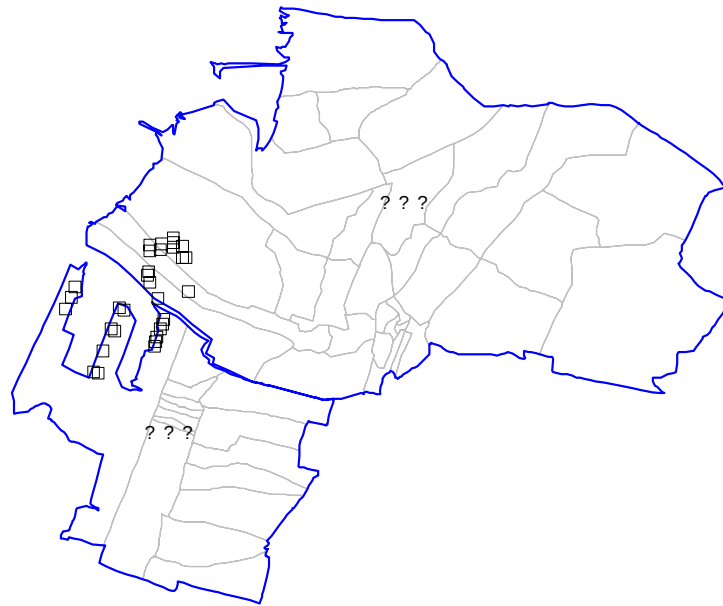


圖 4.4.1 臺中港區鑽孔分佈圖

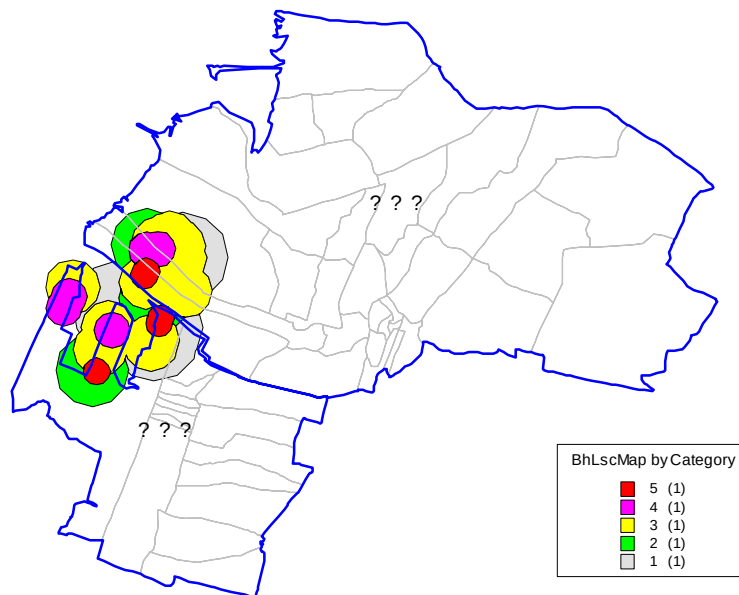


圖 4.4.2 臺中港區地盤液化敏感類別圖

定義模擬地震

計畫名稱: TCU 事件識別: CHICHI [OK] [Cancel]

儲存目錄: C:\Haz-Taiwan\TCU071009\SCENARIO\CHI [瀏覽]

事件描述: 集集地震模擬

地震類型: 依歷史性地震的震源參數

震動衰減律: Jean (2001) 調整: 0 std.

地震事件: [圖形]

發生日期: 1999 / 9 / 21 時間: 1 : 47 : 16

芮氏規模: 7.3 震央經度: 120.8155

震源深度: 8 公里 震央緯度: 23.8525

斷層名稱: [圖形]

斷層開裂

方向: 0 度 (0 - 180)

傾角: 90 度 (-89 - 90)

長度: 0 公里 ☒ 修改

寬度: 0 公里 ☒ 修改

斷層種類

☐ 平移斷層

☒ 逆斷層

☐ 正斷層

圖 4.4.3 模擬地震設定

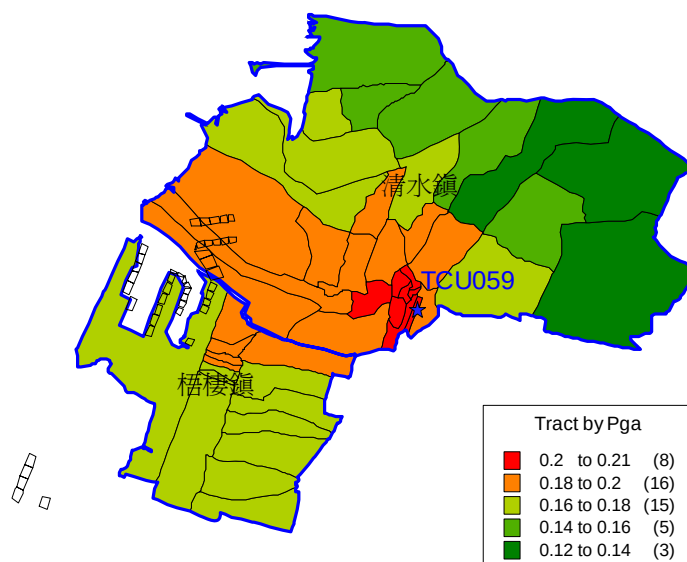


圖 4.4.4 梧棲鎮與清水鎮村里 PGA 分佈

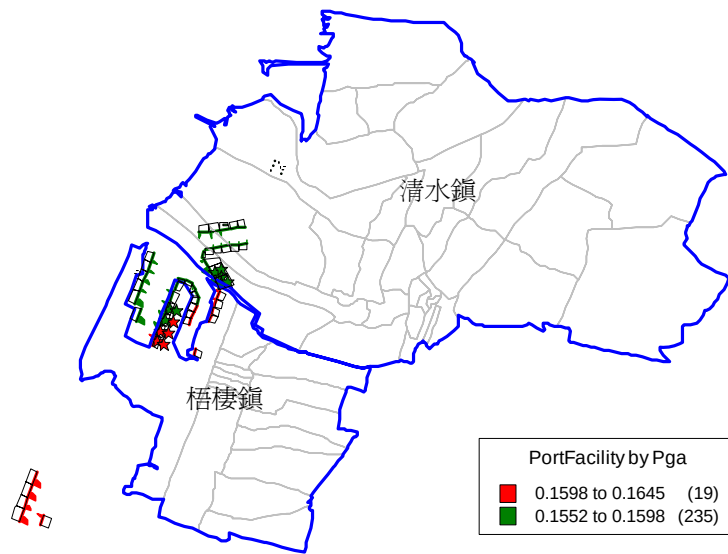


圖 4.4.5 臺中港區港灣設施所在位置 PGA 值分佈

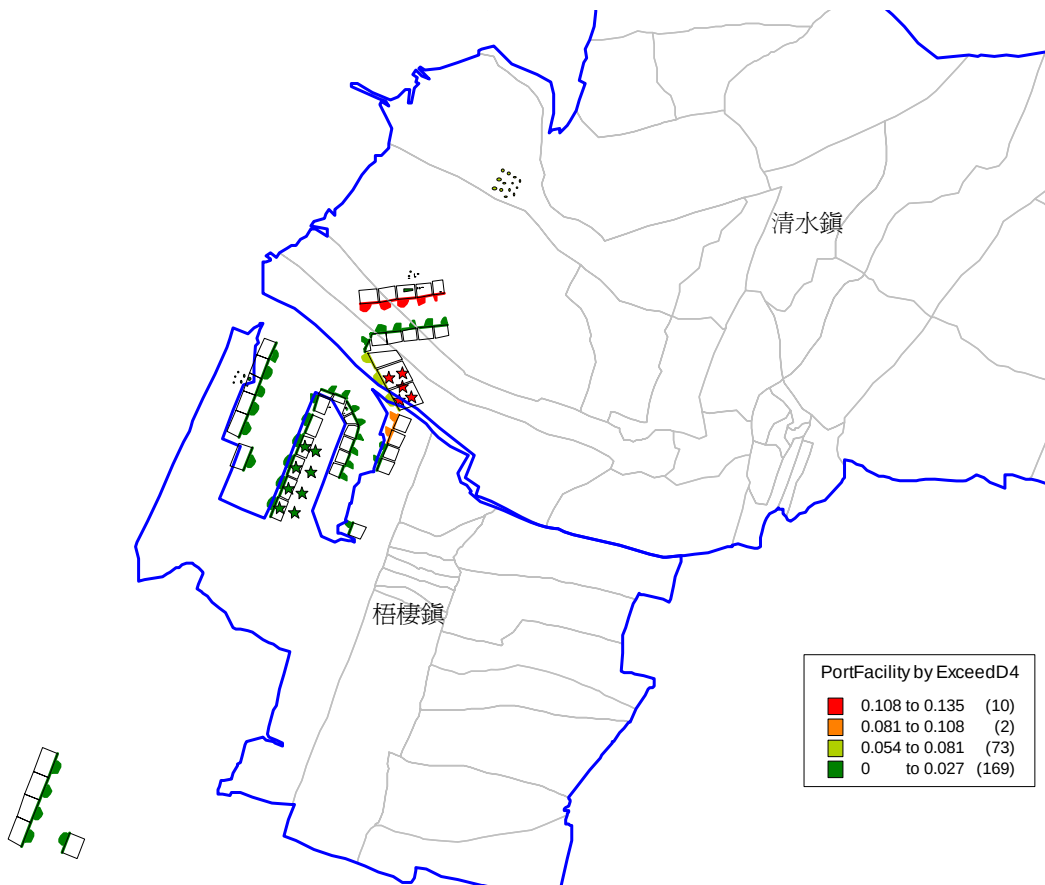


圖 4.4.6 臺中港區各項設施達至少嚴重損害狀態機率分佈

第五章 計畫執行成果

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，第一年的工作重點在於發展與建立TELES中對於港灣地區震損評估模組之架構與基本資料，並選擇臺中港地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。

因此，現階段之工作內容主要為：針對臺中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；建立並驗證港灣構造物耐震能力評估模式，包括沉箱式碼頭、棧橋式碼頭，並以此模式評估臺中港14座碼頭之耐震能力；蒐集與建置TELES系統港灣設施災損模組基本參數與資料，並以臺中港為對象，研擬災損評估分析程序。

本研究自96年3月起執行至10月止共計八個月，主要研究成果簡要列述如后：

1.港灣地區地震潛勢之評估

已進行臺中港區鄰近測站強震歷時及場址特性資料蒐集、臺中港

區地震危害度分析、臺中港區地震可能發生時間序列分析、以及臺中港區場址效應與液化危害度探討等，並提出具體結論以供參考。列舉數點簡要結論如下：

- (1)臺中港區位於地震活動較稀少之地區，附近有兩條第一類活動斷層（屯子腳斷層與車籠埔斷層），及屬存疑性斷層之彰化斷層系統。
- (2)在考慮第一類活動斷層危害下，地震危害度分析結果顯示工址地表危害度在長回歸期處會由獅潭、屯子腳斷層系統所控制。
- (3)透過港區液化危害度分析所蒐集鑽孔資料，分析結果顯示大部分鑽孔場址皆屬於「嚴重液化程度」，應研擬適當之防制措施。

2.港灣構造物耐震能力之評估

已進行臺中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、沉箱式碼頭與棧橋式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。茲就沉箱式碼頭及棧橋式碼頭之分析結果歸納簡要結論如下：

(1)在沉箱式碼頭方面：

- ①透過數個案例分析結果顯示，FLAC 程式已能有效模擬沉箱式碼頭結構之受震行為，分析於 921 地震作用下沉箱之位移值，結果顯示大致與現地觀察現象相符。
- ②土壤液化的發生與否將顯著地影響沉箱之耐震能力，透過採用被動式錨樁所修復之碼頭，分析結果顯示其耐震能力可有效提昇。

(2)棧橋式碼頭部分方面：

以屯仔腳斷層為例，利用耐震設計規範所求得地震需求，於該地震作用下，棧橋式碼頭之反應仍處於彈性階段，顯示碼頭結

構有足夠之耐震能力承受此一地震作用。

3. 港灣構造物之災害境況模擬

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，並完成下列三個主要工作項目：

- (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，並初步參考HAZUS 99所建議之相關參數，以供港灣構造物災損評估相關模組之開發運用。
- (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；研擬沉箱式與棧橋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。
- (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。

最後並提出震災模擬測試案例，以驗證所建置之相關模組之執行與運作功能。

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. 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.
13. 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.
14. Idriss, I. M., “Response of Soft Soil Sites During Earthquakes,” *Proceedings of the Symposium to Honor Professor H. B. Seed*, 1990, pp. 273-289.
15. 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.
16. 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.
17. 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.
18. Itasca, **FLAC- Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 5.0, User’s Guide**, Itasca Consulting Group, Inc, Minneapolis, U.S.A, 2005.
 19. 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.
 20. Kaul, M. K., “Spectrum Consistent Time History Generation,” *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol. 104 (EM4), 1978, pp. 781-788.
 21. 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.
 22. 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.
 23. 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.
 24. Newmark, N. M., “Effect of Earthquake on Dam and Embankment,” *Geotechnique*, Vol. 15, No. 2, 1965, pp.139-159.
 25. 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.
 26. Newmark, N. M., and Hall, W. J., **Earthquake Spectra and Design**, EERI Monograph Series, EERI, Berkeley, 1982.

27. 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.
28. 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.
29. SEAOC, **Vision 2000, Performance Based Seismic Engineering of Buildings**, Structural Engineering Association of California, Sacramento, 2000.
30. 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.
31. 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 .
32. 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.
33. 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.
34. 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.

35. Westergaard, H. M., "Water Pressure on Dams during Earthquake," *Transactions of ASCE*, Vol.98, 1993, pp.418-433.
36. 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.
37. 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.
38. 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.
39. 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.
40. 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.
41. 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.
42. 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.

43. 日本道路協會，**道路橋示方書・同解説，V耐震設計編**，丸善株式會社，東京，1996。
44. 內政部營建署，**建築物耐震設計規範及解說**，營建雜誌社，2006。
45. 臺中港務局，**臺中港第一期工程完工報告**，榮工處，台北，1976。
46. 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。
47. 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。
48. 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。
49. 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。
50. 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。
51. 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。
52. 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。
53. 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。

54. 賴聖耀、李豐博、陳志芳、謝明志、賴瑞應、林雅雯，**港灣地區大地災害調查與常態監測之研究(2/4)**，交通部運輸研究所，2007。
55. 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。
56. 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。
57. 黃富國、陳正興，「土壤液化之機率分析法」，**地工技術**，第 82 期，2000，第 43~56 頁。
58. 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。
59. 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。
60. 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。
61. 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。
62. 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。
63. 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。
64. 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。
65. 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。
66. 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。
 67. 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。
 68. 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。
 69. <http://cgsweb.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。
 70. 黃富國、王淑娟，「液化分析最大地表加速度之決定與應用」，地工技術，第 103 期，2005，第 65～82 頁。
 71. 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。
 72. 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。
 73. 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。
 74. 馮德益、林命周，模糊地震學，地震出版社，北京，1992，第 259～264 頁。
 75. 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。
 76. 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。

77. 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。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。
78. 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年。

致謝

銘感宇泰工程顧問有限公司於本研究計畫執行期間，大力提供分析案例之設計圖說資料與專業諮詢等相關協助，特此致謝。

附錄 A 工址附近相關斷層與地震活動摘要

本計畫工址鄰近斷層，由近至遠分別如下表 A.1 所示，分佈如圖 A.1。針對經濟部中央地質調查所對這些斷層完成的地震地質調查報告，簡單整理如下，詳細說明請參考國家地震工程研究中心報告 (NCREE-05-032)。

獅潭、屯子腳、神卓山斷層

1935 年 4 月 21 日晨 6 時 2 分，在苗栗縣大安溪中游附近（24.35°N, 120.82°E, 震源深度 5 公里）發生規模 7.1 的強烈災害地震，有感區域幾乎遍及全島。此次地震的災區範圍甚大，南北約 110 公里、東西寬約 40 公里，以新竹、苗栗與台中三縣受害最為嚴重，共造成 3,276 人死亡、12,053 人受傷、17,907 間房屋全倒、36,781 間房屋受損。此次地震伴隨三條地震斷層，即獅潭斷層、神卓山斷層及屯子腳斷層。由地震觀測方面判定其目前仍具有潛在之活動性。其斷層長度分別為 12、5 及 14 公里。以下針對上述各斷層之參數詳加解釋。

獅潭斷層：

獅潭斷層為 1935 年新竹—台中大地震的地震斷層之一。斷層位在苗栗縣獅潭鄉紙湖（百壽）東方，大地震過後至今，陸續有學者專家利用不同的方式對獅潭斷層進行調查，各學者所推估該斷層的位置大體上一致，但所推估斷層的延伸長度卻有 21 公里、15 公里及 12 公里等差異。

大塚彌之助（1936）的調查結果顯示變形帶於大東勢至上十股段岩層斷裂且具錯移，長度為 12 公里，若包括上十股至竹湖的裂縫（無錯移）則有 15 公里，往北於峨眉也有大地裂出現，至此則有 21 公里長，走向約北 30~40 度東，最大落差約 3 公尺，水平位移不明顯，斷

層面向西傾 72~85 度。大江二郎（1936）調查斷層於小東勢至三洽坑段 7 公里間斷層面出露，北方斷續出現龜裂至峨眉總長約 21 公里。顏滄波（1985）認為獅潭斷層為逆移斷層，斷層面為南北走向，向西傾斜 70 度，全長約 12 公里。其中小東勢至三洽坑具明顯垂直落差，最大 3 公尺，平均 0.6 公尺。地調所最新調查發現斷層面向西傾約 70-85 度，最大落差 3 公尺，無明顯的水平位移。

經濟部中央地質調查所認為獅潭斷層延伸長度應以地震地質報告中地表破裂且具錯移的 12 公里較佳，其符合斷層的定義。

神卓山斷層：

本斷層亦為 1935 年 4 月 21 日形成之地震斷層，呈北北東走向，可能為逆移斷層。本斷層平行於獅潭斷層，位於後者東方約 2 公里的八卦力山脈稜脊西側，為斷續出現的裂縫及延伸不長的小斷層。根據調查神卓山變形帶僅是一系列的裂縫及小斷層所組成，主要部份約 5 公里長（大江二郎，1935），小斷層最大垂直落差 0.6 公尺，無明顯水平位移，東側為相對昇側，位於山脊人煙罕至處，中央地調所調查結論建議該斷層由「第一類活動斷層」中除名。

屯子腳斷層：

為右移斷層，兼具逆移性質，呈 N60°E 走向，其出露在枕頭山地表的斷層崖經野外實測結果，高差約 60 公尺，而崖面兩側高差達 70.4 公尺，該斷層於 1935 年以前可能曾經活動跡象。斷層經過枕頭山，向東北似沿著關刀山主峰西南向支稜之東南側山腰，切過古崩塌地冠部附近，並越過十分北邊呈西北走向的山稜，向東北方向延展，最後可能與獅潭地震斷層連接。

屯子腳地表破裂線的分佈，東北起自大安溪南岸泰安，以約為 S60°W 方向朝西南延伸，經今后里、內埔（墩子腳）、新莊，終止於

東山一帶，全長約 14 公里。地表變形同時呈現均勻的右移與不均勻垂直位移，右移分量均在 0.3~0.5m 之譜，最大在舊社一帶，可達 1.5m。垂直分量上，在后里台地東北端，西北盤相對於東南盤抬升 0.7m，而自后里市向西南，則主要為東南盤相對於西北盤抬升 0.3~0.5m，但仍有間歇西北盤抬升的現象。主要為水平變位，最大變位在后里東北方，水平移動約 150 公分。

彰化斷層

彰化斷層暫列為逆移的盲斷層，此因地表並未有斷層露頭證據，推測其在地表上的位置，仍具相當之不確定性。概略言之，彰化斷層位於八卦丘陵西緣，長約 32 公里。

石再添與楊貴三（1985）依地形特徵將「彰化斷層」分為三段：北段稱為彰化斷層，中段稱為員林斷層，南段稱為田中斷層。本研究地形分析顯示，位於八卦丘陵西緣的彰化斷層並未有明顯的斷層跡，且無較平滑明顯的線形，僅在台地中部與南部的西緣有類似崩積層堆積。野外受人為開發與植被影響，無法確認斷層跡的位置。顯然在彰化斷層以東八卦丘陵的中段、南段有明顯的線形，但是無明顯的地質證據。中央地質調查所綜合各類調查結果做出以下結論（資料來源：中央地質調查所網站）

1. 斷層僅見地形特徵，地表未見直接地質證據，依地球物理及淺層震測結果，本斷層應為逆衝的盲斷層，斷層面東傾。
2. 本斷層依地形特徵可分為北中南三段，由北而南分別為彰化-花壇段、花壇-員林段、員林-二水段。其中北段可能已逆衝至地表。
3. 地形上所見線形特徵仍為重要之訊息，而新舊扇崖所呈之變動地形累積位移現象亦不可忽視。此雖暫未有充分之地質證據顯示石再添等（1985）所定義的員林斷層、田中斷層為斷層，此但其仍

為一相當活躍的活動構造線，值得注意。

4. 盲斷層尚未納入本所活動斷層之分類，或可暫以其在地表的位置不確定，而列入存疑性斷層。雖彰化斷層為盲斷層，其活動已形成活動構造--八卦山背斜與一些構造線形，由災害防救的觀點，本斷層仍需注意，而本所未來對盲斷層的地位，應作更進一步釐清。在階段性任務完成後，未來應朝向以活動構造圖來替代活動斷層圖。
5. 由 1990 年以來至 2000 年 5 月間，在台灣中西部所發生的地震震央分佈顯示，集集大地震之後，在測區的東南方，位於彰化斷層與車籠埔斷層之間的地震次數增加了許多，顯示了這一區域增高地震的活動性，相對的也提高了對於本區的威脅，因此，這一區域斷層的活動性應不可忽視。
6. 彰化斷層雖為盲斷層（認為前緣斷層-西側分支，仍在地下），考量其是否仍有分支（東側分支即石等之員林斷層、田中斷層）出露地表之不確定性，故建議將之仍暫列為存疑性活動斷層。

車籠埔斷層

1999 年 9 月 21 日凌晨 1 時 47 分，台灣地區發生芮氏規模 7.3（修正後為 $M_L 7.1$ ）之強震，根據氣象局公佈的震央在南投集集附近，座標：北緯 23.85° ，東經 120.78° ，約在日月潭西南方 6.5 公里處，震源深度在地表下 7.5 公里。此次地震造成 2,333 人死亡，39 人失蹤，一萬餘人受傷，數萬間房屋損毀。本次地震係因車籠埔斷層發生錯動所造成，並於地表產生延長約達 100 公里之地表錯動，斷層上下盤間之高差最大可達 7-8 公尺，使得沿線斷層帶上的建築物、橋樑等無一倖免，均遭到嚴重之破壞。此外，因車籠埔斷層屬逆衝斷層型態，斷層東側之上盤地區，震力額外激烈，由於上述地震斷層及強地動之特

性，導致車籠埔斷層以東地區災情加重。

車籠埔斷層因 1999 年地震活動造成長約一百公里的地表破裂，其形成約在 70 萬年前，長期以來隨著斷層活動已造成約 5000 公尺的垂直抬升量（陳文山等，2000；2001）。由階地變形推估的活動週期約在 400-1000 年之間（陳文山等，2004）。

目前已在車籠埔斷層從豐原至竹山進行多處的槽溝開挖，綜合過去研究顯示，在豐原地區，此處挖溝地點在一階面的交界處，此處可觀察到 2 次的古地震事件，前次地震發生時間約在 1000-2000 年前，在霧峰鳳梨園的槽溝研究中 4 次古地震事件，前一次地震發生時間在 150-430 之間，而 1800 年以來，含 921 地震共歷經 4 次地震事件。但在霧峰垃圾掩埋廠附近的槽溝顯示近 200-300 年並無古地震事件發生，但在霧峰附近萬豐一帶，陳文山等認為該處有一小於 200 年的事件發生，但草屯地區挖溝卻顯示自 500-600 年前以來並無地震發生，在南投地區，前次地震發生時間在 640-710 年以前，但陳文山（2001）在名間地區發現 200 年間有一次古地震事件。綜合槽溝調查資料，陳文山教授（2004）認為車籠埔斷層可解析出 5 次的古地震事件（不含 921 集集地震），發生的年代為西元 1999 年、西元 1650-1520 年、西元 1270-1160 年、西元 1060-1030 年、西元 570-400 年、西元 240-50 年（Chen et al., 2001a, b, 2004, 2005）。從上述的研究來看，車籠埔斷層每一次的地表破裂的隆起高度約 1-2.5 公尺之間，這個高度變化大致與 921 集集地震時產生的隆起高度相當，所以從這些古地震的資料分析，之前的古地震規模可能都在 7.0 以上。另外，由古地震至 921 地震的地震時間間距來看，每次地震相距時間約 300-400 年。另外可以由古地震的特性可以推演下次發生大地震的可能發生時間約在西元 2340 ± 90 年（陳文山，2005）。

清水斷層

林朝榮（1957）指出清水斷層向北延伸接后里台地西緣之大甲斷層，向南延伸則連接八卦台地西緣的彰化斷層。本斷層在大肚台地的長度約為 22 公里，由甲南經清水到沙鹿的一段，呈東北走向，沙鹿以南為北北東走向，龍井以南呈北北西走向，斷層跡略呈弧形（楊貴三，1986）。中央地質調查所初步調查結果，未在清水斷層沿線發現斷層露頭，僅具斷層地形特徵，野外未發現斷層證據，可能為一向東傾斜的盲斷層（斷層前端尚未出露地表）暫列為存疑性活動斷層。

大甲斷層

大甲斷層為一長約 6 公里，近乎北至北北東走向的逆移斷層，於后里台地之西緣具有明顯的地形崖線型，由大甲東緣，向南延伸至大甲溪北岸。中央地調所依推測大甲斷層上盤地層形成斷層彎曲摺皺（Fault-Bend Folds）之型態，斷層由東向西逆衝，斷層面約 45 度，在深度約 500 公尺處有停止向上延伸，轉為沿入層間近水平滑動。但仍可能沿軸部向上破裂至目前的斷層位置，岩層越接近斷坡則越為彎曲。而鑽井結果顯示主斷面可能已經相當接近地表，或已達地表，而受崩積層掩蓋。

參考文獻

- A.1 林啟文、張徽正、盧詩丁、石同生、黃文正(2000)，台灣活動斷層概論---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。
- A.2 溫國樑、簡文郁、張毓文(2005)，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成果報告，NCREE-05-032。

表A.1 本計畫工址鄰近斷層

斷層名稱	斷層分類	斷層形式	斷層長度 (km)	與工址 距離 (km)	斷層相關地震
屯子腳斷層	第一類	SS	14	8.13	1935 年 M_L 6.8 新竹-台中烈震地震
車籠埔斷層	第一類	R	105	21.21	1999 年 M_L 7.1 集集地震
彰化斷層	存疑性	R	32	15.82	-
清水斷層			20	4.08	
大甲斷層			6	4.64	

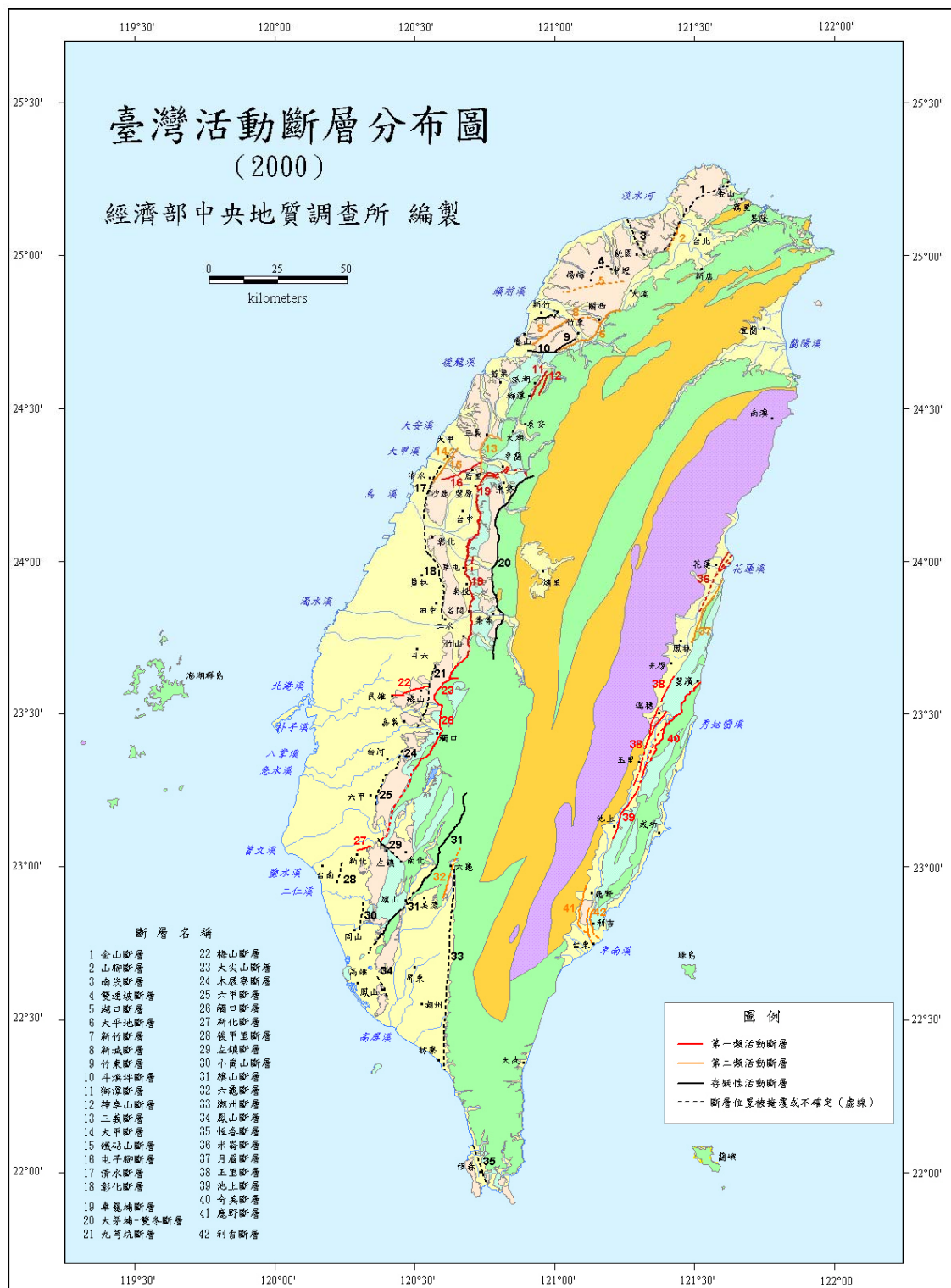


圖 A.1 台灣地區活動斷層分布圖(中央地質調查所，2000)

附錄 B 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。這個時期的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。

1. 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

$$\begin{aligned} \lambda &= P[Y > y]_{1 \text{ year}} \\ &= \sum_{i=1}^n \left\{ \int_{m_o}^{m_u} P[Y > y | E_{i,m}] f_M(m) dm \right\} \cdot \nu_i \end{aligned} \quad (1.4)$$

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_0 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回歸分析而獲得； 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。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，可由回歸分析而得。考慮台灣地區地震資料的可信度，對 a 、 b 值的回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回歸分析之結果，回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透過平均的關係減少短期波動。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_0 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

$$F_M(m) = \begin{cases} 0 & ; \quad m \leq m_0 \\ \frac{N(m) - N(m_u)}{N(m_0) - N(m_u)} & ; \quad m_0 \leq m \leq m_u \\ 1.0 & ; \quad m \geq m_u \end{cases} \quad (1.7)$$

將式(1.5)之結果代入並微分可得

$$f_M(m) = \begin{cases} 0 & ; m \leq m_o \\ \frac{\beta \cdot \exp[-\beta(m - m_o)]}{1 - \exp[-\beta(m_u - m_o)]} & ; m_o \leq m \leq m_u \\ 0 & ; m_u \leq m \end{cases} \quad (1.8)$$

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

$$L = \exp [1.006 M_L - 3.232] \quad (1.9)$$

回歸分析之標準偏差 $\sigma_{\ln L} = 0.422$ 。

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，可由回歸分析求得。

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。

2. 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}

$$P_{mr} = \frac{H_{mr}}{\sum_m \sum_r H_{mr}} \quad (2.1)$$

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。

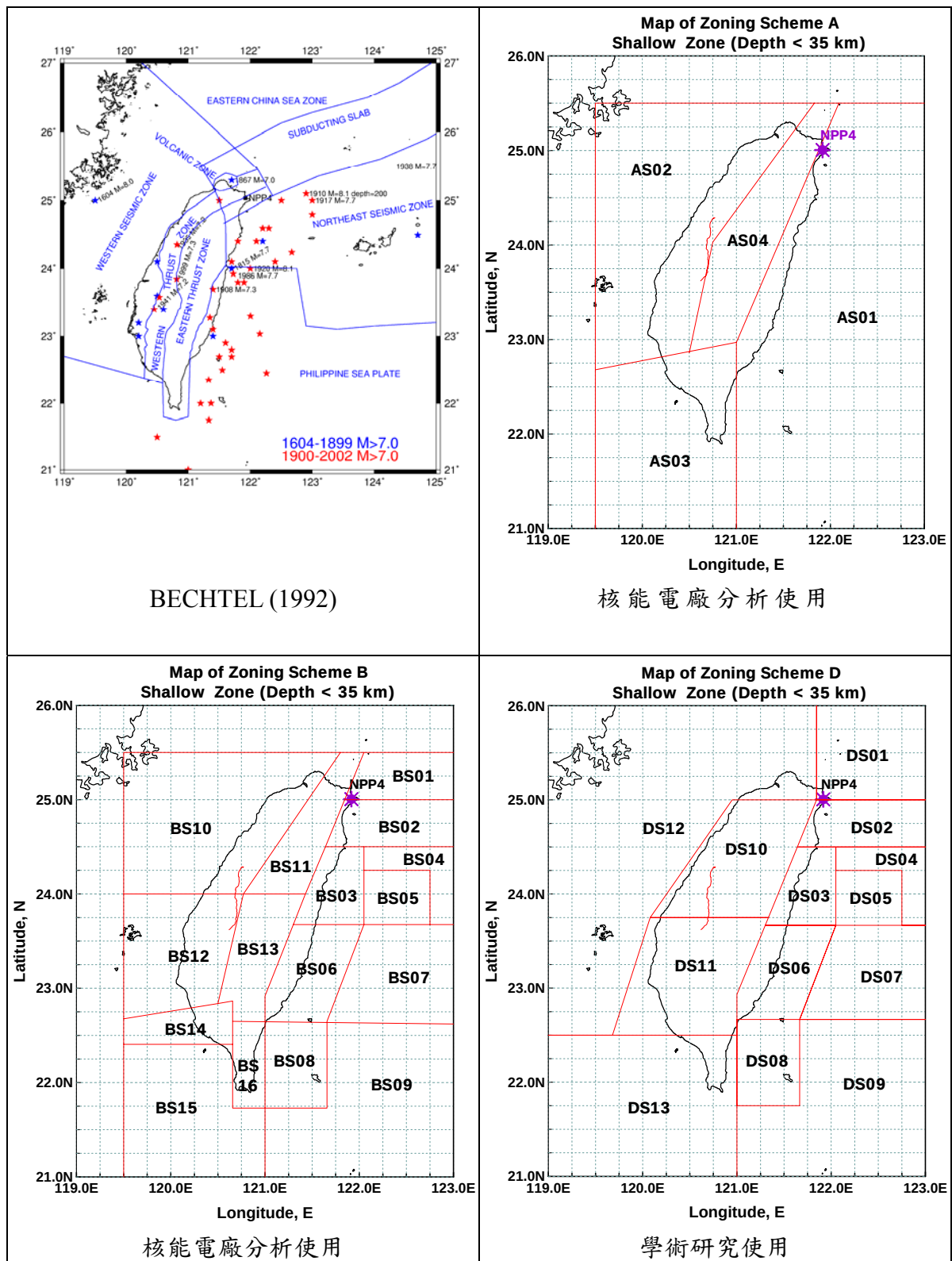
$$M_c = \sum_m m \cdot \sum_r P_{mr} \quad (2.2)$$

$$Ln(R)_c = \sum_r Ln(r) \cdot \sum_m P_{mr} \quad (2.3)$$

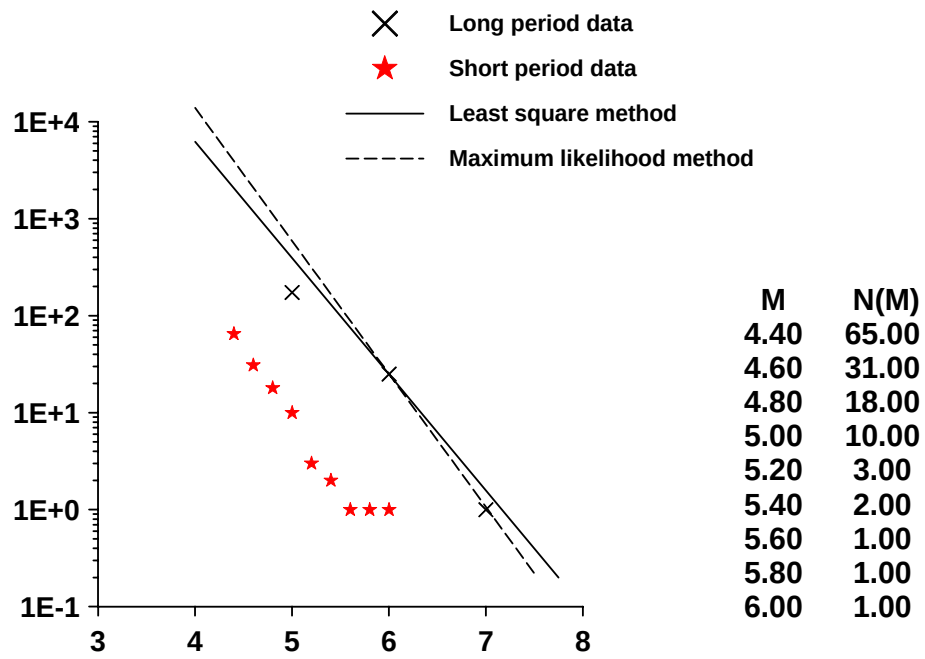
前述 (M_c, R_c) 適用於各種地震動參數。但是對於長週期反應譜值的計算，將參考 USNRC/GR1.165 的建議，若遠距離震源(震源距離超過 100 公里)的相對貢獻度 P_{mr} 之加總超過 5%，亦即 $\sum_{r>100} P_{mr} > 5\%$ ，則對於計算長週期反應譜值時採用的控制地震，在步驟 4 及 5 之計算均指採用 $r>100$ 的資料進行分析。

參考文獻

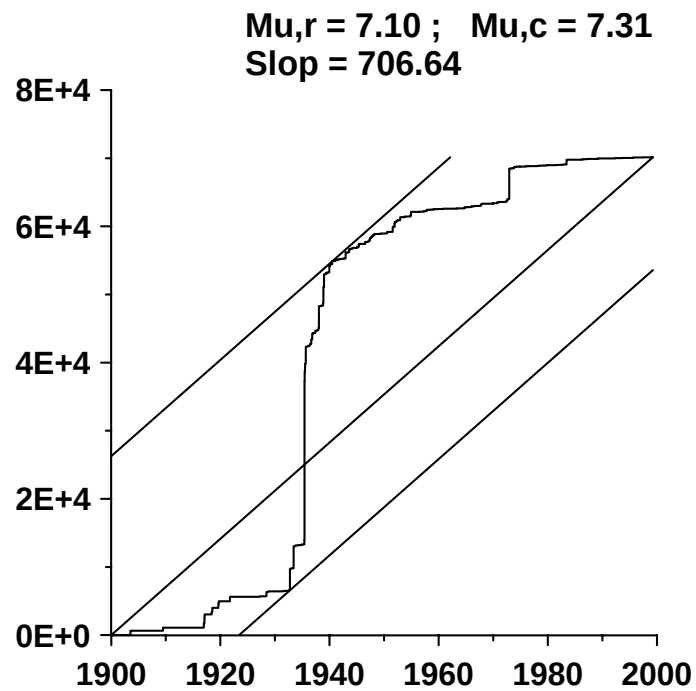
B.1 簡文郁(2001)，考慮特徵地震與地盤特性之震度分析與其在震害評估應用，國家地震工程研究中心報告



圖B.1 台灣地區地震危害度分析常見的地震震源分區方式



圖B.2 單一震源分區之地震規模與在現頻率關係比較



圖B.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 C 地震動衰減律比較

地震動預測是地震災害風險評估的重要基礎，實務分析經常採用衰減律的經驗模型進行地震動預測等應用。中央氣象局的「強地動觀測計畫」(Taiwan Strong Motion Instrumentation Program, TSMIP)，迄今已設置了約 700 餘個自由場加速度儀，蒐集完整強震紀錄，提供學術及工程上進行統計分析，以建立地震動衰減律。

C.1 地震資料庫

地震動衰減律回歸分析，使用中央氣象局自由場強地動觀測網 (TSMIP) 及速報系統 (TREIRS) 從1995年以後所記錄之強震資料，包括平均分散於全台灣共70餘個即時站，及650餘個強震網測站。主要資料庫為芮氏規模5.0以上，震源深度為35公里以內的淺源地震，包括921主餘震及331地震資料，分析資料庫所選用之地震震央分布如圖C.1所示。

考量速報站之設置地點在地理上較為均勻，而TSMIP強震網有集中於人口較多的都會區的趨勢，可能會導致某些設站密集的地區有相當多的資料，形成分析時權重不一的現象。因此衰減律回歸分析之地震紀錄，包括全部即時站地震紀錄。速報站分布均勻為其優點，但其數量較少(站距較大)而使得資料庫缺乏近距離的紀錄，故以距離小於25公里為條件，篩選強震網資料加入資料庫。在進行分析時，排除有場址放大效應明顯的台北盆地及宜蘭平原的測站紀錄，以避免進行分析時有過大誤差。地震動參數取二水平向紀錄的幾何平均值進行分析。

C.2 地動衰減律分析

採用 Campbell (1981) 所提出的衰減律模型，採台灣地區之地震資料回歸分析，以下簡稱為 Taiwan Campbell Form：

$$y = PGA(g) = f(M, R) = C_1 e^{C_2 M} [R + C_4 \exp(C_5 M)]^{-C_3} \quad (C.1)$$

其中，PGA 為地表最大加速度值，M 為芮氏規模，R 為距離， $C_1 \sim C_5$ 分別為待定係數，由回歸分析決定。在進行分析時，將實測資料對式 (C.1) 之的誤差平方和作最小化分析求得最適合的係數（如表 C.1）。

圖 C.2 回歸分析所得衰減曲線繪出規模分別為 5.0、6.0 及 7.0 之衰減律做一比較。分析時取用第一類及第二類地盤資料，分類乃根據 Lee et al.(2001)之研究成果，所得結果為堅硬地盤所適用。將簡文郁等人於 1995 年發展之地震動衰減律，與上述考量 921 地震紀錄之衰減律比較下，差異性並不大。顯示 1995 年之地震動衰減律已可清楚地描述台灣地震特性，對於地表破裂之斷層地震亦可以有定量的結果。

C.3 地震動衰減律之比較

世界各國對於地震動衰減模式方面的研究一直在進行中，影響地震動大小之因素可以有場址類別 (site condition)、淺層 30m 深度的剪力波速 V_{s30} 、震源機制 (focal mechanism)、隱沒帶 (subduction zone) 與地殼 (crustal) 地震、斷層上盤 (hanging wall) 與下盤 (foot wall)、斷層破裂方向 (fault rupture directivity) 等差異，考量各因素發展合適之地震度衰減律，如 Abrahamson and Silva(1997)、Boore, Joyner and Fumal(1997)、Campbell(1997)等。

台灣因 921 地震發生後，對於近斷層之地震紀錄豐富，且場址特性因實際鑽探資料而有分類結果，本研究將 Taiwan Campbell Form，除利用 921 集集地震紀錄與國外衰減律進行比較外，亦同時比較本研究所使用之地震動衰減律 Taiwan Campbell Form 之適用性。比較時選取 Abrahamson and Silva (1997)及 Boore, Joyner and Fumal (1997)之衰減律，分析結果如下：

1. Abrahamson and Silva '97 Form:

該研究使用 58 個地震共 655 筆地震紀錄，回歸分析淺層地震所使用

之地震動衰減律，除考量斷層形式外，並探討斷層上、下盤資料對衰減律之影響。針對場址特性並考慮土壤之非線性效應，所使用之公式如下：

$$\ln Sa(g) = f_1(M, r_{rup}) + Ff_3(M) + HWf_4(M, r_{rup}) + Sf_5(p\hat{g}a_{rock}) \quad (C.2)$$

其中 M 為地震矩規模， r_{rup} 為距破裂面之最短距離， F 為斷層形式之控制參數（1=平移斷層，0.5=逆衝斷層，其他為 0）， HW 為斷層上盤資料（1=hanging wall，0=otherwise）， S 為地盤特性（1=rocksite or shallow soil，0=deep soil），使用之紀錄為兩水平紀錄之平均值。詳細之參數設定請詳見 [Abrahamson, N.A. and Silva, W.J., 1997]。

本研究之 Taiwan Campbell Form 與 Abrahamson and Silva '97 Form 之比較結果如圖 C.3 所示，圖中亦加入短週期譜加速度值衰減律。圖中分別比較 $M_L7.0$ 及 $M_L6.0$ 之地震，同時考量逆斷層與平移斷層等斷層形式之影響。Abrahamson and Silva' 97 Form 分別對斷層形式及對上盤資料有調整因子（Scale factor）如圖 C.4 所示。以斷層形式比較結果顯示本研究衰減律在各震度中，大致上趨勢相同，Taiwan Campbell Form 在近斷層處與 Abrahamson and Silva' 97 Form 在平移斷層之模擬結果較為接近，顯示 Taiwan Campbell Form 可涵蓋推算一般斷層形式之地震震度值，且存在一定的準確性。

為進一步瞭解本研究之 Taiwan Campbell Form 與 Abrahamson and Silva '97 Form 之差異，乃以 921 地震資料，包括斷層上盤及下盤之地震紀錄，進行比較。921 地震資料分佈如圖 C.5 所示。圖 C.6 將兩種衰減律以集集地震規模 $M_L7.1(M_W7.54)$ 為參數，針對 Abrahamson and Silva '97 Form 所使用之參數分別考量車籠埔斷層之逆衝及平移形式，及上盤資料，分別建立三條地震動衰減律。圖中亦將圖 C.5 之 921 地震實際紀錄點出進行比較。圖中將台灣地震資料與考量逆斷層的上盤參數之

Abrahamson and Silva '97 Form 比較，結果顯示 Abrahamson and Silva '97 Form 在距離 10 至 50 公里反應車籠埔斷層的上盤資料特性並不佳，顯示國外衰減律並無法清楚描述台灣的地震紀錄。Taiwan Campbell Form 分析時所用之資料庫，含括 921 地震紀錄，乃含括到整個台灣地區，分析結果可包含台灣的地震特性，因此由比較結果顯示 Taiwan Campbell Form 對於台灣地區資料及一般斷層特性的擬合度會較佳於 Abrahamson and Silva '97 Form。而在場址放大係數方面，Abrahamson and Silva '97 Form 中考量軟弱地盤之結果如圖 C.7 所示，台灣地區之地質狀況會較國外場址軟弱，因此台灣的堅硬地盤的結果，會略高於 Abrahamson and Silva '97 Form。

2. Boore, Joyner, and Fumal '97 Form:

Joyner and Boore et al. (1997) 收集北美西部規模 5.0~7.7，深度在 80 公里以內的大陸淺源地震，以震矩規模 (M_w) 為震源參數，採用距斷層破裂面垂直投影到地表上的最短距離。場址分類方面採取平均超過 30 公尺以上之剪力波速值，並採用 NEHRP 規範分為三類，分別以 1070 (m/sec)、520 (m/sec)、250 (m/sec) 為界，以二水平向紀錄之最大值採用二階段回歸分析：

$$\ln(Y) = b_1 + b_2(M - 6) + b_3(M - 6)^2 + b_5 \ln r + b_v \ln \left(\frac{V_s}{V_A} \right), \quad r = \sqrt{r_{jb}^2 + h^2} \quad (C.3)$$

其中 $Y(g)$ 根據週期可分為 PGA 及各週期之譜加速度值，考量之參數包含斷層形式、地盤類別等，式 (C.3) 中之各項回歸參數列於表 C.2，表中列出台灣常用的 PGA 及 0.3 秒短週期譜加速度及 1.0 秒長週期譜加速度值，以利於與 Taiwan Campbell Form 比較。其中 b_1 係數為考量斷層形式之用， b_{1SS} 為平移斷層地震 (strike-slip earthquake)， b_{1RV} 為逆斷層地震 (reverse-slip earthquake)， b_{1All} 為不分類係數。

將場址特性的剪力波速值(V_{s30}) 考量至地震動衰減律的 BJT'97 Form，針對不同場址對應不同之考量因子予以調整。將 Taiwan Campbell Form 與之比較，結果如圖 C.8 所示。對考量堅硬地盤衰減律而言，Taiwan Campbell Form 在近距離的地方會高於 BJT'97 Form 中考量平移斷層的結果，此原因在於台灣堅硬地盤特性及分類會較國外軟弱且低，以 1 秒的譜加速度為例，台灣堅硬地盤的平均剪力波速約在 800m/sec 左右，按照 BJT'97 Form，其場址放大倍率需放大至 1.5 倍左右，故在堅硬地盤之結果會高於 BJT'97 Form。另一方面，台灣地震網密度高，近斷層資料豐富，因此近距離之擬合結果會優於國外的衰減律。

由上述比較結果顯示，本研究所使用之地震動衰減律，對於斷層形式及地盤效應特性之考量，大致上可涵蓋台灣地震特性，且適用於堅硬地盤，對於反應區域場址特性，則需以場址修正係數進行放大。

參考文獻

- C.1: Jean, Wen-Yu, Yu-Wen Chang, Kuo-Liang Wen, Chin-Hsiung Loh, “Early Estimation of Seismic Hazard for Strong Earthquakes in Taiwan,” Natural Hazards, 37(1-2), pp.39–53 (2006).
- C.2: Abrahamson, N.A. and Silva, W.J. (1997) “Empirical response spectral attenuation relations for shallow crustal earthquakes,” Seism. Research Letters, 68(1), 94-127
- C.3: Boore, D.M., Joyner, W.B., and Fumal, T.E. (1997). “Equations for estimating horizontal response spectra and peak acceleration from western North American earthquakes: A summary of recent work,” Seism. Res. Letters, 68(1), 128-153.
- C.4: Lee, C. T., C. T. Cheng, C. W. Liao, and Y. B. Tsai (2001). “Site classification of Taiwan free-field strong-motion stations”, Bull. Seism. Soc. Am., 91, 5, 1283-1297.

表 C.1 各類衰減律的各項係數及標準偏差 (Jean et al., 2006)

	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	$\sigma_{\ln Err}$
PGA	0.0028	1.7331	2.0639	0.0999	0.7719	0.7815
Sas	0.0079	1.7253	2.0489	0.1199	0.7850	0.7201
Sa1	0.0027	1.7731	2.0419	0.1154	0.7714	0.7018

表 C.2 各類衰減律的各項係數及標準偏差 (Boore et al., 1997)

Period	b_{ISS}	b_{1RV}	b_{1All}	b_2	b_3	b_5	b_V	V_A	h
PGA	-0.313	-0.117	-0.242	0.527	0.000	-0.778	-0.371	1396	5.57
0.3	0.598	0.803	0.700	0.769	-0.161	-0.893	-0.401	2133	5.94
1	-1.133	-1.009	-1.080	1.036	-0.032	-0.798	-0.698	1406	2.90

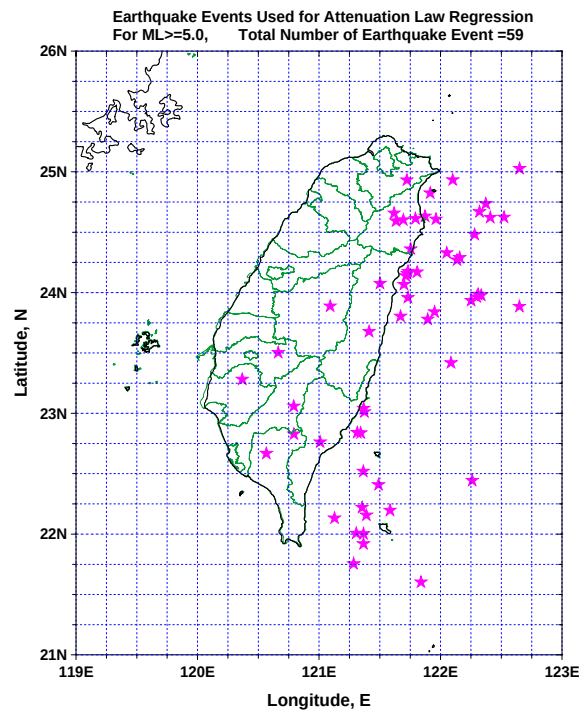


圖 C.1 地震動衰減律分析時之地震震央分佈

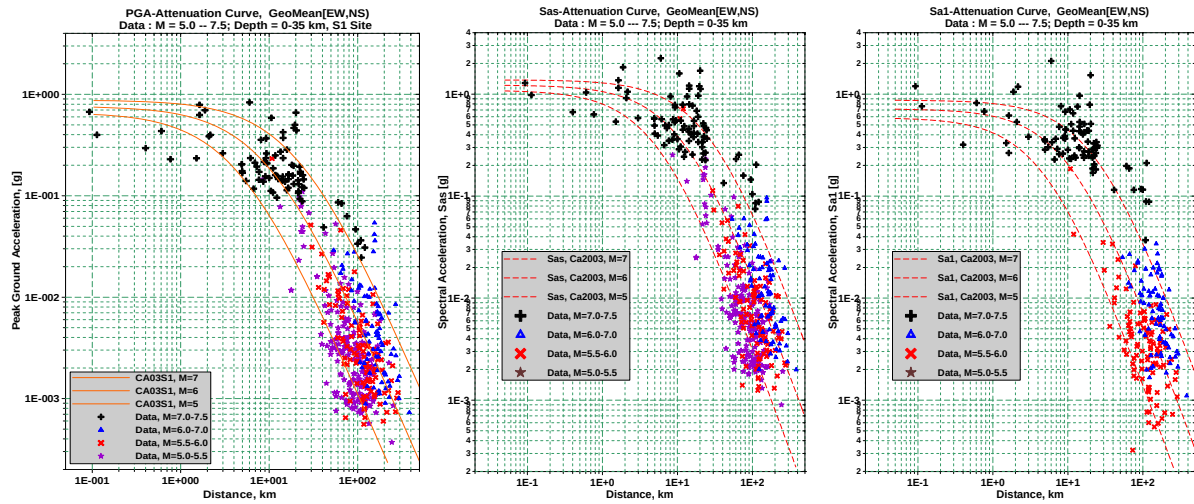


圖 C.2 本研究所使用之地震動衰減律與地震資料之比較

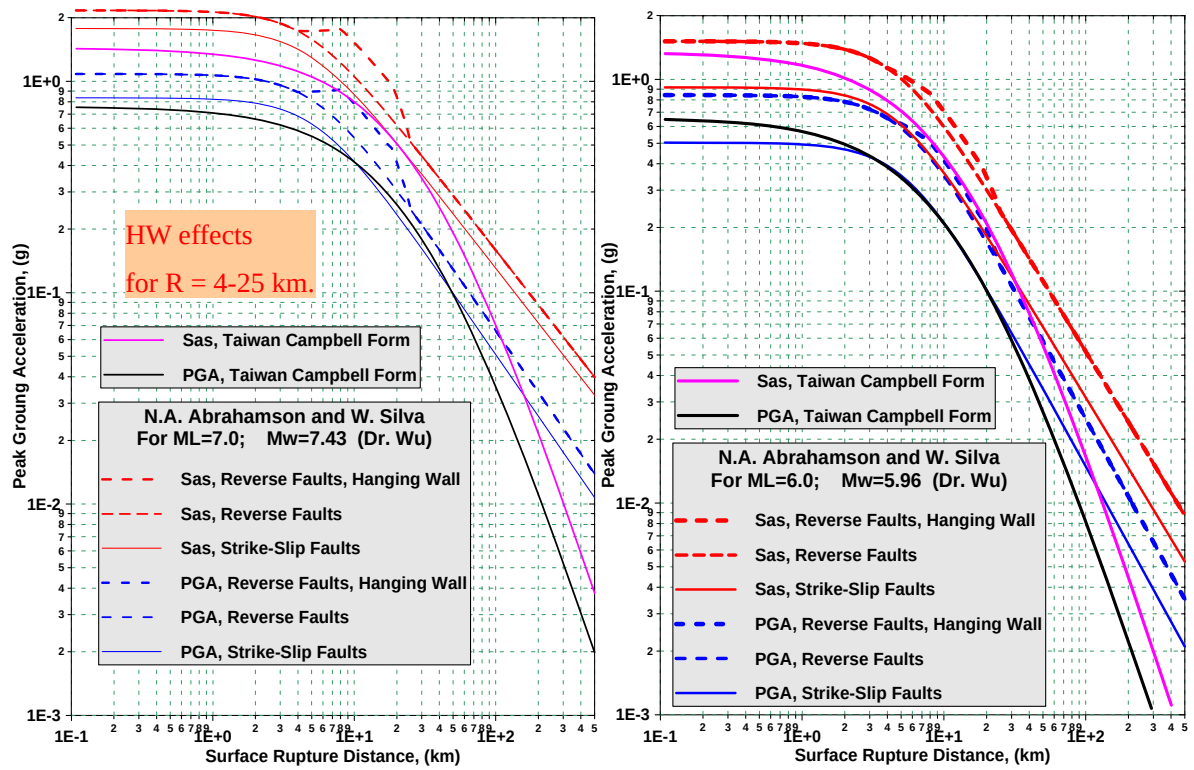
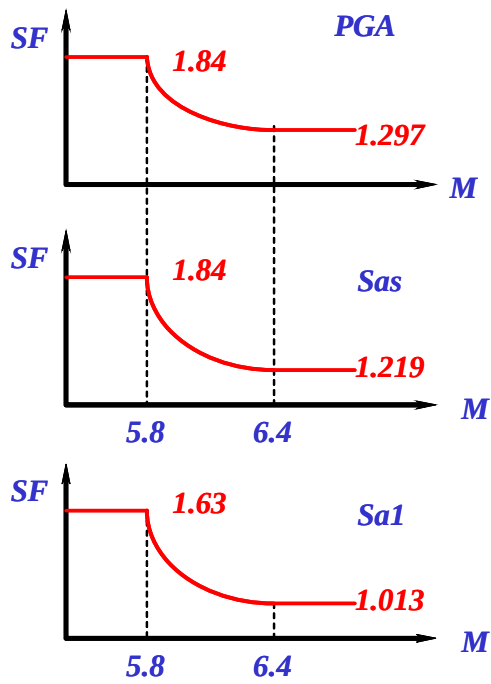
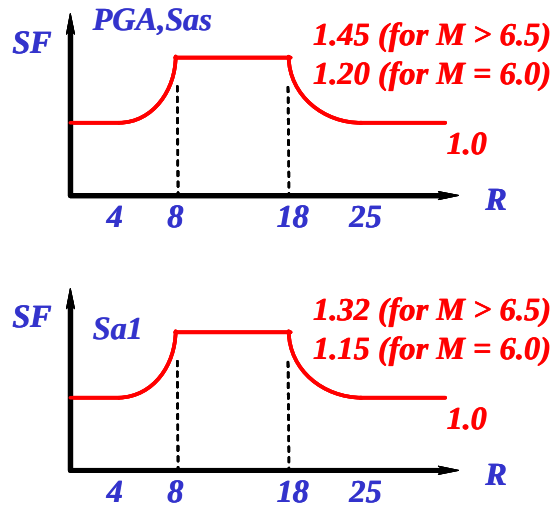


圖 C.3 本研究所使用之地震動衰減律與 Abrahamson and Silva' 97 Form 之比較

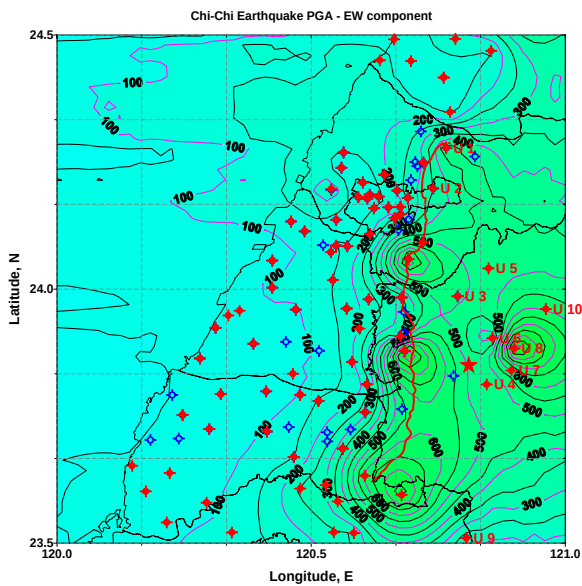


Scale factor for fault type

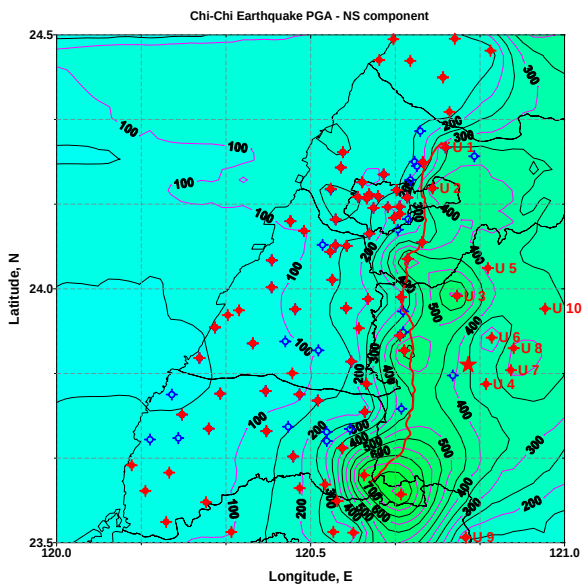


Scale factor for HW sites

圖 C.4 Abrahamson and Silva' 97 Form 中針對斷層形式及斷層上盤之考量因子



EW 方向



NS 方向

圖 C.5 本研究所使用之 921 地震紀錄

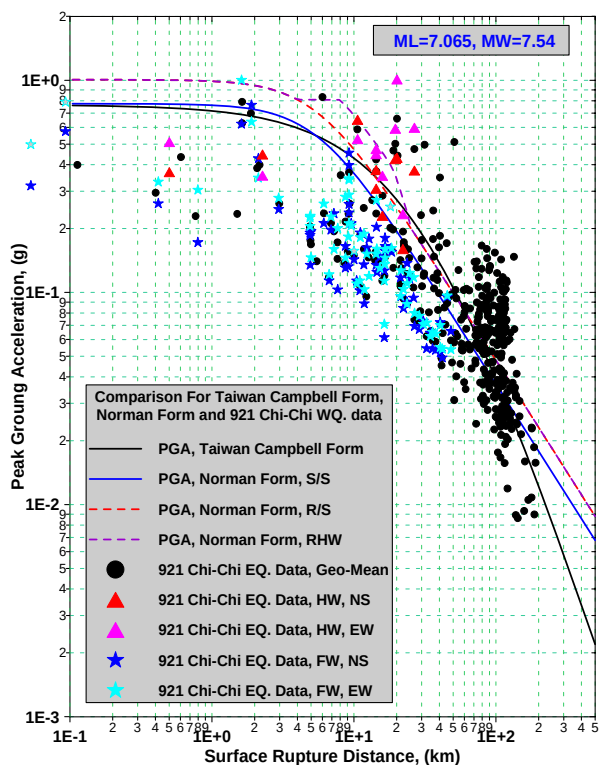


圖 C.6 本研究所使用之地震動衰減律與 Abrahamson and Silva' 97 Form 之比較

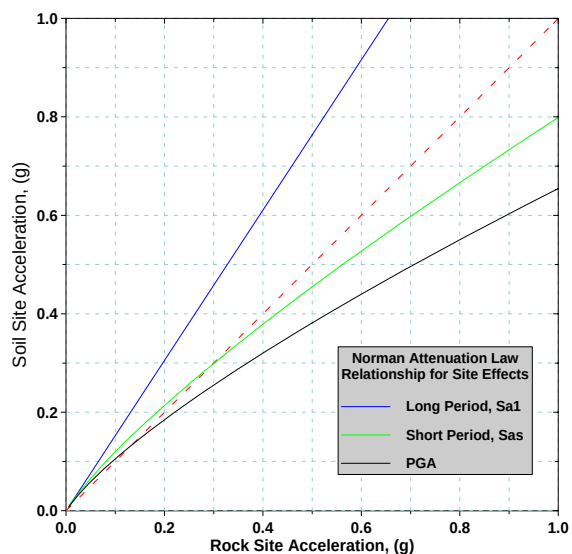


圖 C.7 Abrahamson and Silva' 97 Form 中不同震度之堅硬地盤與軟弱地盤之關係

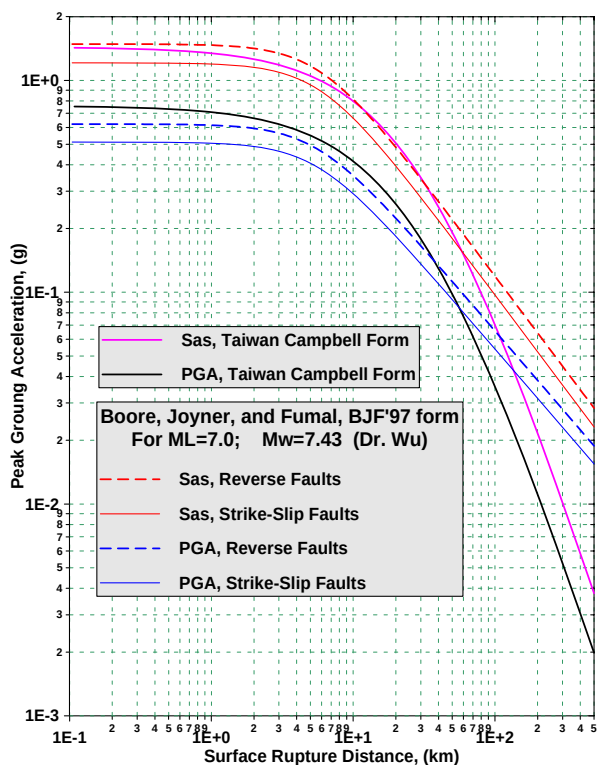
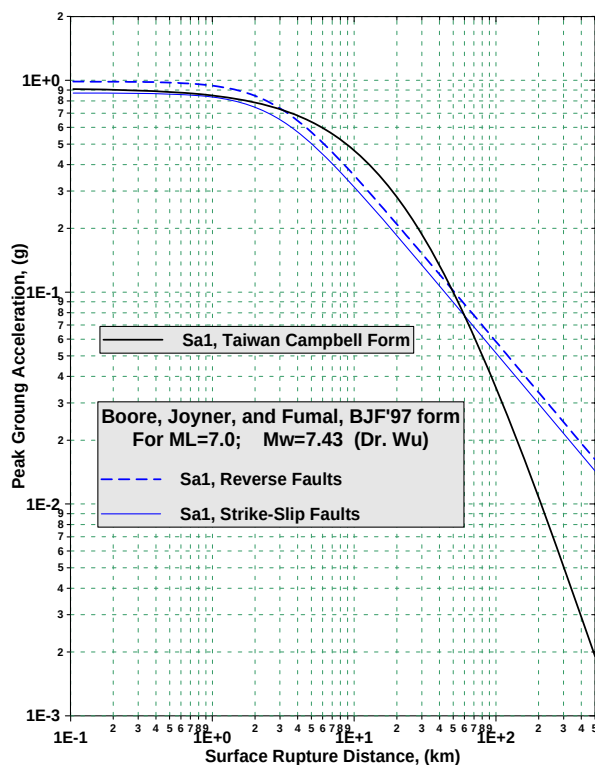


圖 C.8 本研究所使用之地震動衰減律與 Boore, Joyner, and Fumal '97 Form 之比較



附錄 D 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

(1/4)

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
中央大學土木工程系王教授仲宇：		
1. 棧橋使用 ATC-40 之側推分析，在作容量曲線時塑性塑性質（PHP）之合理性必須作一些驗證。	本研究初期係採用 SAP2000 程式內定的塑鉸進行側推分析。後續將參考審查委員之建議，蒐集國內外有關基樁塑鉸之研究成果，採自訂塑鉸的方式以進行側推分析，並作比較分析。	同意。
2. 定值法分析所使用之資料未列入參考文獻中。	將於期末報告中補充修正。	同意。
3. 期末報告中應對危害度分析之結果，建議可提出概略的因應對策。	有關港灣構造物震損之因應對策，其涵蓋範疇甚廣且影響甚深，需以專案研究針對各面向探討，方能具體可行；本研究研究範圍有限，將僅對危害度分析之結果作建議，並於期末報告中作建議。	同意。
中華大學土木與工程資訊學系 張副教授奇偉（書面審查意見）：		
1. 針對台中港區地震危害度分析，所提出之過去分析過程之部分錯誤，應予以詳細說明。	將於期末報告修正並作補充說明。	同意。
2. 工址之地震危害由斷層控	對台中港區之地震危害度	同意。

制，過去分析報告內已有說明，應更進一步針對台中港區現況作量化說明。	分析，後續研究中將包含參數拆解部分，故於期末報告中將對斷層之影響有量化之說明。	
3.期中報告內容請說明評估 14 座碼頭之耐震能力之優先次序或是只取其中某幾座碼頭進行分析。	依據合約，將選擇 14 座具代表性的碼頭進行分析，列於期末報告中。	同意。
本所港研中心賴研究員瑞應：		
1.目前部頒之港灣構造物設計基準是民國 86 年頒布，以日本基準每 10 年修正一次的頻率，我國基準是到了該修訂的時候，且台灣經過 921 地震後，建築結構物設計基準也做了大幅度的修訂，所以港灣構造物設計基準的修訂是刻不容緩，因此，本所運工組於前年針對設計基準做一研究，並研擬出新的設計基準草案，不過該草案的結構設計震度值，據顧問公司及港務局的反應，有偏高的情形，造成所設計的結構物過於粗壯、不經濟，甚至可能造成無法設計的情形，本研究既然針對各港的地震危害度做一研究探討，也對各港之碼頭結構物耐震能力做一評估，建議未來能對本所訂定之新設計震度公式做一建設性的修正建議，如此，本研究的成果才會更有意義與貢獻。	將依據本研究的分析結果，於期末報告中針對台中港區之設計震度 PGA 值提出合理之建議，以供工程設計參考使用。	同意。
2.p3-24、p3-25 之相關圖及公式符號，請加強說明。	將於期末報告補充說明。	同意。

3.p4-30、p4-38 請補充說明地震群組 PGA 值的選定原則。	地震群組 PGA 選取原則是為了考量分析所求得易損性曲線之代表性與完整性。故先於 PGA=0.176g~0.215g 之間以及 0.23g~0.323g 之間各選取一組 PGA 群組作分析，建立所對應之易損性曲線；而為補充曲線之完整性，在大於 0.323g 後地震群組選取原則則是利用反算分析得出碼頭性能等級二、三、四之臨界 PGA 值，作為地震群組 PGA 分析之依據。舉例說明，如地震群組 PGA=0.37g 時，碼頭性能等級皆達到等級三以上，皆無任何等級二以下之狀況；而在 PGA=0.54g 時，碼頭性能等級皆處於等級四完全破壞之等級。上述內容將於期末報告補充說明。	同意。
4.p4-31 部份內文段落重複，請刪除。	將於期末報告修正。	同意。
本所港研中心賴研究員聖耀：		
1.圖 2.2.6 為考慮車籠埔斷層與屯子腳斷層對台中港地震危害貢獻量。圖中並未將彰化斷層（含清水大甲斷層）納入危害度分析，雖然該斷層為盲斷層，但有學者認為百年前 1848 年最大的災害性地震，即為該斷層所引發之地震，而且該斷層距台中港僅有 10Km，是否可單獨分析彰	1.地震危害度分析有機率法及定值法兩種。目前較新的機率分析模式中利用特徵地震再現期可預測模型 (time-predictable model) 模擬活動斷層的地震活動，進而計算活動斷層的特徵地震對工址地震危害度的貢獻量。惟欲將特徵地震模式納入考慮，須對該活動斷層有較完整之地震學研究、	同意。

化斷層對台中港影響之地震危害度，供研究參考。	斷層與地質調查等相關參數資料。 2.雖然在文獻資料中，有學者認為百年前 1848 年最大的災害性地震，即為距台中港很近之彰化斷層所引發，但是關於該斷層之調查資料仍屬相當有限，現階段欲利用特徵地震模式評估該斷層對地震危害度之貢獻，仍有困難；以臆測之參數勉強進行分析，並不具意義。 3.機率法實為一「權重法」，係當對工址可能產生危害之震源不明確時，以權重相加的方式反映各可能震源對工址之影響。相對地，若對工址可能產生危害之震源很明確時，亦即，將來對工址最具危害之地震，很肯定地即為該震源（斷層）所引致時，則評估地震危害度最好的方法即應為定值法，而非機率法。 4.綜合上述說明，及目前分析可資參考及採用之資料，本研究後續將採定值法針對彰化斷層進行台中港之地震危害度分析，並於期末報告中補充說明。	
2.本研究分別以 SAP-2000、FLAC、PLAXIS 等程式分析各種碼頭之易損性曲線及耐震能力，內容相當豐富，唯有關輸入條件部份，仍有多處待修正。	將於期末報告補充說明分析時，案例模型所採用的主要相關輸入條件。	同意。
3.本文第 4-17~4-22 有關沈箱式碼頭穩定性分析及圖	將於期末報告補充註明。	同意。

4.3.7~圖 4.3.9 有關未液化、全部液化及部份液化之沈箱式碼頭受力示意圖，皆引用自港研中心之自辦研究報告，請於文中及圖中註明。		

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

(1/4)

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
臺灣海洋大學河海工程學系 林三賢教授：		
1.錯字部份請修正。	已檢核修正。	同意。
2.斜樁的功能可再深入檢討。	已依委員意見再加討論，詳 期末報告修正稿 3.2.3 節。	同意。
3.棧橋碼頭的 3D 分析，邊界條件應說明，由於考慮為線性彈簧（土壤部分），在振態分析時，土壤可能之非線性行為，會影響模態分析之結果。此外，模態分析時，樁帽如何考量。若有動態分析，運動如何輸入？	在振態分析時，所使用之土壤彈簧為等值彈簧，並無法完全考慮非線性行為，此分析之目的僅在求取第一模態之振態作為後續側推分析之用，振態分析時樁帽視為剛體。此外，本研究目前暫未使用動態分析方法。	同意。
4. 5-8A, 西 3-西 4, 9-11 三座碼頭分析結果，或可再比較三個不同結構之 Performance，何種型式較優。	依據目前之棧橋式碼頭案例分析結果，初步顯示在樁材方面採用鋼樁之耐震性能較採用八角中空預力樁為佳，基礎型式中如具有斜樁則較純直樁者為佳，惟仍需更多分析案例比對佐證，方能有所定論；詳 3.2.3 節。	同意。
5.沉箱碼頭所用 Finn model 之參數應提供，另卵礫石部分	Finn Model 參數及卵礫石 Model 參數，已於期末報告修正稿中列入，詳表 3.1.3。	同意。

之 model 亦可提供。		
6. 易損分析之結果取決於所用的分析方法，則分析方法如何選取？	就沉箱式碼頭而言，為了建立易損性曲線需要以大量的地震樣本來進行分析，歸納出不同強地動需求參數，對應於不同損壞狀態之機率分佈，若考量其分析方法之效率與計畫時效性，勢必無法以 FEM 或 FDM 等複雜之數值程式來進行大量的碼頭滑移量分析。因此本研究選用 Newmark 塊體滑動分析方法作為易損分析中針對沉箱式碼頭受震滑移量之分析模式，此方法已廣泛應用於邊坡受震分析以及港灣設施受震分析，且該分析方法可考慮不同條件下沉箱式碼頭之受震滑移量，為一有效可靠之分析方法，本研究採用大量之地震資料作歷時分析，所建立之易損性曲線應具代表性。 棧橋式碼頭易損分析方法之選取，說明同王仲宇委員審查意見 3。	同意。
7. 棧橋碼頭分析，直樁棧橋式部分之+X 及 +Y 方向，有不同的樁數，為何容量曲線相接近？（X 向 6 根樁，大間距，而 Y 方向 8 根樁，小間距，為何 X 向容量曲線大於 Y 方向？）	5-8 號為直樁棧橋式碼頭在 X 向有 6 排樁，Y 向有 8 排樁，共 48 根樁，本研究採用 3D 模型分析，由於 X 向分析與 Y 向分析之側力均有 48 根樁來承受，故兩分析所得之容量曲線相近。然而兩方向側推容量曲線在勁度之差異，主要因 X 向側推時，沿 Y 向斜坡效應，造成沿 Y 向基樁側向勁度不對稱，使得基樁不僅發生 X 向側移且整體碼	同意。

	頭單元伴隨扭轉，故整體勁度表現較 Y 向側推曲線為低，因為 Y 向側推時，推力所造成位移為單純 Y 向側移。另一方面，Y 向容量曲線之峰值較低，主要係因 Y 向側推時，基樁沿 X 向整排會同時發生塑鉸，其發生塑鉸之基樁數量增加較 X 向側推時迅速許多，故容量曲線峰值較低。	
暨南國際大學土木工程學系 張文忠教授：		
1.研究內容豐富，並已達計畫設定目標，值得肯定。		同意。
2.請補充說明各子計畫之間關係。	本研究將相關工作項目分為三個子計畫，相互關聯且齊頭並進。各子計畫間之關連性，已於報告 1.2 節予以說明。	請再加強各子計畫間之關連性。
3.建議 PGA 推估時與相關考慮土層之 Attenuation Relationship 比較如 Abrahamson & Silva (1997) 及 Idriss (1991,1994) 之結果比較。	本研究已補充與 Abrahamson & Silva (1997) 及 Boore, Joyner and Fumal (1997) 等結果作對比，詳見報告附錄 C。	同意。
4. 危 害 度 分 析 Campbell (1981) 所用規模為 M_L ，但液化分析多用 M_w (moment magnitude)，可否考慮統一或說明其差異值。	在液化危害度分析中，震矩規模 M_w 係由地震害度分析所採用之 M_L 根據 Campbell et al.(2002)之建議式推算： $M_w = \begin{cases} 1.280M_L - 1.585 & \text{for } M_L \leq 6.08 \\ 0.898M_L + 0.742 & \text{for } M_L > 6.08 \end{cases}$ 因此，二不同分析所採用之地震規模基準，可說是一致	同意。

	的，並無統一的問題。	
成功大學土木工程學系 陳景文教授：		
1.以鑽探資料 38 孔進行分析，樣本是否足夠，請補充說明。	本研究分析所採用之 38 孔鑽探資料是港研中心所提供之資料。其數量雖嫌不足，但考量台中港區地質變化不大，各鑽孔均具代表性，可適用於作危害度分析。	同意。
2.土壤液化危害度分為三級，即輕微、中度及嚴重，若能佐以實務之危害情況為說明，則可更清楚。	對於土壤液化損害程度之分級，目前國內外並無具體一致之量化標準。本研究採用國內常用之 Iwasaki 之輕微、中度與嚴重之分類標準，該標準並無對實際損害情況之量化描述，而國內資料仍不足以對液化損害情況作量化之定義，因此只能參考該標準作概略性之分級。	同意。
3.碼頭修後「將不致再發生破壞」，請說明破壞之定義。	將修正如下：依據本研究分析結果顯示，台中港#1~#4 沉箱式碼頭在 921 地震修復補強後，針對背填土壤液化時，將有補強之效果，但若液化深度較深時，將因錨樁長度不夠而無法完全發揮錨樁之固定效果。	同意。
4.敏感度分析假設 6m 液化深度與 10m 之液化深度，如何設定。而在模擬分析中又假設底部土壤無液化，可能是否有不一致，請說明。	三種情形均為假設情況，以作為與實際破壞比較，深度則依網格大小及現地可能液化深度做可能之評估。	同意。
5.直接經濟損失分析之價格分析之根據為何，是否有實務上之意義，請說明	TELES 中之直接經濟損失評估模式，確實具有實務與決策參考價值；目前本研究所提出之示範案例，其主要目	同意。

	的為確認所建置系統模組之可用性，因此分析結果中所提列之經濟損失係根據初步暫定之重建成本所計算而得，後續研究中將持續蒐集相關資料或專家建議，並加以修正。	
中央大學土木工程學系 王仲宇教授(書面審查意見)：		
1.本研究包括地震潛勢、地盤模型、液化危害度、碼頭之耐震評估、及震災境況模擬與易損性分析，整體研究內容涵蓋內範圍廣泛且完整，乃因研究團隊成員俱為各領域之首選，方能有此豐碩的成果。		同意。
2.請說明第三章之港灣構造物耐震能力評估是否有依第二章之可能地震加以分析？或僅止於分析方法之說明與案例探討？	第二章所得之地震PGA等值明顯低於規範值，而規範所定之值為一最低設計標準，因此不宜抵觸規範，以依規範值加以分析為宜。	同意。
3.請確認 4.3.2 節所採用之"非線性靜力分析法"，是否為最適合棧橋式碼頭的連續計畫也將探討其它分析模式之易損性曲線？	最合適的分析法理應採用動態分析法來分析每個案例，然而由於進行易損性分析需針對不同 PGA 進行多組分析，若均使用動態分析，將使整個易損分析耗費相當長的時間才可完成，相當不經濟且無效率。因此，本研究採取非線性靜力分析法來取代動力分析法，如此可大大節省電腦運算時間。此法已	同意。

	廣泛應用在一般的建築與橋梁結構之易損分析上，其所得之結構物最大反應與動態分析之結果相近。	
中華大學土木與工程資訊學系 張奇偉教授(書面審查意見)：		
1. 對台中港區震害經濟損失評估各碼頭區修後費用（如 p4~93 表 4.4.12）建議應補充說明如何預估費用，依據為何？	為確認港灣構造物震災損害評估模組之可用性所進行案例之境況模擬，其中所引用的修復費用係與港研中心討論後初步暫定之參考值，後續仍須再由相關單位提供或專家討論後，再訂定具代表性之數值，據以逐步修正。	同意。
2. 建議建立台中港各碼頭之耐震損壞總表，以利參考使用。	已於報告中進行境況模擬之案例分析，並依據模擬結果估算各碼頭之可能直接經濟損失如表 4.4.12 所示。	同意。
本所港研中心賴瑞應研究員：		
1. p2-50 之表 2.2.5 之台中港區在不同回歸期下的設計地震參數與現行建築物設計基準之梧棲鎮的參數有很大的差異，請補充說明其原因。	(詳後審查意見附錄)	同意。
2. 本研究已完整對台中港做危害度分析，能否明確的提供未來修訂港灣構造物設計基準—耐震設計部份之重要參數。	耐震設計部份之重要參數，除 PGA 外，尚包括譜加速度值。由於本研究僅限於 PGA 之危害度分析，因此，只能提供 PGA 方面之研究成果。	同意。
3. p3-31 之棧橋簡易耐震能力評估部份，其結果似乎太簡略，建議將其換算	棧橋簡易耐震能力評估僅得極限強度及降伏強度，無韌性容量及週期等相關資料俾利計算對應之位移，因此無	同意。

成結構物所能承受之震度或 PGA 值，應較有意義。	法換算為能耐曲線，及進一步得到承受之震度或 PGA 值。	
4. p3-42 以非線性靜力分析法分析之棧橋耐震能力 (13865T) 比簡易分析法所得結果 (3236T) 大很多，個人覺得有些疑問，簡易分析法為國際航海協會提供的分析方法，且我國基準提供斜樁之耐震能力計算方式也有些雷同，為何兩種方式會差到將近六倍，實在是匪夷所思，若屬實，是否意味依現行規範設計之斜樁碼頭之耐震能力被嚴重低估。建議請再檢討非線性靜力分析之過程是否有假設模擬錯誤之處。	簡易分析法所得 3236T 係指受壓斜樁(20 根)達降伏時所能承受之極限側向力，為僅考慮受壓斜樁之結果。而非線性靜力側推分析所得 13865T 係指整座棧橋式碼頭 (58 根直樁與 40 根斜樁) 達極限時所能承受之極限側向力。故兩者不應直接相比較，由於簡易分析法僅檢討受壓斜樁之部分，且斜樁有應力集中之現象，一般會較早達到降伏狀態，簡易分析法為較保守之分析法。	同意。
5. p4-92 表 4.4.11 港區主要設施重建成本部份，建議碼頭之重建成本以每米來估算較為合理，至於每米重建金額可能需再詢問國內幾家較大的顧問公司。	表 4.4.11 所列金額係為計畫執行過程與港研中心討論後初步暫定，主要目的在於確認 TELES 港灣模組的可用性，後續需再逐步向相關單位蒐集重建成本等資料，提供 TELES 修正相關參數。	同意。
6. 簡報第 98 頁中提到棧橋式碼頭損害等級容許值，請補充	本研究棧橋式碼頭損害等級容許值之訂定，係先利用側推分析以求得容量曲線，由	同意。

說明依航海協會之最大反應等級之保持彈性、控制彈性、韌性容量未用完、超過等級三之要求但至少至少在剪力破壞發生前須先彎矩破壞，這四個等級如何求得碼頭之相對應容許變位。	基樁塑鉸發生之狀態，依據國際航海協會所建議之基樁損壞狀態之定性描述，而決定各損壞狀況所對應之容許變位。	
本所港研中心謝明志研究員：		
1.研究團隊將此計畫再分成三個子計畫，且動用不少人力參與其中，各子計畫都有明確的成果，工作努力值得肯定。		同意。
2.第二章時間序列的推測，選用規模 ≥ 5 的資料為基礎，但較大的地震發生的機會較小，後續工作能否考慮採用 $3 \leq M \leq 5$ 的地震來做預測，因此類地震每年都會發生幾次，較容易做檢核及修正	台灣地區的歷史地震資料中，在 1935 年以前的地震定位資料，規模小於 5 的幾乎均不可靠；而 1898 年以前的歷史地震目錄無規模小於 5 的地震資料可用。因此本研究發生時間序列分析所使用灰色系統理論，亦無法針對台中港地區 $3 \leq M \leq 5$ 的地震作預測分析。至於針對模型的誤差，本研究已採用滾動檢驗或利用不同的 α 值來降低系統誤差。	同意。
3.災害境況模擬 TELES 系統，基本上是以村里或鄉鎮為單元，來統計資料並推估災損。但對港區而言，此劃分會有某些單元涵	本研究所建立之港灣設施模組，已可就各碼頭分區中之各設施所在位置進行災損評估，例如報告第四章之圖 4.4.5 為港灣設施所在位置 PGA 分布，圖 4.4.6 為各項設施達至少嚴重損壞狀態機率	同意。

蓋港內及港外地域。後續研究請考慮以港務局自身在港區內的區塊劃分，如此在單元區塊內建物、設施都較一致，也免除港外的影響。	分布；並於報告中將災損分析結果依碼頭所在位置區塊劃分為北碼頭區、北突堤區、中突堤區、西碼頭區及南碼頭區等五區，建立各碼頭區直接經濟損失，詳表4.4.12。	

審查意見附錄：

針對台中港灣地區於地震危害度分析所得到之設計地震，幾項說明如下：
本研究分別以機率式分析(PSHA)及定值法分析(DSHA)進行地震危害度分析，以再現期可預測模型之特徵地震模型考慮第一類活動斷層之地震危害潛勢。本報告相關分析之重要分析參數(斷層地震活動參數)與結果，概述於後。

A. 斷層之地震活動模型與參數：

針對台中港灣地區所鄰近之震源，除考慮區域震源外，對於活動斷層之活動度以特徵地震模型進行分析。影響本工址最重要之斷層為車籠埔斷層、屯子腳斷層(與獅潭斷層於 1935 年台中地震時同時錯動)、彰化斷層等三條活動斷層分述如下：

- 1.車籠埔斷層經實際槽溝開挖得到之回歸期約為 300 年，以再現期可預測模型分析其未來 50 年之發生機率趨近於 0%。
- 2.屯子腳斷層距離工址 8.31 公里，其回歸期並無確切資料，由斷層長度及 GPS 觀測等資料研判，本研究假設其回歸期為 200-350 年，以再現期可預測模型分析其未來 50 年之發生機率約為 2%-18%。
- 3.彰化斷層並非中央地調所發布的第一類活動斷層，其相關之活動資料相當缺乏，但根據鄭世楠之研究，彰化斷層可能與 1848 年彰化地震有關，且可能與清水、大甲斷層為同一系統，本研究假設其回歸期與車籠埔斷層相當，以再現期可預測模型分析其未來 50 年之發生機率為 9%。

B. 機率式分析法：

1. PSHA 分析將以堅硬地盤中值衰減律進行分析。首先排除彰化斷層之影響，當未考慮標準偏差分析所得到之 PGA 危害度曲線，對應 475 年回歸期之 PGA 值為 0.214g；考慮一個標準偏差修正後，其 PGA 值為 0.23g；考慮兩個標準偏差修正則為 0.29 g。現行耐震設計規範規定本工址 475 年之設計 EPA 值為 0.28g，其結果主要根據修正 1.5 個標準偏差的危害度曲線(台中縣梧棲鎮之設計地震對應於 84 年版的耐震規範，其屬於地震一乙區，PGA 值為 0.28g，為考慮 1.5 倍的標準偏差後的結果)。本研究修正 1.5 個標準偏差的 475 年回歸期之 PGA 值為 0.26 g，與規範規定相當。
- 2.將彰化斷層之影響列入考慮進行機率分析法，修正 1.5 個標準偏差後，475 年回歸期之 PGA 值約為 0.28 g。

C. 定值分析法：

- 1.由 A.2 之說明，屯子腳斷層未來 50 年發生地震的機率約為 2%-18%(2007~2057 年)，以地震危害度分析的理論來看，已屬於高危害貢獻來源，建議以定值法考慮屯子腳斷層，以其地震規模 $M_L 6.9$ 進行 DSHA 分析，其 PGA 值為 0.435g。
- 2.根據 A.3 之說明，若將彰化斷層與清水、大甲斷層視為同一系統，則彰化斷層

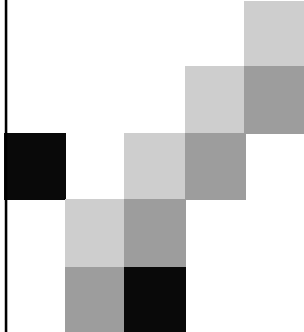
系統以地震規模 $M_L 7.0$ 進行 DSHA 分析，其 PGA 值為 $0.62g$ 。

3. 2005 年耐震設計規範中，台中縣梧棲鎮之設計地震 $S_{as}=0.7g$ ，對應之 EPA 為 $0.28g$ ，規範以近斷層因子 N_A 間接考慮地震危害度定值法之分析結果，但為降低其對設計地震之衝擊，對 DSHA 分析結果只部分反映。考慮近斷層因子 N_A 後，設計 EPA 值為 $0.31g$ 。主要考慮車籠埔斷層及屯子腳斷層對本工址之危害度貢獻。但是以特徵地震模式考慮車籠埔斷層的分析結果來看，其貢獻可以忽略（在下一版的耐震設計規範應會採用特徵地震模式之分析結果，重新檢討設計地震，使結果更為合理）。
4. DSHA 分析結果明顯高於規範之規定，主因為對斷層之地震活動模型與參數考慮不同，且規範並未完全反映定值法之分析結果。另外，規範亦未考慮彰化斷層之影響。

D. 結論：

綜合上述說明，摘要如下：

1. 台中港灣地區之設計地震 PGA 值（本報告 2.2.3.3 節），由地震危害度分析考慮 1.5 倍標準偏差修正後，約為 $PGA=0.26g$ 與規範規定相當。該結果適用於堅硬地盤，依據耐震設計規範，軟弱地盤需再額外考慮場址放大係數。
2. 由分析結果中顯示台中港灣地區之地震危害，主要來自於屯子腳斷層及區域震源，且其未來 50 年的地震發生機率約 2%-18%（2007~2057 年），是屬於高貢獻震源，建議以定值法的結果考慮屯子腳斷層，在工程設計分析時，可以此進行結構物極限狀態之檢核，確保結構在此地震作用下不會發生崩塌之極限狀態。以斷層長度換算其規模可達 $M_L 6.9$ ，考慮統計偏差可採用上限規模 $M_L 7.1$ ，用於液化分析時換算 M_w 約為 7.6。



港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究 (1/4)

期 末 報 告

主持人：陳 正 興

中華民國 96 年 11 月 14 日



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



簡 報 大 綱

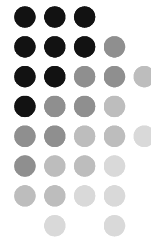
- 1 研究目的與範疇
- 2 港灣地區地震潛勢評估
- 3 港灣構造物耐震評估
- 4 港灣構造物易損性分析
- 與災害境況模擬



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。



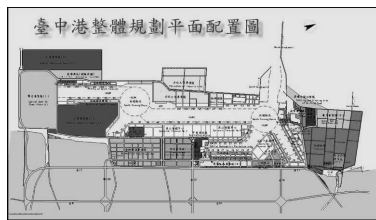
4



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

研究範圍與對象

- 本計畫為第一年計畫，首先針對台中港區，進行地震潛勢分析以及港灣結構物耐震能力評估，並初步研擬TELES系統港灣設施震損評估模組之架構，以應用於評估港灣地區震後災損情形。



- 全程計畫需時四年，以後逐年針對蘇澳港、花蓮港、基隆港、台北港，以及高雄港等港區進行分析，完成全部工作。

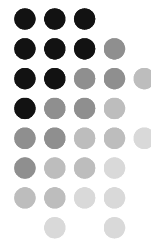
本年度工作項目及內容說明

- 針對台中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。
- 建立並驗證港灣構造物耐震能力評估模式，包括沈箱式碼頭、棧橋式碼頭，並以此模式評估台中港14座碼頭之耐震能力。
- 蒐集與建置TELES系統港灣設施災損模組基本參數與資料，並以台中港為對象，研擬災損評估分析程序。
- 完成研究報告書。



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

子計畫一：港灣地區地震潛勢之評估

■ 目的

- ☐ 了解台中港區之地震潛勢，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：

- ☐ 台中港區鄰近測站強震歷時及場址特性資料之蒐集
- ☐ 台中港區地震危害度分析
- ☐ 台中港區地震可能發生時間序列或地域分析
- ☐ 台中港區之場址效應分析
- ☐ 台中港區土壤液化之危害度分析

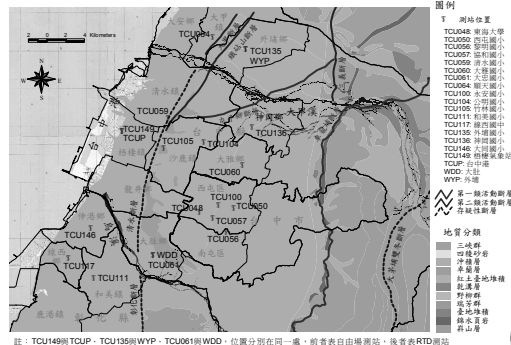
8



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

台中港區鄰近測站強震歷時及場址特性資料之蒐集(1/4)

- 在地震特性方面，所蒐集到台中港區鄰近測站之強震歷時紀錄，共包括東海大學(TCU048)、清水國小(TCU059)、順天國小(TCU064)、公明國小(TCU104)、竹林國小(TCU105)、和美國小(TCU111)、線西國小(TCU117)，以及大同國小(TCU146)等8個強震測站近年來（包括九二一地震）之44筆紀錄。
- 地震規模(M)均大於5.0，最大地表加速度(PGA)大於50gal。



註：TCU149與TCUP，TCU135與WYP，TCU061與WDD，位置分別在同一處，前者表自由場測站，後者表RTD測站。

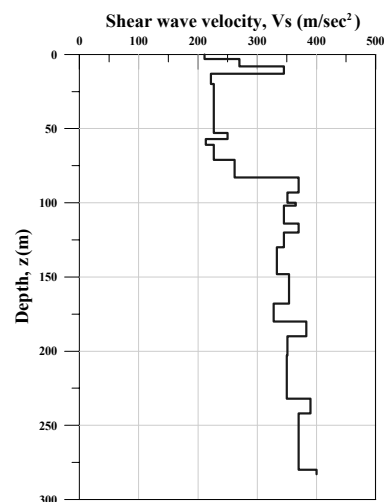
- TU0048: 南海大學
TU0050: 亞米蘭國小
TU0056: 西屯國小
TU0057: 泰安國小
TU0059: 大南國小
TU0060: 大隆國小
TU0061: 大忠國小
TU0064: 惠康國小
TU0100: 水安國小
TU0104: 公明國小
TU0110: 竹山國小
TU0111: 和美國小
TU0117: 維多利國中
TU0123: 潭子國中
TU0136: 神岡國小
TU0148: 大同國小
TU0149: 他樓氣象站
WD001: 梧棲氣象站
WDD: 大港
WYP: 外埔
- 第一級活動斷層
第二級活動斷層
第三級活動斷層
第四級活動斷層
- 地質分圖
- 三峽群
沖積扇
沖積層
紅土臺地堆積
砂卵石
礫石
軟土堆積
崩山頁岩
崩山土



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

台中港區鄰近測站強震歷時及場址特性資料之蒐集(2/4)

- 在場址特性方面，根據台中港26號碼頭觀測站之300m深地震監測孔地質調查資料顯示，除近地表約2m深為填土級配外，在整個300m深之地層中，幾乎均為粉質(細)砂層，偶夾礫石或薄層粘土，且並未發現較堅實之岩盤。
- 近地表除8~13m深度之Vs較高外，在83m深度範圍內之Vs大多小於250m/s；而在83m~283m深度範圍之Vs也僅介於328~400 m/s間。
- 可見台中港區為一軟弱之現代沖積地盤，須謹慎考慮受震之場址效應。

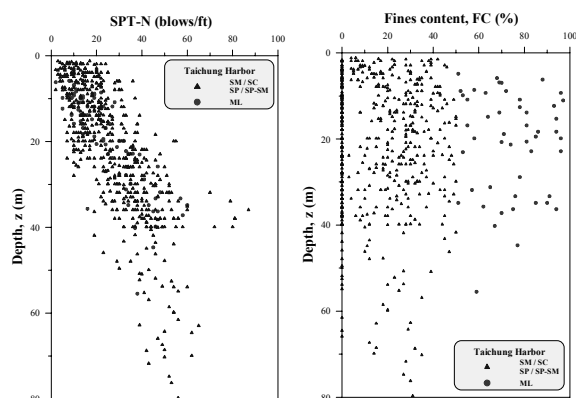


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

- 在鑽探資料方面，本研究從港研中心取得了台中港區38孔之SPT鑽探資料。

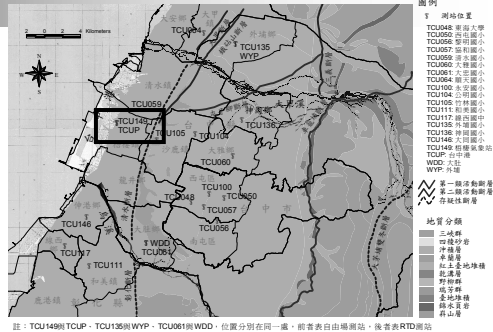


- 台中港區近地表20m深度範圍內大部份均為粉質砂土層，SPT-N值大多在30以下，而地下水位很高，在5m以內。
- 受震時，須謹慎考慮土壤液化可能引致之危害。



台中港區地震危害度分析(1/10)

- 以中央氣象局TCUP強震測站座標 (120.5156°E, 24.2563°N) 為代表工址。
- 工址附近50公里內的相關斷層及地震。



斷層名稱	斷層分類	斷層形式	斷層長度(km)	與工址距離(km)	斷層相關地震
屯子腳斷層	第一類	SS	14	8.13	1935年M _L 6.8新竹-台中 烈震地震
車籠埔斷層	第一類	R	105	21.21	1999年M _L 7.1集集地震
彰化斷層	存疑性	R	32	15.82	-
清水斷層			20	4.08	
大甲斷層			6	4.64	

13



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

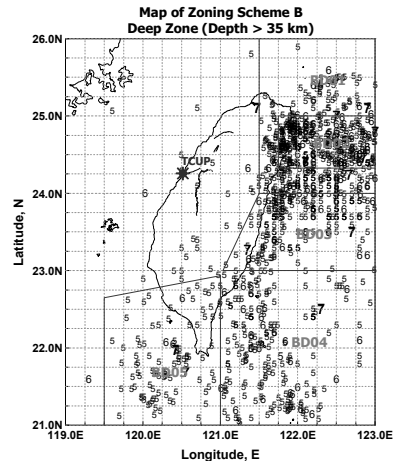
台中港區地震危害度分析(2/10)

- 地震目錄：1900年～2007年7月
- 地震分區：採用兩種震源分區
 - 震源分區B直接引用我國第四核能電廠地震危害分析報告。
 - 震源分區D在西部地方與震源分區B略異。
 - 計畫工址位置於兩震源分區中，落於ZB10及ZD10中。

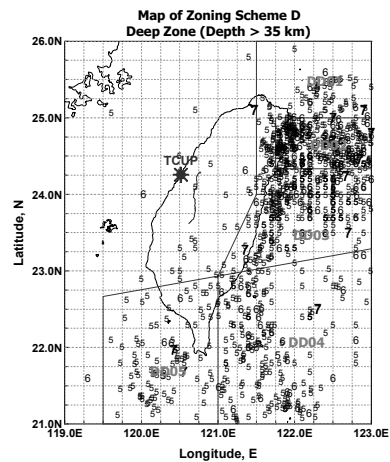
14



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



台中港區地震危害度分析(4/10)



16



台中港區地震危害度分析(5/10)

■ 分析方法

- 同時考慮兩種震源分區（**ZB、ZD**），以反映地震之空間分布的不均勻性。
- 對於活動斷層乃以實際調查資料，以特徵地震模式考慮未來**50**年之發生機率，建立地震危害度曲線。

17



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



台中港區地震危害度分析(6/10)

■ 活動斷層特徵地震參數及未來發生機率

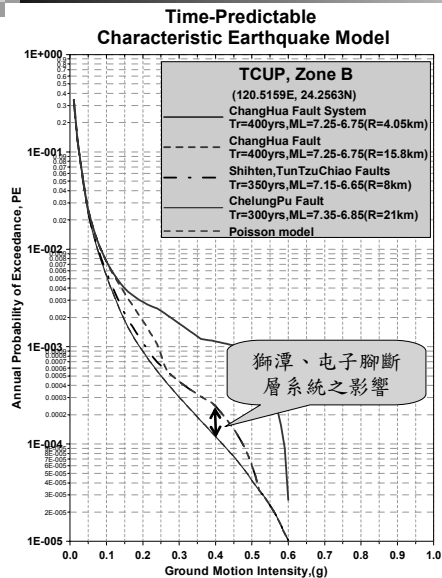
斷層名稱	上次發生時間	距今之等待時間	回歸期 (year)	潛勢規模 ML	未來50 年發生 機率
獅潭系統斷層 (屯子腳斷層)	1935	72.42	350	6.9	2%
車籠埔斷層	1999	8.00	300	7.1	0%
彰化斷層系統 (彰化、大甲、清水)	1848	159.58	400	7	9%

18



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

台中港區地震危害度分析(7/10)



■ 工址單獨考慮各鄰近活動斷層之危害貢獻

- 以適用於未來50年之累積的年超越機率比較，各活動斷層對台中港灣地區之危害貢獻，則可有其差異得知。
- 針對彰化斷層之貢獻，由於其未來發生機率在9%，因此台中港灣地區之危害貢獻會為彰化斷層系統所控制。
- 彰化斷層的未來發生機率，因其活動參數並不明確，其9%的發生率僅為一參考值，並不建議為地震危害度分析中所考慮，亦即考慮彰化斷層之地震危害度曲線為僅供參考用。

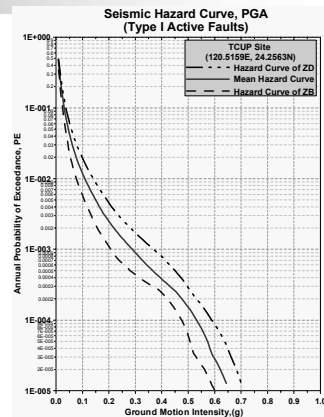
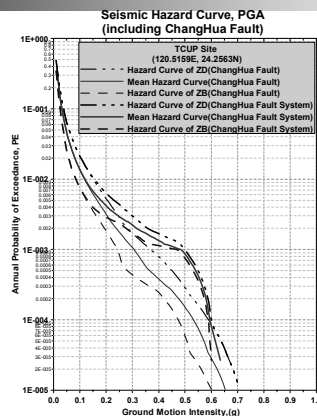


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

19

台中港區地震危害度分析(8/10)

- 以兩種分區之結果為參考，最終建議之地震危害度曲線為其平均值。



- 針對彰化斷層亦以特徵地震模式考慮至機率分析法，但因其活動參數並不明確，建議對於未來耐震設計及分析時，採用考慮第一活動斷層之地震危害度曲線
- 彰化斷層建議以定值法分析結果考量之



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

20

台中港區地震危害度分析(9/10)

■ 活動斷層定值法

- 主要針對對工址極可能帶來危害之來源進行分析
- 境況模擬地震規模採用Wells and Coppersmith建議經驗式之分析，並保守考慮1個標準偏差。

$$L = \exp[1.006M_L - 3.232] \quad (\text{Tsai et al., 1987})$$

$$M_w = 5.00 + 1.22 \cdot \log(L) \quad (\text{Wells and Coppersmith, 1994})$$

$$M_L = 4.533 \ln(M_w) - 2.091 \pm 0.14 \quad (\text{Wu et al., 2000})$$

斷層名稱	斷層形式	斷層長度 (km)	Tsai, 1987	Wells et al., 1994		與工址距離 (km)	潛勢規模 M_L	地震動大小 PGA(g)
			M_L	M_w	M_L			
屯子腳斷層	SS	14	5.84±0.42	6.44	6.35±0.14	8.13	6.9 ^{註1}	0.435
清水斷層	R	20	6.19±0.42	6.59	6.45±0.14	4.08	7.0 ^{註2}	0.620

註1:因屯子腳斷層與獅潭斷層為同一地震斷層，故考慮其延伸之長度50公里，則規模可達6.9

註2:根據鄭世楠等(2002)之報告，認為其與彰化斷層、大甲斷層視為彰化斷層系統，

故考慮其延伸之長度65公里，則規模可達7.0



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

21

台中港區地震危害度分析(10/10)

- 地震危害度分析時，所使用之地震目錄為1900年至2007年7月，並考慮震源分區B、D，以考慮地震分佈的不確定性，最終結果為兩者平均之地震危害度曲線。
- 將最終之地震危害度曲線進行參數拆解，根據潛勢地震源對工址之地震危害度之貢獻量分析出最具威脅潛勢之震源，可以將其位置(工址距離)及規模分析出來，對於需要地震規模做為分析設計參數的應用，如土壤液化分析
- 建議使用考慮第一類活動斷層地震危害度曲線，及其地震危害潛勢PGA值。

地震危害度曲線	回歸期	Mc	Rc(km)	PGA(g)
Type1 Active Fault (including ChangHua Fault)	475年	6.6	15.9	0.233
	2500年	6.8	13.9	0.393
Type1 Active Fault	475年	6.6	17.1	0.214
	2500年	6.8	13.8	0.393



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

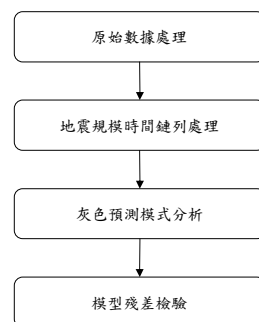
22

■ 利用灰色系統理論與模糊數學進行分析

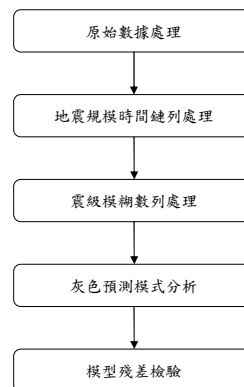
■ 歷史地震目錄

- 範圍：台中港地區半徑50km內
- 地震規模：大於5.0以上
- 資料年限：1604~2006年共400餘年

■ 預測模式



GM(1,1)灰色預測流程圖



灰色模糊預測流程圖

■ 時間序列可能地震分析模式

- ☐ 時間鏈數列預測模式
- ☐ 災變預測模式
- ☐ 拓樸預測模式
- ☐ 次數時間數列預測模式
- ☐ 灰色模糊預測模式

25



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

■ 分析結果統計

預測 時段	預測結果
2007 ~ 2056 (50 年)	1、1974~2024 年會有 $M \geq 6.0$ 的地震。
	2、1991~2051 年會有 $M \geq 6.4$ 的地震發生。
	3、1995~2014 年有 3 次 $M \geq 6.0$ 地震發生。
	4、1995~2014 年有 1 次 $M \geq 6.5$ 地震發生。
	5、1995~2014 年不會有 $M \geq 7.0$ 地震發生。
	6、2006~2010 年會有 $6.0 \leq M < 7.0$ 的地震。
	7、2015~2034 年有 3 次 $M \geq 6.0$ 地震發生。
	8、2015~2034 年有 1 次 $M \geq 6.5$ 地震發生。
	9、2015~2034 年不會有 $M \geq 7.0$ 地震發生。
	10、2018~2084 年會有 $M \geq 6.6$ 的地震發生。
	11、2031~2035 年會有 $5.0 \leq M < 6.0$ 的地震。
	12、2031~2101 年會有 $M \geq 6.8$ 的地震發生。
	13、2056~2060 年會有 $M \geq 6.25$ 的地震。
2057 ~ 2106 (100 年)	14、2082~2124 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震。
	15、2086~2090 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震。
	16、2116~2120 年會有 $M \geq 6.25$ 的地震。
	17、2142~2182 年會有 $M \geq 7.0$ 的地震發生。
	18、2142~2183 年會有 $M \geq 7.0$ 的地震。
	19、2291~2295 年會有 $M \geq 7.0$ 的地震。
	20、2351~2355 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震。

26



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



台中港區地震可能發生時間序列與規模分析(5/7)

- 台中港區未來50年內（2007~2056年）的地震潛勢
 - 2007~2014年最多一次 $6 \leq M < 7.0$ 的地震
 - 2015~2034年最多二次 $6 \leq M < 6.5$ 地震與最多一次 $6.5 \leq M < 7.0$ 的地震
 - 2049~2057年最多一次 $6.4 \leq M \leq 6.6$ 的地震
- 台中港區未來50至100年內（2057~2106年）的地震潛勢
 - 2082~2124年一次 $6.5 \leq M < 7.0$ 的地震
- 以未來100年來看，台中港區在2015~2034年是未來百年間地震的高峰期。20年間會發生2次 $M \geq 6.0$ 地震和1次 $M \geq 6.5$ 地震，但不會發生 $M \geq 7.0$ 的地震。

27



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



台中港區地震可能發生時間序列與規模分析(6/7)

- 依地震地質綜合研判，未來100年內台中港區彰化斷層或大茅埔-雙冬斷層的錯動，發生的時間可能有三：地震規模均為大於六但小於七的強震。
 - 一為2015~2034年的20年間
 - 一為2049~2057年間
 - 另一則為2103年 ± 21 年間（2082~2124年）
- 未來50年內應以彰化斷層系列之一發生錯動的可能性較高；未來的50年至100年間則以大茅埔-雙冬斷層錯動較為可能

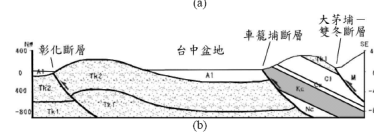
28



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

■ 台中港區設計地震結論

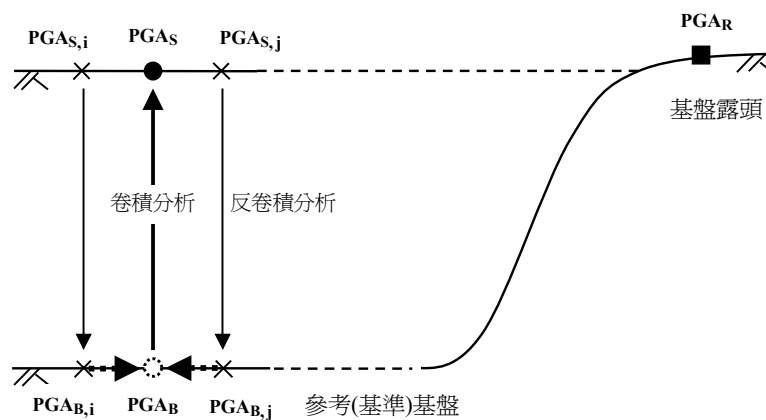
- 以未來100年而言，台中港區地震災害模擬的設計地震為規模6.5至6.9
- 可能震央位置有二：一為彰化斷層錯動，震央距離為6km，一為大茅埔-雙冬斷層的錯動，震央距離為36km。



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

29

■ 地盤反應分析模式

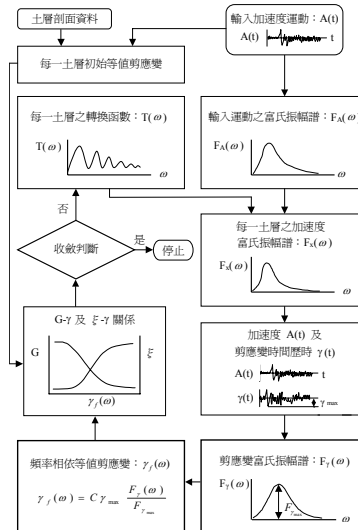


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

30

台中港區之場址效應分析(2/8)

- 台中港區在300m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，因而必須採取反卷積分析 (de-convolution analysis) 之模式。
- 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。
- 因此，本研究將採用頻率相依等值線性模式 (Frequency-Dependent Equivalent Linearized technique, FDEL) 進行分析。

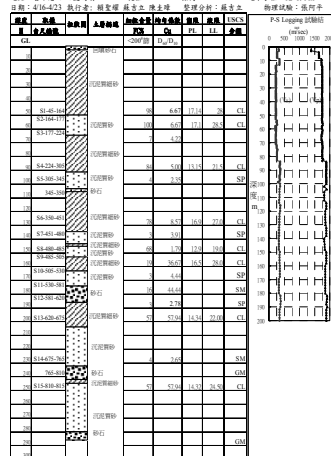


台中港區之場址效應分析(3/8)

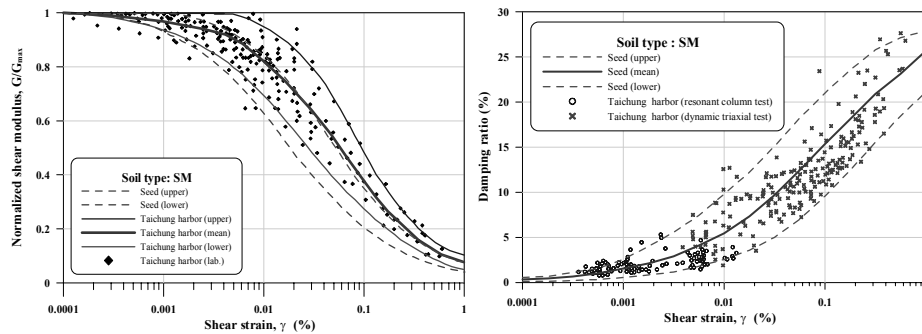
■ 地盤模型

台中港區300m地震監測井地質調查概況

地點：台中港26-27號碼頭 孔位： 標高： 地下水位：GL-3.00m



■ 土壤動態特性試驗資料



33



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

■ 輸入運動選擇

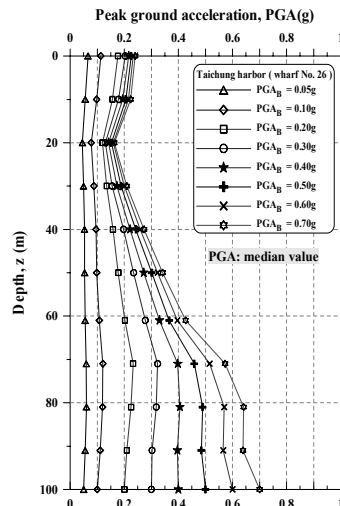
- 採用測站：清水國小(TCU059)、順天國小(TCU064)、和美國小(TCU111)
線西國小(TCU117)、大同國小(TCU146)
- 地震紀錄數目：包括近年來9次地震共25組加速度歷時紀錄(每組包含EW
及NS方向)，其中包含1999年921大地震及其餘震資料
- 地震規模(M)：大於5.0，介於5.24~7.30之間
- 最大地表加速度(PGA_s)：大於50gal，最大者為207gal
- 震源深度：介於8~32km之間
- 震央距離：介於42~158km之間
- 這些資料係目前所能蒐集到之場址附近較完整之地震紀錄，已大致涵蓋了
近震及遠震、淺震及深震、小震及烈震等不同地震之特性

34



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

■ 地盤反應分析

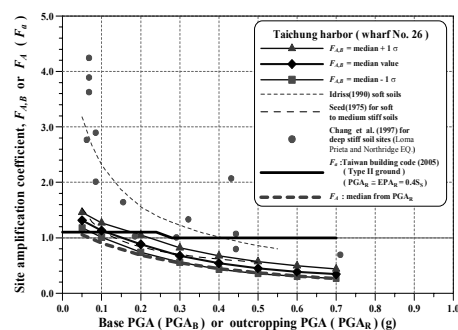
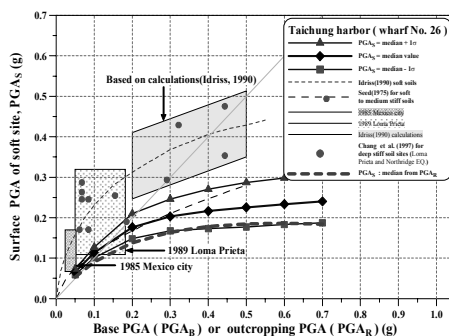


35



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

■ PGA放大係數



$$F_A = -0.162 + \frac{0.529}{PGA_R + 0.373}$$

36



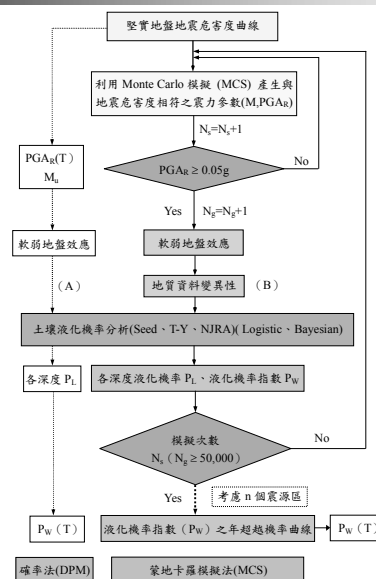
國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

- 土壤液化危害度分析採用之場址效應係數 F_a
「第二類地盤」(普通地盤)

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

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

- 分析流程



■ 液化條件機率

◆ 邏輯迴歸機率

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

◆ 貝氏映射機率

$$P_{Liq} = \frac{f_L(FS)}{f_L(FS) + f_{NL}(FS)} \quad P_{Liq} = \frac{1}{1 + \left(\frac{FS}{A}\right)^B}$$

39



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

■ 液化條件機率-邏輯迴歸機率

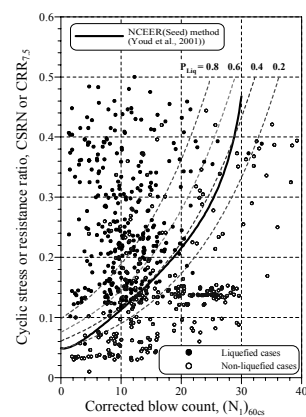
Seed form : $P_{Liq} = \frac{1}{1 + \exp\{-[\beta_0 + \beta_1 (N_1)_{60cs} + \beta_2 \ln(CSRN)]\}}$

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

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

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

40



Seed形式之邏輯迴歸機率

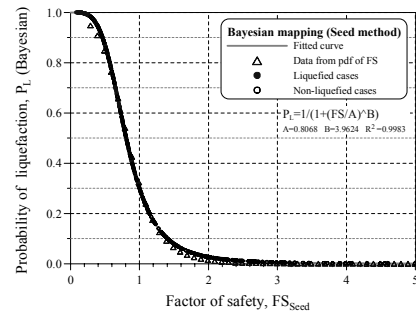


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

■ 液化條件機率-貝氏映射機率

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

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	—



Seed法之貝氏映射機率

41



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

■ 液化機率指數 P_w

$$P_w = \frac{\int_0^{20} P_{Liq}(z)W(z)dz}{\int_0^{20} W(z)dz}$$

■ 液化損害程度分類

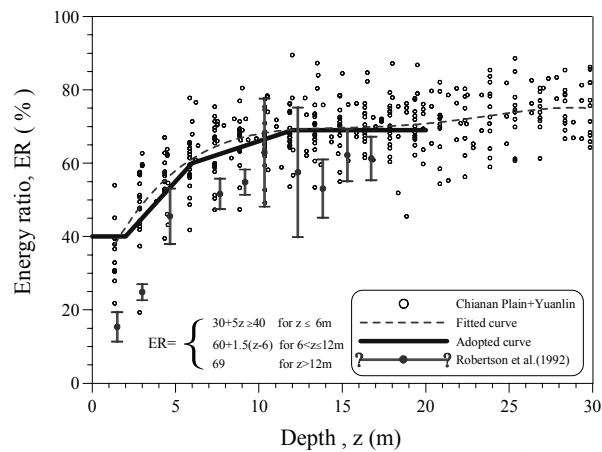
液化損害程度分類	P_w	液化損害程度
I	<0.4	輕微液化
II	0.4~0.8	中度液化
III	>0.8	嚴重液化

42



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

■ SPT變異性考慮 - 對鑽桿打擊能量比ER作修正

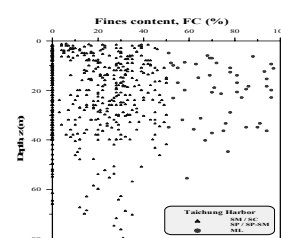
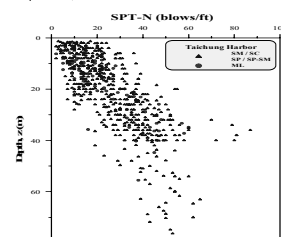
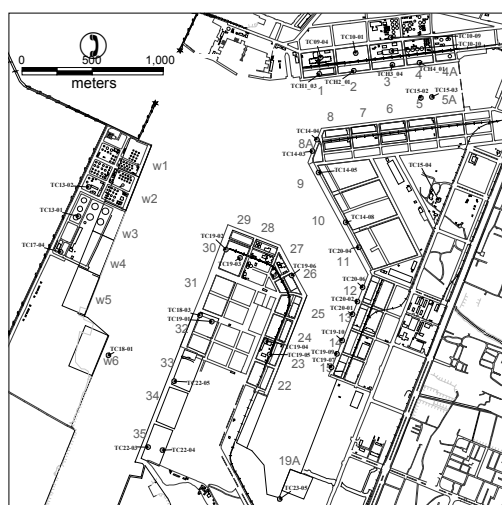


43



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

■ 台中港區場址之SPT鑽探孔位分佈詳圖



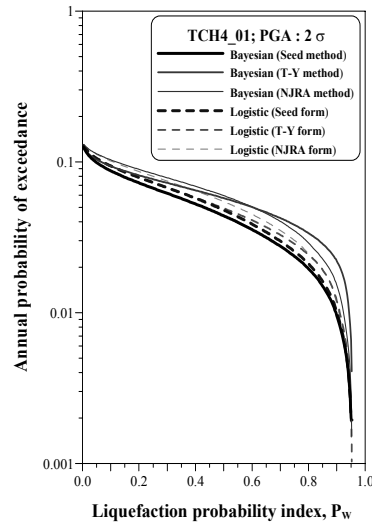
44



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

土壤液化危害度分析(8/13)

■ 各方法/形式之分析結果比較(以TCH4_01鑽孔為例)



◆ $Tr = 475$ 年時，各方法/形式

分析所得之液化機率指數 P_w

皆非常接近，且 $P_w > 0.8$

◆ 液化損害程度屬於「嚴重液化」

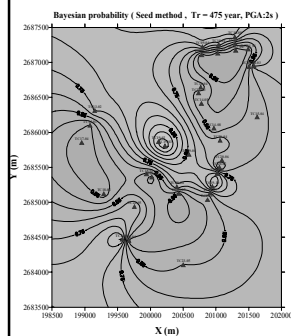


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

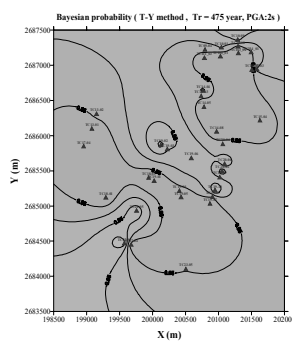
45

土壤液化危害度分析(9/13)

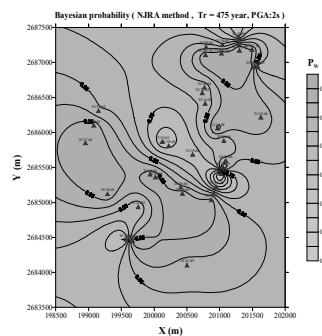
■ 貝氏映射機率模式 ($Tr = 475$ 年； $PGA : 2\sigma$)



Seed 法



T-Y 法



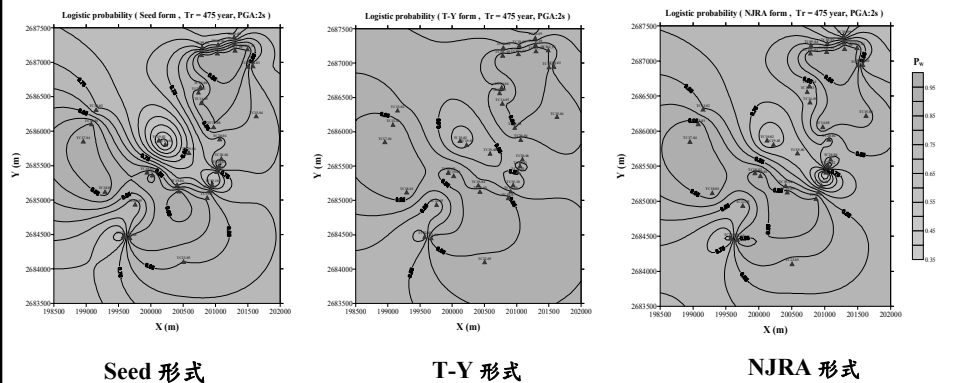
NJRA 法



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

46

■ 邏輯迴歸機率模式 (Tr = 475年 ; PGA : 2σ)

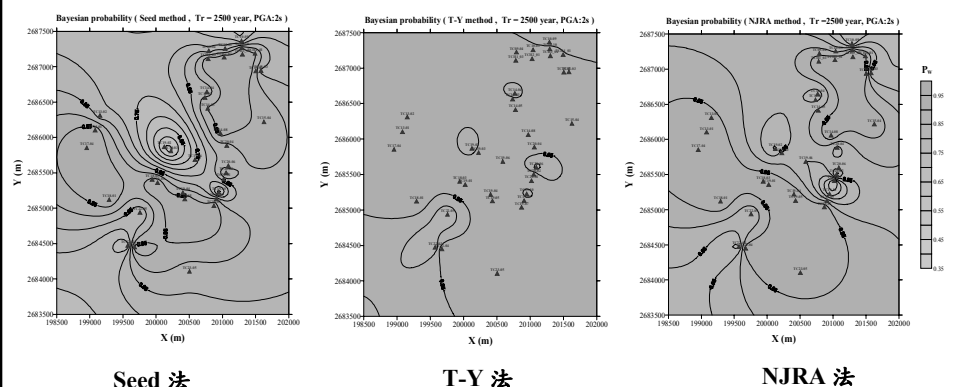


47



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

■ 貝氏映射機率模式 (Tr = 2500年 ; PGA : 2σ)

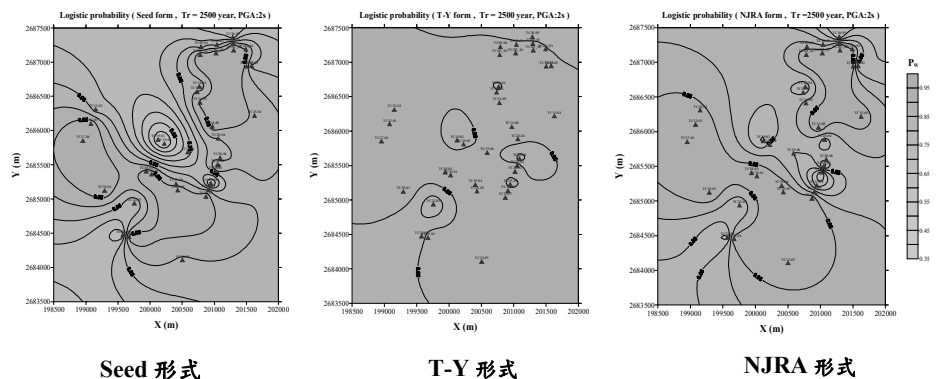


48



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

■ 邏輯迴歸機率模式 ($T_r = 2500$ 年 ; $PGA : 2\sigma$)



49



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

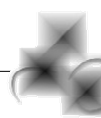
■ 台中港區場址液化危害度分析結果

- ◆ $T_r = 475$ 年：不管採用哪一種方法/形式之條件機率模式，皆顯示出整個台中港區場址除少數幾個點位屬於「中度液化」損害程度外，大部分皆為「嚴重液化」程度，皆須嚴防土壤液化可能產生之災損。
- ◆ $T_r = 2500$ 年：因2500年回歸期之地震力較大，因此 P_w 之分析結果皆較475年回歸期所得者為大，但其結論仍與前述相同，即台中港區場址之大部分點位皆屬於「嚴重液化」程度，為防範將來可能之土壤液化災損，港灣設施須及早擬定適當之防治液化措施。

50

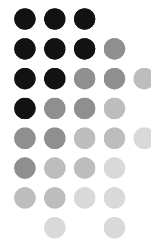


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



港灣構造物耐震能力評估

3



51



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

■ 目的

- 了解在控制地震作用下，既有港灣構造物之耐震能力，作為建立災損分析模式之依據。

■ 主要工作項目：

- 台中港區碼頭設計及施工資料蒐集
- 港灣結構受震之破壞機制研究
- 台中港區碼頭之耐震能力評估

52



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



3-1 沉箱式碼頭損壞情形

- 921集集大地震震災，集中在台中港1~4A沉箱式碼頭(北碼頭區域)，主要災害型式包括沉箱外移、沉箱沉陷傾斜、背填土區土壤液化與漏失塌陷，及碼頭後線部分倉儲與機具設施損壞。
- 台中港區1號至4A號沉箱式碼頭破壞情形，後線場地之沉陷量由碼頭岸肩約60~100 cm，逐漸遞減至碼頭岸壁後方80 m處(鐵路軌道處)之20~50 cm。

53



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



台中港區1~4A與4號沉箱式碼頭分析模擬

- 利用**FLAC**程式中動態分析模式及**FINN Model**
- 模擬沉箱式碼頭受地震影響而產生土壤液化之問題。

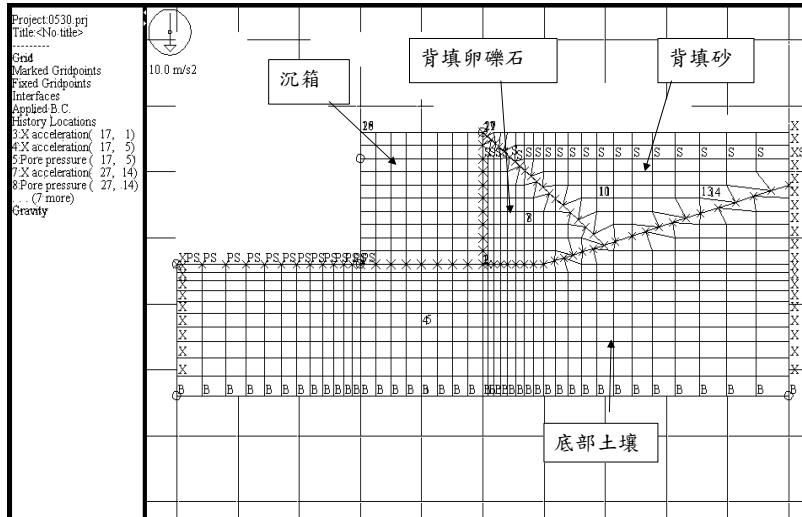
54



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



台中港1-4號碼頭數值分析格網圖



55

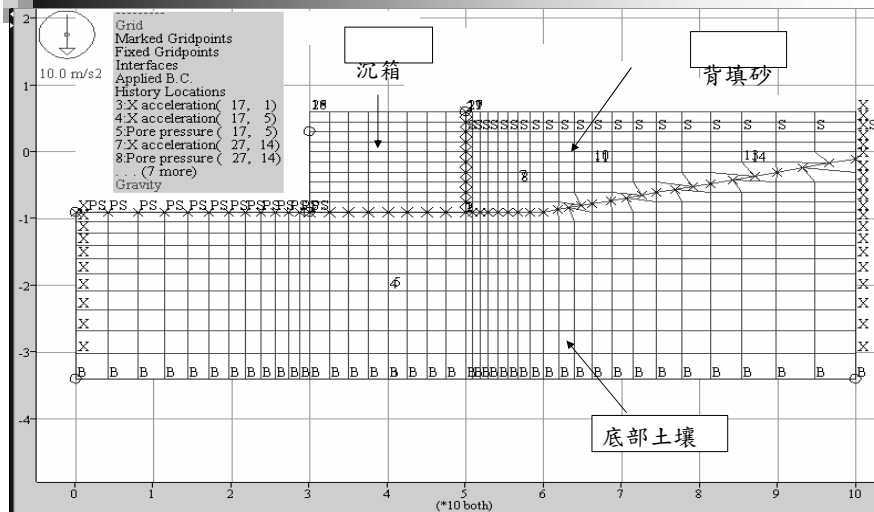
台中港數值模擬之受震前網格圖



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



台中港23~25號碼頭數值模擬分析



56

台中港23~24號碼頭數值模擬之受震前網格圖

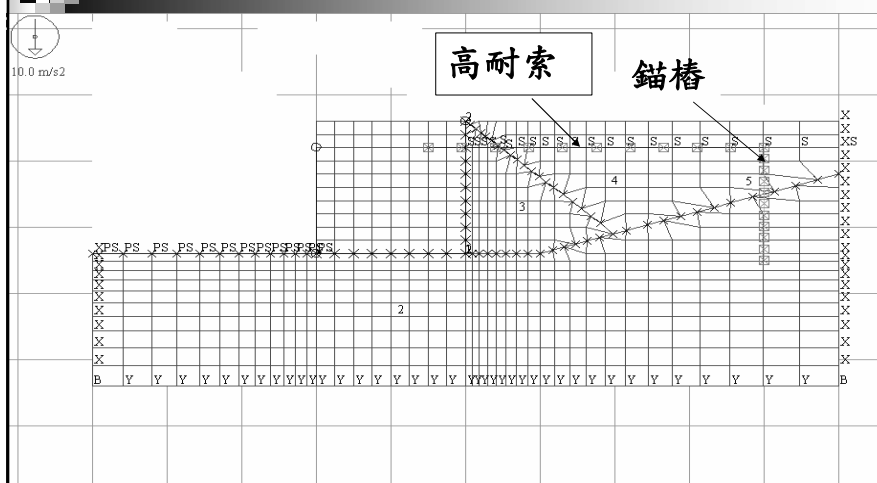


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

台中港1~4A碼頭修復後分析模擬

- 若依照李佳翰(2001)模擬之參數來分析
- 模擬分析結果顯示水平位移量為**15cm**，此結果顯示台中港區**1號至4A號**沉箱式碼頭經過修復及增加高耐索與樁後，整體耐震能力增加且位移量減少。
- 台中港**#1~#4**沉箱式碼頭在**921**地震修復補強後，針對背填土壤液化時，將有補強之效果，但若液化深度較深時，將因錨樁長度不夠而無法完全發揮錨樁之固定效果。

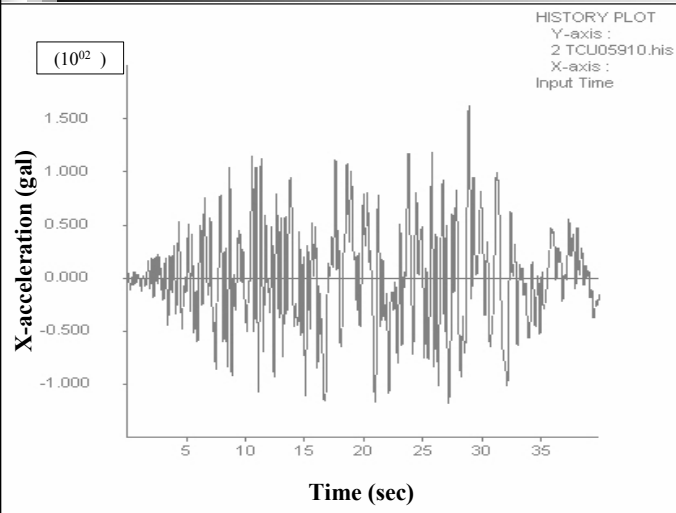
台中港1~4A碼頭修復後模擬分析



台中港1~4號與4A碼頭修復後數值模擬之受震前網格



台中港1~4A碼頭後續模擬分析與探討



- 李佳翰(2001)
模擬之輸入地
震力太大
- 以實際地震力
參數後之歷時
曲線圖如左
- 擷取25-65sec
作為FLAC分
析

台中港1~4A碼頭後續模擬分析地震力之歷時曲線圖

59



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



背填及底部土壤參數敏感度分析

台中港1~4a沉箱式碼頭

	最大位 移 量 (cm)	X方向 最大位 移 量 (cm)	Y方向 最大位 移 量 (cm)
底部土壤(李佳翰) $C=0.05$ $\phi=33^\circ$	27	20	15
背填砂土 $\phi=25^\circ$ (原為 30°)	27	20	15
底部土壤 $C=0$ $\phi=33^\circ$	56	40	30
底部土壤 $C=0$ $\phi=30^\circ$	66	40	40

60



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



假設底部土壤可能液化深度

	最大位移量 (cm)	X方向 最大位移量 (cm)	Y方向 最大位移量 (cm)
底部土壤 $C=0.05$ $\phi=33^\circ$ (6m液化深度)	31	20	20
底部土壤 $C=0.05$ $\phi=33^\circ$ (10m液化深度)	29	20	15
底部土壤 $C=0$ $\phi=33^\circ$ (6m液化深度)	79	50	50
底部土壤 $C=0$ $\phi=33^\circ$ (10m液化深度)	104	80	60

61

國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

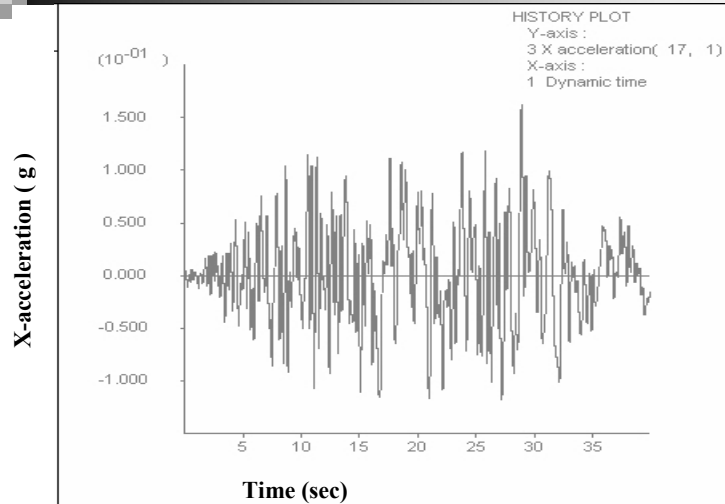
台中港1~4A碼頭後續模擬分析

- 針對台中港1~4A與4號沉箱式碼頭
- 底部土壤之材料參數以 $C=0$ ， $\phi=33^\circ$ 來進行分析與探討
- 假設底部土壤無液化可能

62

國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

台中港1~4A碼頭後續模擬分析



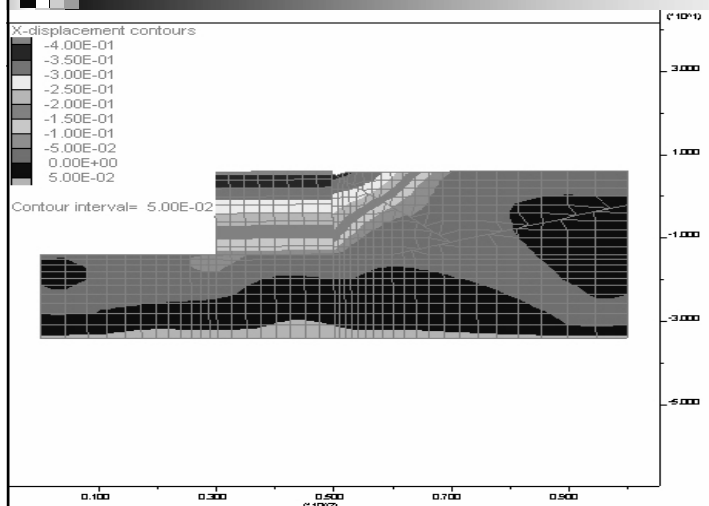
在底部量到之X方向加速度之歷時曲線圖

63



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

台中港1~4A碼頭後續模擬分析(3/20)



如圖所示台中港1~4A碼頭後續模擬分析X方向之最大位移量為40公分。

圖33 台中港1~4A碼頭後續模擬分析X方向位移量之變位圖

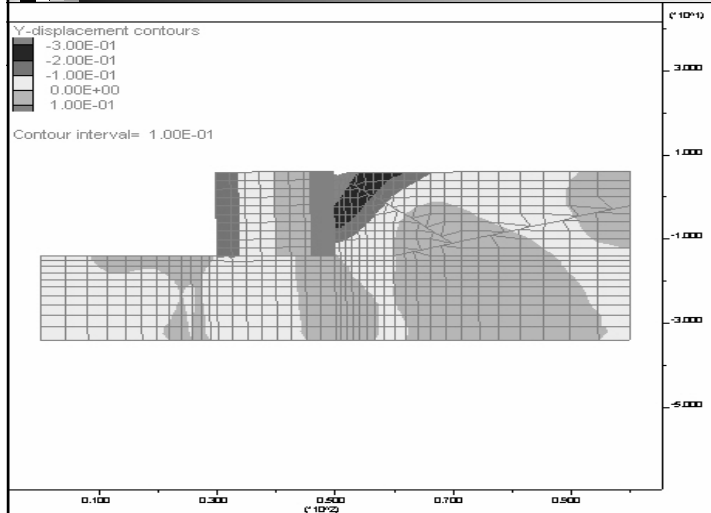
64



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



台中港1~4A碼頭後續模擬分析(4/20)



如圖所示台中港1~4A碼頭後續模擬分析Y方向之最大位移量為30公分。

圖34 台中港1~4A碼頭後續模擬分析Y方向位移量之變位圖

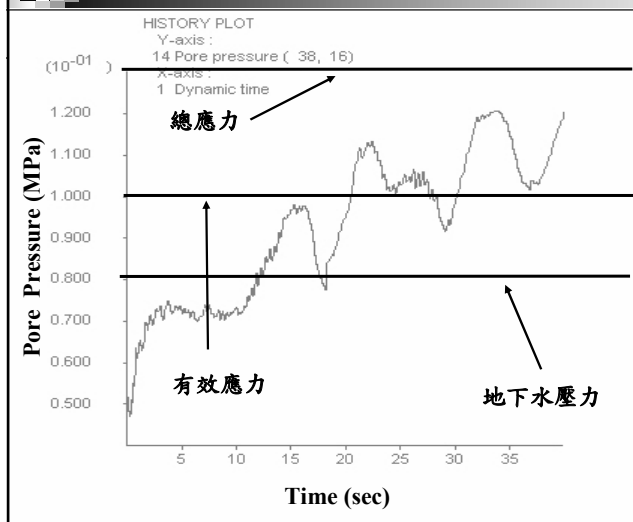


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

65



台中港1~4A碼頭後續模擬分析(14/20)



- 背填土中孔隙水壓之歷時曲線圖
- 現地總應力為0.18Mpa；現地水壓為0.08Mpa；有效應力為0.1Mpa。



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

66

3-2 棧橋式碼頭耐震能力評估

■ 耐震能力評估：

求取結構物崩塌時對應之地表最大加速度值，簡稱為崩塌地表加速度。

■ 性能設計法：

即保證結構物在不同地表加速度作用下，可發揮不同程度之使用功能為目前設計理念，因此須在不同之地震水準下分析結構物之反應，目前發展有不同之分析方法可區分為彈性及非彈性分析方法。

棧橋式碼頭受震破壞機制

■ 棧橋式碼頭結構物之反應受結構土壤互制效應之影響甚劇，典型之破壞模式包括：

- 因慣性力造成橋面版之變形
- 作用於擋土牆之水平力造成之變形
- 海堤下方軟弱土層側向位移造成之變形

■ 在棧橋式碼頭之結構系統中，應特別注意斜樁之使用：

- 使用斜樁會造成系統側向勁度之增加，斜樁因應力集中現象致產生剪力破壞。
- 若在危害度高之區域使用混凝土樁時，則建議以直樁取代斜樁之設計，如此可利用直樁之撓曲變形能力來抵抗地震力。

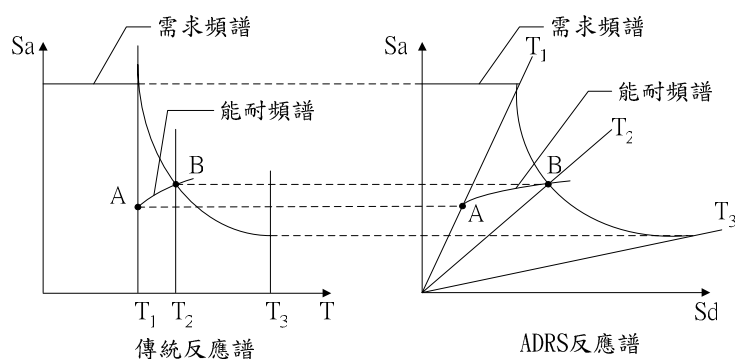
- 彈性分析方法
 - 等值靜力法
 - 動力分析法
- 非彈性分析方法
 - 非線性動力分析法
 - 簡化之非線性靜力分析法 (Simplified nonlinear static analysis procedure)

ATC-40 之能耐頻譜法 (Capacity spectrum method)

69



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



將能耐頻譜置於傳統與ADRS反應譜上之示意圖

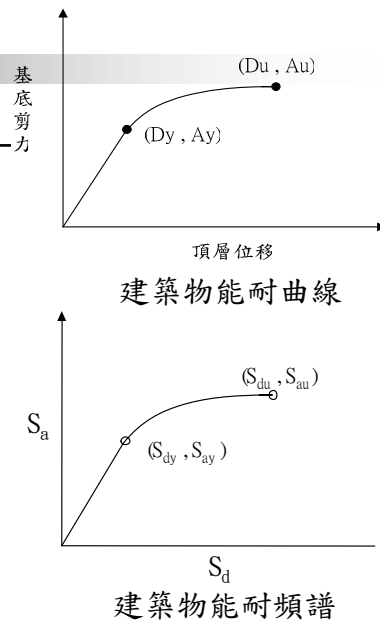
70



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

能耐頻譜

- 為了配合需求頻譜為加速度-位移反應譜(Acceleration-displacement response spectrum, 簡稱ADRS)格式, 將基底剪力轉化為單自由度系統之頻譜加速度, 頂層位移則轉化為單自由度系統之頻譜位移, 易言之, 將能耐曲線轉化成縱軸為頻譜加速度與橫軸為頻譜位移之關係圖, 即所謂之能耐頻譜。



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

71

能耐頻譜之求取

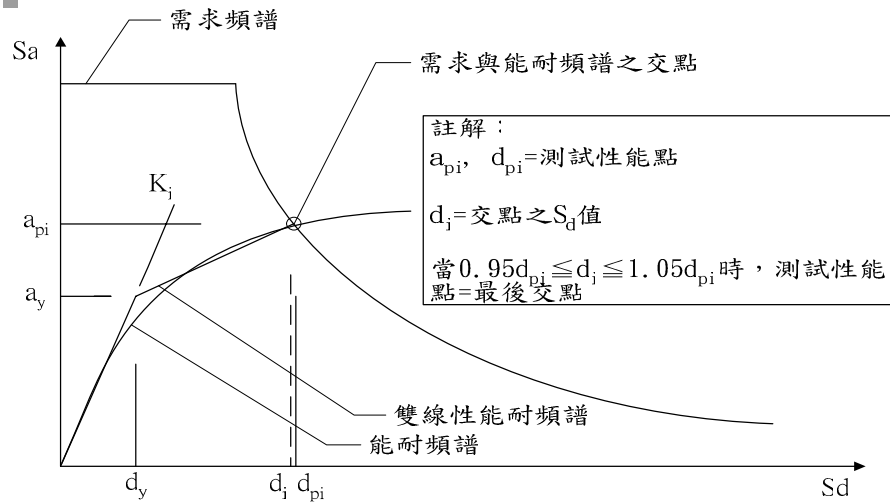
- 非線性靜力分析法
影響結構系統之整體耐震能力主要因素為其各桿件之強度與變形能力, 其決定系統對應非彈性變形之耐震能力, 必須進行像是側推分析之非線性分析, 以**SAP2000**來進行模擬分析。



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

72

於容許誤差下需求與能耐頻譜之交點

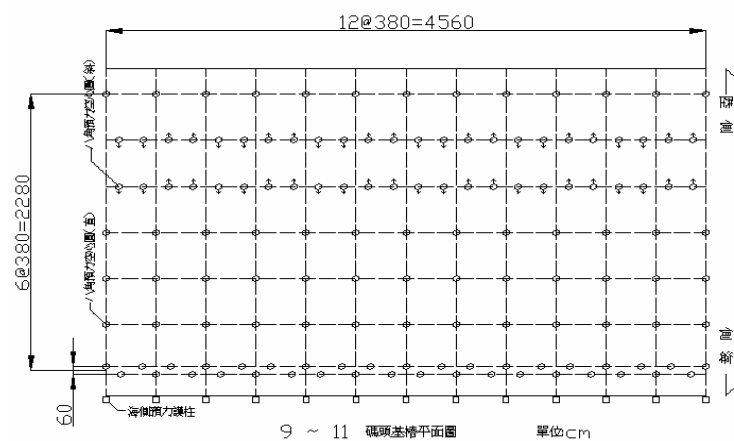


73



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

9 ~ 11 號碼頭



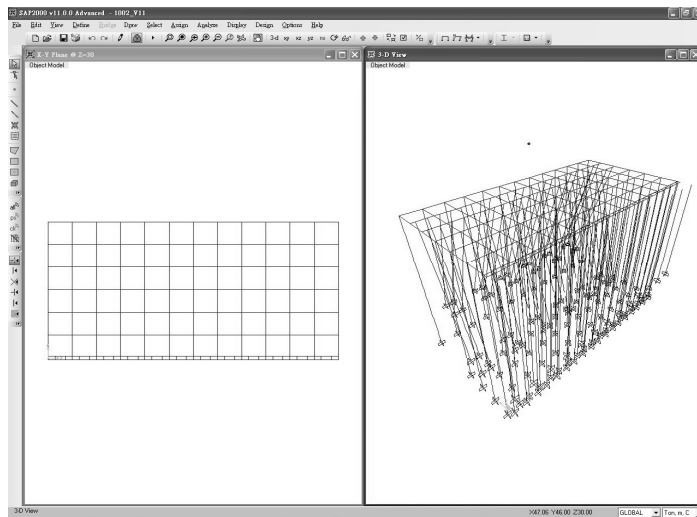
9 ~ 11 號碼頭 46.5m 單元標準基樁平面配置圖

74



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

9 ~ 11 原始模型



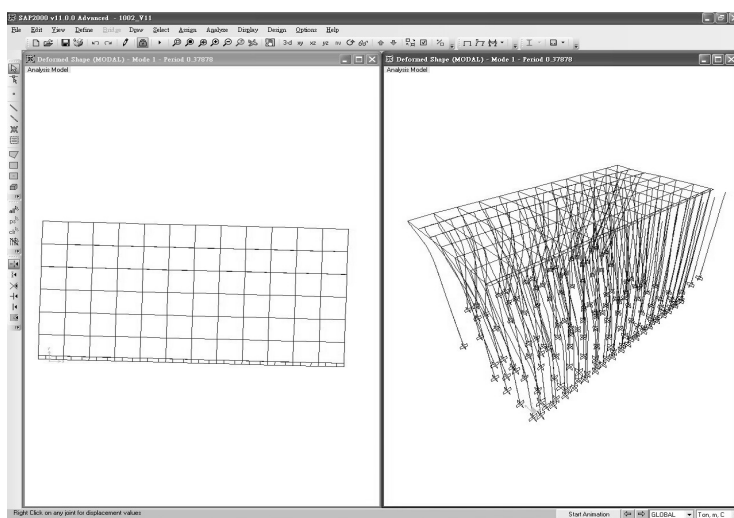
原始模型



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

75

第一振態 振態周期為0.379sec

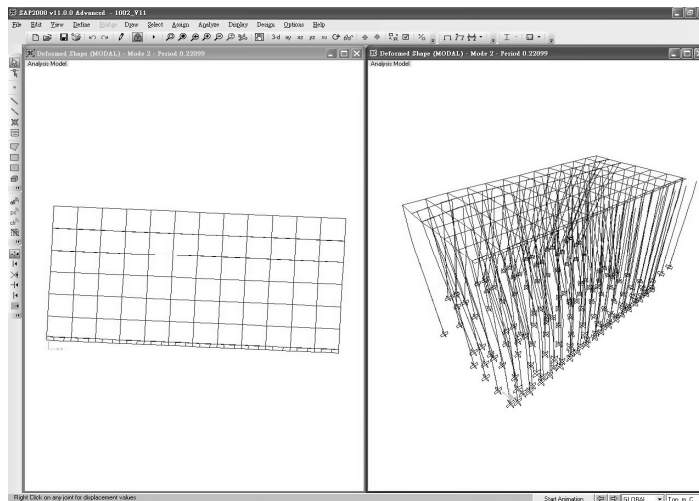


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

76



第二振態 振態周期為0.221sec

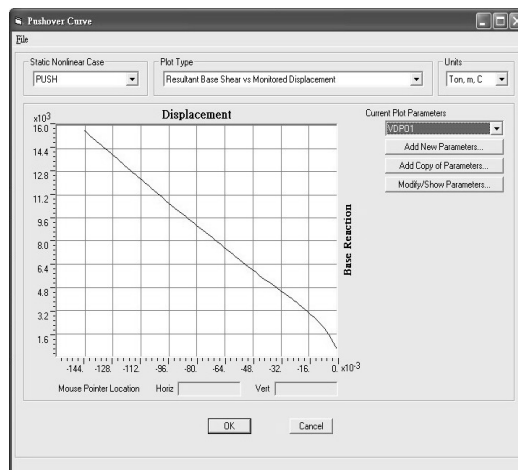


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

77



能耐頻譜曲線



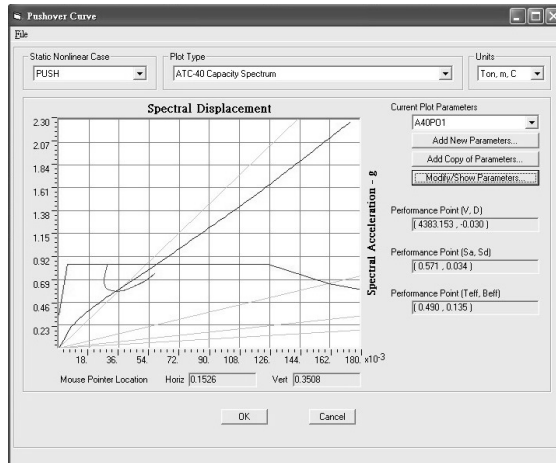
■ 極限側向強度
=15730 T



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

78

475年回歸期需求頻譜



■ 結構系統遲滯阻
尼=5 %

■ 降伏位移=1.8
cm

■ $S_d=3.4$ cm

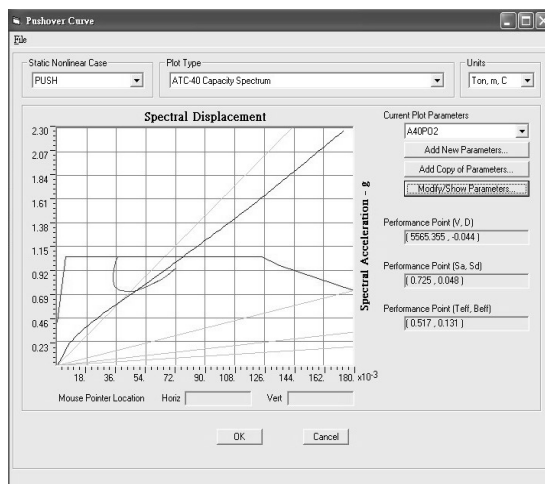
■ $S_a=0.571$ g



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

79

2500年回歸期需求頻譜



■ 結構系統遲滯阻
尼=5 %

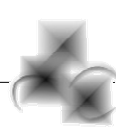
■ $S_d=4.8$ cm

■ $S_a=0.725$ g



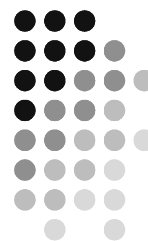
國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

80



港灣構造物易損性分析與災害境況模擬

4



81



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

港灣構造物之災害境況模擬

■ 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。
- ☐ 以台中港區為對象進行初步災損評估分析。

■ 主要工作項目：

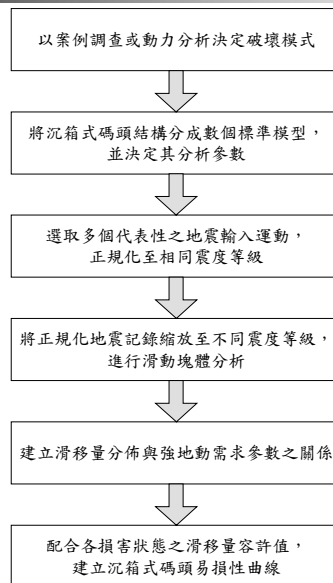
- ☐ 港灣構造物易損性分析
- ☐ 基本資料庫建置
- ☐ 結構損害評估模式建立
- ☐ 經濟損失評估模式建立

82



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

沉箱式碼頭易損性曲線建立流程



83



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

台中港沉箱式碼頭

■ 沉箱式碼頭分區

- ☐ 北碼頭區：#1~4A
- ☐ 中突堤區：#23~25
- ☐ 西碼頭區：W1

■ 易損性分析代表性碼頭

- ☐ 考量震後修復型式、碼頭區域性以及功能性，針對以下碼頭進行分析
 - #1~3
 - #4
 - #23~24
 - W1

碼頭編號	設計幾何參數	設計水深	碼頭功能用途
1	長250m×寬20m	13m	穀類
2	長250m×寬20m	13m	油品
3	長250m×寬20m	13m	穀類
4	長200m×寬20m	11m	液體
4A	長185m×寬20m	9m	水泥
23	長360m×寬20m	10m	雜貨
24	長360m×寬20m	10m	雜貨
25	長400m×寬20m	11m	雜貨
W1	長250m×寬25m	13m	管道

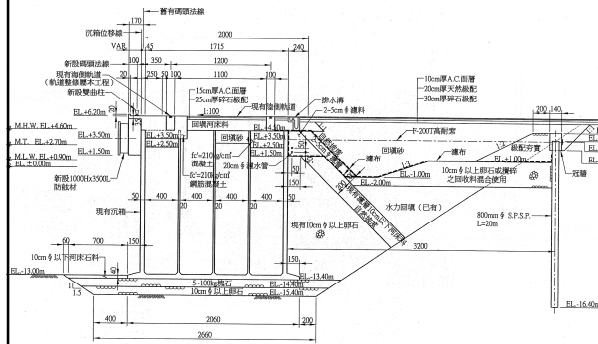
84



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



#1~3碼頭分析剖面



沉箱高度H(m)	19.2
沉箱長度L(m)	17.6
海側平均水面高度h2(m)	15.7
殘留水位(m)	1.23
陸側水面高度h1(m)	16.93
海水單位重 r_w (t/m ³)	1.03
沉箱總單位重 r_{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 r (t/m ³)	1.8
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)	35
高耐索設計拉力強度T (ton)	100
高耐索設計間距 (m)	2.1
高耐索設計長度 (m)	32

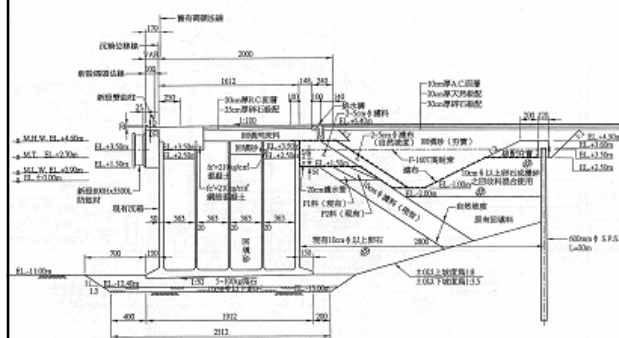
85



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



#4碼頭分析剖面



沉箱高度H(m)	17.4
沉箱長度L(m)	16.12
海側平均水面高度h2(m)	13.7
殘留水位(m)	1.23
陸側水面高度h1(m)	14.93
海水單位重 r_w (t/m ³)	1.03
沉箱總單位重 r_{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 r (t/m ³)	1.8
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)	35
高耐索設計拉力強度T (ton)	82
高耐索設計間距 (m)	1.915
高耐索設計長度 (m)	28

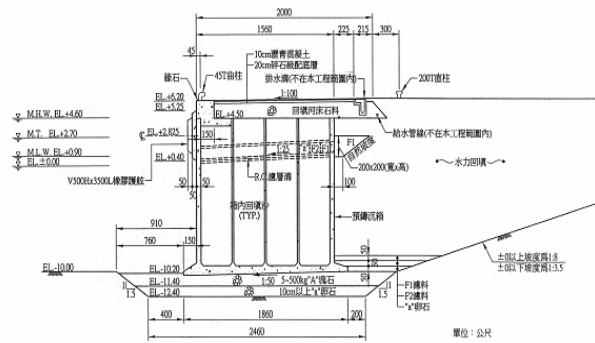
86



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



#23~24碼頭分析剖面



沉箱高度H(m)	16.2
沉箱長度L(m)	15.6
海側平均水面高度h2(m)	12.9
殘留水位(m)	1.23
陸側水面高度h1(m)	14.13
海水單位重 γ_w (t/m ³)	1.03
沉箱總單位重 γ_{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 γ (t/m ³)	1.8
水位下背填土有效單位重 γ' (t/m ³)	1
牆面與垂直面夾角 Ψ (deg)	0
背填土內摩擦角 ϕ (deg)	35

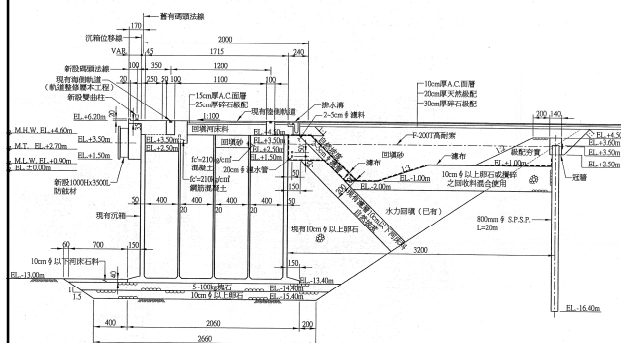
87



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



西1碼頭分析剖面



沉箱高度H(m)	17.8
沉箱長度L(m)	17.6
海側平均水面高度h2(m)	15.7
殘留水位(m)	1.23
陸側水面高度h1(m)	16.93
海水單位重 γ_w (t/m ³)	1.03
沉箱總單位重 γ_{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 γ (t/m ³)	1.8
水位下背填土有效單位重 γ' (t/m ³)	1
牆面與垂直面夾角 Ψ (deg)	0
背填土內摩擦角 ϕ (deg)	35

88

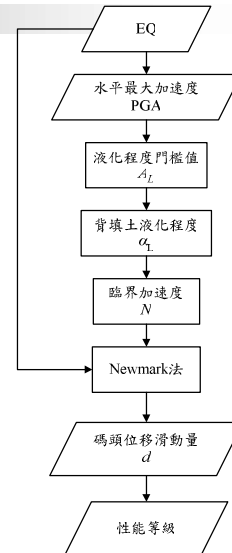
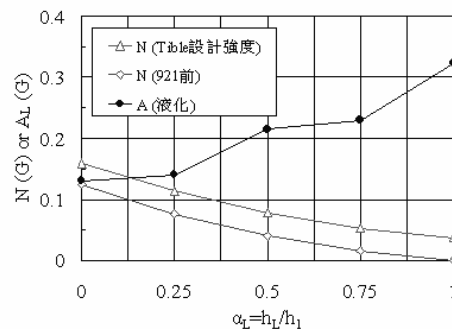


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

碼頭易損性分析模式

■ 滑動塊體分析

- ☐ 沉箱滑移量
- ☐ 考慮背填土液化之影響
- ☐ 考慮修復後支撐系統之影響



滑動塊體分析法(Newmark, 1965)

■ 基本假設

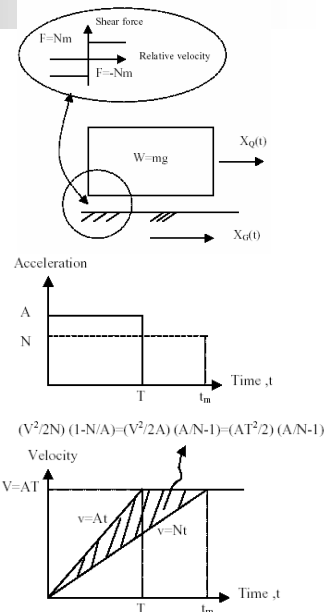
- ☐ 塊體為剛性
- ☐ 滑動面力學行為符合剛塑性模式
- ☐ 塊體運動狀態與滑動面抗剪力有關

■ 極限抗剪力Nm與臨界加速度N

- 塊體慣性力 $> Nm \rightarrow$ 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





地震樣本

■ TCU059

□ 10 evens, 20 cases

No.	ORIGIN TIME (UT)	PGA (gal)			DEPTH (km)	LOCAL MAG.(ML)	LOCATION	
		V	NS	EW			Lon. (E)	Lat. (N)
1	1999/09/20/18/03	14.06	53.84	50.72	9.75	6.6	120.861	23.797
2	1999/09/20/18/11	26.86	67.76	107.24	17.78	5.13	121.001	23.95
3	1999/09/20/17/57	23.14	72.02	72.8	7.68	6.44	121.044	23.912
4	1999/09/25/23/52	21.6	76.68	76.2	12.06	6.8	121.002	23.854
5	1999/09/20/18/05	24.22	82.36	122.38	13.04	5.24	120.766	23.951
6	1999/09/22/00/49	10.64	93.96	91.76	17.38	6.2	121.031	23.765
7	1999/09/22/00/14	25.12	136.62	155.7	15.59	6.8	121.047	23.826
8	1999/09/20/18/16	44.26	140.38	126.62	12.53	6.66	121.041	23.861
9	1999/09/20/17/47	64.48	161.92	156.66	8.00	7.3	120.816	23.852
10	2000/06/10/18/23	26.68	132.78	90.56	16.21	6.7	121.109	23.901

91



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



沉箱式碼頭損害等級容許值

國際航海協會重力式碼頭性能等級（定量）（PIANC, 2001）

損壞等級(性能等級)		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	—	—	—
	岸肩與後緣陸地沉陷量	<0.3~0.7m	—	—	—
	朝海側傾斜角	<2~3°	—	—	—

92



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



沉箱式碼頭損害等級之機率分析

台中港23-24號碼頭之各地震群組分析結果

PGA (G)	0.176	0.19	0.215	0.23	0.27	0.323	0.34	0.37	0.54
滑移量分佈									
< 0.243m	20	17	11	5	0	0	0	0	0
0.243m ~ 0.81m	0	3	7	7	8	2	1	0	0
0.81m ~ 1.62m	0	0	2	6	5	6	6	5	0
> 1.62m	0	0	0	2	7	12	13	15	20
性能等級									
< 0.243m	100%	85%	55%	25%	0%	0%	0%	0%	0%
0.243m ~ 0.81m	0%	15%	35%	35%	40%	10%	5%	0%	0%
0.81m ~ 1.62m	0%	0%	10%	30%	25%	30%	30%	25%	0%
> 1.62m	0%	0%	0%	10%	35%	60%	65%	75%	100%

台中港西1號碼頭之各地震群組分析結果

PGA (g)	0.14	0.18	0.215	0.23	0.323	0.4	0.5
滑移量分佈							
< 0.29m	20	17	11	4	0	0	0
0.29m ~ 0.965m	0	3	7	8	4	1	0
0.965m ~ 1.93m	0	0	2	6	5	7	4
> 1.93m	0	0	0	2	11	12	16
性能等級							
< 0.29m	100%	85%	55%	25%	0%	0%	0%
0.29m ~ 0.965m	0%	15%	35%	35%	20%	5%	0%
0.965m ~ 1.93m	0%	0%	10%	30%	25%	35%	20%
> 1.93m	0%	0%	0%	10%	55%	60%	80%

台中港1-3號碼頭之各地震群組分析結果

PGA (g)	0.14	0.18	0.215	0.23	0.323	0.4	0.5
滑移量分佈							
< 0.288m	20	17	13	5	0	0	0
0.288m ~ 0.96m	0	3	6	11	11	7	4
0.96m ~ 1.92m	0	0	1	3	5	6	7
> 1.92m	0	0	0	1	4	7	9
性能等級							
< 0.288m	100%	85%	65%	25%	0%	0%	0%
0.288m ~ 0.96m	0%	15%	30%	55%	55%	35%	20%
0.96m ~ 1.92m	0%	0%	5%	15%	25%	30%	35%
> 1.92m	0%	0%	0%	5%	20%	35%	45%

台中港4號碼頭之各地震群組分析結果

PGA (g)	0.14	0.215	0.217	0.23	0.323	0.4	0.5
滑移量分佈							
< 0.288m	20	16	16	10	0	0	0
0.288m ~ 0.96m	0	4	3	7	11	7	4
0.96m ~ 1.92m	0	0	1	2	5	6	7
> 1.92m	0	0	0	1	4	7	9
性能等級							
< 0.288m	100%	80%	80%	50%	0%	0%	0%
0.288m ~ 0.96m	0%	20%	15%	35%	55%	35%	20%
0.96m ~ 1.92m	0%	0%	5%	10%	25%	30%	35%
> 1.92m	0%	0%	0%	5%	20%	35%	45%

93

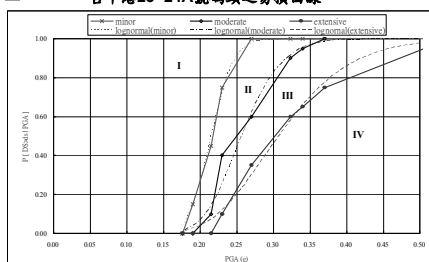


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

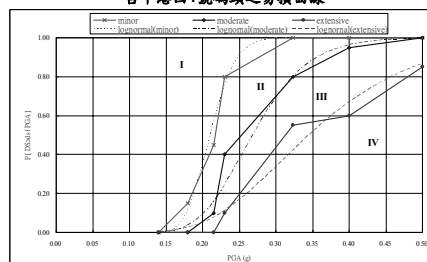


沉箱式碼頭之易損曲線

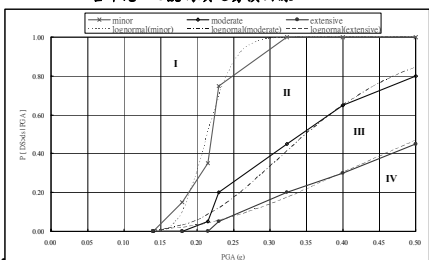
台中港23-24A號碼頭之易損曲線



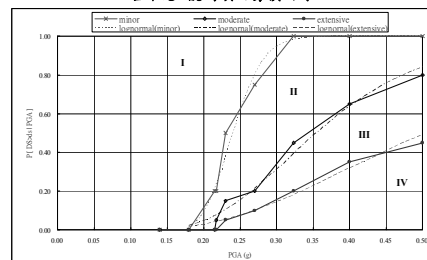
台中港西1號碼頭之易損曲線



台中港1-3號碼頭之易損曲線



台中港4號碼頭之易損曲線

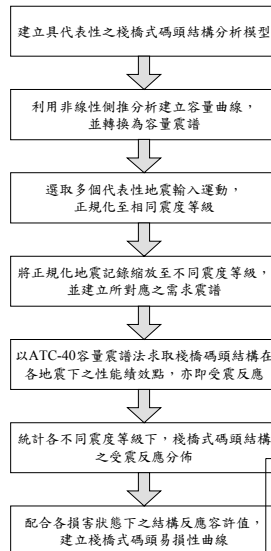


94



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

棧橋式碼頭易損性分析流程



95

台中港棧橋式碼頭

■ 棧橋式碼頭分類

- ☐ 北突堤區：八角中空預力樁(直樁)
- ☐ 北突堤區：八角中空預力樁(含斜樁)
- ☐ 西碼頭區：鋼管樁(含斜樁)

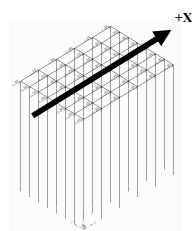
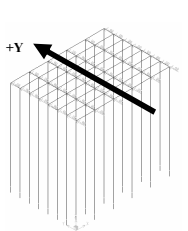
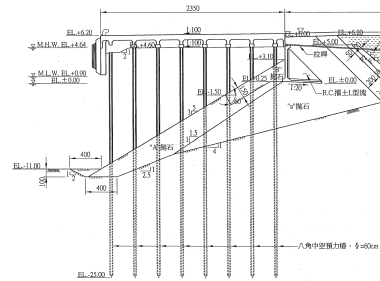
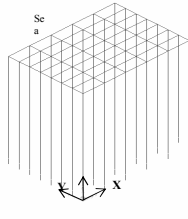
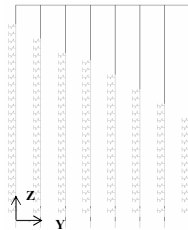
■ 易損性分析代表性碼頭

- ☐ 考量碼頭區域性、樁基礎型式以及功能性，針對以下碼頭進行分析
 - #5~8
 - #9-11
 - 西3-西4

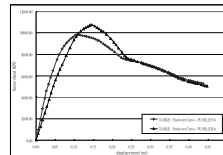
96

棧橋式碼頭側推分析

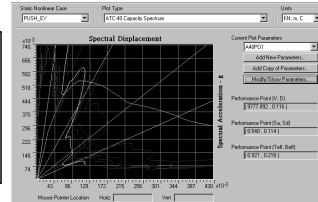
分析模型示意圖(直棧棧橋式) 標準斷面



容量曲線



性能點



97



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

棧橋式碼頭損害等級容許值

國際航海協會棧橋式碼頭性能等級 (PIANC, 2001)

損壞等級(性能等級)	等級 I	等級 II	等級 III	等級 IV
殘留變位				
岸角與後線陸地沉陷量	< 0.1~0.3m	—	—	—
前海側傾斜角	< 2~3°	—	—	—
最大反應				
基樁	保持彈性	控制彈性	韌性容量未用完	超過等級 III 之要求，但至少剪力破壞發生前須先彎矩破壞

台中港5-8A號碼頭之損壞狀態容許值(向海側)

性能等級	位移 (m)	損壞狀態
降伏(B)	0.032	輕微損壞(minor)
立即使用(IO)	0.044	中度損壞(moderate)
預防崩塌(CP)	0.102	嚴重損壞(extensive)
完全損壞(C)	0.198	完全損壞(complete)

台中港9-11號碼頭之損壞狀態容許值(向海側)

性能等級	位移 (m)	損壞狀態
降伏(B)	0.045	輕微損壞(minor)
立即使用(IO)	0.057	中度損壞(moderate)
預防崩塌(CP)	0.103	嚴重損壞(extensive)
完全損壞(C)	0.140	完全損壞(complete)

台中港西3-西4號碼頭之損壞狀態容許值(向海側)

性能等級	位移 (m)	損壞狀態
降伏(B)	0.013	輕微損壞(minor)
立即使用(IO)	0.103	中度損壞(moderate)
預防崩塌(CP)	0.395	嚴重損壞(extensive)
完全損壞(C)	0.482	完全損壞(complete)

98



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



棧橋式碼頭損害等級之機率分析

台中港5-8A號碼頭之各地震群組分析結果(向海側)

PGA (g)		0.06	0.08	0.11	0.15	0.20	0.27	0.37	0.50
amount	< minor	20	20	20	17	9	3	1	0
	minor - moderate	0	0	0	3	8	8	3	1
	moderate - extensive	0	0	0	0	3	9	12	8
	extensive - complete	0	0	0	0	0	0	3	7
	> complete	0	0	0	0	0	0	1	4
P (Ds = ds PGA)	< minor	100%	100%	100%	85%	45%	15%	5%	0%
	minor - moderate	0%	0%	0%	15%	40%	40%	15%	5%
	moderate - extensive	0%	0%	0%	0%	15%	45%	60%	40%
	extensive - complete	0%	0%	0%	0%	0%	0%	15%	35%
	> complete	0%	0%	0%	0%	0%	0%	5%	20%
P (Ds > ds PGA)	minor	0%	0%	0%	15%	55%	85%	95%	100%
	moderate	0%	0%	0%	0%	15%	45%	80%	95%
	extensive	0%	0%	0%	0%	0%	0%	20%	55%
	complete	0%	0%	0%	0%	0%	0%	5%	20%

台中港9-11號碼頭之各地震群組分析結果(向海側)

PGA (g)		0.11	0.20	0.27	0.37	0.40	0.50	0.60	0.70
amount	< minor	20	20	19	11	5	0	0	0
	minor - moderate	0	0	1	7	13	11	3	0
	moderate - extensive	0	0	0	2	1	8	16	18
	extensive - complete	0	0	0	0	1	1	1	2
	> complete	0	0	0	0	0	0	0	0
P (Ds = ds PGA)	< minor	100%	100%	95%	55%	25%	0%	0%	0%
	minor - moderate	0%	0%	5%	35%	65%	55%	15%	0%
	moderate - extensive	0%	0%	0%	10%	5%	40%	80%	90%
	extensive - complete	0%	0%	0%	0%	5%	5%	5%	10%
	> complete	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
P (Ds > ds PGA)	minor	0%	0%	5%	45%	75%	100%	100%	100%
	moderate	0%	0%	0%	10%	10%	45%	85%	100%
	extensive	0%	0%	0%	0%	5%	5%	5%	10%
	complete	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%

台中港西3-西4號碼頭之各地震群組分析結果(向海側)

PGA (g)		0.50	0.95	1.10	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
amount	< minor	20	19	16	14	8	5	4	1
	minor - moderate	0	1	4	6	12	15	16	19
	moderate - extensive	0	0	0	0	0	0	0	0
	extensive - complete	0	0	0	0	0	0	0	0
	> complete	0	0	0	0	0	0	0	0
P (Ds = ds PGA)	< minor	100%	95%	80%	70%	40%	25%	20%	5%
	minor - moderate	0%	5%	20%	30%	60%	75%	80%	95%
	moderate - extensive	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
	extensive - complete	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
	> complete	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
P (Ds > ds PGA)	minor	0%	5%	20%	30%	60%	75%	80%	95%
	moderate	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
	extensive	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
	complete	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%

99

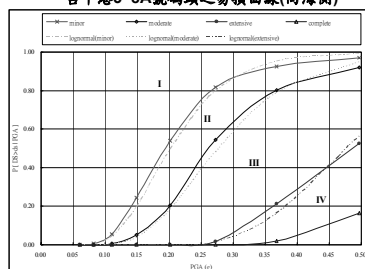


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

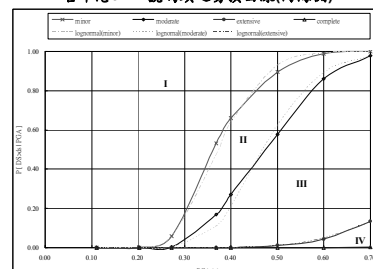


棧橋式碼頭之易損曲線

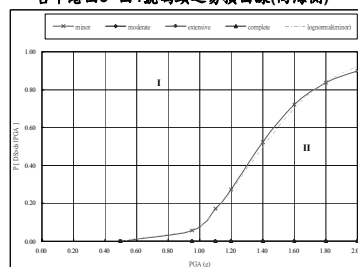
台中港5-8A號碼頭之易損曲線(向海側)



台中港9-11號碼頭之易損曲線(向海側)



台中港西3-西4號碼頭之易損曲線(向海側)



100



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

棧橋式碼頭易損曲線本土化參數

假設：對數常態分布函數累積機率函數

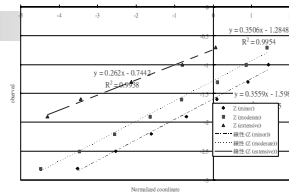
$$F(x) = P(X \leq x) = \int_0^x \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right)^2\right] dx$$

台中港沉箱式碼頭易損曲線參數（向海側）

	1-3號		4號		23-24	
損壞等級	Median(PGA)	Deviation	Median(PGA)	Deviation	Median(PGA)	Deviation
Minor	0.214	0.136	0.244	0.163	0.215	0.112
Moderate	0.349	0.353	0.377	0.364	0.257	0.168
Extensive/ Complete	0.521	0.510	0.542	0.481	0.308	0.243

台中港棧橋式碼頭易損曲線參數（向海側）

	5-8A號		9-11號		西3-西4	
損壞等級	Median (PGA)	Deviation	Median (PGA)	Deviation	Median (PGA)	Deviation
Minor	0.202	0.202	0.373	0.199	1.405	0.249
Moderate	0.277	0.277	0.470	0.198	-	-
Extensive	0.475	0.475	0.961	0.281	-	-
Complete	-	-	-	-	-	-

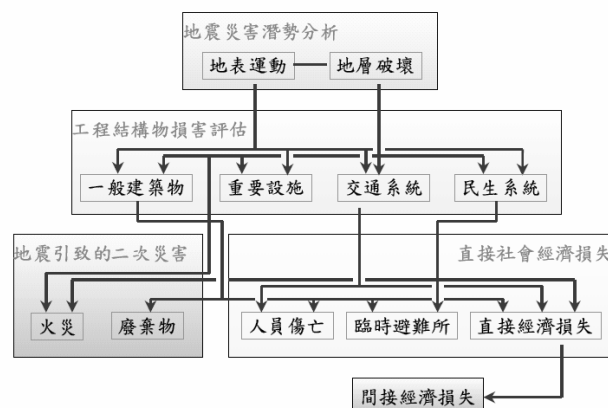


101



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

TELES 分析架構



102



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



基本資料建置

- 分析所需基本資料
 - 鑽孔資料
 - 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)

103



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



鑽孔資料之應用

- 決定評估地點之耐震地盤種類
- 決定評估地點之液化敏感類別
 - **TELES**將液化敏感度分成：「極高(6)、高(5)、中(4)、低(3)、極低(2)、無(1)」等六個等級。
 - 分類標準係根據在地震規模7.5、地下水位1.5公尺的條件下，液化潛能指數 P_L 值超過15時的PGA值大小來分類。
 - 根據液化敏感類別，可計算發生液化之條件機率及可能引起沈陷量。

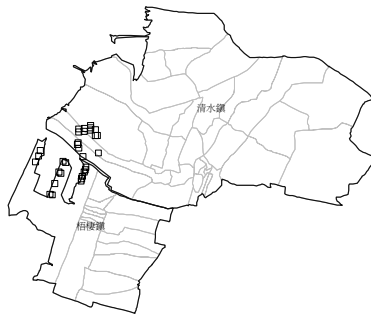
104



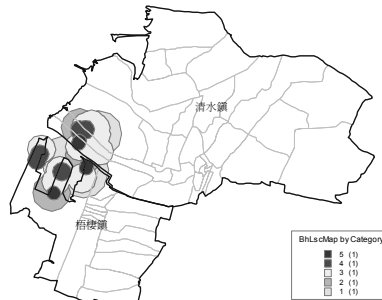
國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

台中港區液化敏感類別評估

台中港區鑽孔分佈圖



台中港區地盤液化敏感類別圖



105



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)

106



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake 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 (C2M)
PWH2M	Port Warehouses, Braced Steel Frame (S2M)
PWH3M	Port Warehouses, Moment Resisting Steel Frame (S1M)
PWH4M	Port Warehouses, Steel Frame & URM (S5M)
PWH5M	Port Warehouses, Precast Concrete Tilt-Up (PC1)
PWH6M	Port Warehouses, Reinforced Concrete Frame & URM (C3M)
PWH7M	Port Warehouses, Wood (W1)
PWH1H	Port Warehouses, Reinforced Concrete Shear Walls (C2H)
PWH2H	Port Warehouses, Braced Steel Frame (S2H)
PWH3H	Port Warehouses, Moment Resisting Steel Frame (S1H)
PWH4H	Port Warehouses, Steel Frame & URM (S5H)
PWH5H	Port Warehouses, Precast Concrete Tilt-Up (PC1)
PWH6H	Port Warehouses, Reinforced Concrete Frame & URM (C3H)
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

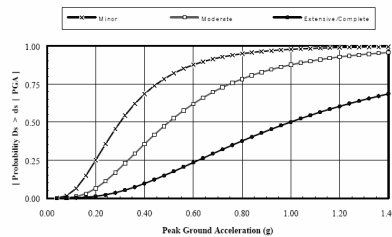
National Center for Research on Earthquake Engineering

107

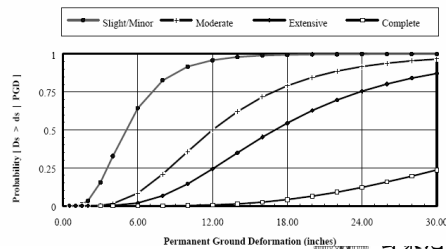
易損曲線

■ 定義結構物處於某損害狀態之機率

□ PGA相關



□ PGD相關



工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

108

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/complete	0.75	0.4 to 1.0
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

109

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

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

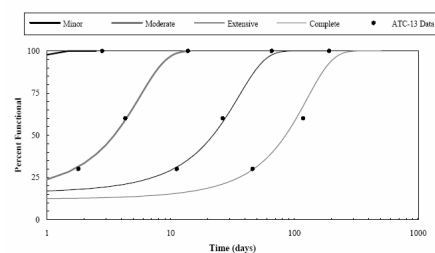


Figure 7.23 Restoration Curves for Port Waterfront Structures.

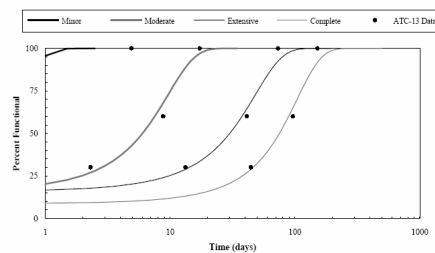


Figure 7.24 Restoration Curves for Cranes/Cargo Handling Equipment.

110

地震損失評估系統



台灣地震損失評估系統
Taiwan Earthquake Loss Estimation System

111



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

系統參數初步設定

■ 液化敏感類別

碼頭區	液化敏感類別
1-4A號碼頭	5
5-8號碼頭	3
9-13號碼頭	4
W3-W6號碼頭	3
其他	2

■ 重建成本

設施	重建成本 (百萬元/座)
沈箱式碼頭結構	1,000
PC樁棧橋式碼頭	600
鋼管樁棧橋式碼頭	800
起重設施	100
儲槽	50

■ 易損性參數及損失比參數

☐ HAZUS 預設值

112



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

港灣構造物地震災害境況模擬案例

模擬地震設定

完整模擬地害

計畫名稱: TCU 事件類別: CH014

儲存目錄: C:\Hao-Taiwan\TCU71009\SC\ENAR\CH014

事件描述: 廣東地震模擬

地震類型: 選擇要在地震的震源參數

震動衰減律: New (2001) 調整 0 std

地震事件: 發生日期: 1999 / 9 / 21 時間: 1:47:16

芮氏規模: 7.3 震央經度: 120.8155

震源深度: 8 公里 震央緯度: 23.8525

斷層名稱: 選擇

斷層類型: 選擇

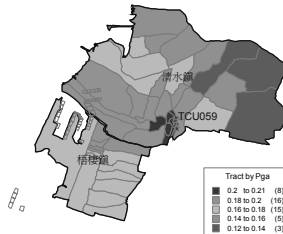
斷層開裂: 方向: 0 度 (0-180) 斷層類型: 平移斷層

傾角: 90 度 (49-90) 斷層類型: 逆斷層

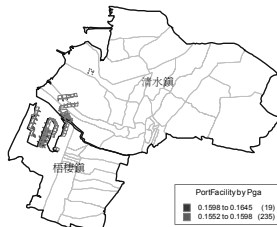
長度: 0 公里 斷層類型: 正斷層

寬度: 0 公里 斷層類型: 正斷層

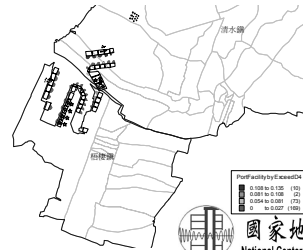
梧棲鎮與清水鎮村里PGA分佈



台中港區設施PGA值分佈



設施達至少嚴重損害狀態機率分佈



113

國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

直接經濟損失

碼頭編號	位置	損失 (百萬元)	小計 (百萬元)
TCU001	北碼頭區	44.38	530.80
TCU002		44.42	
TCU003		242.60	
TCU004		128.37	
TCU004A	北突堤區	71.03	128.15
TCU005		2.13	
TCU005A		2.14	
TCU006		2.11	
TCU007	南碼頭區	2.09	1.21
TCU008		2.06	
TCU008A		2.09	
TCU009		15.31	
TCU010	西碼頭區	56.71	93.35
TCU011		43.52	
TCU012		15.99	
TCU013		16.09	
TCU014	中突堤區	0.15	56.14
TCU015		0.15	
TCU019A		0.17	
TCU022		0.15	
TCU023	南碼頭區	0.25	1.21
TCU024		0.24	
TCU025		0.24	
TCU026		0.14	

TCU026	中突堤區	0.14	56.14
TCU027	北碼頭區	3.13	
TCU028		5.33	
TCU029		0.13	
TCU030	北突堤區	0.17	128.15
TCU031		0.13	
TCU032		3.33	
TCU033		3.42	
TCU034	南碼頭區	3.46	1.21
TCU035		3.49	
TCU099		0.26	
TCU101		0.25	
TCU102	西碼頭區	0.24	93.35
TCU103		0.23	
TCU104		0.23	
W1		28.62	
W2	中突堤區	47.95	56.14
W3		5.55	
W4		5.58	
W5		2.77	
W6	南碼頭區	2.88	1.21
總計		809.65	

114

國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

敬 · 請 · 指 · 教

