

95-45-7187

MOTC-IOT-94-H1DA002

港灣地區大地災害調查與常態 監測之研究(1/4)



交通部運輸研究所
中華民國 95 年 3 月

95-45-7187

MOTC-IOT-94-H1DA002

港灣地區大地災害調查與常態 監測之研究(1/4)

著 者：賴聖耀、李豐博、陳圭璋、陳志芳
謝明志、賴瑞應

交通部運輸研究所
中華民國 95 年 3 月

國家圖書館出版品預行編目資料

港灣地區大地災害調查與常態監測之研究. (1/4)
) / 賴聖耀等著. -- 初版. -- 臺北市 : 交
通部運研所, 民95
面 : 公分
參考書目 : 面
ISBN 986-00-4829-0(平裝)

1. 港埠 - 管理 - 自動化 2. 地震 - 防制 3
. 地層下陷 - 防制

443.2029

95006121

港灣地區大地災害調查與常態監測之研究 (1/4)

著 者：賴聖耀、李豐博、陳圭璋、陳志芳、謝明志、賴瑞應

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 95 年 3 月

印 刷 者：

版(刷)次冊數：初版一刷 130 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所港灣技術研究中心網站

定 價：300 元

展 售 處：

交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880

國家書坊臺視總店：臺北市八德路 3 段 10 號 B1•電話：(02)25781515

五南文化廣場：臺中市中山路 2 號 B1•電話：(04)22260330

GPN : 1009500802

ISBN : 986-00-4829-0 (平裝)

著作財產權人：中華民國(代表機關：交通部運輸研究所)

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

95 港灣地區大地災害調查與常態監測之研究
(1/4)

交通部運輸研究所

GPN: 1009500802
定價 300 元

交通部運輸研究所自行研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：港灣地區大地災害調查與常態監測之研究(1/4)			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN 986-00-4829-0(平裝)	政府出版品統一編號 1009500802	運輸研究所出版品編號 95-45-7187	計畫編號 94-H1DA002
主辦單位：港灣技術研究中心 主管：邱永芳 計劃主持人：賴聖耀 共同主持人：李豐博 協同主持人：陳圭璋、陳志芳、謝明志、賴瑞應 聯絡電話：04-26587186 傳真號碼：04-26564418			研究期間 自 94 年 01 月 至 94 年 12 月
關鍵詞：地震監測、震波放大效應、液化分析模式、地層下陷			
摘要： <p>港灣地區之地質多屬疏鬆軟弱之沖積土層及海埔新生地，極可能因附近地區地下水抽取、大規模新生地回填等原因造成地層下陷；在平時，亦可能因地層調查不夠詳盡，碼頭航道浚挖超深，豪雨暴漲之地下水位，或回填級配材料之膨脹等因素，而造成港區碼頭側傾及塌陷；在地震來襲時，其震波從震源深處向上經過軟弱的覆土層，其振幅通常有放大作用，在強烈地震作用下，可能發生液化現象，造成港灣碼頭向海側位移、傾斜與沉陷等災害。</p> <p>本研究主要目的在探討港灣碼頭之災害案例，彙整平時及地震時可能之破壞機制，建置碼頭穩定性分析之程序；有關土壤液化之災害案例，亦分別以極限狀態分析及邏輯迴歸分析之統計方法，並考慮液化之物理意義，建置本土化之液化分析模式；針對地震來襲時，港區可能發生液化現象，及西南沿海超抽地下水，港區可能發生地層下陷等災害，進行常態監測，並由監測資料，探討各港區震波放大效應，動態孔隙水壓激發機制，及地層下陷之趨勢。</p>			
出版日期 95 年 3 月	頁數 222	定價 300	本出版品取得方式 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 絶對機密 (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: Geotechnic Disaster Investigation and Routine Monitoring at Harbor Areas (1/4)			
ISBN(OR ISSN) ISBN 986-00-4829-0 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1009500802	IOT SERIAL NUMBER 95-45-7187	PROJECT NUMBER 94-H1DA002
DIVISION: HARBOR & MARINE TECHNOLOGY CENTER			PROJECT PERIOD
DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu			FROM January 2005
PRINCIPAL INVESTIGATOR: Sheng-Yao Lai			TO December 2005
PROJECT STAFF: F. B. Lee, K. C. Chen, J. F. Chen, M. J. Hsieh, R. I. Lai			
PHONE: 04-26587186			
FAX: 04-26564418			

KEY WORDS: Seismic monitoring, Site effect, Model of liquefaction, Ground subsidence.

ABSTRACT:

The soils of alluvium and reclaimed lands in harbor' areas of Taiwan are generally loose, soft and under-consolidated. It is concerned that the ground subsidence occurred due to local overdraining of ground water and massive land reclamation. Under strong earthquake shaking, the enlargement effect of seismic wave and the liquefaction of sandy soils in harbor' areas might occur, which could cause damages to coastal and harbor' facilities in coastal areas.

In this project, we collected the cases of wharf's disasters of Taiwan, discussed their damage mechanic, and established the analytical procedure of wharf stability. We also collected 174 CPT data sets and 288 SPT data sets of liquefaction and non-liquefaction cases during Chichi earthquake period. Some local models for evaluating liquefaction potential using CPT data and SPT data are established in this study. Surfaced and embedded seismographs and piezometers were installed in Taichung, Taipei, Kaohsiung and Suao Harbor's areas. Geophysical methods were conducted to investigate the soil speed structure. H/V ratios from microtremor measurements were used to study the site effect of harbor's areas. Observation wells with 200m depth for monitoring subsidence and groundwater pressure were set up in Taichung Harbor, Pudai Harbor, Anping Harbor and Tapeng Bay.

DATE OF PUBLICATION March 2006	NUMBER OF PAGES 222	PRICE 300	CLASSIFICATION RESTRICTED CONFIDENTIAL SECRET TOP SECRET UNCLASSIFIED
-----------------------------------	------------------------	--------------	--

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

港灣地區大地災害調查與常態監測之研究(1/4)

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
圖目錄	VI
表目錄	XIII
第一章 前 言	1-1
第二章 板樁式碼頭災害案例分析	2-1
2.1 板樁現況與分析條件	2-3
2.2 常態穩定性檢核	2-6
2.3 地震穩定性檢核	2-11
2.4 回填料探討	2-16
2.5 小結	2-18
第三章 沉箱式碼頭之地震災害案例分析	3-1
3.1 碼頭背填土壤未液化	3-1
3.2 碼頭背填土壤液化	3-9
3.3 碼頭背填土壤部分深度液化	3-12
3.4 碼頭位移量之分析	3-15
3.5 蘇澳港 3~5 號碼頭之穩定性分析	3-15
3.6 921 地震臺中港 1~4A 碼頭之穩定性分析	3-24
3.7 小結	3-35
第四章 以地震災害案例建立 SPT 之液化分析模式	4-1

4.1 前言	4-1
4.2 修正之極限狀態分析法	4-2
4.3 SPT 評估液化潛能之極限狀態模式	4-7
4.4 極限狀態模式之驗證與比較	4-11
4.5 液化機率模式	4-16
4.6 小結	4-18
第五章 以地震災害案例建立 CPT 之液化分析模式	5-1
5.1 前言	5-1
5.2 土壤分類之邏輯迴歸分析	5-2
5.3 液化機率之邏輯迴歸分析	5-6
5.4 邏輯迴歸模式與傳統相關經驗法之比較	5-10
5.5 抗液化安全係數與液化機率之相關性	5-11
5.6 小結	5-13
第六章 港區地震及土壤液化監測之分析	6-1
6.1 沖積土層對地震之影響	6-1
6.2 港區地震及土壤液化監測規劃	6-4
6.3 臺中港地震監測結果分析	6-5
6.4 臺北港地震監測結果分析	6-7
6.5 高雄港地震監測結果分析	6-10
6.6 蘇澳港地震監測結果分析	6-13
6.7 動態孔隙水壓之監測結果分析	6-13
6.7 小結	6-13
第七章 蘇澳港區場址效應與土壤液化潛能分析	7-1
7.1 微震動量測	7-1

7.2 理論轉換函數計算.....	7-1
7.3 TSMIP 資料分析.....	7-1
7.4 井下地動觀測陣列資料分析	7-2
7.5 近地表 Q 值計算	7-3
7.6 地震模擬分析	7-4
7.7 整體場址效應	7-5
7.8 土壤液化潛能分析.....	7-5
7.9 小結.....	7-6
第八章 港區地層下陷之監測結果	8-1
8.1 布袋港之監測結果	8-2
8.2 大鵬灣之監測結果	8-13
8.3 安平港之監測結果	8-24
8.4 臺中港之監測結果	8-30
8.5 小結.....	8-36
第九章 結論與建議	9-1
參考文獻	10-1

圖 目 錄

圖 2-1 碼頭岸肩損害情況.....	2-2
圖 2-2 碼頭法線變位側視圖.....	2-2
圖 2-3 碼頭結構安全性評估流程示意圖	2-3
圖 2-4 碼頭設計斷面示意圖.....	2-4
圖 2-5 碼頭各土層土壤參數示意圖.....	2-5
圖 2-6 板樁土壓示意圖	2-8
圖 2-7 常態下板樁最大彎矩計算示意圖	2-10
圖 2-8 地震力作用下板樁土壓示意圖	2-13
圖 2-9 地震力作用下板樁最大彎矩計算示意圖	2-15
圖 3-1 民國 75 年地震造成蘇澳港 3-5 號碼頭外傾示意圖.....	3-3
圖 3-2 民國 88 年 921 地震造成臺中港 1-4A 號碼頭外移示意圖	3-4
圖 3-3a 背填土壤未液化之沉箱式碼頭示意圖	3-5
圖 3-3b 背填土壤未液化之沉箱式碼頭受力示意圖	3-5
圖 3-4 水平地震力係數 K_h 與地表水平最大加速度 a_{hmax} 之關係	3-7
圖 3-5a 背填土壤液化之沉箱式碼頭示意圖.....	3-10
圖 3-5b 以重流體觀念解釋背填土壤液化之沉箱式碼頭受力示意圖	3-10
圖 3-5c 以超額孔隙水壓解釋背填土壤液化之沉箱式碼頭受力示意圖	3-11
圖 3-6a 背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭示意圖.....	3-13
圖 3-6b 背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭受力示意圖	3-13
圖 3-7 蘇澳港 4 號碼頭之碼頭斷面圖	3-17
圖 3-8 蘇澳港 4 號碼頭之 16 孔鑽探試驗之位置圖	3-18
圖 3-9a 蘇澳港 4 號碼頭 A-A 斷面背填土壤之土層剖面圖.....	3-19

圖 3-9b 蘇澳港 4 號碼頭 B-B 斷面背填土壤之土層剖面圖	3-20
圖 3-10 蘇澳港 4 號碼頭民國 75 年花蓮地震之碼頭外移量分析結果.....	3-22
圖 3-11 蘇澳港 4 號碼頭民國 94 年蘇澳地震之碼頭外移量分析結果	3-23
圖 3-12 臺中港 1~3 號碼頭斷面圖.....	3-24
圖 3-13 臺中港 1~3 號碼頭背填土未液化之碼頭外移量分析結果.....	3-30
圖 3-14 臺中港 1~3 號碼頭背填土液化之碼頭外移量分析結果.....	3-31
圖 3-15 臺中港 1~3 號碼頭背填土部份液化之碼頭外移量分析結果	3-32
圖 3-16 臺中港 4 號碼頭背填土未液化之碼頭外移量分析結果	3-33
圖 3-17 臺中港 4 號碼頭背填土部份液化之碼頭外移量分析結果	3-34
圖 4-1 NCEER(1997)建議細粒料含量 FC 5% 曲線之修正值	4-21
圖 4-2 液化之極限狀態分析示意圖.....	4-21
圖 4-3 X 與 Y 均為隨機函數之示意圖(楊，1899).....	4-22
圖 4-4 SPT 試驗 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值繪於常態或然率圖上	4-23
圖 4-5 CSR _{7.5} 值繪於對數常態或然率圖上	4-23
圖 4-6 尋找液化極限狀態值之流程圖	4-24
圖 4-7 液化極限狀態資料點及迴歸曲線	4-24
圖 4-8 0% FC 10% 液化極限狀態曲線圖	4-25
圖 4-9 10% FC 20% 液化極限狀態曲線圖	4-25
圖 4-10 20% FC 30% 液化極限狀態曲線圖	4-26
圖 4-11 30% FC 40% 液化極限狀態曲線圖	4-26
圖 4-12 經機率檢定之 FC=5%、15%、25%、35% 等極限狀態曲線之比較 ((N ₁) ₆₀ , ln(CSR _{7.5}))	4-27
圖 4-13 未經機率檢定之 FC=5%、15%、25%、35% 等極限狀態曲線之比較 ((N ₁) ₆₀ , ln(CSR _{7.5}))	4-27

圖 4-14 未經機率檢定之 $FC=5\%、15\%、25\%、35\%$ 等極限狀態曲線之比較 $((N_1)_{60}, CSR_{7.5})$	4-28
圖 4-15 T&Y(1983) $C_s=85$ 之 $FC = 5\%、FC=15\%、FC=25\%、FC=35\%$ 等之 經驗曲線比較圖	4-28
圖 4-16 $FC=5\%$ 之極限狀態模式與 Seed(NCEER 1997)、Seed(1985)及 T&Y(1983) $C_s=85$ 比較.....	4-29
圖 4-17 $FC=15\%$ 之極限狀態模式與 Seed(NCEER 1997)、Seed(1985)及 T&Y(1983) $C_s=85$ 比較.....	4-29
圖 4-18 $FC=25\%$ 之極限狀態模式與 Seed(NCEER 1997)、Seed(1985)及 T&Y(1983) $C_s=85$ 比較.....	4-30
圖 4-19 $FC=35\%$ 之極限狀態模式與 Seed(NCEER 1997)、Seed(1985)及 T&Y(1983) $C_s=85$ 比較.....	4-30
圖 4-20 本文極限狀態模式繪於水平座標為 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 及垂直座標為 $\ln(CSR_{7.5})$ 或 $\ln(CRR_{7.5})$ 之圖上.....	4-31
圖 4-21 細粒料含量 FC 與 $(N_1)_{60}$ 之關係.....	4-31
圖 4-22 本文極限狀態模式分析臺中港區 921 地震之液化潛勢圖.....	4-32
圖 4-23 Seed(NCEER 1997)法分析臺中港區 921 地震之液化潛勢圖.....	4-33
圖 4-24 T&Y(1983)法分析臺中港區 921 地震之液化潛勢圖	4-34
圖 4-25 液化案例之 $\sqrt{F_s}$ 值繪於常態或然率圖上.....	4-35
圖 4-26 非液化案例之 F_s 值繪於對數常態或然率圖上.....	4-35
圖 4-27 極限狀態模式經貝氏定理推求之抗液化安全係數與液化機率之關係 圖	4-36
圖 5-1 淨砂、粉土質砂、粉土等三種土壤之 R_f 值繪於常態或然率圖上 ...	5-15
圖 5-2 臺中港 CPT 試驗與土壤分類之邏輯迴歸分析結果	5-15
圖 5-3 CPT 試驗之 $\sqrt{q_{c1N}}$ 值繪於常態或然率圖上	5-16

圖 5-4 反復應力比 CSR _{7.5} 繪於對數常態或然率圖上	5-16
圖 5-5 Rf 0.45% 邏輯模式之液化機率曲線圖	5-17
圖 5-6 0.45% Rf 1.05% 邏輯模式之液化機率曲線圖	5-17
圖 5-7 1.05% Rf 2.8% 邏輯模式之液化機率曲線圖	5-18
圖 5-8 淨砂、粉土質砂、粉土等土壤以 P _L =0.5、P _L =0.3 為液化判別式之比較	5-18
圖 5-9 淨砂液化邏輯模式 P _L =0.5、P _L =0.3 與 Olsen(1997)、R&W(1997)及修正之 Seed 等方法之比較	5-19
圖 5-10 粉土質砂液化邏輯模式 P _L =0.5、P _L =0.3 與 Olsen(1997)、R&W(1997)及修正之 Seed 等方法之比較	5-19
圖 5-11 粉土液化邏輯模式 P _L =0.5、P _L =0.3 與 Olsen(1997)、R&W(1997)及修正之 Seed 等方法之比較	5-20
圖 5-12 邏輯模式 P _L =0.5、P _L =0.3 之抗液化安全係數與液化機率之關係圖	5-20
圖 5-13 液化案例之 $\sqrt{F_s}$ 、 $\sqrt{F_s^*}$ 值繪於常態或然率圖上	5-21
圖 5-14 非液化案例之 F _s 、 F _s [*] 值繪於對數常態或然率圖上	5-21
圖 5-15 貝氏定理 PL=0.5、PL=0.3 之抗液化安全係數與液化機率之關係圖	5-22
圖 6-1 臺中港地震及動態水壓監測站示意圖	6-15
圖 6-2 臺中港 2002 年 3 月 31 日 14 點 53 分地震波(南北向)	6-15
圖 6-3 臺中港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖	6-16
圖 6-4 臺中港井下地震儀南北向正規化之最大加速度隨深度變化圖	6-16
圖 6-5 應力折減因數 r _d 隨深度之變化範圍 (Seed & Idriss, 1971)	6-17
圖 6-6 臺中港東西向震波放大倍率與最大加速度之關係圖	6-17
圖 6-7 臺灣西海岸港區沉泥質砂性土壤 G/Gmax 與剪應變之關係	6-18

圖 6-8 臺灣西海岸港區沉泥質砂性土壤阻尼比與剪應變之關係	6-18
圖 6-9 臺中港地震監測站剪力波速隨深度變化關係圖	6-19
圖 6-10 臺中港 2002 年 3 月 31 日-SHAKE 模擬地震(南北向).....	6-20
圖 6-11 臺北港地震及動態水壓監測站示意圖	6-21
圖 6-12 臺北港 2003 年 6 月 10 日 16 時 41 分地震(南北向).....	6-21
圖 6-13 臺北港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖	6-22
圖 6-14 臺北港井下地震儀南北向正規化之最大加速度隨深度變化圖.....	6-22
圖 6-15a 臺北港南北向震波放大倍率與最大加速度之關係圖	6-23
圖 6-15b 臺北港東西向震波放大倍率與最大加速度之關係圖	6-23
圖 6-16 臺北港地震監測站剪力波速隨深度變化關係圖	6-24
圖 6-17 臺北港 2003 年 6 月 10 日-SHAKE 模擬地震(南北向).....	6-25
圖 6-18a 臺北港 2003 年 6 月 10 日模擬與觀測加速度在 R 方向比較圖 ..	6-26
圖 6-18b 臺北港 2003 年 6 月 10 日模擬與觀測加速度在 T 方向比較圖 ..	6-27
圖 6-19 高雄港地震及動態水壓監測站示意圖	6-28
圖 6-20 高雄港 2003 年 12 月 10 日 12 時 39 分地震(南北向)	6-28
圖 6-21 高雄港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖	6-29
圖 6-22 高雄港井下地震儀南北向正規化之最大加速度隨深度變化圖.....	6-29
圖 6-23a 高雄港南北向震波放大倍率與最大加速度之關係圖	6-30
圖 6-23b 高雄港東西向震波放大倍率與最大加速度之關係圖	6-30
圖 6-24 高雄港地震監測站剪力波速隨深度變化關係圖	6-31
圖 6-25a 高雄港 2003 年 12 月 10 日模擬(下)與觀測(上)加速度在 R 方向比 較圖	6-32
圖 6-25b 高雄港 2003 年 12 月 10 日模擬(下)與觀測(上)加速度在 T 方向比 較	6-33

圖 6-26 蘇澳港地震及動態水壓監測站示意圖.....	6-34
圖 6-27 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日 3 時 6 分地震(南北向)	6-34
圖 7-1a 微地動量測 H/V 與理論計算轉換函數比較圖	7-7
圖 7-1b TSMIP 測站雙站頻譜比平均結果與微地動資料單站頻譜比結果比較	7-7
圖 7-2a 地表與深度大 35 米之頻譜比與微地動分析比較圖.....	7-8
圖 7-2b 地表與深度 35 米之頻譜比與理論轉換函數比較圖	7-8
圖 7-3 模擬與觀測加速度在 R 方向 (左) 與 T 方向 (右) 之比較圖	7-9
圖 7-4a 特性週期 3 秒港區放大倍率等值圖.....	7-9
圖 7-4b 特性週期 0.5 秒港區放大倍率等值圖	7-10
圖 7-5 港區共振主頻等值均佈圖.....	7-10
圖 7-6 港區 K_g 等值均佈圖.....	7-11
圖 8-1 布袋港分層沉陷及水壓觀測站土層柱狀圖.....	8-4
圖 8-2 布袋港淺層水位變化圖(自記式)	8-7
圖 8-3 布袋港深層水位變化圖(自記式)	8-8
圖 8-4 布袋港分層水位變化圖(手動量測)	8-9
圖 8-5 布袋港分層水位變化圖(自記式)	8-10
圖 8-6 布袋港分層個別下陷量圖.....	8-11
圖 8-7 布袋港分層累積下陷量圖(200m).....	8-13
圖 8-8 矩形雙曲線壓密曲線圖.....	8-14
圖 8-9 大鵬灣分層沉陷及水壓觀測站土層柱狀圖.....	8-18
圖 8-10 大鵬灣分層水位變化圖(手動量測).....	8-19
圖 8-11 大鵬灣分層個別下陷量圖	8-22
圖 8-12 大鵬灣地層分層下陷觀測圖	8-23

圖 8-13 安平港分層沉陷及水壓觀測站土層柱狀圖	8-27
圖 8-14 安平港分層水位變化圖(手動量測).....	8-28
圖 8-15 安平港分層累積下陷量圖	8-29
圖 8-16 臺中港分層沉陷及水壓觀測站土層柱狀圖	8-32
圖 8-17 臺中港分層水位變化圖(自記式).....	8-33
圖 8-18 臺中港分層水位變化圖(手動量測).....	8-34
圖 8-19 臺中港分層累積下陷量圖(200m)	8-35

表 目 錄

表 2-1 碼頭法線及錨樁變位監測記錄表	2-1
表 2-2 板樁構材相關資料表.....	2-4
表 2-3 設計土層參數	2-4
表 2-4 各土層常態主動土壓力係數 (ka) 及被動土壓力係數 (kp)	2-6
表 2-5 各土層土壓力計算表.....	2-7
表 2-6 各土層對錨碇拉桿力矩計算表	2-7
表 2-7 各土層主動與被動破壞角.....	2-11
表 2-8 各土層動主動土壓力係數 (ka') 及動被動土壓力係數 (kp')	2-12
表 2-9 地震力作用下各土層土壓力計算表	2-12
表 2-10 地震力作用下各土層對錨碇拉桿力矩計算表	2-13
表 2-11 地震力作用下各土層主動與被動破壞角	2-16
表 2-9 地震力作用下各土層土壓力計算表	2-12
表 3-1 摩擦係數(港研所 , 1997).....	3-7
表 3-2 地震引致蘇澳港 4 號碼頭抗滑動之穩定性分析.....	3-21
表 3-3 921 地震臺中港 1~3 號碼頭抗滑動之穩定性分析.....	3-26
表 3-4 921 地震臺中港 4 號碼頭抗滑動之穩定性分析結果.....	3-28
表 3-5 921 地震臺中港 4A 號碼頭抗滑動之穩定性分析結果	3-29
表 4-1 經機率檢定之各種極限狀態函數之比較($\sqrt{(N_1)_{60}}$, $\ln(CSR_{7.5})$).....	4-20
表 4-2a 未經機率檢定之各種極限狀態函數之比較($(N_1)_{60}$, $\ln(CSR_{7.5})$).....	4-20

表 4-2b 未經機率檢定之各種極限狀態函數之比較($(N_1)_{60}$, $CSR_{7.5}$).....4-20

表 5-1 液化機率各種迴歸模式之比較.....5-9

表 8-1 布袋港土層單向度壓密係數一覽表.....8-15

第一章 前言

港灣地區之地質多屬疏鬆軟弱之沖積土層及海埔新生地，其地質多為砂質土壤所組成，土層之地質年代短、密度不高、壓密固結尚未全部完成，極可能因附近地區地下水抽取、大規模海埔新生地回填等原因造成地層下陷，而影響港區工程及各樣設施之安全。在平時，亦可能因地層調查不夠詳盡，碼頭航道浚挖超深，豪雨暴漲之地下水位，或回填級配材料之膨脹等因素，而造成港區碼頭側傾及塌陷。在地震來襲時，其震波從震源深處向上經過軟弱的覆土層，其振幅通常有放大作用，在強烈地震作用下，可能發生液化現象，造成港灣碼頭向海側位移、傾斜與沉陷等災害。

有關臺灣港灣碼頭設施，無論在平時或地震時，多曾因疏鬆軟弱之地質因素，發生一些工程災害，其中災害規模較大者計有：(1)民國 75 年花蓮地震，蘇澳港 3-5 號碼頭，長度約有 750 公尺，沉箱側移 20~50cm，碼頭後線下陷龜裂。花蓮港東堤 A-7 型萬代福消波室，長度約有 500 公尺，沉陷 25-40cm，新建 25 號碼頭後線背填土沉陷約 20-40cm。(2)民國 80 年安平港 3-4 號碼頭鋼板樁於施工中嚴重側傾 30-40 公分，嚴重影響碼頭安全。(3)民國 83 年凱特琳颱風豪雨後，高雄港 19 號碼頭突然坍陷損壞，長度約 100 公尺，岸壁本體全部沒入水下。(4)民國 88 年集集大地震，臺中港 1-4A 號碼頭，長度約 1,135 公尺，沉箱側移 50-170 公分，碼頭後線背填土壤發生嚴重液化、噴砂、下陷、坑洞、鐵軌彎曲變形，9-11 號及 13 號碼頭後線亦有噴砂、龜裂、下陷。(5)民國 91 年某港貯木池改建為碼頭，於施工後，高耐索斷裂鋼板樁嚴重側傾 30-100 公分，長度約 350 公尺，至目前仍未修護。(6)臺北港某新建碼頭，亦曾於施工中碼頭側傾崩塌，廠商將其拆除重建。

又由於近年來地下水大量之開發引致之地層下陷問題，在臺灣各地區，已是一種普遍現象。而在沿海地區，亦由於養殖業大量開發抽取超額之地下水，導致愈演愈烈之地層下陷。港灣地區雖無超抽地下水，但受到附近沿海地區超抽地下水之影響，其地下水位大多已降到海平面以下，引發海水入侵與地層下陷等災害。

因此，徹底調查及探討各港區之各種大地災害潛能，建置災害潛在地區之常態監測，分析其對既有碼頭構造物穩定性之影響，以維護工程安全是極為重要的。

本文於第二章、第三章，分別以板樁式碼頭及沉箱式碼頭之災害案例，以力學之觀點探討分析，彙整可能之破壞機制，建置碼頭穩定性分析之程序；另針對土壤液化之災害案例，本文於第四章、第五章，分別以極限狀態分析及邏輯迴歸分析之統計方法，並考慮液化之物理意義，分別建置 SPT 試驗及 CPT 試驗之液化分析模式；亦由於地震引致土壤液化之災害，是造成港灣碼頭大規模破壞之重要因素，本文於第六章，說明各港區地震與液化常態監測建置情況，並由目前之監測資料，探討各港區震波放大效應，及動態孔隙水壓激發機制；第七章則以蘇澳港之場址效應，說明港區如何由微地動試驗，探討港區震波放大效應；由於港區已有地層下陷之災害，本文於第八章，探討各港區地下水壓及地層下陷之監測結果。

第二章 板樁式碼頭之災害案例分析

本案例為某國際港內之海事工作船停泊碼頭之新建工程，在興建完工後不久，碼頭法線因向海側方向不均勻持續變位而宣告失敗，碼頭法線及錨樁變位監測記錄如表 2-1 所示，損害情況如圖 2-1~2-2 所示，因該案例還在仲裁中，所以本研究以該港所提供之設計基本資料、現況碼頭損害情況及相關工程材料，分別就結構之常態及地震力作用下結構之安全性評估作一初步之分析，評估流程如圖 2-3 所示。另外，由於該碼頭之背填料有部份採用爐石作為背填料，因爐石中的轉爐石具有膨脹性，而本案例的承包廠商極可能誤用了轉爐石來作為碼頭之背填料，所以本研究也針對該碼頭背填料對碼頭之影響作一探討。

表 2-1 碼頭法線及錨樁變位監測記錄表

測量 日期	累計 日數	20m 監測點		30m 監測點		40m 監測點		130m 監測點		230m 監測點	
		法線	錨樁	法線	錨樁	法線	錨樁	法線	錨樁	法線	錨樁
890623	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
890707	15	0.011	0.006	0.010	0.011	0.024	0.003	0.017	0.005	0.023	0.005
890804	43	0.023	0.006	0.031	0.016	0.024	0.010	0.029	0.007	0.030	0.006
891001	99	0.048		0.065		0.061		0.033		0.034	
891005	103	0.050		0.067				0.035		0.042	
891017	116	0.083	0.013	0.098	0.022	0.076	0.017	0.063	0.020	0.073	0.009
900605	340	0.220	-0.001	0.256	0.018	0.178	0.013	0.086	0.009	0.136	-0.006

資料來源：港務局



圖 2-1 碼頭岸肩損害情況



圖 2-2 碼頭法線變位側視圖

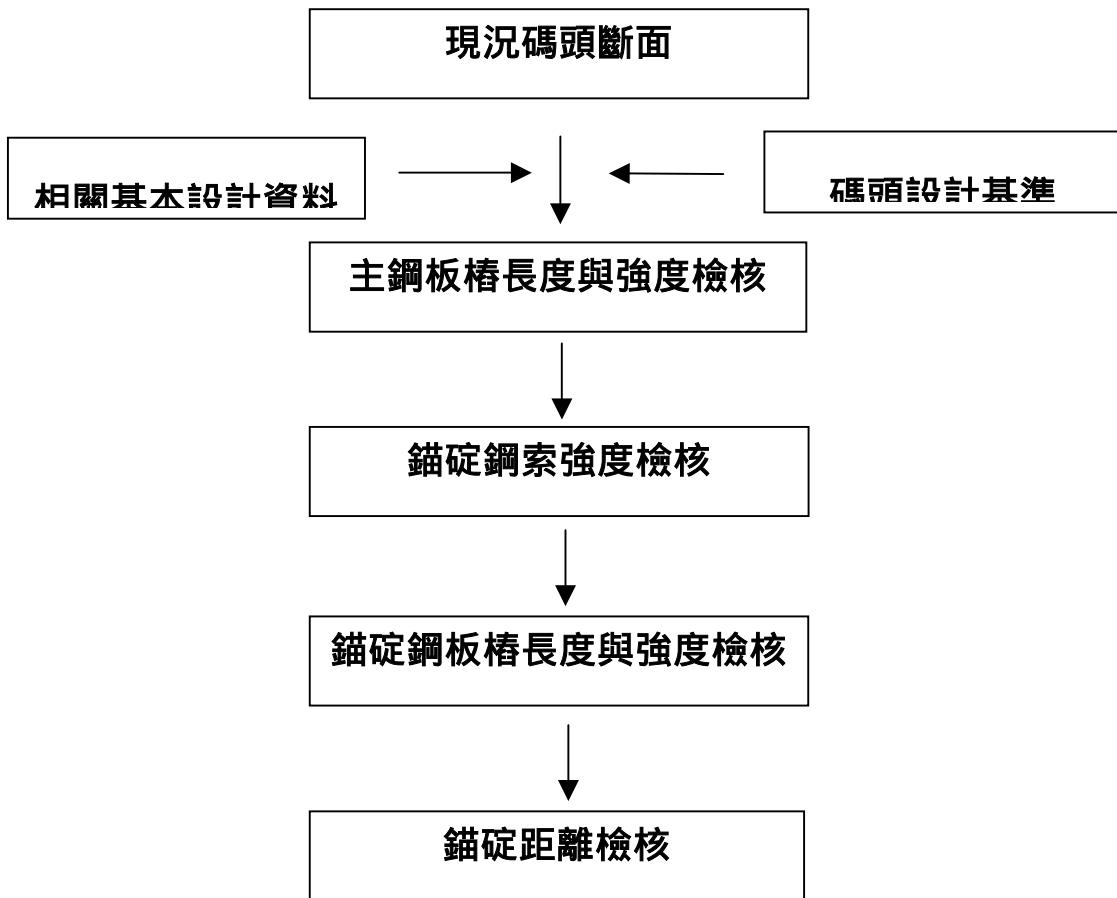


圖 2-3 碼頭結構安全性評估流程示意圖

2.1 板樁現況與分析條件

該碼頭設計之斷面圖(如圖 2-4 所示)、該碼頭之結構構材強度(如表 2-2 所示)及該碼頭設計之土層參數資料(如表 2-3 所示)合併處理成圖 2-5 所示的本研究結構物安全評估的資料。

由於該碼頭完工後隨即因冠牆過大的持續變位而宣告失敗，在這過程中，除 89 年 5 月 8 日有發生 4 級的有感地震(最大地表加速度 45gal)，並未遭受其它外力的影響(颱風、船舶撞擊力、船舶牽引力等)，所以本研究將分平時及地震力作用下，配合我國港灣構造物設計基準之規定來進行碼頭結構物之穩定性檢核。

表 2-2 板樁構材相關資料表

	斷面積 A	斷面模數 Z	彈性係數 E	降伏強度 σ_y
主樁 A 型鋼板樁(AZ-26)	-	2,600 cm ³ /m	2100000 kg/cm ²	3600 kg/cm ²
錨碇樁 B 型鋼板樁(PU-8)	-	830 cm ³ /m	2100000 kg/cm ²	3200 kg/cm ²
錨碇拉桿 F130T	691mm ²	-	1950000 kg/cm ²	18200 kg/cm ²

表 2-3 設計土層參數

高程	厚度(M)	r_t (T/M ³)	C (T/M ²)	ϕ (deg.)
2.3~1.07	1.23	1.900	0.	30
1.07~-2	3.07	2	0.	30
-2~-5	3	2	0.	27
-5~-6.5	1.5	1.9	1.3	0
-6.5~-7.5	1	2	0.	29
-7.5~-16.7	9.2	2	0.	30

資料來源：港務局

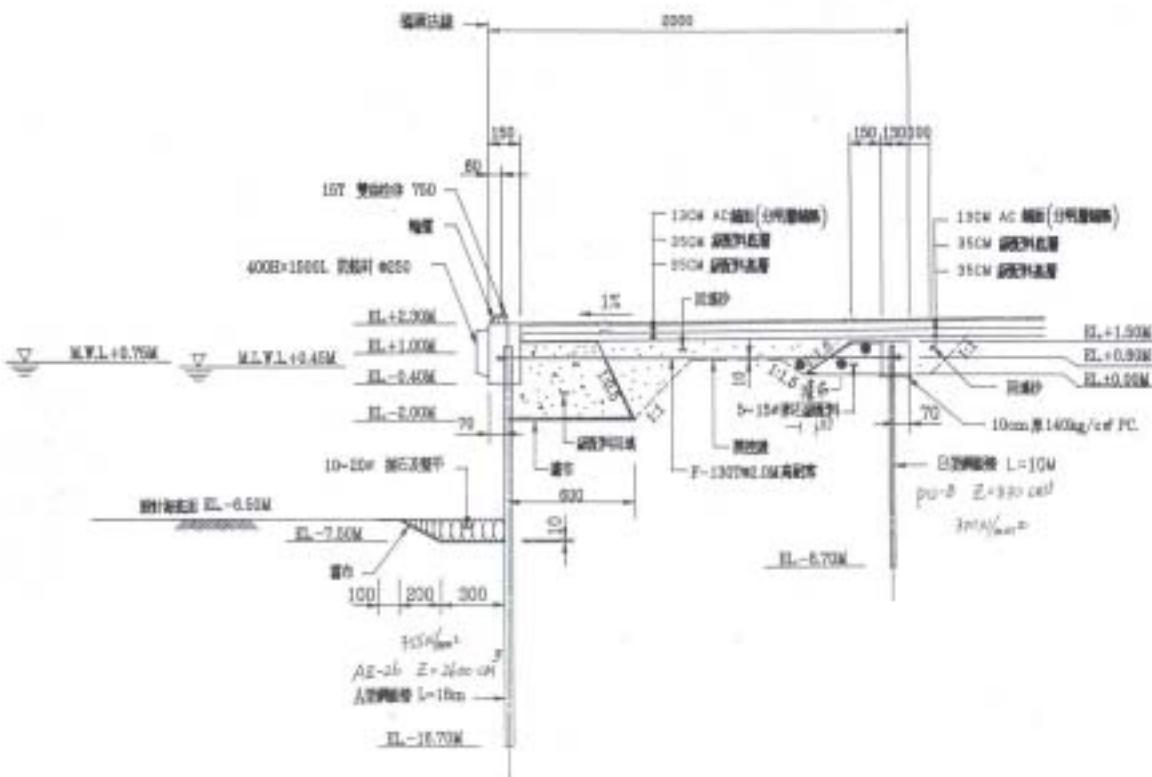


圖 2-4 碼頭設計斷面示意圖

資料來源：港務局

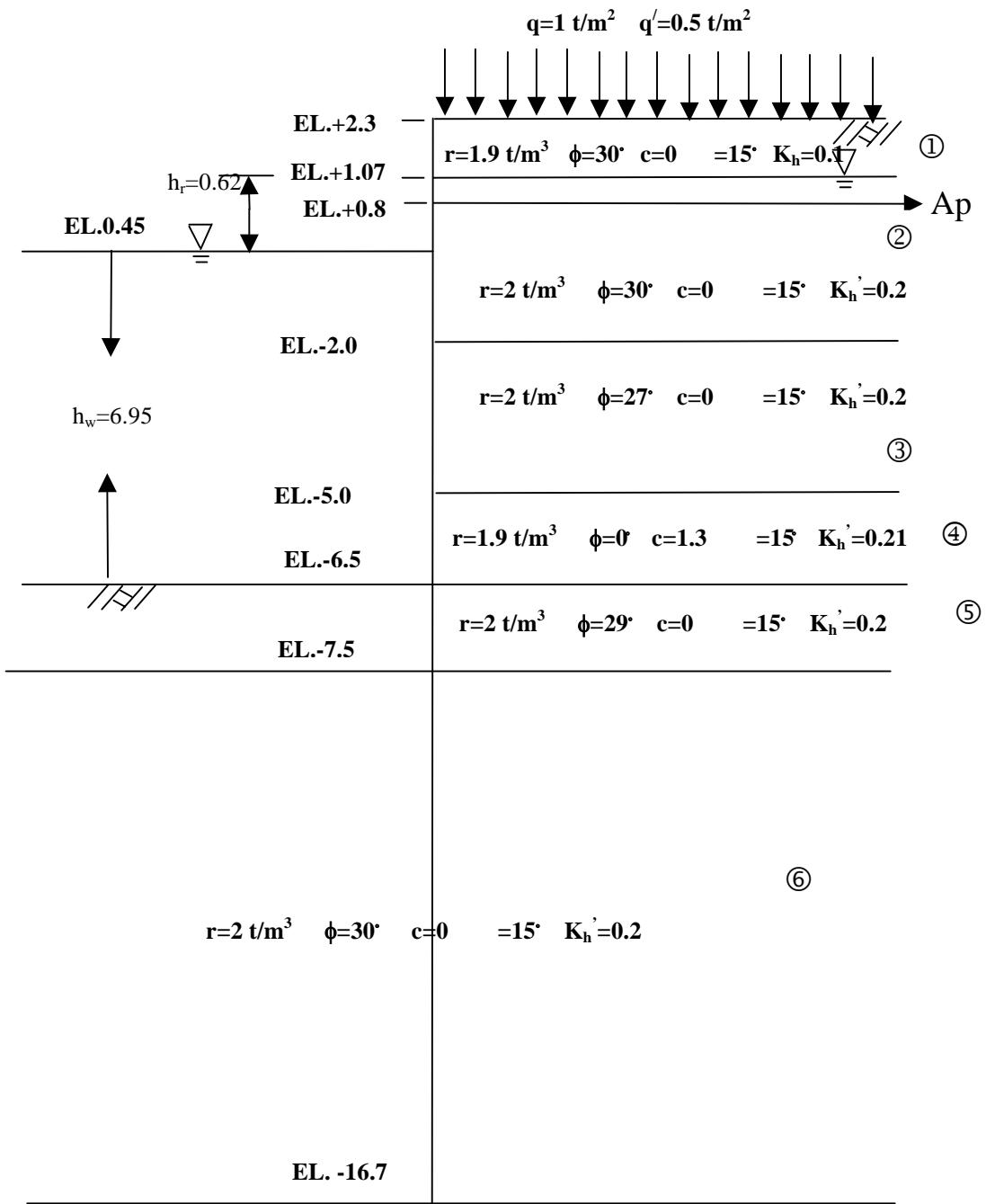


圖 2-5 碼頭各土層土壤參數示意圖

資料來源：本研究整理

2.2 常態穩定性檢核

本小節針對該板樁式碼頭常態作用下之安全性作一檢核，以圖 2-5 所示的各土層參數，配合部頒碼頭設計基準所規定的公式，計算得各土層常態下之主動土壓力係數（ k_a ）及被動土壓力係數（ k_p ），如表 2-4 所示。

表 2-4 各土層常態主動土壓力係數（ k_a ）及被動土壓力係數（ k_p ）

土層	q 上載荷重	r_i 土壤有效 單位重	ϕ_i 土壤內 摩擦角	c_i 凝聚力	δ_i 壁面摩 擦角	H_i 土層厚度	k_{a_i} 主動土壓 係數	k_{p_i} 被動土壓 係數
1	1	1.9	30°	0	15°	1.23	0.3038	-
2	1	1	30°	0	15°	3.07	0.3038	-
3	1	1	27°	0	15°	3	0.3383	
4	1	0.9	0°	1.3	15°	1.5	0	
5	1	1	29°	0	15°	1	0.3173	4.6364
6	1	1	30°	0	15°	9.2	0.3038	4.9226

1. 主鋼板樁檢核

(1) 入土長度檢核

依規範規定，板樁入土長度須滿足下式

$$S.F. \leq \frac{M_p}{M_a} \quad \dots \dots \dots \quad (2-1)$$

式中

S.F.：安全係數（常時 1.5，地震時 1.2）

M_p ：被動土壓力對拉桿裝設點之力矩

M_a ：主動土壓力與殘留水壓力對拉桿裝設點之力矩

本研究以 Excel 試算軟體評估板樁入土長度、錨碇力及板樁最大彎矩，如表 2-5、表 2-6、圖 2-6 及式 2-2 所驗證，板樁入土長度安全係數為 4.2，符合規範要求安全係數要大於 1.5 的要求。

表 2-5 各土層土壓力計算表

各層主動土壓力 (t/m)		各層被動土壓力 (t/m)		土層厚度 H_i (m)	各層主動土壓力 $= \frac{P_{ai1} + P_{ai2}}{2} \times \text{土層厚度}$	各層被動土壓力 $= \frac{P_{pi1} + P_{pi2}}{2} \times \text{土層厚度}$
P _{a11}	0.2934			1.23	P _{a1}	0.783 (t)
P _{a12}	0.9792			3.07	P _{a2}	4.389 (t)
P _{a21}	0.9792			3	P _{a3}	7.751 (t)
P _{a22}	1.8801			1.5	P _{a4}	11.22 (t)
P _{a31}	2.0935	P _{p11}	0	1	P _{a5}	3.45 (t)
P _{a32}	3.0737	P _{p12}	4.4784			
P _{a41}	6.807	P _{p21}	4.7549	9.2	P _{a6}	44.16 (t)
P _{a42}	8.157	P _{p22}	48.4999			
P _{a51}	3.2964				P _{p1}	2.2392 (t)
P _{a52}	3.6028				P _{p2}	244.972 (t)
P _{a61}	3.45					
P _{a62}	6.1497					

表 2-6 各土層對錨碇拉桿力矩計算表

P _{ai} (t) ①	與拉桿距離 (m) ②	M _{ai} = ① × ② (t-m)	P _{pi} (t) ③	與拉桿距離 (m) ④	M _{pi} = ③ × ④ (t-m)
0.783	0.774	0.606			
4.389	1.426	6.26			
7.751	4.394	34.06			
11.22	6.574	73.76			
3.45	7.806	26.93	2.24	7.964	17.84
44.16	13.331	588.7	244.97	14.160	3468.68

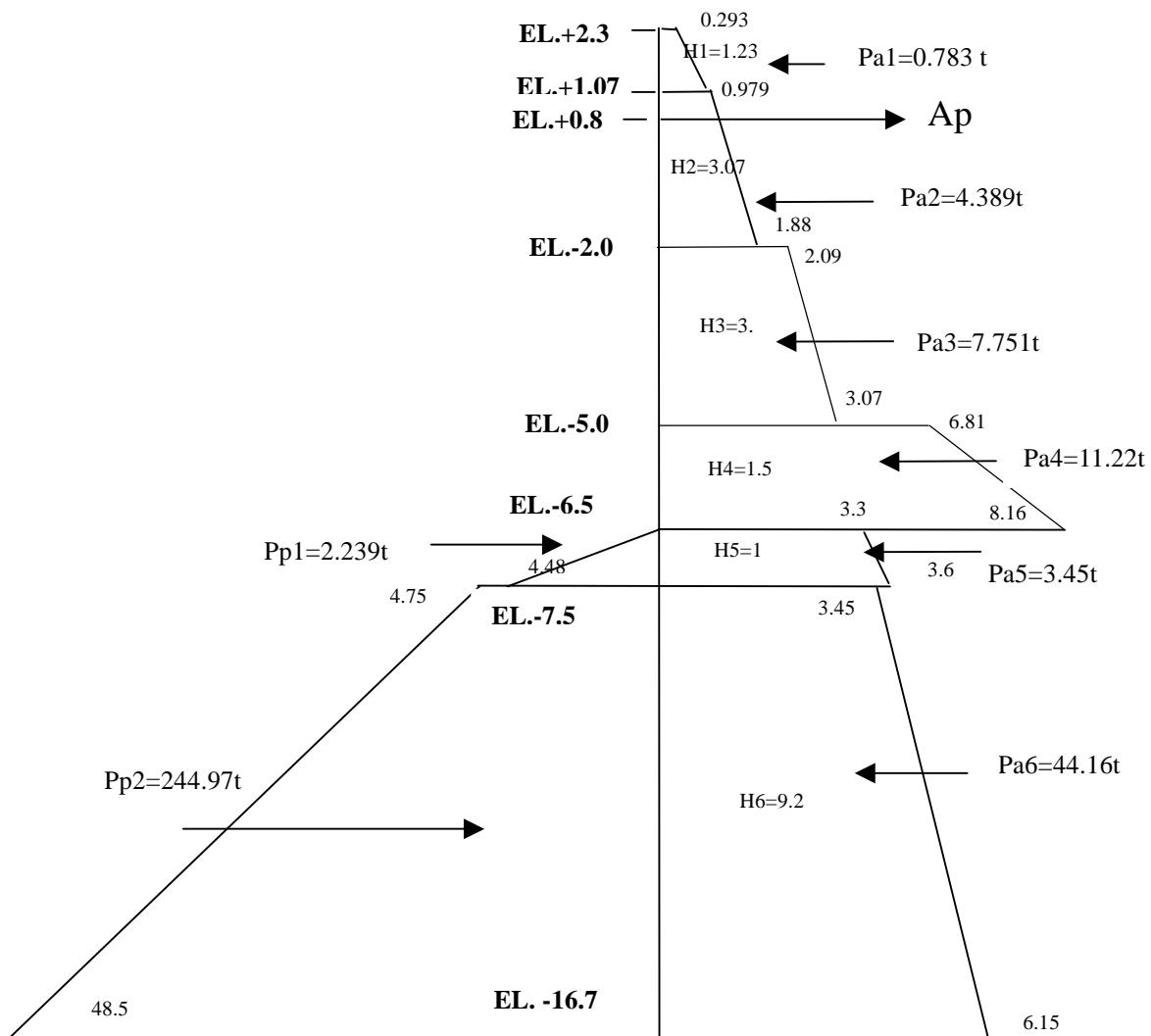


圖 2-6 板樁土壓示意圖

殘留水壓對拉桿之力矩 (Rwm)

$$\begin{aligned}
 Rwm &= 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r * 2/3 - 0.27) + h_r * r_w * (h_w + H5 + H6) \\
 &\quad * ((h_w + H5 + H6) / 2 + 0.35) \\
 &= 94.93 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

$$S.F. = \frac{M_{p1} + M_{p2}}{M_{a2} + M_{a3} + M_{a4} + M_{a5} + M_{a6} + Rwm - M_{a1}} = 4.2 \dots \dots \dots (2-2)$$

(2)主鋼板樁最大彎矩與錨碇力檢核

依規範規定作用於板樁之最大彎矩，係假設板樁以拉桿裝設位置及海底面為支承之簡支樑，而以海底面以上之土壓力及殘留水壓力為載重，如圖 2-7 所示，來計算錨碇力 (Ap)，進而求取主鋼板樁之最大彎矩。經由 Excel 試算軟體計算，板樁錨碇力為 10.84 噸，最大彎矩發生在距板樁頂點 5.65 公尺處的彎矩 21.89 噸-公尺。

主動土壓力對 A 鉸點之力矩(Pam)

$$\begin{aligned}
 Pam = & P_a1 * (((2*P_a11+P_a12)/(P_a11+P_a12)) * H1/3 + H2 + H3 + H4) + \\
 & P_a2 * (((2*P_a21+P_a22)/(P_a21+P_a22)) * H2/3 + H3 + H4) + \\
 & P_a3 * (((2*P_a31+P_a32)/(P_a31+P_a32)) * H3/3 + H4) + \\
 & P_a4 * ((2*P_a41+P_a42)/(P_a41+P_a42)) * H4/3 \\
 = & 62.78 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

殘留水壓力對 A 鉸點之力矩 (Rwm)

$$\begin{aligned}
 Rwm = & 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r/3 + h_w) + 0.5 * r_w * h_r * h_w * h_w \\
 = & 16.349 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

$$Ap = \frac{Pam + Rwm}{7.3} = 10.84 \quad t$$

$$\begin{aligned}
 Ap * \text{鋼索間距} = & 10.84 * 2.0 \\
 = & 21.68t < 0.4 * f_y * \text{鋼索斷面積} * \cos 1^\circ = 0.4 * 18200 * 6.91 * \cos 1^\circ \\
 = & 50297 \text{ kg} = 50.30 \text{ t} \quad (\text{O.K.})
 \end{aligned}$$

經由程式運算得最大彎矩發生在距板樁頂點 5.65 公尺處。

$$\begin{aligned}
 M_{max} = & 21.89 \text{ 噸-公尺} < 0.4 * f_y * z = 0.4 * 3600 * 2600 \\
 = & 37.44 \text{ 噸-公尺} \quad (\text{O.K.})
 \end{aligned}$$

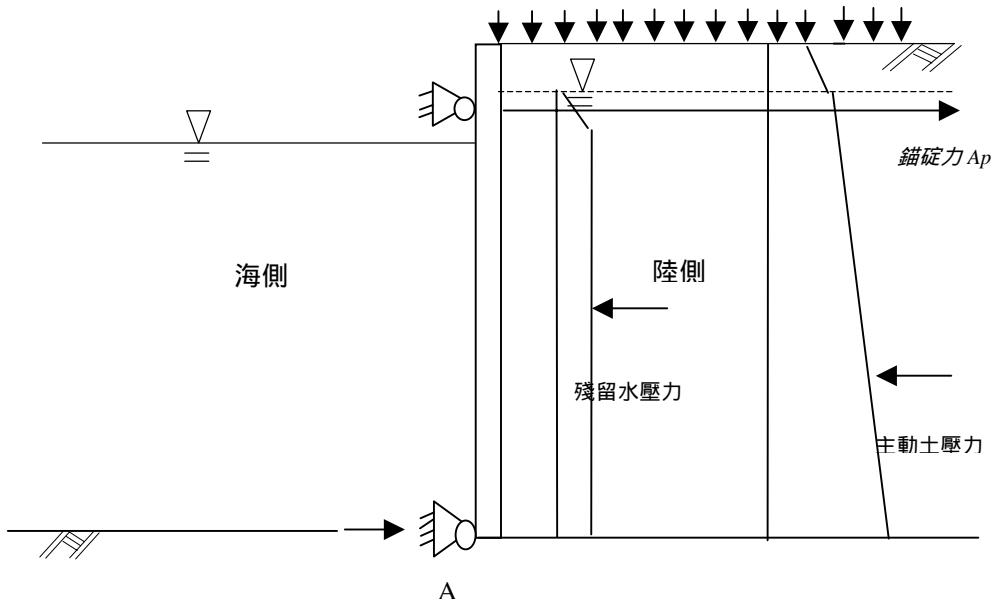


圖 2-7 常態下板樁最大彎矩計算示意圖

(3) 鋼碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

本研究依據張有麟單樁橫向承載力理論來檢核鋼碇板樁之最大彎矩與入土長度。

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} \quad \dots \dots \dots \quad (2-3)$$

其中

T：作用於樁頭之橫向力

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

k_h ：橫向地盤反力係數， $k_h=0.15N$

B：樁寬

EI：基樁之撓曲剛度

N：標準貫入試驗值

由港務局提供之後線鑽探資料顯示，鋼碇樁附近土層之平均標準貫入試驗值(N)為 3，所以 $k_h=0.15N=0.45$ ，又 B 以 100 公分代入， $E=2100000$ ， $I=11610$ ，代入得 $\beta=0.00463$

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} = 0.322 \frac{10.84 \times 1000}{0.00463} = 753883 = 7.54 \quad t - m$$

$$0.4 * f_y * Z = 0.4 * 3200 * 830 = 1062400 = 10.62 \text{t-m} > 7.54 \text{t-m} \quad (\text{O.K.})$$

入土錨碇鋼板樁長 $L_m = \pi/\beta$ ，由圖 2-4 所示錨碇鋼板樁長 9.7 公尺，依下式檢核結果顯示長度足夠。

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 678.53 = 6.78m \quad < \quad 9.7m \quad (\text{O.K.})$$

(4)錨碇距離 (D) 檢核

藉由圖 2-4 及圖 2-5 可得各土層之 ϕ 值，由碼頭設計基準^[2]可查得各土層的主動與被動破壞角如表 2-7 所示。則錨碇最短距離長度如下式計算得 9.78 公尺，現況錨碇距離 20 公尺足夠。

表 2-7 各土層主動與被動破壞角

土層	ϕ	ξ_{ai}	ξ_{pi}
2	30°	56.9°	20.7°
3	27°	54.8°	21.8°

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

$$= 9.78 \text{ m} < 20 \text{ m} \quad (\text{O.K.})$$

2.3 地震穩定性檢核

本小節針對該板樁式碼頭地震力作用下之安全性作一檢核，以圖 2.5 所示的各土層參數，配合部頒碼頭設計基準所規定的公式，計算得各土層地震力作用下之動主動土壓力係數 (k_a') 及動被動土壓力係數 (k_p')，如表 2-8 所示。

表 2-8 各土層動主動土壓力係數 (ka'_i) 及動被動土壓力係數 (kp'_i)

土層	q 上載 荷重	r_i 土壤有效 單位重	ϕ_i 土壤內 摩擦角	c_i 凝聚力	δ_i 壁面摩 擦角	H_i 土層厚度	K_i 地震 震度	ka'_i 動主動土壓 係數	kp'_i 動被動土 壓係數
1	0.5	1.9	30°	0	15°	1.23	0.1	0.3706	-
2	0.5	1	30°	0	15°	3.07	0.2	0.4553	-
3	0.5	1	27°	0	15°	3	0.2	0.5033	
4	0.5	0.9	0°	1.3	15°	1.5	0.211	0	
5	0.5	1	29°	0	15°	1	0.2	0.4738	3.8193
6	0.5	1	30°	0	15°	9.2	0.2	0.4553	4.0799

1. 主鋼板樁檢核

(1) 入土長度檢核

本研究以 Excel 試算軟體評估板樁入土長度、錨碇力及板樁最大彎矩，如表 2-9、表 2-10、圖 2-8 及式 2-4 所驗證，板樁入土長度安全係數為 2.5，符合規範要求在地震力作用下安全係數要大於 1.2 的要求。

表 2-9 地震力作用下各土層土壓力計算表

各層主動土壓值 (t/m)		各層被動土壓值 (t/m)		土層厚度 H_i (m)	各層主動土壓力 $= \frac{P_{ai1} + P_{ai2}}{2} \times \text{土層厚度}$		各層被動土壓力 $= \frac{P_{pi1} + P_{pi2}}{2} \times \text{土層厚度}$	
P _{a11}	0.179			1.23	P _{a1}	0.735 (t)		
P _{a12}	1.016			3.07	P _{a2}	5.903 (t)		
P _{a21}	1.248			3	P _{a3}	10.802 (t)		
P _{a22}	2.598			1.5	P _{a4}	14.637 (t)		
P _{a31}	2.872							
P _{a32}	4.330							
P _{a41}	8.721							
P _{a42}	10.794							
P _{a51}	4.695	P _{p11}	0		P _{a5}	4.924 (t)	P _{p1}	1.845 (t)
P _{a52}	5.153	P _{p12}	3.689					
P _{a61}	4.951	P _{p21}	3.941		P _{a6}	64.158 (t)	P _{p2}	203.034 (t)
P _{a62}	8.997	P _{p22}	40.197					

表 2-10 地震力作用下各土層對錨碇拉桿力矩計算表

P_{ai} (t) ①	與拉桿距離 (m) ②	$M_{ai} = ① \times ②$ (t-m)	P_{pi} (t) ③	與拉桿距離 (m) ④	$M_{pi} = ③ \times ④$ (t-m)
0.735	0.742	0.545			
5.903	1.445	8.527			
10.802	4.401	47.542			
14.637	6.576	96.258			
4.924	7.808	38.444	1.845	7.965	14.695
64.158	13.345	856.171	203.034	14.160	2874.862

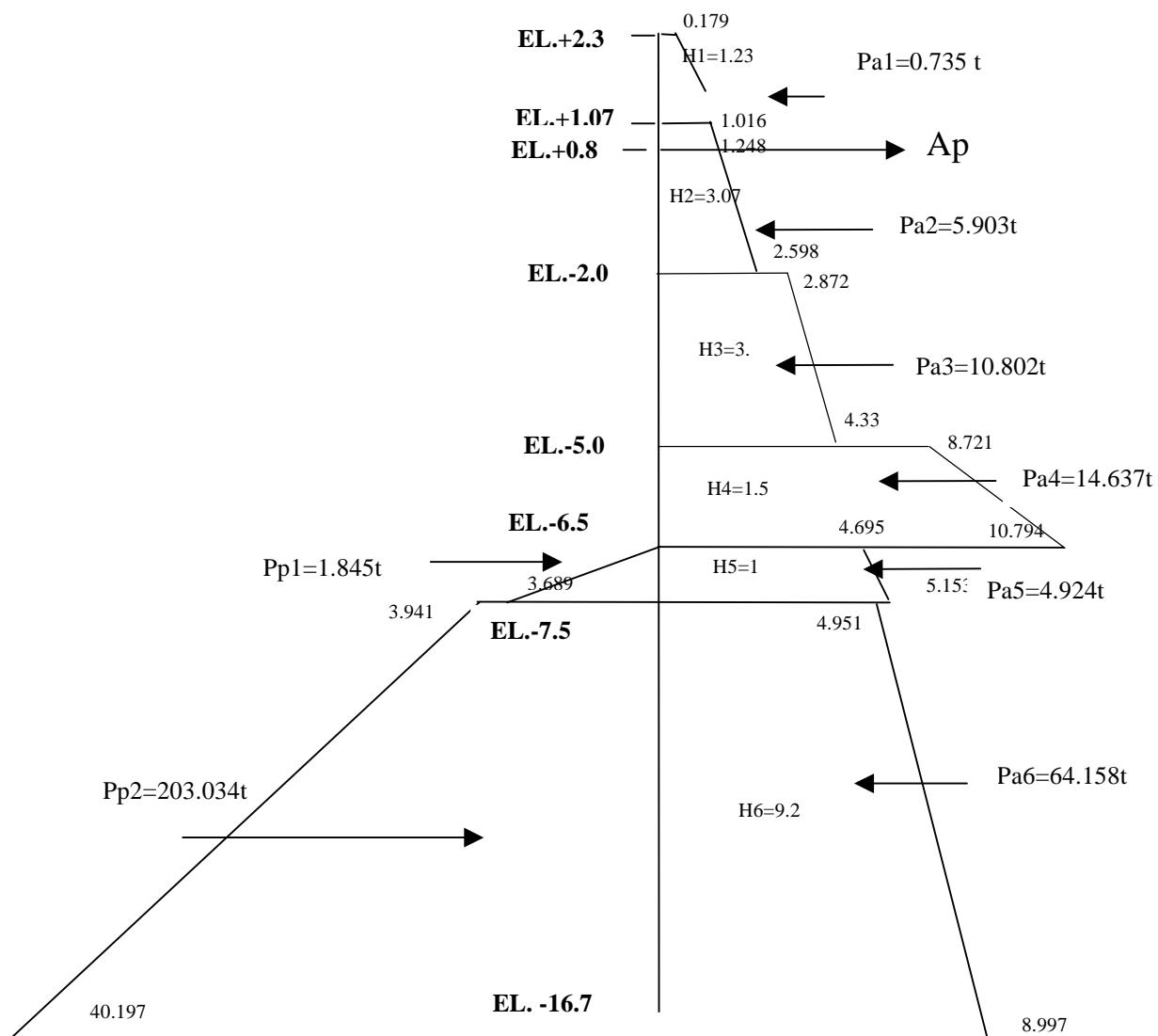


圖 2-8 地震力作用下板樁土壓示意圖

殘留水壓對拉桿之力矩 (Rwm)

$$\begin{aligned}
 Rwm &= 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r * 2/3 - 0.27) + h_r * r_w * (h_w + H5 + H6) \\
 &\quad * ((h_w + H5 + H6) / 2 + 0.35) \\
 &= 94.93 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

地震時之動水壓力計算式為

$$P_{dw} = 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2$$

動水壓對拉桿之力矩 (Dwm)

$$\begin{aligned}
 Dwm &= 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 0.35) \\
 &= 7/12 * 0.1 * 1 * 6.95 * 6.95 * (3/5 * 6.95 + 0.35) \\
 &= 12.736 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

$$S.F. = \frac{M_{p1} + M_{p2}}{M_{a2} + M_{a3} + M_{a4} + M_{a5} + M_{a6} + Rwm + Dwm - M_{a1}} = 2.5 \quad \dots\dots\dots\dots \quad (2-4)$$

(2)主鋼板樁最大彎矩與錨碇力檢核

依規範規定作用於板樁之最大彎矩，係假設板樁以拉桿裝設位置及海底面為支承之簡支樑，而以海底面以上之土壓力、殘留水壓力及動水壓力為載重，如圖 2-9 所示，來計算錨碇力 (Ap)，進而求取主鋼板樁之最大彎矩。經由 Excel 試算軟體計算，板樁錨碇力為 10.84 噸，最大彎矩發生在距板樁頂點 5.65 公尺處的彎矩 21.89 噸-公尺。

主動土壓力對 A 鋸點之力矩(Pam)

$$\begin{aligned}
 Pam &= P_{a1} * (((2 * P_{a11} + P_{a12}) / (P_{a11} + P_{a12})) * H1 / 3 + H2 + H3 + H4) + \\
 &\quad P_{a2} * (((2 * P_{a21} + P_{a22}) / (P_{a21} + P_{a22})) * H2 / 3 + H3 + H4) + \\
 &\quad P_{a3} * (((2 * P_{a31} + P_{a32}) / (P_{a31} + P_{a32})) * H3 / 3 + H4) + \\
 &\quad P_{a4} * ((2 * P_{a41} + P_{a42}) / (P_{a41} + P_{a42})) * H4 / 3 \\
 &= 82.372 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

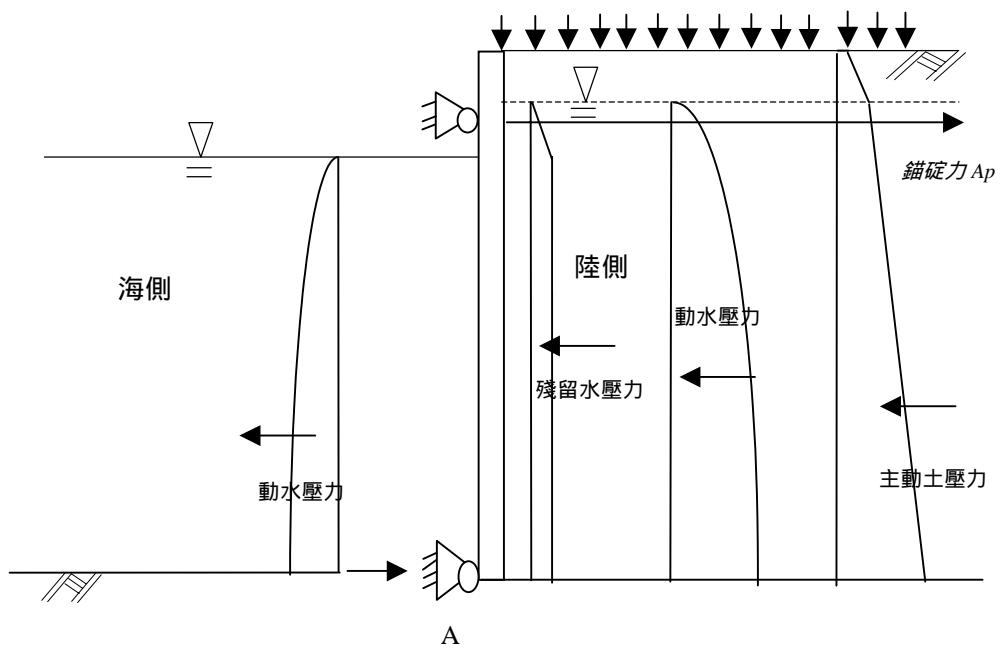


圖 2-9 地震力作用下板樁最大彎矩計算示意圖

殘留水壓對 A 鋸點之力矩 (Rwm)

$$\begin{aligned}
 Rwm &= 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r/3 + h_w) + 0.5 * r_w * h_r * h_w * h_w \\
 &= 16.349 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

動水壓對 A 鋸點之力矩 (Dwm)

$$\begin{aligned}
 Dwm &= 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (2/5 * h_w) \\
 &= 7/12 * 0.1 * 1 * 6.95 * 6.95 * (2/5 * 6.95) \\
 &= 7.833 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

$$Ap = \frac{Pam + Rwm + Dwm}{7.3} = 14.597 \quad t$$

$$Ap * 鋼索間距 = 14.597 * 2.0$$

$$\begin{aligned}
 &= 29.194t < 0.6 * fy * 鋼索斷面積 * \cos 1^\circ = 0.6 * 18200 * 6.91 * \cos 1^\circ \\
 &= 75446 \text{ kg} = 75.45 \text{ t} \quad (\text{O.K.})
 \end{aligned}$$

經由程式運算得最大彎矩發生在距板樁頂點 5.67 公尺處。

$$M_{max} = 31.67 \text{ 噸-公尺} < 0.6 * f_y * z = 0.6 * 3600 * 2600$$

$$= 56.16 \text{ 噌-公尺} \quad (\text{O.K.})$$

(3) 鋼板樁最大彎矩與入土長度檢核

由於錨碇樁附近土層之平均標準貫入試驗值(N)為 3，所以 $k_h = 0.15N = 0.45$ ，又 B 以 100 公分代入， $E = 2100000$ ， $I = 11610$ ，代入計算得 $\beta = 0.00463$

$$M_{max} = 0.322 \frac{T}{\beta} = 0.322 \frac{14.597 \times 1000}{0.00463} = 1015169 = 10.15 \text{ t-m}$$

$$0.6 * f_y * Z = 0.6 * 3200 * 830 = 1593600 = 15.94 \text{ t-m} > 10.15 \text{ t-m} \quad (\text{O.K.})$$

入土錨碇鋼板樁長 $L_m = \pi/\beta$ ，由圖 2-4 所示錨碇鋼板樁長 9.7 公尺，依下式檢核結果顯示長度足夠。

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 678.53 = 6.79m \quad < \quad 9.7m \quad (\text{O.K.})$$

(4) 鋼板樁距離 (D) 檢核

藉由圖 2-4 及圖 2-5 可得各土層之 ϕ 值，由碼頭設計基準^[2]可查得各土層地震力作用下的主動與被動破壞角如表 2-11 所示。則錨碇最短距離長度如下式計算得 13.1 公尺，現況錨碇距離 20 公尺足夠。

表 2-11 地震力作用下各土層主動與被動破壞角

土層	ϕ	K_h	ξ_{ai}	ξ_{pi}
2	30°	0.2	45.3°	18.5°
3	27°	0.2	42.2°	19°

$$D = H_3 * \cot \xi_{a3} + H_2 * \cot \xi_{a2} + (L_m/3) * \cot \xi_{p2}$$

$$= 13.1 \text{ m} < 20 \text{ m} \quad (\text{O.K.})$$

2.4 回填料探討

依據該局工程人員指出，在碼頭背填料部分，承包廠商部分背填料採用爐石代替；所謂爐石是煉鋼過程中之副產品，一般稱為爐渣，而爐石又依其生產流程的不同，又分高爐石、轉爐石及電弧爐石等，其中高爐石粒徑大、抗壓性高、透水性大，作為道路鋪面、填方材料十分普遍；但轉爐石因具有膨脹性，一般僅使用於臨時回填設施，而不建議作為混凝土添加物、鋪面及回填材料。而此次災損碼頭之背填爐石是何種爐石，雖無法得知其種類，但由該局委託高雄市土木技師公會進行之鑑定報告指出，在災損發生後曾進行碼頭後線場地高程變化測量，檢測結果發現，碼頭後線場地高程在爐石回填量較厚的部分有較大的隆起量，另外，由於碼頭法線持續向海測移動，按理碼頭後線應下陷而非隆起，因此可證明回填的爐石極可能是具有膨脹性的轉爐石。

本研究另以錨碇鋼索之降伏變位量來探討回填料之容許最大膨脹係數，茲探討如下：

由於該碼頭之損害由前面之小節探討可以確定非地震所引起，所以此部分之錨碇鋼索之降伏變位量以碼頭常態之受力機制來探討，由2.2 小節之分析得常態下錨碇鋼索受力 $21.68/\cos 1^\circ = 21.68t$ ，錨碇鋼索降伏拉力為 $18200 \times 6.91 = 125762 = 125.76t$ ，則錨碇鋼索所能承受的額外力量為 $125.76 - 21.68 = 104.08t$ ，若以鋼索設計長度 18.6 公尺長計算，換算得錨碇鋼索降伏變位量為 $104080\text{kg} \times 1860\text{cm} / (\text{鋼索斷面積} \times \text{鋼索彈性係數}) = 14.37\text{ 公分}$ ，由表 2-1 之碼頭及錨樁法線變位量監測得知，20、30 及 40 公尺之錨碇鋼索變位量已達降伏。由圖 2-4 碼頭設計斷面圖判斷，若回填爐石回填全線 20 公尺，實際影響錨碇鋼索受力的回填距離為 18.6 公尺，則爐石膨脹係數不得大於 $14.37/1860 = 0.0077 = 0.77\%$ 。若回填爐石回填 6 公尺，則爐石膨脹係數不得大於 $14.37/600 = 0.024 = 2.4\%$ 。由該局民國 94 年委託宇泰工程顧問有限公司之安全檢測

及評估報告得知，報告中指出，該公司於損壞碼頭後線所挖取之 6 組(採樣里程 40m、100m、160m、220m、250m、310m)爐石回填料作殘餘膨脹率試驗，試驗結果顯示，第 6 組試體(採樣里程 310m) 膨脹率趨於 0 外(推測該土樣可能不含爐石或含量極少)，其餘 5 組試體試驗結果均有膨脹情形，各試體於 $80\pm3^{\circ}\text{C}$ 之水中連續浸置 96 小時後之膨脹率為 0.72%~1.65% 不等，且由膨脹曲線分析，各曲線均呈現穩定向 上趨勢，並未趨於平緩，顯示試體還未達其最終膨脹率，也就是說實際爐石回填料之殘餘膨脹率極可能大於試驗值。

2.5 小結

經由前面各節的探討結果顯示，碼頭結構本體無論是常態及地震力作用下，結構安全評估均符合基準的要求，顯示設計上並無問題；災損最有可能的原因是承包廠商誤用含有轉爐石成份的爐石，因為由宇泰公司的報告顯示，碼頭後線回填料於災損發生後 6 年所取出之試體，其殘餘膨脹率還高達 0.72%~1.65%，且還未達其最終膨脹率，顯示其回填爐石是具有高膨脹率之轉爐石，而由相關之轉爐石研究報告顯示(王金鐘，李德河)，轉爐石之膨脹率依其成份的不同，其膨脹率介於 4.3%~9.06%，均高於本研究分析之錨碇鋼索所能忍受之最大膨脹率 2.4%，由此判定，本災損案例之破壞原因極可能是承包廠商誤用了轉爐石為回填料所致。

第三章 沉箱式碼頭之地震災害案例分析

港灣碼頭在受到地震力時，不但碼頭本身有慣性力，背填土會引致動態土壓力及動態水壓力，若背填土壤發生液化，亦會產生液化之側壓力，造成港灣碼頭更加不穩定。

民國 75 年 11 月 15 日，花蓮東方約 25 公里海底發生地震規模 $M_L=6.8$ 之強烈地震，蘇澳港之地表水平最大加速度 a_{hmax} 為 $0.2g$ ，造成蘇澳港 3-5 號碼頭，長度約有 750 公尺，沉箱側移 $20\sim50\text{cm}$ ，碼頭後線並未發現液化之噴砂現象，但下陷龜裂非常明顯，其損害情況如照片 3-1~3-2 及圖 3-1 所示。民國 88 年 9 月 21 日，集集發生地震規模 $M_L=7.3$ ($M_w=7.6$) 之強烈地震，臺中港之地表水平最大加速度 a_{hmax} 為 $0.163g$ ，造成臺中港 1-4A 號碼頭，長度約 1135 公尺，沉箱側移 $50\sim170$ 公分，碼頭後線背填土壤發生嚴重液化、噴砂、下陷、坑洞、鐵軌彎曲變形，其損害情況如照片 3-3~3-4 及圖 3-2 所示。

由上述二種地震災害案例比較可發現：雖然蘇澳港之地震力較大，但背填土壤未發生液化，碼頭僅有輕微外移；臺中港之地震力較小，但背填土壤發生液化，碼頭亦發生較大之外移現象。因此，本文針對港灣碼頭受到地震力時，土壤液化與未液化，其抗滑動之穩定性加以探討。

港灣碼頭有許多型式，上述二種碼頭地震災害案例，皆為沉箱式碼頭，其為重力式碼頭之一，為了探討地震對沉箱式碼頭穩定性之影響，茲分別以背填土壤液化、未液化、部分深度液化三種情形進行分析，並以災害案例蘇澳港 3-5 號碼頭及臺中港 1-4A 號碼頭進行探討。

3.1 碼頭背填土壤未液化

沉箱式之碼頭，有港側及陸側，港側有海水，陸側有背填土壤及地下水，且陸側之地下水位通常高於港側之海水位，地下水位高出海水位之部分稱之殘留水位，一般計算殘留水位以朔望平均低潮位 (L.W.L.)



照片 3-1 民國 75 年地震造成蘇澳港 4-5 號碼頭後線下陷龜裂 500 公尺(溫國樑教授提供)



照片 3-2 民國 75 年地震造成蘇澳港 4-5 號碼頭後線下陷龜裂 500 公尺(溫國樑教授提供)

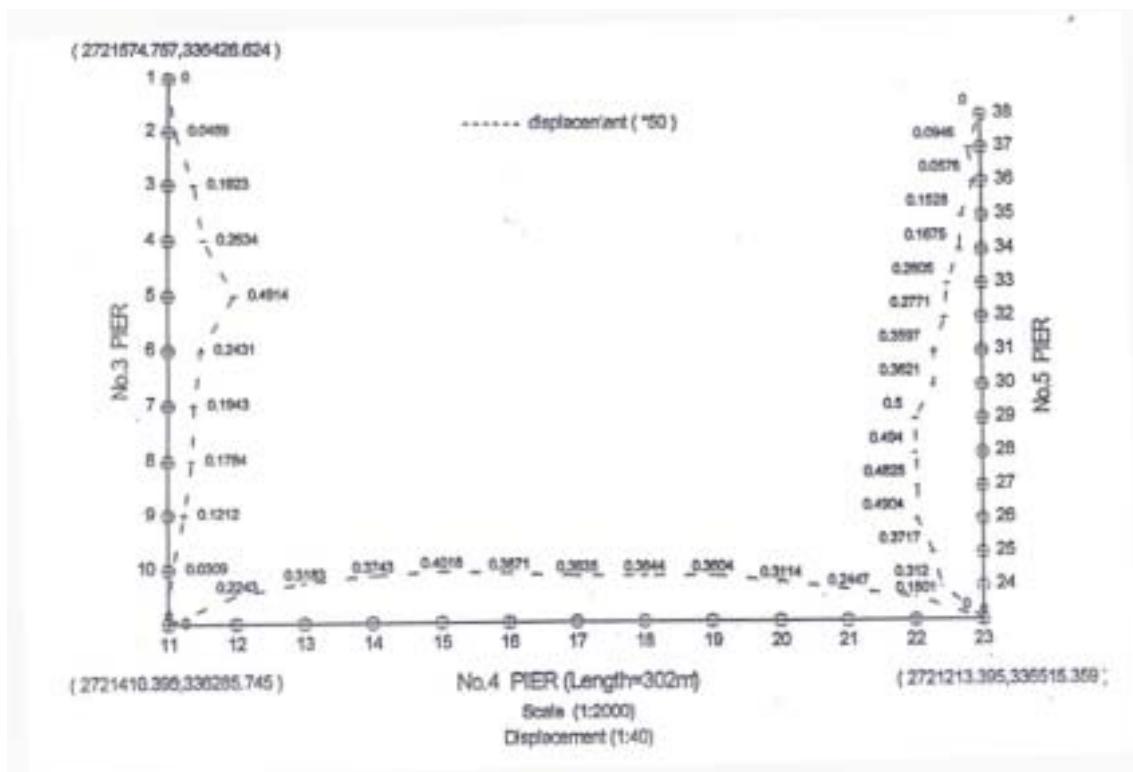


圖 3-1 民國 75 年地震造成蘇澳港 3-5 號碼頭外傾示意圖



照片 3-3 民國 88 年 921 地震，臺中港 1 號碼頭後線背填土之砂液化流失，造成約 4-5m 深之大坑洞，地表並留下約 10cm 厚之噴砂



照片 3-4 民國 88 年 921 地震造成臺中港 3 號碼頭外移 1.7m

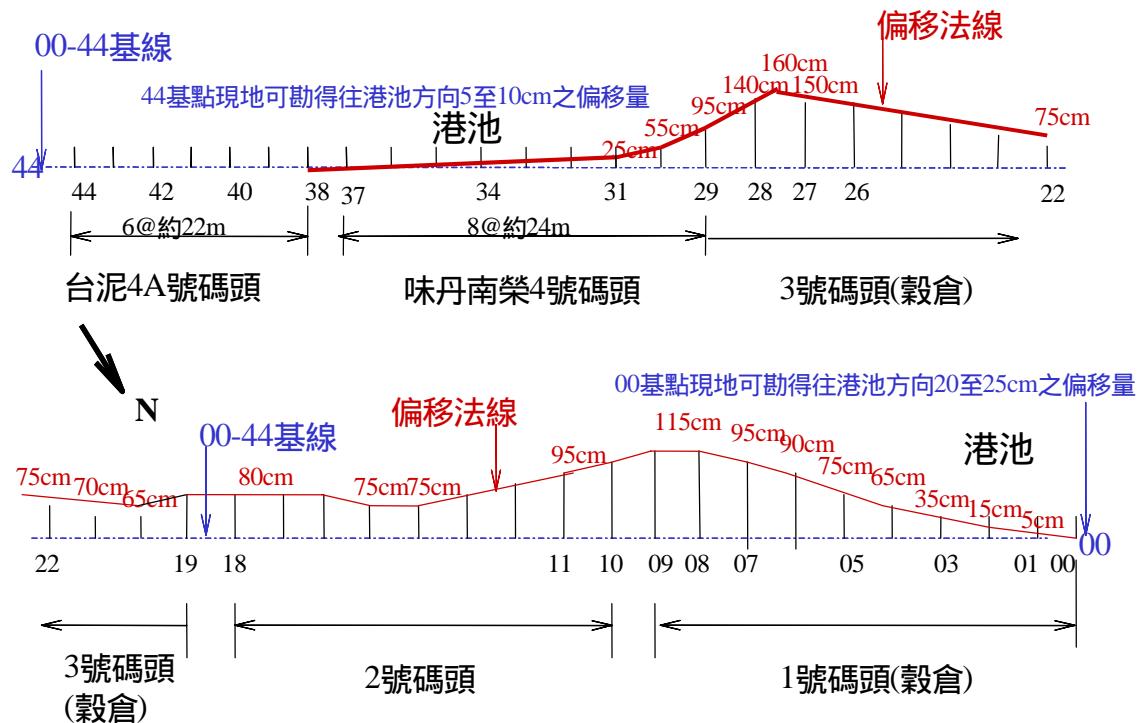


圖 3-2 民國 88 年 921 地震造成臺中港 1-4A 號碼頭外移示意圖

至朔望平均高潮位（H.W.L.）潮差之 1/3 為標準(港，1997)。

背填土壤未液化之沉箱式碼頭，其示意圖如 3-3a 所示，當其受地震力時，其受力之示意圖，如圖 3-3b 所示，由圖 3-3b 顯示，碼頭在水平方向之驅動力，不但有沉箱本身之慣性力 $Kh \cdot W$ ，沉箱兩側之靜水壓力 P_W (陸側)及 P_W (港側)，陸側地下水位震盪變化及港側潮位震盪變化之動水壓力 P_{WE} (陸側)及 P_{WE} (港側)，亦有背填土壤之動主動土壓力 P_{AE} ，而抗滑動力僅有摩擦力 $\mu \cdot (W' - KvW)$ ，而其中沉箱陸側之靜水壓力高於港側之靜水壓力，高出之靜水壓力稱之殘留水壓力。

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 ，如下式所示：

$$F_s = \frac{\text{抗滑動之摩擦力}}{\text{沉箱之慣性力} + \text{動主動土壓力} + \text{殘留水壓力} + \text{兩側之動水壓力}} \\ = \frac{\mu \cdot (W' - KvW)}{Kh \cdot W + P_{AE} + (P_W(\text{陸側}) - P_W(\text{港側})) + (P_{WE}(\text{陸側}) + P_{WE}(\text{港側}))} \quad (3-1a)$$

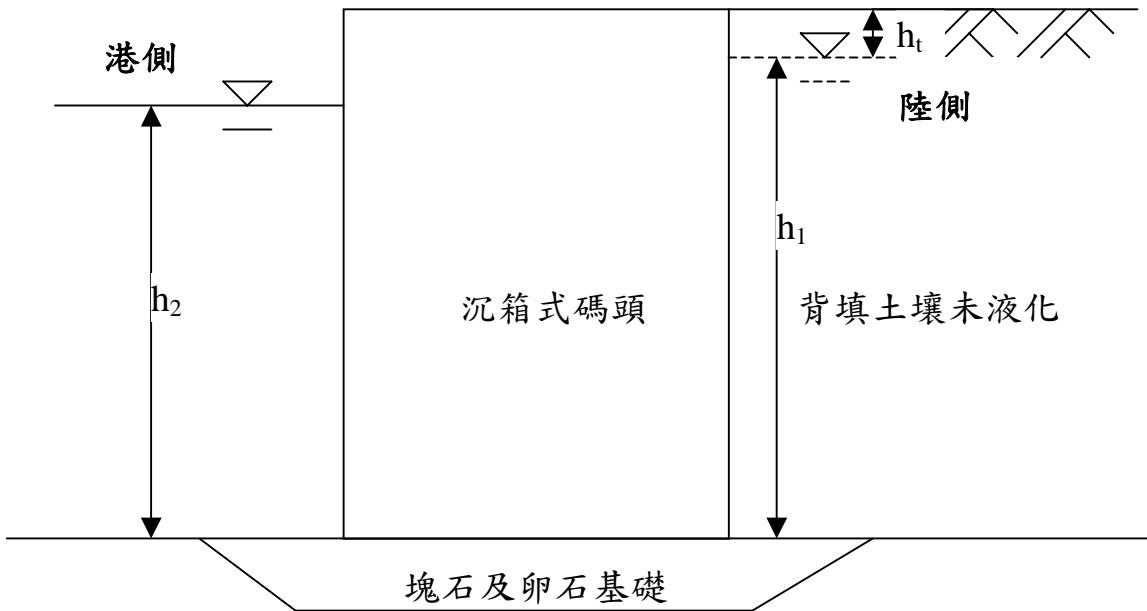


圖 3-3a 背填土壤未液化之沉箱式碼頭示意圖

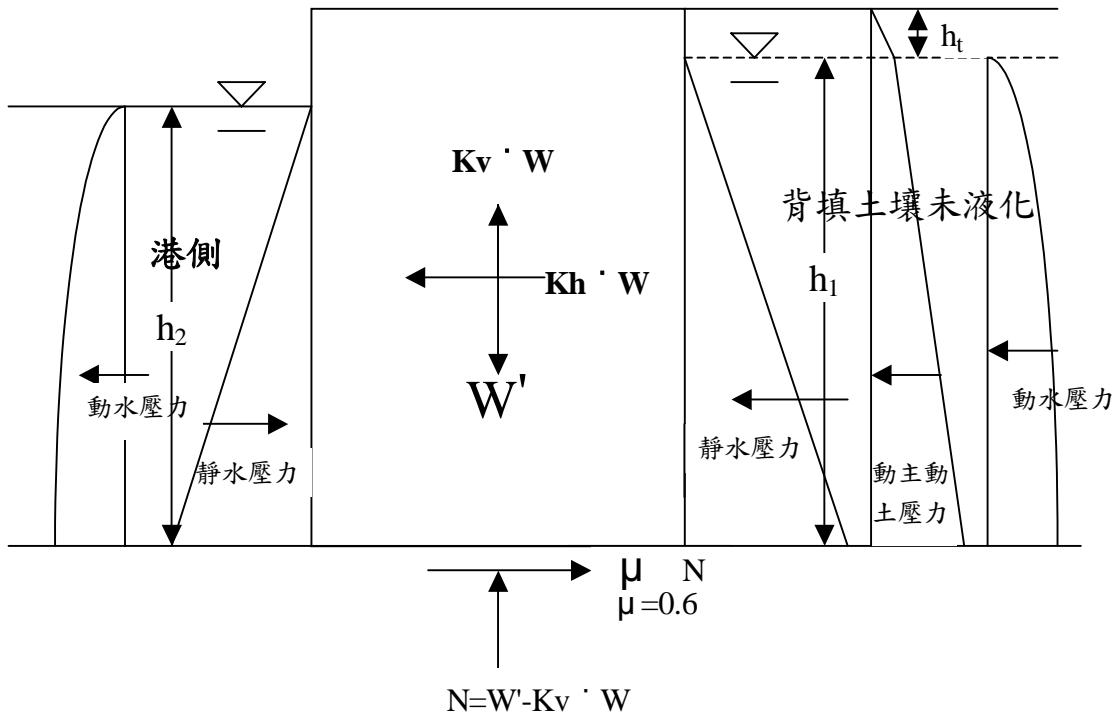


圖 3-3b 背填土壤未液化之沉箱式碼頭受力示意圖

上式中，

μ ：為沉箱底面與基礎之摩擦係數，詳如表 3-1 所示。

W' ：為沉箱總重減去浮力；若沉箱底部之土壤未液化，其浮力為沉箱底部之水壓力；若沉箱底部之土壤已液化，其浮力為沉箱底部之水壓力與液化時超額孔隙水壓力之合。

W ：為沉箱之重量。

K_v ：為垂直地震力係數 a_{vmax}/g ， a_{vmax} 為地表垂直最大加速度。

K_h ：為水平地震力係數，其與地表水平最大加速度 a_{hmax} 之關係，依據 Noda & Uwave (1975) 之研究，如圖 3-4 所示，(1) 當 $a_{hmax} \leq 0.2g$ 時， $K_h = a_{hmax} / g$ (2) 當 $a_{hmax} > 0.2g$ 時， $K_h = (1/3) \cdot (a_{hmax} / g) 1/3$ 。

表 3-1 摩擦係數(港研所，1997)

項 目	摩 擦 係 數
混凝土與混凝土	0.5
混凝土與岩層	0.5
水中混凝土與岩層	0.7~0.8
混凝土與拋石	0.6
拋石與拋石	0.8
金屬與石	0.3~0.4

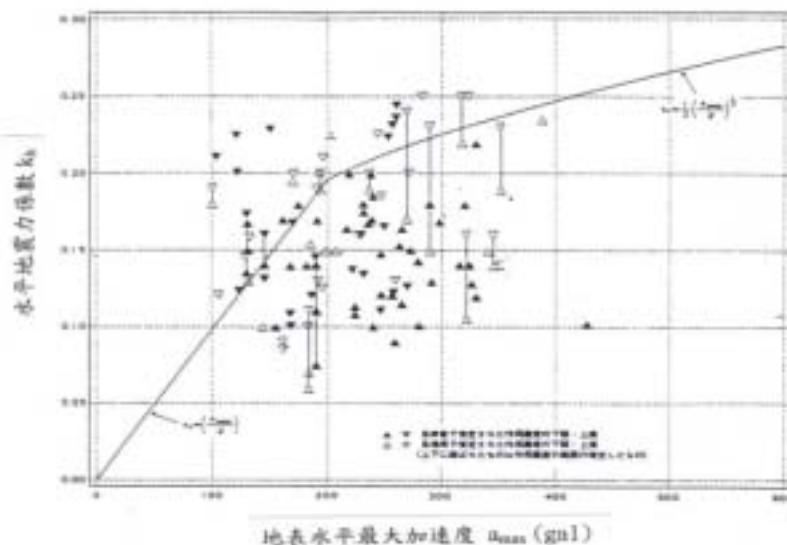


圖 3-4 水平地震力係數 K_h 與地表水平最大加速度 $a_{h\max}$ 之關係
(Noda & Uwave, 1975)

P_w (陸側)：為陸側之靜水壓。 P_w (陸側)= $\frac{1}{2}\gamma_w \cdot h_1^2$ ， γ_w 為海水的單位重 1.03t/m³， h_1 為陸側水位至沉箱底深度(m)。

P_w (港側)：為港側之靜水壓。 P_w (港側)= $\frac{1}{2}\gamma_w \cdot h_2^2$ ， h_2 為港側水位至沉箱底之深度(m)。

P_{WE} (陸側)：為陸側地下水位震盪變化之動水壓力，依據 Matsuo &

O'Hara(1960)建議， $P_{WE} = 0.7 \cdot \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_w \cdot h_1^2$ ，唯若以水中震度計算之動態主動土壓力（港，1997；Matsuzawa et al.，1985），已包含背填土壤地下水位震盪引起之動水壓力，因此動水壓力不必另外分析。

P_{WE} (港側)：為港側潮位震盪變化之動水壓力，1997 年以後之新設計基準（港，1997）建議將碼頭前之動水壓力以外力設計計算之，依據 Westergaard (1933) 建議，

$$P_{WE} = \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_w \cdot h_2^2。$$

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之動態主動土壓力，以修正之 Mononobe-Okabe (港，1997；Matsuzawa et al.，1985) 公式計算，原 Mononobe-Okabe (Mononobe & Matsuo，1929；Okabe，1926) 公式是適用於背填乾砂，經修正之 Mononobe-Okabe 公式是以水中震度計算，因此其計算之動態主動土壓力，已包含背填土壤地下水位震盪引起之動水壓力，其計算公式如式 (3-1b)(3-1c) 所示：

$$P_{AE} = K_{AE} (\sum \gamma'_i h_i + w) \cos \psi \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \quad (3-1b)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos \psi}} \right]^2} \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \quad (3-1c)$$

式中，

P_{AE} ：土層之動態主動土壓 (t/m^2)。

K_{AE} ：土層動態主動土壓係數。

ϕ ：土層土壤內摩擦角 (度)。

γ' ：土層土壤有效單位體積重量 (t/m^3)，在殘留水位以上為單位

體積重量 γ ，約為 1.8t/m^3 ，在殘留水位以下為($\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$)，約為 1t/m^3 。

h ：土層厚度 (m)。

Ψ ：壁面與垂直面所成之角度 (度)。

δ ：壁面與土壤間之摩擦角 (度)。

w ：上方載重 (t/m^2)。

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

K ：為震度， $K = Kh / (1 - Kv)$ 。

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

3.2 碼頭背填土壤液化

背填土壤液化之沉箱式碼頭，其示意圖，如圖 3-5a 所示，當背填土壤液化時，可有兩種觀念解釋沉箱之受力情況，說明如下：

一為以液化時土壤與水成為單位重 γ_{sat} 之重流體觀念解釋，此觀念之提出者有 Ishibashi & Madi(1990)、陳&黃(2000)等，其沉箱之受力示意圖，如圖 3-5b 所示，由圖 3-5b 可知，碼頭在水平方向之驅動力與土壤未液化時之驅動力有所不同，沉箱本身之慣性力不變，因背填土壤液化而不再有動態土壓力及靜水壓力，而以液化時之靜態重流體壓力取代，港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震盪變化之動流體壓力取代。

另一為本文以液化時超額孔隙水壓力之觀念解釋，當背填土壤液化時，超額孔隙水壓力上升至與土壤之垂直壓力相等，此時土壤之有效應力為零，由於土壤之有效應力為零，因此不再有動態土壓力，而以液化時地下水位異常變化之超額孔隙水壓力取代，由於超額孔隙水

壓力上升至與土壤原來之有效應力相等，因此液化時地下水位異常變化之超額孔隙水壓力等於土壤原來之有效應力，因此本文沉箱之受力示意圖，如圖 3-5c 所示。

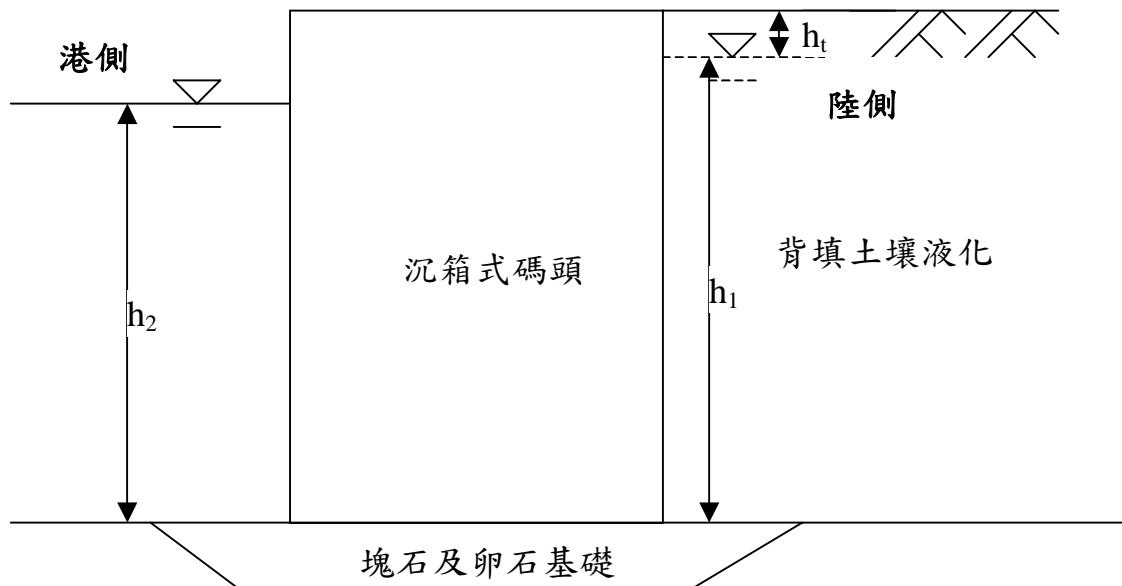


圖 3-5a 背填土壤液化之沉箱式碼頭示意圖

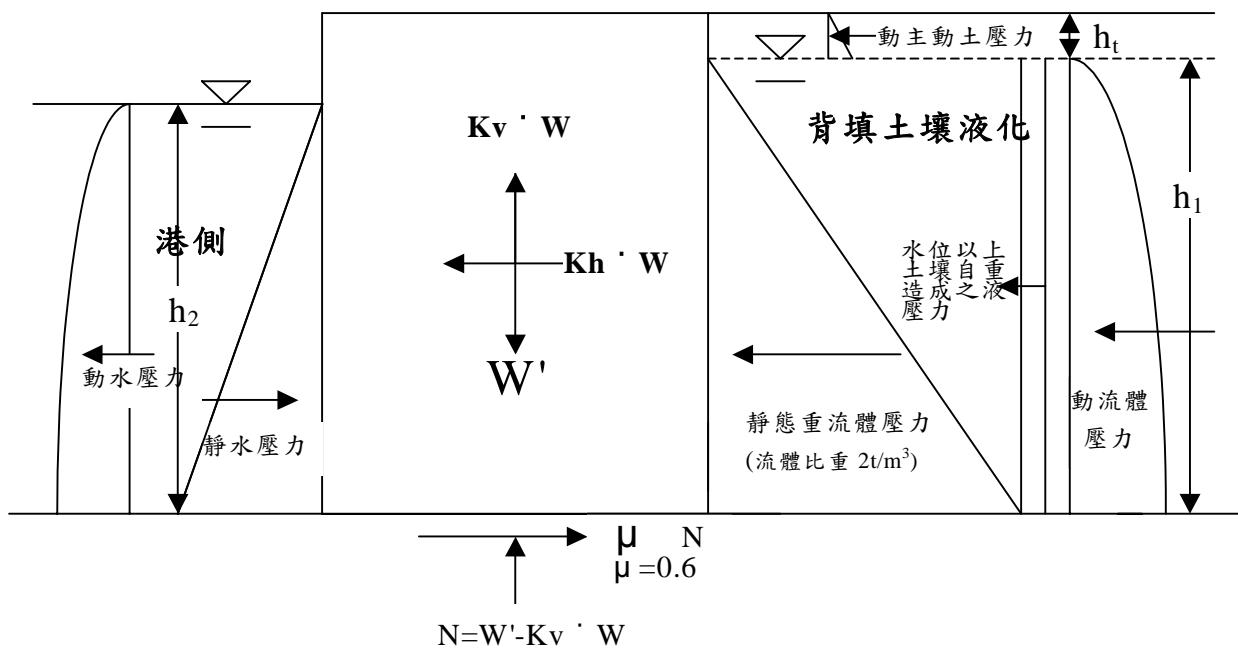


圖 3-5b 以重流體觀念解釋背填土壤液化之沉箱式碼頭受力示意圖

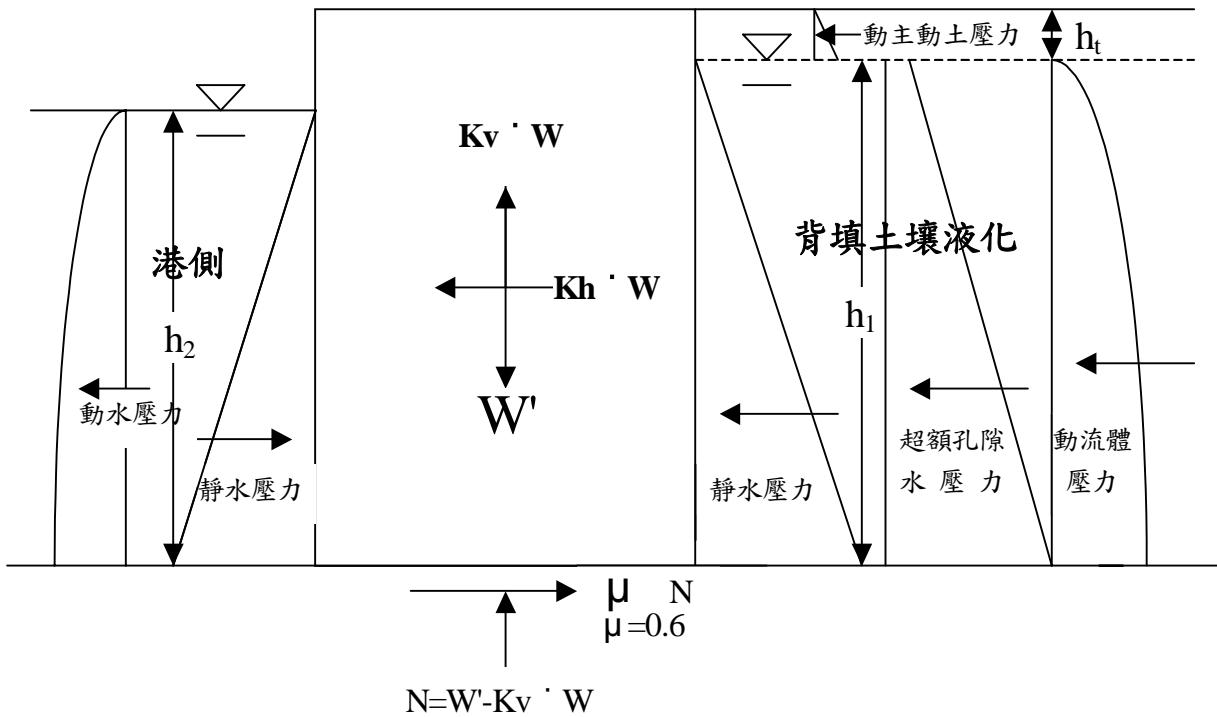


圖 3-5c 以超額孔隙水壓解釋背填土壤液化之沉箱式碼頭受力示意圖

由圖 3-5c 可知，碼頭在水平方向之驅動力與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，而以液化時地下水位異常變化之超額孔隙水壓力取代，港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震盪變化之動流體壓力取代，而抗滑動力仍然是 $\mu \cdot (W' - Kv \cdot W)$ ，因此背填土液化時，其抗滑動之安全係數， F_s ，如下所示：

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\text{抗滑動之摩擦力}}{\text{沉箱之慣性力} + \text{殘留水位以上之動態土壓力} + \text{殘留水壓力} + \text{港側動水壓力} + \text{液化側壓力}} \\
 &= \frac{\mu \cdot (W' - Kv \cdot W)}{Kh \cdot W + P_{AE1} + (P_W(\text{陸側}) - P_W(\text{港側})) + P_{WE}(\text{港側}) + (P_{LE1} + P_{LE2})}
 \end{aligned} \tag{3-2}$$

式中，

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

P_{LE1} ：為液化時之超額孔隙水壓，其等於土壤原來之有效應力，

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

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

P_{AE1} ：殘留水位以上之動態主動土壓力， $P_{AE1} = K_{AE1} \cdot \frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t^2$ ；而式(3-

1a)之動態主動土壓力 PAE 為殘留水位以上及殘留水位以下至沉箱底動態主動土壓力之總合， $P_{AE} = K_{AE1} \cdot \frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t^2 + K_{AE2} \cdot \left(\gamma_t \cdot h_t \cdot h_l + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_l^2 \right)$ ， K_{AE1} 為殘留水位以上之動態主動土壓係數， K_{AE2} 為殘留水位以下之動態主動土壓係數。

由圖 3-5b 與圖 3-5c 比較可知，兩種觀念解釋液化時沉箱之受力情況雖然不同，但總合力卻相同，但本文以超額孔隙水壓力觀念之解釋較符合大地工程學液化之定義，而且於超額孔隙水壓力上升，但未達液化之情況，本文之觀念亦能解釋，但重流體之觀念，僅適合液化之情況，至於超額孔隙水壓力上升，但未達液化之情況，重流體之觀念則不適合解釋。

3.3 碼頭背填土壤部分深度液化

背填土壤部分深度液化，另部分深度非液化，其示意圖，如圖 3-6a 所示，其沉箱之受力示意圖，如圖 3-4b 所示。

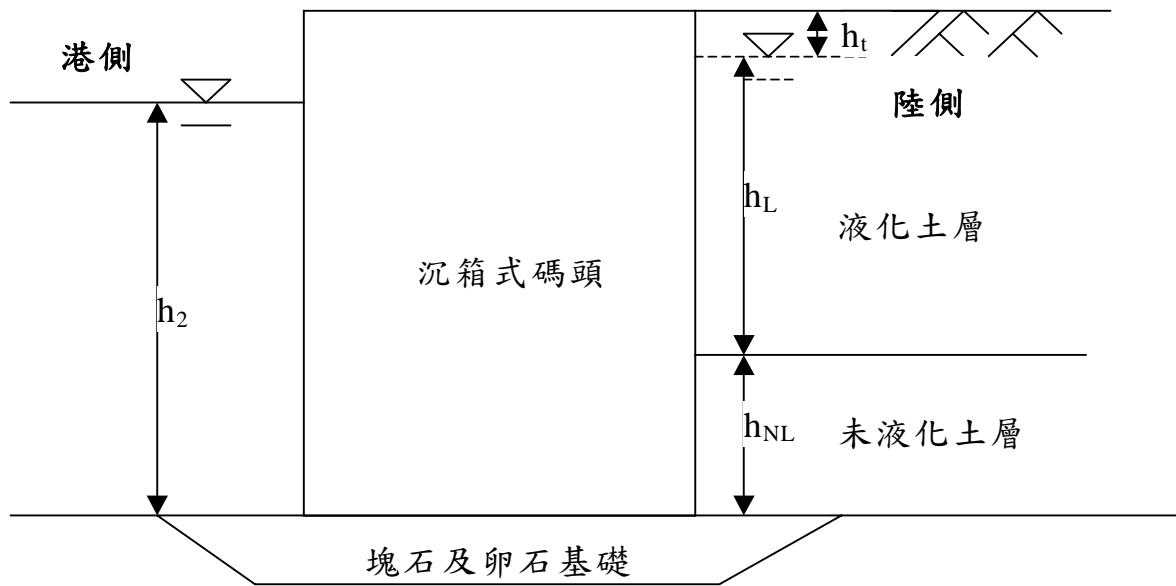


圖 3-6a 背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭示意圖

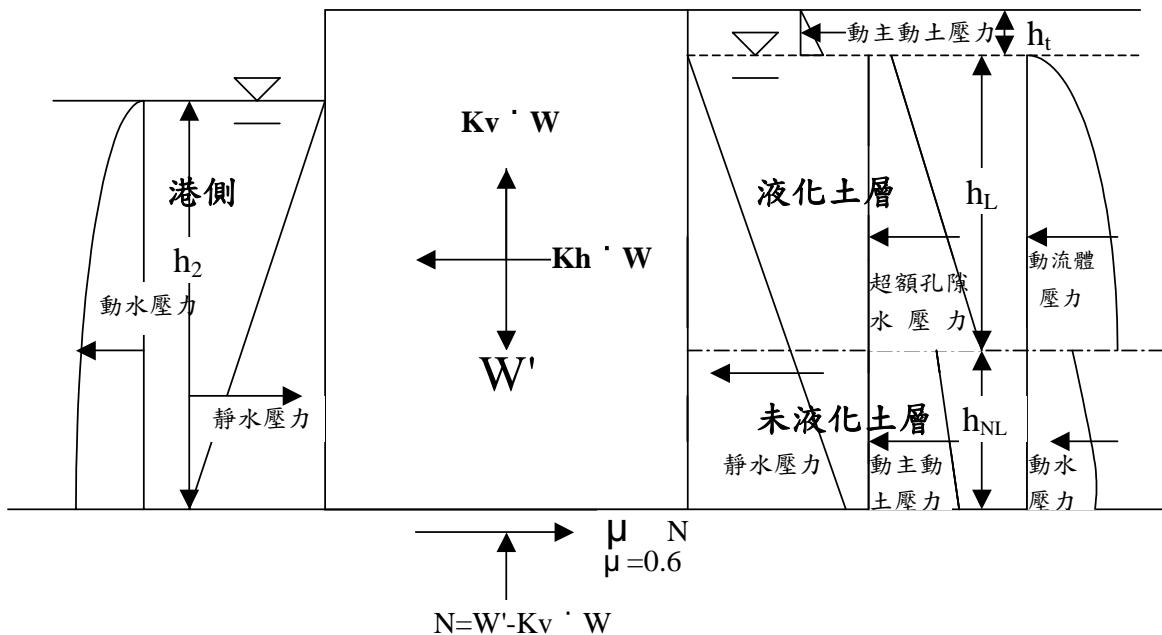


圖 3-6b 背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭受力示意圖

由圖 3-6b 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與非液化之綜合，而抗滑動力仍然是 $\mu \cdot (W' - K_v W)$ ，其抗滑動之安全係數， F_s ，如下所示：

$$F_s = \frac{\text{抗滑動之摩擦力}}{\text{沉箱慣性力殘留水位以上動土壓+殘留水壓+港側動水壓+液化側壓+非液化側壓}} \\ = \frac{\mu \cdot (W - K_v \cdot W)}{Kh \cdot W + P_{AE1} + (P_W(\text{陸側}) - P_W(\text{港側})) + P_{WE}(\text{港側}) + (P_{LE1} + P_{LE2}) + (P_{AENL} + P_{WENL})}$$

..... (3-3)

式中，

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

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

P_{LE1} ：為圖 3-6 液化土層厚度 h_L 之超額孔隙水壓力，

$$P_{LE1} = \gamma \cdot h_L \cdot h_L + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_L^2$$

P_{LE2} ：為圖 3-6 液化土層厚度 h_L 之動流體壓力，

$$P_{LE2} = \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_{sat} \cdot h_L^2$$

$$\text{主動土壓力} , P_{AE1} = K_{AE1} \cdot \frac{1}{2} \gamma \cdot h_t^2$$

P_{AENL} ：為圖 3-6 非液化土層厚度 h_{NL} 之動態主動土壓力，

$$P_{AENL} = K_{AENL} \cdot (\gamma \cdot h_t + \gamma' \cdot h_L + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_{NL}) \cdot h_{NL}$$

K_{AENL} 為殘留水位以下非液化土層之動態主動土壓係數。

P_{WENL} ：為圖 3-6 非液化土層厚度 h_{NL} 之動水壓力，

$$P_{WENL} = 0.7 \cdot \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_w [(h_L + h_{NL})^2 - h_L^2]$$

$$P_{WE}(\text{港側}) : \text{港側之動水壓力}, P_{WE}(\text{港側}) = \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_w \cdot h_2^2.$$

唯若以水中震度計算之動態主動土壓力，已包含背填土壤之動水壓力，因此動水壓力不必另外分析。

3.4 碼頭位移量之分析：

本文以 Newmark (1965) 滑動塊分析(Sliding Block Analysis) 地震時碼頭之位移量，所謂滑動塊分析是將碼頭主體視為可滑動之剛體，地震力由作用於碼頭基礎之地震歷時表示，碼頭滑動之位移由開始滑動後至滑動結束之加速度歷時積分得到。

採用滑動塊模型 (sliding block model) 簡化計算重力式碼頭在地震中的永久位移，首先以側向土壓理論或液化之超額孔隙水壓理論評估碼頭與背填土壤之穩定性，分析得到臨界滑動加速度。當歷時中的加速度超過臨界滑動加速度 a_{cri} ，碼頭與背填土系統開始滑動，將超過 a_{cri} 直到滑動停止之加速度歷時二次積分，得到碼頭相對於滑動面以下堅實基礎之位移。

3.5 蘇澳港 3~5 號碼頭之穩定性分析

民國 75 年 11 月 15 日花蓮地震，地震規模 $M_L=6.8$ 之強烈地震，蘇澳港之地表水平最大加速度 a_{hmax} 為 $0.2g$ ，造成蘇澳港 3~5 號碼頭外移 0.3 至 0.5 公尺，碼頭後線並未發現液化之噴砂現象，民國 94 年 3 月 6 日蘇澳地震，地震規模 $M_L=5.9$ 之雙震源強烈地震，蘇澳港之地表水平最大加速度 a_{hmax} 為 $0.154g$ ，並未發現蘇澳港 3~5 號碼頭有外移現象，亦未發現碼頭後線有液化之噴砂現象，因此本文以蘇澳港 4 號碼頭，作為背填土壤未液化之碼頭穩定性分析釋例說明。

蘇澳港 4 號碼頭屬沉箱重力式碼頭，碼頭面高程為 +3.0m，設計水深為 -11.65m，由碼頭面至沉箱沉箱高程差為 14.65m，沉箱寬度為

10m，沉箱碼頭基礎為厚約 0.8 公尺之卵石基礎拋石，碼頭牆背填有拋石，回填拋石成三角形分佈，回填料坡度約 1:1，拋石後則為新生地級配。其碼頭斷面圖，如圖 3-7 所示。根據民國 67 年中華顧問工程司於 4 號碼頭之 16 孔鑽探試驗，其鑽探位置如圖 3-8 所示。由 16 孔鑽探試驗分析顯示，地表下有厚度約 8m 之沉泥質細砂回填土夾黃色風化碎石，其下為原海底之土壤。其土層剖面圖，如圖 3-9 所示。

為了探討 4 號碼頭之穩定性，本文分別以民國 75 年 11 月 15 日花蓮地震，及民國 94 年 3 月 6 日蘇澳之雙震源地震，其地震力係數分別以 $K_h=0.200$ 、 $K_v=0.067$ 及 $K_h=0.154$ 、 $K_v=0.051$ 為分析依據，其他土層分析參數 $\phi_1=35^\circ$ 、 $\phi_2=37^\circ$ 、 $\mu=0.6$ 、 $h_t=1.8m$ 、 $h_l=12.85m$ 、 $h_2=11.65m$ 、 $h_{NL1}=7.2m$ 、 $h_{NL2}=5.65m$ 、 $h_L=0m$ ，其中抗剪角 ϕ_1 考慮背填卵石 ϕ 約 40° 與疏鬆回填土夾黃色風化碎石 ϕ 約 30° 之聯合影響，因此假設 $\phi_1=35^\circ$ ，抗剪角 ϕ_2 考慮背填卵石 ϕ 約 40° 與原海底之土壤 ϕ 約 33° 之聯合影響，因此假設 $\phi_2=37^\circ$ ，分析結果如表 3-2 所示。

為了檢驗抗滑動穩定性分析之正確性，本文進一步以 Newmark (1965) 滑動塊分析 4 號碼頭之位移量，民國 75 年 11 月 15 日花蓮地震之分析結果如圖 3-10 所示，民國 94 年 3 月 6 日蘇澳雙震源地震之分析結果如圖 3-11 所示。

由圖 3-10 民國 75 年地震之碼頭位移量分析結果可知，背填土壤未液化狀態下，抗滑動安全係數 $F_s=0.68$ ，其位移量 34 公分，與實測之位移量 30-50 公分相當；由圖 3-11 民國 94 年地震之碼頭位移量分析結果可知，背填土壤未液化狀態下，雖然抗滑動安全係數 $F_s=0.86<1.0$ ，以顯示碼頭已很不穩定，但位移量分析結果僅 0.6 公分，與實測之位移量 0 公分相當；因此民國 75 年地震及民國 94 年雙震源地震，4 號碼頭背填土壤皆未液化，但民國 75 年地震造成碼頭位移，另以抗滑動安全係數表示碼頭之穩定性不太可靠，應以位移量分析較能表達碼頭之穩定性。

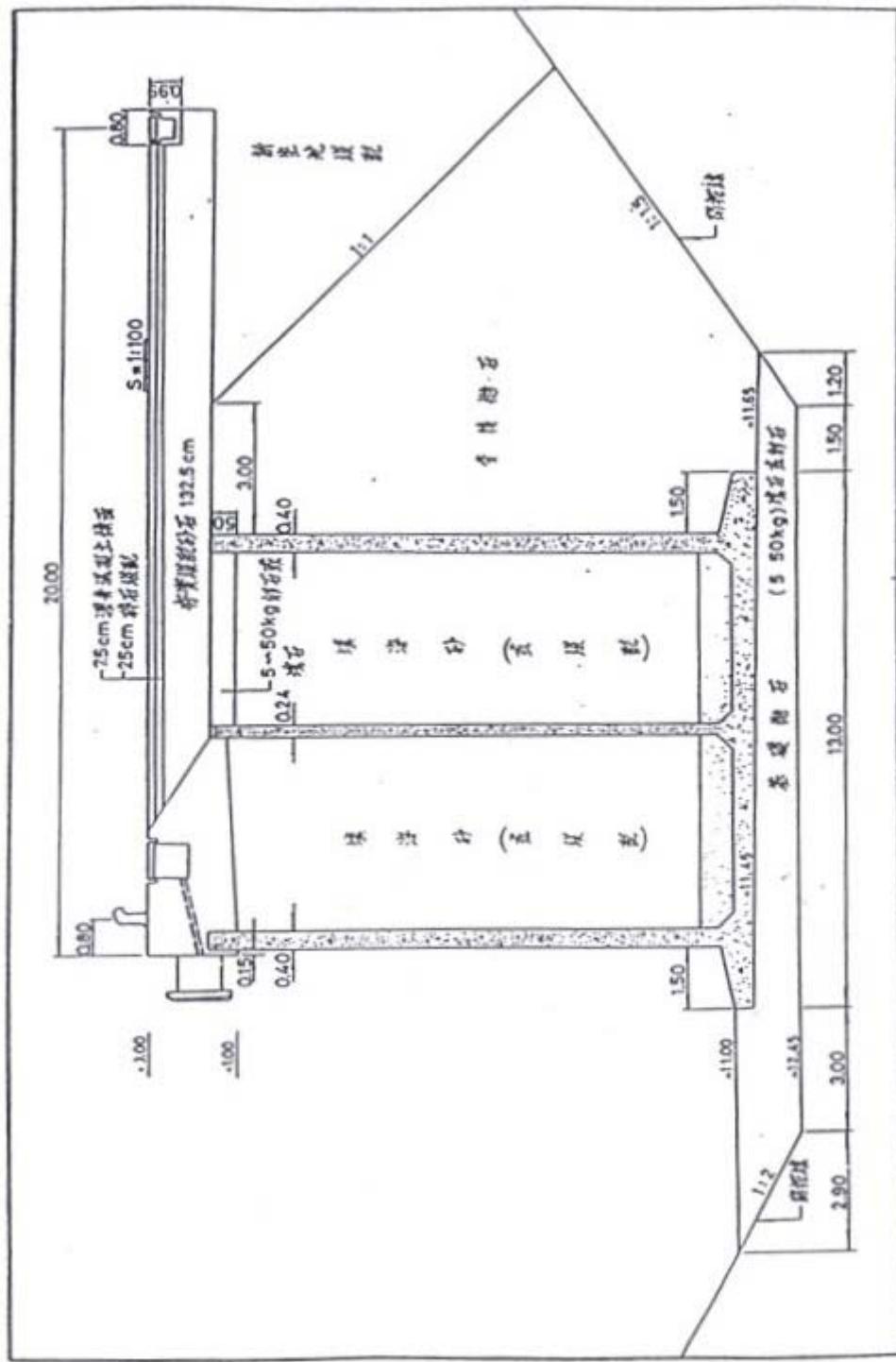


圖 3-7 蘇澳港 4 號碼頭之碼頭斷面圖

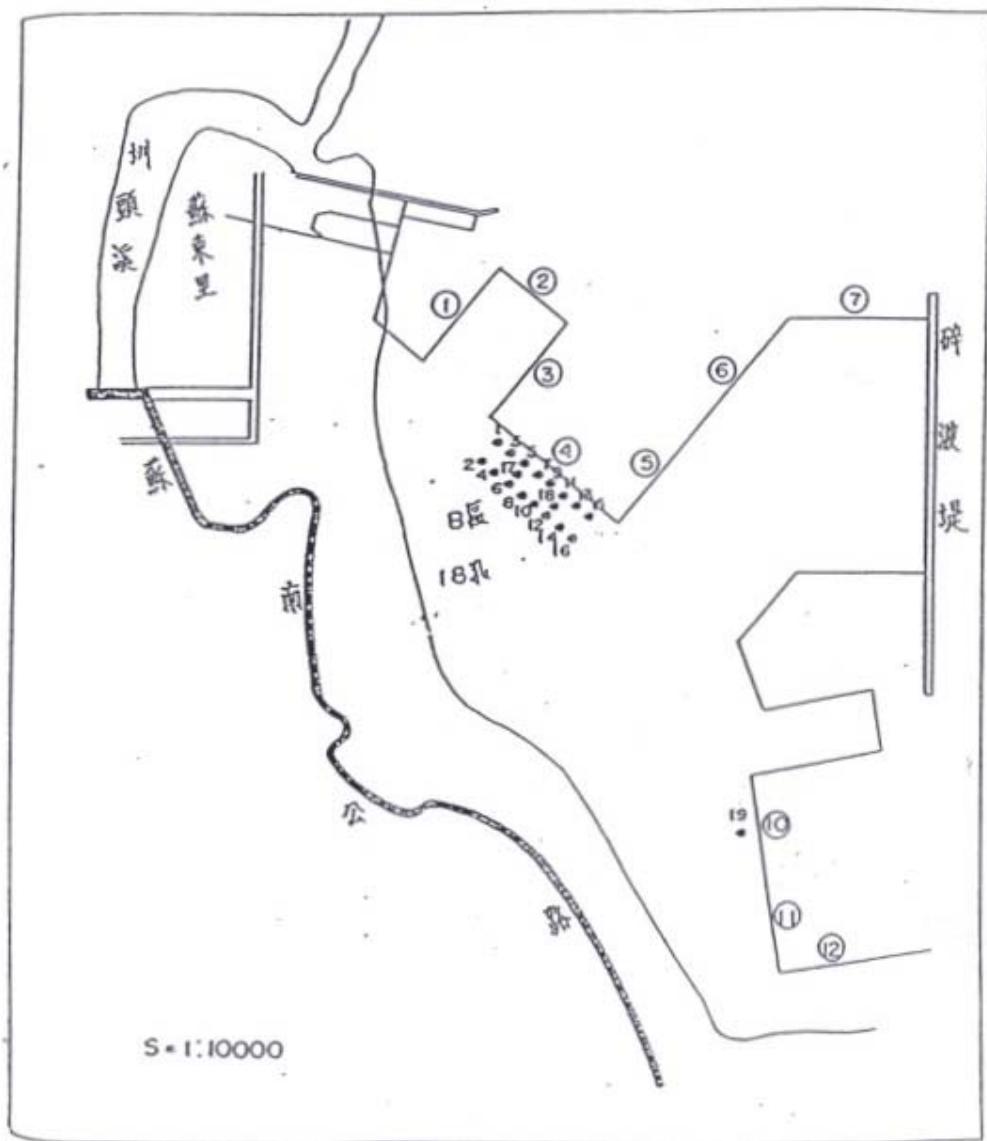


圖 3-8 蘇澳港 4 號碼頭之 16 孔鑽探試驗之位置圖

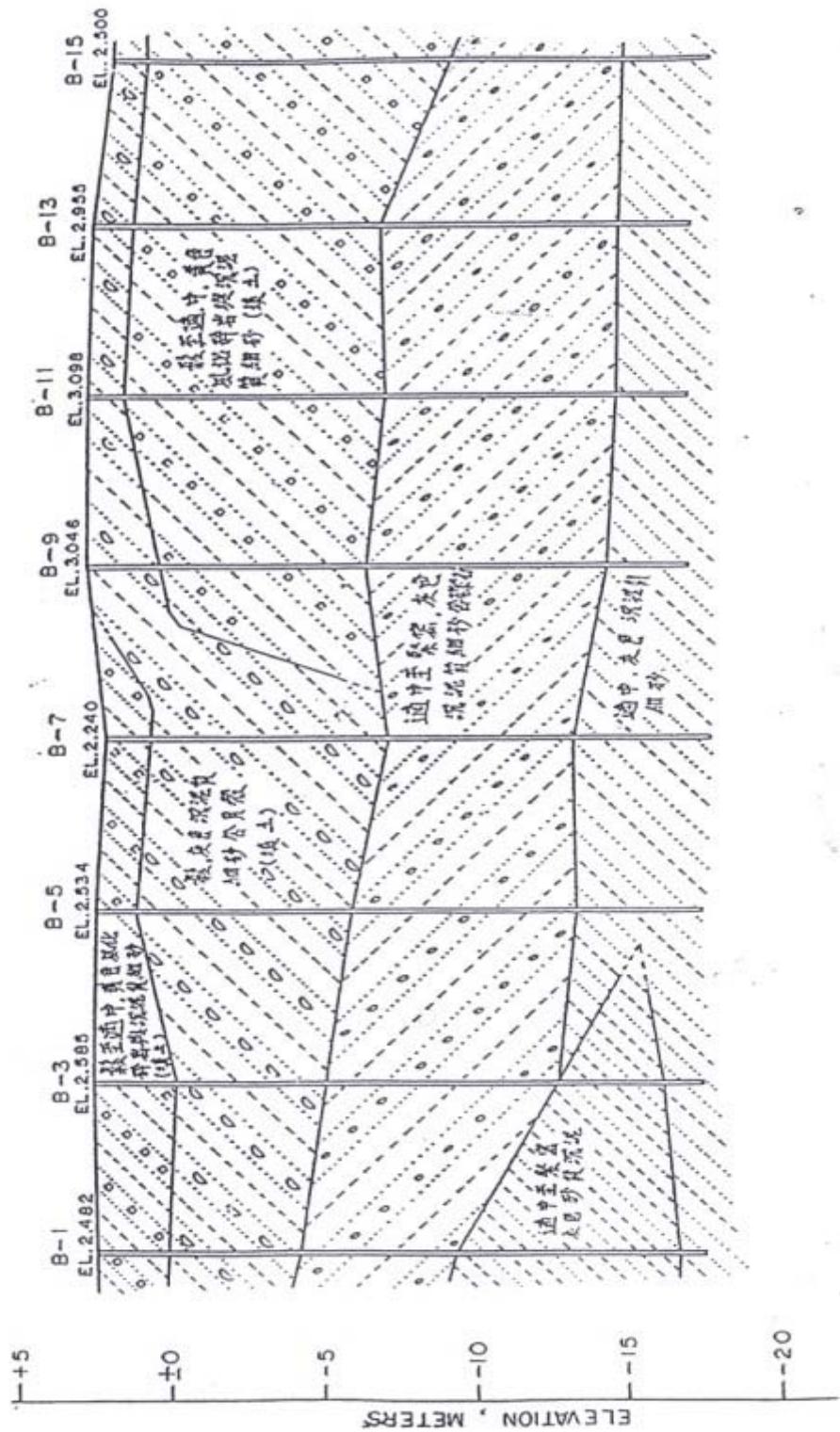


圖 3-9a 蘇澳港 4 號碼頭 A-A 斷面背填土壤之土層剖面圖

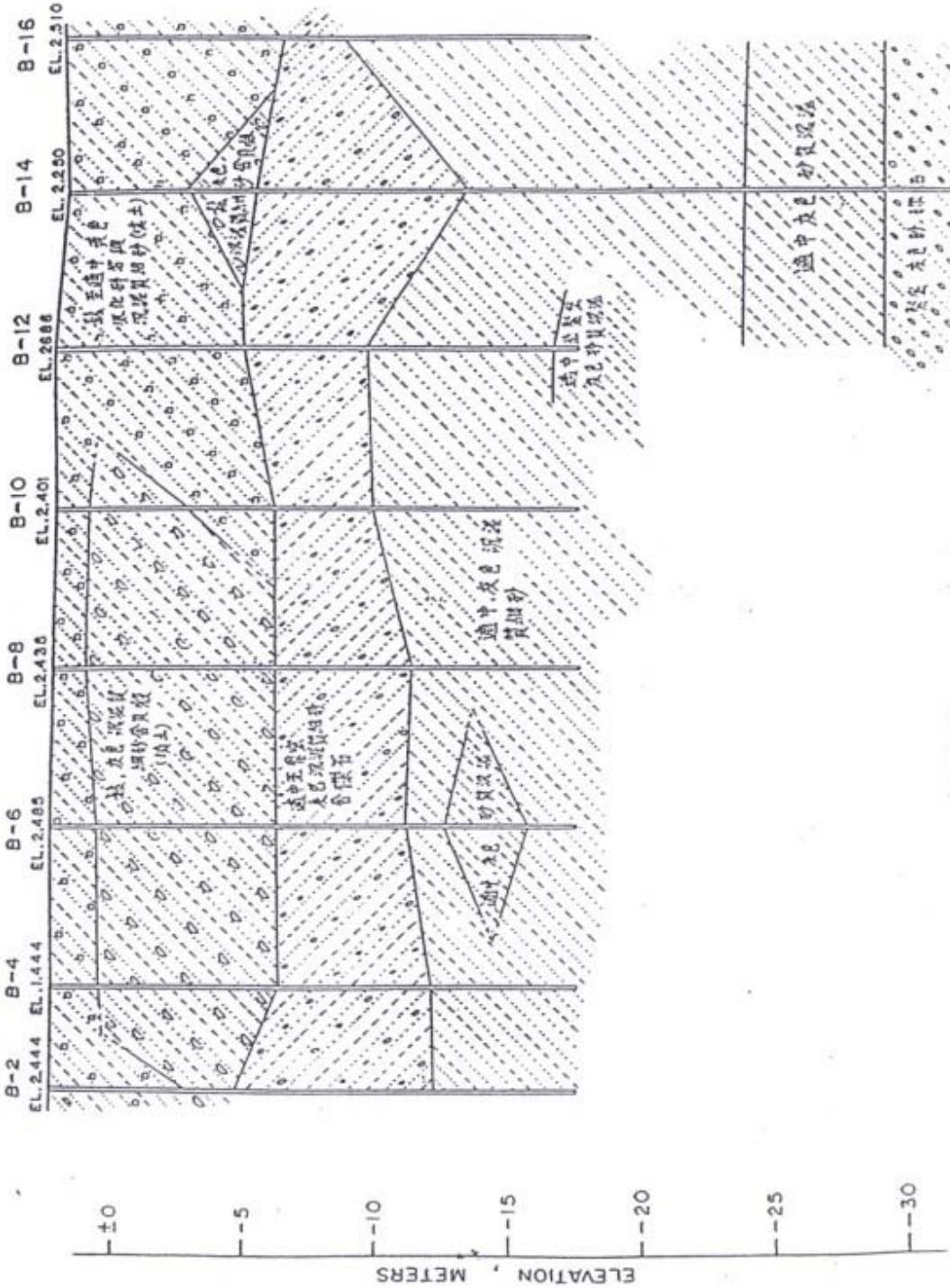


圖 3-9b 蘇澳港 4 號碼頭 B-B 斷面背填土壤之土層剖面圖

表 3-2 地震引致蘇澳港 4 號碼頭抗滑動之穩定性分析

	民國 75 年 11 月 15 日 花蓮地震	民國 94 年 3 月 6 日 蘇澳地震
地震力係數 K_h	0.200	0.154
地震力係數 K_v	0.067	0.051
抗滑動之摩擦力(t/m)	112.78	115.97
水平慣性力(t/m)	66.46	51.17
殘留水壓力(t/m)	14.7	14.7
動態土壓力(t/m) + 陸側動水壓力(t/m)	67.70	56.21
港側動水壓力(t/m)	15.83	12.19
抗滑動之安全係數	0.68 (1997 新基準) 0.76 (1976 原基準)	0.86 (1997 新基準) 0.95 (1976 原基準)
臨界滑動加速度(gal)	52	85
預測之位移量(cm)	34	0.59
實測之位移量(cm)	30-50	0

*原基準:不計算港側動水壓力，新基準:計算港側動水壓力

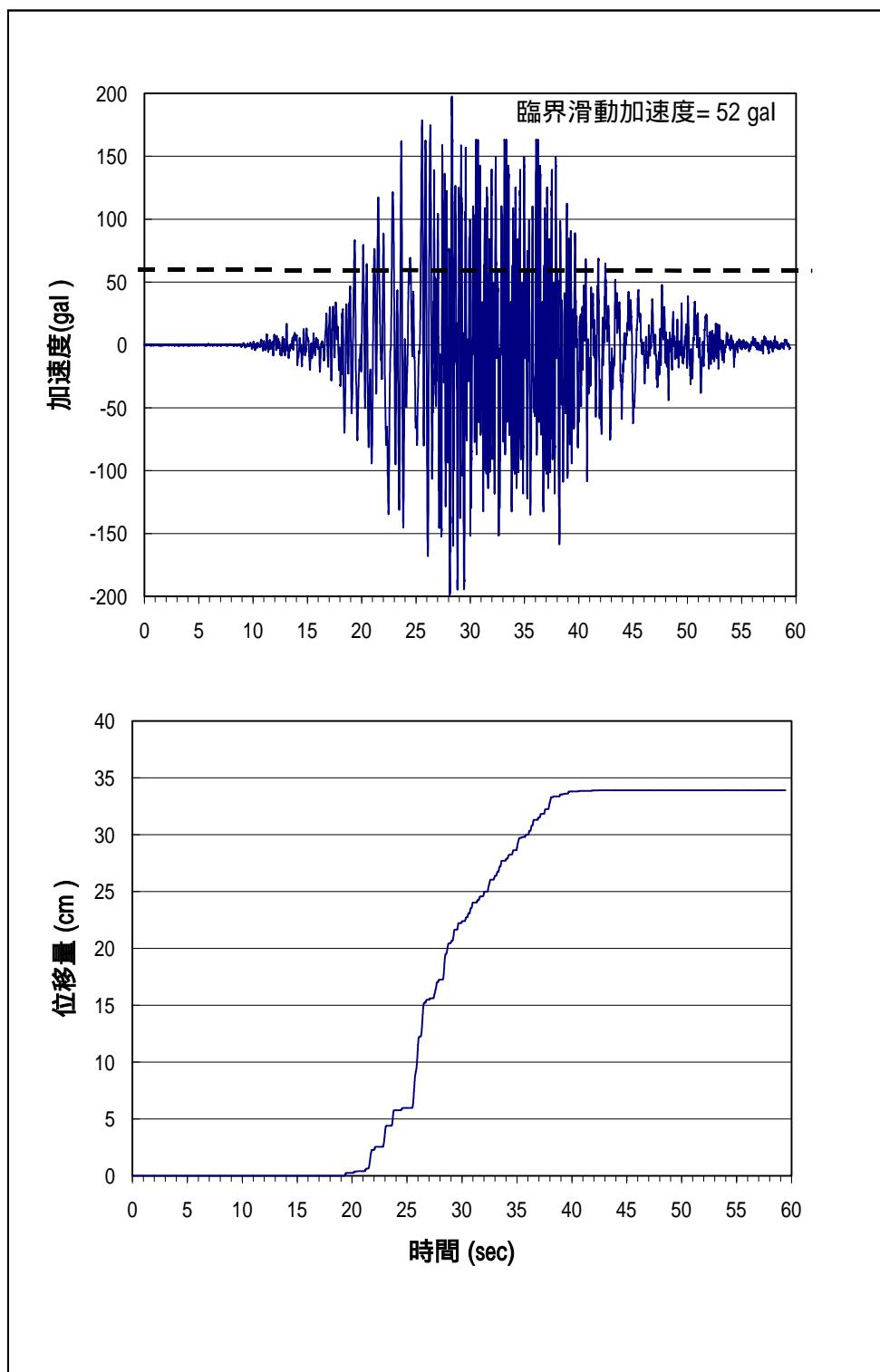


圖 3-10 蘇澳港 4 號碼頭民國 75 年花蓮地震之碼頭外移量分析結果

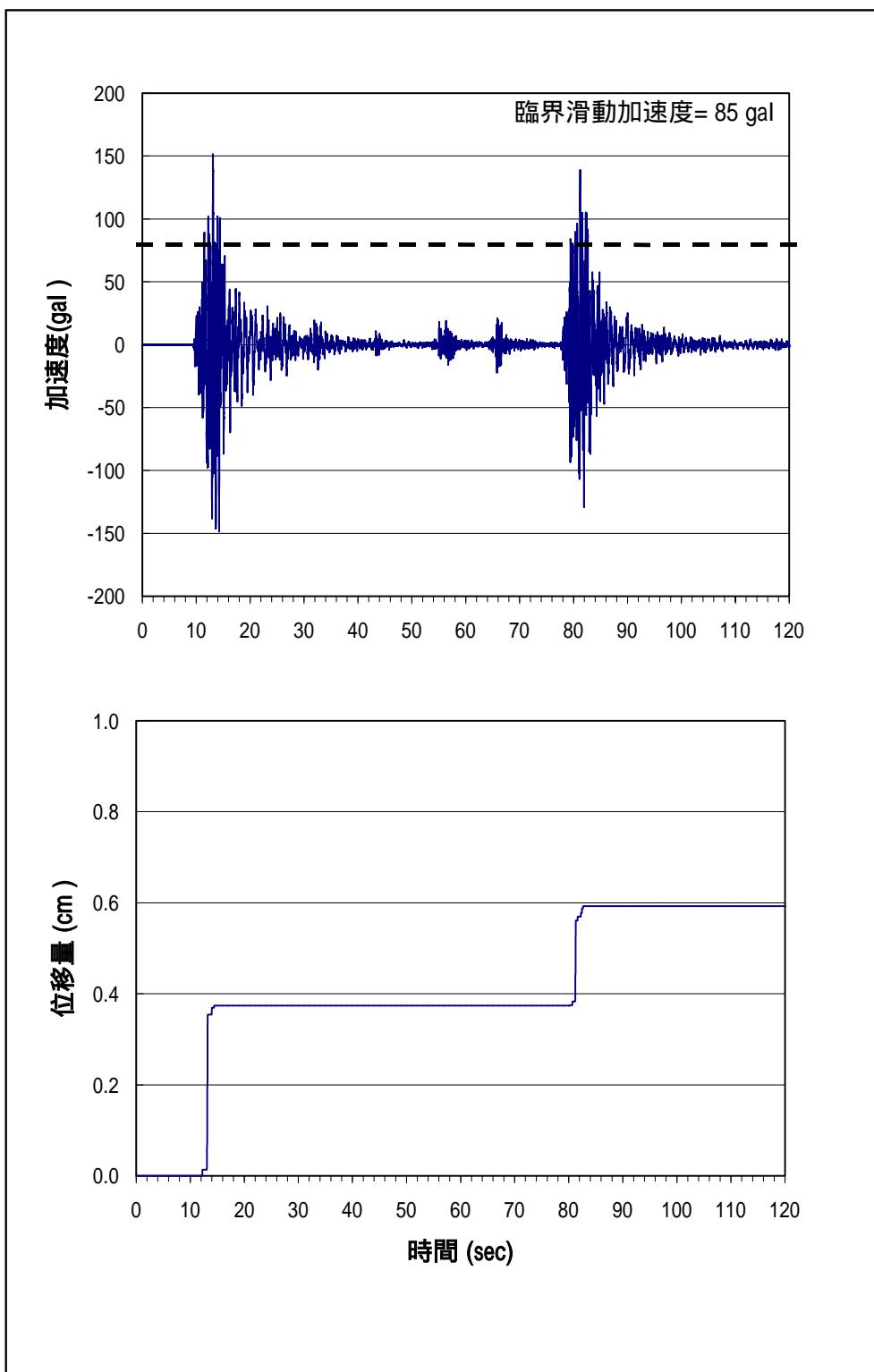


圖 3-11 蘇澳港 4 號碼頭民國 94 年蘇澳地震之碼頭外移量分析結果

3.6 921 地震臺中港 1~4A 號碼頭之穩定性分析

在 921 大地震時，臺中港 1~3 號沉箱碼頭外移 0.5 至 1.7 公尺，4 號沉箱碼頭外移 0 至 0.5 公尺，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，因此本文以臺中港 1~4A 碼頭，作為背填土壤液化之碼頭穩定性分析釋例說明。

臺中港 1 至 4A 號碼頭皆屬沉箱重力式碼頭(中港，1976)，碼頭面高程均為 +6.2m，設計水深分別為 1 至 3 號碼頭高程 -13m，4 號碼頭 -11.0m，4A 號碼頭為 -9.0m，沉箱寬度分別為 1 至 3 號碼頭 17.6m，4 號碼頭 16.12m，4A 號碼頭為 14.8m，沉箱碼頭基礎為厚約 1.5 公尺之塊石及 1 公尺厚之卵石基礎拋石。1 至 4A 號碼頭建造於 1976 年，其中 1 至 3 號及 4 號碼頭牆背為粒徑 10cm 以上之卵石，回填料成三角形分佈，回填料坡度約 1:1.5 接近回填料之安息角，其上加鋪 2 公尺厚粒徑 10cm 以下之河床料作為濾層，4A 號碼頭後線因有水泥圓倉，因此無背填卵石，1 至 4A 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作為碼頭後線作業場，原設計之地震力係數 $K_h=0.15$ 、背填料之抗剪角 $\phi=35^\circ$ 、沉箱與基礎之摩擦係數 $\mu=0.6$ 。其中 1 至 3 號碼頭斷面圖，如圖 3-12 所示。

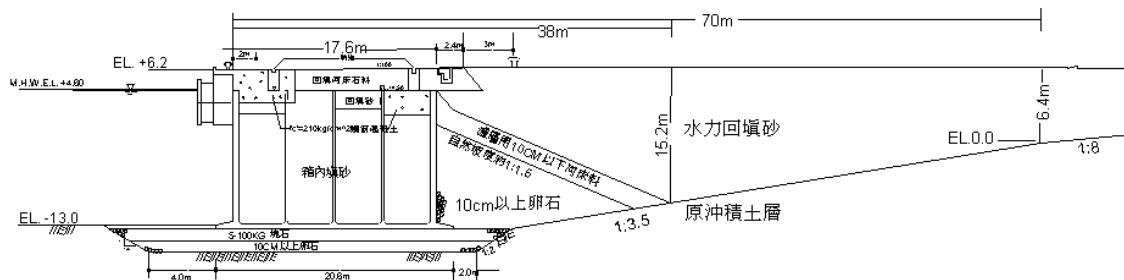


圖 3-12 臺中港 1~3 號碼頭斷面圖

根據港灣技術研究中心於 4 號碼頭之監測，921 地震當時之潮位為 1.9m，陸側水位為 3.4m，921 地震後，港灣技術研究中心針對臺中港 1 至 4 號碼頭液化地區進行 18 孔 CPT 地質調查結果顯示：地表下

約可分為兩種粉土質細砂層，一為疏鬆之水力回填砂，其 q_c 值約為 $25 \sim 50 \text{ kg/cm}^2$ ，另一為較緊密之原沖積土層，其 q_c 值約為 $50 \sim 200 \text{ kg/cm}^2$ 。因此根據碼頭基礎竣工圖及 CPT 地質調查結果研判，與賴聖耀、謝明志(2000)之液化潛能分析得知，自沉箱至現有倉儲區亦即 921 地震發生液化及嚴重破壞範圍內均屬水力回填區。

1~4A 號碼頭，在受到地震力時，不但構造物本身有慣性力，背填土會引致動態土壓力及動態水壓力，若背填土壤發生液化，亦會產生液化之側壓力，造成港灣構造物更加不穩定(陳&，2000；賴，2001；Ishibashi & Madi，1990)，本文分別以 1~3 號碼頭未液化、液化、部份深度液化之抗滑動穩定性加以分析，其抗滑動穩定性分析示意圖，如圖 6-1~圖 6-4 所示，921 地震時，根據距離臺中港最近之清水國小測站，其 $a_{h\max}=0.163g$ 、 $a_{v\max}=0.06g$ ，且該測站並無液化現象，因此臺中港地震力以該測站為分析依據，地震力係數 $K_h=0.163$ 、 $K_v=0.06$ ，其他分析參數 $\phi=35^\circ$ 、 $\mu=0.6$ 、 $h_t=2.8\text{m}$ 、 $h_l=16.4\text{m}$ 、 $h_2=14.9\text{m}$ 、 $h_L=11.2\text{m}$ 、 $h_{NL}=5.2\text{m}$ ，其中抗剪角考慮背填卵石 ϕ 約 40° 與疏鬆水力回填砂 ϕ 約 30° 之聯合影響，因此假設 $\phi=35^\circ$ ，分析結果如表 3-3 所示。

由表 3-3 未液化之碼頭抗滑動穩定性分析可知，若以 1~3 號碼頭施工時即 1976 年之原設計基準(中港，1976)分析，即未計算碼頭前之動水壓力，其抗滑動安全係數， $F_s=1.03$ ，碼頭仍屬穩定狀況，若以 1997 年以後之新設計基準(港，1997)將碼頭前之動水壓力以外力設計計算之，其抗滑動安全係數， $F_s=0.95$ ，碼頭屬於稍微不穩定；因此 921 大地震時，1~3 號碼頭之背填土若未液化，碼頭應屬於穩定與不穩定之臨界附近，不致於發生外移 0.5 至 1.7 公尺之現象。

由表 3-3 全部液化之碼頭抗滑動穩定性分析可知，全部液化超額孔隙水壓力及動流體壓力產生之側壓力約為未液化主動土壓力之 2.4 倍；若未考慮背填卵石之影響，全部液化之抗滑動安全係數極低， $F_s=0.60$ ，屬於極不穩定。因此 921 大地震時，1~3 號碼頭之背填土若全部液化，碼頭應屬於極不穩定而向港側大移動。

表 3-3 921 地震臺中港 1~3 號碼頭抗滑動之穩定性分析

	未液化	全部液化	部分深度液化（地表下 2.8~14m 液化）
地震力係數 Kh	0.163	0.163	0.163
地震力係數 Kv	0.060	0.060	0.060
抗滑動之摩擦力(t/m)	265.79	265.79	265.79
水平慣性力(t/m)	124.58	124.58	124.58
殘留水壓力(t/m)	23.48	23.48	23.48
動態土壓力(t/m) + 陸側動水壓力(t/m)	109.29	2.99	51.17
港側動水壓力(t/m)	21.11	21.11	21.11
液化之動流體壓力(t/m)	0	51.14	23.42
液化之超額孔隙水壓力 (t/m)	0	217.14	119.17
抗滑動之安全係數	0.95 (1997 新基準) 1.03 (1976 原基準)	0.60	0.73
臨界滑動加速度(gal)	142	0	34
預測之位移量(cm)	0.21	326	93
實測之位移量(cm)	52~168		

*原基準:不計算港側動水壓力，新基準:計算港側動水壓力

由賴、謝(2000)之液化潛能分析得知，921 臺中港 1~3 號碼頭後線土層，並未全部液化，其液化土層約為地表下 2.8~14m，其抗滑動安全係數，由表 3-3 顯示， $F_s=0.73$ ，其 F_s 雖較全部液化為高，但碼頭仍很不穩定，而向港側移動。

另將 4、4A 碼頭抗滑動之安全係數 F_s 之分析結果亦列於表 3-4、表 3-5，由表 3-3、表 3-4 及表 3-5 之安全係數 F_s 比較可知：1-3 碼頭最小、4 碼頭次之、4A 碼頭較大，因此 921 地震時，1-3 碼頭最不穩定外移最大。而 4A 碼頭後線因有水泥圓倉之載重，其背填土壤之有效應力已大於 2kg/cm^2 ，不太可能發生液化，其抗滑動之安全係數 $F_s=1.00\sim 1.07$ ，因此 921 地震時，4A 號沉箱碼頭幾乎沒有外移。

為了檢驗抗滑動穩定性分析之正確性，本文進一步以 Newmark (1965) 滑動塊分析 1~4A 號碼頭之位移量，分析結果如圖 3-13 至圖 3-17 所示。

由圖 3-13 至圖 3-15 之 1~3 號碼頭位移量分析結果可知，背填土壤未液化狀態下，雖然抗滑動安全係數 $F_s=0.95<1.0$ ，但位移量僅 0.21 公分，與 921 地震之位移量 52-168 公分相差甚多，但背填土壤全部液化狀態下，其位移量 326 公分，亦與實測之位移量不符，若部分深度液化之位移量 93 公分，與實測之位移量相當，因此 1~3 號碼頭位移量 52-168 公分，應為背填土壤部分深度液化所造成。

由圖 3-16 至圖 3-17 之 4 號碼頭位移量分析結果可知，背填土壤未液化狀態下，雖然抗滑動安全係數 $F_s=0.97<1.0$ ，但位移量僅 0.09 公分，與 921 地震之位移量 0-52 公分相差甚多，但背填土壤全部液化狀態下，其位移量 326 公分，亦與實測之位移量不符，若部分深度液化之位移量 33 公分，與實測之位移量相當，因此 4 號碼頭位移量 0-52 公分，亦應為背填土壤部分深度液化所造成。

表 3-4 921 地震臺中港 4 號碼頭抗滑動之穩定性分析結果

	未液化	全部液化	部分深度液化 (地表下 2.8~12m 液化)
地震力係數 Kh	0.163	0.163	0.163
地震力係數 Kv	0.060	0.060	0.060
抗滑動之摩擦力(t/m)	221.87	221.87	221.87
水平慣性力(t/m)	102.28	102.28	102.28
殘留水壓力(t/m)	20.48	20.48	20.48
動態土壓力(t/m) + 陸側動水壓力(t/m)	89.68	2.99	46.07
港側動水壓力(t/m)	15.82	15.82	15.82
液化之動流體壓力(t/m)	0	39.43	16.10
液化之超額孔隙水壓力 (t/m)	0	176.26	88.69
抗滑動之安全係數 (1997 新基準) 1.04 (1976 原基準)	0.97	0.62	0.77
臨界滑動加速度(g)	149	0	56
預測之位移量(cm)	0.09	326	33
實測之位移量(cm)	0~52		

*原基準:不計算港側動水壓力，新基準:計算港側動水壓力

表 3-5 921 地震臺中港 4A 號碼頭抗滑動之穩定性分析結果

	未 液 化
地震力係數 Kh	0.163
地震力係數 Kv	0.060
抗滑動之摩擦力(t/m)	183.9
水平慣性力(t/m)	83.05
殘留水壓力(t/m)	17.48
動態土壓力(t/m) + 陸側動水壓力(t/m)	71.54
港側動水壓力(t/m)	11.30
抗滑動之安全係數	1.00 (1997 新基準) 1.07 (1976 原基準)
臨界滑動加速度(g)	0.163
預測之位移量(cm)	0
實測之位移量(cm)	0

*原基準:不計算港側動水壓力，新基準:計算港側動水壓力

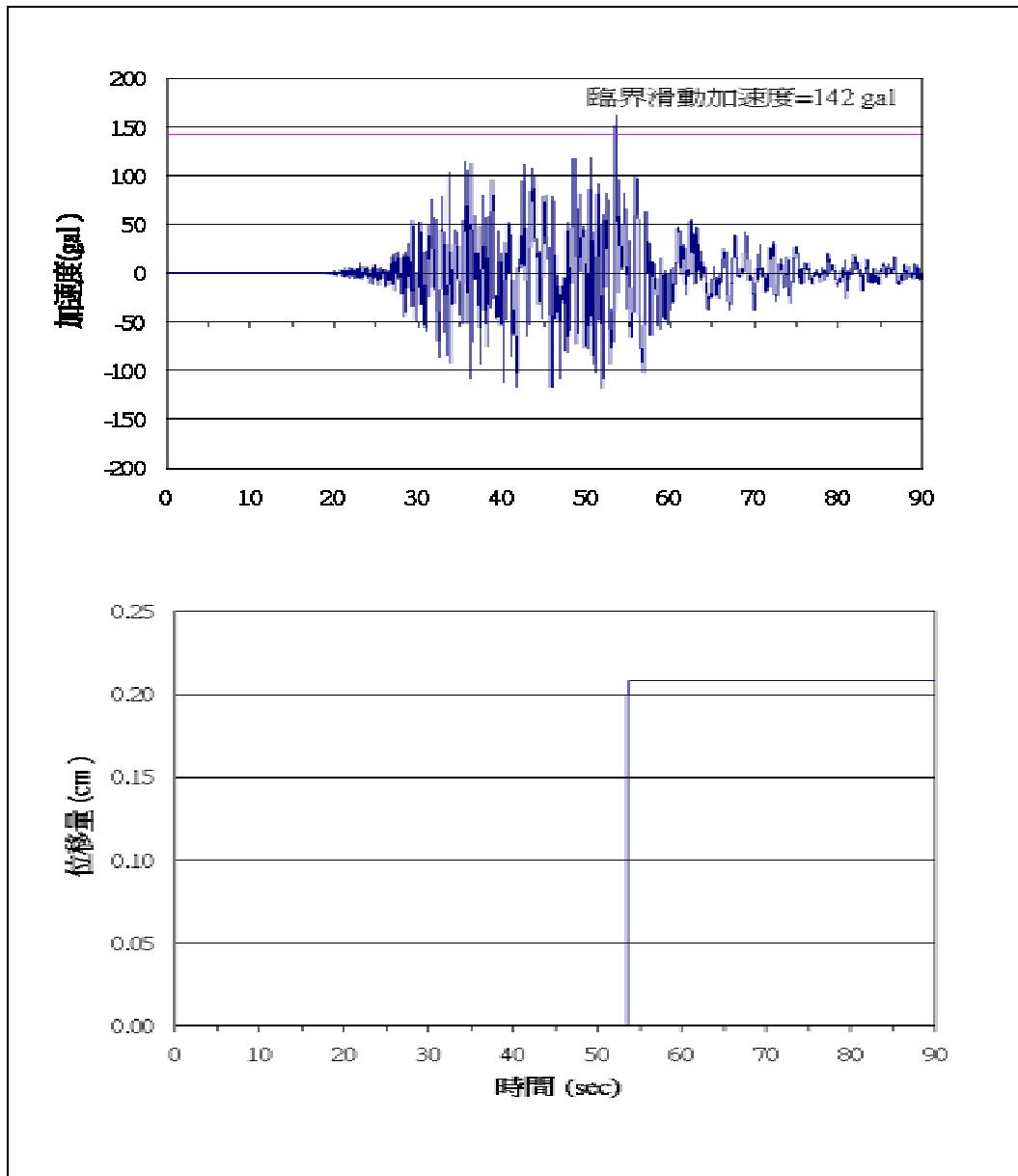


圖 3-13 臺中港 1~3 號碼頭背填土未液化之碼頭外移量分析結果

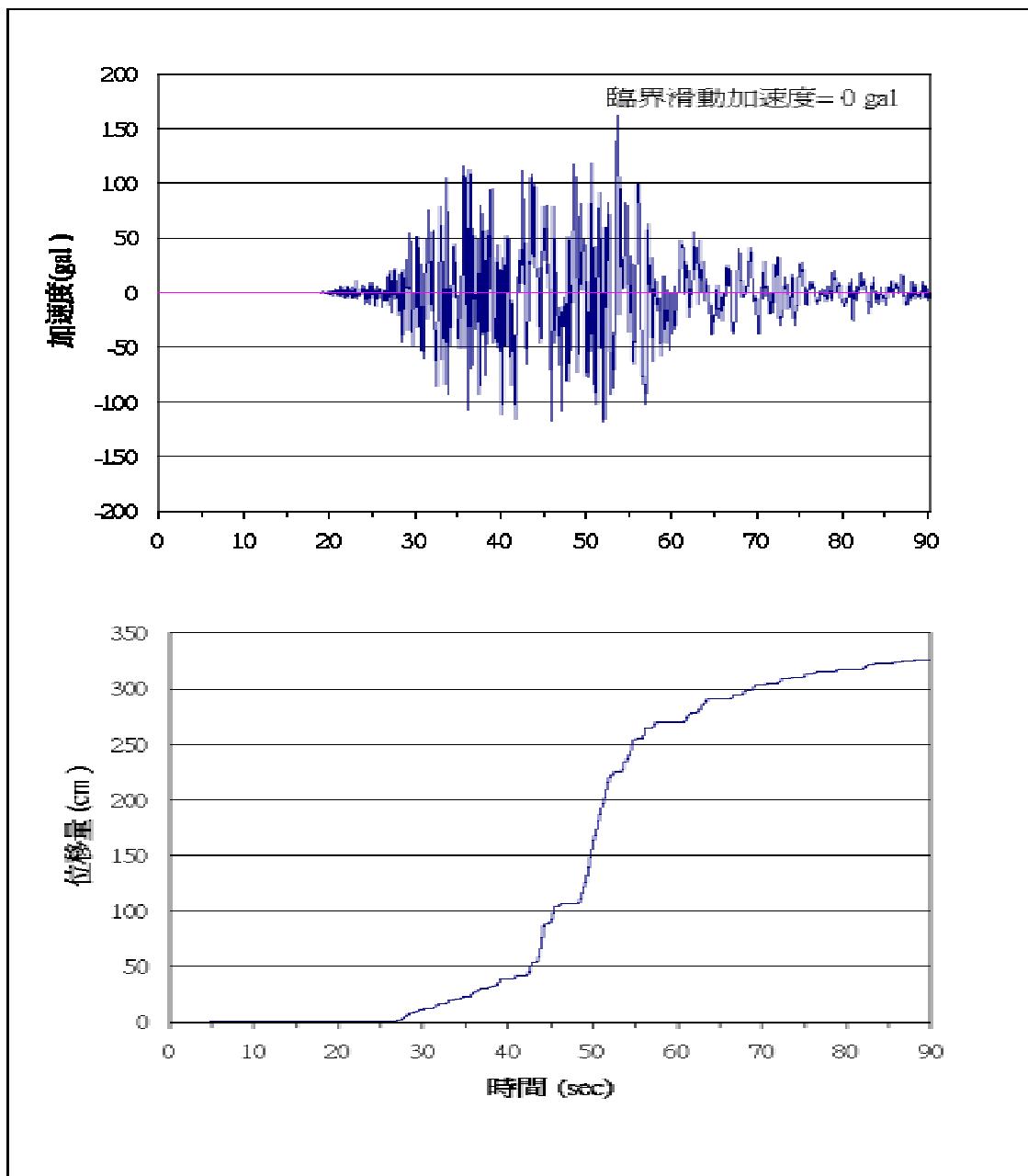


圖 3-14 臺中港 1~3 號碼頭背填土液化之碼頭外移量分析結果

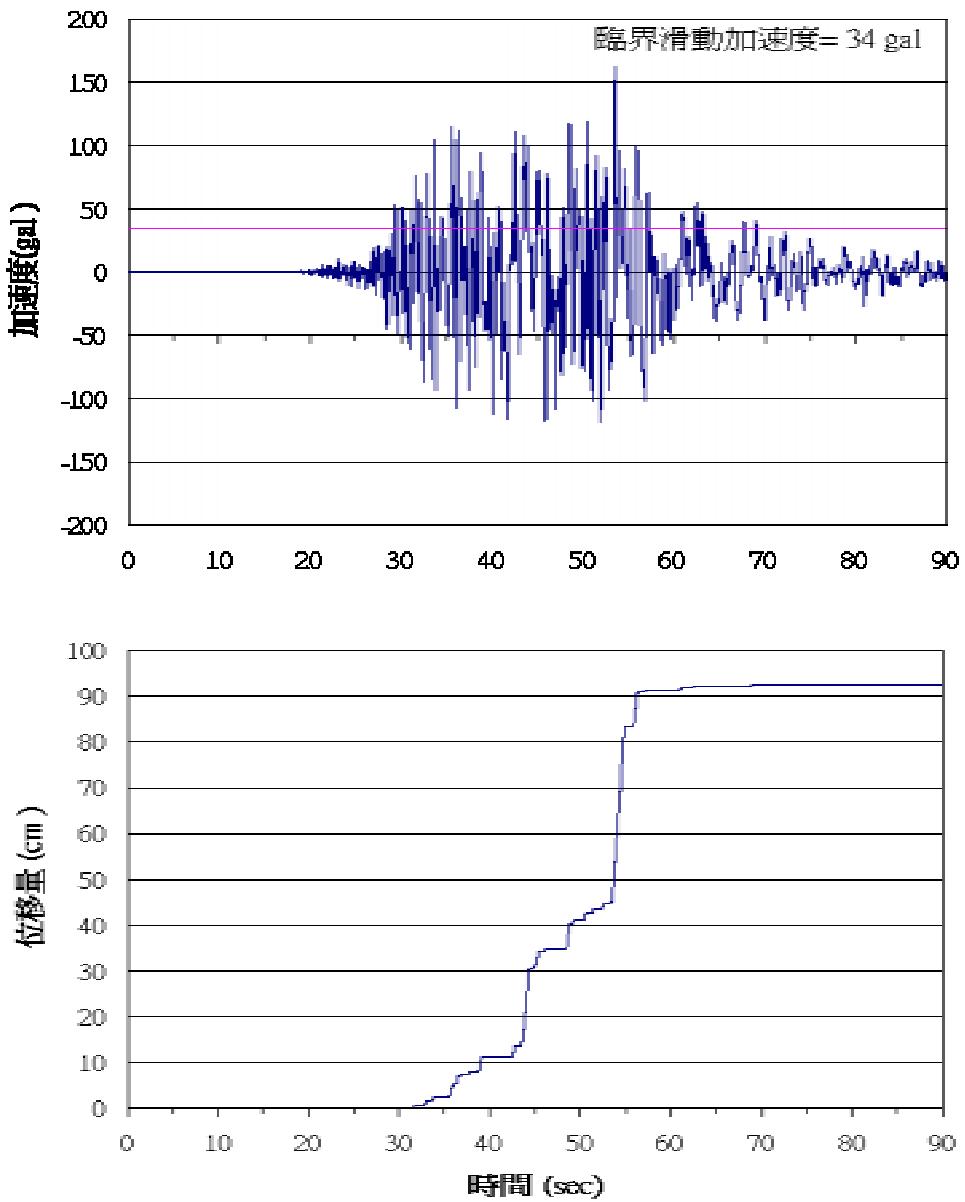


圖 3-15 臺中港 1~3 號碼頭背填土部份液化之碼頭外移量分析結果

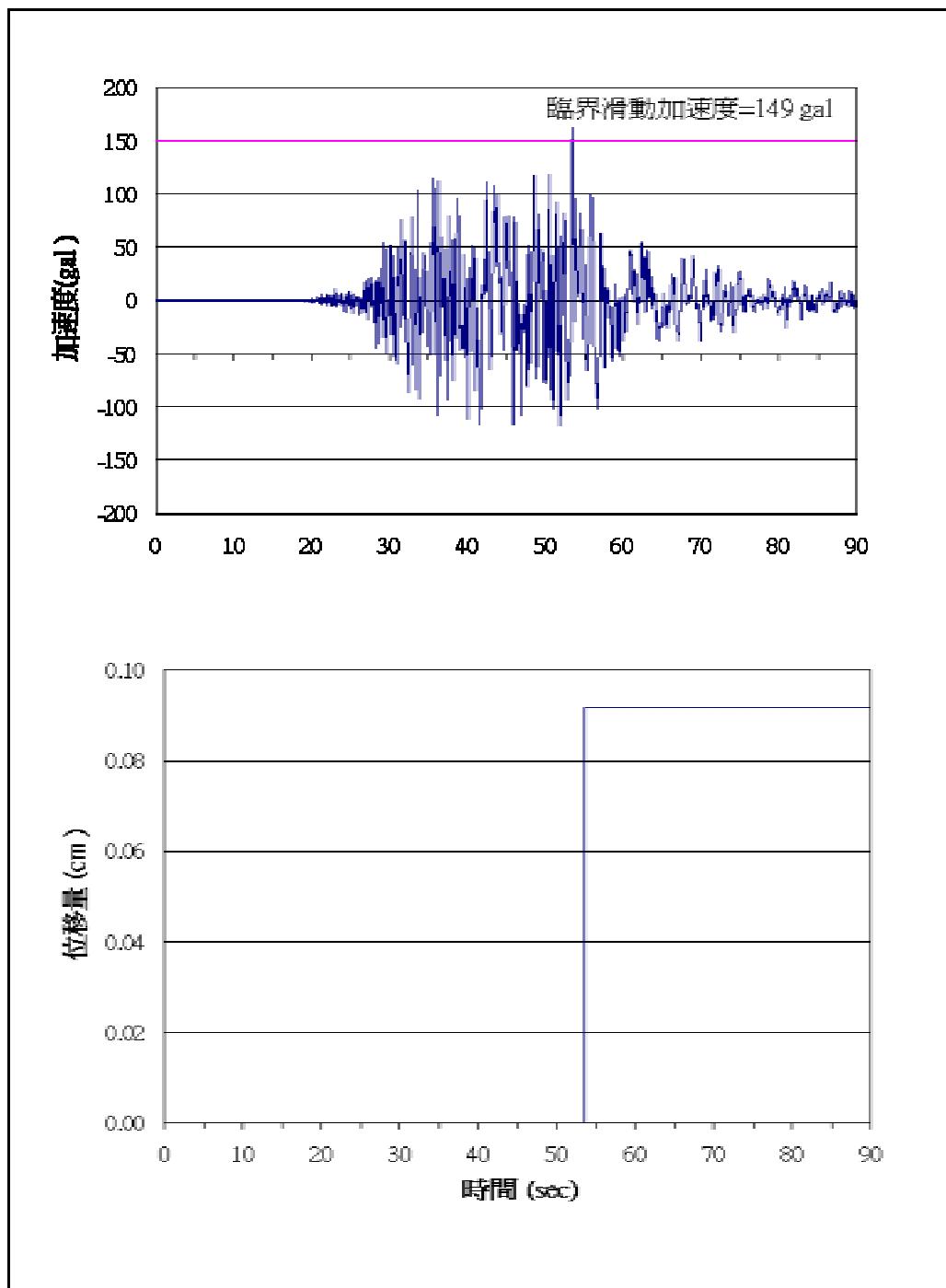


圖 3-16 臺中港 4 號碼頭背填土未液化之碼頭外移量分析結果

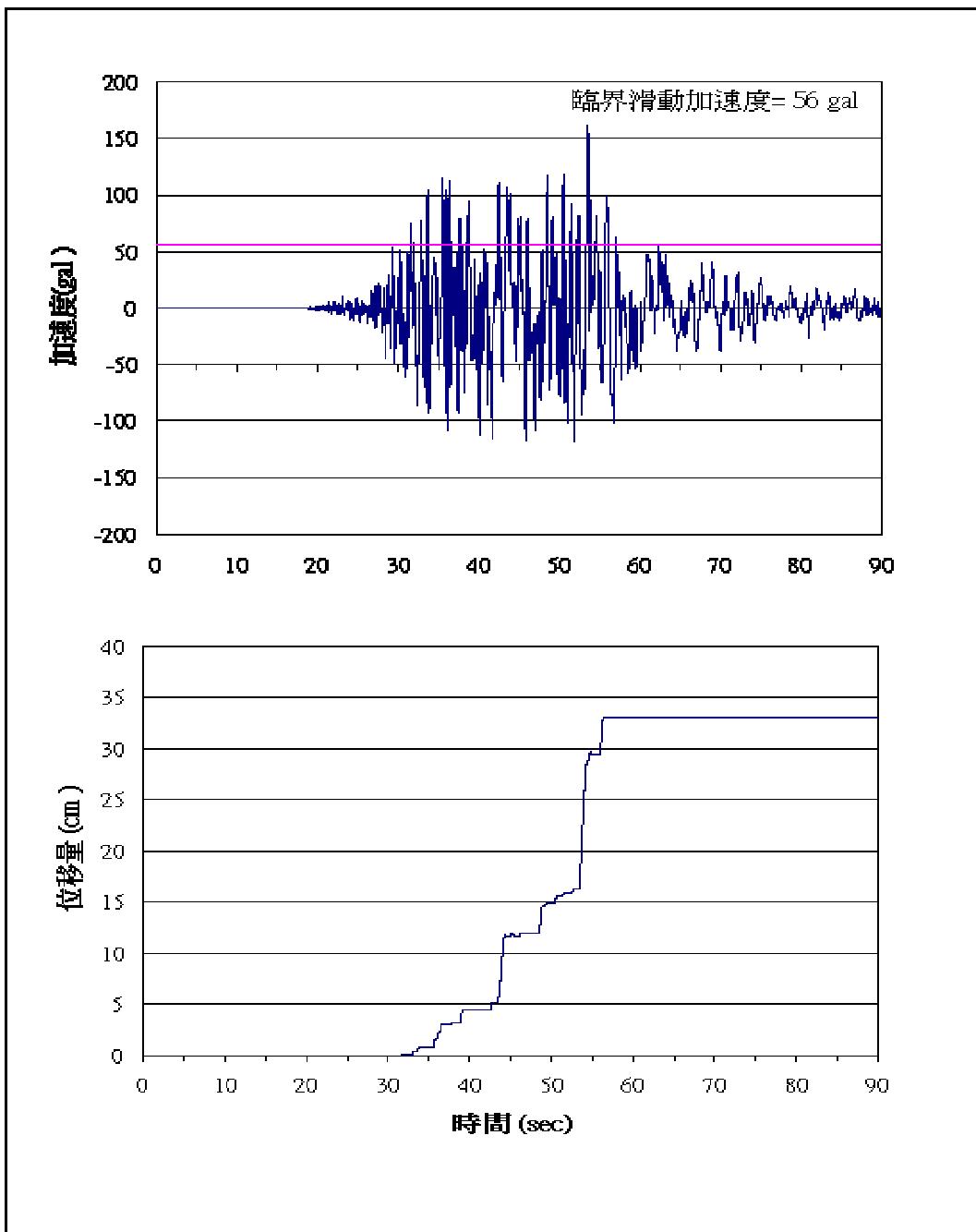


圖 3-17 臺中港 4 號碼頭背填土部份液化之碼頭外移量分析結果

3.7 小結

1. 由民國 75 年地震蘇澳港 4 號碼頭之穩定性之實例分析顯示：背填土壤未液化狀態下，抗滑動安全係數 $F_s=0.68$ ，其位移量 34 公分，與實測之位移量 30-50 公分相當。
2. 由民國 94 年雙震源地震蘇澳港 4 號碼頭之穩定性之實例分析顯示：背填土壤未液化狀態下，雖然抗滑動安全係數 $F_s=0.86<1.0$ ，顯示碼頭已很不穩定，但位移量分析結果僅 0.6 公分，與實測之位移量 0 公分相當，因此以抗滑動安全係數表示碼頭之穩定性不太可靠，應以位移量分析較能表達碼頭之穩定性。
3. 由 921 地震臺中港 1~4A 碼頭之穩定性之實例分析顯示：
 - (1) 碼頭背填土若未液化，921 地震臺中港 1~3 碼頭其抗滑動安全係數， $F_s=0.95\sim 1.03$ ，碼頭位移量分析結果為 0.21 公分，碼頭應屬於穩定與不穩定之臨界附近，不致於發生外移 52 至 168 公分之現象。
 - (2) 碼頭背填土若全部液化，921 地震臺中港 1~3 碼頭其抗滑動安全係數， $F_s=0.60$ ，碼頭位移量分析結果為 326 公分，碼頭應屬於極不穩定而向港側大移動。
 - (3) 由賴、謝 (2000) 之液化潛能分析得知，921 地震臺中港 1~3 碼頭後線土層，並未全部液化，其液化土層約為地表下 2.8~14m，即水力回填砂之深度 (2.8~14m) 液化，其抗滑動安全係數， $F_s=0.73$ ，其 F_s 雖較全部液化為高，但碼頭仍很不穩定，碼頭位移量分析結果為 93 公分，與實測之位移量相當，因此 1~3 號碼頭位移量 52-168 公分，應為背填土壤部分深度液化所造成。
 - (4) 921 地震臺中港 1~3 碼頭向海側移動 0.5 至 1.7 公尺之原因，除了地震引致沉箱之慣性力外，可能是背填土部份深度液化，增

加之側壓力所造成。若全部液化，其超額孔隙水壓力及動流體壓力產生之側壓力約為未液化主動土壓力之 2.4 倍，則碼頭不穩定之移動可能更大。

- (5) 由臺中港 1~3、4、4A 碼頭抗滑動之安全係數 F_s 比較可知：1 ~3 碼頭最小、4 碼頭次之、4A 碼頭較大，因此 921 地震時，1 ~3 碼頭最不穩定外移最大。而 4A 碼頭後線因有水泥圓倉之載重，其背填土壤之有效應力已大於 2 kg/cm^2 ，不太可能發生液化，其抗滑動之安全係數 $F_s=1.00\sim1.07$ ，因此 921 地震時，4A 號沉箱碼頭幾乎沒有外移。

第四章 以地震災害案例建立 SPT 之液化分析模式

921集集大地震造成臺灣中部地區廣泛之土壤液化，震後許多專家學者進行廣泛之調查研究，其中工程界與學術界相當關切之問題，就是如何由廣泛之調查資料，經由回饋分析建立具有本土特色之液化評估方法。賴聖耀等人 (2004, 2005) 以判別分析，分別建立SPT及CPT之本土化液化分析模式，本文第四章以極限狀態分析法，再建立SPT之本土化液化分析模式，第五章則以邏輯迴歸分析法，再建立CPT之本土化液化分析模式。

4.1 前言

土壤液化潛能之分析方法中，以簡易經驗法最常被工程界使用，這簡易經驗法最早先由 Seed & Idriss (1971)所提出，Seed et al.(1983, 1985) 加以修正及更新，此簡易經驗法雖經嚴謹之經驗判斷分析，但仍缺乏統計上的根據。因此 1997 年時美國國家地震工程研究中心 NCEER (National Center for Earthquake Engineering Research)，針對 Seed 提出之 $(N_1)_{60}$ -CRR 曲線中細料含量 FC 5%之曲線，再進行部分的修正。修正之主要依據為，Liao et al.(1988)之邏輯迴歸分析及 Youd & Noble (1997)之統計分析，與彙整現場之 CPT 資料所得結果，認為此曲線延伸部分應與縱軸交於 0.05 之截距，修正結果如圖 4-1 所示。因此以較合理之統計方法，建立土壤抗液化強度 CRR 與現地試驗值之關係式或關係圖，是非常重要的。

Hwang et al.(2001)採用賴聖耀(1991)所發展之最小錯誤分類法，建立具有本土特色之土壤臨界液化強度曲線；Juang et al.(2000, 2003) 以極限狀態函數，建立土壤抗液化強度 CRR 與現地試驗值之關係。唯他們所建立之臨界強度曲線或極限狀態函數之參數，並未經適當之統計分析及機率檢定，因此其發展之臨界強度曲線或極限狀態函數，並非唯一解，即在相同之統計資料的情況下，會隨著參數函數之設定不同，

而有不同之臨界強度曲線或極限狀態函數，且其臨界強度曲線或極限狀態曲線相差甚多，因此臨界強度曲線或極限狀態函數須輔以更多之統計理論加以修正，使其成為更完善之統計模式。

根據 Anderson(1958)多變數統計分析、Cox(1983)之二元分析(binary analysis) 楊志良(1989)之統計學新論及賴聖耀等人(2004, 2005)之判別分析等統計理論，隨機函數之解釋參數，須為獨立變數，而且須符合常態分佈，方能建立統計分析模式。因此本文以 Juang et al.(2000)之極限狀態函數為基礎，結合液化解釋參數之機率檢定，使其成為更符合多變數統計分析理論之分析模式。根據修正之極限狀態函數，再統計分析目前蒐集較完備之 592 組液化與非液化案例，其中臺灣集集地震液化與非液化案例 288 組，建立具有本土特色之 SPT 試驗值評估土壤液化潛能之分析模式。並分別與 Seed et al.(1985)、Seed et al.(1997 NCEER)及 Tokimatsu & Yoshimi (1983)(簡稱 T&Y 法)等方法所提出之經驗曲線相互比較。亦建立抗液化安全係數 F_s 之公式，再以貝氏定理之映射函數，建立抗液化安全係數 F_s 與液化機率 P_L 之關係式。

4.2 修正之極限狀態分析法

極限狀態分析(Limit State)是將一群現地調查資料區分為兩個種類之分析；就本研究而言，是將地震區液化與非液化之現場試驗資料，加以統計分析求得適當之極限狀態函數或分析曲線，以區分液化與非液化兩個種類。所謂液化的極限狀態，就是當土壤承受地震載重時，其抗液化強度可以用 CRR (Cyclic Resistance Ratio)來表示，而地震載重可以用 CSR (Cyclic Stress Ratio)來表示；當 $CSR=CRR$ 時即稱其為液化的極限狀態。

Juang et al.(2000)提出之極限狀態概念，就是將地震區液化與非液化之現場試驗資料，繪於圖 4-2 未知的極限狀態平面中，然後其中的液化資料，藉著減少地震載重(路徑 A)或是增加土壤之抗液化強度(路徑 B)，隨著輸入參數的不斷改變，此地層狀況將會由液化轉成非液化，

而在轉換的那一瞬間，此狀態稱之為極限狀態，而此時極限反復應力比(Limit CSR)等於反復阻抗比(CRR)。而非液化資料，藉著增加地震載重(路徑 C)或是減少土壤之抗液化強度(路徑 D)，隨著輸入參數的不斷改變，此地層狀況將會由非液化轉成液化，而在轉換的那一瞬間，此狀態稱之為極限狀態，而此時極限反復應力比(Limit CSR)等於反復阻抗比(CRR)。再將圖中每一點資料的極限狀態點相連接起來，即為極限狀態曲線。此極限狀態曲線中的每一點即代表地震時土層所能承受的極限反復應力比(Limit CSR)，此時極限 CSR 恰等於此層土層所能產生的反復阻抗比(CRR)。

為了求解極限狀態曲線，Juang et al.(2000) 發展出一個液化指示函數 LI(Liquefaction indicator function)來分析液化，利用類神經網路來預測液化和非液化的發生，液化指示函數 LI 如下列函數式：

$$LI = f((N_1)_{60}, FCI, \sigma'_{vo}, a_{max}, M_W) \dots \quad (4-1)$$

即由土層之修正至落錘能量為 60% 之正規化貫入值($(N_1)_{60}$)、細粒料含量指數(FCI)、有效應力(σ'_{vo})和地震載重因子(a_{max} , M_W)之函數，來獲得液化指示函數 LI，藉以判斷土壤是否會液化，並可以下式類神經網路式表示之：

$$LI = f_T \left\{ B_0 + \sum_{k=1}^n \left[W_K \bullet f_T \left(B_{HK} + \sum_{i=1}^m W_{ik} P_i \right) \right] \right\} \dots \quad (4-2)$$

其中， $f_T(\theta)$ 為轉換函數 $= 1/(1 + e^{-\theta})$ ， P_i 為土層及地震之相關參數； B_0 ， B_{HK} ， W_K 及 W_{ik} 由類神經網路訓練求得， $LI=1$ (發生液化)， $LI=0$ (未發生液化)。

上述 Juang et al.(2000)發展之液化指示函數，雖然能涵蓋很多影響液化之相關參數，使其成為多變數函數。唯其液化指示函數之參數，並未經適當之統計分析及機率檢定，因此其發展之液化指示函數，並非唯一解，即在相同之統計資料的情況下，會隨著參數函數之設定不同，而有不同之液化指示函數，且其極限狀態曲線相差甚多，因此液

化指示函數須輔以更多之統計理論加以修正，使其成為更完善之統計模式。

根據 Anderson(1958)多變數統計分析理論、Cox(1983)之二元分析(binary analysis)理論、楊志良(1989)之統計學新論及賴聖耀等人(2004, 2005)之判別分析等統計理論；隨機函數之解釋參數，須為獨立變數，而且須符合常態分佈，方能建立統計分析模式。如圖 4-3 所示，X 與 Y 兩隨機函數，為獨立變數，而且均符合常態分佈，方能建立統計分析模式；因此本文以 Juang et al.(2000)之極限狀態概念為基礎，結合液化解釋參數之機率檢定，使其成為更符合多變數統計分析理論之分析模式。

就本研究而言，影響液化之相關參數雖然很多，但很多參數並非獨立變數，例如有效覆土壓力(σ'_{vo})，其為土壤抗液化強度參數 SPT-N 值之影響因素之一，亦為地震作用強度參數 CSR 之影響因素之一，即有效覆土壓力與 $(N_1)_{60}$ 及 CSR 為相依之變數，不是互相獨立之變數；而地震規模 Mw，其只是影響地震作用強度參數 CSR 之影響因素之一；因此有效覆土壓力(σ'_{vo})及地震規模 Mw 等參數，並非影響液化之獨立變數；雖然有效覆土壓力與地震規模，分別反應了土層之深度及水位與地震作用強度等具實際物理意義之影響，其為土壤液化之重要影響參數，但於計算 $(N_1)_{60}$ 及 CSR 時，已將其影響考慮進去，於統計模型中不需重覆考慮；因此真正之獨立變數可分為兩大部份，即地震作用強度參數 CSR 及土壤抗液化強度參數 $(N_1)_{60}$ ，因而液化指示函數可簡化為下式表示之：

$$LI = f(CSR, (N_1)_{60}) \dots \dots \dots \quad (4-3)$$

地震引致土層的作用強度參數，以無因次之反復應力比 τ_{av}/σ'_{vo} 表示。根據 Seed et al.(1971, 1985, 1997 NCEER)方法，反復應力比為飽和砂土層因地震作用引起的平均剪應力 τ_{av} ，與砂土之有效覆土壓力 σ'_{vo} 之比值，並修正至地震規模 Mw=7.5 以 $CSR_{7.5}$ 表示，其計算式如下所示：

$$CSR_{7.5} = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \cdot \frac{\gamma_d}{MSF} \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \quad \dots \dots \dots \quad (4-4)$$

其中，

$CSR_{7.5}$ ：修正至地震規模 $Mw=7.5$ 之反復應力比。

τ_{av} ：地震引致土層之平均剪應力， kg/cm^2 。

a_{max} ：地表最大水平加速度 m/sec^2 。

g ：重力加速度， m/sec^2 。

σ_{vo} ：最初垂直覆土壓力， kg/cm^2 。

σ'_{vo} ：有效覆土壓力， kg/cm^2 。

γ_d ：應力折減因數。

MSF：地震規模影響因素(Magnitude Scaling Factor)。

根據 Liao et al.(1988)所建議之土層深度 Z 與 γ_d 之關係式如下：

$$\begin{aligned} \gamma_d &= 1.0 - 0.00765Z, \quad Z \leq 9.15 \text{ m} \\ &= 1.174 - 0.0267Z, \quad 9.15 \text{ m} < Z \leq 23 \text{ m} \end{aligned} \quad \dots \dots \dots \quad (4-5)$$

而 Idriss (1999)所建議之 MSF 可表示為地震規模 Mw 之函數，其關係式如下：

$$\begin{aligned} MSF &= 37.9(Mw)^{-1.81} && \text{for } Mw \geq 5.75 \\ &= 1.625 && \text{for } Mw < 5.75 \end{aligned} \quad \dots \dots \dots \quad (4-6)$$

有關上述 γ_d 與 Z 之關係式，有許多學者分別提出各種方法修正，唯其中 Liao et al.(1988)所建議 γ_d 之公式，最接近平均值，亦為美國國家地震工程研究中心 (NCEER,1997) 及廣泛之工程界所使用，本文因而引用為分析依據。另有關上述 MSF 之修正方式，亦有許多學者提出各種方法修正，但目前最常被使用者為 NCEER(1997)及 Idriss (1999) 所建議之 MSF 之公式，唯該兩者之公式皆為 Idriss 所建議，本文因而引

用 Idriss (1999) 較新研究之 MSF 修正公式為分析依據。

土壤抗液化之強度參數以 SPT-N 值表示。不過由於 SPT-N 值，在鑽探時，易受有效應力及落錘能量之影響。因此以現場資料和 SPT-N 值評估土壤液化潛能之前，需將 N 值加以修正，本文以 Seed et al.(1985) 建議使用一個新的標準化參數 $(N_1)_{60}$ 值其為進行標準貫入試驗時，施加於鑽桿之能量，為理論自由落錘能量之 60% 所量測的貫入值。根據此提議， $(N_1)_{60}$ 值應為：

$$(N_1)_{60} = N_m \cdot C_n \cdot N \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \quad (4-7)$$

其中，

$(N_1)_{60}$ ：修正至落錘能量為 60% 之正規化貫入值。

N_m ：落錘能量之修正係數， $N_m = (ER/60)$ ，ER 為落錘能量比(%)。

C_n ：有效覆土壓力之修正係數，依 Liao & Whitman(1986) 之建議， $C_n = \sqrt{1/\sigma'_{vo}}$ ， σ'_{vo} 為有效覆土壓力， kg/cm^2 。

N：標準貫入試驗值。

由於式(4-7)之 $(N_1)_{60}$ 值及式(4-4)之 $CSR_{7.5}$ 值皆不符合常態分佈，不能成為液化指標函數之解釋參數。然而經下一節之或然率圖檢定分析結果， $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值及 $\ln(CSR_{7.5})$ 值皆符合常態分佈。因此以 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值及 $\ln(CSR_{7.5})$ 值作為液化特性之解釋參數。因而液化指標函數可以下式表示之：

$$LI = f_T(\theta) = 1 / \left\{ 1 + \exp(A_j + B_j \bullet (\sqrt{(N_1)_{60}})_{ik} + C_j \bullet (\ln(CSR_{7.5}))_{ik}) \right\} \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \quad (4-8)$$

其中，

$f_T(\theta)$ ：為轉換函數 $= 1/(1 + e^{-\theta})$ ， θ 為符合常態分佈之獨立變數的線性函數， $\theta > 0$ 表示液化， $\theta < 0$ 表示未液化， $\theta = 0$ 表示液化及未液化之極限狀態。

i : 為現地調查資料編號 ($i=1, m$; m 為現地調查資料數)。

k : 現地調查資料轉變為極限狀態點之第一迴圈程式測試編號 ($k=1, n$; n 為第一迴圈程式測試數)。

A_j, B_j, C_j : 由極限狀態點迴歸分析求得之係數, j 為第二迴圈程式測試編號 ($j=1, \ell$; ℓ 為第二迴圈程式測試數)。

4.3 SPT 評估液化潛能之極限狀態模式

4.3.1 液化與非液化案例資料之處理

921 集集大地震後，國科會、港灣技術研究中心與地震工程研究中心等單位，進行廣泛之液化調查研究，蒐集許多液化與非液化案例之 SPT 試驗資料，目前將以上資料彙整蒐集較完備者為 Hwang et al.(2001) 之 288 組資料，本文即以 Hwang et al.(2001) 所彙整集集地震液化與非液化案例 288 組 SPT 試驗資料，加上 Liao et al.(1988) 所蒐集世界各國液化與非液化案例 278 組及 Boulanger et al.(1997) 所蒐集美國 Loma Prieta 地震液化與非液化案例 26 組，以上共 592 組，為統計分析依據。

唯 Hwang et al.(2001) 所彙整臺灣集集地震液化與非液化案例 288 組資料，其落錘能量比(Energy Ratio)皆假設為 60%，未經落錘能量之檢測，本文乃參考亞新工程顧問公司(2000)於臺灣集集地震液化區域最大之員林地區施作落錘能量檢測之結果，如下式所示，將 Hwang et al.(2001) 之 SPT 試驗值，修正至落錘能量為 60% 之正規化貫入值。

$$ER = 30 \times (Z/11) + 50 \quad \text{當土層深度 } Z \leq 11m \quad \dots \dots \dots \quad (4-9a)$$

$$ER = 80 \quad \text{當土層深度 } Z > 11m \quad \dots \dots \dots \quad (4-9b)$$

另 Hwang et al.(2001) 亦假設臺灣集集地震 $M_L = 7.3, M_W = 7.6$ 已非常接近 $M_W = 7.5$ ，而未將地震引致土層的作用強度參數反復應力比加以修正，本文亦根據 Idriss (1999) 所建議之地震規模影響因素，將 Hwang et al.(2001) 之地震引致土層的作用強度參數反復應力比資料，修

正至地震規模 $Mw=7.5$ 。

另 Liao et al.(1988)所蒐集世界各國液化與非液化案例 278 組，其中僅有 159 組有細粒料含量 FC 之資料，另外 119 組雖有土壤分類之描述，但未有詳細之細粒料含量 FC 資料，本文統計分析時將其割捨。

經過上述處理及篩選之液化與非液化案例資料共 473 組，又由於 $FC \geq 40\%$ 之資料僅有 11 組，資料太少不適合進行統計分析，因此本文實際進行統計分析之資料為 462 組。

4.3.2 液化解釋參數之機率檢定

欲建立 SPT 評估液化潛能之統計分析模式，首需檢視液化解釋參數是否符合常態分佈。本文以上述 462 組資料進行檢定分析，分別以 $0\% \leq FC \leq 10\%$ 、 $10\% \leq FC \leq 20\%$ 、 $20\% \leq FC \leq 30\%$ 與 $30\% \leq FC \leq 40\%$ 等四組資料進行或然率檢定。由於式(4-7)之土壤抗液化強度參數 $(N_1)_{60}$ 值及式(4-4)之地震強度之參數 $CSR_{7.5}$ 值，經或然率圖檢定皆不符合常態分佈，然而這些資料經適當之函數轉換，再經或然率圖檢定，其結果如圖 4-4 與圖 4-5 所示。由圖 4-4 顯示，四種土壤之 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值於常態或然率圖上皆接近直線，因此 SPT 試驗之 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值符合常態分佈。由圖 4-5 顯示，四種土壤之反復應力比 $CSR_{7.5}$ 值於對數常態或然率圖上亦接近直線，因此反復應力比 $CSR_{7.5}$ 亦符合對數常態分佈。若將反復應力比取對數 $\ln(CSR_{7.5})$ 即符合常態分佈。

本文因而以 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 為土壤抗液化強度之解釋參數，以 $\ln(CSR_{7.5})$ 為地震強度之解釋參數；其物理意義為土壤之抗液化強度與 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 成正比，地震引致土壤液化之作用強度與 $\ln(CSR_{7.5})$ 成正比。

4.3.3 尋找極限狀態值

本文以 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 及 $\ln(CSR_{7.5})$ 為液化之解釋參數。亦分別以 $0\% \leq FC \leq 10\%$ 、 $10\% \leq FC \leq 20\%$ 、 $20\% \leq FC \leq 30\%$ 與 $30\% \leq FC \leq 40\%$ 等四

組資料，尋找極限狀態之 $\ln(CSR_{7.5})$ 及 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值。根據第二節修正之極限狀態分析，尋找極限狀態之流程圖，如圖 4-6 所示。由圖 4-6 顯示，液化案例資料之極限狀態，藉著不斷減少地震強度， $CSR_{7.5}$ ，此地層狀況將會由液化轉成非液化，而在轉換的那一瞬間，此狀態之 $\ln(CSR_{7.5})$ 及 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 即為極限狀態值；而非液化案例資料之極限狀態，藉著不斷增加地震強度， $CSR_{7.5}$ ，此地層狀況將會由非液化轉成液化，而在轉換的那一瞬間，此狀態之 $\ln(CSR_{7.5})$ 及 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 即為極限狀態值；而此時極限反復應力比 $CRR_{7.5}$ 等於反復阻抗比 $CRR_{7.5}$ 。

4.3.4 建立經機率檢定之極限狀態函數

由修正之極限狀態分析，尋找得極限狀態之 $\ln(CRR_{7.5})$ 及 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ ，經由迴歸分析，如圖 7 所示，可得各種土壤分類之極限狀態函數如下式所示：

$$CRR_{7.5} = f(\sqrt{(N_1)_{60}}) \quad \dots \dots \dots \dots \dots \dots \quad (4-10)$$

因此本文分別建立 $0\% \leq FC \leq 10\%$ 、 $10\% \leq FC \leq 20\%$ 、 $20\% \leq FC \leq 30\%$ 與 $30\% \leq FC \leq 40\%$ 等四種土壤分類之極限狀態函數，其分析結果如下所示：

模式一： $0\% \leq FC \leq 10\%$ 之液化極限狀態函數

世界各震災區共 592 組資料，分析得 $0\% \leq FC \leq 10\%$ 之液化資料 58 組、非液化資料 70 組，由修正之極限狀態分析，得液化極限狀態函數，如下式所示：

$$CRR_{7.5} = \exp(0.4935 \cdot \sqrt{(N_1)_{60}} - 3.6323) \quad \dots \dots \dots \dots \dots \dots \quad (4-11)$$

其極限狀態值迴歸分析之相關係數 $R^2=0.99$ ；且其於液化與非液化案例分析之正確率分別為 47/58(或 81%) 及 60/70(或 86%)。

模式二： $10\% \leq FC \leq 20\%$ 之液化極限狀態函數

世界各震災區共 592 組資料，分析得 $10\% \leq FC \leq 20\%$ 之液化資料 77 組、非液化資料 95 組，由修正之極限狀態分析，得液化極限狀態函數，如下式所示：

$$CRR_{7.5} = \exp(0.5296 \cdot \sqrt{(N_1)_{60}} - 3.7098) \quad \dots \dots \dots \quad (4-12)$$

其極限狀態值迴歸分析之相關係數 $R^2=0.99$ ，且其於液化與非液化案例分析之正確率分別為 64/77(或 83%) 及 86/95(或 91%)。

模式三： $20\% \leq FC \leq 30\%$ 之液化極限狀態函數

世界各震災區共 592 組資料，分析得 $20\% \leq FC \leq 30\%$ 之液化資料 64 組、非液化資料 32 組，由修正之極限狀態分析，得液化極限狀態函數，如下式所示：

$$CRR_{7.5} = \exp(0.5838 \sqrt{(N_1)_{60}} - 3.8325) \quad \dots \dots \dots \quad (4-13)$$

其極限狀態值迴歸分析之相關係數 $R^2=0.99$ ，且其於液化與非液化案例分析之正確率分別為 62/64(或 97%) 及 26/32(或 81%)。

模式四： $30\% \leq FC \leq 40\%$ 之液化極限狀態函數

世界各震災區共 592 組資料，分析得 $30\% \leq FC \leq 40\%$ 之液化資料 37 組、非液化資料 29 組，由修正之極限狀態分析，得液化極限狀態函數，如下式所示：

$$CRR_{7.5} = \exp(0.6723 \cdot \sqrt{(N_1)_{60}} - 4.0488) \quad \dots \dots \dots \quad (4-14)$$

其極限狀態值迴歸分析之相關係數 $R^2=0.99$ ，且其於液化與非液化案例分析之正確率分別為 35/37(或 95%) 及 25/29(或 86%)。

為了使讀者瞭解液化極限狀態函數與液化及非液化案例之關係，將 $0\% \leq FC \leq 10\%$ 、 $10\% \leq FC \leq 20\%$ 、 $20\% \leq FC \leq 30\%$ 與 $30\% \leq FC \leq 40\%$ 等四組極限狀態函數，分別繪製於圖 4-8~圖 4-11 液化及非液化案例圖

上，並列於表 4-1。亦分別以 $FC=5\%、15\%、25\%$ 與 35% 代表四組土壤之極限狀態曲線繪製於圖 4-12 比較，將圖 4-12 四組極限狀態曲線，再進行統計迴歸，則抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 與 $(N_1)_{60}$ 及細粒料含量 FC 之關係如下式：

$$CRR_{7.5} = \exp[(0.487705 + 0.000666 \cdot FC + 0.000131 \cdot FC^2) \sqrt{(N_1)_{60}} - (3.626835 - 0.000158 \cdot FC + 0.000347 \cdot FC^2)] \quad \dots \quad (4-15)$$

其迴歸係數 $R^2=0.99$ 。

由圖 4-12 極限狀態曲線互相比較可發現，在相同之 $(N_1)_{60}$ ，抗液化強度反復應力比 $CRR_{7.5}$ 之大小分別為： $30\% \leq FC \leq 40\%$ 最大； $20\% \leq FC \leq 30\%$ 次之； $10\% \leq FC \leq 20\%$ 再次之； $0\% \leq FC \leq 10\%$ 則最小；與實際之土壤情況極為吻合。但於 $(N_1)_{60} \leq 5$ 時，其各種土壤之抗液化強度反復應力比 $CRR_{7.5}$ 皆相當接近。

以上述極限狀態函數分析液化潛能，其土壤之抗液化強度， $CRR_{7.5}$ ，以式(4-15)計算，而地震引致土層之作用強度， $CSR_{7.5}$ ，以式(4-4)計算，則抗液化之安全係數， F_s ，如下所示：

$$F_s = CRR_{7.5} / CSR_{7.5} \quad \dots \quad (4-16)$$

4.4 極限狀態模式之驗證與比較

為了驗證本文發展之極限狀態模式，本文發展之模式分別與未經機率檢定之極限狀態函數及傳統相關經驗法比較，並以物理意義作說明。為了探討及比較 FC 對抗液化強度之影響，本文以細粒料含量 FC 與 $\Delta(N_1)_{60}$ 之關係來表示。另為了進一步驗證本文極限狀態模式之適用性，本文以臺中港區 921 地震液化分析作實際案例說明。

4.4.1 與未經機率檢定之極限狀態函數比較

為了探討解釋參數之選擇對極限狀態函數之影響，本文選擇兩組

未經機率檢定之參數($(N_1)_{60}$, $\ln(CSR_{7.5})$)及($(N_1)_{60}$, $CSR_{7.5}$)為解釋參數，此兩組解釋參數皆不符合常態分佈。其中一組解釋參數($(N_1)_{60}$, $\ln(CSR_{7.5})$)為 Liao et al.(1988)所提出，另一組解釋參數($(N_1)_{60}$, $CSR_{7.5}$)為一般型式之參數。分別以本文相同之資料庫進行極限狀態分析，其液化極限狀態函數如表 4-2a 及表 4-2b 所示：

由表 4-1、表 4-2a 及表 4-2b 之比較可發現：在相同之統計資料的情況下，會隨著選用參數及函數型式之不同，而有不同之極限狀態函數，且其預測之正確率亦有些差異；雖然不同函數預測之正確率會有些差異，但並非其中某函數於各種土壤預測之正確率皆會最高，而且本文三種函數預測之平均正確率皆相當接近，分別為 87.5%、86.9%、86.9%，因此傳統上以預測正確率之高低，為選用參數及函數型式之根據，並非為最適當之方法，因而以適當之機率檢定選用參數及函數型式，應為較合適之方式。

為了進一步比較未經適當之機率檢定與經適當之機率檢定，其所發展之極限狀態曲線之差異性，將表 4-2a 劃於圖 4-13，表 4-2b 劃於圖 4-14；由圖 4-12 至圖 4-14 可發現：不同液化解釋參數之型式，其有不同之液化判別曲線，其中以($(N_1)_{60}$, $\ln(CSR_{7.5})$)為解釋參數之判別曲線彎曲度最大，以($(N_1)_{60}$, $CSR_{7.5}$)為解釋參數之判別曲線彎曲度最小，而經適當機率檢定選定之($\sqrt{(N_1)_{60}}$, $\ln(CSR_{7.5})$)，其判別曲線彎曲度較適中；由三種解釋參數於各種($N_1)_{60}$ 值之影響亦可發現，於極大及極小區間之($N_1)_{60}$ 值時，三種解釋參數之抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 相差甚多，於中間區間之($N_1)_{60}$ 值時，三種解釋參數之抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 相當接近，由此可知解釋參數之選擇，對各類低強度及高強度土壤之影響較大，對各類中強度土壤之影響較小。

4.4.2 與傳統相關經驗法之比較

SPT 評估液化潛能之方法，傳統上較偏重於經驗判斷所推導出之相關經驗式或相關經驗曲線，其中以 Seed et al.(1985)、Seed et al.(1997)

NCEER)之相關經驗曲線，如圖 4-1 所示，及 T&Y(1983)之相關經驗曲線，如圖 4-15 所示，較為工程界所接受及使用。由於其相關曲線包括細粒料含量 FC 之影響，本文以 $FC = 5\%$ 、 $FC = 15\%$ 、 $FC = 25\%$ 與 $FC = 35\%$ 等 Seed et al.(1985)、Seed et al.(1997 NCEER)及 T&Y(1983)之相關經驗曲線，分別與本文建立之極限狀態模式相互比較，比較結果如圖 4-16~圖 4-19 所示，其中 T&Y(1983)方法中之剪應變振幅係數 C_s ，其值介於 80~90 之間，本文取 C_s 之中間值 85 與本文模式相互比較。

由圖 4-1、圖 4-12 與圖 4-15 相互比較可發現，三種模式之細粒料含量對抗液化強度之影響有顯著的不同：本文極限狀態模式約於 $(N_1)_{60} \leq 5$ ，其各種細粒料含量土壤之抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 皆相當接近，其餘之 $(N_1)_{60}$ 值，其細粒料含量愈高之土壤，其抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 亦愈大，且隨著 $(N_1)_{60}$ 值之增大，其細粒料含量之影響亦增大；而 Seed et al.(1985)、Seed et al.(1997 NCEER)及 T&Y(1983)簡易經驗曲線，無論 $(N_1)_{60}$ 值之大小，其細粒料含量愈高之土壤，其抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 亦愈大。

由圖 4-16 $FC = 5\%$ 淨砂模式之比較可發現：於 $(N_1)_{60} \leq 10$ 時，本文之極限狀態模式與 T&Y(1983)及 Seed et al.(1997 NCEER)之曲線相當接近；於 $10 \leq (N_1)_{60} \leq 28$ 時，本文模式稍微大於 Seed et al.(1985, 1997 NCEER)之曲線；於 $28 \leq (N_1)_{60} \leq 40$ 時，本文模式，介於 Seed et al.(1985, 1997 NCEER)曲線與 T&Y(1983)曲線之間；於 $(N_1)_{60} > 40$ 時，本文模式小於 Seed et al.(1985, 1997 NCEER)與 T&Y(1983)曲線甚多。

由圖 4-17 $FC = 15\%$ 粉土質砂模式之比較可發現：於 $(N_1)_{60} \leq 5$ 時，本文模式介於 Seed et al.(1985)曲線及 Seed et al.(1997 NCEER)曲線之間；於 $5 \leq (N_1)_{60} \leq 22$ 時，本文模式與 Seed et al.(1985)及 Seed et al.(1997 NCEER)之曲線接近；於 $22 \leq (N_1)_{60} \leq 32$ 時，本文模式介於 Seed et al.(1985, 1997 NCEER)曲線與 T&Y(1983)曲線之間；於 $(N_1)_{60} > 32$ 時，本文模式小於 Seed et al.(1985, 1997 NCEER)與 T&Y(1983)曲線甚多。

由圖 4-18 $FC = 25\%$ 粉土質砂模式之比較可發現：於 $(N_1)_{60} \leq 11$ 時，本

文模式小於 Seed et al.(1985)、Seed et al.(1997 NCEER)與 T&Y(1983)之曲線；於 $11 \leq (N_1)_{60} \leq 33$ 時，本文模式介於 Seed et al.(1985, 1997 NCEER)曲線與 T&Y(1983)曲線之間；於 $(N_1)_{60} > 33$ 時，本文模式小於 Seed et al.(1985, 1997 NCEER)與 T&Y(1983)曲線甚多。

由圖 4-19 $FC = 35\%$ 粉土質砂模式之比較可發現：除了於 $14 \leq (N_1)_{60} \leq 20$ 時，本文模式與 Seed et al.(1985, 1997 NCEER)曲線相當接近外；其餘 $(N_1)_{60}$ 時，本文之模式與 Seed et al.(1985, 1997 NCEER)與 T&Y(1983)曲線相差甚多。

整體而言：於 $(N_1)_{60} \leq 10$ 時，除了於 $FC = 5\%$ 淨砂模式外，本文 $FC = 15\%、25\%、35\%$ 等模式之抗液化強度皆小於 Seed et al.(1997 NCEER)與 T&Y(1983)曲線；於 $10 \leq (N_1)_{60} \leq 30$ 時，本文模式與 Seed et al.(1985, 1997 NCEER)之曲線接近；於 $(N_1)_{60} > 30$ 時，由於本文模式之曲線較平直，本文模式小於 Seed et al.(1985, 1997 NCEER)與 T&Y(1983)曲線甚多。

於高 $(N_1)_{60}$ 值時，傳統相關經驗曲線之上升速率大於本文建議之曲線，其主要原因為大部份經驗方法皆沿續 Seed(1983, 1985)之觀念，假設 $(N_1)_{60} > 30$ 時土壤不易液化，因此以經驗判斷之抗液化強度曲線，於高 $(N_1)_{60}$ 值時上升速率加大。但經 921 地震於近斷層之霧峰、南投等地區(Lin et al.2002)與 1988 年亞美尼亞地震案例中(Yegian et al.2000)，發現高 $(N_1)_{60}$ 值土壤或礫石土層於極大之地表加速度時，亦有液化現象，因此假設 $(N_1)_{60} > 30$ 時土壤不易液化之觀念，可能會漸漸被修正或需進一步研究。另由 Juang et al.(2000)之危險度分析法，及 Liao et al.(1988)之邏輯分析法，皆可發現統計分析結果，高 $(N_1)_{60}$ 值之曲線僅緩和上升。由於曲線在某 $(N_1)_{60}$ 值以後，立即急速上升，是人為經驗判斷使然，並不適合統計原理，因而本文建議之抗液化強度曲線，是較嚴謹之統計分析結果，並不刻意加以修正，因此於高 $(N_1)_{60}$ 值時，抗液化強度曲線上升速率並未特意加大。

4.4.3 本文模式之物理意義

為了探討本文極限狀態模式之物理意義，將本文發展之極限狀態函數，改繪製於水平座標為 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ ，及垂直座標為 $\ln(CSR_{7.5})$ 或 $\ln(CRR_{7.5})$ 之圖 4-20。由圖 4-20 顯示， $FC=5\%、15\%、25\%、35\%$ 等極限狀態曲線皆變為直線，亦即 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 與 $\ln(CRR_{7.5})$ 成線性關係；其物理意義為土壤之抗液化強度 $\ln(CRR_{7.5})$ 與 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 成正比，地震引致土壤液化之作用強度與 $\ln(CSR_{7.5})$ 成正比。其中地震引致土壤液化之作用強度與 $\ln(CSR_{7.5})$ 成正比，就如同世界各國對震災之認定，大多以 $\ln(a_{max})$ 為地震震度級數，亦即地震震度級數與 $\ln(a_{max})$ 成正比，因此土壤之抗液化強度亦以 $\ln(CRR_{7.5})$ 表示。另根據 Meyerhof(1958)之研究結果，土壤之相對密度 $Dr=21 \sqrt{N / (\sigma'_{vo} + 0.7)}$ ，Yoshimi et al.(1994)之研究結果為 $Dr=16 \sqrt{N_1}$ ，由此顯示土壤之相對密度與 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 成正比；因此土壤之抗液化強度 $\ln(CRR_{7.5})$ 與 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 成正比，就表示土壤之抗液化強度 $\ln(CRR_{7.5})$ 與土壤之相對密度 Dr 成正比。

4.4.4 細粒料含量 FC 與 $\Delta(N_1)_{60}$ 之關係

為了探討及比較 FC 對抗液化強度之影響，本文以細粒料含量 FC 與 $\Delta(N_1)_{60}$ 之關係來表示。由於本文之極限狀態模式，其 FC 對抗液化強度曲線之影響為非線性，如式(4-15)所示，因此本文僅分別以 $(N_1)_{60}$ 為 10 及 20 時之 $\Delta(N_1)_{60}$ 變化與其他方法比較，其細粒料含量 FC 與 $\Delta(N_1)_{60}$ 之關係，如圖 4-21 所示。由圖 4-21 顯示，各方法中，以 T&Y(1983)法之 FC 對抗液化強度之影響最大，Seed et al.(1985, NCEER 1997)法次之，本文之極限狀態模式最小。

4.4.5 臺中港區液化分析比較說明

為了進一步驗證本文極限狀態模式之適用性，本文以臺中港區 921 地震液化分析作比較說明。臺中港區面積約 4000 公頃，921 地震時港區除北碼頭抽砂回填區、北突堤沖積土層造成較嚴重液化，及西碼頭

P_{LB} : 貝氏定理分析之土壤液化機率。

$f_L(F_S)$: 為液化案例安全係數 F_S 之機率密度函數。

$f_{NL}(F_S)$: 為非液化案例安全係數 F_S 之機率密度函數。

本文以式(4-15)之極限狀態模式，計算液化及非液化案例之 F_S ，這些資料經或然率圖檢定，其結果如圖 4-25 與圖 4-26 所示。由圖 4-25 液化案例安全係數 F_S 之或然率圖檢定顯示，液化案例之 $\sqrt{F_S}$ 值於常態或然率圖上接近直線，因此液化案例之 $\sqrt{F_S}$ 值符合常態分佈，其安全係數之機率密度函數， $f_L(F_S)$ ，可表示如下式：

$$f_L(F_S) = \frac{1}{0.201 * \sqrt{8\pi * F_S}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\sqrt{F_S} - 0.765}{0.201} \right)^2 \right] \quad \dots \dots \dots \quad (4-18)$$

另由圖 4-26 非液化案例安全係數 F_S 之或然率圖檢定顯示，非液化案例之 F_S 值於對數常態或然率圖上亦接近直線，因此非液化案例之 F_S 值亦符合對數常態分佈，其安全係數之機率密度函數， $f_{NL}(F_S)$ ，則可表示如下式：

$$f_{NL}(F_S) = \frac{1}{0.537 * F_S * \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(F_S) - 0.549}{0.537} \right)^2 \right] \quad \dots \dots \dots \quad (4-19)$$

將式(4-18)與式(4-19)代入式(4-17) 貝氏定理之映射函數，分析液化及非液化案例，獲得(F_S ， P_{LB})，再以迴歸分析建立抗液化安全係數與液化機率之關係，如式(20) ($R^2=0.99$)及圖 4-27 所示：

$$P_{LB} = \frac{1}{1 + 0.6(F_S)^3 + 0.4(F_S)^7} \quad \dots \dots \dots \quad (4-20)$$

由圖 4-27 顯示，以極限狀態模式，建立之抗液化安全係數與液化機率關係，當安全係數 $F_S = 1$ 時，液化機率 $P_{LB} = 0.5$ ；當安全係數 $F_S > 1$

時，液化機率 $P_{LB} < 0.5$ ；當安全係數 $F_S < 1$ 時，液化機率 $P_{LB} > 0.5$ ；而且安全係數 F_S 與液化機率 P_{LB} 之關係，並非線性之關係，而是 S 型式之關係；即當 F_S 於較大(約 $F_S > 1.5$)及較小(約 $F_S < 0.5$)時，液化機率 P_{LB} 變化速度較慢；當 F_S 於 1 附近時(約 $0.5 < F_S < 1.5$)時，液化機率 P_{LB} 變化速度較快。

4.6 小結

- 1.本文提出液化解釋參數之機率檢定，使液化分析參數之選擇有所依循，亦使極限狀態分析法，成為更符合多變數統計分析理論之分析模式。
- 2.本文以修正之極限狀態分析法，建立抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 與 SPT 試驗值 $(N_1)_{60}$ 及細粒料含量 FC 之關係式，亦以貝氏定理之映射函數，建立抗液化安全係數 F_S 與液化機率 P_L 之關係式。所建立之液化分析模式，不但有傳統上評估土壤是否可能液化之功能，更可進一步評估土壤可能發生液化之機率，提供液化分析上更多之資訊。
- 3.由細粒料含量與抗液化強度之比較可發現：本文極限狀態模式於 $(N_1)_{60} \leq 5$ 時，其各種細粒料含量土壤之抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 皆相當接近， $(N_1)_{60} > 5$ 時，其細粒料含量愈高之土壤，其抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 亦愈大；而 Seed et al.(1985)、Seed et al.(1997 NCEER)及 T&Y(1983)簡易經驗曲線，無論 $(N_1)_{60}$ 值之大小，其細粒料含量愈高之土壤，其抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 亦愈大。
- 4.由本文所建立之極限狀態模式，與 Seed et al.(1985)、Seed et al.(1997 NCEER)及 T&Y(1983)經驗曲線比較可發現：本文模式之曲線較平直，Seed et al.(1985)、Seed et al.(1997 NCEER)與 T&Y(1983)曲線較彎曲。於 $(N_1)_{60} \leq 10$ 時，除了於 $FC = 5\%$ 淨砂模式外，本文 $FC = 15\%、25\%、35\%$ 等模式之抗液化強度皆小於 Seed et al.(1997 NCEER)曲線與 T&Y(1983)曲線；於 $10 < (N_1)_{60} < 30$ 時，本文模式與 Seed et

al.(1985 , 1997 NCEER)之曲線接近；於 $(N_1)_{60} > 30$ 時，由於本文模式之曲線較平直，本文模式小於 Seed et al.(1985 , 1997 NCEER)曲線與 T&Y(1983)曲線甚多。

5. 本文所建立之極限狀態模式，較傳統相關經驗曲線更具有物理意義，即地震引致土壤液化之作用強度與 $\ln(CSR_{7.5})$ 成正比，土壤之抗液化強度 $\ln(CRR_{7.5})$ 與 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 成正比，亦表示土壤之抗液化強度 $\ln(CRR_{7.5})$ 與土壤之相對密度 Dr 成正比。

表 4-1 經機率檢定之各種極限狀態函數之比較($\sqrt{(N_1)_{60}}$, $\ln(CSR_{7.5})$)

土壤分類	資料 數目	液化之極限狀態函數	液化 正確率	非液化 正確率
$0\% \leq FC \leq 10\%$	128	$CRR_{7.5} = \exp(0.4935 \cdot \sqrt{(N_1)_{60}} - 3.6323)$	81%	86%
$10\% \leq FC \leq 20\%$	172	$CRR_{7.5} = \exp(0.5296 \cdot \sqrt{(N_1)_{60}} - 3.7098)$	83%	91%
$20\% \leq FC \leq 30\%$	96	$CRR_{7.5} = \exp(0.5838 \cdot \sqrt{(N_1)_{60}} - 3.8325)$	97%	81%
$30\% \leq FC \leq 40\%$	66	$CRR_{7.5} = \exp(0.6723 \cdot \sqrt{(N_1)_{60}} - 4.0488)$	95%	86%

表 4-2a 未經機率檢定之各種極限狀態函數之比較(($N_1)_{60}$, $\ln(CSR_{7.5})$)

土壤分類	資料 數目	液化之極限狀態函數	液化 正確率	非液化 正確率
$0\% \leq FC \leq 10\%$	128	$CRR_{7.5} = \exp(0.06686 \cdot (N_1)_{60} - 2.8396)$	84%	76%
$10\% \leq FC \leq 20\%$	172	$CRR_{7.5} = \exp(0.08020 \cdot (N_1)_{60} - 2.9875)$	96%	87%
$20\% \leq FC \leq 30\%$	96	$CRR_{7.5} = \exp(0.09177 \cdot (N_1)_{60} - 3.0515)$	98%	81%
$30\% \leq FC \leq 40\%$	66	$CRR_{7.5} = \exp(0.11230 \cdot (N_1)_{60} - 3.2703)$	94%	79%

表 4-2b 未經機率檢定之各種極限狀態函數之比較(($N_1)_{60}$, $CSR_{7.5}$)

土壤分類	資料 數目	液化之極限狀態函數	液化 正確率	非液化 正確率
$0\% \leq FC \leq 10\%$	128	$CRR_{7.5} = 0.01031 \cdot (N_1)_{60} + 0.01505$	86%	77%
$10\% \leq FC \leq 20\%$	172	$CRR_{7.5} = 0.01270 \cdot (N_1)_{60} + 0.00815$	83%	89%
$20\% \leq FC \leq 30\%$	96	$CRR_{7.5} = 0.01398 \cdot (N_1)_{60} + 0.00435$	97%	81%
$30\% \leq FC \leq 40\%$	66	$CRR_{7.5} = 0.01525 \cdot (N_1)_{60} + 0.00504$	92%	90%

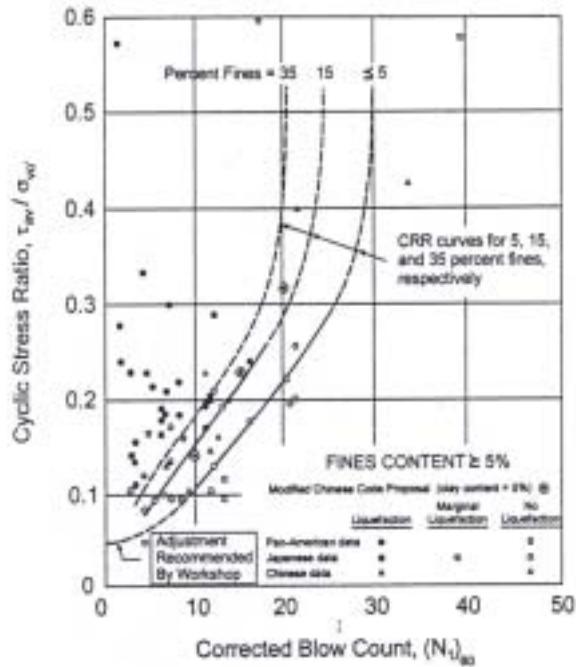


圖 4-1 NCEER(1997)建議細粒料含量 FC 5%曲線之修正值
(修正 Seed et al.1985)

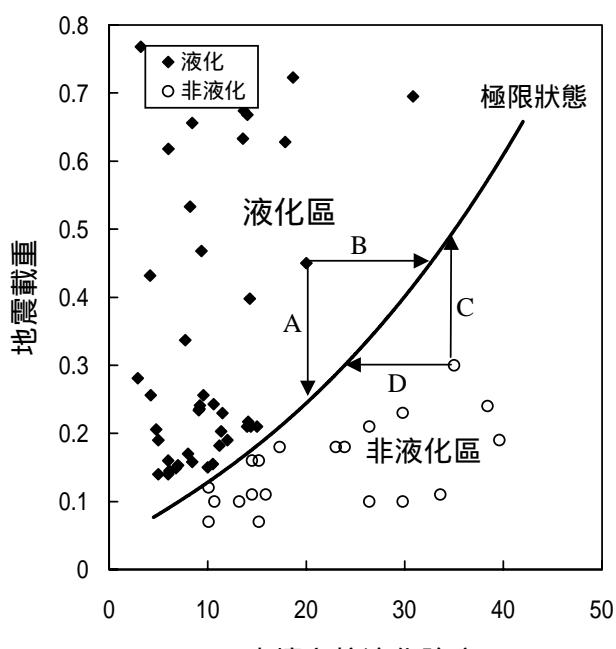


圖 4-2 液化之極限狀態分析示意圖

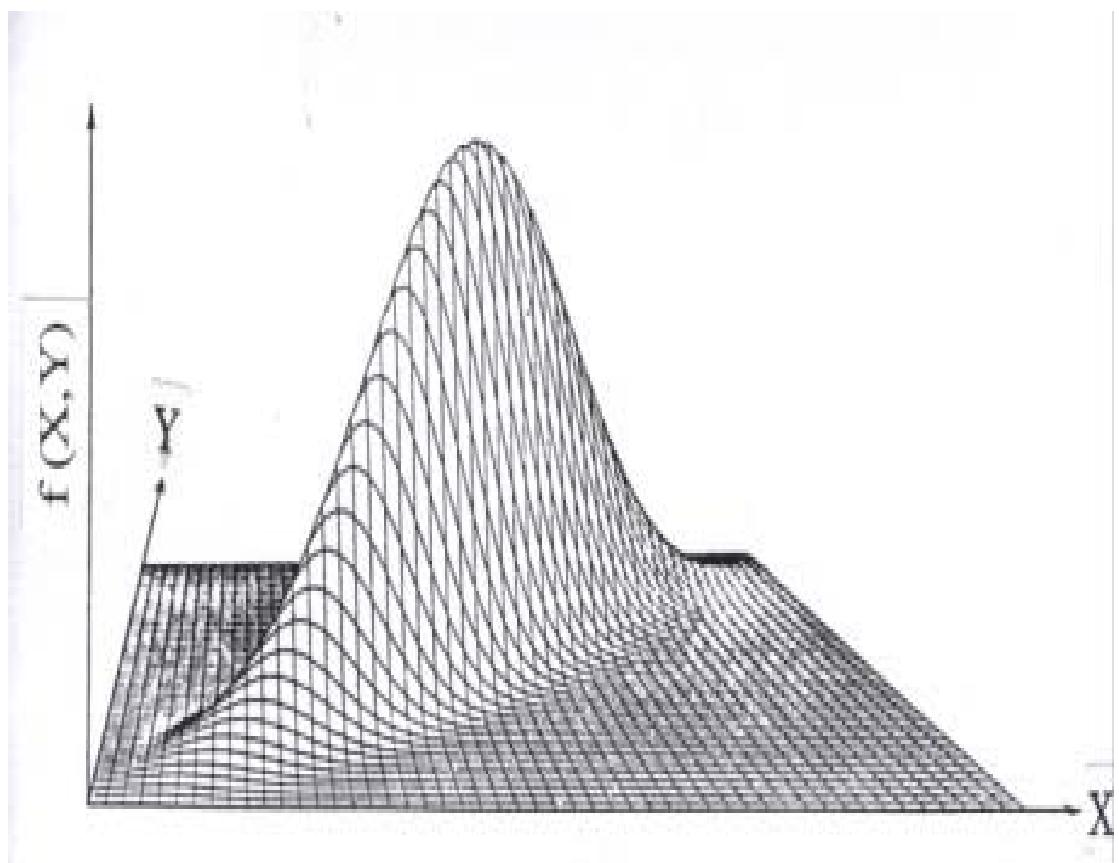


圖 4-3 X 與 Y 均為隨機函數之示意圖(楊, 1899)

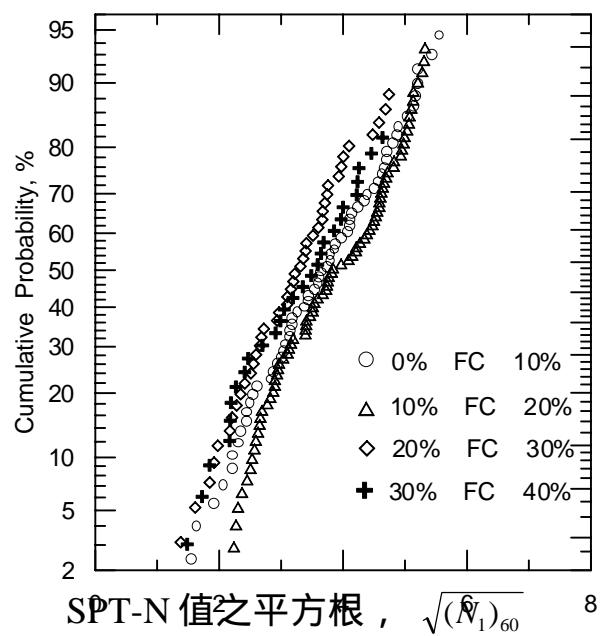


圖 4-4 SPT 試驗 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值繪於常態或然率圖上

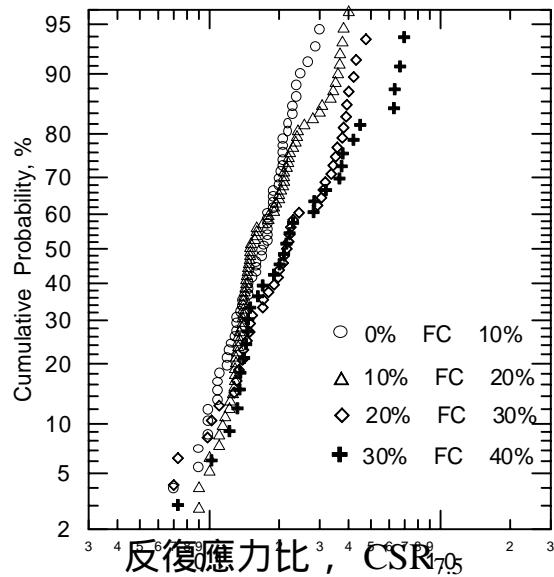


圖 4-5 CSR_{7.5} 值繪於對數常態或然率圖上

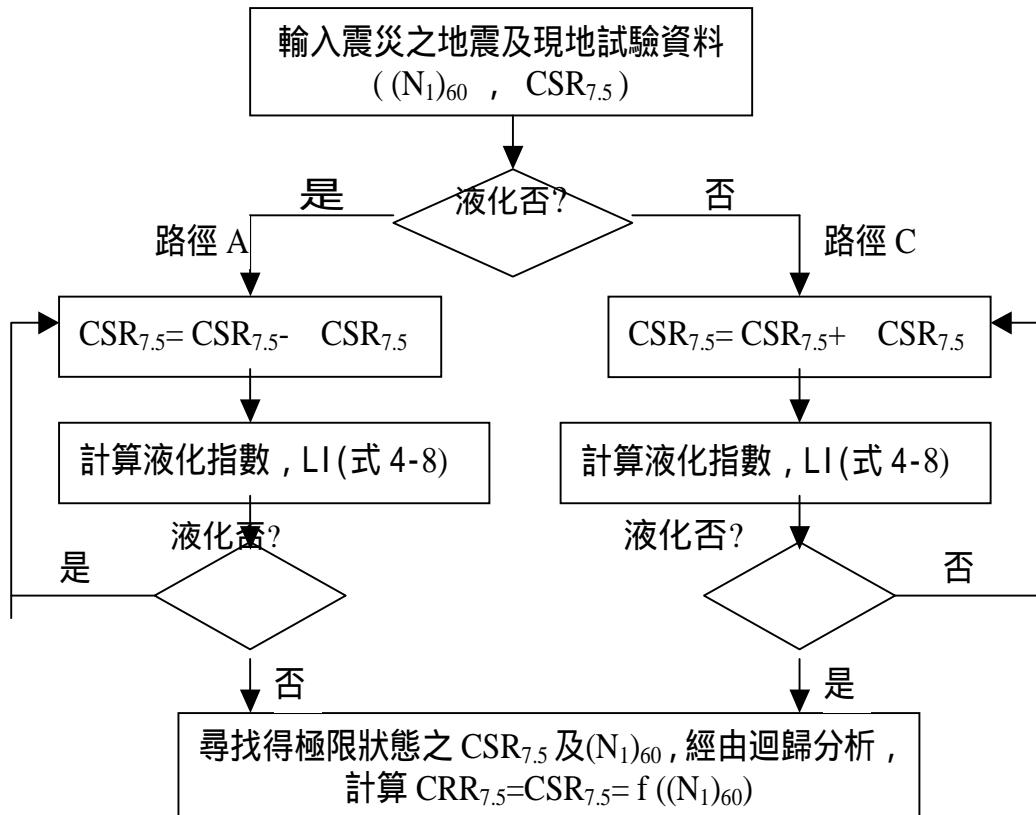


圖 4-6 尋找液化極限狀態值之流程圖

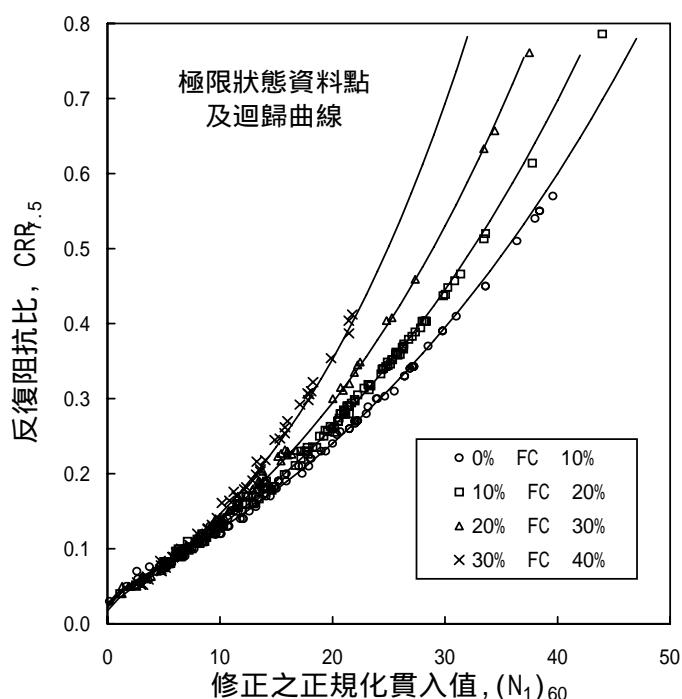


圖 4-7 液化極限狀態資料點及迴歸曲線

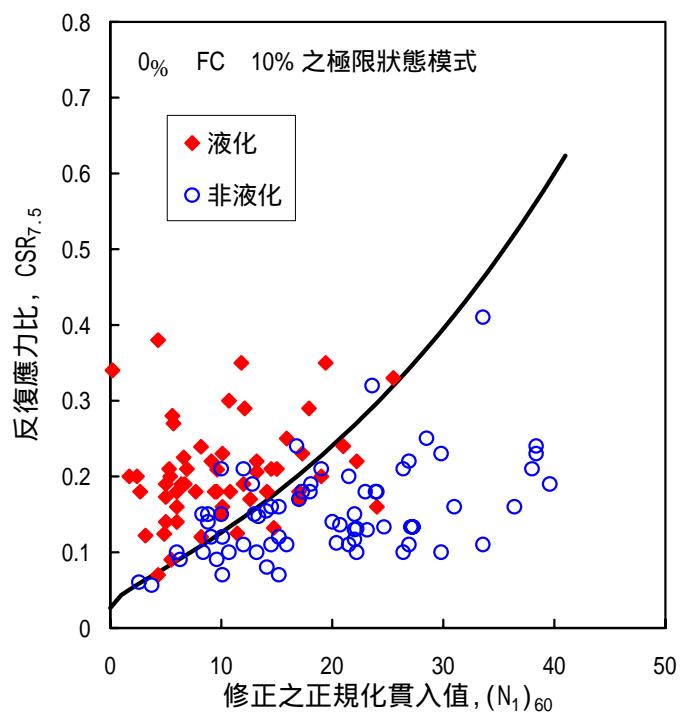


圖 4-8 0% FC 10% 液化極限狀態曲線圖

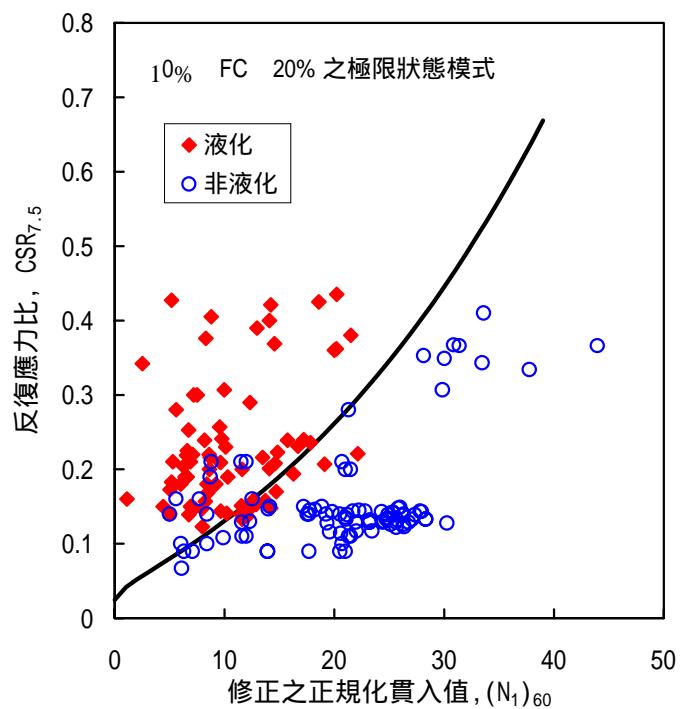


圖 4-9 10% FC 20% 液化極限狀態曲線圖

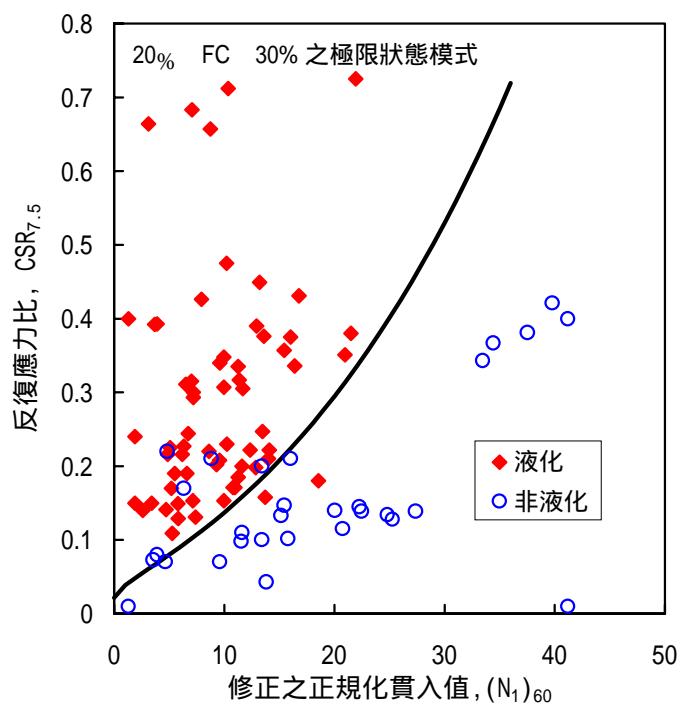


圖 4-10 20% FC 30% 液化極限狀態曲線圖

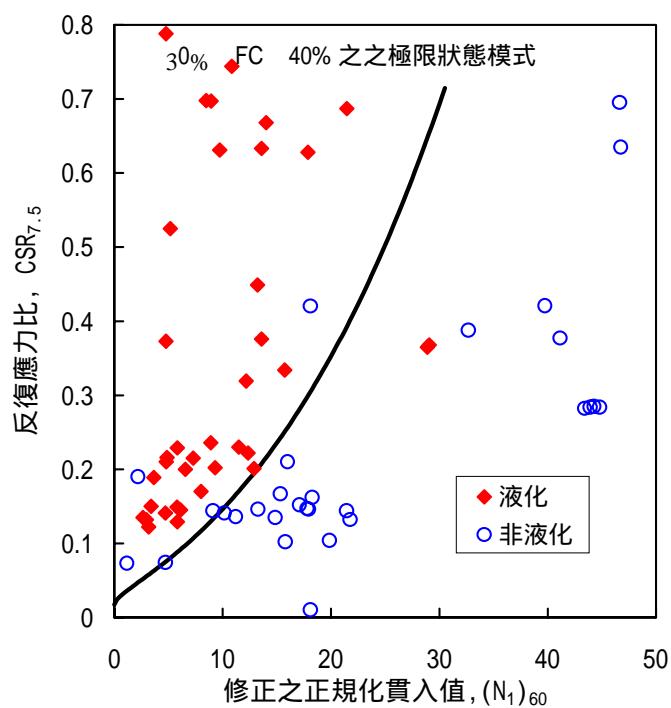


圖 4-11 30% FC 40% 液化極限狀態曲線圖

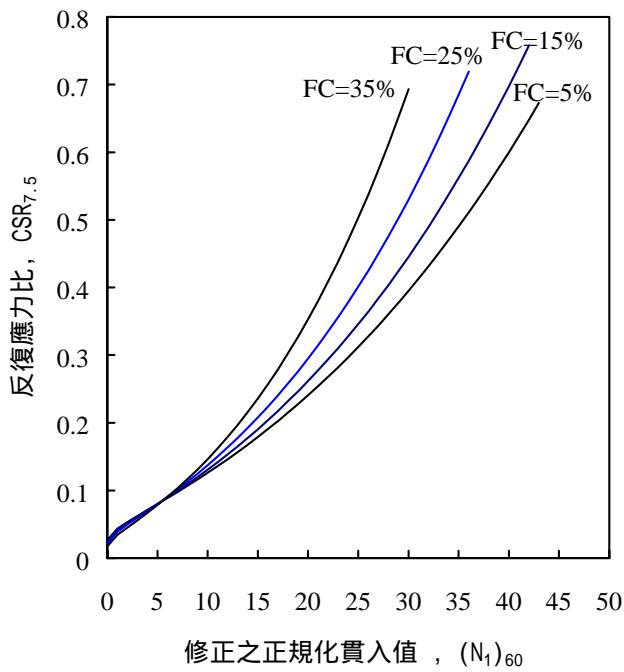


圖 4-12 經機率檢定之 $FC=5\%、15\%、25\%、35\%$ 等極限狀態曲線之比較($\sqrt{(N_1)_{60}}$ ， $\ln(CSR_{7.5})$)

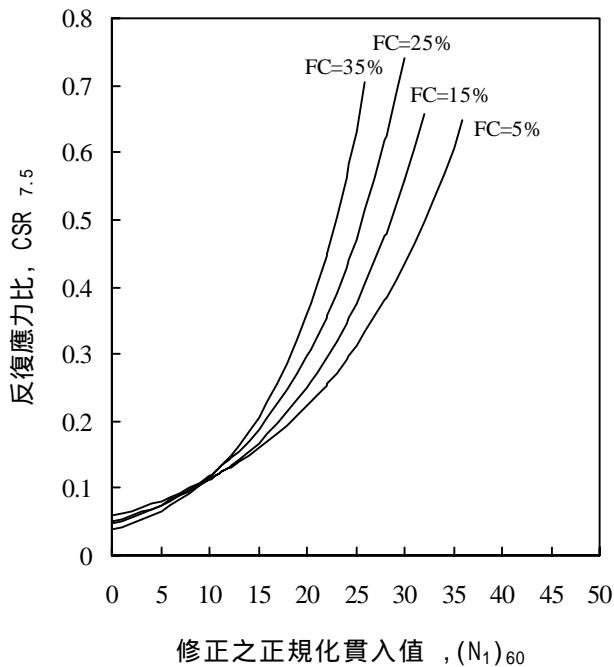


圖 4-13 未經機率檢定之 $FC=5\%、15\%、25\%、35\%$ 等極限狀態曲線之比較($(N_1)_{60}$ ， $\ln(CSR_{7.5})$)

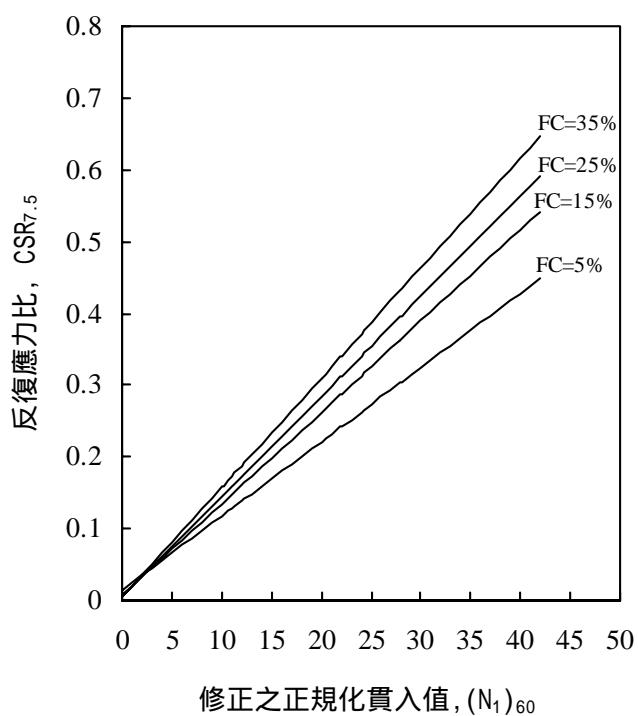


圖 4-14 未經機率檢定之 FC=5%、15%、25%、35% 等極限狀態曲線之比較 ($(N_1)_{60}$, CSR_{7.5})

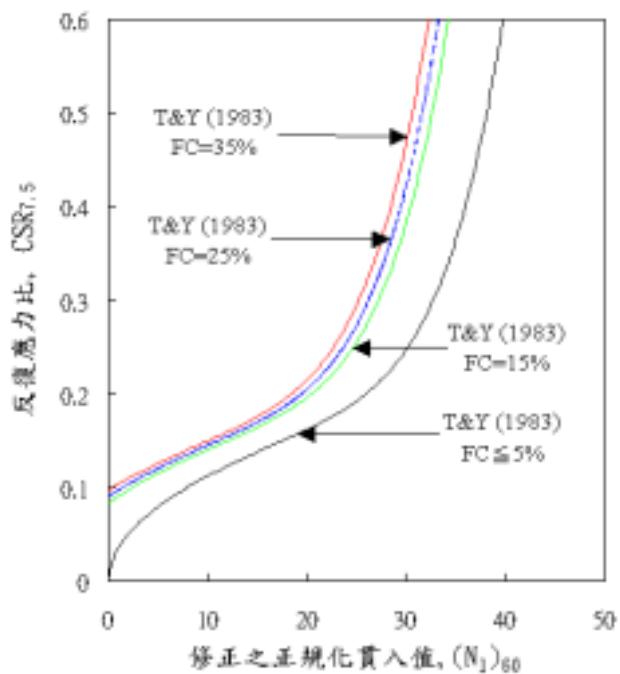


圖 4-15 T&Y(1983)Cs=85 之 FC=5%、FC=15%、FC=25%、FC=35% 等之經驗曲線比較圖

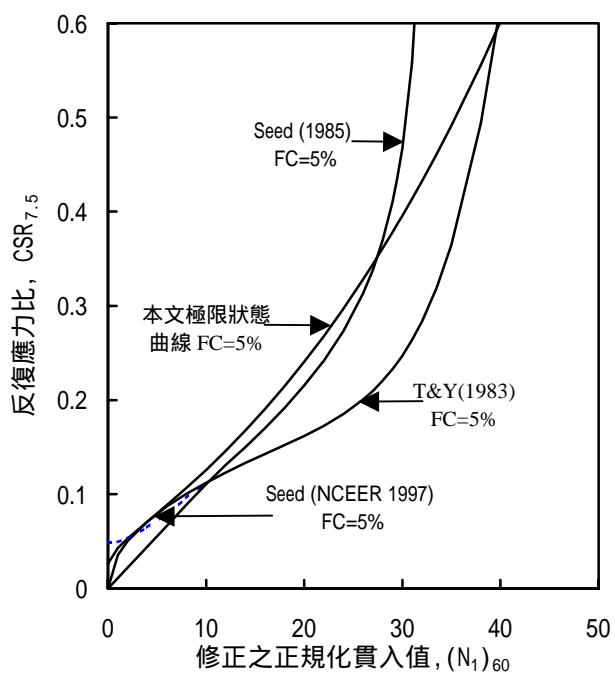


圖 4-16 FC=5%之極限狀態模式與 Seed(NCEER 1997)
、Seed(1985)及 T&Y(1983)Cs=85 比較

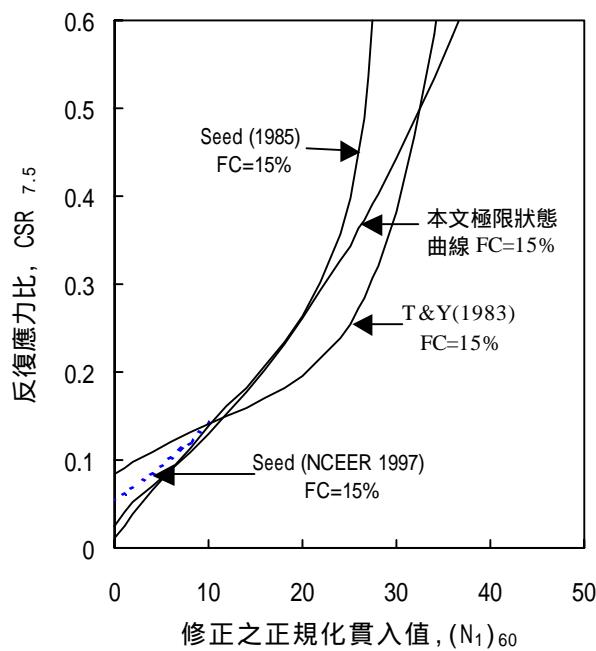


圖 4-17 FC=15%之極限狀態模式與 Seed(NCEER 1997)
、Seed(1985)及 T&Y(1983)Cs=85 比較

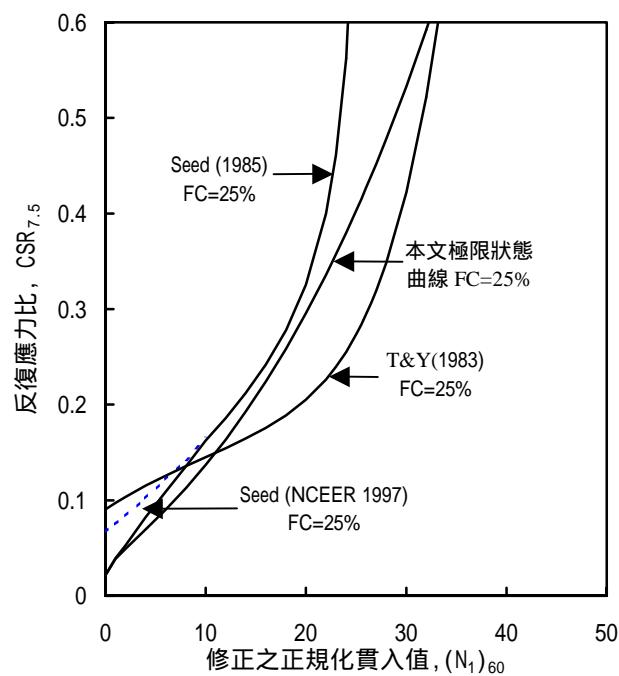


圖 4-18 FC=25%之極限狀態模式與 Seed(NCEER 1997)
、Seed(1985)及 T&Y(1983)Cs=85 比較

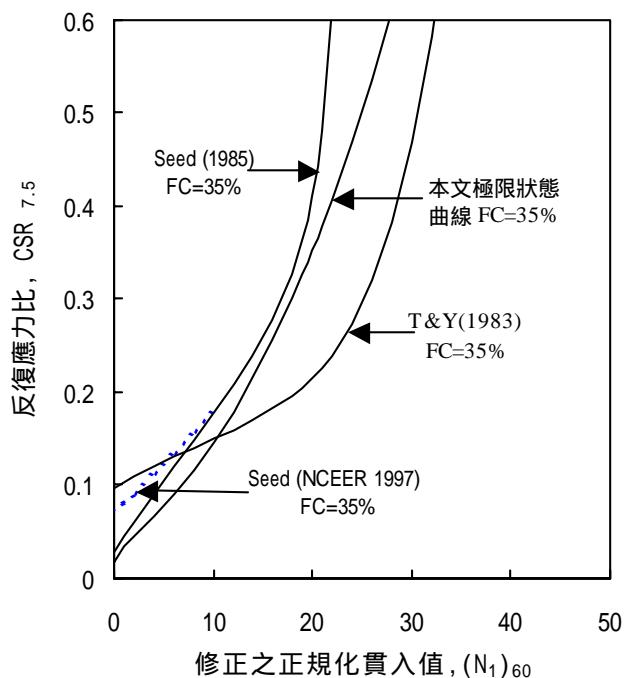


圖 4-19 FC=35%之極限狀態模式與 Seed(NCEER 1997)
、Seed(1985)及 T&Y(1983)Cs=85 比較

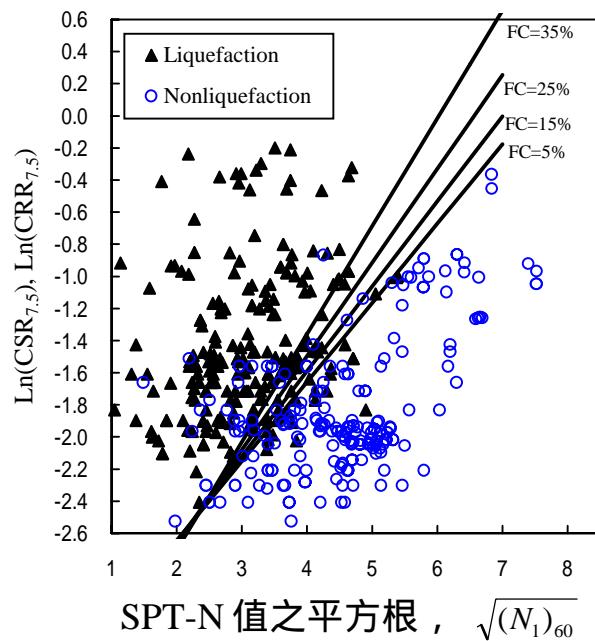


圖 4-20 本文極限狀態模式繪於水平座標為 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 及垂直座標為 $\ln(CSR_{7.5})$ 或 $\ln(CRR_{7.5})$ 之圖上

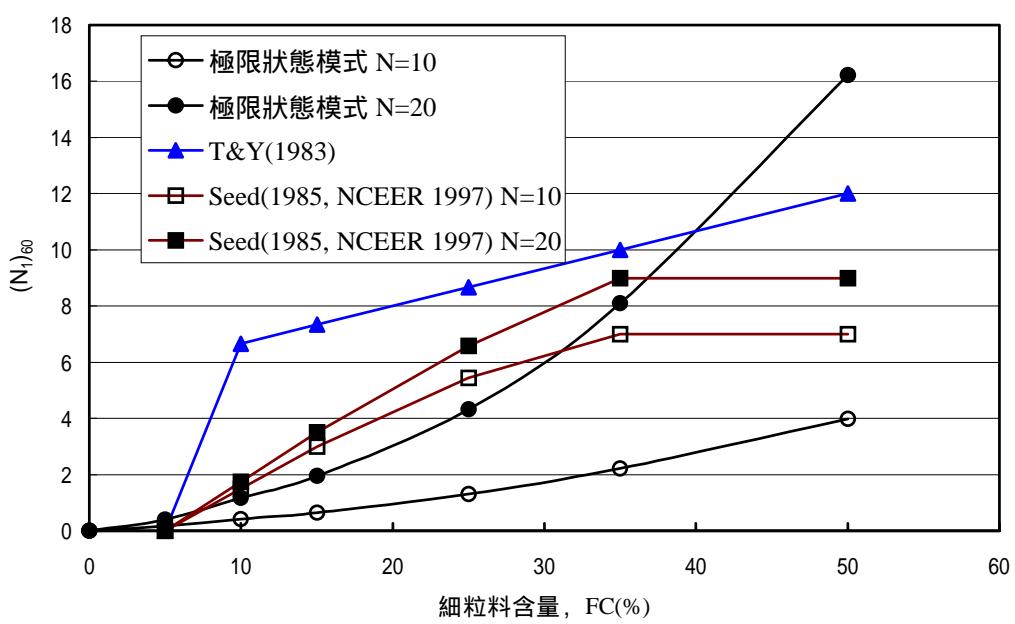


圖 4-21 細粒料含量 FC 與 $(N_1)_{60}$ 之關係

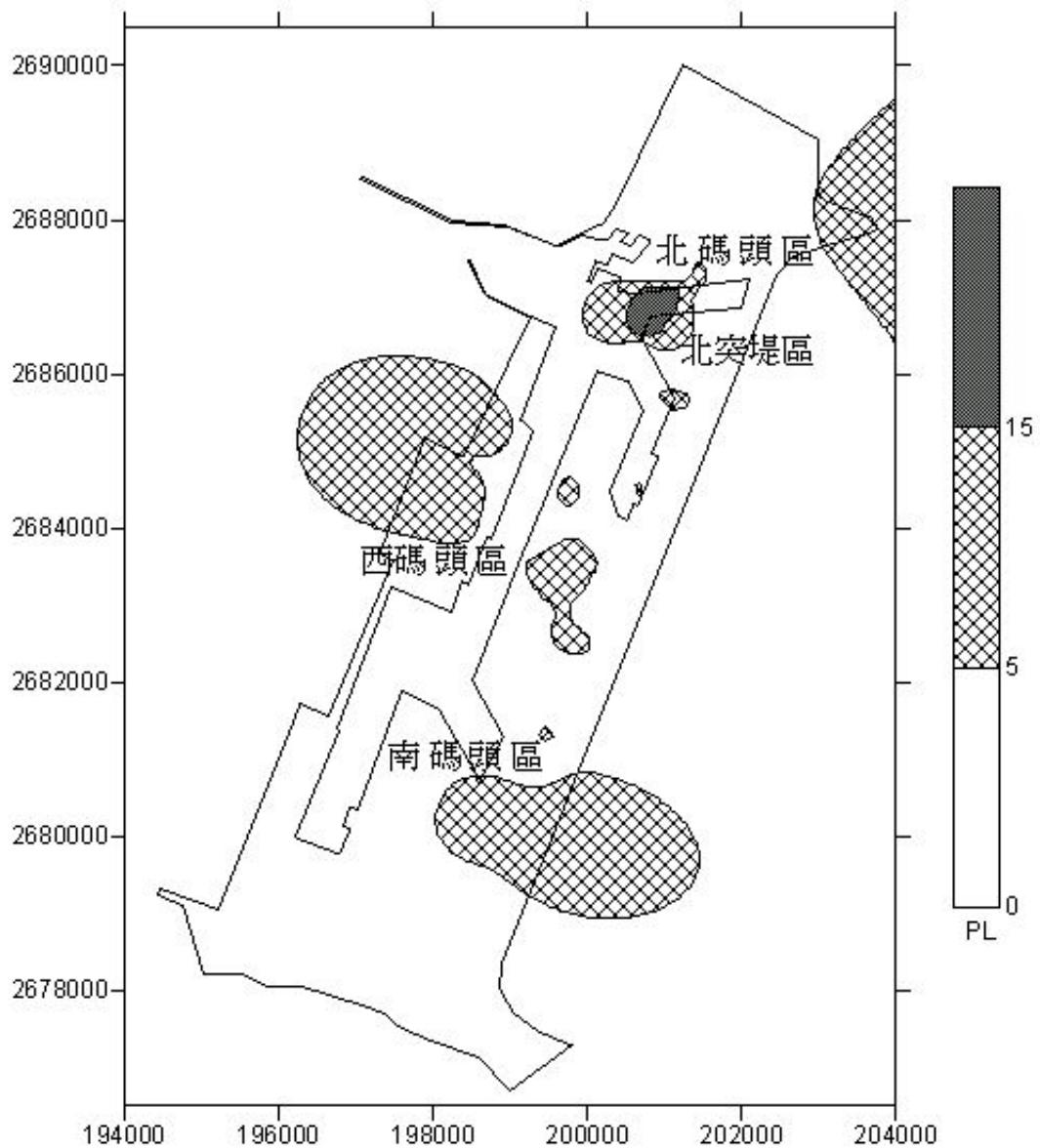


圖 4-22 本文極限狀態模式分析臺中港區 921 地震之液化潛勢圖

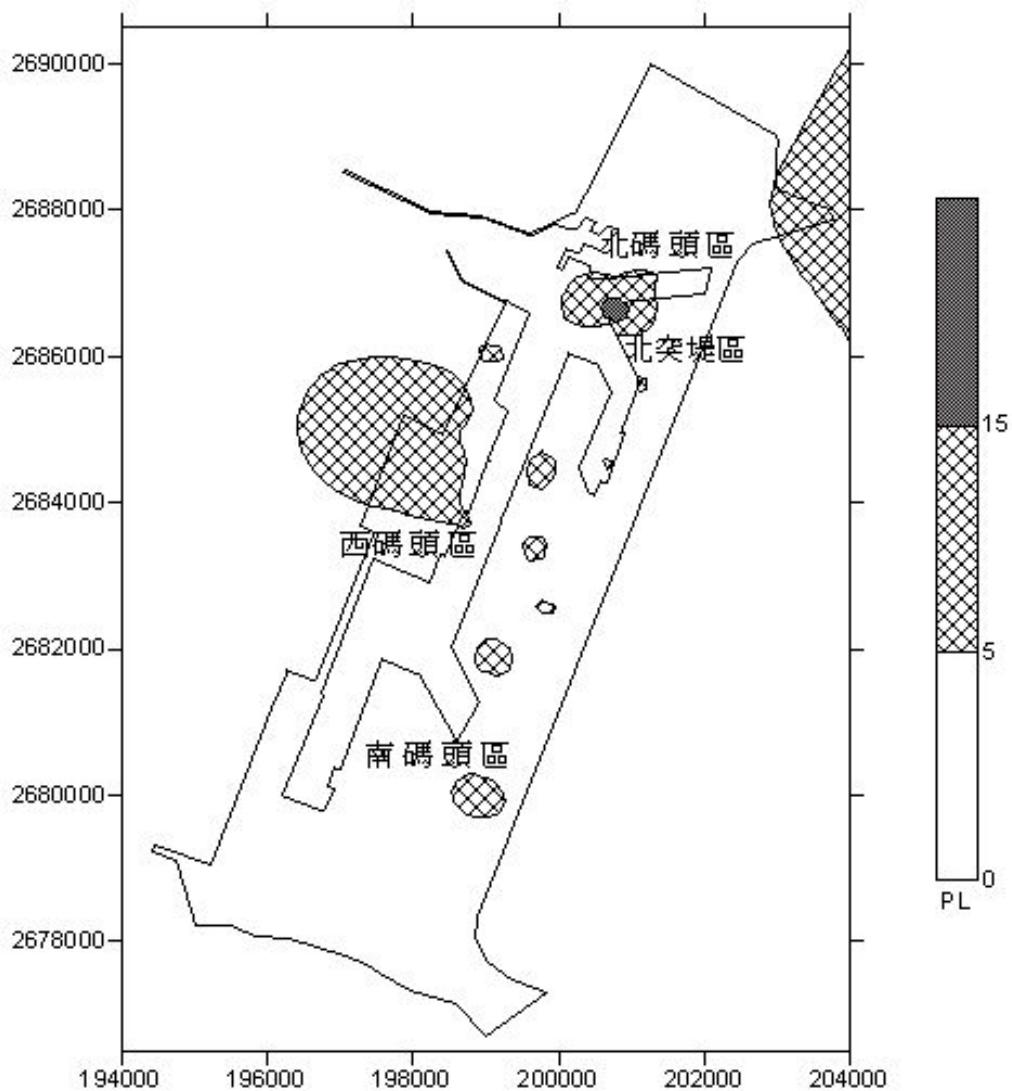


圖 4-23 Seed(NCEER 1997)法分析臺中港區 921 地震之液化潛勢圖

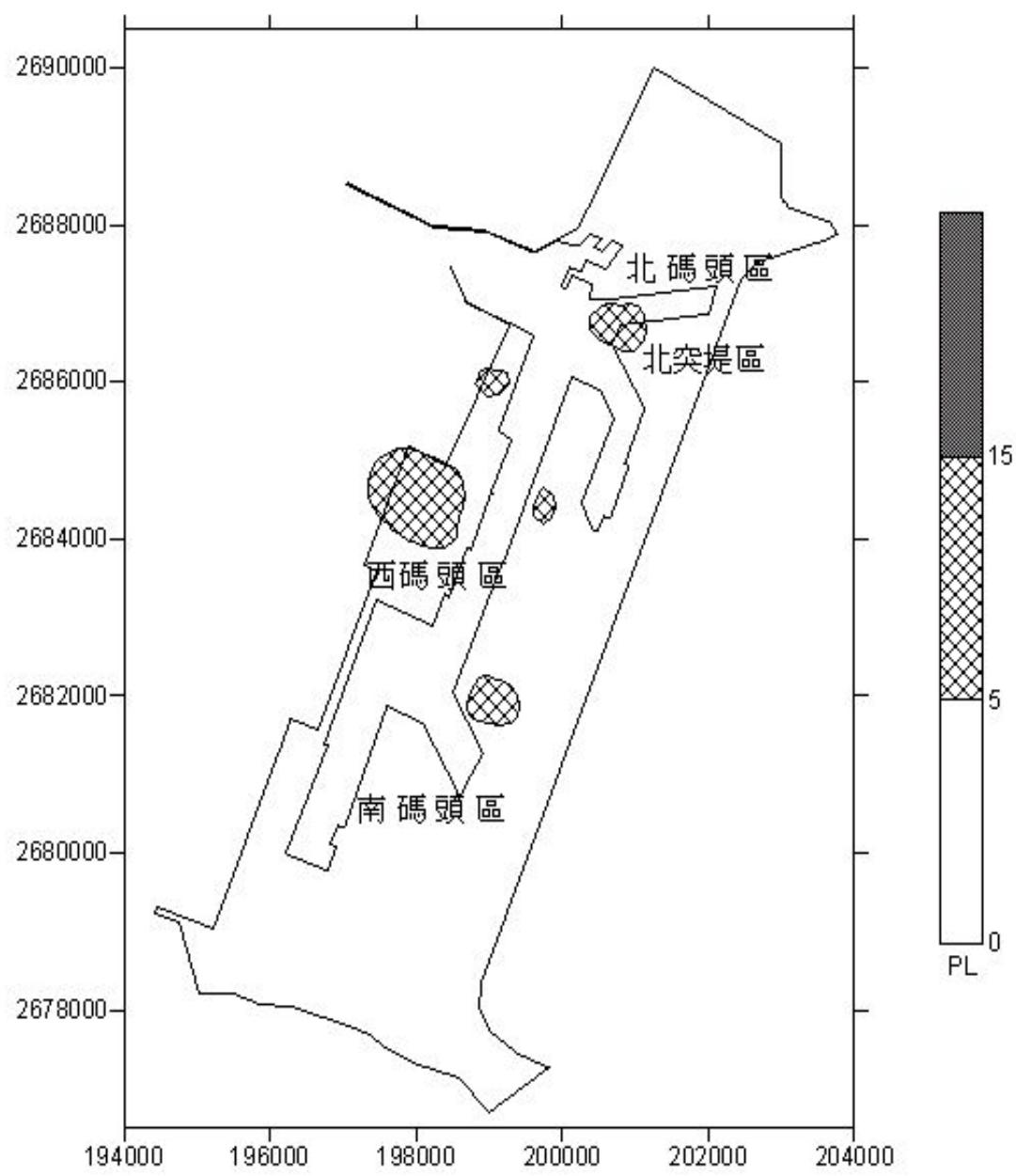


圖 4-24 T&Y(1983)法分析臺中港區 921 地震之液化潛勢圖

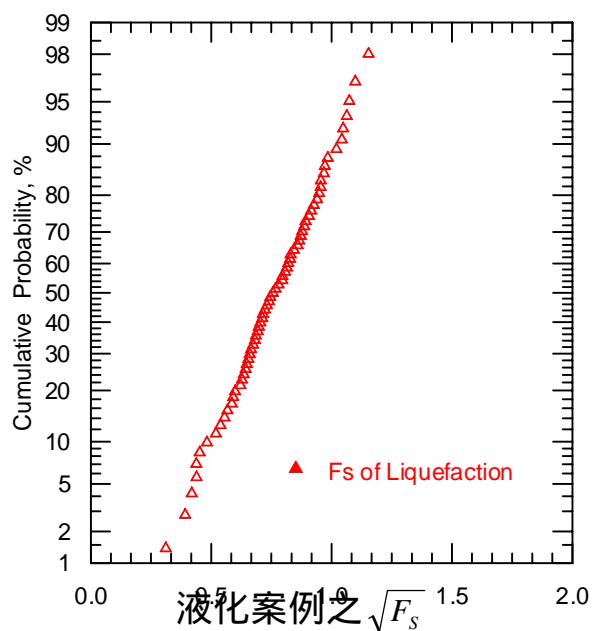


圖 4-25 液化案例之 $\sqrt{F_s}$ 值繪於常態或然率圖上

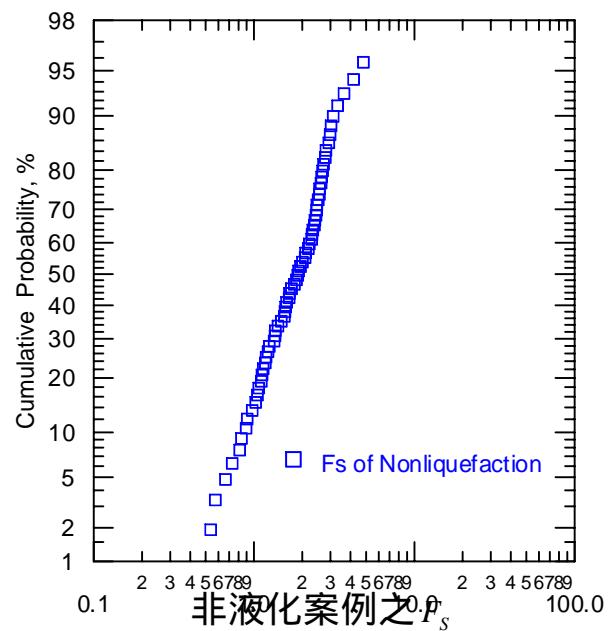


圖 4-26 非液化案例之 F_s 值繪於對數常態或然率圖上

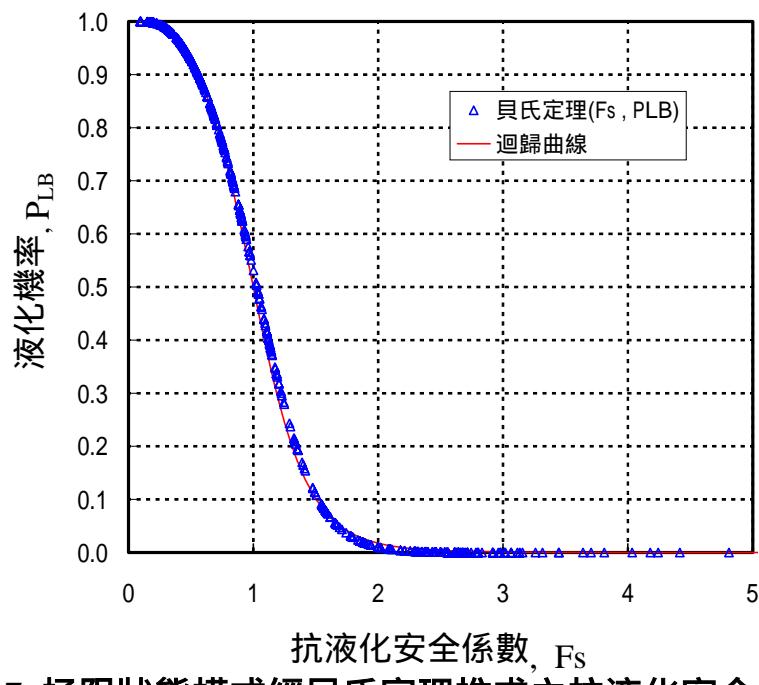


圖 4-27 極限狀態模式經貝氏定理推求之抗液化安全係數與液化機率之關係圖

第五章 以地震災害案例建立 CPT 之液化分析模式

本章搜集布袋港、臺中港、彰濱工業區、員林、霧峰、南投等地之 921 地震現場液化與非液化案例 CPT 試驗共 174 組數據，利用統計分類法中之邏輯迴歸法，以純 CPT 現場試驗數據之錐端阻抗 q_c 值與摩擦比 R_f 為分析參數，建立 CPT 試驗評估液化機率之模式，並以液化機率 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 為判別式，分別建立理論上及工程實用上兩種抗液化安全係數 F_s 之公式，再以邏輯迴歸法及貝氏定理，分別建立抗液化安全係數 F_s 與液化機率 P_L 之關係式。

5.1 前言

921 集集地震雖然造成中部多處土壤液化災害，但亦提供許多液化案例，可建立本土化之液化分析模式。當今世界上工程界著名之土壤液化評估方法，大多是累積許多地震液化案例及大量現場或室內試驗研究成果，並針對工程實務應用發展而成。早期由於標準貫入試驗 SPT-N 值之地震液化案例現場觀測數據資料較多，CPT 液化潛能評估法乃將 CPT- q_c 與 SPT-N 值之間轉換，唯近年來累積地震災區發生液化與非液化之現地 CPT 試驗資料亦相當豐富，本文搜集布袋港、臺中港、彰濱工業區、員林、霧峰、南投等地之 921 地震現場液化與非液化案例 CPT 試驗共 174 組數據。因此可直接以 CPT 試驗之地震液化案例資料，建立 CPT 液化潛能評估之本土化模式。

以地震液化與非液化案例現場觀測數據資料，建立現場試驗之液化潛能評估模式，主要是建立土壤抗液化強度 CRR 與現場試驗值之關係式或關係圖，欲求得其關係，有傳統經驗判斷法及統計分類法。傳統方法所推導之相關經驗式或相關經驗圖(Shibata & Teparaksa, 1988; Seed, Idriss & Arango, 1983 ; Seed & De Alba, 1986; Robertson & Campanella, 1985; Stark & Olson, 1995; Olson, 1997; Robertson & Wride ,1997)，雖經嚴謹之經驗判斷分析，但仍缺乏統計上的根據。

本文利用統計分類法中之邏輯迴歸法，先建立以 CPT 試驗之摩擦比 R_f 判別土壤分類，再根據 921 地震現場液化與非液化案例 CPT 試驗共 174 組數據，亦利用邏輯迴歸法，以純 CPT 現場試驗數據之無因次化之錐端阻抗 q_{cIN} 值與摩擦比 R_f 為分析參數，建立以 CPT 試驗評估液化機率之本土化模式。並以液化機率 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 為判別式，分別建立理論上及工程實用上兩種抗液化安全係數 F_s 之公式，再以邏輯迴歸法及貝氏定理，分別建立抗液化安全係數 F_s 與液化機率 P_L 之關係式。

5.2 土壤分類之邏輯迴歸分析

5.2.1 土壤分類之邏輯迴歸方法

土壤分類之邏輯迴歸分析，係以 A 類土壤之調查資料及 B 類土壤之調查資料，建立以 m 個解釋參數表示 A 類土壤之可能機率(P_A)函數。因此 A 類土壤之可能機率 $P_A(X)$ 為被給定之已知 m 個解釋參數之函數，可表示如下式所示：

$$P_A(X) = \frac{1}{1 + \exp[-(\beta_0 + \beta_1 x_1 + \dots + \beta_m x_m)]} \quad (5-1)$$

上式之 $P_A(X)$ 介於 0 與 1 之間，藉著邏輯轉換(Logit Transformation)，將 $P_A(X)$ 轉換為 $-\infty$ 至 ∞ 之單調變化函數 $Q_A(X)$ (Cox, 1970)。如下式所示：

$$Q_A(X) = \log it[P_A(X)] = \ln \left[\frac{P_A(X)}{1 - P_A(X)} \right] \quad (5-2a)$$

$$= \beta_0 + \beta_1 x_1 + \dots + \beta_m x_m \quad (5-2b)$$

式(5-1)、(5-2)中， x_1, x_2, \dots, x_m 為解釋參數，依據 Cox(1970)之意見，以上之解釋參數須符合常態分佈，其為土壤分類特性參數之函數。而 $\beta_0, \beta_1, \dots, \beta_m$ 為迴歸係數，必須由可資利用之 A 類土壤之調查資料及 B 類土壤之調查資料，進行邏輯迴歸分析推定之。

本文以 CPT 試驗之摩擦比 R_f 值表示土壤分類之解釋參數。如下

式所示：

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} * 100\% \quad \dots \dots \dots \quad (5-3)$$

其中，

R_f ：CPT 試驗之摩擦比(Friction ratio), %。

f_s ：CPT 試驗之摩擦阻抗(Friction resistance)值，kg/cm²。

q_c ：CPT 試驗之錐端阻抗(Tip resistance)值，kg/cm²。

式(5-3) R_f 值經下一節之或然率圖檢定分析，其符合常態分佈。

根據式(5-1)

A 類土壤之可能機率 P_A 可表示成式(5-4) 所示。

$$P_A = \frac{1}{1 + \exp[-(\beta_o + \beta_1 \cdot R_f)]} \quad \dots \dots \dots \quad (5-4)$$

以 Y 為指示參數，即 A 類土壤時 Y=1，非 A 類土壤時，即 B 類土壤時 Y=0。根據最大似然性法(Maximum Likelihood)加以推定其似然性函數(Likelihood Function)如下式所示：

$$L(X; \beta) = \prod [P_A(X_i)]^{Y_i} [1 - P_A(X_i)]^{(1-Y_i)} \quad \dots \dots \dots \quad (5-5)$$

其似然性函數之對數可推導得

$$\begin{aligned} \ln[L(X; \beta)] &= \sum_{i=1}^n -\ln[1 + \exp[-(\beta_o + \beta_1 \cdot (R_f)_i)]] \\ &\quad + \sum_{i=1}^{n_1} -[(\beta_o + \beta_1 \cdot (R_f)_i)] \end{aligned} \quad \dots \dots \dots \quad (5-6)$$

式中，n：為 A 類土壤與 B 類土壤之調查資料數。

n_1 ：為 B 類土壤之調查資料數。

吾人可將 $L(X; \beta)$ 對 β 微分並置為零，求出 $\hat{\beta}_i$ ，此時似然性函數往往為極大，然而傳統上往往先將似然性函數取對數，再求其極大值，即

$$\frac{\partial \ln[L(X; \beta)]}{\partial \beta_i} = 0 \quad \dots \dots \dots \quad (5-7)$$

因此迴歸係數 $\beta_o, \beta_1, \beta_2$ 之最大似然性推定值，可由下列聯立方程式組來解得：

$$\frac{\partial \ln(L)}{\partial \beta_o} = \sum_{i=1}^n \frac{\exp[-(\beta_o + \beta_1 \cdot (R_f)_i)]}{1 + \exp[-(\beta_o + \beta_1 \cdot (R_f)_i)]} - \sum_{i=1}^{n_1} 1 = 0 \quad \dots \dots \dots \quad (5-8a)$$

$$\frac{\partial \ln(L)}{\partial \beta_1} = \sum_{i=1}^n \frac{(R_f)_i \cdot \exp[-(\beta_o + \beta_1 \cdot (R_f)_i)]}{1 + \exp[-(\beta_o + \beta_1 \cdot (R_f)_i)]} - \sum_{i=1}^{n_1} (R_f)_i = 0 \quad \dots \dots \dots \quad (5-8b)$$

由式(5-8)求出 $\hat{\beta}_i$ 之解，此邏輯迴歸模式是否適當，可利用 Horowitz(1982)提議之修正似然性比之指數(Modified Likelihood Ratio Index, MLRI) ρ^2 ，加以判定，其定義如式(5-9)：

$$\rho^2 = 1 - \frac{\ln[(\hat{\beta})] - \frac{(m+1)}{2}}{\ln[L(0)]} \quad \dots \dots \dots \quad (5-9)$$

式中， $\ln[L(\hat{\beta})]$ ：最大似然性函數。

$\ln[L(0)]$ ： $\beta = 0$ 之似然性函數。

m ：解釋參數之數目。

理論上 ρ^2 是介於 0 與 1 之間，若 ρ^2 高於 0.4 以上，即表示該邏輯迴歸模式良好。

5.2.2 土壤分類之邏輯迴歸模式

欲建立土壤分類之邏輯迴歸模式，首需檢視土壤分類之解釋參數是否符合常態分佈。本文以臺中港 CPT 試驗之土壤分類數據共 111 組，分別以淨砂(SP, SP-SM)、粉土質砂(SM)、粉土(ML)等三種土壤 R_f 資料進行或然率分析，這些資料經或然率圖檢定，其結果如圖 5-1 所示，由圖 5-1 顯示：淨砂、粉土質砂、粉土等三種土壤之 R_f 值於常態或然率圖上皆接近直線，因此 CPT 試驗之 R_f 值符合常態分佈。

本文以 R_f 為土壤分類之解釋參數，分別以淨砂(SP,SP-SM)、粉土質砂(SM)與粉土質砂(SM)、粉土(ML)等二組土壤分類，建立土壤分類之邏輯迴歸模式，其分析結果如下所示：

模式一：淨砂、粉土質砂之土壤分類邏輯迴歸模式

經臺中港 CPT 試驗之土壤分類分析得淨砂之資料 24 組、粉土質砂之資料 61 組，進行推定分析，得土壤分類邏輯迴歸模式如圖 5-2 及式 (5-10)：

$$P_{SP} = \frac{1}{1 + \exp[-(7.54 - 16.89 \cdot R_f)]} \quad \dots \dots \dots \quad (5-10)$$

其修正之似然性指數 $\rho_1^2 = 0.6783$

以上述 $P_{SP} = 0.5$ 為判別式，分析得 $R_f = 0.45\%$ ，因此淨砂與粉土質砂之判別分界為 $R_f = 0.45\%$ 。

模式二：粉土質砂、粉土之土壤分類邏輯迴歸模式

經臺中港 CPT 試驗之土壤分類分析得粉土質砂之資料 61 組、粉土之資料 26 組，進行推定分析，得土壤分類邏輯迴歸模式如圖 5-2 及式 (5-11)：

$$P_{SM} = \frac{1}{1 + \exp[-(13.49 - 12.85 \cdot R_f)]} \quad \dots \dots \dots \quad (5-11)$$

其修正之似然性指數 $\rho_1^2 = 0.6061$

以上述 $P_{SM} = 0.5$ 為判別式，分析得 $R_f = 1.05\%$ ，因此粉土質砂與粉土之判別分界為 $R_f = 1.05\%$ 。

由於未搜集到粉土質粘土之 CPT 土壤分類資料，因此無法針對粉土與粉土質粘土之土壤分類進行邏輯迴歸分析，本文僅以接近粉土之臨界下限值 $R_f = 2.8\%$ 為粉土與粉土質粘土之判別分界。

由以上土壤分類之綜合分析得知， $0\% \leq R_f < 1.05\%$ 為淨砂， $1.05\% \leq R_f < 2.8\%$ 為粉土質砂， $2.8\% \leq R_f$ 為粉土。

5.3 液化機率之邏輯迴歸分析

5.3.1 液化機率之邏輯迴歸方法

液化機率之邏輯迴歸分析，係以液化之調查資料及非液化之調查資料，建立以 m 個解釋參數表示液化機率(P_L)之函數。本文以 Robertson & Wride (1998)建議之式(5-12)無因次化之錐端阻抗 q_{cLN} 值表示土層特性之參數，以式(5-13)反復應力比($CSR_{7.5}$)表示地震強度之參數。

$$q_{cLN} = C_N \cdot \frac{q_c}{P_a} = \sqrt{P_a / \sigma'_o} \cdot \frac{q_c}{P_a} \quad \dots \dots \dots \quad (5-12)$$

其中，

q_{cLN} ：修正至有效覆土壓力為 1 atm 之無因次化之錐端阻抗值。

C_N ：有效覆土壓力之修正係數。

q_c ：CPT 試驗之錐端阻抗(Tip resistance)值。

P_a ：1 大氣壓力(1 atm)

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_o} = 0.65 \cdot \gamma_d \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_o}{\sigma'_o} \quad \dots \dots \dots \quad (5-13a)$$

$$CSR_{7.5} = CSR / MSF \quad \dots \dots \dots \quad (5-13b)$$

其中，

CSR ：地震強度參數,無因次化之反復應力比。

$CSR_{7.5}$ ：修正至地震規模 $Mw=7.5$ 之反復應力比。

τ_{av} ：地震引致土層之平均剪應力， kg/cm^2 。

a_{max} ：地表最大水平加速度 m/sec^2 。

g ：重力加速度， m/sec^2 。

σ_o ：最初垂直覆土壓力， kg/cm^2 。

σ'_o ：有效覆土壓力， kg/cm^2 。

γ_d ：應力折減因數。

MSF ：地震規模影響因素(Magnitude Scaling Factor)。

根據 Liao et al.(1988)所建議之土層深度 Z 與 γ_d 之關係式如下：

$$\begin{aligned}\gamma_d &= 1.0 - 0.00765Z, \quad Z \leq 9.15 \text{ m} \\ &= 1.174 - 0.0267Z, \quad 9.15 \text{ m} < Z \leq 23 \text{ m} \end{aligned} \quad (5-14)$$

根據 Idriss (1999) 所建議之地震規模 Mw 與 MSF 之關係式如下：

$$\begin{aligned}\text{MSF} &= 37.9(\text{Mw})^{-1.81} \quad \text{for } \text{Mw} \geq 5.75 \\ &= 1.625 \quad \text{for } \text{Mw} < 5.75 \end{aligned} \quad (5-15)$$

由於式(5-12)之 q_{cIN} 值及式(5-13)之 $CSR_{7.5}$ 值皆不符合常態分佈，不能成為邏輯迴歸分析之解釋參數，經下一節之或然率圖檢定分析結果， $\sqrt{q_{cIN}}$ 值及 $\ln(CSR_{7.5})$ 值符合常態分佈。因此以 $\sqrt{q_{cIN}}$ 值及 $\ln(CSR_{7.5})$ 值為液化特性之解釋參數。其液化機率 P_L 可表示成式(5-16) 所示。

$$P_L = \frac{1}{1 + \exp[-(\beta_o + \beta_1 \ln(CSR_{7.5}) + \beta_2 \sqrt{q_{cIN}})]} \quad (5-16)$$

式(5-16)迴歸係數 $\beta_o, \beta_1, \beta_2$ 之推定值，可由下列聯立方程式組來解得：

$$\frac{\partial \ln(L)}{\partial \beta_o} = \sum_{i=1}^n \frac{\exp[-(\beta_o + \beta_1 \ln(CSR_{7.5})_i + \beta_2 (\sqrt{q_{cIN}})_i)]}{1 + \exp[-(\beta_o + \beta_1 \ln(CSR_{7.5})_i + \beta_2 (\sqrt{q_{cIN}})_i)]} - \sum_{i=1}^{n_1} 1 = 0 \quad (5-17a)$$

$$\frac{\partial \ln(L)}{\partial \beta_1} = \sum_{i=1}^n \frac{\ln(CSR_{7.5})_i \cdot \exp[-(\beta_o + \beta_1 \ln(CSR_{7.5})_i + \beta_2 (\sqrt{q_{cIN}})_i)]}{1 + \exp[-(\beta_o + \beta_1 \ln(CSR_{7.5})_i + \beta_2 (\sqrt{q_{cIN}})_i)]} - \sum_{i=1}^{n_1} \ln(CSR_{7.5})_i = 0 \quad (5-17b)$$

$$\frac{\partial \ln(L)}{\partial \beta_2} = \sum_{i=1}^n \frac{(\sqrt{q_{cIN}})_i \cdot \exp[-(\beta_o + \beta_1 \ln(CSR_{7.5})_i + \beta_2 (\sqrt{q_{cIN}})_i)]}{1 + \exp[-(\beta_o + \beta_1 \ln(CSR_{7.5})_i + \beta_2 (\sqrt{q_{cIN}})_i)]} - \sum_{i=1}^{n_1} (\sqrt{q_{cIN}})_i = 0 \quad (5-17c)$$

由式(5-17)求出 $\hat{\beta}_i$ 之解，此邏輯迴歸模式是否適當，仍以式(5-9)之修正似然性比之指數 ρ^2 ，加以判定。

5.3.2 液化機率之邏輯迴歸模式

欲建立 CPT 評估液化機率邏輯迴歸模式，首需檢視 CPT 資料是否符合常態分佈。本文以 921 地震共 174 組數據，依據第二章土壤分類之邏輯迴歸分析結果分組進行或然率檢定，即分別以淨砂(R_f 0.45%)、粉土質砂(0.45% R_f 1.05%)、粉土(1.05% R_f 2.8%)等三組資料進行或然率分析，這些資料經或然率圖檢定，其結果如圖 5-3 至圖 5-4 所示，由圖 5-3 顯示，CPT 試驗之 $\sqrt{q_{clN}}$ 值符合常態分佈，由圖 5-4 顯示，反復應力比 $CSR_{7.5}$ 符合對數常態分佈，因此若將反復應力比取對數 $\ln(CSR_{7.5})$ 即符合常態分佈。

因此本文以 $\sqrt{q_{clN}}$ 及 $\ln(CSR_{7.5})$ 為液化特性之解釋參數，分別以 R_f 0.45%、0.45% R_f 1.05%、1.05% R_f 2.8% 等三種土壤，建立 CPT 評估液化機率之邏輯迴歸模式，其分析結果如下所示：

模式一：淨砂(R_f 0.45%)之液化機率邏輯迴歸模式

經 921 地震現地資料分析得淨砂之液化資料 17 組、非液化資料 20 組，進行推定分析，得液化機率邏輯迴歸模式如圖 5-5 及式(5-18)：

$$P_{L1} = \frac{1}{1 + \exp[-(21.8 + 6.8\ln(CSR_{7.5}) - 1.36\sqrt{q_{clN}})]} \quad (5-18)$$

其修正之似然性指數 $\rho_1^2 = 0.4709$

模式二：粉土質砂(0.45% R_f 1.05%)之液化機率邏輯迴歸模式

經 921 地震現地資料分析得粉土質砂液化資料 30 組、非液化資料 51 組，進行推定分析，得液化機率邏輯迴歸模式如圖 5-6 及式(5-19)：

$$P_{L2} = \frac{1}{1 + \exp[-(19.6 + 6.4\ln(CSR_{7.5}) - 1.26\sqrt{q_{clN}})]} \quad (5-19)$$

其修正之似然指數 $\rho_2^2 = 0.4817$

$$CRR_{7.5}^* = \exp[(0.2169 - 0.0760R_f + 0.0658R_f^2)\sqrt{q_{cIN}} - (3.5451 - 0.8809R_f + 0.5519R_f^2)] \quad \dots\dots\dots(5-22)$$

上述之式(5-21)、(5-22)僅適用 $0 \leq R_f \leq 2.8\%$ ，即淨砂、粉土質砂及粉土等土壤。由圖 5-8 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 之判別式皆可發現：在相同之 q_{cIN} ，抗液化強度反復應力比 $CRR_{7.5}$ 之大小分別為： $1.05\% \leq R_f \leq 2.8\%$ 最大、 $0.45\% \leq R_f \leq 1.05\%$ 次之、 $R_f \leq 0.45\%$ 最小，與實際之土壤情況極為吻合。

以上述 $P_L=0.5$ 為判別式分析液化潛能，其土壤之抗液化強度 $CRR_{7.5}$ ，以式(5-21)計算，地震引致土層之作用強度 $CSR_{7.5}$ ，以式(5-13)計算，其抗液化之安全係數 F_s ，如下所示：

$$F_s = CRR_{7.5} / CSR_{7.5} \quad \dots\dots\dots(5-23)$$

以較保守之 $P_L=0.3$ 為判別式分析液化潛能，其土壤之抗液化強度 $CRR_{7.5}^*$ ，以式(5-22)計算，地震引致土層之作用強度 $CSR_{7.5}$ ，以式(5-13)計算，其抗液化之安全係數 F_s^* ，如下所示：

$$F_s^* = CRR_{7.5}^* / CSR_{7.5} \quad \dots\dots\dots(5-24)$$

5.4 邏輯迴歸模式與傳統相關經驗法之比較

本文之邏輯迴歸模式，不但可直接以 CPT 試驗定量評估土壤液化機率，亦可以液化機率 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 為判別式定性評估土壤液化潛能。因此本文以液化機率 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 為判別式，分別與 Olson(1997)、Robertson & Wride(1997) 簡稱 R& W(1997) 及修正之 Seed 法相互比較，以探討其差異性。比較結果如圖 5-9 至圖 5-11 所示。其中修正之 Seed 法，由 Youd & Idriss(1997) 以邏輯迴歸模式修正 Seed et al.(1985) 之 SPT-N 法，本文再以港研所(1984) q_c 與 N 相關性之研究成果，即淨砂以 $(q_c/N)=4$ 、粉土質砂以 $(q_c/N)=3.7$ 、粉土質砂以 $(q_c/N)=3$ ，轉換為修正之 Seed CPT- q_c 法。

由圖 5-9 至圖 5-11 之比較可發現：於淨砂、粉土質砂及粉土等三種土壤之情況，於 $q_{c1N} \leq 70$ 附近時，本文 $P_L=0.3$ 模式之抗液化強度，皆相當接近於修正之 Seed CPT- q_c 法之相關經驗曲線；於淨砂及粉土質砂土壤時，本文 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 模式之抗液化強度大於 Olson(1997)、R & W (1997) 之相關經驗曲線許多；於粉土土壤時，本文之 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 模式，與 Olson(1997)、R & W (1998) 之相關經驗曲線則相差甚多。

整體而言：本文 $P_L=0.5$ 之邏輯判別式，為理論上液化與非液化之分界線；本文 $P_L=0.3$ 之邏輯判別式及修正之 Seed CPT- q_c 法，介於為理論分界線與液化臨界下限；而 Olson(1997)、R & W (1997) 法，為液化臨界下限之經驗判斷分析法，因此 Olson(1997)、R & W (1997) 法最為保守。由賴、謝(1999)、亞新工程顧問公司(2000)、Chu et al.(2000)、Lin et al.(2000)等，針對 921 地震之臺中港、員林、霧峰、南投等地區之液化危險度分析可發現，Olson(1997)、R & W (1997) 等 CPT- q_c 法較保守，而 Youd & Idriss (1997)修正 Seed et al.(1985)之 SPT-N 法較適中。

5.5 抗液化安全係數與液化機率之相關性

本文分別以邏輯迴歸模式及貝氏定理，建立抗液化安全係數 F_s 與液化機率 P_L 之相關性。

邏輯迴歸模式不但可分析土壤液化機率，亦可以液化機率 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 為判別式，計算土壤抗液化之安全係數， F_s 、 F_s^* 。本文以式(5-18)至式(5-20)之邏輯迴歸模式，計算液化及非液化案例，獲得 174 組(P_L, F_s) 及 (P_L^*, F_s^*)，並以迴歸分析建立抗液化安全係數與液化機率之關係，如式(5-25)-式(5-26)及圖 5-12 ($R^2=0.82$ ， $R^{*2}=0.84$)所示：

$$P_L = \frac{1}{1 + 0.3(F_s)^3 + 0.7(F_s)^7} \quad \dots \dots \dots \quad (5-25)$$

$$P_L^* = \frac{1}{1 + 0.5(F_s^*)^3 + 1.8(F_s^*)^7} \quad \dots \dots \dots \quad (5-26)$$

本文亦以貝氏定理(Juang et al., 1999) 分析土壤液化機率，其分析

方法如式(5-27)所示：

$$P_{LB} = \frac{f_L(F_s)}{f_L(F_s) + f_{NL}(F_s)} \quad \dots \dots \dots \quad (5-27)$$

式中：

P_{LB} ：貝氏定理分析之土壤液化機率。

$f_L(F_s)$ ：為液化案例安全係數 F_s 之機率密度函數。

$f_{NL}(F_s)$ ：為非液化案例安全係數 F_s 之機率密度函數。

由圖 5-13 液化案例安全係數 F_s 、 F_s^* 之或然率圖檢定顯示，液化案例之 $\sqrt{F_s}$ 、 $\sqrt{F_s^*}$ 值符合常態分佈，由圖 5-14 非液化案例安全係數 F_s 、 F_s^* 之或然率圖檢定顯示，非液化案例之 F_s 、 F_s^* 值符合對數常態分佈，因此液化案例安全係數之機率密度函數， $f_L(F_s)$ 、 $f_L(F_s^*)$ ，可表示如下式：

$$f_L(F_s) = \frac{1}{0.214 * \sqrt{8\pi * F_s}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\sqrt{F_s} - 0.793}{0.214}\right)^2\right] \quad \dots \dots \dots \quad (5-28)$$

$$f_L(F_s^*) = \frac{1}{0.201 * \sqrt{8\pi * F_s^*}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\sqrt{F_s^*} - 0.741}{0.201}\right)^2\right] \quad \dots \dots \dots \quad (5-29)$$

非液化案例安全係數之機率密度函數， $f_{NL}(F_s)$ 、 $f_{NL}(F_s^*)$ ，可表示如下式：

$$f_{NL}(F_s) = \frac{1}{0.322 * F_s * \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(F_s) - 0.353}{0.322}\right)^2\right] \quad \dots \dots \dots \quad (5-30)$$

$$f_{NL}(F_s^*) = \frac{1}{0.322 * F_s^* * \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(F_s^*) - 0.221}{0.322}\right)^2\right] \quad \dots \dots \dots \quad (5-31)$$

將式(5-28)-式(5-31)代入式(5-27) 之貝氏定理，分析液化及非液化案例，獲得 174 組(P_{LB}, F_s) 及 (P_{LB}^*, F_s^*)，並以迴歸分析建立抗液化安全係數與液化機率之關係，如式(5-32)-式(5-33)及圖 5-15($R^2=0.98$, $R^{*2}=0.99$)所示：

曲線則相差甚多。

6.本文分別以邏輯迴歸模式及貝氏定理，建立抗液化安全係數與液化機率之關係式，即式(5-25)-式(5-26)及式(5-32)-式(5-33)，其相關性皆甚良好。

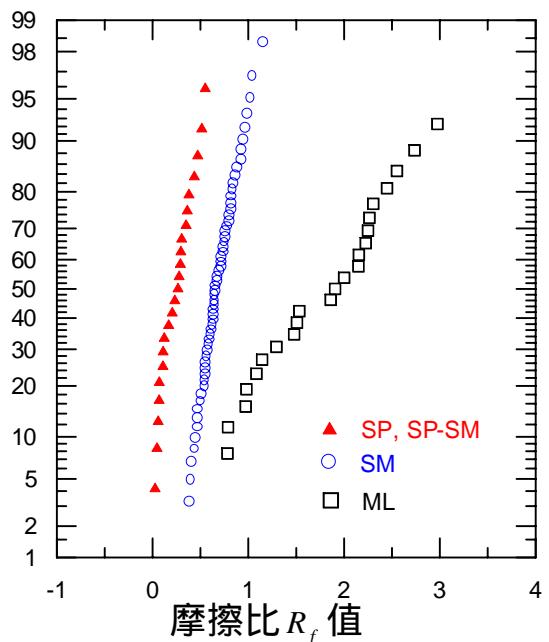


圖 5-1 淨砂、粉土質砂、粉土等三種土壤之 R_f 值繪於常態或然率圖上

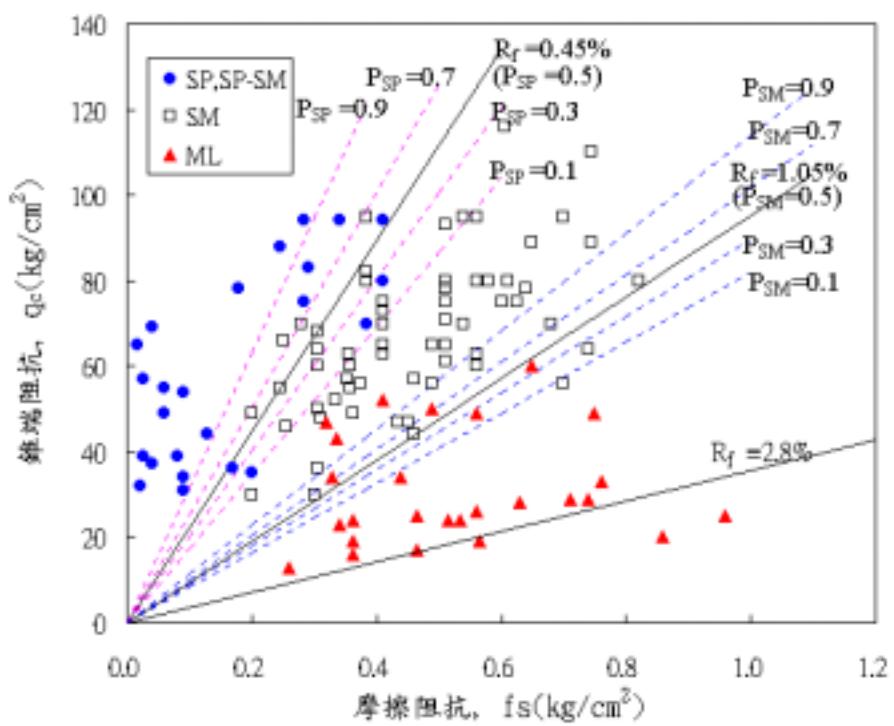


圖 5-2 臺中港 CPT 試驗與土壤分類之邏輯迴歸分析結果

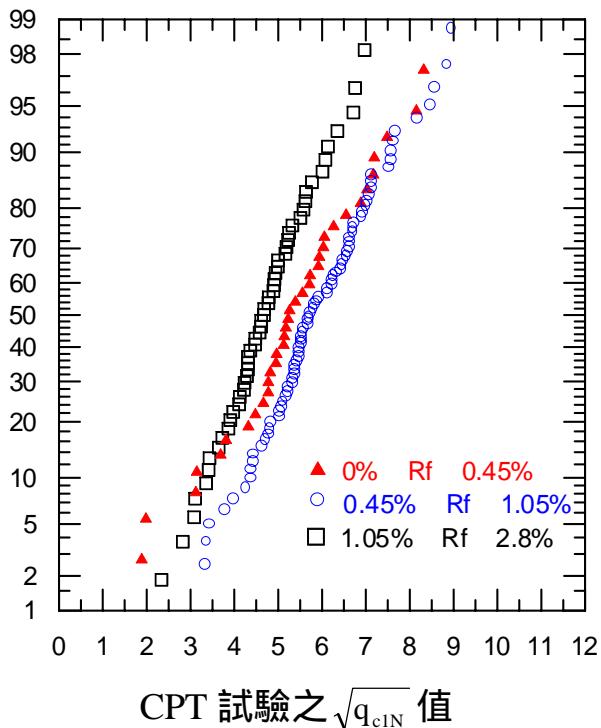


圖 5-3 CPT 試驗之 $\sqrt{q_{c1N}}$ 值繪於常態或然率圖上

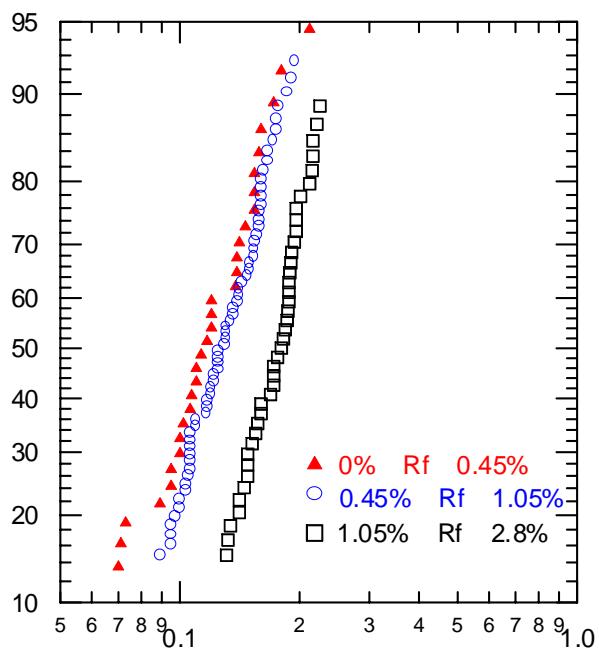


圖 5-4 反復應力比 CSR_{7.5} 繪於對數常態或然率圖上

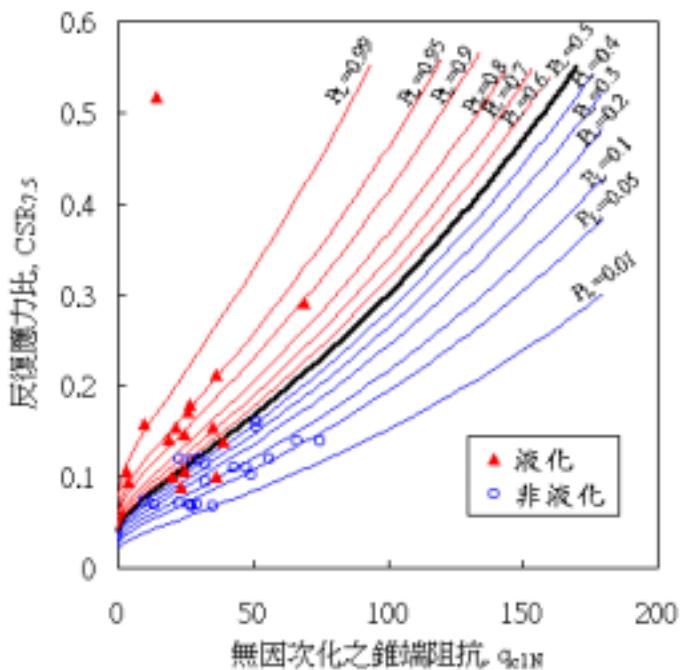


圖 5-5 Rf 0.45% 邏輯模式之液化機率曲線圖

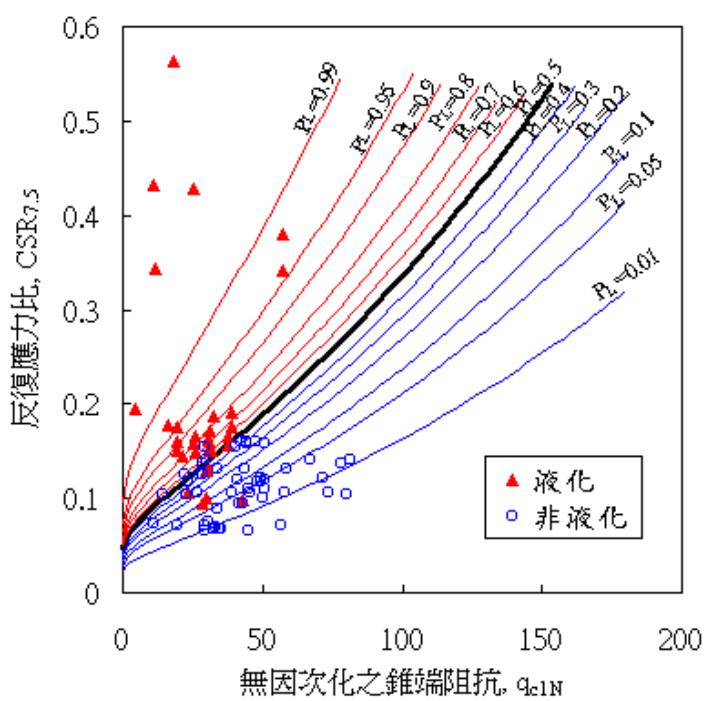


圖 5-6 0.45% Rf 1.05% 邏輯模式之液化機率曲線圖

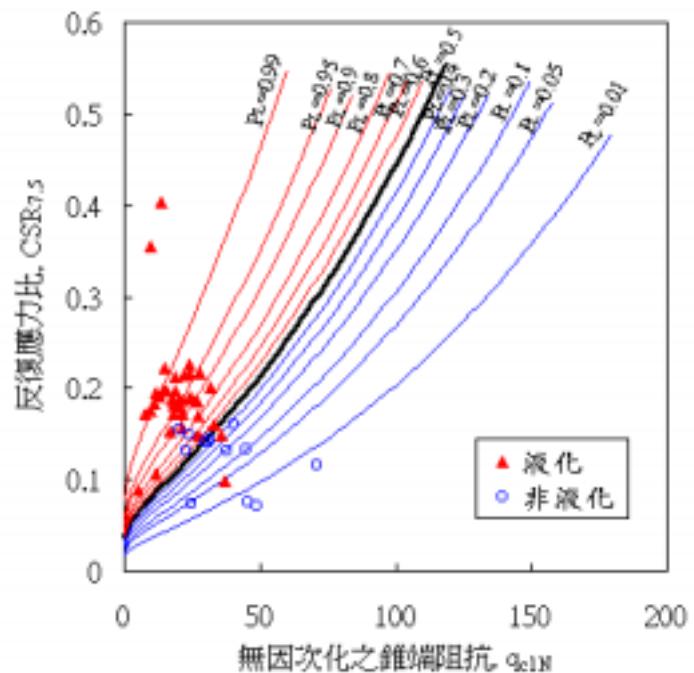


圖 5-7 1.05% Rf 2.8% 邏輯模式之液化機率曲線圖

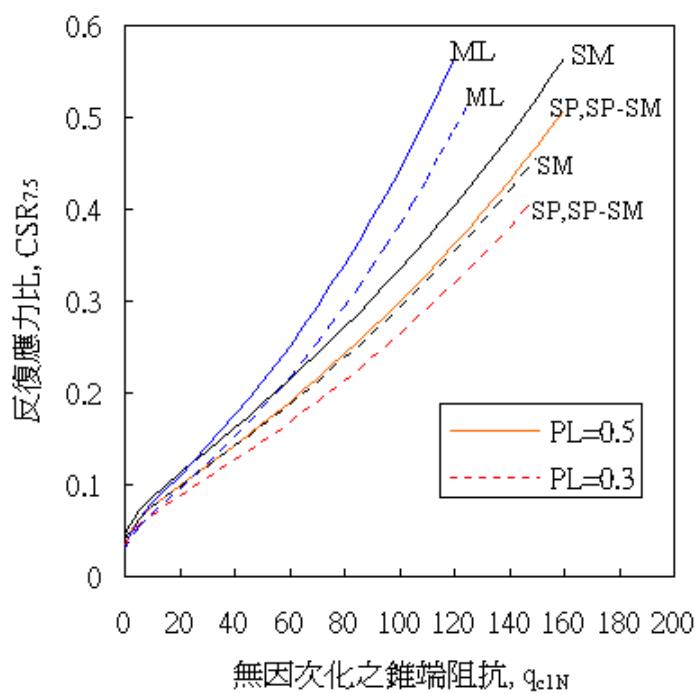


圖 5-8 淨砂、粉土質砂、粉土等土壤以 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 為
液化判別式之比較

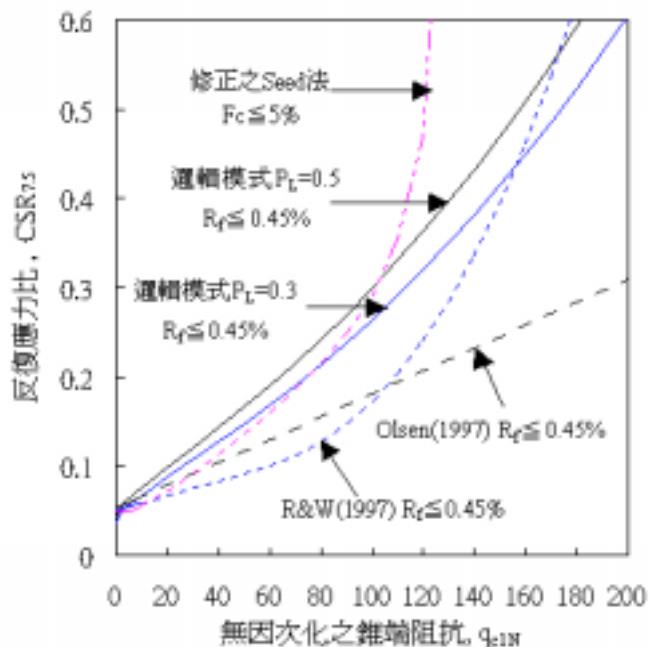


圖 5-9 淨砂液化邏輯模式 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 與 Olsen(1997)、
R&W(1997) 及修正之 Seed 等方法之比較

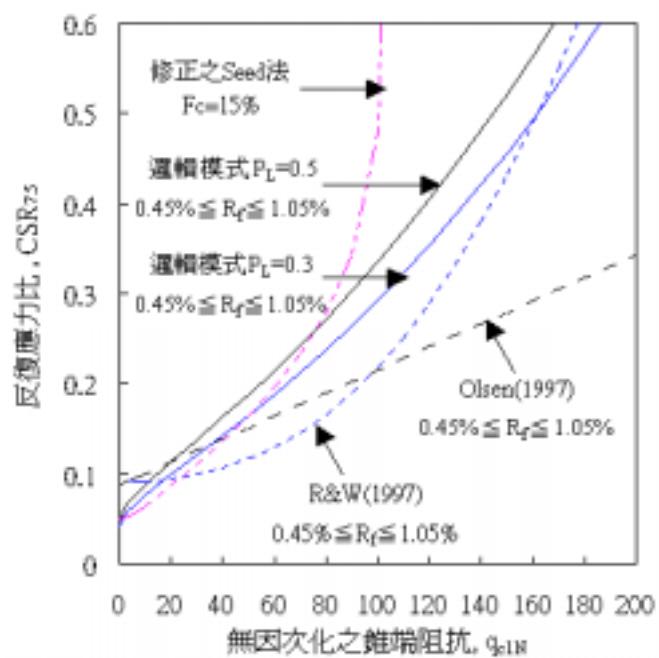


圖 5-10 粉土質砂液化邏輯模式 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 與 Olsen(1997)、
R&W(1997) 及修正之 Seed 等方法之比較

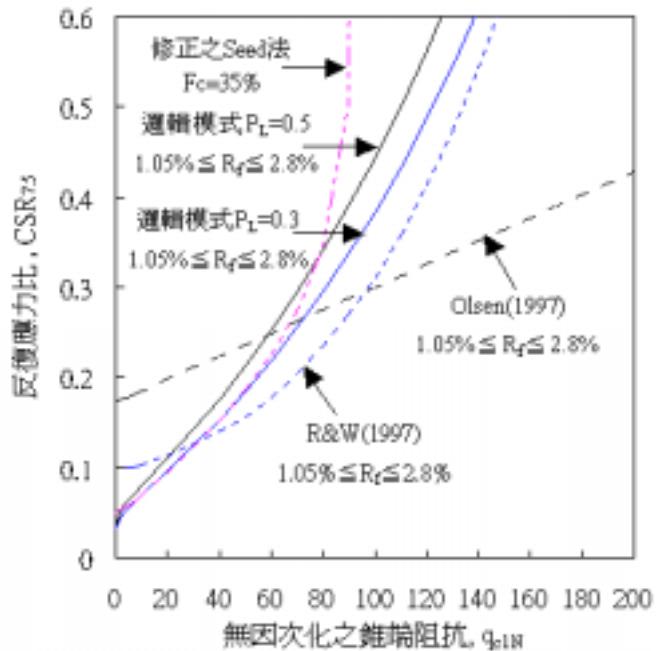


圖 5-11 粉土液化邏輯模式 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 與 Olsen(1997)、R&W(1997) 及修正之 Seed 等方法之比較

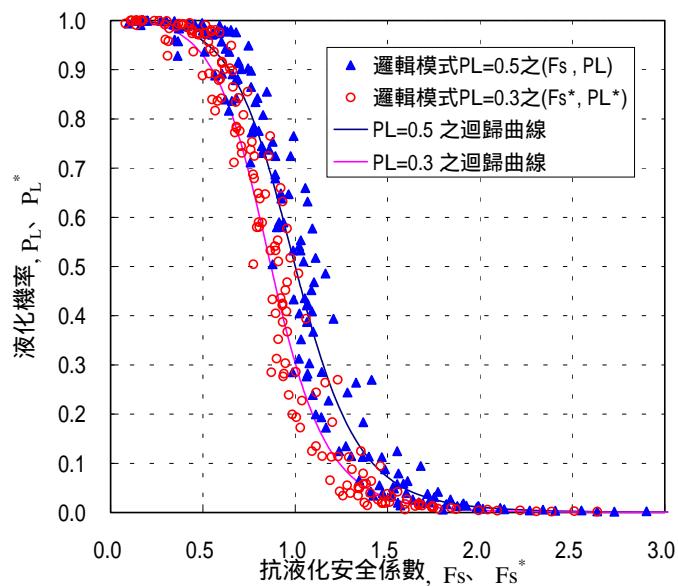
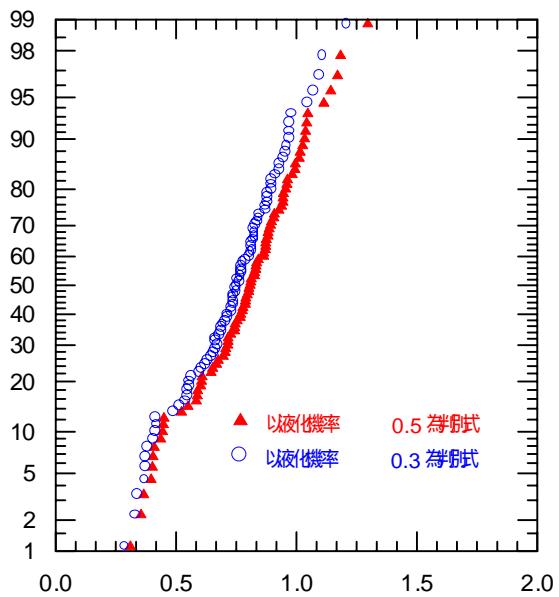
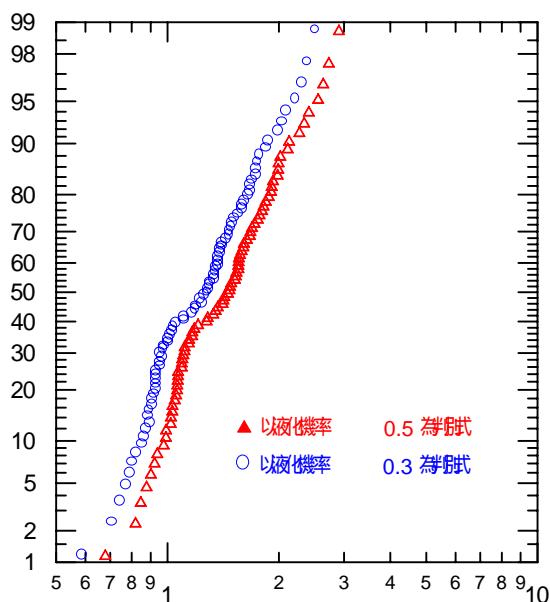


圖 5-12 邏輯模式 $P_L=0.5$ 、 $P_L=0.3$ 之抗液化安全係數與液化機率之關係圖



液化案例之 $\sqrt{F_s}$ 、 $\sqrt{F_s^*}$ 值

圖 5-13 液化案例之 $\sqrt{F_s}$ 、 $\sqrt{F_s^*}$ 值繪於常態或然率圖上



非液化案例之 F_s 、 F_s^* 值

圖 5-14 非液化案例之 F_s 、 F_s^* 值繪於對數常態或然率圖上

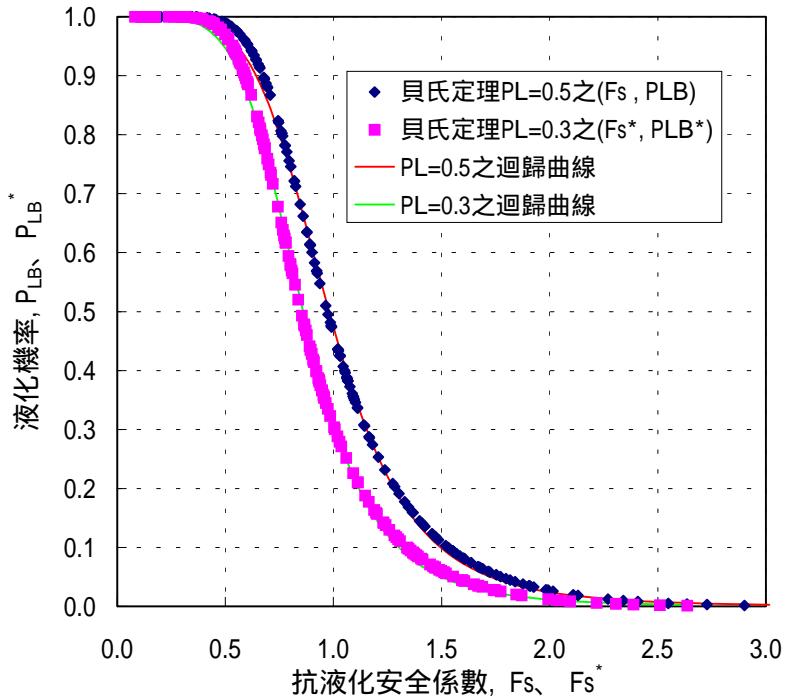


圖 5-15 貝氏定理 $PL=0.5$ 、 $PL=0.3$ 之抗液化安全係數
與液化機率之關係圖

第六章 港區地震及土壤液化監測之分析

港灣地區地層大都為疏鬆軟弱之沖積土層及浚砂回填土所構成，地震來襲時，震波從震源深處向上經過軟弱的覆土層，振幅通常有放大作用。另在強烈地震之反復作用下，土壤之孔隙水壓會逐漸上升，土壤之承載力會逐漸減低，當土壤之超額孔隙水壓之上升累積至與土壤之垂直壓力相等時即所謂之土壤液化，當此種現象發生的時候，土壤的承載力會瞬間驟降甚至到零的地步，築在其上的結構物也因基礎失去支撐而傾斜或倒塌，而側向之構造物如碼頭、護岸、海堤亦會因土壤液化增加之側向力，而產生向海側位移或傾斜等破壞，因此港區地震及土壤液化監測，對港灣構造物之安全極為重要。

在 1985 年墨西哥(Mexico)地震，1988 年亞美尼亞(Armenia)地震以及 1989 年美國洛馬普利塔(Loma Prieta)地震中，均有非常重大之災害發生，綜合各國災報告及研究，可發現其主要震災均係震波放大效應所引起，由於軟弱土層對地震波之放大作用造成局部地區非常嚴重之損害，因此震波放大效應的問題普遍引起大家之注意。1995 年日本發生阪神大地震，港區新生地發生嚴重液化造成神戶港之碼頭、岸壁等港灣設施嚴重毀損，港灣機能全面癱瘓。921 大地震除造成車籠埔斷層沿線重大災害外，遠在斷層數十公里外的臺中港區亦發生土壤液化，造成港灣結構物的損毀。分析港區內之地層可初步瞭解，靠近地表之地層屬於震波傳遞較慢的鬆軟沖積層或回填層，這些地層均易造成特定頻率震波之放大。因此徹底瞭解地震在港區沖積土層之放大效應及動態孔隙水壓變化行為，作為各港區後續工程設計時的依據為本研究主要目標。

6.1 沖積土層對地震之影響

一般於同一地震中各地所感受之震度與災害其隨距震央之距離而

減弱，但因各地區地盤之差異效應，使得與震度等距之各區感受震度與災害之程度，往往大不相同，甚至有時距震央較遠者反比較近者感受較大之震度與災害，可從歷史地震觀測記錄得知。此與沖積地層之地震振動特性有關。觀測區域地震記錄，可幫助瞭解區域沖積地層之地震振動特性：

1. 區域地盤對地震之振動波型與強度之影響。
2. 區域地盤對結構物之振動阻尼之影響。
3. 地震振動對地盤強度之影響。
4. 瞭解地盤差異之影響性。

由於埋入型地震儀之發展，地震已可做地盤之分層觀測，對瞭解不同地層之振動與其相互關係極有幫助。一般地震之相關振動特性值，地面大於地下，但於地震主震動之初期，地下與地面之振動記錄除時間上之差異外確大致相似。欲探討沖積土層對地震之影響，主要應可分兩方面探討：

6.1.1 沖積土層對地震振動頻率之影響

1. 卓越週期之計算

(1) 於沖積性地盤近表面地盤的卓越週期。其長短因表面層之細部組織而定。依多從反射理論計算法，若表面層為一性質均勻之單層，其卓越週期可由下式計算：

$$T = \frac{4H}{C}$$

T 為地盤的卓越週期，H 為表面地層的厚度，C 為橫波之速度。依此公式表面層越厚主週期越長。

(2) 若表面層為多層堆積而成，且各層物理性質相差不大時，最長之卓越週期可用一換算波速 C 計算： $T = \frac{4H}{C} = 4 \sum \frac{H_i}{C_i}$ 。H 為表面層總

厚度， H_i 為分層之厚度， C_i 為分層之橫波速。計算值之可靠否依分層波速之正確值而定。

2. 卓越週期之測定

- (1) 地震之卓越週期對建物於地震之震動有極大之影響，其值必須預先測知。一般可透過微震量測及搜集現址觀察地震波動記錄之頻率曲線(頻率與振動週期之關係圖)得之。於現地地震儀之長期觀測記錄中可獲得有價值之地層特性資料。
- (2) K.Kanai(1962)金井博士之研究結果：1. 地震規模大於 6 時，各地之卓越週期因地而異，其值與微震之值相同。2. 某一地區振波如有兩個以上之卓越週期，其值常因各地震而異，但其中之一常與微震頻率曲線上所示多數高峰之一重合。
- (3) 由歷史觀測資料顯示，大地震時地盤之卓越週期與計算之第一振動週期近似，但小地震時地盤之卓越週期近於計算之第二或次高之振動週期，而與第一振動週期無關。一般常重視大地震之觀測，實際上中地震與大地震所引起地盤振動之卓越週期可能不同，於結構安全設計必須兼顧兩種地震之卓越週期。

6.1.2 沖積土層對地震強度之影響

沖積土層之震動阻抗較岩盤及洪積地盤為小，同時沖積地盤又有卓越週期，使其在地震時可能因共振而生較強之振動。故必須瞭解每一地震之震波最大加速度、速度與位移等重要特性質，因表面層之沖積地盤而擴大了多少。其值之一般差異性如下：

- (1) 因區域地質之差異，其值有區域性之差異。
- (2) 沖積地層越厚位移越大，加速度亦相對增加。
- (3) 地震振動波之週期長者產生最大位移，週期短者產生最大加速度。

(4) 沖積地層因多重反射，使其在地震時可能因共振使表面震動振幅增大而生較強之振動 其增幅之計算依 K.Kanai(1962)金井博士之研究結果：

$$G(T) = 1 + \frac{1}{\sqrt{\left[\frac{1+\kappa}{1-\kappa} \left\{ 1 - \left(\frac{T}{T_G} \right)^2 \right\} \right]^2 + \left(\frac{0.3}{\sqrt{T_G}} \frac{T}{T_G} \right)^2}}$$

其中 $\kappa = \frac{\rho_1 c_1}{\rho_2 c_2}$, $G(T)$ =增幅比率， T =地震波振動成分之週期， T_G =表面層之卓越週期，1=表面層之質量，2=基盤之質量， c_1 =表面層之地震波速， c_2 =基盤之地震波速。

6.2 港區地震及土壤液化監測規劃

由於地震在鬆軟地層之放大效應，悠關港灣構造物之安全甚巨，為了瞭解地震時，地層中震波之傳遞特性，鑽數口井至各個地層，分別於最深之堅硬地盤及不同深度之軟弱土層，分層安置埋入型地震計分層監測，以瞭解港區地層之地震放大效應。本研究分層設計深度規劃大致為 GL-0m、GL-15m、GL-30m、GL-100m、GL-300m，唯實際埋設深度得依現地土層變化狀況而調整。目前本研究已先後於臺中港、臺北港、高雄港與蘇澳港各完成一組地震監測系統。

另在強烈地震之反復作用下，土壤之孔隙水壓之逐漸上升，是土壤發生液化之主要因素，因此地震時動態水壓之監測，對港灣構造物之安全極為重要。目前本研究亦已先後在臺中港、臺北港、高雄港與蘇澳港個別完成設置一組動態水壓即時監測系統，以監測地震時淺層動態水壓之即時變化，本研究分層設計深度規劃為 GL-3m、GL-6m、GL-10m、GL -15m、GL -30m，唯實際埋設深度得依現地土層變化狀況而調整。此外，在臺中港、布袋港、安平港、大鵬灣等港區亦分別

設置 1 組 200M 分層地下水壓監測系統，除了可以監測港區平時之水壓變化外，亦可監測地震前後深層地下水壓之變化。

6.3 臺中港地震監測結果分析

6.3.1 地震監測結果分析

臺中港井下地震儀監測站於民國 90 年底完成，監測站之地層構造及地震計、水壓計埋設深度示意圖，如圖 6-1 所示。此井下地震儀陣列於地表、10 米、20 米、100 米及 283 米共設置 5 部地震儀，監測站設置已四年多，監測期間雖未有強震之觀測資料，唯小地震非常頻繁，目前擷取之地震觀測資料已有 36 組，唯其中有多組觀測資料受港區貨櫃車輛經過時之振動干擾，資料分析時予以篩除，本文僅篩選 28 組較完整之監測資料進行分析研究。

為瞭解地震波於臺中港區之放大特性，茲以振幅較大之 91 年 3 月 31 日地震南北向(NS)歷時為示意圖，如圖 6-2 所示。圖 6-3 為數組南北向(NS)最大加速度隨深度變化圖。由圖 6-2 及圖 6-3 顯示：南北向(NS)之尖峰加速度，由 283m 上傳至地表時，其振幅均有明顯放大。

為探討臺中港震波放大特性，本文將 28 組地震之各深度之最大加速度正規化，即將各深度之最大加速度除以地表之最大加速度。並加以統計迴歸分析，正規化之最大加速度隨深度變化之迴歸分析結果，如圖 6-4 所示，迴歸函數如下列所示：

$$\text{南北向} : \text{PGA} = \exp(-0.20 * (\text{深度})^{0.30}) \quad (6-1)$$

$$\text{東西向} : \text{PGA} = \exp(-0.24 * (\text{深度})^{0.25}) \quad (6-2)$$

$$\text{垂直向} : \text{PGA} = \exp(-0.10 * (\text{深度})^{0.45}) \quad (6-3)$$

由圖 6-4 回歸分析結果可發現：南北向之地震波自 283m 至地表，地震震波放大 2.86 倍；其中自 283m 至 20m，其厚度達 263m 之地層，

正規化之最大加速度由 0.351 放大至 0.589, 約放大 1.678 倍; 但自 20m 至地表, 其厚度僅 20m 之地層, 正規化之最大加速度由 0.589 放大至 1, 放大亦達 1.698 倍; 由此可知南北向之地震震波放大, 主要來自淺層地層, 但深層地層之震波放大效應仍不能忽略。東西向之地震波自 283m 至地表, 地震震波放大 2.80 倍; 其中自 283m 至 20m, 其厚度達 263m 之地層, 正規化之最大加速度由 0.356 放大至 0.593, 約放大 1.666 倍; 但自 20m 至地表, 其厚度僅 20m 之地層, 正規化之最大加速度由 0.593 放大至 1, 放大達 1.686 倍; 由此可知東西向之地震震波放大, 主要亦來自淺層地層。垂直向之地震波自 283m 至地表, 地震震波放大 2.83 倍; 其中自 283m 至 20m, 其厚度達 263m 之地層, 正規化之最大加速度由 0.353 放大至 0.621, 約放大 1.75 倍; 但自 20m 至地表, 其厚度僅 20m 之地層, 正規化之最大加速度由 0.621 放大至 1, 放大亦達 1.61 倍; 由此可知垂直向之地震震波放大, 主要亦來自淺層地層。

圖 6-5 為 Seed & Idriss (1971) 有關應力折減因數隨深度變化範圍之研究, 由圖 6-4 臺中港震波放大特性初步探討結果亦可發現, 臺中港淺層地層之震波放大稍大於 Seed & Idriss (1971) 之平均值。

Idriss(1990) 對軟弱地盤震波放大效應之研究發現, 震波放大有非線性效應, 即各地震之震波放大效應不同。因此為進一步探討臺中港震波放大效應之非線性, 本文亦分析臺中港震波放大倍率與最大加速度之關係, 如圖 6-6 所示。由圖 6-6 可發現: 臺中港震波放大倍率約於 2-5 倍之間, 平均約為 3 倍, 由於皆為小地震, 並未發現有非線性效應, 俟有一些大地震時再進一步分析。

6.3.2 SHAKE 地震模擬分析

本文進一步以大地工程界常用之 SHAKE 程式, 進行地震之模擬分析, SHAKE 程式係以加速度記錄的型態輸入產生地震, 並考慮該地土壤與地質情況因素, 以進行地盤反應分析。SHAKE 為一總應力地盤反應分析程式, 用以估計地震來臨時地盤所承受的反覆應力比及

作用週期數等相關之地盤反應。分析過程所需參數包含現地土層之剪力模數、阻尼比、以及具代表性的地震入射波基盤資料等，分析結果一般可求得地表及各層交接面之最大加速度歷時曲線、土層基本振動週期、任意土層間運動之放大倍率、地表加速度之富氏震幅譜(Fourier Spectrum)及各土層之反應譜等，除了可以作為設計震譜之重要依據外，並藉此計算地震時地盤所承受的應力應變，評估砂性土壤受震時之反覆應力比。

本研究以 SHAKE 程式模擬加速度歷時曲線，並與井下地震記錄比較，以探討臺中港區地震之放大倍率。由於目前無法獲得地震入射波，所以將井下 283 公尺所收到的地震記錄視為入射波，以進行模擬地表、井下 10 公尺、20 公尺、100 公尺之加速度歷時曲線，計算長度擷取剪力波開始後 60 秒之記錄，模擬過程中亦將地表自由端反射波列入計算。本研究相關之動態參數與剪應變之關係，是以臺灣西海岸港區沉泥質砂性土壤之動態試驗結果為程式分析時之輸入曲線，如圖 6-7 及圖 6-8 所示，各層土壤之剪力波速，則以臺中港地震監測站之懸浮式速度井測(P-S Logging)結果為輸入資料，如圖 6-9 所示。

圖 6-10 是利用 SHAKE 程式模擬 91 年 3 月 31 日南北向加速度歷時曲線之模擬結果，與圖 6-2 之實際的觀測值互相比較，比較結果可發現地表、20 公尺及 100 公尺之 PGA 值相當接近，10 公尺之模擬結果與觀測值相差甚多，有待進一步研究。本研究以 283 公尺記錄當作入射波，而實際上這記錄除了包含入射波之外，尚有來自其它地層反射回來的反射波，如果能減低這些反射波後，再作為入射波，則可進一步改善模擬結果。

6.4 臺北港地震監測結果分析

6.4.1 地震監測結果分析

臺北港井下地震儀監測站於民國 91 年底完成，監測站之地層構造

及地震計、水壓計埋設深度示意圖，如圖 6-11 所示。此井下地震儀陣列於地表、14 米、30 米、99 米及 297 米共設置 5 部地震儀，監測站設置已三年多，監測期間雖未有強震之觀測資料，唯小地震非常頻繁，目前擷取之地震觀測資料已有 19 組，唯其中有多組觀測資料受港區貨櫃車輛經過時之振動干擾，資料分析時予以篩除，本文僅篩選 17 組較完整之監測資料進行分析研究。

為瞭解地震波於臺北港區之放大特性，茲以振幅較大之 92 年 6 月 10 日地震南北向(NS)歷時為示意圖，如圖 6-12 所示。圖 6-13 為數組南北向(NS)最大加速度隨深度變化圖。由圖 6-12 及圖 6-13 顯示：南北向(NS)之尖峰加速度，由 297m 上傳至地表時，其振幅均有明顯放大。

為探討臺北港震波放大特性，本文將 17 組地震之各深度之最大加速度正規化，即將各深度之最大加速度除以地表之最大加速度。並加以統計迴歸分析，正規化之最大加速度隨深度變化之迴歸分析結果，如圖 6-14 所示，迴歸函數如下列所示：

$$\text{南北向} : \text{PGA} = \exp(-0.16 * (\text{深度})^{0.38}) \dots \quad (6-4)$$

$$\text{東西向} : \text{PGA} = \exp(-0.21 * (\text{深度})^{0.32}) \dots \quad (6-5)$$

$$\text{垂直向} : \text{PGA} = \exp(-0.22 * (\text{深度})^{0.28}) \dots \quad (6-6)$$

由圖 6-14 回歸分析結果可發現：南北向之地震波自 297m 至地表，地震震波放大 3.87 倍；其中自 297m 至 30m，其厚度達 267m 之地層，正規化之最大加速度由 0.258 放大至 0.567，約放大 2.2 倍；但自 30m 至地表，其厚度僅 30m 之地層，正規化之最大加速度由 0.567 放大至 1，放大亦達 1.764 倍；由此可知南北向之地震震波放大，主要來自淺層地層，但深層地層之震波放大效應仍不能忽略。東西向之地震波自 297m 至地表，地震震波放大 3.71 倍；其中自 297m 至 30m，其厚度達 267m 之地層，正規化之最大加速度由 0.269 放大至 0.536，約放大

1.99 倍；但自 30m 至地表，其厚度僅 30m 之地層，正規化之最大加速度由 0.536 放大至 1，放大達 1.86 倍；由此可知東西向之地震震波放大，主要亦來自淺層地層。垂直向之地震波自 297m 至地表，地震震波放大 3.12 倍；其中自 297m 至 30m，其厚度達 267m 之地層，正規化之最大加速度由 0.321 放大至 0.555，約放大 1.73 倍；但自 30m 至地表，其厚度僅 30m 之地層，正規化之最大加速度由 0.555 放大至 1，放大亦達 1.8 倍；由此可知垂直向之地震震波放大，主要亦來自淺層地層。

Seed & Idriss (1971)有關應力折減因數隨深度變化範圍之研究，如圖 6-5 所示，由圖 6-14 臺北港震波放大特性初步探討結果亦可發現，臺北港淺層地層之震波放大稍大於 Seed & Idriss (1971)之平均值。為進一步探討臺北港震波放大效應之非線性，本文亦分析臺北港震波放大倍率與最大加速度之關係，如圖 6-15 所示。由圖 6-15 可發現：臺北港震波放大倍率約於 3-5 倍之間，平均約為 4 倍，由於皆為小地震，並未發現有非線性效應，俟有一些大地震時再進一步分析。

6.4.2. SHAKE 地震模擬分析

本研究以 SHAKE 程式模擬加速度歷時曲線，並與井下地震記錄比較，以探討臺北港區地震之放大倍率。由於目前無法獲得地震入射波，所以將井下 297 公尺所收到的地震記錄視為入射波，以進行模擬地表、井下 14 公尺、30 公尺、100 公尺之加速度歷時曲線，計算長度擷取剪力波開始後 40 秒之記錄，模擬過程中亦將地表自由端反射波列入計算。本研究相關之動態參數與剪應變之關係，是以臺灣西海岸港區沉泥質砂性土壤之動態試驗結果為程式分析時之輸入曲線，如圖 6-7 及圖 6-8 所示，各層土壤之剪力波速，則以臺北港地震監測站之懸浮式速度井測(P-S Logging)結果為輸入資料，如圖 6-16 所示。

圖 6-17 是利用 SHAKE 程式模擬 92 年 6 月 10 日南北向加速度歷時曲線之模擬結果，與圖 6-12 之實際的觀測值互相比較，比較結果可

發現地表、10 公尺及 100 公尺之 PGA 值相當接近，30 公尺之模擬結果與觀測值相差甚多，有待進一步研究。本研究以 297 公尺記錄當作入射波，而實際上這記錄除了包含入射波之外，尚有來自其它地層反射回來的反射波，如果能減低這些反射波後，再作為入射波，則可進一步改善模擬結果。

6.4.3 Haskall 地震模擬分析

為了進一步模擬加速度歷時曲線，本研究利用 Haskall (1953, 1960) 數值模擬方式，並以陳圭璋、賴聖耀(2003)所計算之轉換函數及衰減因子 Q 值，進行不同深度時間歷時之模擬，再與井下地震記錄比較，以探討臺北港區地震之放大倍率。用來進行模擬之地震為 92 年 6 月 10 日之地震記錄，模擬之項目包括原始之加速度記錄。Haskall 模擬方式與 SHAKE 模擬方式不同，是以地表記錄當作輸入歷時，以進行地下 14、30、100、297 公尺深之歷時計算，同時計算前先將地表歷時旋轉至徑向 (R) 以及切向 (T)，計算長度擷取剪力波開始後 40 秒之記錄，模擬過程中亦將地表自由端反射波列入計算，圖 6-18 為加速度在 R 與 T 方向之模擬與觀測比較圖。由圖 6-18 可發現，在淺層的 14 以及 30 公尺部份，模擬與觀測結果不論是振幅或波相均相當一致；至於較深層之 100 公尺及 297 公尺之部分，則發現加速度模擬結果之振幅較觀測值稍高，但波相與整體趨勢仍十分接近，推測在深層部分有變化較劇烈之薄層夾雜其中，使得較能反映薄層之高頻加速度訊號產生變化所致，此外震波在深層部分並非完全如計算時所假設是以接近垂直之入射角入射，也造成一定程度之影響，但就整體而言，模擬與觀測仍屬接近。

6.5 高雄港地震監測結果分析

6.5.1 地震監測結果分析

高雄港井下地震儀監測站於民國 92 年底完成，監測站之地層構造

及地震計、水壓計埋設深度示意圖，如圖 6-19 所示。此井下地震儀陣列於地表、15 米、30 米、97 米及 293 米共設置 5 部地震儀，監測站設置已二年多，監測期間雖未有強震之觀測資料，唯小地震非常頻繁，目前擷取之地震觀測資料已有 22 組，唯其中有多組觀測資料受港區貨櫃車輛經過時之振動干擾，資料分析時予以篩除，本文僅篩選 17 組較完整之監測資料進行分析研究。

為瞭解地震波於高雄港區之放大特性，茲以 92 年 12 月 10 日地震南北向(NS)歷時為示意圖，如圖 6-20 所示。圖 6-21 為數組南北向(NS)最大加速度隨深度變化圖。由圖 6-20 及圖 6-21 顯示：南北向(NS)之尖峰加速度，由 297m 上傳至地表時，其振幅均有明顯放大。

為探討高雄港震波放大特性，本文將 17 組地震之各深度之最大加速度正規化，即將各深度之最大加速度除以地表之最大加速度。並加以統計迴歸分析，正規化之最大加速度隨深度變化之迴歸分析結果，如圖 6-22 所示，迴歸函數如下列所示：

$$\text{南北向} : \text{PGA} = \exp(-0.146 * (\text{深度})^{0.404}) \quad (6-7)$$

$$\text{東西向} : \text{PGA} = \exp(-0.147 * (\text{深度})^{0.401}) \quad (6-8)$$

$$\text{垂直向} : \text{PGA} = \exp(-0.230 * (\text{深度})^{0.276}) \quad (6-9)$$

由圖 6-22 回歸分析結果可發現：南北向之地震波自 293m 至地表，地震震波放大 4.26 倍；其中自 293m 至 30m，其厚度達 263m 之地層，正規化之最大加速度由 0.235 放大至 0.562，約放大 2.39 倍；但自 30m 至地表，其厚度僅 30m 之地層，正規化之最大加速度由 0.562 放大至 1，放大亦達 1.78 倍；由此可知南北向之地震震波放大，主要來自淺層地層，但深層地層之震波放大效應仍不能忽略。東西向之地震波自 293m 至地表，地震震波放大 4.20 倍；其中自 293m 至 30m，其厚度達 263m 之地層，正規化之最大加速度由 0.238 放大至 0.563，約放大 2.36 倍；但自 30m 至地表，其厚度僅 30m 之地層，正規化之

最大加速度由 0.563 放大至 1，放大達 1.77 倍；由此可知東西向之地震震波放大，主要亦來自淺層地層。垂直向之地震波自 293m 至地表，地震震波放大 3.01 倍；其中自 293m 至 30m，其厚度達 263m 之地層，正規化之最大加速度由 0.332 放大至 0.555，約放大 1.67 倍；但自 30m 至地表，其厚度僅 30m 之地層，正規化之最大加速度由 0.555 放大至 1，放大亦達 1.8 倍；由此可知垂直向之地震震波放大，主要亦來自淺層地層。

由圖 6-22 高雄港震波放大特性初步探討結果亦可發現，高雄港淺層地層之震波放大稍大於 Seed & Idriss (1971) 之平均值。為進一步探討高雄港震波放大效應之非線性，本文亦分析高雄港震波放大倍率與最大加速度之關係，如圖 6-23 所示。由圖 6-23 可發現：高雄港震波放大倍率約於 3-7 倍之間，平均約為 4.5 倍，由於皆為小地震，並未發現有非線性效應，俟有一些大地震時再進一步分析。

6.5.2 Haskall 地震模擬分析

為了進一步模擬加速度歷時曲線，本研究利用 Haskall (1953, 1960) 數值模擬方式，各層土壤之剪力波速，則以高雄港地震監測站之懸浮式速度井測(P-S Logging)結果為輸入資料，如圖 6-24 所示。並以陳圭璋、賴聖耀(2003)所計算之轉換函數及衰減因子 Q 值，進行不同深度時間歷時之模擬，再與井下地震記錄比較，以探討高雄港區地震之放大倍率。用來進行模擬之地震為 92 年 12 月 10 日之地震記錄，模擬之項目包括原始之加速度記錄。Haskall 模擬方式與 SHAKE 模擬方式不同，是以地表記錄當作輸入歷時，以進行地下 15、30、97、293 公尺深之歷時計算，同時計算前先將地表歷時旋轉至徑向 (R) 以及切向 (T)，計算長度擷取剪力波開始後 40 秒之記錄，模擬過程中亦將地表自由端反射波列入計算，圖 6-25 為加速度在 R 與 T 方向之模擬與觀測比較圖。由圖 6-25 可發現，在淺層的 15 以及 30 公尺部份，模擬與觀測結果不論是振幅或波相均相當一致；至於較深層之 97 公尺及

293 公尺之部分，則發現加速度模擬結果之振幅較觀測值稍高，但波相與整體趨勢仍十分接近，推測在深層部分有變化較劇烈之薄層夾雜其中，使得較能反映薄層之高頻加速度訊號產生變化所致，此外震波在深層部分並非完全如計算時所假設是以接近垂直之入射角入射，也造成一定程度之影響，但就整體而言，模擬與觀測仍屬接近。

6.6 蘇澳港地震監測結果分析

蘇澳港井下地震儀監測站於民國 93 年底完成，監測站之地層構造及地震計、水壓計埋設深度示意圖，如圖 6-26 所示。此井下地震儀陣列於地表、8 米、15 米、22 米及 35 米共設置 5 部地震儀，監測站設置已一年多，為瞭解地震波於蘇澳港區之放大特性，茲以 94 年 3 月 16 日地震南北向(NS)歷時為示意圖，如圖 6-27 所示。由圖 6-27 顯示：南北向(NS)之尖峰加速度，由 35m 上傳至地表時，其振幅並未有明顯放大，可見 35m 並非真正之堅硬地盤，35m 至地表可能為同一地層。有關蘇澳港區之震波放大特性及地震模擬分析等，於第七章將更詳細之探討。

6.7 動態孔隙水壓之監測結果分析

由 Ishihara et al. (1981,1987) 之研究顯示，地震之最大加速度須大於 65 gal 以上，才會有動態孔隙水壓之激發，由於監測期間於港區附近未有強震發生，因此亦未有地震引致土壤孔隙水壓逐漸上升之監測資料，俟有動態孔隙水壓之監測資料時再進行分析。

6.8 小結

由地震波放大倍率與最大加速度之研究可發現：臺中港震波放大

倍率約為 3 倍；臺北港震波放大倍率約為 4 倍；高雄港震波放大倍率約為 4.5 倍。由此可見高雄港區淺層地層最為疏鬆軟弱，且與深層地層之軟硬比最大，臺北港次之，臺中港最小。由於皆為小地震，並未發現有 Idriss(1990)發現之非線性效應，俟有一些大地震監測資料時再進一步分析。由地震波放大倍率隨深度變化之初步探討結果亦可發現：臺中港、臺北港及高雄港淺層地層之震波放大皆稍大於 Seed & Idriss (1971)之平均值。

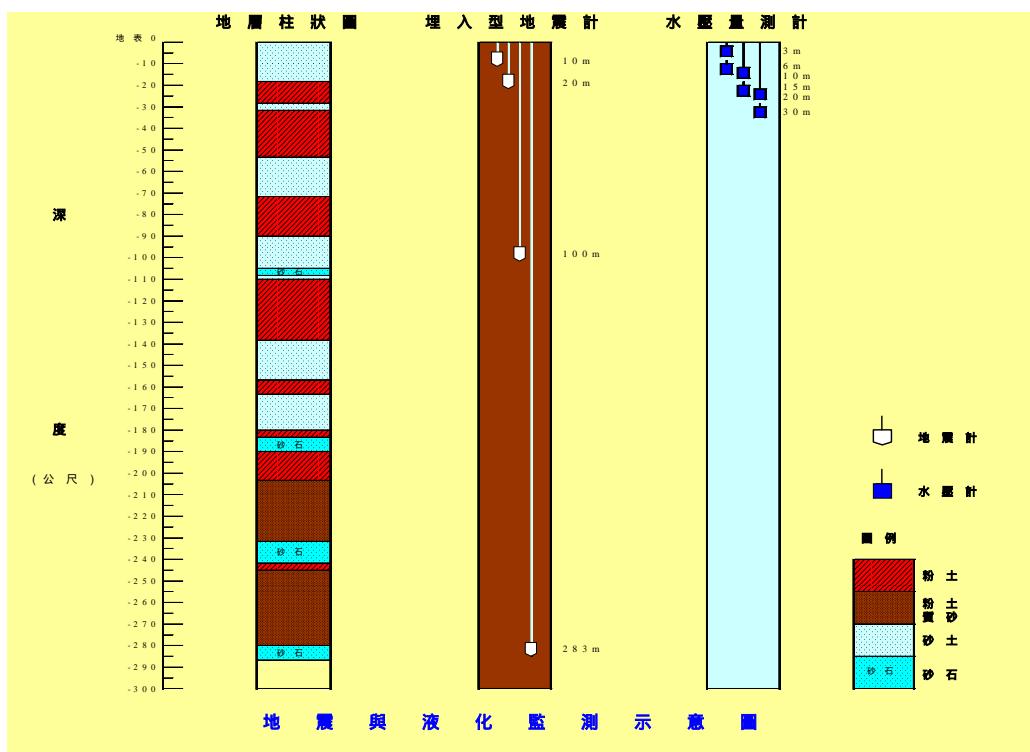


圖 6-1 臺中港地震及動態水壓監測站示意圖

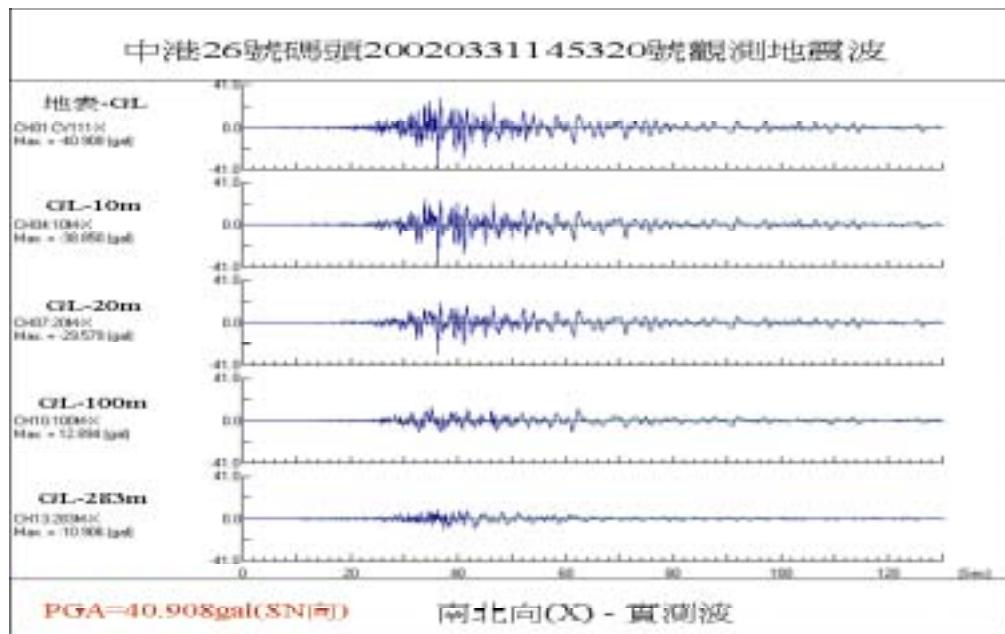


圖 6-2 臺中港 2002 年 3 月 31 日 14 點 53 分地震波(南北向)

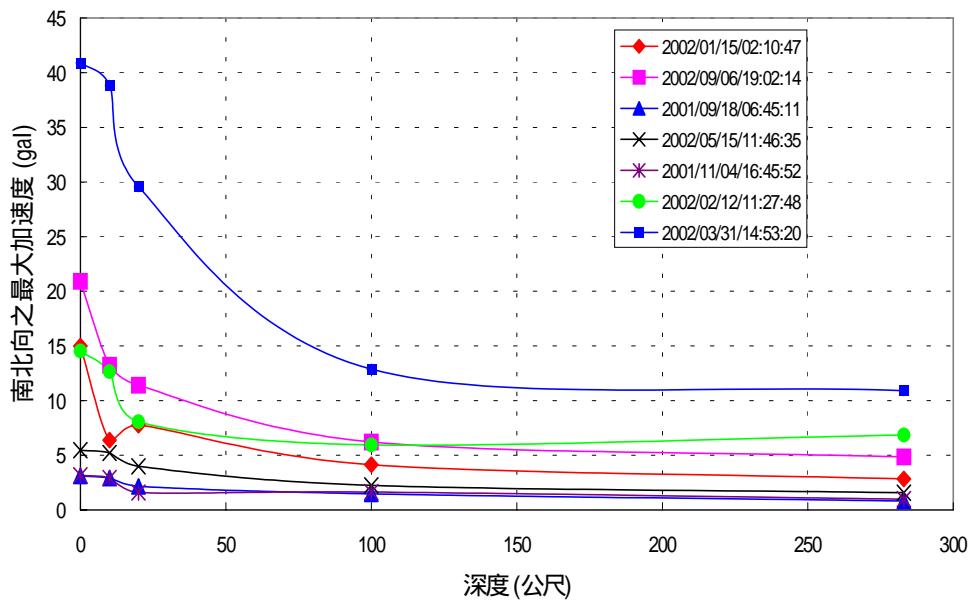


圖 6-3 臺中港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖

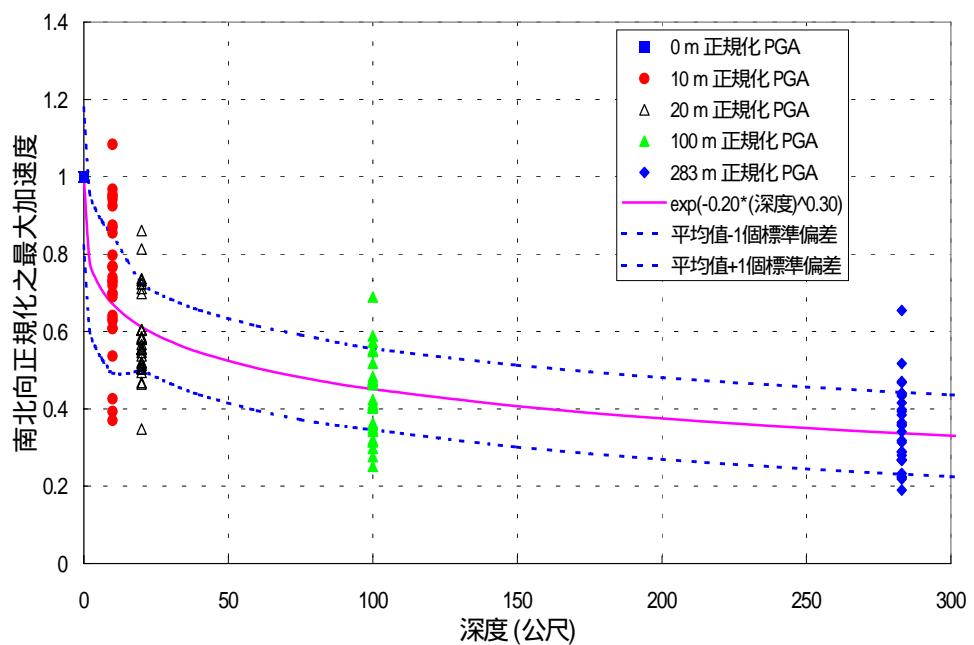


圖 6-4 臺中港井下地震儀南北向正規化之最大加速度隨深度變化圖

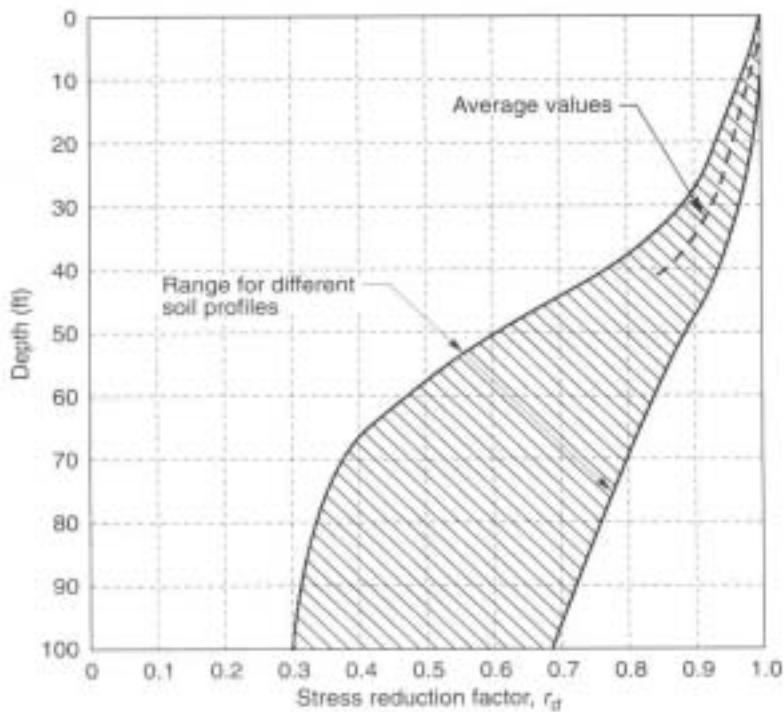


圖 6-5 應力折減因數 r_d 隨深度之變化範圍 (Seed & Idriss, 1971)

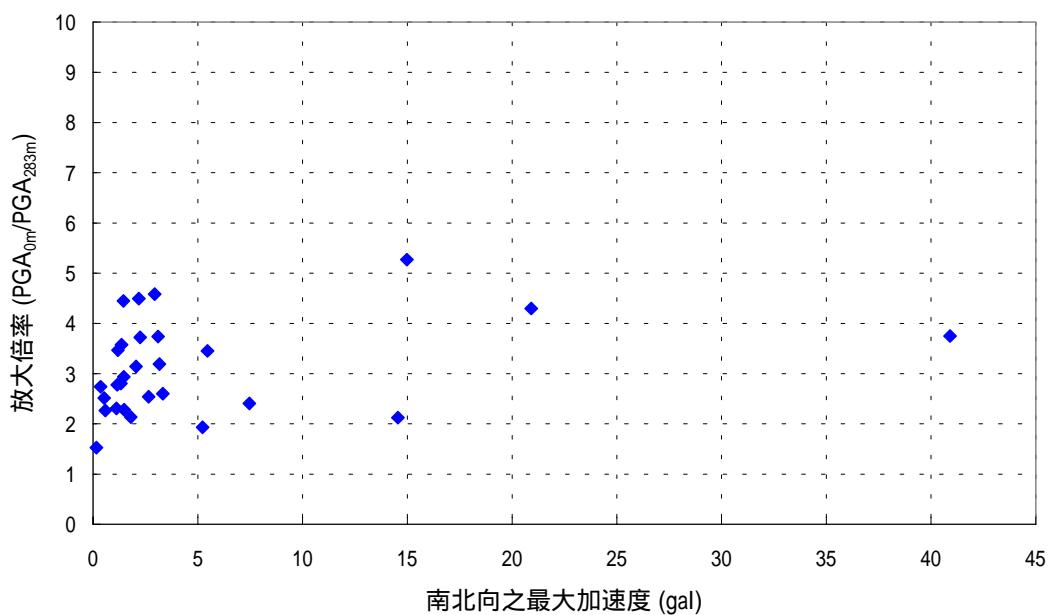


圖 6-6 臺中港東西向震波放大倍率與最大加速度之關係圖

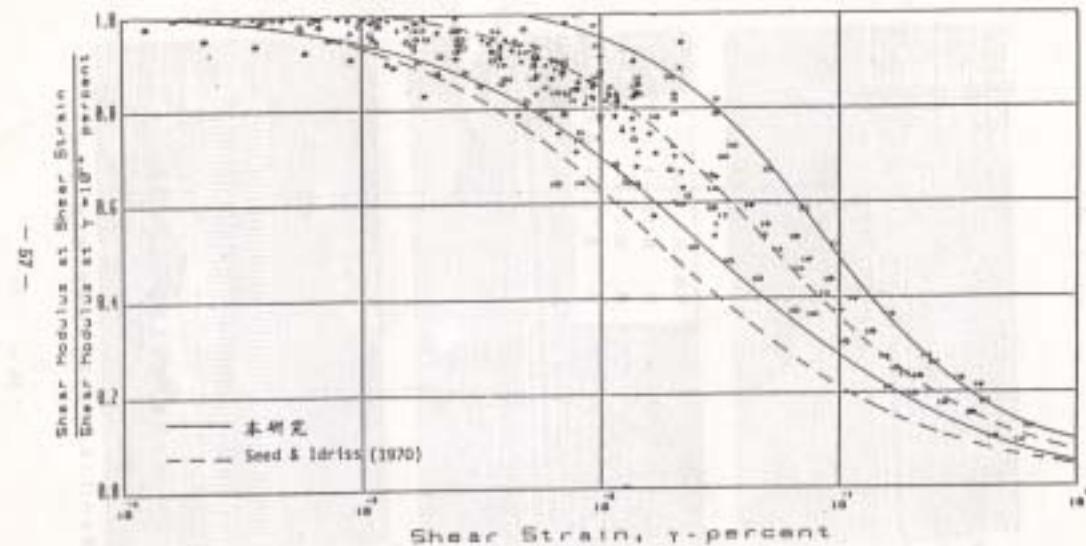


圖 6-7 臺灣西海岸港區沉泥質砂性土壤 G/G_{\max} 與剪應變之關係

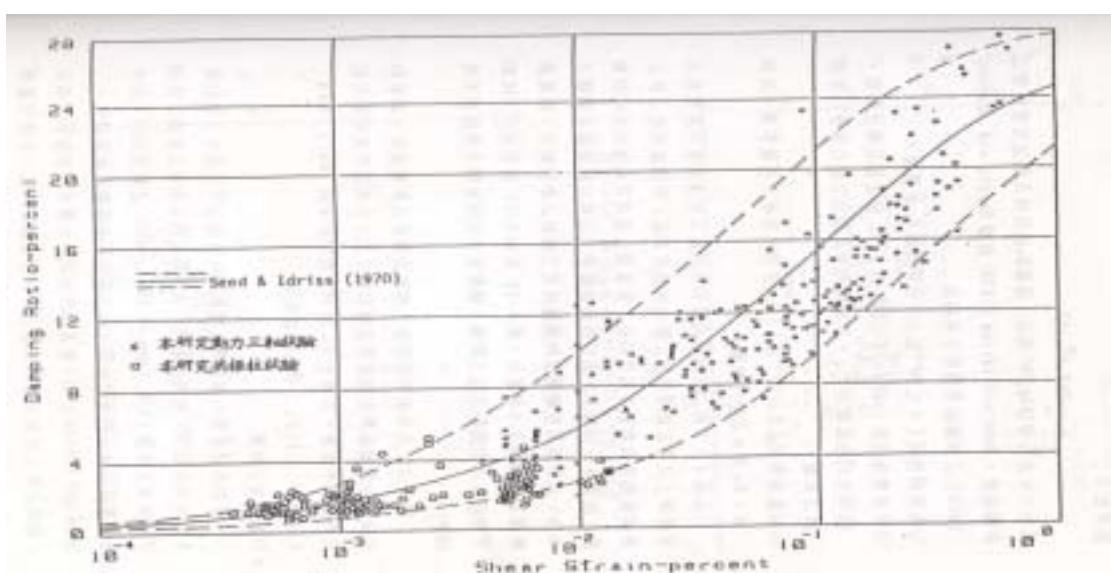


圖 6-8 臺灣西海岸港區沉泥質砂性土壤阻尼比與剪應變之關係

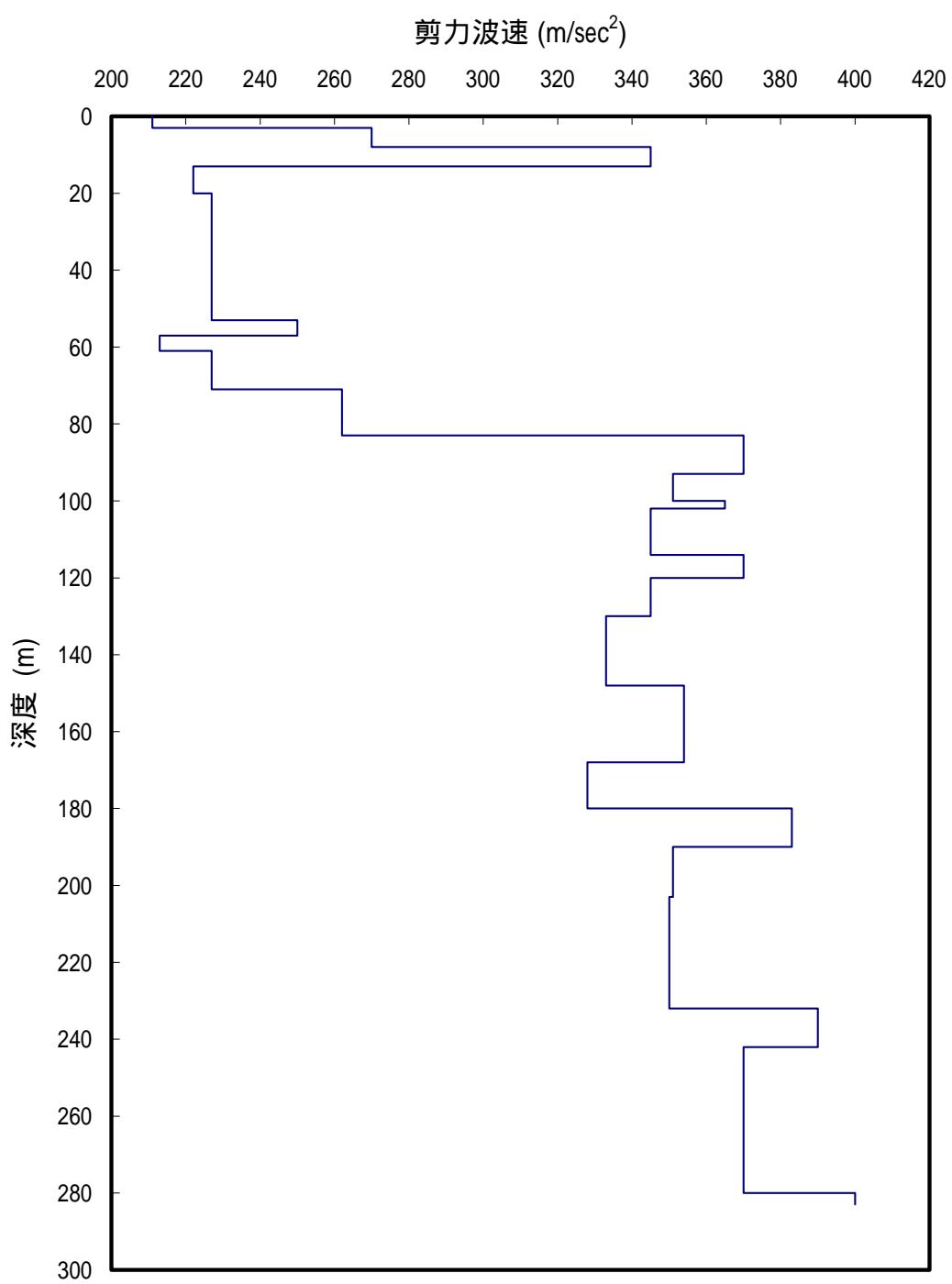


圖 6-9 臺中港地震監測站剪力波速隨深度變化關係圖

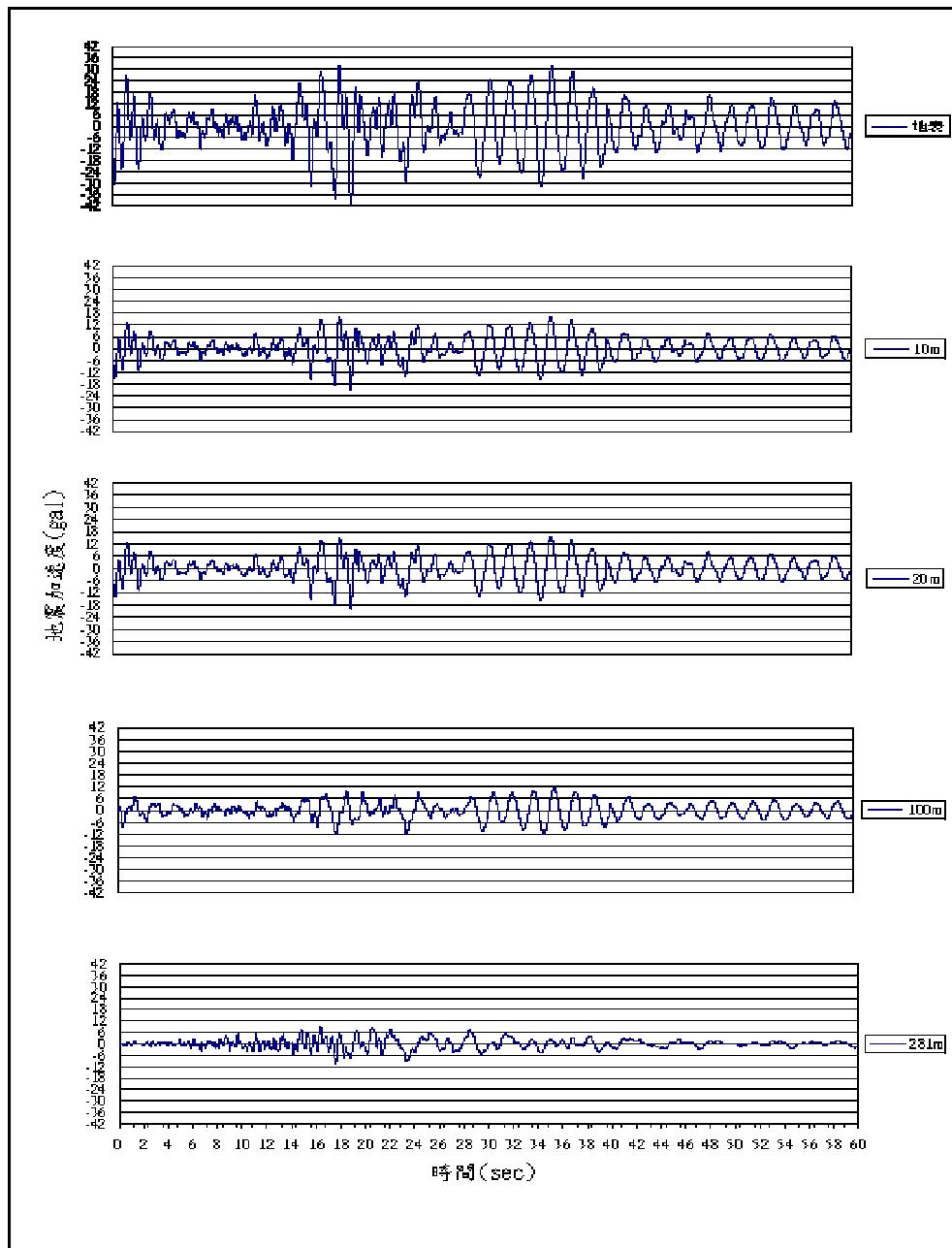


圖 6-10 臺中港 2002 年 3 月 31 日-SHAKE 模擬地震(南北向)

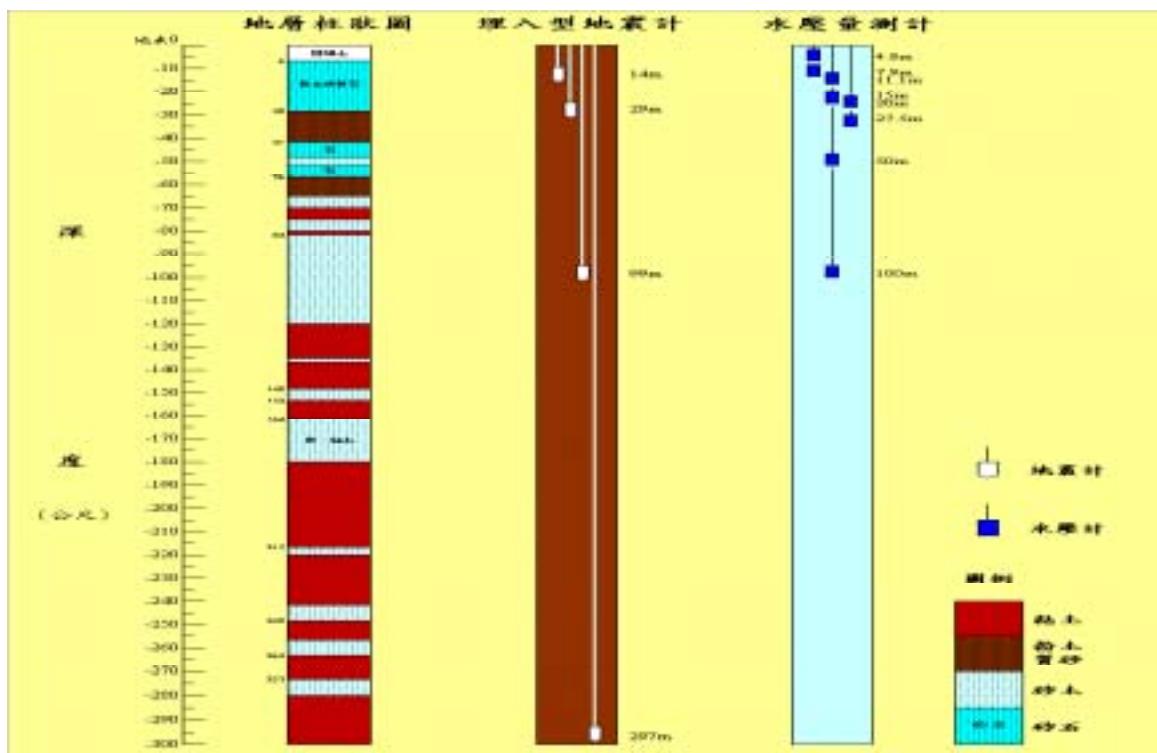


圖 6-11 臺北港地震及動態水壓監測站示意圖

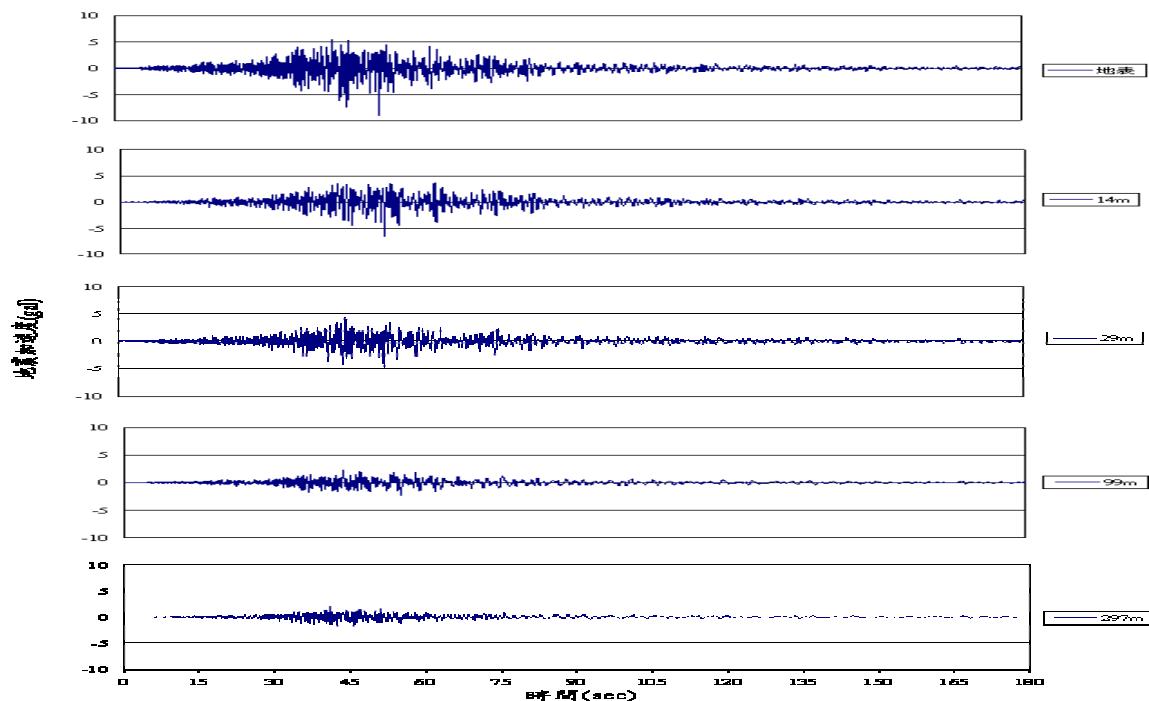


圖 6-12 臺北港 2003 年 6 月 10 日 16 時 41 分地震(南北向)

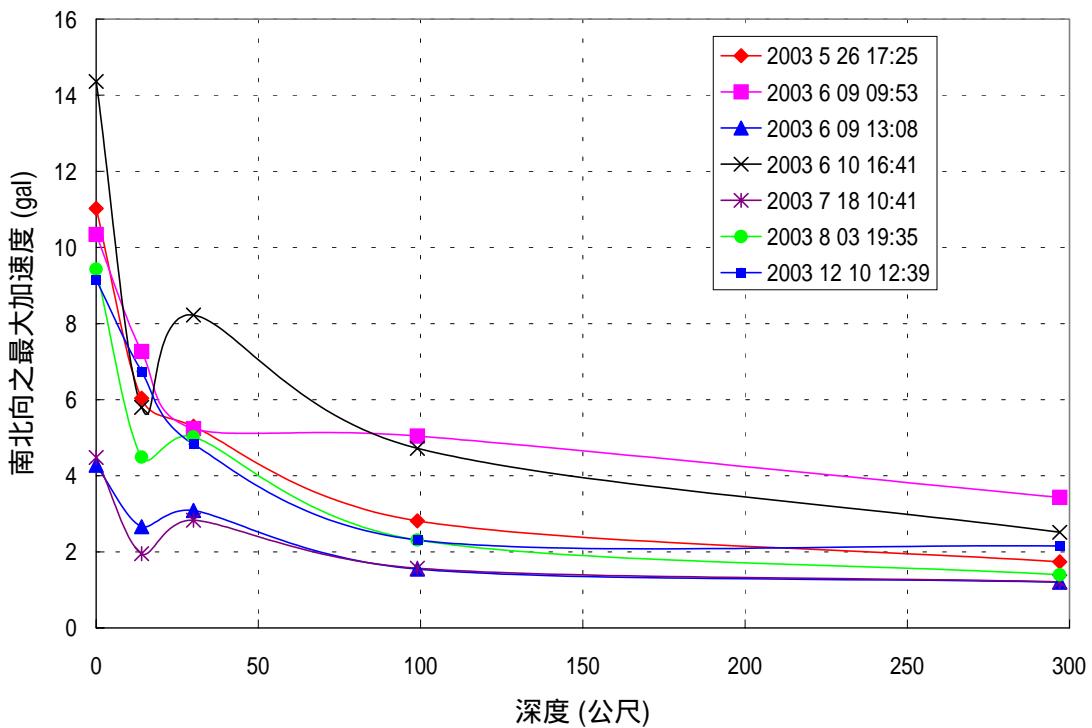


圖 6-13 臺北港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖

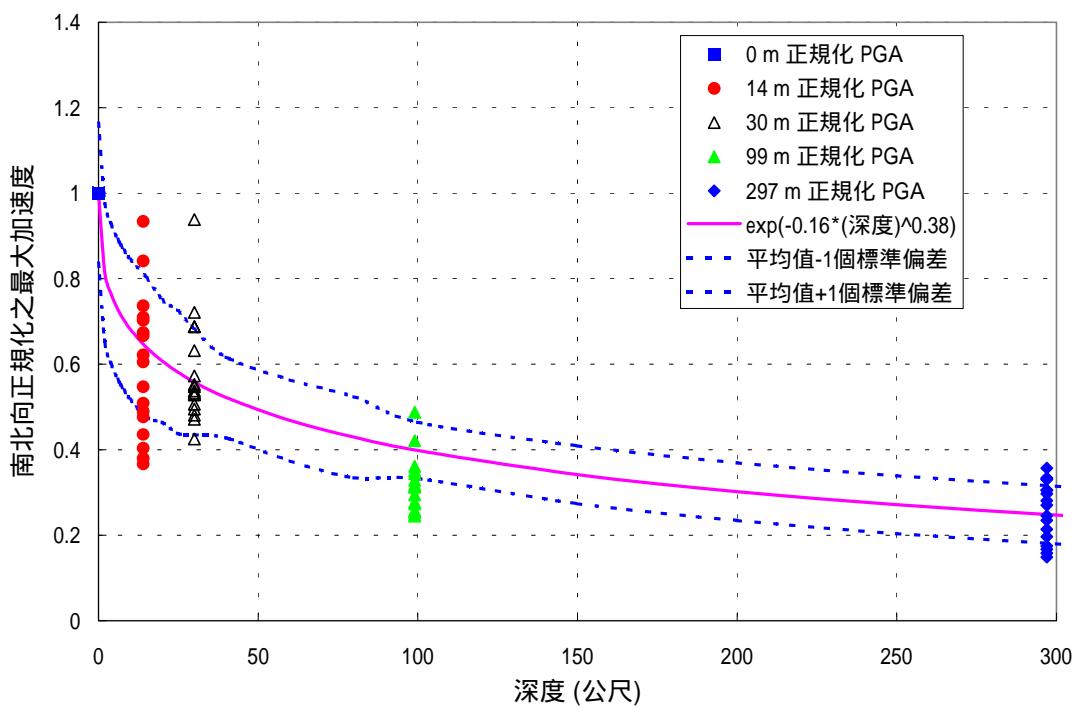


圖 6-14 臺北港井下地震儀南北向正規化之最大加速度隨深度變化圖

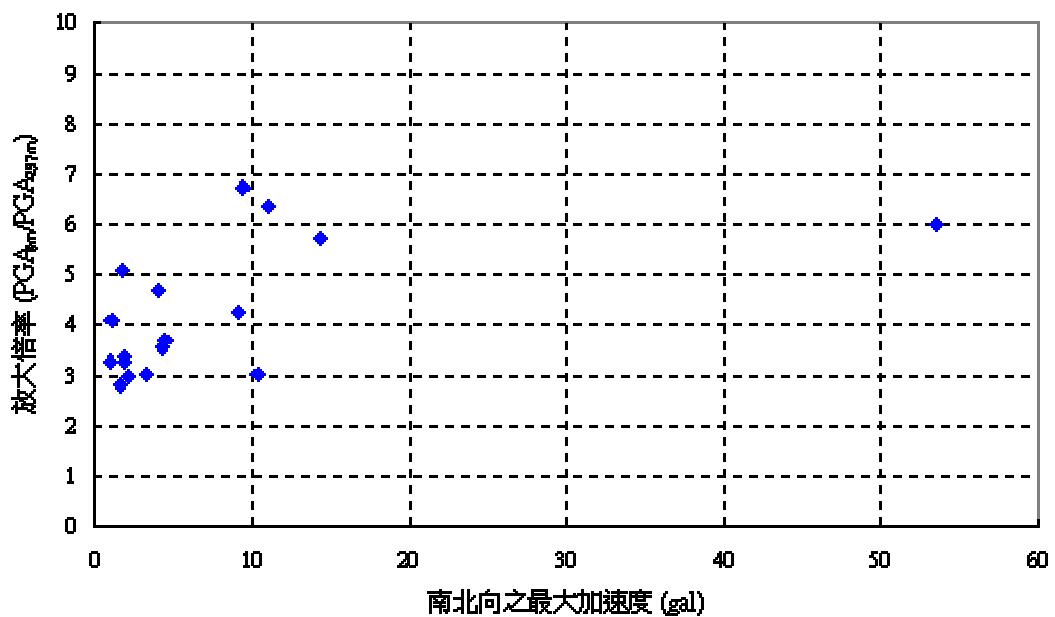


圖 6-15a 臺北港南北向震波放大倍率與最大加速度之關係圖

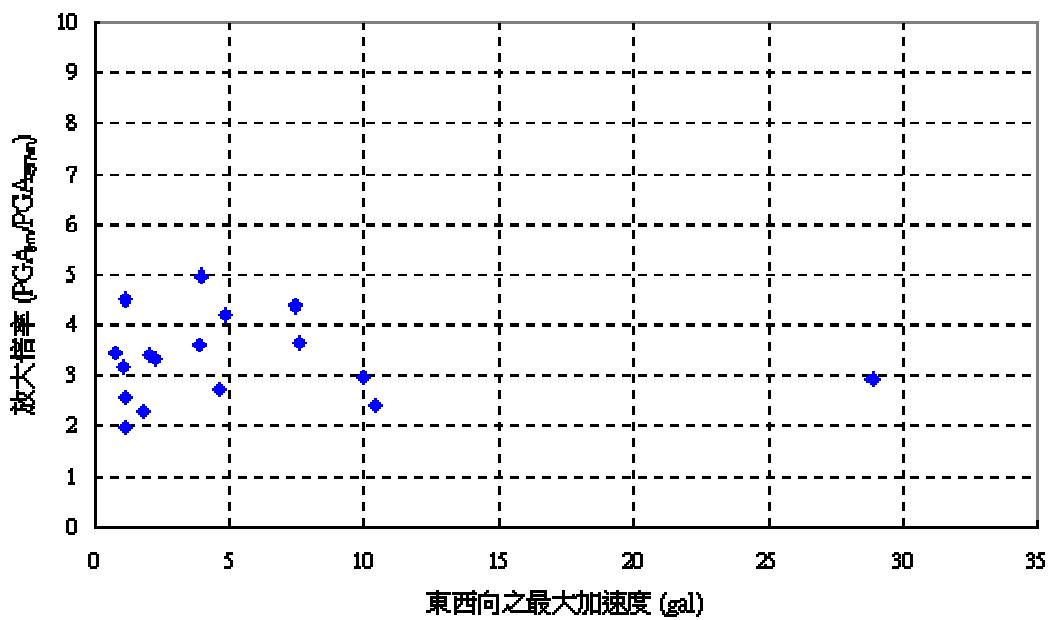


圖 6-15b 臺北港東西向震波放大倍率與最大加速度之關係圖

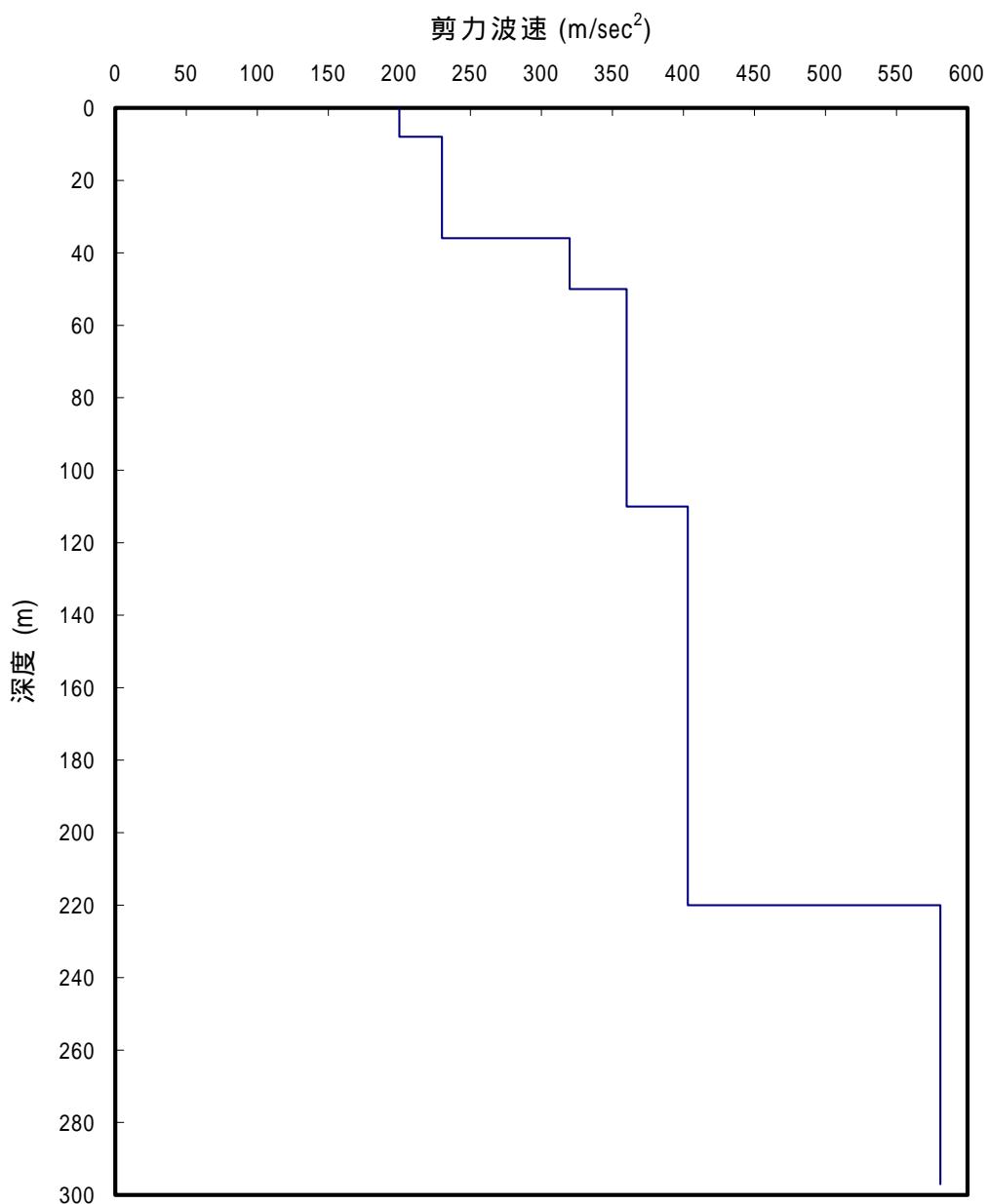


圖 6-16 臺北港地震監測站剪力波速隨深度變化關係圖

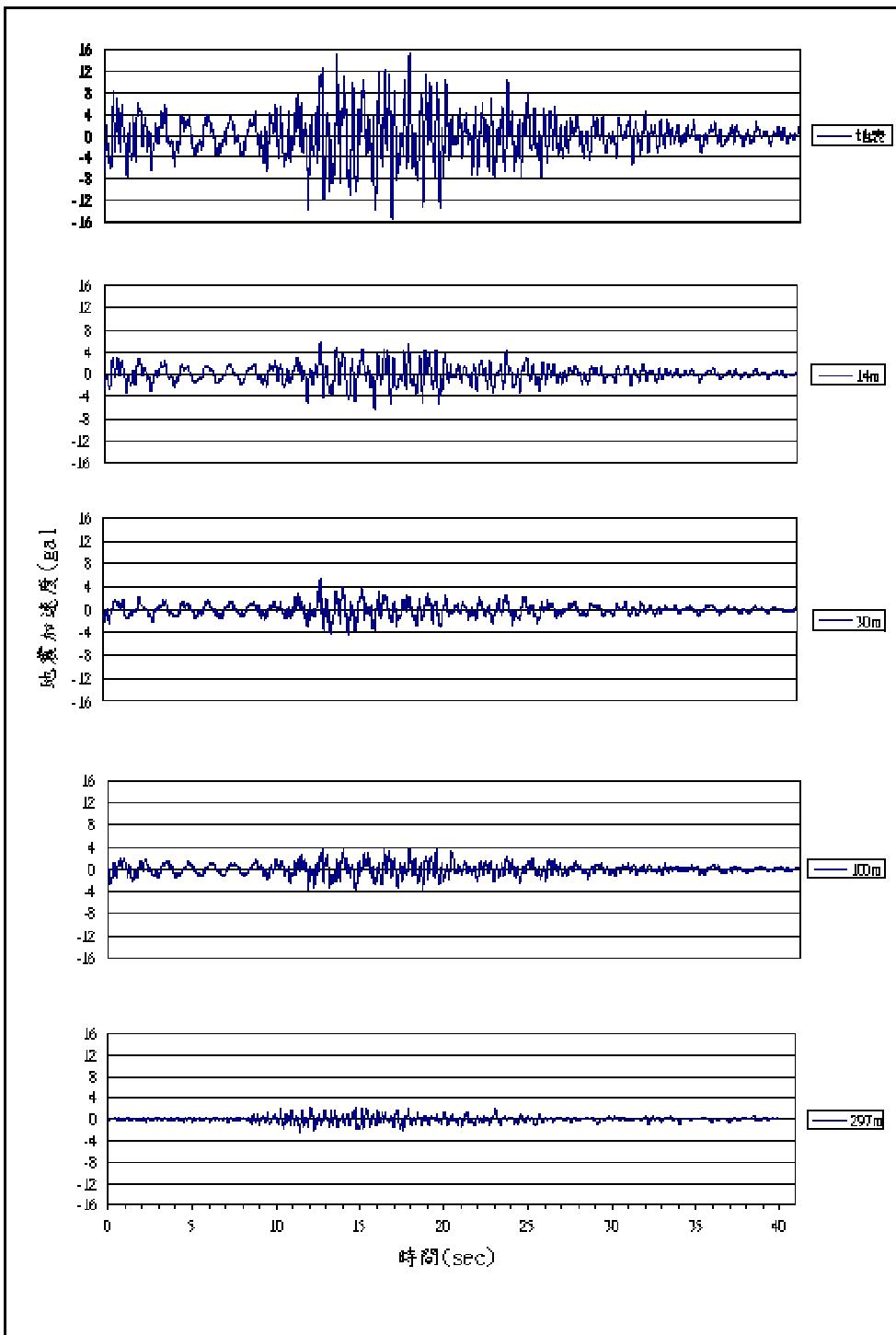


圖 6-17 臺北港 2003 年 6 月 10 日-SHAKE 模擬地震(南北向)

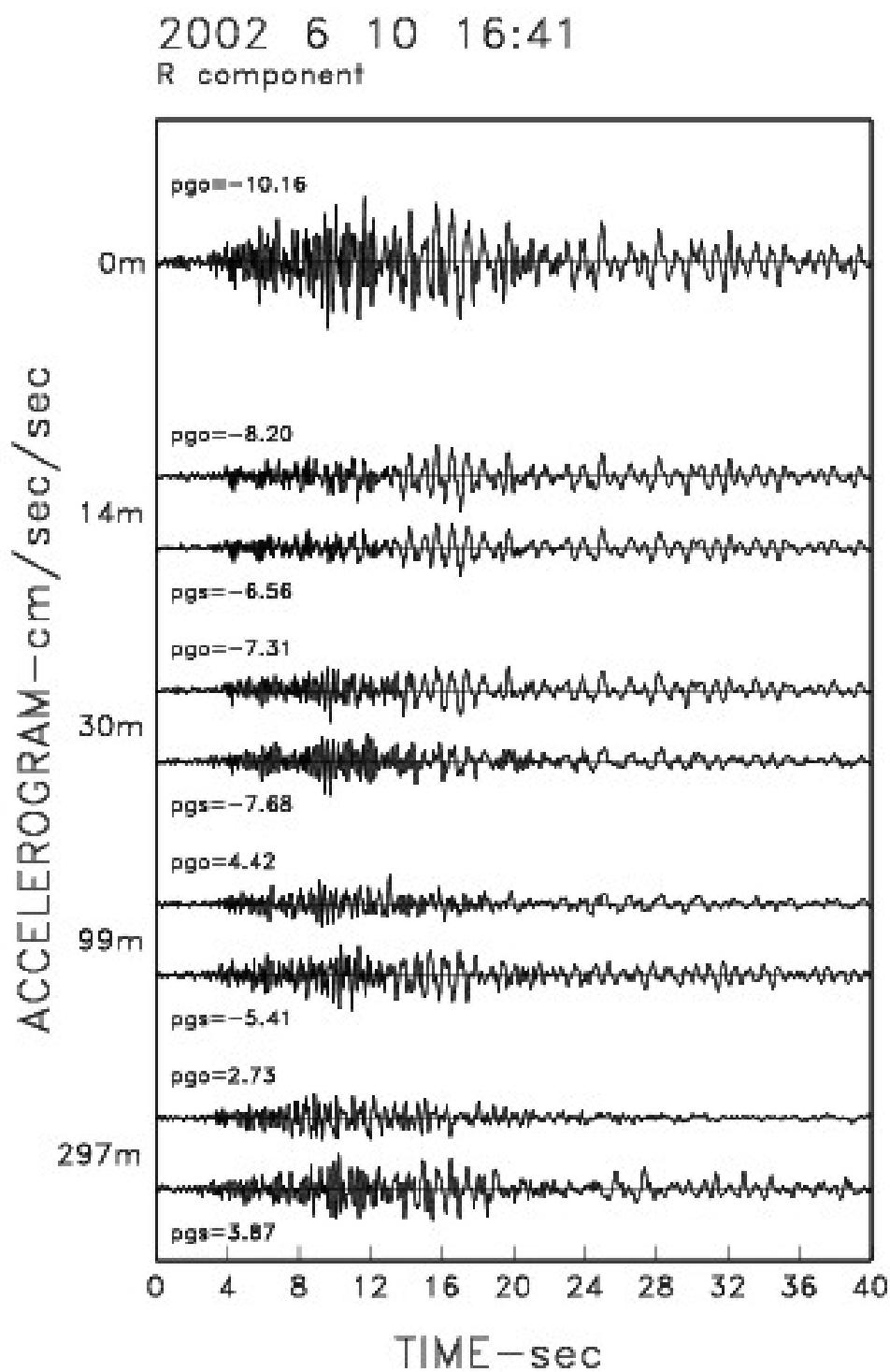


圖 6-18a 臺北港 2003 年 6 月 10 日模擬與觀測加速度在 R 方向比較圖

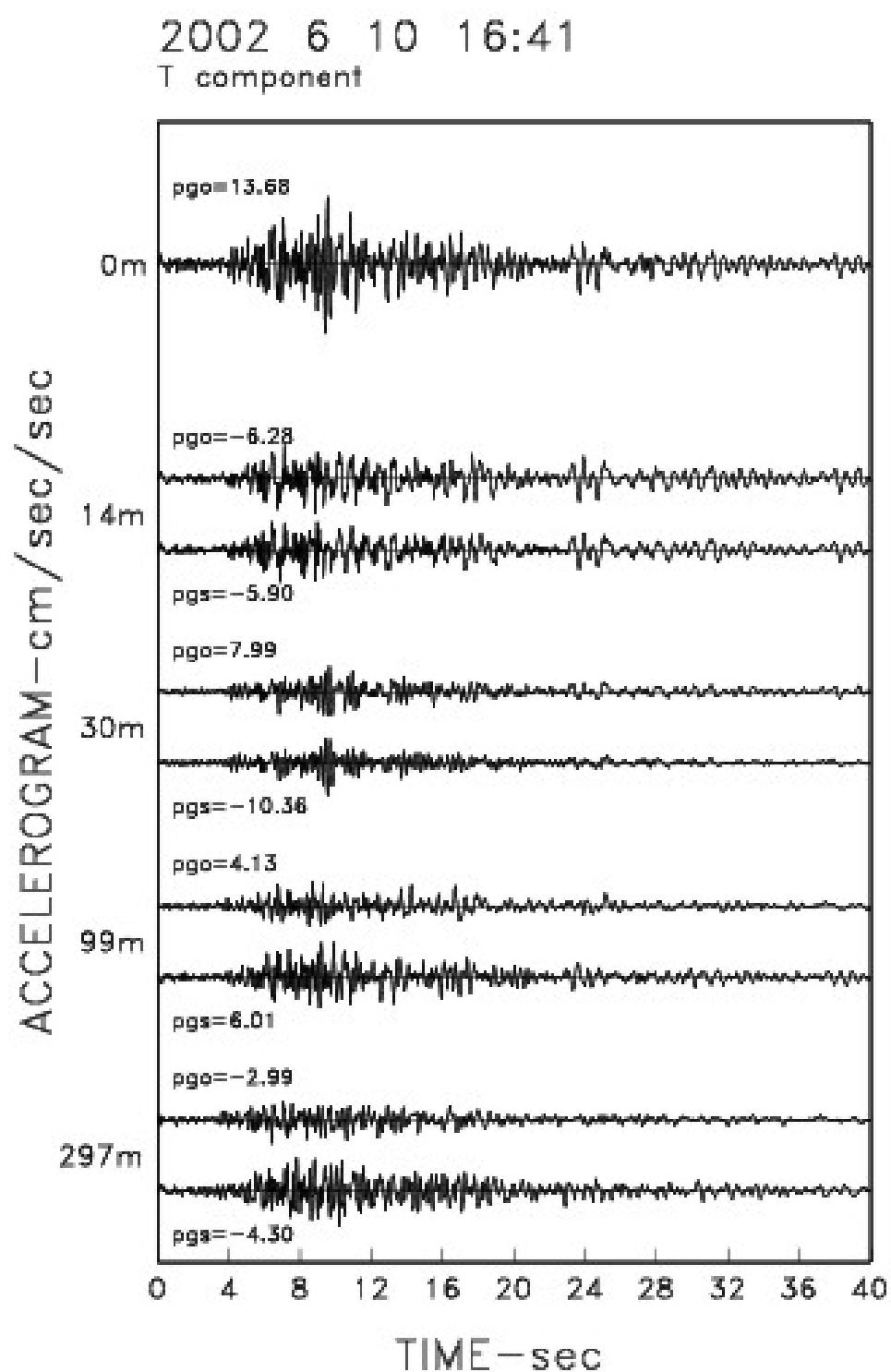


圖 6-18b 臺北港 2003 年 6 月 10 日模擬與觀測加速度在 T 方向比較圖

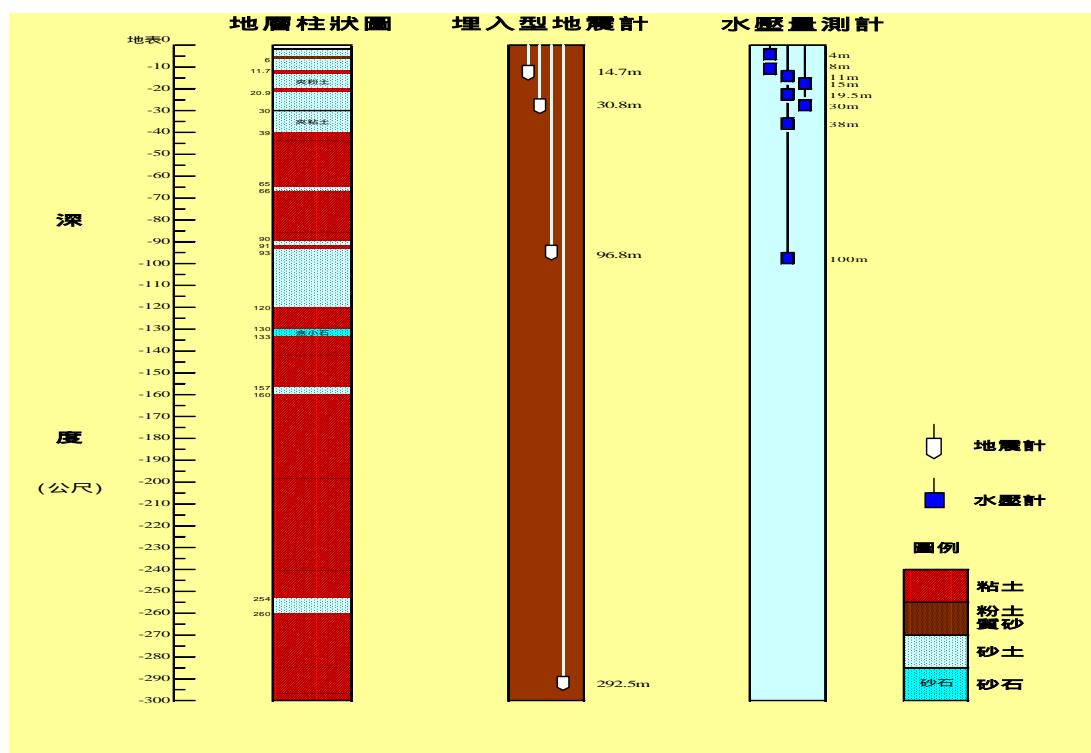


圖 6-19 高雄港地震及動態水壓監測站示意圖

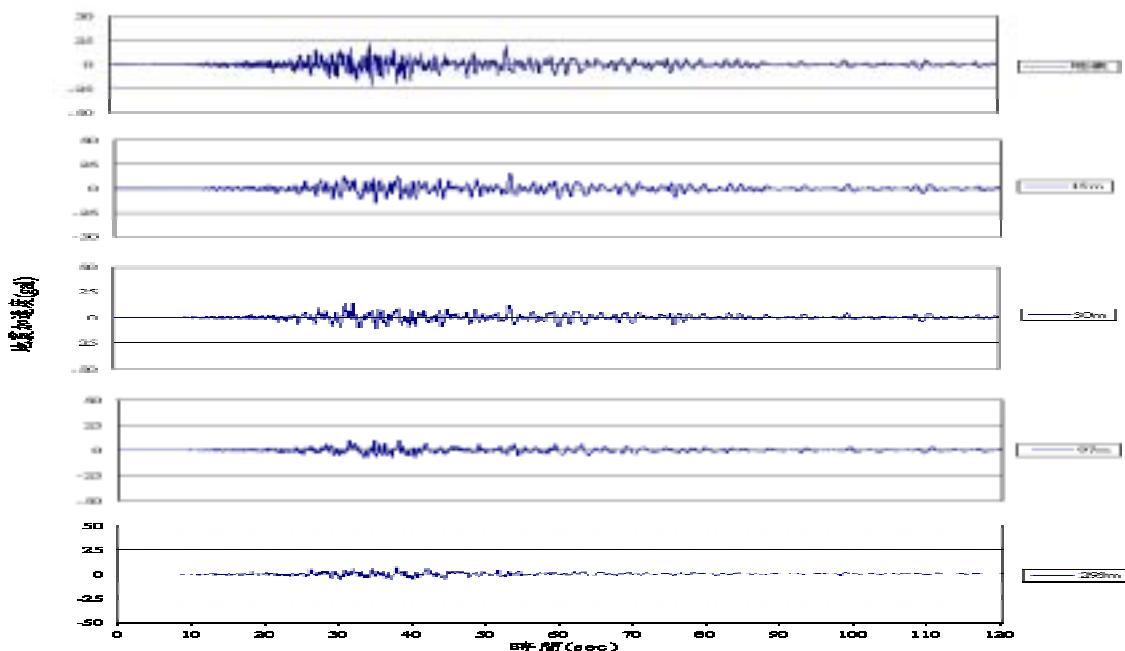


圖 6-20 高雄港 2003 年 12 月 10 日 12 時 39 分地震(南北向)

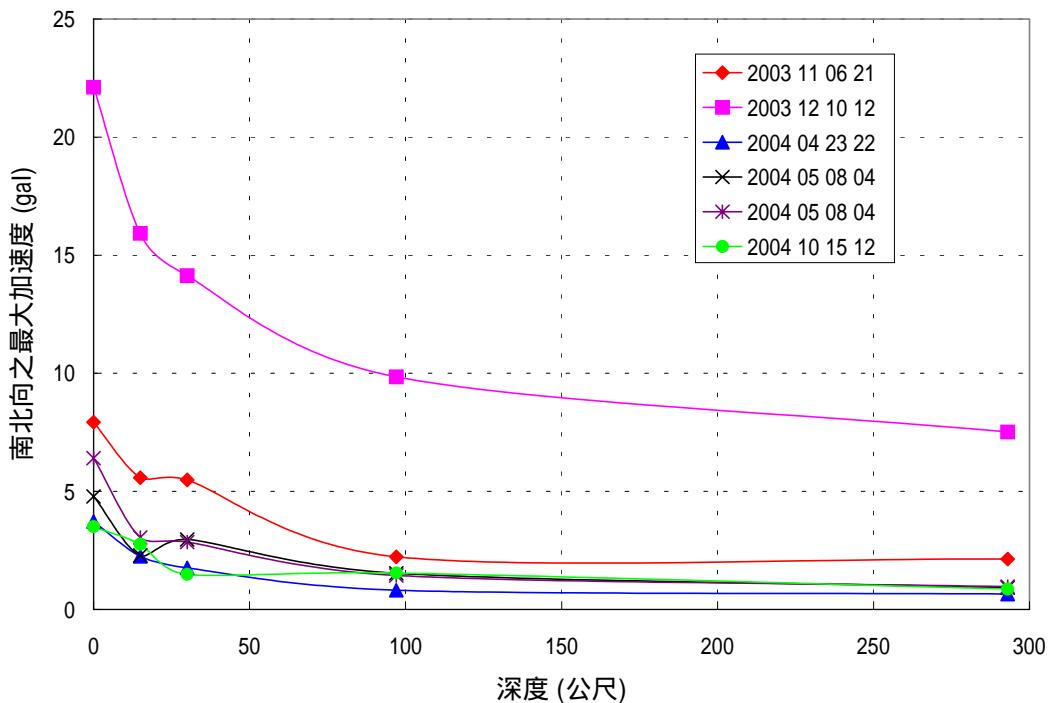


圖 6-21 高雄港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖

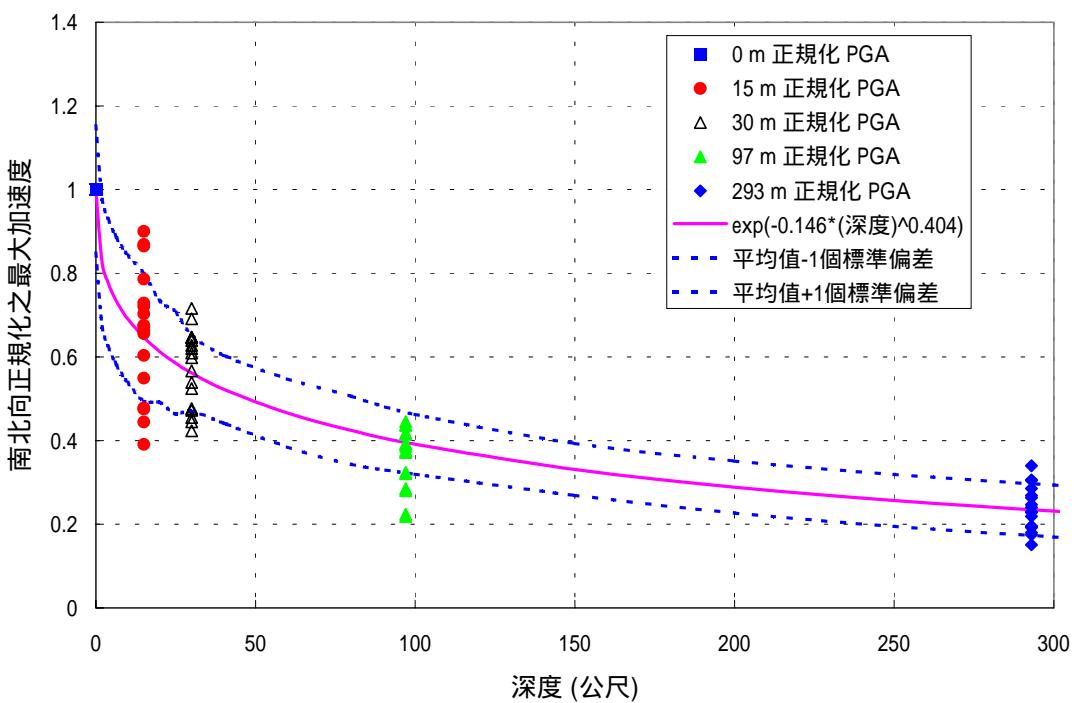


圖 6-22 高雄港井下地震儀南北向正規化之最大加速度隨深度變化圖

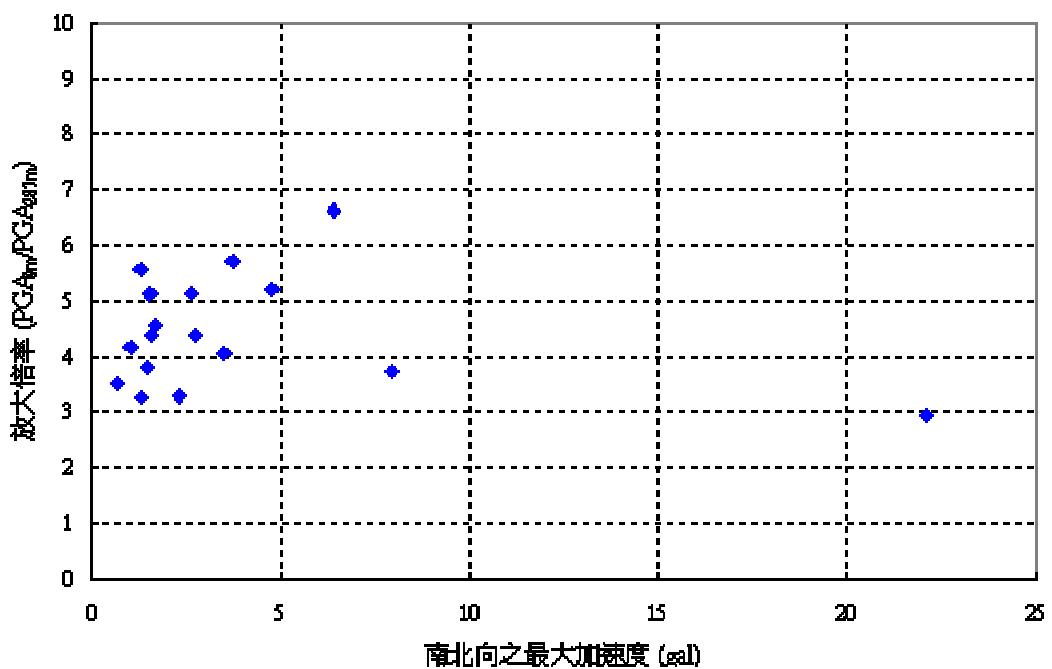


圖 6-23a 高雄港南北向震波放大倍率與最大加速度之關係圖

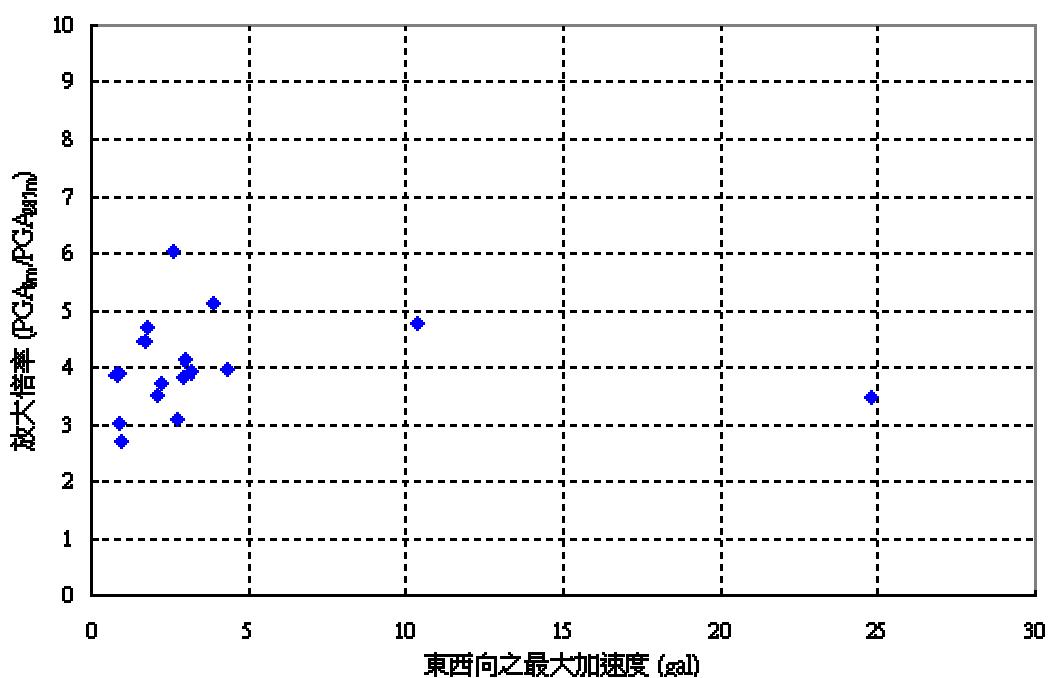


圖 6-23b 高雄港東西向震波放大倍率與最大加速度之關係圖

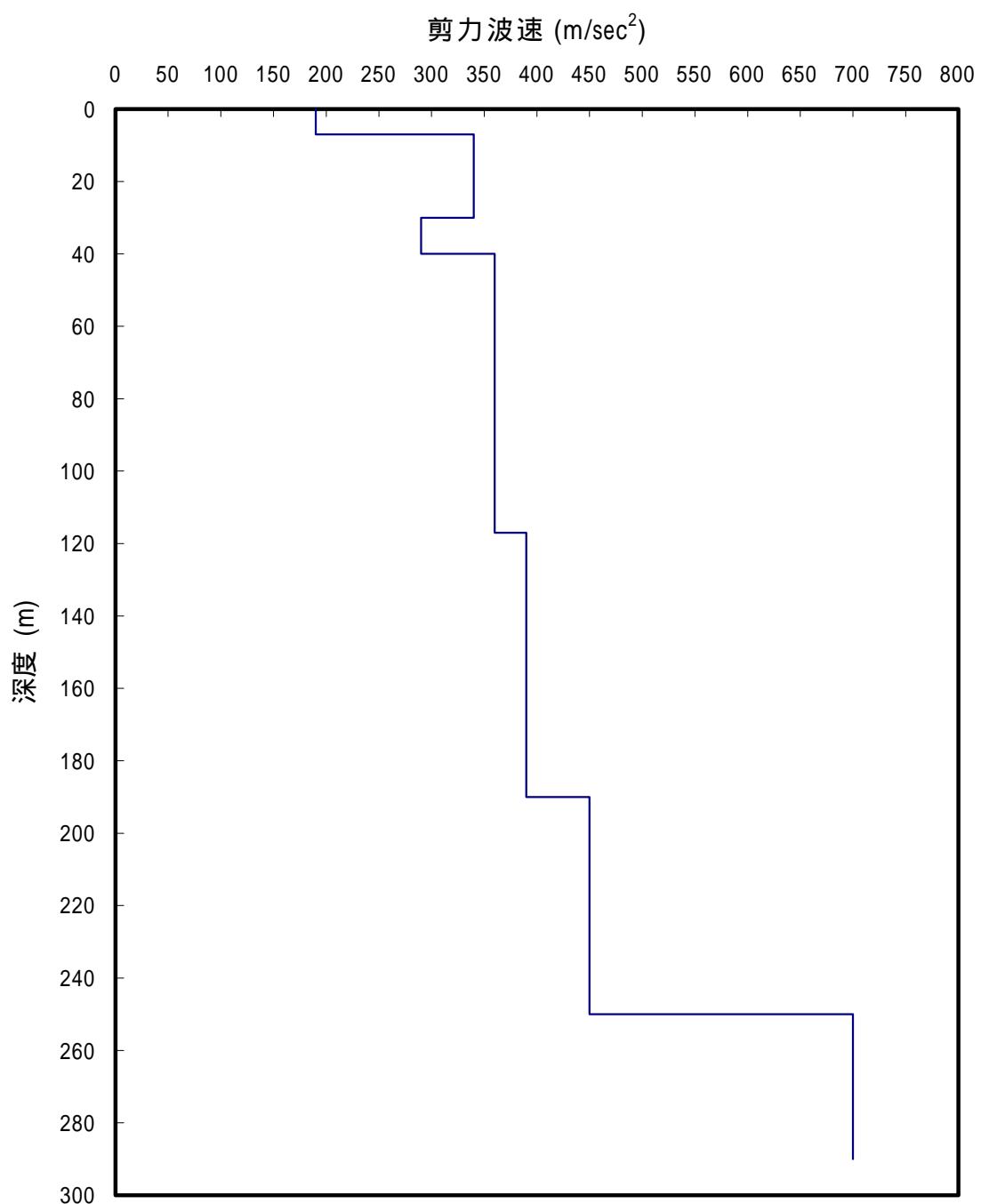


圖 6-24 高雄港地震監測站剪力波速隨深度變化關係圖

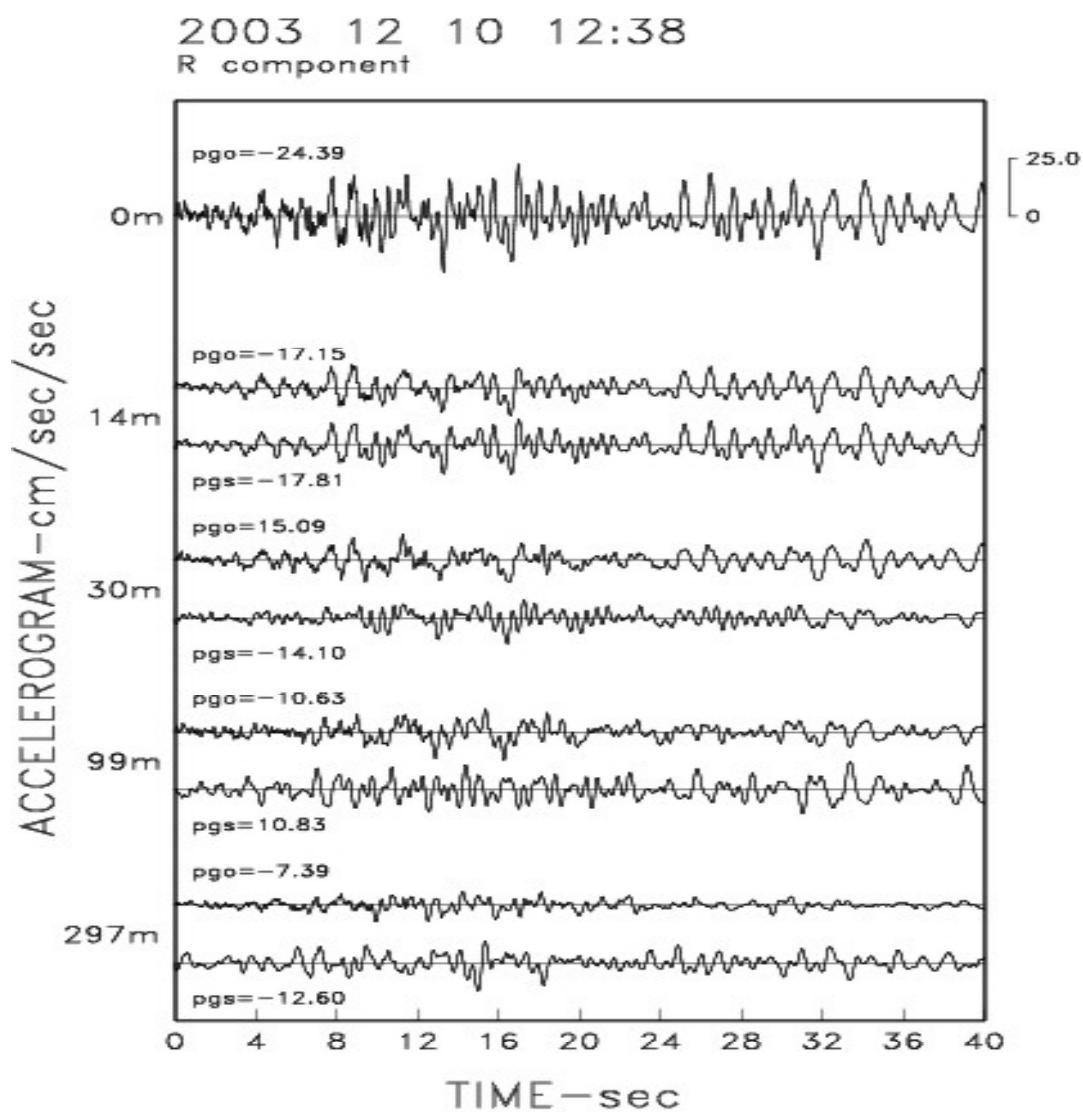


圖 6-25a 高雄港 2003 年 12 月 10 日模擬(下)與觀測(上)加速度
在 R 方向比較圖

2003 12 10 12:38
T component

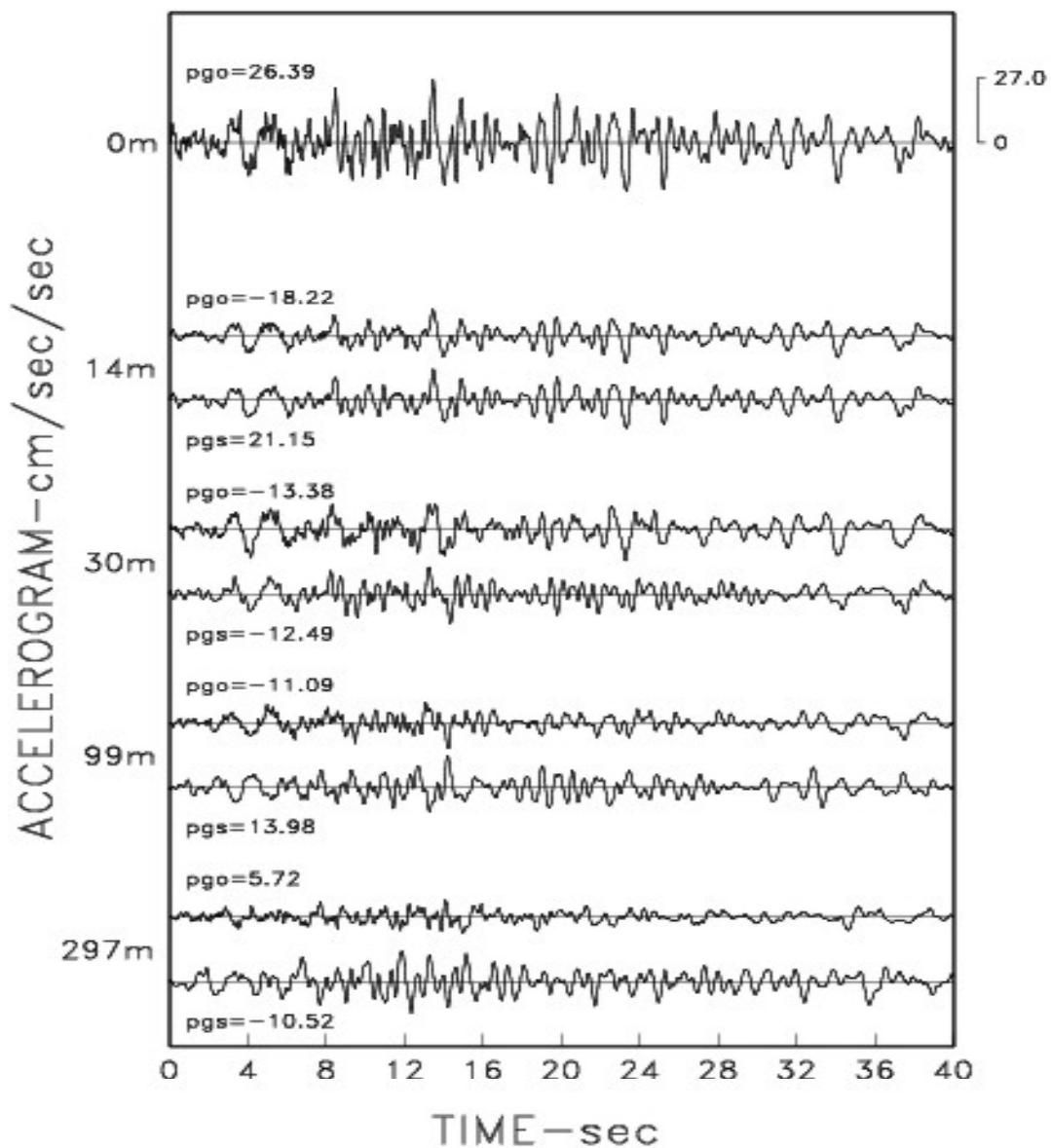


圖 6-25b 高雄港 2003 年 12 月 10 日模擬(下)與觀測(上)
加速度在 T 方向比較

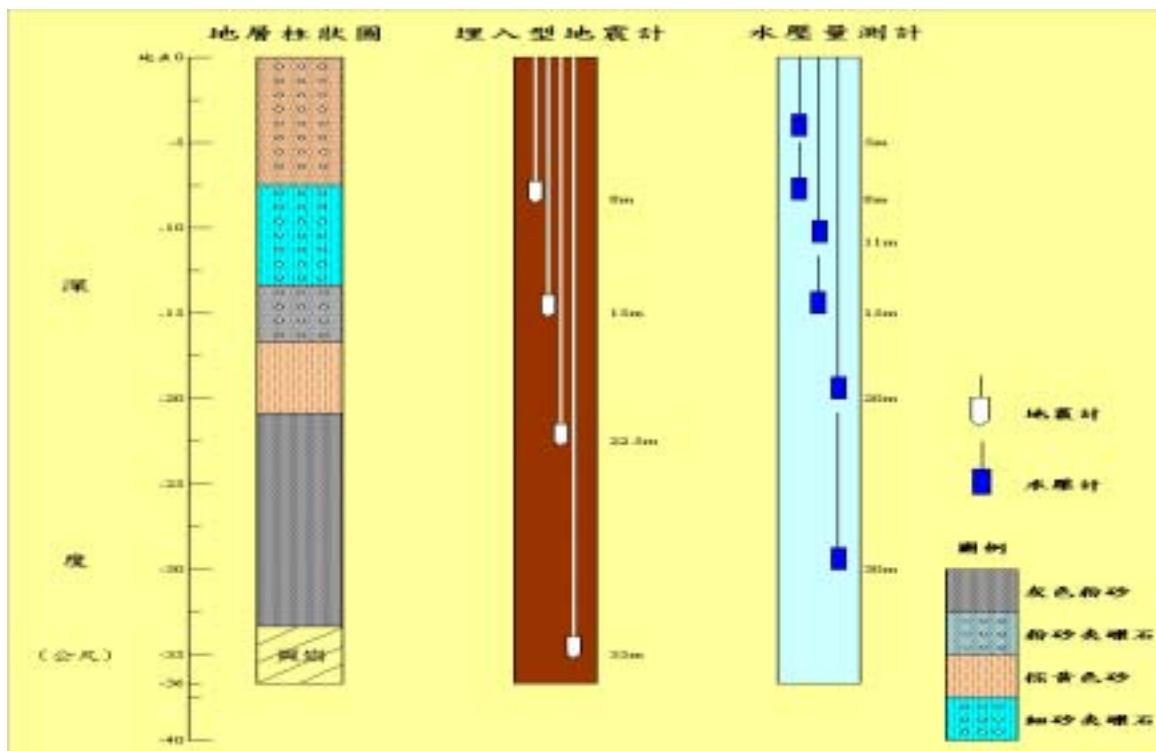


圖 6-26 蘇澳港地震及動態水壓監測站示意圖

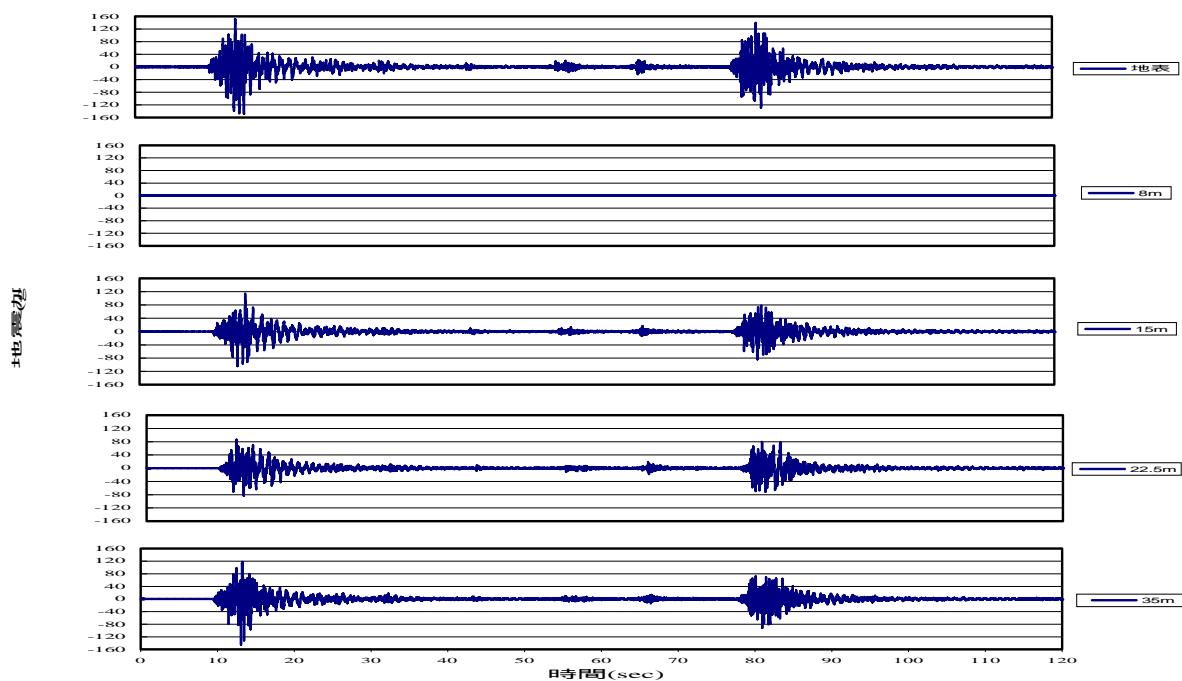


圖 6-27 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日 3 時 6 分地震(南北向)

第七章 蘇澳港區場址效應與土壤液化潛能分析

本研究之主要工作，乃是針對蘇澳港，利用理論模擬、TSMIP 地震資料分析、井下地震資料分析以及微地動調查，來探討震波放大倍率與共振主頻在內的場址效應，同時亦分析近地表衰減因子，藉此整合出造成災害之場址效應，同時利用微地動結果進行土壤液化潛能分析，以期作為後續建築物設計時抗震減災之參考。

7.1 微震動量測

為能獲得整個蘇澳港區之場址效應，本計畫於港區內多處進行微地動量測，總計量測 40 個測點，經過將每個測點所有制窗之頻譜做單站頻譜比 (Nakamura , 1989)，並將每個測點所有制窗之頻譜比加以平均以獲得平均值及標準偏差，以及將 2 個水平分量之頻譜比做均方根等步驟之後，獲得港區各地之場址效應，結果如圖 7-1 所示。

7.2 理論轉換函數計算

綜合蘇澳港區速度構造調查，並以懸浮式井測所得到之細部速度構造為主，建立工址所在地層速度剖面。運用 Haskall(1953, 1960) 之數值模擬方式進行理論場址效應計算，所用之模型為上述所獲得之地層速度剖面。模擬項目為不同深度地層與地表間之震波轉換函數，由此轉換函數推估地震來襲時地表不同頻率之放大倍率與共震主頻，結果如圖 7-1 所示。

7.3 TSMIP 資料分析

為了進一步探討澳港區之場址效應，本研究接著收集港區附近中央氣象局強地動觀測網 (Taiwan Strong Motion Instruments Program

簡稱 TSMIP) 所紀錄的地震資料進行分析 , 所使用的測站資料包括位於港區附近之 ILA007 士敏國小 , 並以位於蘇澳鎮靠近山區之 ILA052 當參考測站 , 由於蘇澳港區位於地震發生頻繁之臺灣東部 , 可用之地震資料極多 , 因此本研究所選用之地震資料均為規模大於 6 且 2 個測站均有記錄之地震。根據 Lermo and Chavez-Garcia(1993)之研究可知 , 單站頻譜比與雙站頻譜比同樣適用於 S 波之分析 , 故此處之分析方法採用雙站頻譜比法 , 以位於不遠處岩盤之 ILA052 為參考測站 , 分析港區 z 附近之 ILA007 測站 , 所採用之紀錄為真實地震紀錄中 S 波部分 , 資料擷取方式為以視窗擷取各筆紀錄 S 波到達後 20 秒之紀錄加以分析 , 同時將二個水平向之結果進行均方根(RMS)處理 , 圖 7-2 為 ILA007/ILA052 之雙站頻譜比結果 , 同時與 SA016 之微地動單站頻譜比結果進行比對。由圖 7-2 可發現此二方法之結果雖然所用資料不同 , 且分析方法也有差異 , 但結果趨勢卻十分一致 , 尤其在 2~4Hz 之部份 , 不論趨勢或倍率二者都很接近 ; 而在 2Hz 以下之低頻部份 , 則二者趨勢接近 , 但是倍率上雙站頻譜比稍低 , 此現象可能為位於參考站之岩盤為風化岩盤其速度較微地動下方真正岩盤稍低 , 在速度對比較不明顯之情況下 , 其放大倍率將有偏低之情形發生 , 此一現象亦在高雄港區之研究中發現 , 但是在最重要之主頻部份 , 二這結果倒是十分一致 , 此有助於後續分析。值得注意的是 , SA016 微地動分析與前節 SA001 相同 , 均在 1Hz 附近有一放大頻率 , 亦可間接證實 35 公尺下有一相對低速層之存在。以下有關井下地動觀測陣列資料分析之研究將繼續確認主頻倍率之可靠性 , 以利後續利用單站頻譜比之主頻及倍率所做之液化潛能分析。

7.4 井下地動觀測陣列資料分析

本所港灣技術中心於 2004 年在臺北港區裝設井下地震儀陣列 , 以期藉由所收到之地震紀錄進行各方面之研究 , 此井下地震儀陣列於地表 15 米、 22 米及 35 米共設置 4 部地震儀 , 由於蘇澳港區位於地震頻繁之區域 , 截至目前為止已紀錄到多筆地震紀錄 , 在此選取其中資料

品質較好之 26 筆進行分析，分析方法為計算地表與不同深度紀錄之頻譜比，同時並與由微地動觀測所獲得之單站頻譜比結果進行比較，圖 7-2 為計算之結果。此外本研究同時比對地表與 35 米深之頻譜比與理論轉換函數，以驗證先前所獲得之速度構造，結果見圖 7-2。若將 SA001 之單站頻譜比結果與井下地震儀不同深度雙站頻譜比結果比對，可發現不同深度之頻譜比主頻，均可對應微地動結果中之主頻，顯示不同深度均有地層之速度對比，在速度對比下也均有共振發生，推測即使沖積層下方亦有產生共振與放大之速度構造存在。特別值得注意的是，微地動之結果不僅反映淺層部分，在速度對比明顯之情形下，微地動可反應深部之地層共振，而由地表/35m 與微地動單站頻譜比之比對來看，地表/35m 之第一階共振主頻位於 2.5Hz，明顯高於微地動單站頻譜比之 1Hz，顯見 35 公尺下方應還存在速度對比交界面，亦支持先前深部存有低速層之推論。

除此之外，本研究同時比對地表與 35 米深之頻譜比與理論轉換函數，以驗證先前所獲得之速度構造，發現二者不論是放大倍率或放大頻率均十分接近，僅有理論轉換函數在第一階共振主頻稍低之差異，可見先前所推論之 35 公尺以上之淺部地下速度構造十分準確，可供其他相關方面之應用與參考。

7.5 近地表 Q 值計算

近地表之鬆軟沖積層除了有強大之放大效應外，同時亦有強大之衰減效應，故評估近地表衰減效應為必須的。本研究以地表與 35 米紀錄之頻譜比計算衰減因子 Q，計算過程中經已知之速度構造推算穿透係數，同時在時間域利用 0.1 秒之移動餘弦視窗進行頻譜平滑化，而得到隨頻率變化之 Q 值如下所示：

$$Q(f)=1.23f^{0.82}$$

此處所得到之 Q 值若與臺灣地區整體 Q 值比較其值較低，此為近地表 Q 值之正常現象，若與前人近地表 Q 值之結果比對，包括 Shieh

(1992) 研究蘭陽盆地之 Q 值、Peng and Wen (1993) 研究花蓮地區沖積層之 Q 值以及彭瀚毅 (1998) 研究臺北盆地之 Q 值，蘇澳港區之近地表 Q 值較蘭陽盆地與花蓮低但與臺北盆地松山層接近，此為合理之現象。若與同樣屬於港區之臺中港、臺北港與高雄港之結果比對，則蘇澳港之 Q 值偏低，但仍在同一範圍內，此為本研究之計算受限於地震儀深度僅有 35 公尺，全為回填層，而其他港區則是接近 300 公尺深之計算，除了回填層外也包含了原始地層，因此本案之 Q 值偏低。此外與前人研究另有不同的是，Q 值隨頻率變化之係數為 0.82，低於其他區域之研究結果，顯示此區下方之速度低，結構較鬆散，或是含有大量水分，使得高頻部份容易快速衰減，此特性可能造成液化潛能的提高。

7.6 地震模擬分析

為了進一步檢驗速度構造與 Q 值之可靠性，本研究利用先前所獲得之轉換函數，並配合所計算出之 Q 值，進行不同深度時間歷時之模擬，再與真實地震記錄加以比對。用來進行模擬之地震為 2005 年 6 月 2 日之地震記錄，模擬之項目為原始之加速度記錄，模擬方式為以地表記錄當作輸入歷時，以進行地下 8、15、22、35 公尺深之歷時計算，同時計算前先將地表歷時旋轉至徑向 (R) 以及切向 (T)，計算長度擷取剪力波開始後 40 秒之記錄，模擬過程中亦將地表自由端反射波列入計算，圖 7-3 即為加速度在 R 與 T 方向之模擬與觀測比較圖。由圖 7-3 可發現，在淺層的 15 公尺部份，模擬與觀測結果不論是振幅或波相均相當一致，可見所得到速度構造及 Q 值與真實情況十分接近；至於較深層之 22 以及 35 公尺之部分，則發現加速度模擬結果之振幅則較觀測值稍低，但波相與整體趨勢仍十分接近，推測在地層內有變化較劇烈之薄層夾雜其中，使得較能反映薄層之加速度訊號產生變化所致，此外震波在深層部分並非完全如計算時所假設是以接近垂直之入射角入射，也造成一定程度之影響，但就整體而言，模擬與觀測仍屬接近，表示所獲得之深部地下構造與 Q 值與真實情況接近。

7.7 整體場址效應

經上述研究可確認本研究所進行之微地動量測與分析，足以表示本區域之場址效應，故以不同特性週期對本區域微地動分析結果進行繪製放大倍率等值均佈圖，以顯示本區域場址效應，結果如圖 7-4 所示。此外也將各測點分析結果之主頻找出，同樣繪製主頻等值均佈圖，以顯示本區域主頻，結果如圖 7-5 所示，由主頻等值圖可發現大部分共振主頻落在 1~3.2Hz，與先前之分析相符，若做細部之比較則可發現，測區主頻往北、往西以及蘇澳港碼頭區較高，往南邊則主頻明顯降低許多，但不論高低仍未超過前面分析所預測之範圍。

7.8 土壤液化潛能分析

Nakamura (1996) 提出利用單站頻譜比法所獲得之主頻 f_P 與主頻對應之放大倍率 A_f ，加上經驗公式所獲得之 K_g 值可推算土壤液化潛能，其關係式如下：

$$K_g = A_f^2/f_P$$

上式中 K_g 之可代表剪應變，也就是說當 K_g 越大時相對的剪應變也越高，則土壤液化潛能也隨之提高，利用先前微地動分析所獲得之主頻及其對應之放大倍率，即可獲得本區域 K_g 之分佈，結果見圖 7-6。由圖 7-6 發現由於整個港區之主頻均在 1Hz 以上，甚至在部分區域高達 3Hz 以上，因此整個區域之 K_g 值並不高，除了位於南方澳漁港的 SA026 測點 K_g 值高達 26.81 外，其餘皆在 15 以下，大部分區域甚至在 10 以下。對照陳政治與黃蕙珠 (2002) 研究南投市液化區之結果發現，南投市於 921 地震中發生液化之區域其 K_g 約為 15~28 之間，非液化區 K_g 則多在 10 以下，而本研究所得之 K_g 在港區內僅有 SA026 測點符合 K_g 15~28 之間的液化條件，很大一部分均在 10 以下的安全區域，故港區在地震來襲時土壤發生液化之可能性不高，即使於大地震來襲時發生液化，也應是小區域之個案，全區應不至於發生大規模的液化情形。

7.9 小結

本研究之主要工作，乃是藉由得到之速度構造與微地動量測，分析蘇澳港之場址效應，以利蘇澳港後續開發時建築物耐震設計之參考；此外蘇澳港區民國 75 年也曾發生疑是液化現象，因此利用微動資料分析液化潛能也是本研究重點。經由理論模擬之場址效應與觀測資料之比對，發現微動分析第一階主頻較低，顯示岩盤深度應較鑽探標示的 35 公尺稍深，同時也顯示微地動量測可反應場址效應。本計畫同時利用微地動量測結果，分析港區所在地不同頻段之震波放大倍率均佈圖，由均佈圖可知放大倍率在港區變化之情形，以及隨頻率增加放大造成放大倍率變化之趨勢。此外本計畫也利用微地動與單站頻譜比結果推斷本區域之放大主頻，並利用所獲得之放大主頻加上其所對應之放大倍率分析港區土訪液化潛能。經反覆計算與驗證後，判斷本研究區域之主頻落在 1~3Hz，造成主要放大之地層為地表至岩盤間之回填層，而地表下 10 公尺內之局部速度變化，造成部份測點 3Hz 以上之高頻部份放大。受到回填層變化與地下水位之影響，低頻部分在蘇澳港碼頭與測區南邊的南方澳漁港部分有較高之放大，隨著頻率提高，較大放大之區域向測區西邊內陸以及港區北方移動，放大倍率約在 1.2~4.0，尤其在 0.3sec 與 0.2sec 的高頻部份，由於反應的是地表下 10 公尺內的淺層局部構造，因此各測點之放大差異較大。本研究所得到之 K_g 在港區內僅有 SA026 測點符合 K_g 15~28 之間的液化條件，很大部分均在 10 以下的安全區域，故港區在地震來襲時土壤發生液化之可能性不高，即使於大地震來襲時發生液化，也應是小區域之個案，全區應不至於發生大規模的液化情形。

目前之探測與分析結果僅止於已開發之區域，未來將視情況所需在預計開發與更多週邊區域做地球物理與微地動探測，可作為港區後續開發時規劃之參考，以建立完整之地層速度構造以及場址效應之完整資料庫。

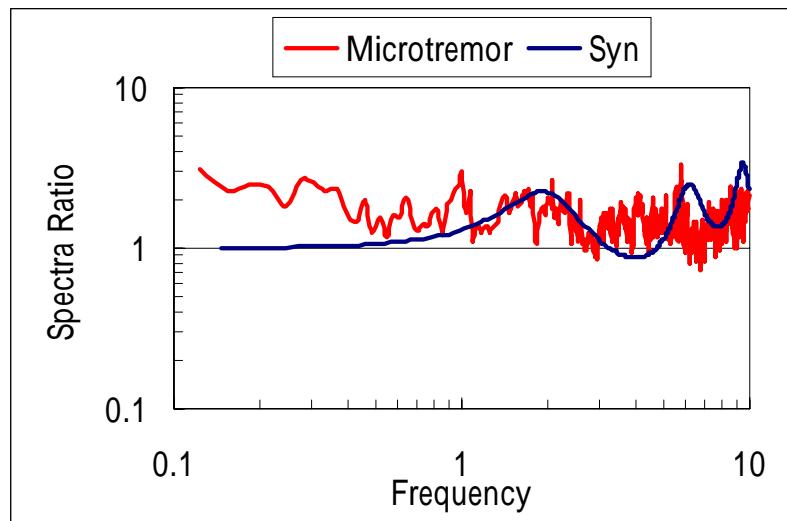


圖 7-1a 微地動量測 H/V 與理論計算轉換函數比較圖

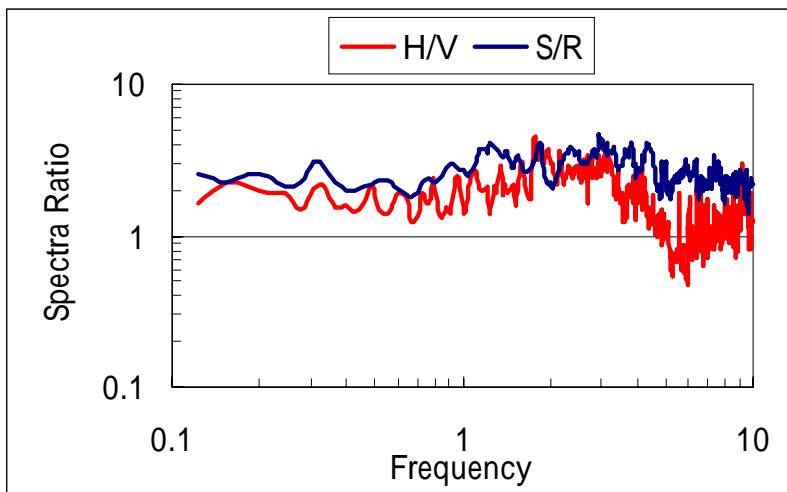


圖 7-1b TSMIP 測站雙站頻譜比平均結果與微地動資料單站
頻譜比結果比較

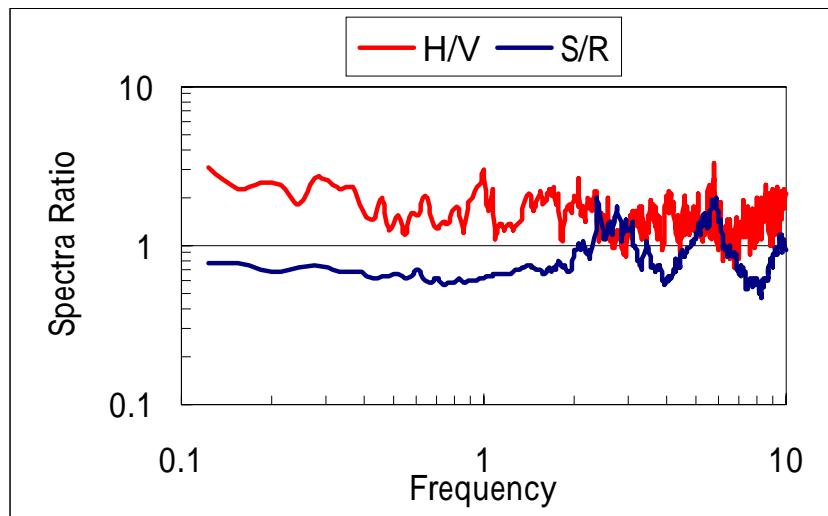


圖 7-2a 地表與深度大 35 米之頻譜比與微地動分析比較圖

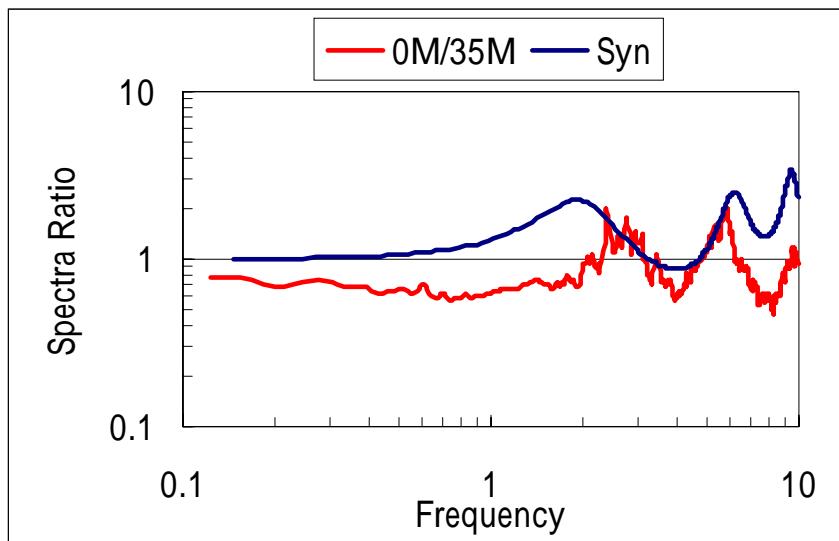


圖 7-2b 地表與深度 35 米之頻譜比與理論轉換函數比較圖

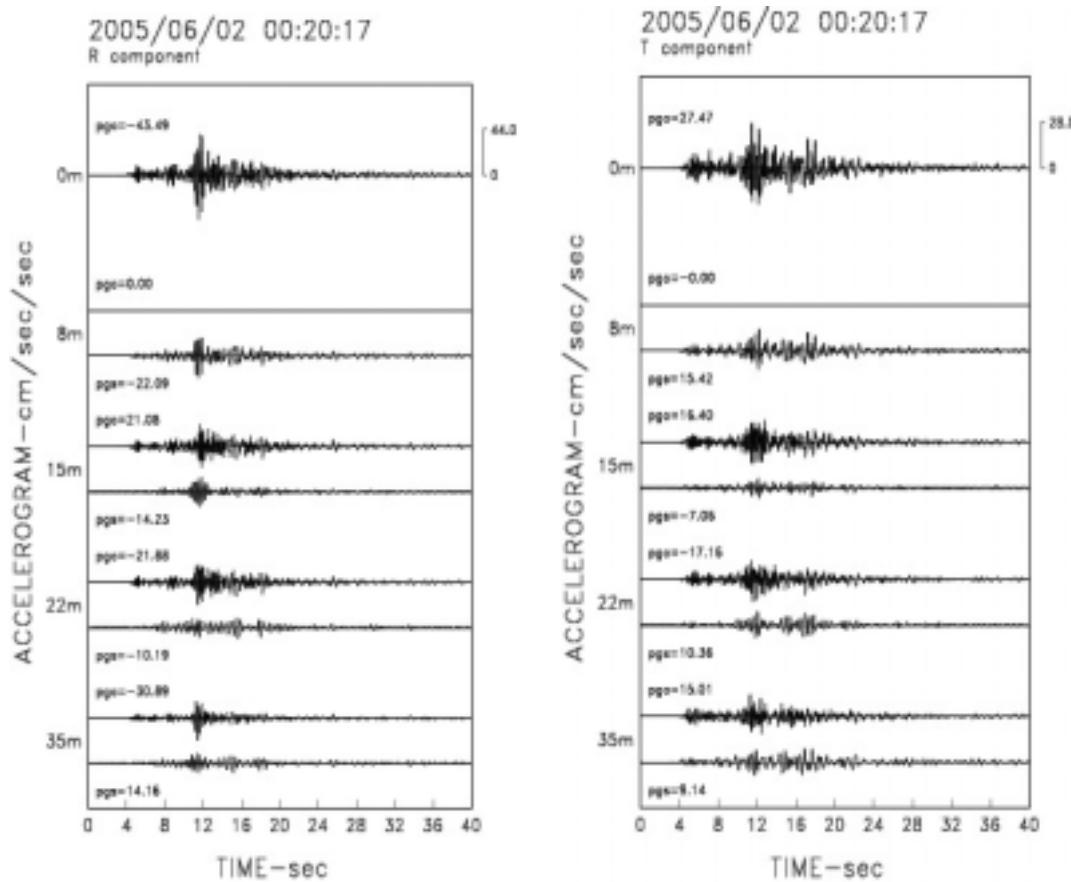


圖 7-3 模擬與觀測加速度在 R 方向（左）與 T 方向（右）之比較圖

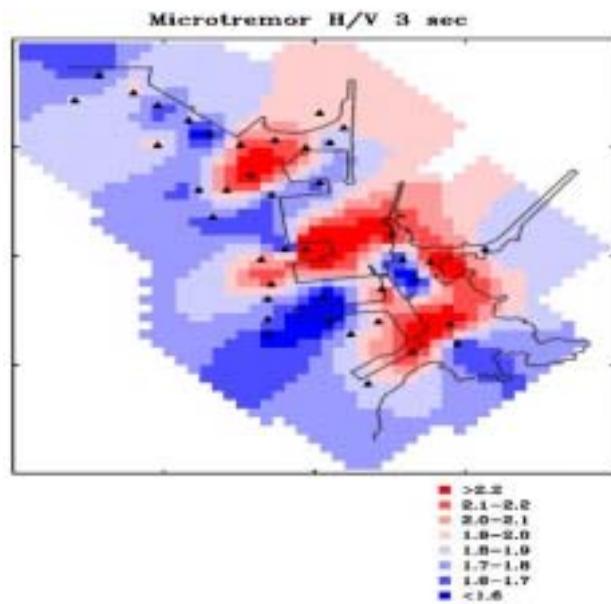


圖 7-4a 特性週期 3 秒港區放大倍率等值圖

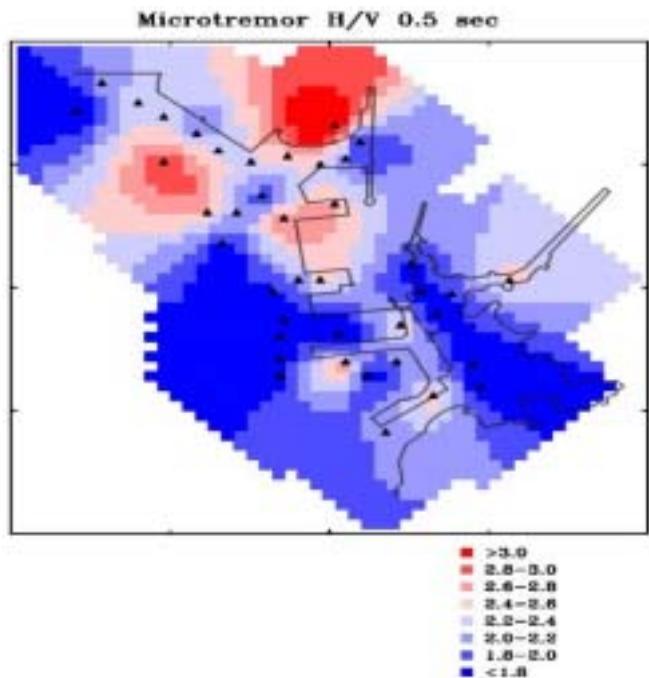


圖 7-4b 特性週期 0.5 秒港區放大倍率等值圖

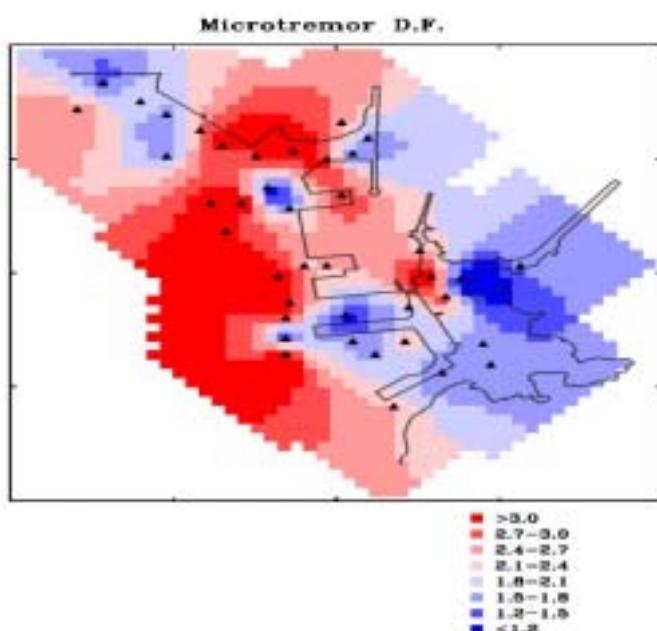


圖 7-5 港區共振主頻等值均佈圖

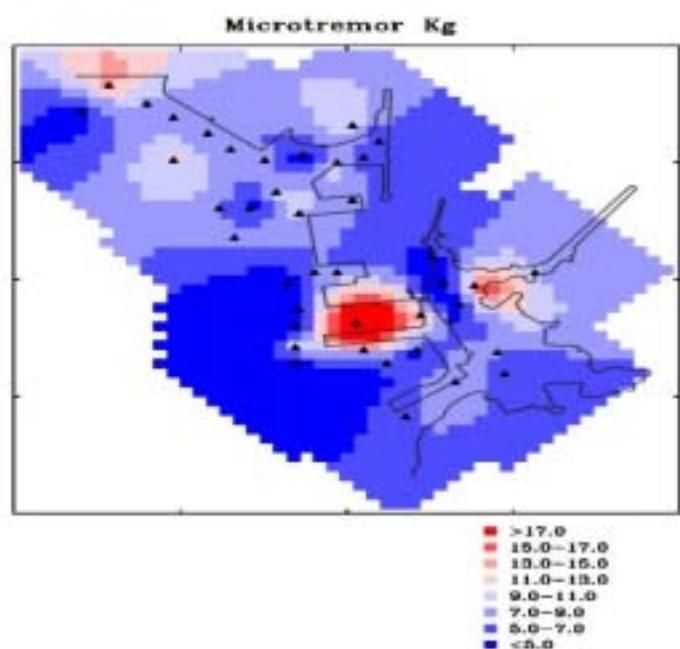


圖 7-6 港區 K_g 等值均佈圖

第八章 港區地層下陷之監測結果

臺灣西南沿海之臺中港、布袋港、安平港、大鵬灣等港灣地區，其地層大都屬現代沖積層，土層疏鬆軟弱壓密固結尚未全部完成，極可能因附近地區地下水抽取、大規模海埔新生地回填、地震等原因造成地層下陷，而影響港區工程及各樣設施之安全。

近年來由於地下水大量之開發引致之地層下陷問題，在臺灣各地區，已是一種普遍現象。而在沿海地區，亦由於養殖業大量開發抽取超額之地下水，導致愈演愈烈之地層下陷，其中以屏東地區累積最大下陷量 3.00 公尺為最嚴重，雲林、嘉義地區累積最大下陷量約 1.5~2.0 公尺次之，而彰化濱海地區亦有 1.2 公尺之下陷量，整個西南沿海地區幾乎均有地層下陷現象。由於超抽地下水易造成區域性之地下水位下降，港灣地區雖無超抽地下水，但受到附近沿海地區超抽地下水之影響，其地下水位大多已降到海平面以下，有引發海水入侵之疑，若水位繼續下降，恐會導致地層下陷。加上港區之地質多屬疏鬆軟弱之沖積土層、港灣碼頭設施大都由抽砂填土而成，在強震作用下，極易造成基礎土壤液化或沉陷，尤其貨櫃碼頭之貨櫃裝卸及堆置漸朝自動化設計，少許之差異沉陷，皆易使碼頭自動化之機械設備損壞或喪失使用功能。因此為維護港區工程及各樣設施之安全，有必要對各港灣地區之地下水壓及地層下陷進行長期之監測。

本所港研中心已於臺中港、布袋港、安平港、大鵬灣等港區，各設置 1 至 2 組 200 m、300 m 深沉陷井，以無線電波感應式層別沉陷儀進行港區地層分層沉陷之長期監測，並埋設水壓計，水位觀測井，以瞭解地下水位及水壓變化對港區地層下陷之影響，不但可成為維護港區現有工程及各樣設施安全監測之一環，並可做為港區碼頭、堤防等擴建工程規劃設計之參考。

本研究計畫之目標，主要是維護各港區沉陷及水位觀測井之正常監測，平時定期量測各港區之沉陷及水位變化，以探討地下水位及水壓變化對各港區地層下陷之影響。地震後，以無線電波層別沉陷儀量測分層地層下陷，分析各土層地震時之沉陷量。

地下水位變化會引起地層之變化，而雨量及地下水抽取量會引起地下水位及地下水壓之變化，因此雨量、地下水位、地層下陷三者存在著某種相關性，茲就各港分別說明其量測結果及其相關性。

由於開發中之港灣地區，有關土層沉陷問題往往因相關資料不足，而無法估算港區土層之沉陷速率及沉陷量，本計畫於布袋港採取港區 30~150 公尺深之粘性土樣進行室內單向度壓密試驗，並以不同方法計算壓密係數，探討其差異並得到較準確數據，以供相關單位參考。

8.1 布袋港

8.1.1 監測井地質分析

布袋港監測站在深度 200 公尺之土層，根據現場鑽探資料所示(如圖 8-1)，約可分為 24 個次層，分別簡述如下：

1. 棕黃色細砂(SP)：地表下 0~9.5 m 且含有貝屑，SPT-N 值為 8~17 間，表土層有 0.45 m 之回填礫石夾棕黃色細砂。
2. 灰色砂質沉泥(ML)：分佈於地表下 9.5~11.6 m 深，N 值為 3。
3. 灰色細砂(SP)：於地表下 11.6~14.1 m，N 值為 13 屬中等緊密土層。
4. 灰色細砂夾薄粘土層(SM+ML)：約分佈於地表下深度 14.1~32.8 m，其 N 值自 7~24 之間，屬軟弱粘土及中等緊密砂土層。
5. 灰色細砂(SM)：分佈於地表下 32.8~36.5 m，N 值平均為 25。
6. 灰色粘土或砂質沉泥層(CL~ML)：地表下 36.5~41.1 m，N 值 12~16。
7. 灰色沉泥質細砂(SM)：於地表下 41.1~48.7 m，N 值為 41。

8. 灰色泥質粘土至砂質沉泥(CL~ML)：分佈於地表下 48.7~75.3 m , N 值為 15~34 , 其中於深度 52~52.5 m , 58~60 m , 64~66 m 為沉泥質細砂(SM)土層 , N 值為 34~40。
9. 灰色泥質細砂含泥質粘土(SM+CL)：分佈於地表下 75.3~82.4 m , N 值於 28~74 之間。
- 10.灰色沉泥質粘土(CL)：分佈於地表下 82.4~84.75 m , N 值約為 40。
- 11.灰色砂質沉泥(ML)：分佈於地表下 84.75~87.2 m , N 值約為 41。
- 12.灰色沉泥質細砂(SM)：於地表下 87.2~91.15m , SPT-N 值為 45。
- 13.青灰色沉泥質粘土(CL)：分佈於地表下 91.15m~95.8 m , N 值介於 28~36 之間。
- 14.青灰色沉泥質細砂(SM)：分佈於地表下 95.8~108.2 m , SPT-N 值在 50~77 時貫入土層為 4~9 cm。
- 15.灰色泥質細砂含砂質粘土(CL+SM)：分佈於地表下 108.2~115.2 m , N 值為 31 及 50 時貫入土層約 4 cm。
- 16.灰色沉泥質細砂(SM)：分佈於地表下 115.2~132.2 m , 其 SPT-N 值為 60 時貫入土層約 7cm。
- 17.灰色粘土含泥質細砂(CL+SM)：分佈於地表下 132.2~139.3 m , N 值為 100 時貫入土層約 13 cm。
- 18.褐色或灰色粘土含沉泥質細砂(CL+SM):分佈於地表下 139.3~147.35 m , N 值為 30 時貫入土層約 3 cm。
- 19.灰色粘土(CL):地表下 147.35~157 m,N 值為 50~60 時貫入約 39 cm
- 20.灰色沉泥(ML)：於地表下 157~164.35 m , N 值 60 時貫入約 4 cm。
- 21.灰色細砂含灰色粘土(SM+CL)：於地表下 164.35~170.15 m , N 值在 60 時貫入土層約 4 cm。
- 22.灰色粘土(CL)：地表下 170.15~172.5 m , N 值在 100 時貫入約 7 cm。

- 23.灰色細砂(SM)：地表下 172.5~175.8 m , N 值在 100 時貫入約 7 cm。
- 24.灰色粘土(CL)：地表下 175.8~200 m , N 值在 100 時貫入約 5~13 cm。

8.1.2 地下水位分析

於布袋港區第二期海埔地西北角隅，埋設 200 公尺深之分層水壓觀測站，共埋設 7 支水壓計，其深度分別為 34 m、44 m、68 m、105 m、131 m、143 m、178 m，自 86 年 7 月 22 日開始以自動量測系統量測，量測中因水壓自動量測儀曾故障，而缺乏資料，茲將分層地下水壓 (t/m^2) 正規化為分層地下水位 (m)，以利比較，分別如圖 8-2 至圖 8-3 所示。由於其中 34 m、105 m、143 m、178 m 之水壓計為開放式，亦可以手動定期量測，手動量測自 86 年 4 月開始量測，每月量測一次，其量測結果如圖 8-4 所示。

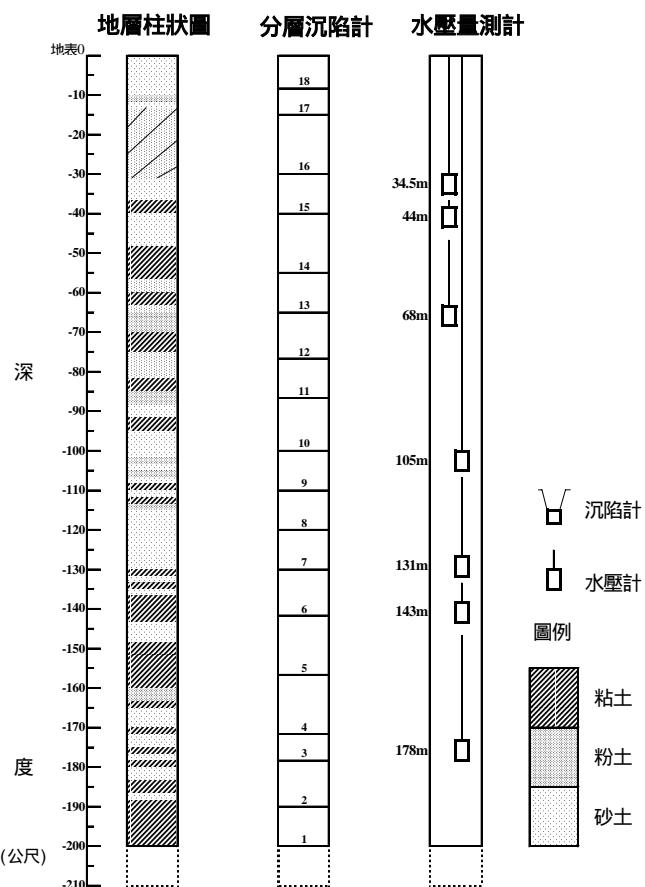


圖 8-1 布袋港分層沉陷及水壓觀測站土層柱狀圖

由圖 8-2 及 8-3 顯示：34 m 處之水位變化介於 -3.1 ~ -3.9 m 之間反復性之震盪，並無多大變化。44 m 處之水位，除了 86 年 10 月旱季時，水位較低為 -7.4 m 外，其餘時期水位皆在 -6 ~ -7 m 之間反復震盪，至 90 年 9 月水位上升到 -5 m。68 m 之水位介於 -6.4 ~ -10.9 m 之間，91 年 6 月之水位降到 -10.9 m。

由圖 8-4 及圖 8-5 顯示：105 m 處之水位變化極大，最高水位 -16.6 m，最低水位 -27.6 m，91 年及 93 年降雨量較少時，水位明顯降低。131 m 處之水位變化亦很大，最高水位 -17 m，最低水位可能為 -24 m，其水壓大小及變化與 105 m 處屬同一含水層，但自 87 年 4 月以後因水壓計損壞而缺少資料。143 m 及 178 m 水位大小及變化亦很相當，亦屬同一含水層，其最高水位為 -17.8 m，最低水位為 -26 m，其變化與 105 m、131 m 處相似。

綜合各地層之地下水位資料，如圖 8-5 所示，布袋港水層可分為 4 個層次，34 m 水位為第 1 含水層之水位，44 m、68 m 水位為第 2 含水位，105 m 及 131 m 水位為第 3 含水位，143 m、178 m 水位為第 4 含水位。由水位變化現象顯示，第 1、2 層水位變化較小，較無超抽地下水現象，第 3、4 層地下水位低且變化極大，超抽地下水現象明顯，而且以旱季時，水位相對較低，表降雨量減少時，超抽地下水更為嚴重。

8.1.3 分層地層下陷分析

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

圖 8-6 為至民國 94 年 12 月，不同深度地層之壓縮量，以柱狀圖形

表示，負值表壓縮，正值表回脹，因為感應磁環之最大深度為 200 公尺，所以圖中的量測數值均以此為參考點所計算之相對壓縮量，由圖 8-6 可發現較淺之地層壓縮量較小，壓縮量較大之地層為 140~157 m 及 170~181 m 之深度，而此地層屬粘土層，且深層超抽地下水較嚴重，因此壓縮量較大。

圖 8-7 為不同時期不同深度之感應磁環相對於深度 200 公尺感應磁環之累積曲線比較圖，由圖顯示，從 86 年 2 月至 94 年 12 月之 8 年 9 個月期間，布袋港地表下 8 m 至 200 m 間之沉陷總量為 424 公厘，而其中 140~200 m 之沉陷量 202 公厘，佔總沉陷量之 48% 以上，由此資料顯示，布袋港之沉陷屬於深層沉陷，且較 200 m 更深之處仍可能有沉陷發生，因此布袋港之總沉陷量應比監測所量測之壓縮總量還大。

8.1.4 相關性分析

綜合上述地質、雨量、分層地下水位及分層地層下陷之分析，本節簡要之探討其間之相關性。布袋港位於嘉義沿海地區，其雨量分析乃依據中央氣象局記錄，86~91 年之降雨量大多集中在 6、7、8 月，其餘月份雨量較少，唯 87 年降雨量從 2 月份開始便增多，但 89 年之年降雨量僅有 1350 公釐，而 90 年 9 月份之降雨量則高達 1,320 公釐。

淺層地下水位屬於局部性，其受港區抽水之影響，若是鄰近區域之抽水，則較不影響，而深層之地下水位屬於區域性，港區及附近區域之抽水皆會對其影響，由於港區並無抽水現象發生，淺層水位應無多大變化，但淺層水位除了受漲退潮之潮位影響外，受到雨量之影響最大，7、8 月雨季時，水位上升，11、12 月旱季時，水位下降，因此淺層土層若無抽水引致壓密水位下降之影響，僅受季節性雨量之影響，則淺層土層僅會因水位上升受解壓而微小之膨脹，水位下降時受再壓而微小之壓縮，整體而言不太會有沉陷發生。

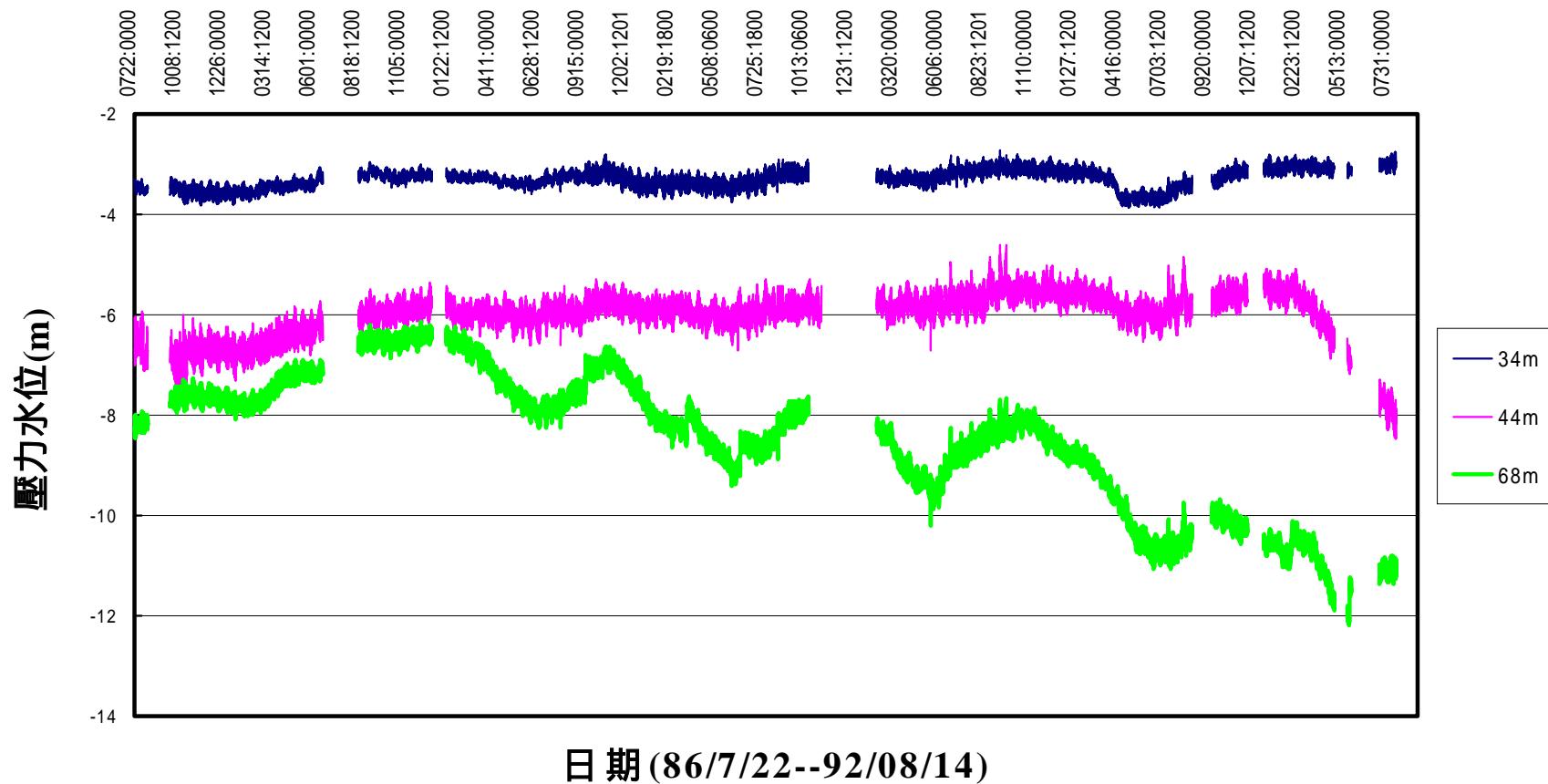


圖 8-2 布袋港淺層水位變化圖(自記式)

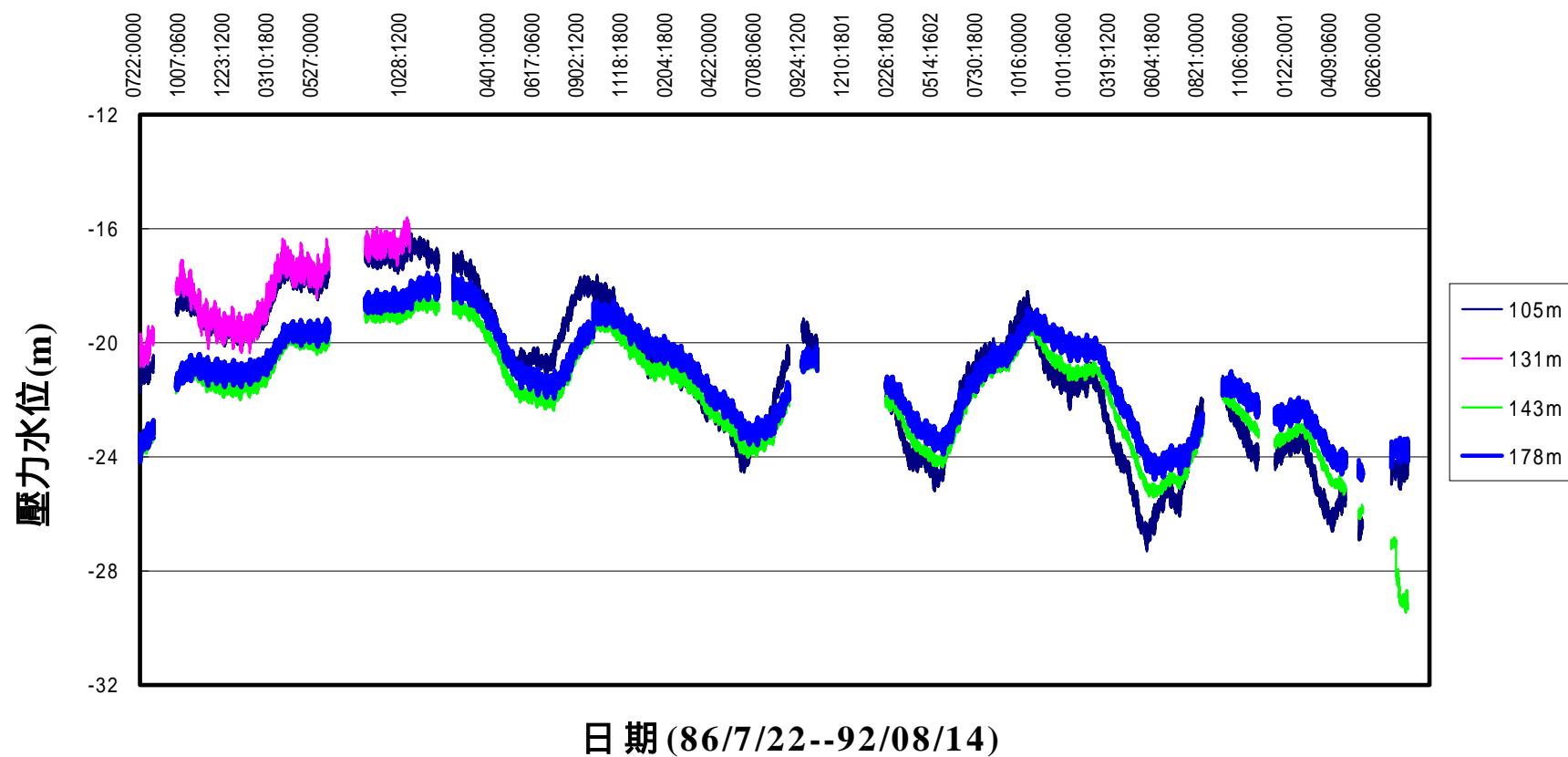


圖 8-3 布袋港深層水位變化圖(自記式)

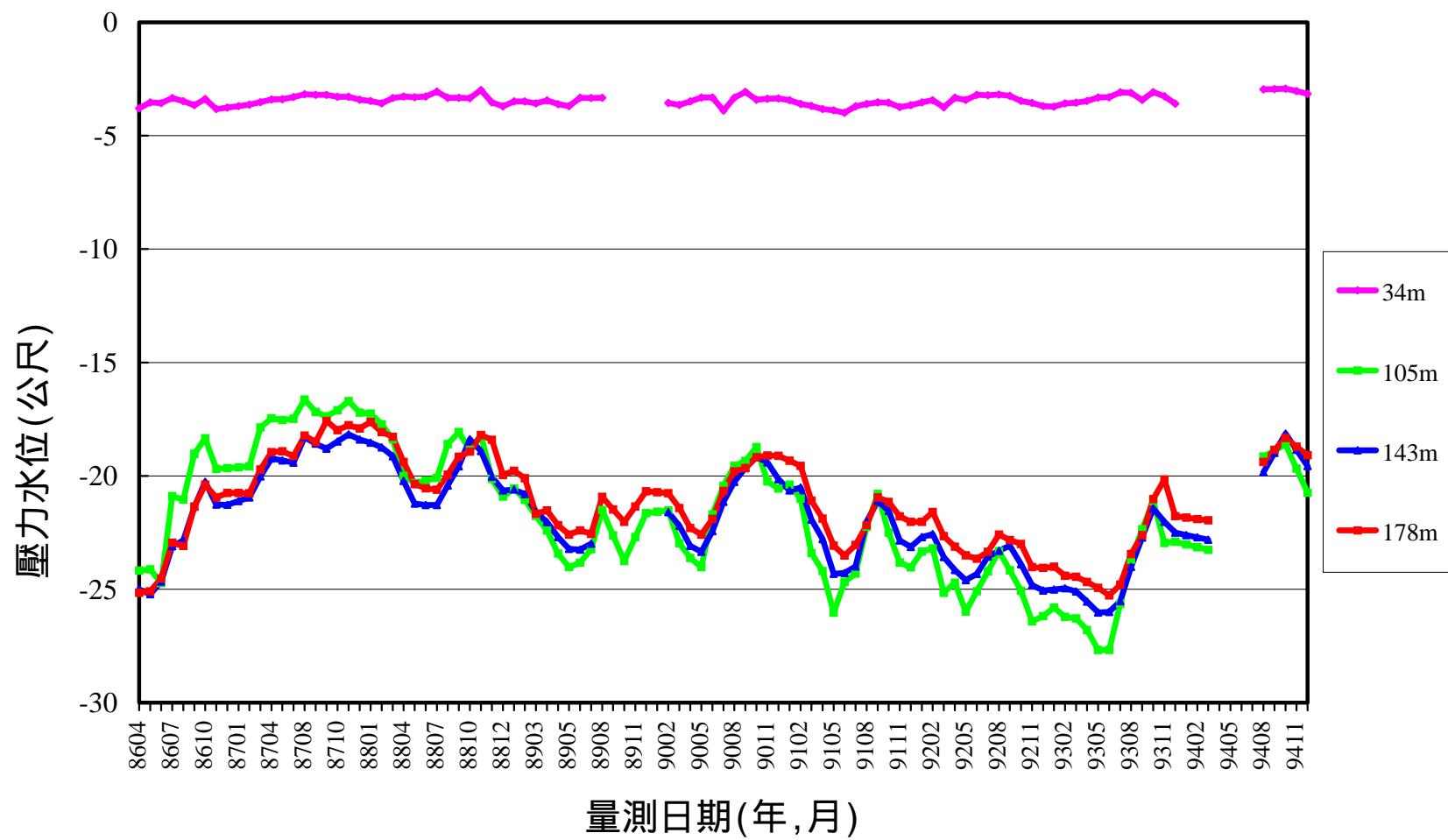


圖 8-4 布袋港分層水位變化圖(手動量測)

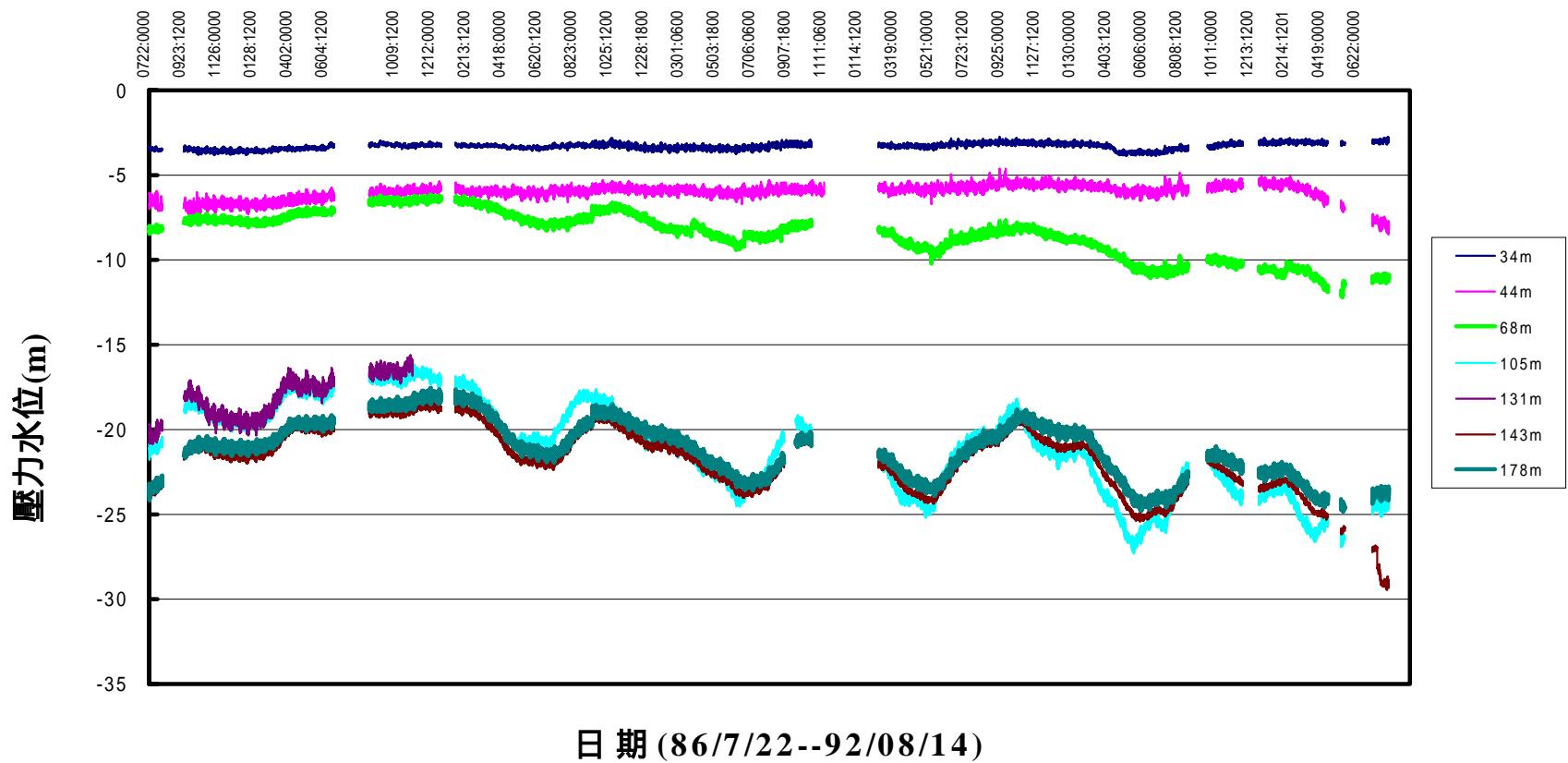


圖 8-5 布袋港分層水位變化圖(自記式)

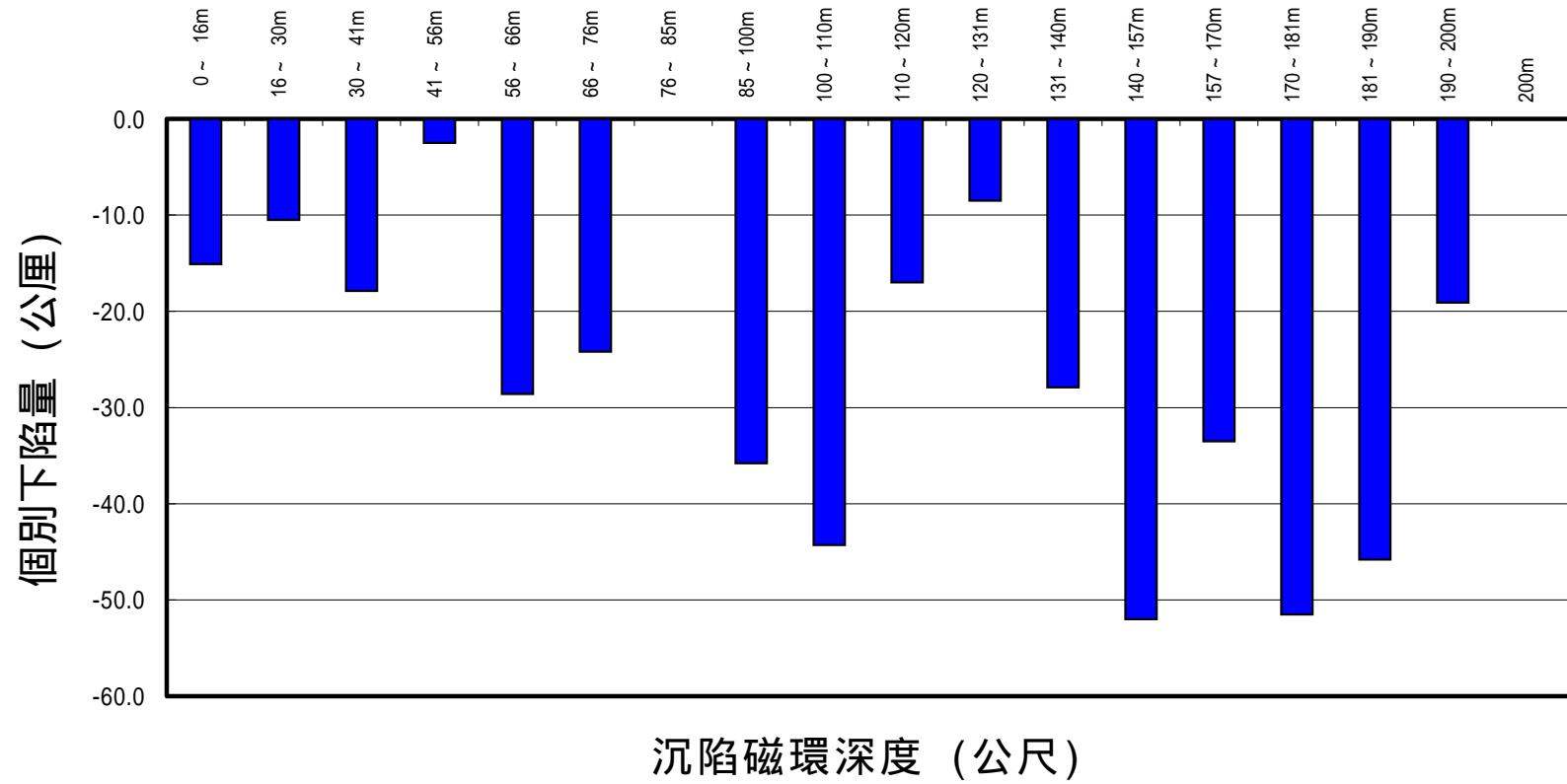
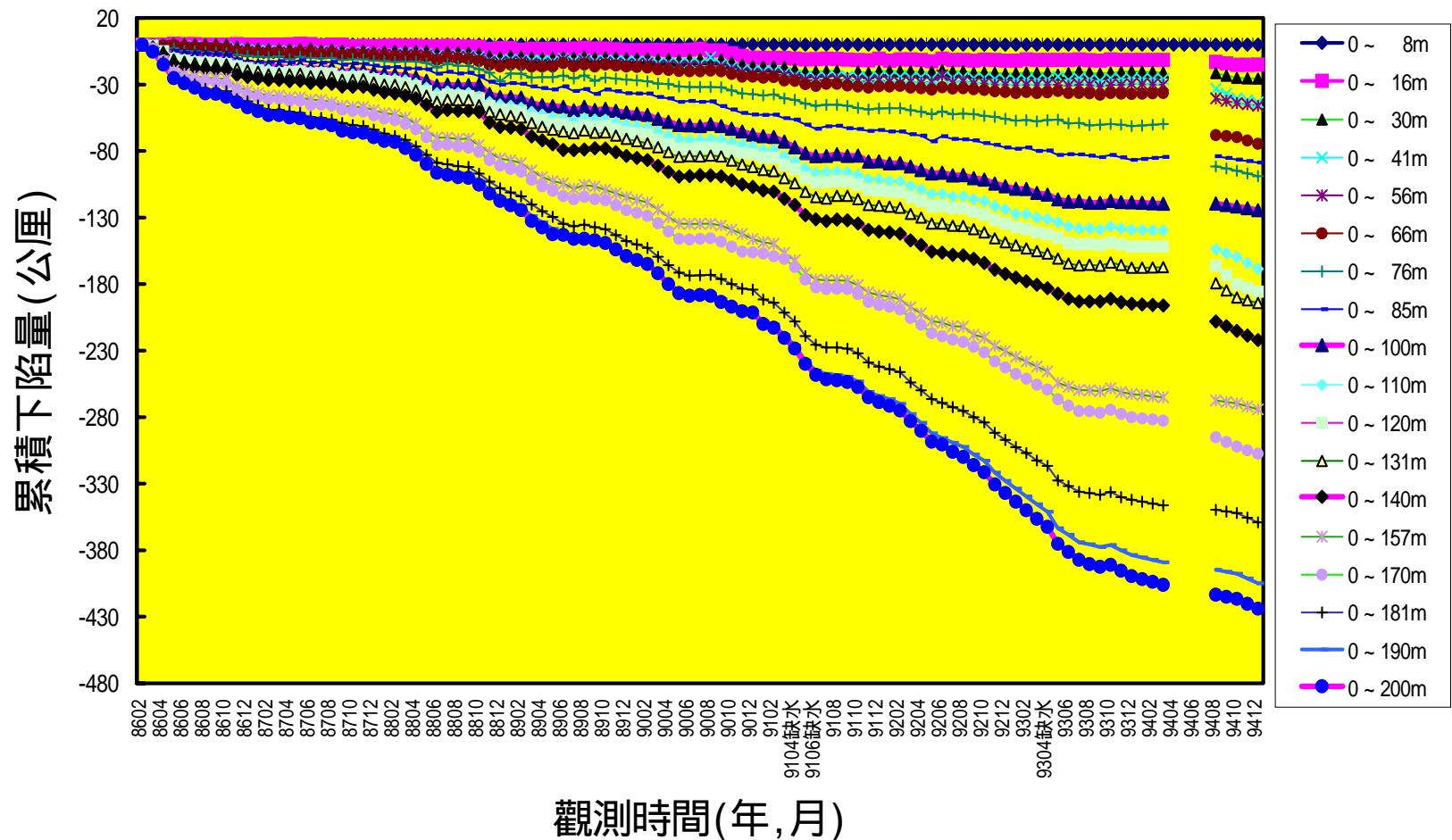


圖 8-6 布袋港分層個別下陷量圖

而 34 m 之地下水位，雖屬淺層水位，但由於 9.5~11.6 m 有沉泥層，14.1~32.8 m 有細砂夾多層之薄粘土，因此 34 m 之水位已非純自由水位而是半受壓水位，因此附近區域之抽水亦會影響其水位變化，由水井之調查，布袋鎮 10~30 m 之水井有 909 口，是淺層抽水之主要深度，故 34 m 之水位於 11、12 月旱季時因抽水較多，而水位較低，致使淺層土壤 16~41 m 亦有些壓縮量。而深層之地下水理應較不受到雨量變化之影響，而受到深層抽水之影響較大，其中 44 m 之水位無多大變化，雖然 41~66 m 土層大多為粘土層或沉泥層，其土層壓縮量亦極小。而 68 m 之水位變化較 44 m 水位為大，又 66~85 m 之土層大多為粘土層或沉泥層其土層之壓縮量較大；105 m、131 m、143 m、178 m 處之水位變化極為明顯，因此 85~200 m 之土層沉陷亦很明顯，100~200 m 之水位屬於較深層之水位，理應不太受雨量分佈之影響，若有受雨量補注之影響亦應有一段延遲現象，但此處深層水位，郤於 7、8 月雨季時水位逐漸上升，11、12 月旱季時水位逐漸下降，其原因何在？依本研究之見解，乃因雨季時地面水源充足，附近工業區或漁塭區減少使用地下水，而較少抽水，故深層水位上升，而旱季時，地面水源缺乏，引起附近工業區或漁塭區，大量抽取地下水，致使深層水位急速下降，亦引發深層之地層下陷。而由圖 8-7 分層沉陷顯示：壓縮量較大之位置，大多發生在抽水層鄰近深度之粘土層，即發生在砂土層厚度較大之鄰近的粘土層，如 131~157 m，170~181 m 即是抽水層鄰近之粘土層，其壓縮量最大。另由水井之調查，可發現 150 m 深以上之水井有 319 口，佔抽水井之比例極高，因此 143 m、178 m 之水位最低且變化大，因此沉陷量亦大，由分層沉陷資料圖 8-7 顯示，140~200 m 之沉陷量約佔總沉陷量 48%。



8-7 布袋港分層累積下陷量圖(200m)

8.1.5 布袋港之壓密係數

經採取布袋港區粘性土樣進行室內單向度壓密試驗結果，本節以壓密試驗試體編號 T-6，深度 112.26m 之土樣為例(如表 8-1)，並依第二章之 Sridharan 矩形雙曲線方法來計算壓密係數 C_v 值。

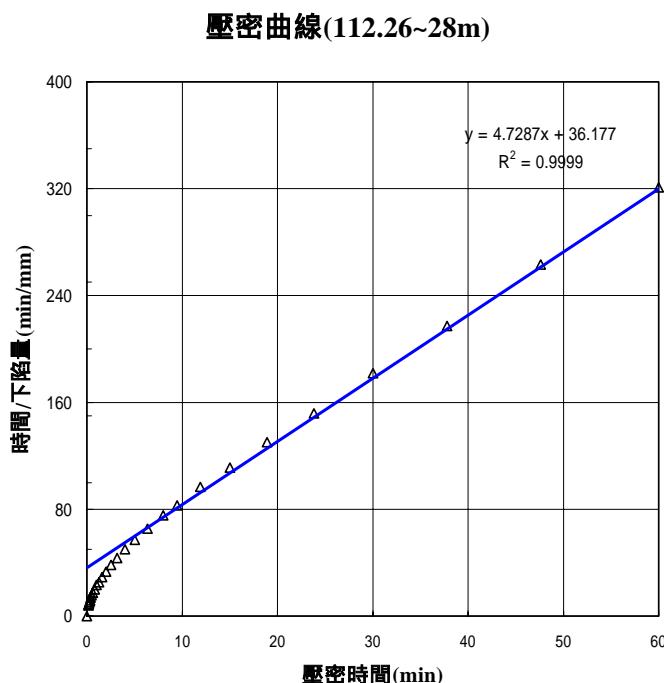


圖 8-8 矩形雙曲線壓密曲線圖

由 Sridharan 之雙曲線求得斜率 $m=4.7287$ ，截距 $c=36.17$ ，代入前述之計算式， $C_v = \frac{0.24mH^2}{C} = 3.137 \frac{mm^2}{min} = 1.649 \frac{m^2}{yr}$ ，得到 $C_v = 1.649 \frac{m^2}{yr}$ 。

布袋港採取土層進行壓密試驗所得結果如表 8-1 所示，使用不同方法計算之壓密係數亦有所差別， $C_{v,C}$ 值是以 Casagrande 法求得， $C_{v,T}$ 值是以 Taylor 法求得，由表 8-1 顯示，採用 Sridharan 法求得之 C_v 值介於 Casagrande 法及 Taylor 法之間，且以 Taylor 法之 C_v 值最大。

表 8-1 布袋港土層單向度壓密係數一覽表

單位 : m^2/yr

樣號	荷重	$C_{V,C}$	$C_{V,T}$	$C_{V,R}$	樣號	荷重	$C_{V,C}$	$C_{V,T}$	$C_{V,R}$
T-1 33.03	0.5	6.09	11.14	7.15	T-5 112.02m	0.5	4.3	4.95	4.44
	1	6.47	13.75	6.6		1	6.02	12.34	9.04
	2	-	12.09	7.93		2	6.1	11.14	9.77
	4	-	10.61	7.6		4	6.27	-	5.56
	8	5.18	10.1	8.8		8	7.67	-	9.14
	16	7.14	11.14	8.62		16	7.4	7.74	7.29
	32	6.9	12.35	11.12		32	8.02	9.2	8.46
	48	-	-	-		48	-	10.1	6.45
T-2 57.03m	0.5	7.96		13.33	T-6 112.26m	0.5	1.04	1.78	1.61
	0.5	6.47		7.64		1	1.06	1.86	1.54
	1	6.9	11.72	8.84		2	1.52	1.78	1.65
	2	6.68	11.14	9.15		4	2.07	3.17	3.13
	4	7.67	11.72	9.36		8	3.23	3.85	3.65
	8	7.96	13.75	13.07		16	4.14	4.22	4.18
	16	8.15	14.55	11.07		32	3.98	4.14	4.09
	32	7.66	11.7	10.6		48	3.57	4.09	3.73
T-3 57.55m	0.5	9.4	13.75	11.23	T-7 148.0m	0.5	-	-	-
	0.5	6.47	7.13	6.97		1	6.09	11.14	6.03
	1	7.4	11.14	9.46		2	5.75	10.11	7.56
	2	7.97	9.21	8.72		4	5.45	11.72	6.53
	4	9.8	13.75	12.58		8	4.14	12.35	7.3
	8	10.9	19.81	16.23		16	5.54	15.4	7.24
	16	8.63	18.55	13.04		32	7.96	13.78	8.21
	32	9.4	19.8	13.45		48	-	-	8.91
T-4 72m	0.5	-	-	-					
	1	4.31	-	5.56					
	2	4.14	3.64	4.24					
	4	3.83	4.95	4.75					
	8	4.93	7.13	5.2					
	16	5.05	7.74	6.46					
	32	6.68	10.1	8.22					
	48	6.9	11.72	7.15					

4
3

8.2 大鵬灣

8.2.1 監測井地質分析

大鵬灣監測站在深度 207 公尺之土層，根據現場鑿井取樣如圖

8-9，約可概分為 12 個次層，分別簡述如下：

1. 砂土層(SW SM)：分佈在地表下 0 -60 m，皆大部分為灰色砂土層，其中-24 m -29 m，及-49 m -53 m 深處含有一層厚達約 5 公尺之灰色粘土層(CL)。
2. 粘土層(CL)：分佈於地表下-60 m -101 m 處，而-88 m -90 m 深度位置夾有一層約 2 公尺厚之砂土層(SW SM)。
3. 砂土層(SW SM)：分佈於地表下-101 m -106 m 處。
4. 粘土層(CL)：分佈於地表下-106 m -113 m 深度。
5. 砂土層(SW SP)：分佈於地表下-113 m -117 m 深。
6. 粘土層(CL)：分佈於地表下-117 m -128 m 深處，為一層低塑性灰色粘土層，其中-122 m -125 m 深處夾有一層沉泥質砂土層(SM)。
7. 砂土層(SW SP)：分佈於地表下-128 m -144 m 深為一層灰色砂土層，其中-134 m -136 m 深夾有厚約 2 公尺之低塑性粘土層(CL)。
8. 粘土層(CL)：分佈於地表下-144 m -153 m 深處，比重為 2.72，厚約 9 公尺之灰色低塑性粘土。
9. 砂土層(SW SP)：分佈於地表下-153 m -159 m 深。
10. 粘土層(CL)：分佈於地表下-159 m -171 m 深。
11. 砂土層(SW SP)：分佈於地表下-171 m -188 m 深，而自-175 m 深以下之砂土層，其顆粒分佈隨著深度之增加有較粗之趨勢。
12. 卵礫石層(GP)：於地表下-188 m 至-207 m 深度止，皆是卵礫石層。

8.2.2 地下水位分析

於大鵬灣風景區西南角隅，埋設 202 公尺深之分層水壓觀測站，共埋設 5 支水壓計，其深度分別為 35 m、58 m、105 m、142 m、202 m，以手動及自動兩種方式進行量測，時間自 87 年 3 月 15 日起至 94 年 12 月 17 日止。其中 87 年 9 月 14 日至 10 月 30 日、88 年 7 月 13 日至 9

月 14 日及 89 年 10 月 17 日至 12 月 30 日止，因自動量測儀故障，而缺乏資料。由於水位井為開放式，亦可以手動量測水位，手動量測自 87 年 3 月開始，每月量測一次，其結果如圖 8-10 所示：

由圖 8-10 顯示：35 m 及 58 m 處之水位變化介於 -3 ~ -4 m 之間反復震盪，並無太大變化，僅在 91 年 1~3 月、91 年 10 月~92 年 5 月及 92 年 11 月~93 年 4 月旱季時水位下降至 -4 m 以下。

105 m 及 142 m 之水位雖同屬深層水位，但含水量豐富，且此兩水位雖來自不同受壓水層，但是其水位變化趨勢亦非常類似，表示皆受到超抽地下水影響，依圖 8-10 所示，自 87 年 3 月至 94 年 12 月止，105 m 之水位介於 -4.7 m~ -6.8 m，其中 88 年 5 月及 90 年 5 月之水位 -6.6 m ~ -6.8 m 最低，142 m 之水位介於 -2.5 m 到 -5.8 m，其中以 88 年 5 月之 -5.8 m 最低。

202 m 處之水位，變化情形則與 105 m、142 m 之水位不同，自 87 年 3 月之 -7.4 m 水位逐漸往上升，直到 88 年 2 月旱季時才往下降，本水位約介於 -4.9 m~ -6.1 m 之間，其中以 90 年 9 月及 93 年 7 月之 -4.9 m 及 -4.7 m 最高，顯示此深層水位超抽地下水尚未普遍。

綜合各地層之地下水位資料，如圖 8-10 所示，大鵬灣水層約可分為 4 個層次，35 m、58 m 水位為第 1 含水層之水位，105 m 水位為第 2 含水層之水位，142 m 水位為第 3 含水層之水位，202 m 水位為第 4 含水層之水位。由水位變化現象顯示：第 1 層水位變化較小，較無超抽地下水現象，第 2、3、4 層地下水位較低且變化較大，超抽地下水現象明顯，尤其 88 年 3~5 月、90 年 5 月、91 年 5 月及 92 年 5 月時，水位忽然下降，表示旱季時，超抽地下水更為嚴重。

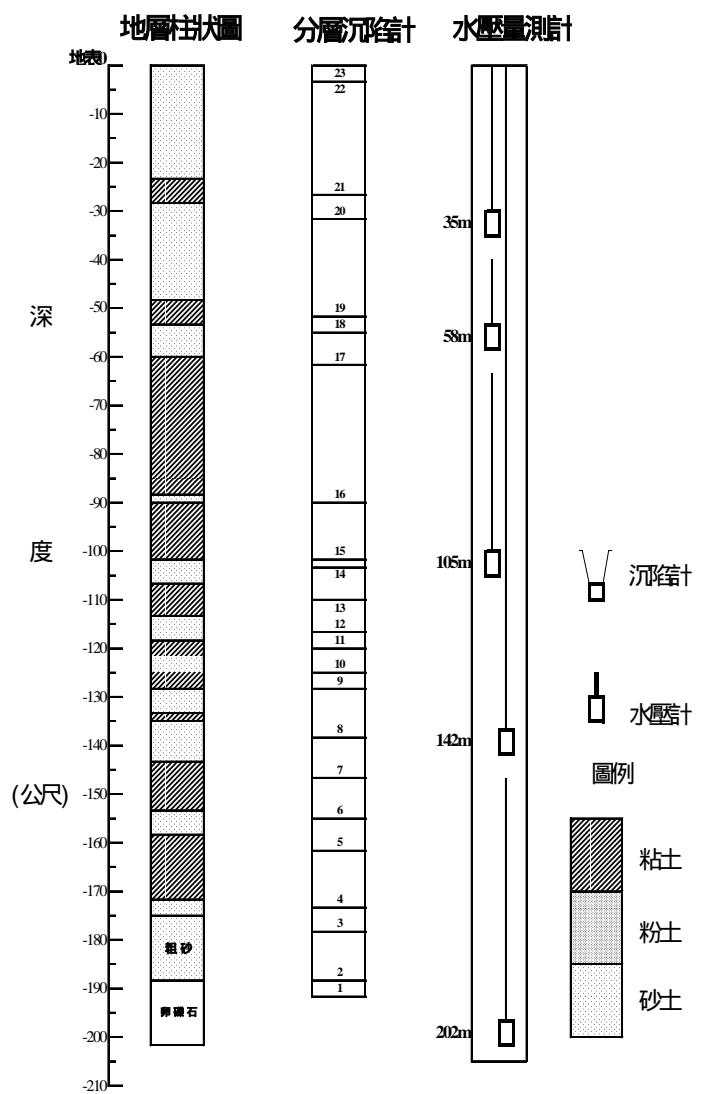


圖 8-9 大鵬灣分層沉陷及水壓觀測站土層柱狀圖

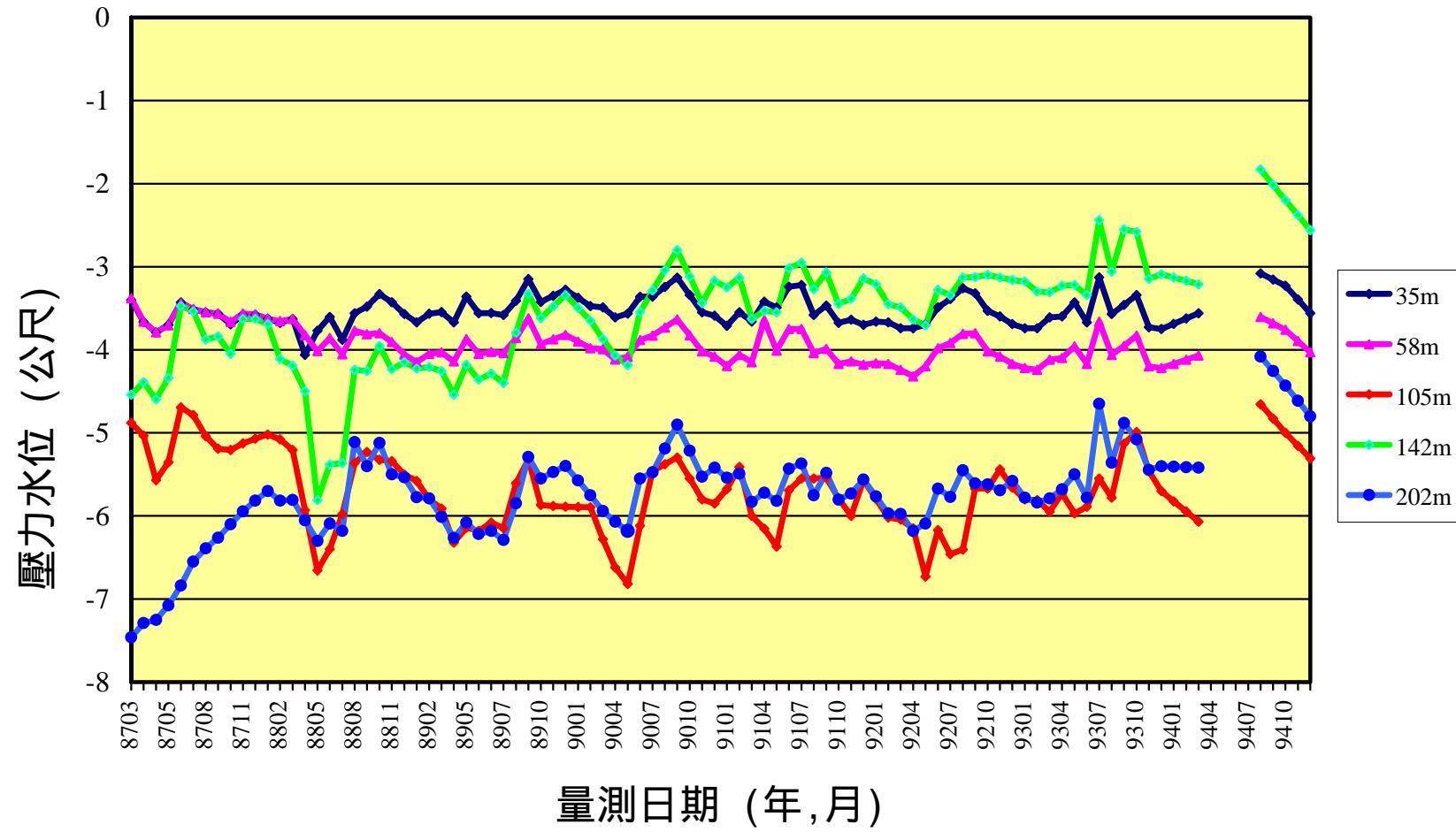


圖 8-10 大鵬灣分層水位變化圖(手動量測)

8.2.3 分層地層下陷分析

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

圖 8-11 為至民國 94 年 12 月止，不同深度地層之壓縮量，以柱狀圖形表示，負值表壓縮，正值表回脹，因為感應磁環之最大深度為 189 公尺，所以圖中所有的量測數值均以此為參考點所計算之相對壓縮量，由圖 8-11 可發現較深之地層壓縮量較小，壓縮量較大之地層為 26m、31 m 及 51 m 之深度。

圖 8-12 為不同時期不同深度之感應磁環相對於深度 200 公尺感應磁環之累積曲線比較圖，由圖 8-12 顯示，從 87 年 3 月至 94 年 12 月止，共 7 年 8 個月期間，大鵬灣地表下 4 m 至 189 m 間之沉陷總量為 90.2 公厘，而其中地表 51.3 m 之沉陷量為 72 mm，佔總沉陷量之 79%，由此資料顯示，大鵬灣之沉陷屬於淺層沉陷。

8.2.4 相關性分析

綜合上述地質、雨量、分層地下水位及地層下陷之分析，本節簡要敘述其間之相關性。大鵬灣地區之沉陷由分層地層監測得知，78% 以上沉陷發生於地表至 51.3 m 深位置，而壓縮量較大之位置，大多發生在砂土層厚度較大之鄰近粘土層，又由 202 公尺之土層柱狀圖得知，淺層土層 0 m -60 m 之間，皆大部分為含水量豐富之砂土層，僅於-24 m -29 m 及-49 m -53 m 深夾有厚約 4~5 公尺之粘土層，而此土層壓縮量較大，亦是本地區地層下陷主要之土層。

而-60 m -128 m 深之土層，大都是不透水之粘土或透水性較低之沉泥土層，僅於-101 m -106 m , -113 m -117 m 及-122 m -125 m 深夾有 2 公尺 4 公尺厚之砂土或沉泥質砂土層，因砂土層厚度小，壓縮量亦小，且此土層水位也較易受到超抽地下水之影響。而自-171 m 以下為顆粒愈來愈粗之砂土及卵礫石層，此深層土層含水量高，壓縮量小，故沉陷量亦很少。

由地層分層下陷監測圖及雨量來看可知，於 2、3、4、5 月旱季雨量少時，地面水缺乏，附近之農漁養殖業大量抽取地下水，致水位下降，故地層下陷速率較大，而 7、8、9 月雨量多時，地面水源充足，減少使用地下水，故水位上升，而下陷速率較緩。

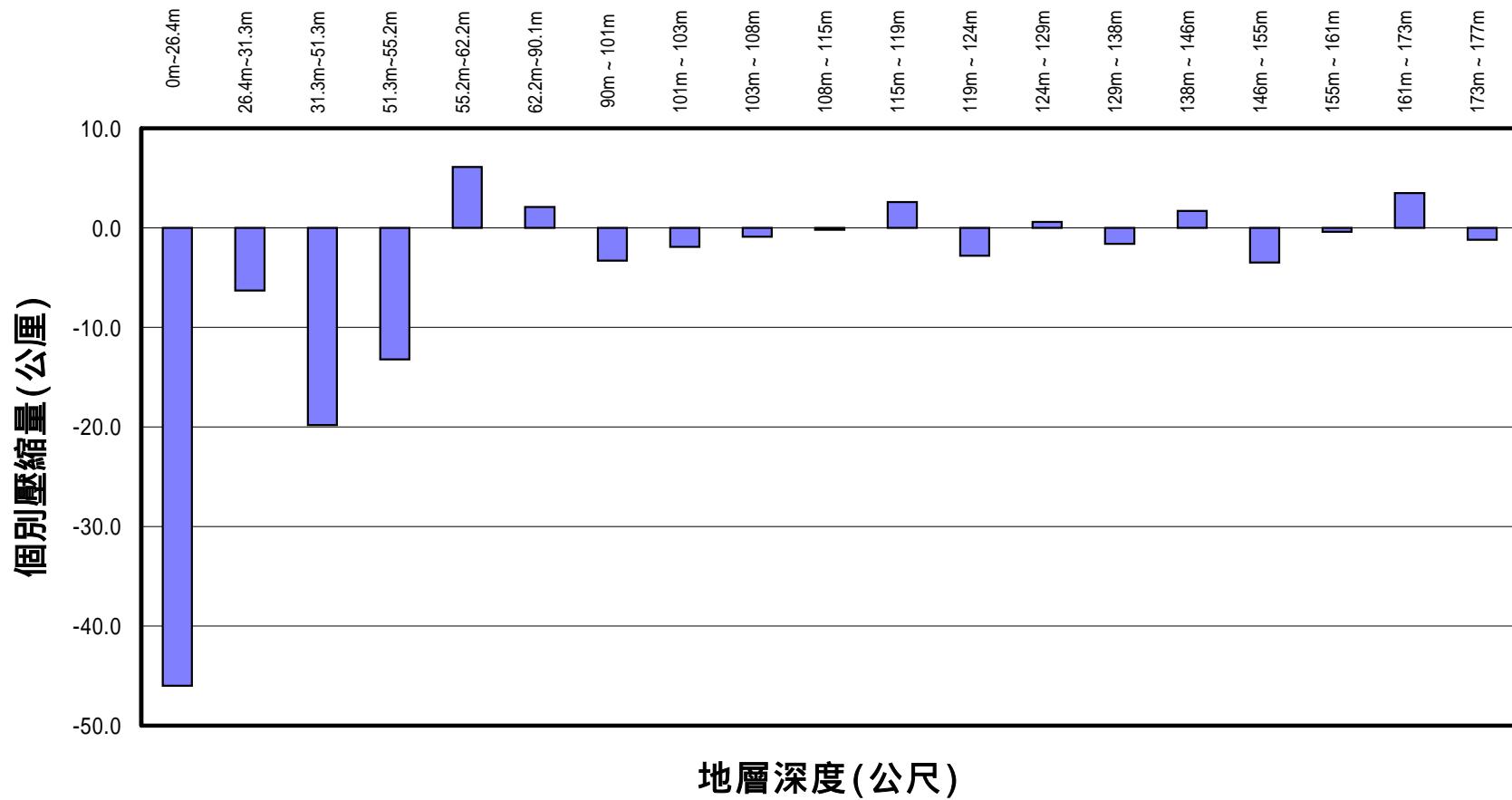


圖 8-11 大鵬灣分層個別下陷量圖

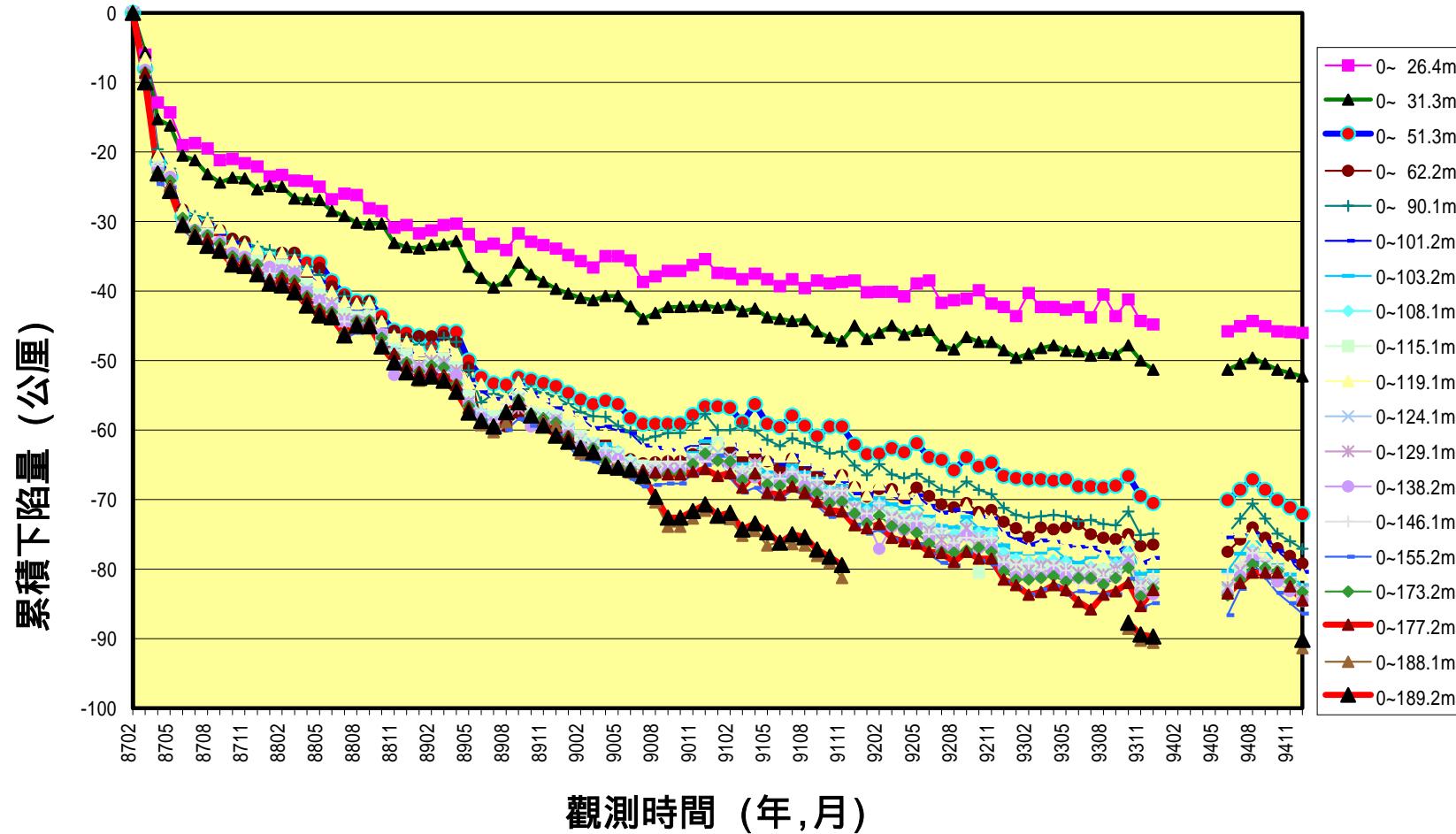


圖 8-12 大鵬灣地層分層下陷觀測圖

8.3 安平港

8.3.1 監測井地質

根據安平港監測站(18-19 號碼頭)200 m 鑽探資料及 258 m 鑽井資料如圖 8-13 所示，在深度 258 公尺之土層狀況約可分為 27 個次層，分別簡述如下：

1. 灰色粉土質細砂 (SM)：約分佈於地表下深度 0 ~ 20.3 m。
2. 黏土薄層 (CL)：分佈於地表下深度 20.3 m ~ 22.2 m。
3. 灰色粉土質細砂 (SM)：分佈於地表下 22.2 ~ 30.4 m。
4. 黏土與粉土質細砂互層 (CL+SM)：分佈於地表下 30.4 m ~ 34.3 m。
5. 灰色粉土質細砂 (SM)：分佈於地表下 34.3 m ~ 37.4 m。
6. 黏土薄層 (CL)：分佈於地表下 37.4 m ~ 39.5 m。
7. 灰色粉土質細砂 (SM)：分佈於地表下 39.5 m ~ 50.4 m。
8. 灰色粉土質黏土夾薄層粉土質細砂 (CL+SM)：分佈於地表下 50.4 m ~ 55.6 m。
9. 灰色細砂質粉土夾黏土薄層 (ML+CL)：分佈於地表下 55.63 m ~ 88.4m。
10. 黏土偶夾薄層細砂 (CL、SM)：分佈於地表下 88.4 m ~ 93.7 m。
11. 灰色粉土質黏土夾細砂或粉土薄層 (ML-CL、SM)：分佈於地表下 93.7 m ~ 134.3 m。
12. 灰色粉土質細砂 (SM)：分佈於地表下 133.4 m ~ 137.3 m。
13. 灰色粉土質黏土層 (CL)：分佈於地表下 137.3 m ~ 141.2 m。
14. 灰色粉土質砂夾細砂質粉土薄層 (SM ML)：分佈於地表下 141.2m ~ 155 m。

15. 灰色粉土質砂夾黏土薄層 (SM、CL)：分佈於地表下 155 m 174.6m。
16. 灰色粉土質黏土 (CL)：分佈於地表下 174.6 m 180.4 m。
17. 灰色粉土質細砂 (SM)：分佈於地表下 180.4 m 184.2 m。
18. 灰色粉土質黏土夾薄層細砂 (CL、SM)：分佈於地表下 184.2 m 194.4 m。
19. 灰色粉土質細砂 (SM)：分佈於地表下 194.4 m 196.3 m。
20. 灰色粉土質黏土夾薄層細砂 (CL、SM)：分佈於地表下 196.3 m 210.7 m。
21. 灰色粉土質砂夾黏土薄層 (SM、CL)：分佈於地表下 210.7 m 220.7m。
22. 灰色粉土質黏土層 (CL)：分佈於地表下 220.7 m 223.1 m。
23. 灰色粉土質細砂 (SM)：分佈於地表下 223.1 m 229.7 m。
24. 灰色粉土質黏土層 (CL)：分佈於地表下 229.7 m 235.36 m。
25. 灰色粉土質細砂 (SM)：分佈於地表下 235.36 m 244.45 m。
26. 灰色粉土質黏土層 (CL)：分佈於地表下 244.45 m 255 m。
27. 灰色粉土質細砂 (SM)：分佈於地表下 255 m 258.3 m。

8.3.2 地下水位分析

於安平港之 18-19 號碼頭綠地區，埋設 200 公尺深之分層水壓觀測站，共埋設 5 支開放式水壓計，其深度分別為 40 m 75 m 105 m 145m 182 m，自 88 年 7 月開始量測，每月量測一次，其結果如圖 8-14 所示。

由圖 8-14 顯示，各地層之地下水位，40 m 及 75 m 為第 1 含水層之水位，105 m 為第 2 含水層，145m 為第 3 含水層，182 m 為第 4 含水層，其中 75 m、105 m 為粉土層及粘土層之水位。由水位變化顯示，

第1含水層之40 m及75 m粉土層之水位下降較大，超抽地下水現象明顯，第2及3含水層105 m、145m土層之水位變化較小，但亦有逐漸下降趨勢，第4層之182 m之水位變化亦很大，唯水位不降反升，顯示此層88年7月~11月有減抽現象。由上可知，安平港附近地區88年7月至94年12月有超抽淺中層之地下水，而深層之受壓水層則有減抽現象。

8.3.3 分層地層沉陷分析

於安平港之18-19號碼頭綠帶地區，設立250 m深之分層地層下陷監測井，分別在深度0.6、4、10、20、30、40、52、55、79、94、110、133、149、174、180、200、210、220、230、239、248、249 m之位置安裝一個沉陷磁環，共22個磁環，每個月之中旬定期以無線電波監測儀量測各沉陷磁環之相對移動變化量，以分析不同深度地層之壓縮量，資料值由鋼錐尺上之刻度讀取，其最小刻度為公厘。

圖8-15為不同時期不同深度之感應磁環相對於深度200公尺感應磁環之累積曲線比較圖，由圖顯示，從88年7月至94年3月之5年8個月期間，安平18-19號碼頭區地表下0 m~200 m間之沉陷總量為73mm，而其中0~56 m之沉陷量為67mm，佔總沉陷量之88%以上，由此資料顯示，安平港18-19號碼頭區之沉陷屬於淺層沉陷。由圖8-15可發現較深之地層壓縮量較小，壓縮量較大之地層為4~11 m、11~21m、31~52 m、56~80 m及181~200 m之深度，而此地層為地下水位變化較大之處，即超抽地下水較嚴重，因此壓縮量較大。

8.3.4 相關性分析

綜合上述地質分層地下水位及分層地層下陷之分析，因淺層之40m水位下降1.6 m最大，故淺層之0~52 m沉陷亦最多，累計沉陷量約67 mm。而75 m粉土層之水位下降1.5 m次之，故52~80 m土層之沉陷亦較大。另105 m及145 m處之水位變化不大，故94~110 m及134

150 m 沉陷量亦少。深層 182 m 之水位變化較大，唯水位急上升 0.8 m 後，再緩和下降，故 181~200 m 沉陷量 3 mm，顯示此層亦是超抽之地下水層，只是有減抽現象，因此亦有些深層沉陷。唯安平 18-19 號碼頭區之沉陷雖有超抽地下水引致之沉陷，但由水位變化可知超抽並不嚴重，因此超抽地下水引致之沉陷量，應不會如上述沉陷監測結果那樣大，故上述監測之總沉陷量，亦有可能大半為填土所引致之沉陷。

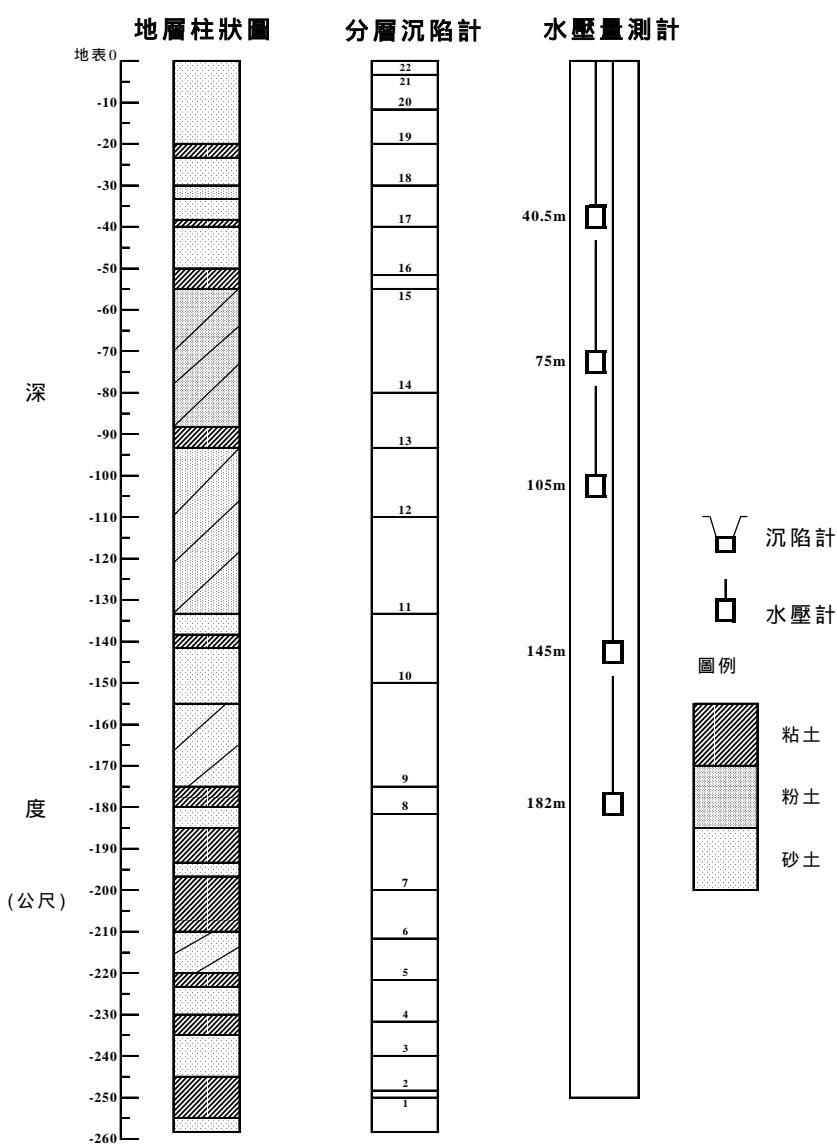


圖 8-13 安平港分層沉陷及水壓觀測站土層柱狀圖

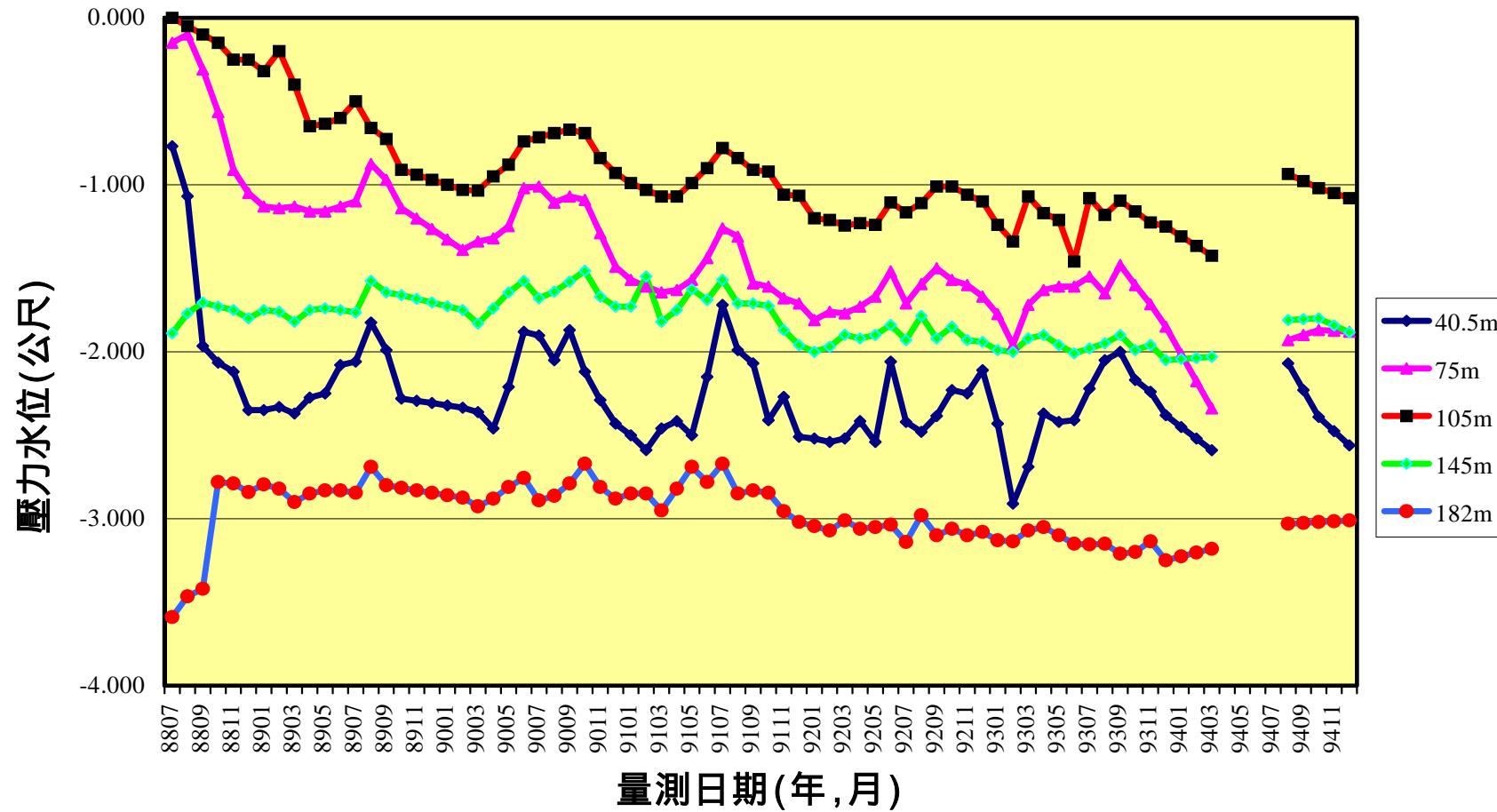


圖 8-14 安平港分層水位變化圖(手動量測)

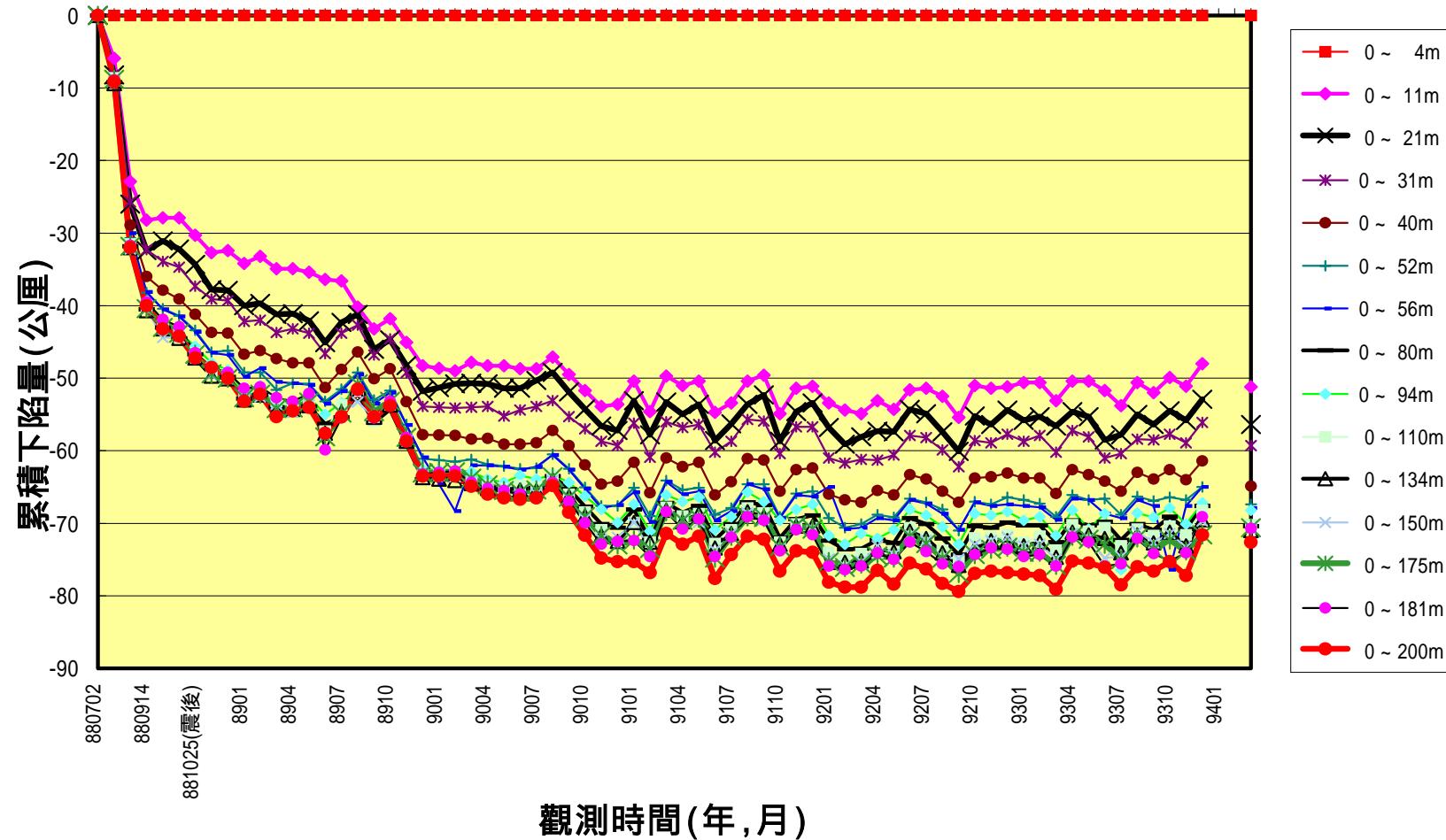


圖 8-15 安平港分層累積下陷量圖

8.4 臺中港

8.4.1 監測井地質分析

臺中港監測站在深度 199 公尺之土層，根據現場鑿井取樣如圖 8-16，約可概分為 14 個次層，分別簡述如下：

1. 砂土層(SW SM)：分佈在地表下 0 -18.18 m，皆大部分為灰色砂土層。
2. 粘土層(CL)：分佈於地表下-18.18 m -27.27 m 處，厚約 9 公尺之灰色砂土層。
3. 砂土層(SM)：分佈於地表下-27.27 m -30.91 m 處，厚約 3.6 公尺之灰色砂土層。
4. 粘土層(CL)：分佈於地表下-30.91 m -54.55 m 深度，厚達 14 公尺之灰色粘土層。
5. 砂含石子層(SW SP)：分佈於地表下-54.55 m -72.73 m 深，為含砂石之灰色砂土層。
6. 粘土層(CL)：分佈於地表下-72.73 m -90.3 m 深處，為一層厚約 17 公尺之灰色粘土層。
7. 砂含石子層(SW SP)：分佈於地表下-90.3 m -110 m 深處，為含砂石之灰色砂土層。
8. 粘土層(CL)：分佈於地表下-110 m -138.48 m 深處，厚約 28 公尺之灰色粘土層。
9. 砂土層(SM)：分佈於地表下-138.48 m -156.67 m 深，厚為 18.2 公尺之灰色砂土層。
10. 粘土層(CL)：分佈於地表下-156.67 m -163.64 m 深，為一層厚 7 公尺之灰色粘土層。
11. 砂土層(SM)：分佈於地表下-163.64 m -179.4 m 深，厚約 16 公尺之

砂土層。

12. 粘土層(CL)：分佈於地表下-179.4 m 至-181.8 m 深，為一層厚 2 公尺之粘土層。
13. 砂石層(SW SP)：分佈於地表下-181.8 m -189.4 m 深處，為灰色之砂石土層。
14. 粘土層(CL)：分佈於地表下-189.4 m 至-199 m 深，為一層厚 10 公尺之粘土層。

8.4.2 地下水位分析

於臺中港之 26 號碼頭綠地區，設置 200 公尺深之分層水壓觀測站，共埋設 5 支開放式水壓計，其深度分別為 29 m、63 m、100 m、145 m、173 m，自 88 年 6 月 29 日開始以自動量測系統量測(如圖 8-17)，目前因量測系統故障，資料記錄至 91 年 6 月 7 日止。手動量測自 88 年 7 月開始，每月量測一次，資料記錄至 94 年 12 月止，其結果如圖 8-18 所示。

由圖 8-18 顯示，地下水位可分為 5 個層次，由水位變化得知，第 1 層含水層 29 m 之水位介於-3~-4.8 m，第 2 層含水層之 63 m 之水位介於-3~-5.6 m，其中以 93 年 10 月之水位(-5.6 m)最低，第 3 含水層之 100 m 水位為-3.4~-5.8 m，第 4 含水層之 145 m 水位為-3.6~-5.8 m，第 5 含水層之 173 m 水位於-3.7~-6.3 m 之間，故變化較大。圖 8-17 為自記式分層水位變化圖，資料擷取為設定每 6 小時記錄一次，由於臺中港受到 921 大地震影響，導致部份碼頭有液化現象，而本水壓監測站之水位亦取得記錄，88 年 9 月 21 日 00 時 00 分之各分層水位約-3~-5 m，地震後 9 月 21 日 06 時 00 分之各分層水位約為-0.2 m，因地震時間為 9 月 21 日 01 時 47 分，由此印證各層水位是於地震後才上升。

8.4.3 分層沉陷分析

於臺中港區第 26 號碼頭綠地之位置，設立 199 m 深之分層地層下陷監測井，分別在深度 0、3、10、18、27、31、54、73、90、110、138、157、164、179、181、189、199 m 之位置安裝一個沉陷磁環，共 17 個磁環。自 88 年 6 月開始量測，因儀器卡管，故累積沉陷量僅能自地表量測至 181m 深，累積總沉陷量至 94 年 12 月止約為 47mm，其中 0~90 m 沉陷量約 39 mm，佔總沉陷量 82% 以上，其間以 88 年 9 月至 10 月，因地震產生之總沉陷量 32.9 mm 最多，而 88 年 10 月至 93 年 11 月止，總沉陷量為 24 mm，如圖 8-19。

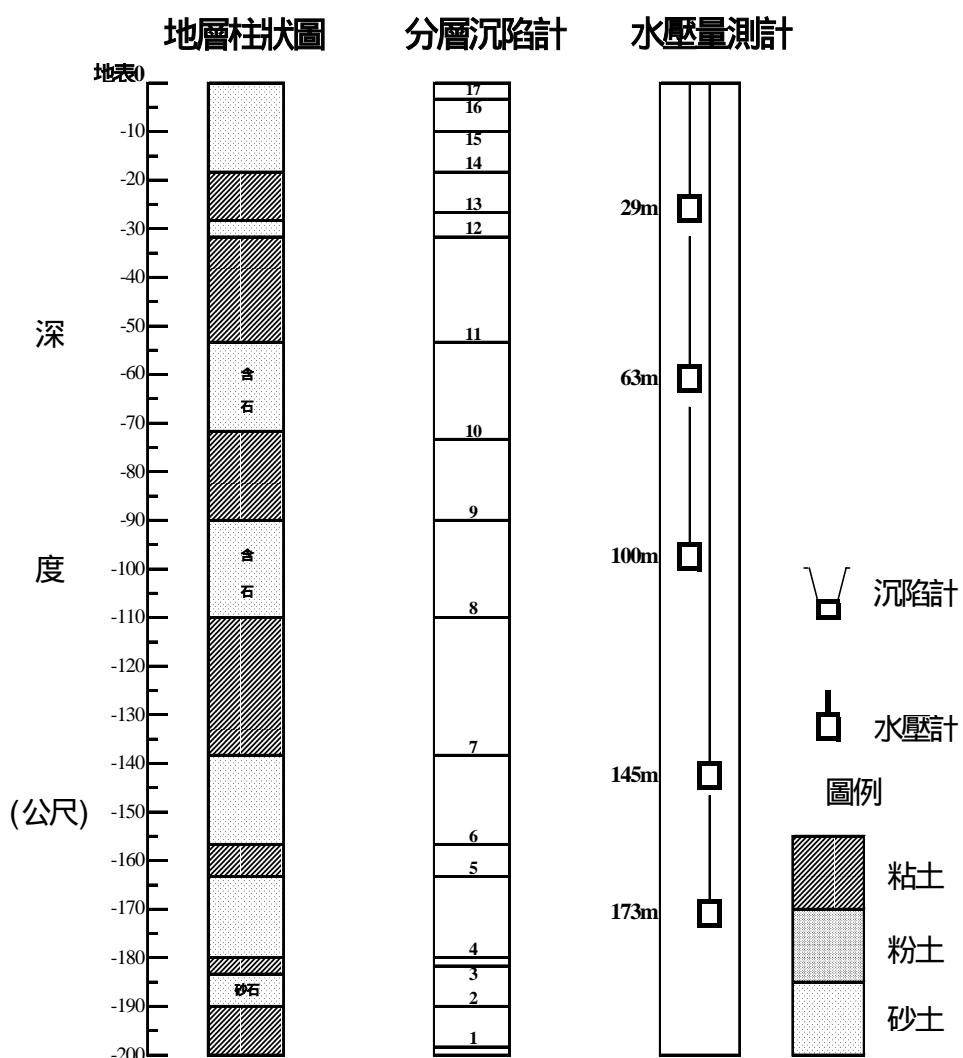


圖 8-16 臺中港分層沉陷及水壓觀測站土層柱狀圖

台中港分層水位變化(自記式)

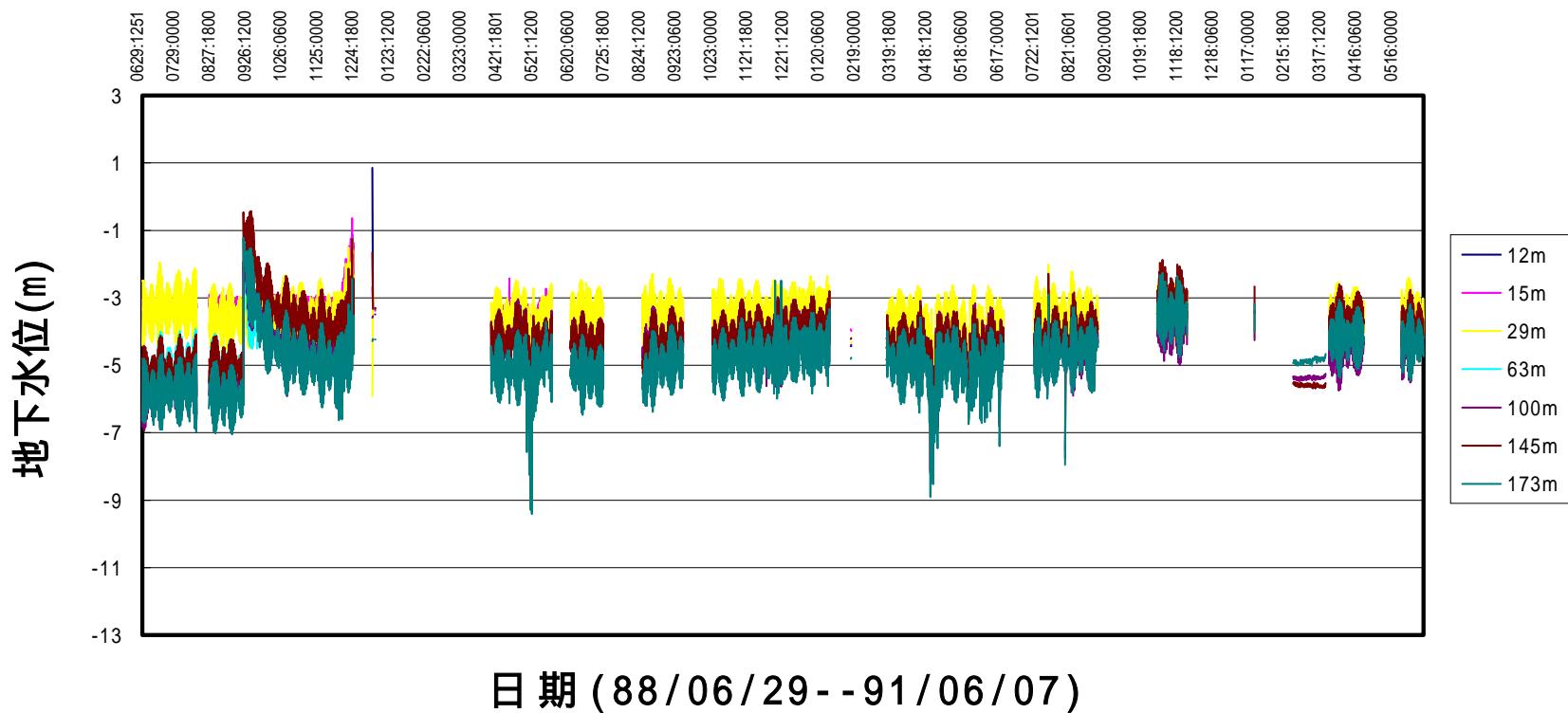


圖 8-17 臺中港分層水位變化圖(自記式)

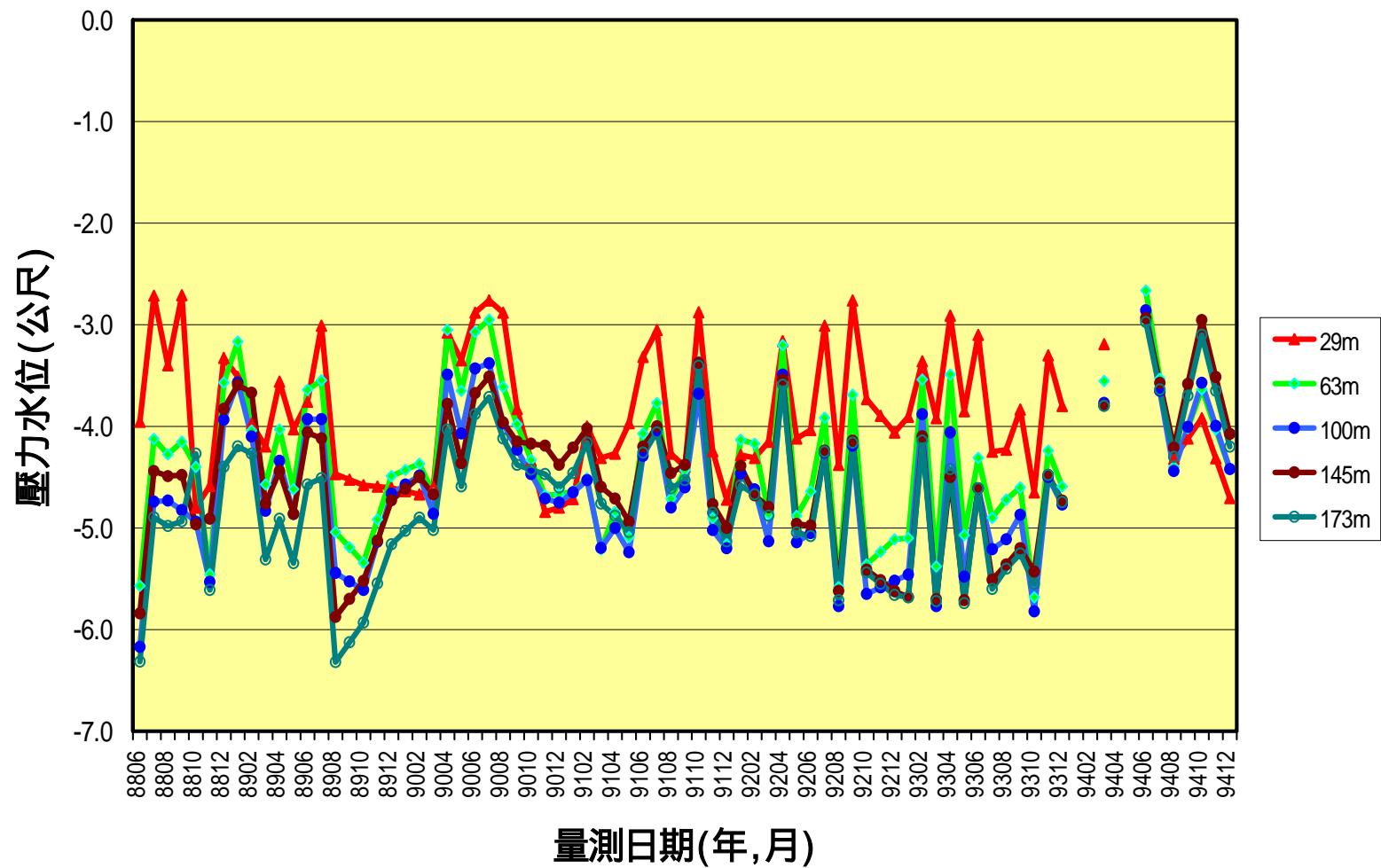


圖 8-18 臺中港分層水位變化圖(手動量測)

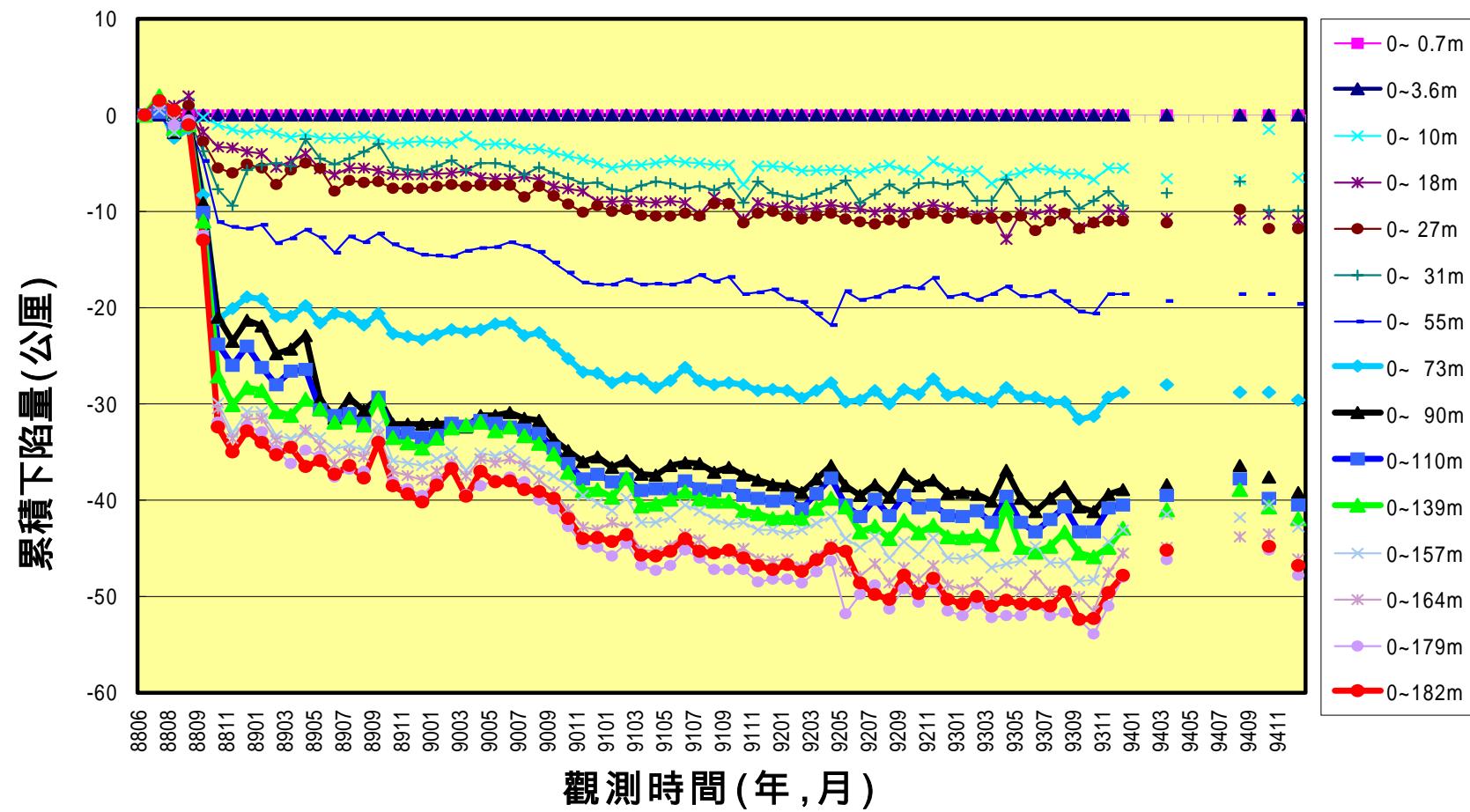


圖 8-19 臺中港分層累積下陷量圖(200m)

8.5 小 結

本研究計畫進行港灣地區地下水壓及地層下陷之常態監測，綜合結果如下：

1. 布袋港 34 m 深度之地下水位約在-3.1 m~3.9 m 間反復震盪，68 m 之水位約在-6 m~8 m 間震盪，而 105 m、143 m 及 178 m 深度之地下水位分別約為-21 m 及-20 m，故布袋港附近地區有超抽深層之地下水，致使港區之深層水位受影響而下降。布袋港 200m 地層下陷站經監測結果，自 86 年 2 月至 94 年 12 月止，共 8 年 9 個月總累積沉陷量為 42 公分，分別為 86 年沉陷量約 5 公分、87 年聖嬰年沉陷量約 3 公分、88 年沉陷量約 4 公分、89 年沉陷量約 5 公分，90 年沉陷量約 5 公分，91 年沉陷量約 5.5 公分，92 年沉陷量約 6.5 公分，93 年沉陷量約 6.2 公分，94 年沉陷量約 2.5 公分。平均一年之沉陷量約 5 公分，其中百分之 50 以上之沉陷在深度 140~200 m 地層發生，屬深層沉陷。

布袋港經採取港區 30~150 公尺深之粘性土樣進行室內單向度壓密試驗，並以不同方法計算壓密係數，由試驗結果，布袋港粘土層之壓密係數 C_v 值約為 $1\sim20\text{m}^2/\text{yr}$ 。

2. 大鵬灣 35 m 及 58 m 深度之水位介於-3 m~4 m 之間，105 m 及 142 m 深度之水位變化較大，105 m 之水位於-4.7 m~6.8 m 之間上下震盪；142 m 深度之水位自-4.2 m 緩和上升約至-2.5 m；202 m 深度之水位由-7.4 m 上升至-5.7 m 後再於-5 m~6 m 之間震盪，由此可知，大鵬灣附近地區應有超抽地下水情形。大鵬灣地層下陷量測自 87 年 3 月至 94 年 12 月止，累積總沉陷量為 9 公分，平均一年之沉陷量為 1.5 公分，而其中地表至 51.3 m 之沉陷量為 7.2 公分，佔總沉陷量之 80%，故大鵬灣屬於淺層沉陷。

3. 安平港 16~20 號碼頭區 40.5 m、75 m 及 105 m 深度之地下水位變化較大，其中 40 m 之水位於-1.8 m~2.9 m 上下震盪；75 m 及 105 m 之水位已自地表逐漸下降至-2 m 及-1.2 m，145 m 深度之地下水約於-2.0 m，182 m 之深層水位約於-3 m 上下變化。故安平港附近地區有超抽 40 m、75 m 及 105 m 深度之

地下水 安平港 16~20 號碼頭區地層下陷自 88 年 7 月至 94 年 3 月之沉陷量約為 7.3 公分，其中地表至 56 m 之沉陷量 6.7 公分，佔總沉陷量之 88%，故亦屬淺層沉陷。唯 18-19 號碼頭區之沉陷雖有超抽地下水引致之沉陷，但並不嚴重，有一部分為填土荷重所引致之沉陷。4. 臺中港各層深度之地下水位約於 -3 m~6 m 之間，而深度 63、100、145、173 m 之水位於 89 年因雨量減少有明顯下降，但又漸回升。臺中港之地層下陷監測自 88 年 6 月開始至 94 年 12 月止共 6 年 5 個月期間，累積總沉陷量約 5 公分，其間 88 年 9 月至 10 月，因 921 地震所產生之總沉陷量為 3.2 公分，此震陷資料則待進一步詳細分析。

第九章 結論與建議

1. 由本文板樁式碼頭災害案例分析顯示：碼頭後線回填料之特性亦為影響碼頭穩定性之重要因素，施工中若誤用具有高膨脹率之回填料將使碼頭招致災損；由相關之轉爐石研究報告顯示，轉爐石之膨脹率依其成份的不同，其膨脹率介於4.3 % ~9.06 %，均高於本研究分析之錨碇鋼索所能忍受之最大膨脹率2.4 %，由此判定，本災損案例之破壞原因，極可能是承包廠商誤用了轉爐石為回填料所致。
2. 由民國75年地震蘇澳港4號碼頭之穩定性之實例分析顯示：背填土壤未液化狀態下，抗滑動安全係數 $F_s=0.68$ ，其位移量34公分，與實測之位移量30-50公分相當。
3. 由民國94年雙震源地震，蘇澳港4號碼頭之穩定性之實例分析顯示：背填土壤未液化狀態下，雖然抗滑動安全係數 $F_s=0.86<1.0$ ，顯示碼頭已很不穩定，但位移量分析結果僅0.6公分，與實測之位移量0公分相當，因此以抗滑動安全係數表示碼頭之穩定性不太可靠，應以位移量分析較能表達碼頭之穩定性。
4. 由921地震臺中港1~4A碼頭之穩定性之實例分析顯示：1~3號碼頭後線土層，並未全部液化，其液化土層約為地表下2.8~14m，即水力回填砂之深度(2.8~14m)液化，其抗滑動安全係數， $F_s=0.73$ ，碼頭位移量分析結果為93公分，與實測之位移量相當，因此1~3號碼頭位移量52-168公分，應為背填土壤部分深度液化所造成。4號碼頭後線土層，其液化土層約為地表下2.8~12m，即水力回填砂之深度(2.8~12m)液化，其抗滑動安全係數， $F_s=0.77$ ，碼頭位移量分析結果為33公分，與實測之位移量0-52公分相當。而4A號碼頭後線因有水泥圓倉之載重，其背填土壤之有效應力已大於 2 kg/cm^2 ，不太可能發生液化，其抗滑動之安全係數 $F_s=1.00~1.07$ ，因此921地震時，4A號沉箱碼頭幾乎沒有外移。

3.

5. 本文對於以現地貫入試驗評估液化潛能之研究，提供了進一步之分析方法，本文所建立之極限狀態模式，較傳統相關經驗曲線更具有物理意義，即地震引致土壤液化之作用強度與 $\ln(CSR_{7.5})$ 成正比，土壤之抗液化強度 $\ln(CRR_{7.5})$ 與 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 成正比，亦表示土壤之抗液化強度 $\ln(CRR_{7.5})$ 與土壤之相對密度Dr成正比。
6. 本文所建立之邏輯迴歸模式，是以CPT現場試驗數據之錐端阻抗 q_{c1N} 值與摩擦比 R_f 為分析參數，不需其他非CPT試驗之數據，並以簡易之相關式表示，在液化分析上甚為方便。
7. 由地震波放大倍率與最大加速度之研究可發現：臺中港震波放大倍率約於2-5倍之間，平均約為3倍；臺北港震波放大倍率約於3-5倍之間，平均約為4倍；高雄港震波放大倍率約於3-7倍之間，平均約為4.5倍；蘇澳港井下地震儀僅有35m深，其震波放大倍率仍不確定，需進一步研究。
8. 由蘇澳港區場址效應與土壤液化潛能分析結果顯示：蘇澳港區之主頻落在1~3Hz，造成主要放大之地層為地表至岩盤間之回填層，而地表下10公尺內之局部速度變化，造成部份測點3Hz以上之高頻部份放大。另蘇澳港之 K_g 值，僅有SA026測點符合 K_g 值15~28之間的液化條件，大部分之 K_g 值均在10以下的安全範圍，故港區在地震來襲時土壤發生液化之可能性不高，即使於大地震來襲時發生液化，也應僅是小區域之個案，全區應不至於發生大規模的液化情形。
9. 由港灣地區地層下陷監測結果顯示：大鵬灣目前每年沉陷約1.2公分，屬超抽淺層地下水引起之淺層沉陷；安平港目前每年沉陷約0.8公分，大半為填土所引起之淺層沉陷；布袋港目前每年沉陷約5公分，屬超抽深層地下水引起之深層沉陷；臺中港主要為921地震所產生之沉陷，其餘因素之沉陷極小。

10. 本計畫雖已完成臺灣各港區之地震及液化監測系統，並建立了各港區

3.

小地震時震波放大效應之初步研究，唯影響港灣碼頭構造物較大之中大型地震，其監測資料極少。因此後續計畫中，除了維護及擴充既有地震及液化監測系統外，亦應針對強烈地震作用下之現地土壤液化與碼頭動態行為加以研究，擬以大型震盪震源車於地表產生固定頻率、固定震幅之振動，模擬強烈之地震作用，進行現地土壤液化與碼頭動態反應之量測，歸納出現地土壤液化機制及碼頭動態受損型式，進而研訂出港灣及海岸地區液化防治及樁基礎相關設計手冊。

參考文獻

- 1.臺中港務局，「臺中港第一期工程完工報告」，1976。
- 2.交通部，「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」，民國 86 年 7 月。
- 3.宇泰工程顧問有限公司，「高雄港海事工作船渠安全檢測及評估」，民國 94 年 7 月。
- 4.王金鐘、李德河，「轉爐石作為道路基底層及工程土方材料再生利用之力學特性研究」，中國土木水利工程學刊，第十七卷，第二期，pp.245-256，2005。
- 5.港灣技術研究所，「港灣及海岸結構物設計基準」，港灣研究所專刊 123 號，1997。
- 6.港灣研究中心，「臺中港 1~4A 碼頭 921 地震液化災損初步調查研究」，港灣研究中心專刊 172 號(1999)。
- 7.陳正興、黃國祥，「集集地震臺中港沉箱滑移之初步分析」，港灣工程耐震安全評估與災害防治研討會，pp.3-1~3-18，2000。
- 8.賴聖耀，「以邏輯迴歸法建立 CPT 數據之土壤分類及液化評估模式」，中國土木水利工程學刊，第十七卷，第二期，pp.321-333，2005。
- 9.賴聖耀，「以極限狀態分析法建立標準貫入試驗之液化分析模式」，中國土木水利工程學刊，第十八卷，第一期，2006。
- 10.賴聖耀，「以標準貫入試驗值建立土壤液化潛能判別模式」，中國土木水利工程學刊，第二卷，第四期，PP.301-311 (1990)。
- 11.賴聖耀、謝明志 (1996)，「臺中港區土壤液化危險度分析與應用」

八十五年度港灣大地工程研討會 PP.7-1 7-18。

12. 賴聖耀、謝明志 (2000) 「港灣地區土壤液化與震陷潛能評估」，港灣工程耐震安全評估與災害防治研討會。
13. 賴聖耀，「港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究」，交通部運輸研究所報告，MOTC-IOT-IHMT-GA9013，2001。
14. 賴聖耀，「以 921 地震液化案例之 SPT - N 值建立土壤液化潛能判別模式」，液化潛能評估方法及潛能圖之製作研討會 (2002)。
15. 賴聖耀、謝明志，「以邏輯迴歸法建立 CPT 試驗評估液化機率之本土化模式」，24 屆海洋工程研討會，PP.653-657，(2002)。
16. 陳圭璋、賴聖耀、李俊延、李昇彥、張漢忠(2002)，「臺中港區速度構造調查與場址效應研究(I)」，第九屆臺灣地區地球物理研討會暨 2002 年中國地球物理學會年會，PP.430-432。
17. 陳圭璋、賴聖耀、彭瀚毅、李俊延、張漢忠(2005)，「蘇澳港區場址效應研究與土壤液化潛能分析」，九十四年度地球物理學會年會暨蔡義本教授榮退專題研討會，PP.196-204。
18. 張惠文、廖新興、鄭清江(1992)，「砂質地盤液化之防治方法探討」，地工技術，第 38 期，PP.17~29。
19. 陳志芳、賴聖耀 (2002)，「布袋港地下水位及地層下陷監測研究」，24 屆海洋工程研討會， PP.664-670。
20. 彭瀚毅，1998。臺北盆地場址效應之研究，中央大學博士論文。
21. 鄭世楠和葉永田，(2002) 「1848 年彰化地震與彰化斷層關係的初步研究」港灣報導季刊, 61 期。
22. Boulanger, R.W., Mejia, L H., Idriss,I.M. "Liquefaction at Moss Landing during Loma Prieta earthquake " J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, Vol.123, No.5, pp.453-467 (1997).

- 23.Christian, J. T. and Swiger, W. F., "Statistics of liquefaction and SPT results," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, NO. GT11, pp.1135-1150 (1975).
- 24.Hwang, J.H., Yang, C.W., "Verification of critical cyclic strength curve by Taiwan Chi-Chi earthquake data " Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.21, pp.237-257(2001).
- 25.Idriss, I. M., "An update of the Seed-Idress simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential "*Proceedings, TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction Analysis*, FHWA-RD-99-165. Washington, DC:Federal Highway Administration(1999).
- 26.Ishibashi, I. and Madi, L., "Case Studies of Quaywalls Stability with Liquefied Backfills", Proc.4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Vol.3, pp. 725-735,1990.
- 27.Ishihara, K., "Stability of Natural Deposits during earthquakes, " State-of-the-Art Reports, XI Int.Conf.on Soil Mech.and Fdn.Eng,San Francisco(1985) .
- 28.Ishihara, K., and Yoshimine, M., (1991), Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and foundations, Vol.32, No.1, pp.173-188.
- 29.Ishihara, K., Yasuda, S., and Nagase,H., (1996), Soil characteristics and ground damage, Special Issue of Soils and Foundations, pp.109-118
- 30.Iwasaki, T., Arakawa, T. and Tokida, K. (1982) , "Simplified Procedures for Assessing Soil Liquefaction During Earthquakes", Soil Dynamics and Earthquake Engineering Conference Southampton, pp.925-939.
- 31.Juang, C. H., Rosowsky, D.V., and Tang, W.H., "A reliability-based method for assessing liquefaction potential of sandy soils." *Journal Geotech. and Geoenvir. Engineering*, ASCE, 125(8), 684~689(1999).
- 32.Lai, S. Y., Hsu, S. C., and Hsieh, M. J. (2004). "Discriminant model for

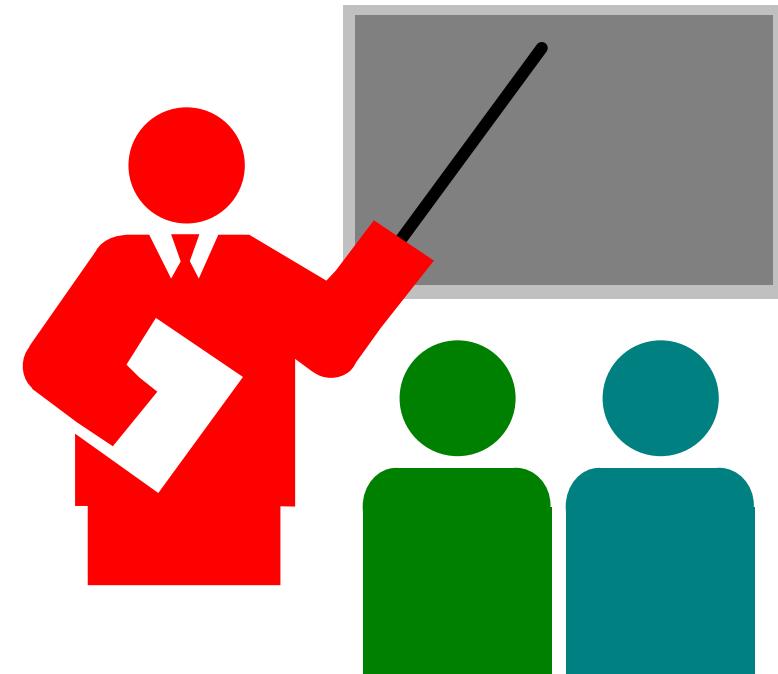
- evaluating soil liquefaction potential using CPT data." *J. Geotech. and Geoenvir. Eng.*, ASCE, 130(12), 1271-1282.
- 33.Lai, S. Y., Lin, P. S., Hsieh, M. J., and Jim, H. F. (2005), " Regression Model for Evaluating Liquefaction Potential by Discriminant Analysis of the SPT N value." Canadian Geotechnical Journal. Vol.42, No. 3, pp.856-875.
- 34.Lai, S. Y., Chang, W. J., and Lin, P. S (2006)," "Logistic Regression Model for Evaluating Soil Liquefaction Probability Using CPT Data." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE
- 35.Liao, S. S.,and Whitman, R.V., " Overburden correction factors for SPT in sand." *J. of Geot. Engr.* ASCE, Vol.112, No.3, pp.373-377(1986).
- 36.Liao, S.S.C., D.Veneziano, and R.V. Whitman "Regression Models for Evaluating Liquefaction Probability", *J. of Geot. Engr.*, ASCE, Vol.114, No.4, pp.389~411 (1988).
- 37.Lin, P. S., Lai, S. Y., Lin, S. Y., and Hseih, C. C., "Liquefaction potential assessment on Chi-Chi earthquake in Nantou, Taiwan. " *Proceedings of International Workshop on Annual Commemoration of Chi-Chi Earthquake September 18-20, Taipei*.Vol. , 83-94 (2000).
- 38.Matsuzawa, H., Ishibashi, I. and Kawamura, M., "Dynamic Soil and Water Pressure of Submerge Soils", *J. of Geot. Engr.*, ASCE, Vol.111, No.10, pp.1161~1176, 1985.
- 39.Matsuo, H.,and O'hara, S., "Lateral Earth Pressures and Stability of Quay Walls during Earthquakes", Proc. 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Japan, Vol.1,1960.
- 40.Mononobe, N., and Matsuo, H., "On the Determination of Earth Pressures during Earthquakes", Proceedings, World Engineering Conference 9, pp.176-182, 1929.
- 41.Nagase,H., (1984), "Strength and deformation characteristics of sand subjected to irregular loading in multiple directions, " PhD dissertation to

the University of Tokyo, (in Japanese).

- 42.Nagase, H., and Ishihara, K., (1988), "Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquakes, "Soils and Foundations, Vol.28, No.1, pp.66-76.
- 43.Newmark, N. M. (1965), "Effects of earthquakes on dams and embankments.", Geotechnique, 15(2), pp.139-159.
- 44.Noda, S., and Uwabe, T., "Relation between Seismic Coefficient and Ground Acceleration for Gravity Quay Wall", Proc. the 10th Earthquake Engineering Symposium, pp.575-582, 1975.
- 45.Seed, H.B., and Idriss, I. M., " Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential,"Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.97, No.SM9, pp.1249-1273 (1971).
- 46.Seed, H.B., Idriss, I. M., and Arango, I., " Evaluation of liquefaction potential using field performance data." *J. Geotech. Eng.*, ASCE, 109 (3), 458-482 (1983).
- 47.Seed, H.B., Yokimatsu, K., Harder, L.F., and Chung, R.M., "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluation,"*J. of Geot. Engr.*, ASCE, Vol.111, No.12, pp.1425-1445 (1985).
- 48.Tokimatsu. K. and Yoshimi. Y., "Empirical correlation of soil Liquefaction Based on SPT-N Value and Fines Content "Soils and Foundations. Vol.23, No.4, pp. 56-74(1983).
- 49.Westergaard, H.M., "Water Pressure on Dams during Earthquakes", Transactions, ASCE, Vol.98, pp.418-433, 1933.
- 50.Youd, T. L. and Idriss, I. M., "Proceeding of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils." State University of New York at Buffalo (1997).

港灣地區大地災害調查與 常態監測之研究

- 報告人: 賴聖耀
- 研究人員:
 - 李豐博、陳圭璋
 - 陳志芳、謝明志
 - 賴瑞應



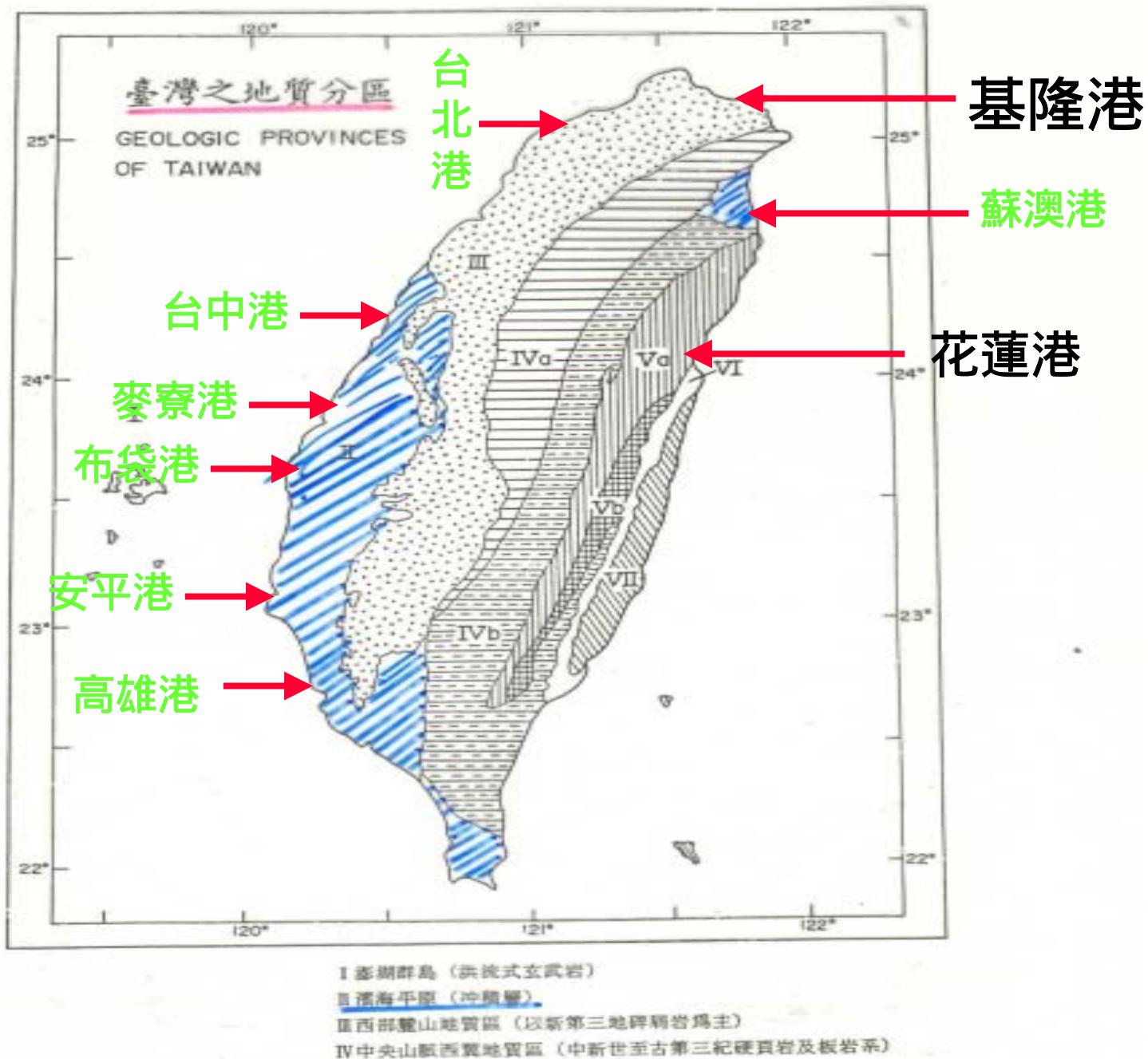
■港灣技術研究中心

簡報內容

- 一、前言
- 二、碼頭災害之案例分析
- 三、統計分析液化之案例
- 四、港區地震及液化之監測分析
- 五、港區地層下陷之監測分析
- 六、結論

一、前言

- 港灣地區之地質多屬疏鬆軟弱之沖積土層及海埔新生地，因此極容易發生一些大地災害。
 1. 淺層之地層，在強烈地震作用下，可能發生土壤液化現象。
 2. 深層之地層，極可能因附近地區地下水抽取及大規模新生地回填等原因造成地層下陷。
 3. 碼頭設施，亦由於疏鬆軟弱地質等原因，無論平時或地震時，亦容易發生側傾及塌陷等災害。
- 因此本計畫探討碼頭之災害案例，彙整可能之破壞機制，統計分析液化案例，建立本土化之液化分析模式；並針對地震之液化現象，及西南沿海超抽地下水，港區可能發生地層下陷等災害，進行常態監測。





高雄港區鳥瞰圖



照片 台中港鳥瞰圖(4000公頃)

台灣之碼頭災害案例

- (1) 民國75年花蓮地震，蘇澳港3-5號碼頭，長度約有750公尺，沉箱側移20~50cm，碼頭後線下陷龜裂。花蓮港東堤，長度約有500公尺，沉陷25~40cm，新建25號碼頭後線沉陷約20-40cm。
- (2) 民國80年安平港3-4號碼頭鋼板樁於施工中嚴重側傾30-40公分。
- (3) 民國83年凱特琳颱風豪雨後，高雄港19號碼頭突然坍陷損壞，長度約100公尺，岸壁本體全部沒入水下。
- (4) 民國88年921地震，台中港1-4A號碼頭，沉箱側移50-170公分，碼頭後線背填土發生嚴重液化、噴砂、下陷、坑洞、鐵軌彎曲變形，9-11號及13號碼頭後線亦有噴砂、龜裂、下陷。
- (5) 民國91年某港改建碼頭，碼頭完工後，高耐索斷裂鋼板樁嚴重側傾30-100公分，長度約350公尺，目前仍在仲裁中。
- (6) 台北港某新建碼頭，於施工中碼頭側傾崩塌，廠商將其拆除重建。

二、碼頭災害之案例分析

■ 板樁式碼頭之災害案例分析

(1) 民國91年某港貯木池改建為碼頭，碼頭完工後，高耐索斷裂鋼板樁嚴重側傾30-100公分，長度約350公尺，目前仍在仲裁中。

■ 沉箱式碼頭之地震災害案例分析

(1) 民國75年花蓮地震，蘇澳港3-5號碼頭，長度約有750公尺，沉箱側移20~50cm，碼頭後線下陷龜裂。花蓮港東堤，長度約有500公尺，沉陷25~40cm，新建25號碼頭後線沉陷約20-40cm。

(2) 民國88年921地震，台中港1-4A號碼頭，沉箱側移50-170公分，碼頭後線背填土發生嚴重液化、噴砂、下陷、坑洞、鐵軌彎曲變形，9-11號及13號碼頭後線亦有噴砂、龜裂、下陷。



2001/ 8/14 2:50pm

照片1 某港板樁式碼頭岸肩損害情況



照片2 民國75年地震造成蘇澳港4-5號碼頭後線下陷龜裂500公尺



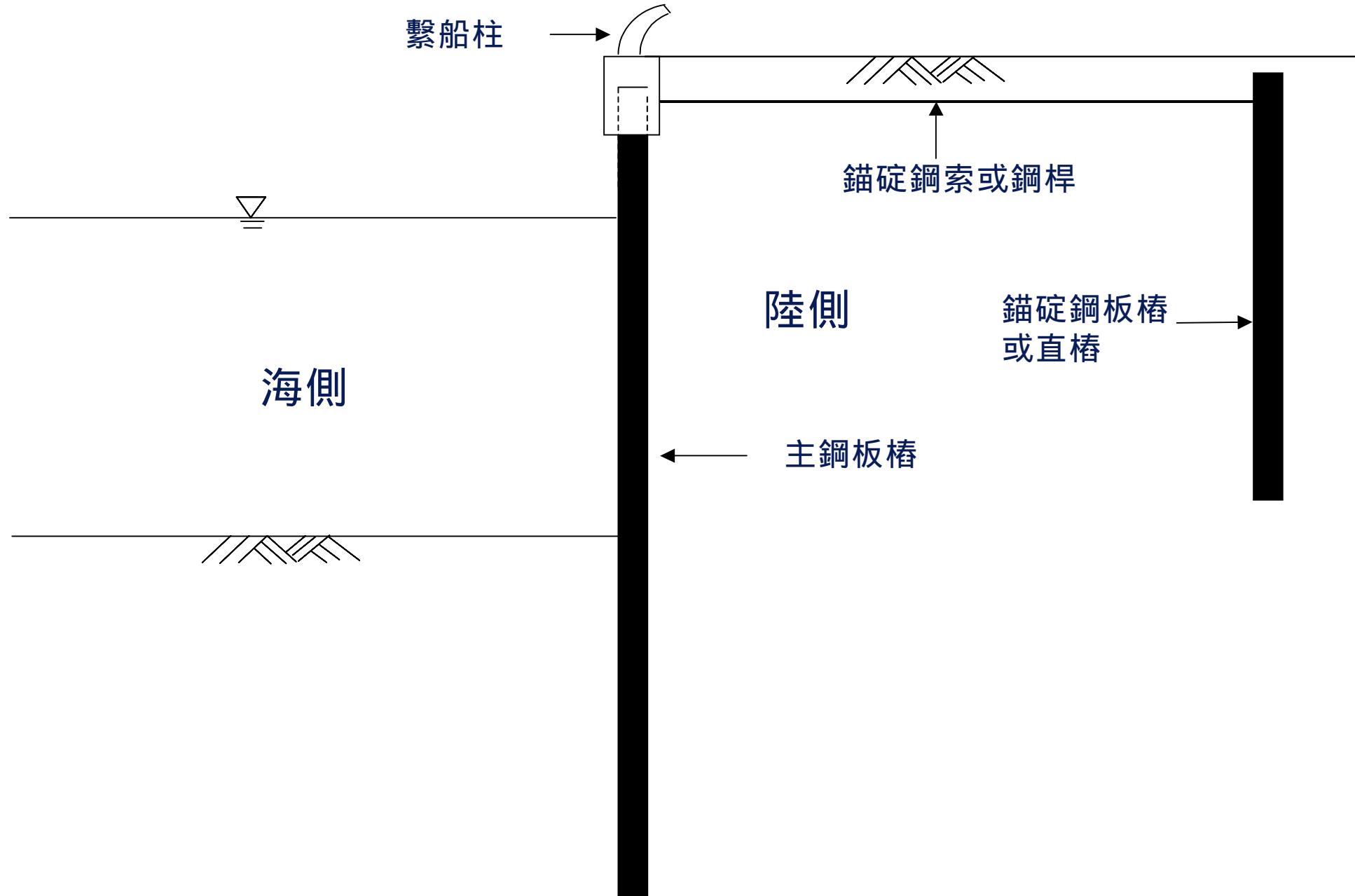
照片3 台中港1號碼頭後線背墳土之砂液化流失，造成
約4-5m深之大坑洞，地表並留下約10cm厚之噴砂

2.1板樁式碼頭之災害案例分析

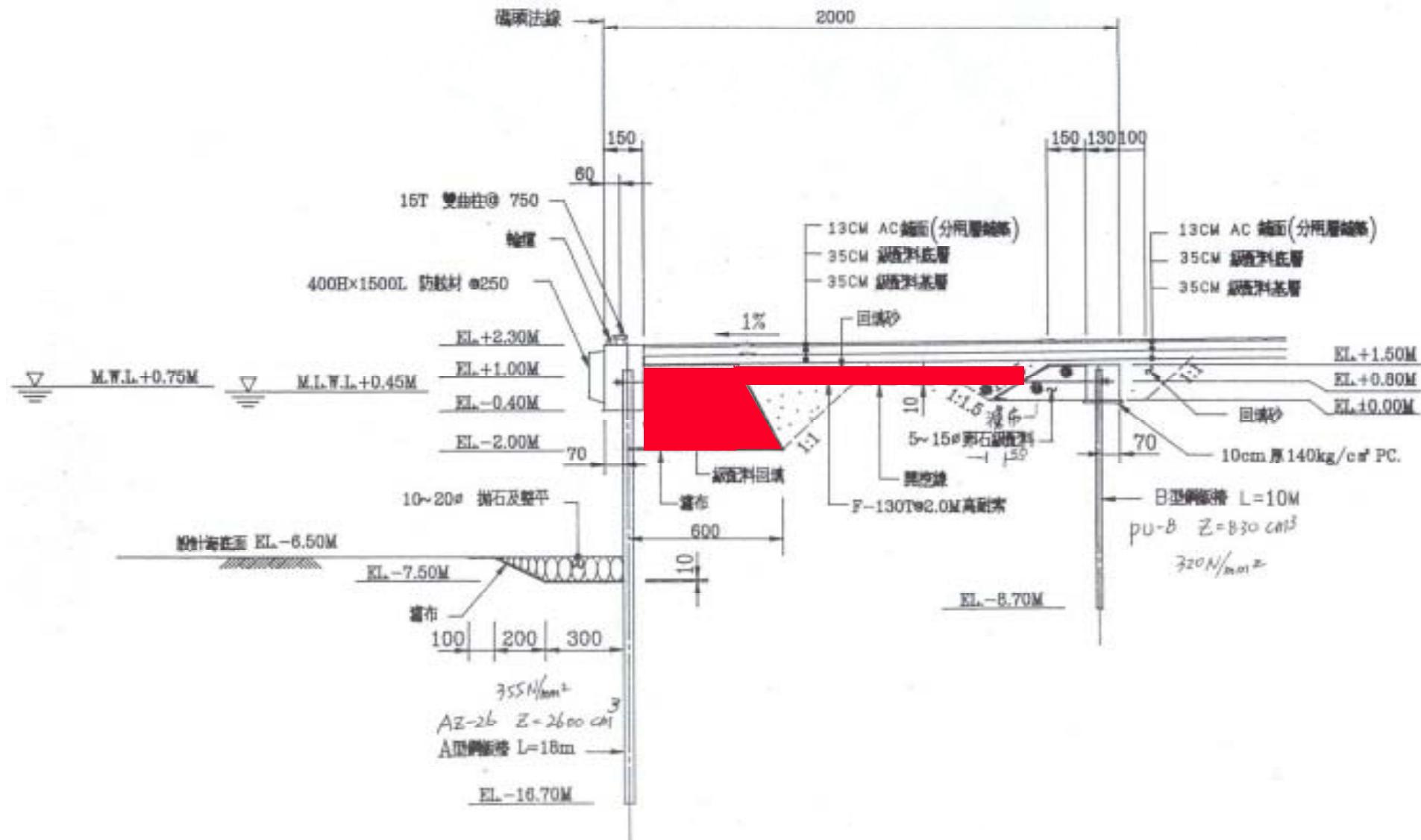
1. 某國際港貯木池改建為碼頭，碼頭完工後，高耐索斷裂鋼板樁嚴重側傾30-100公分，長度約350公尺，目前仍在仲裁中。
2. 除89年5月8日有發生4級的有感地震（最大地表加速度45gal），並未遭受其它外力的影響（颱風、船舶撞擊力、船舶牽引力等）



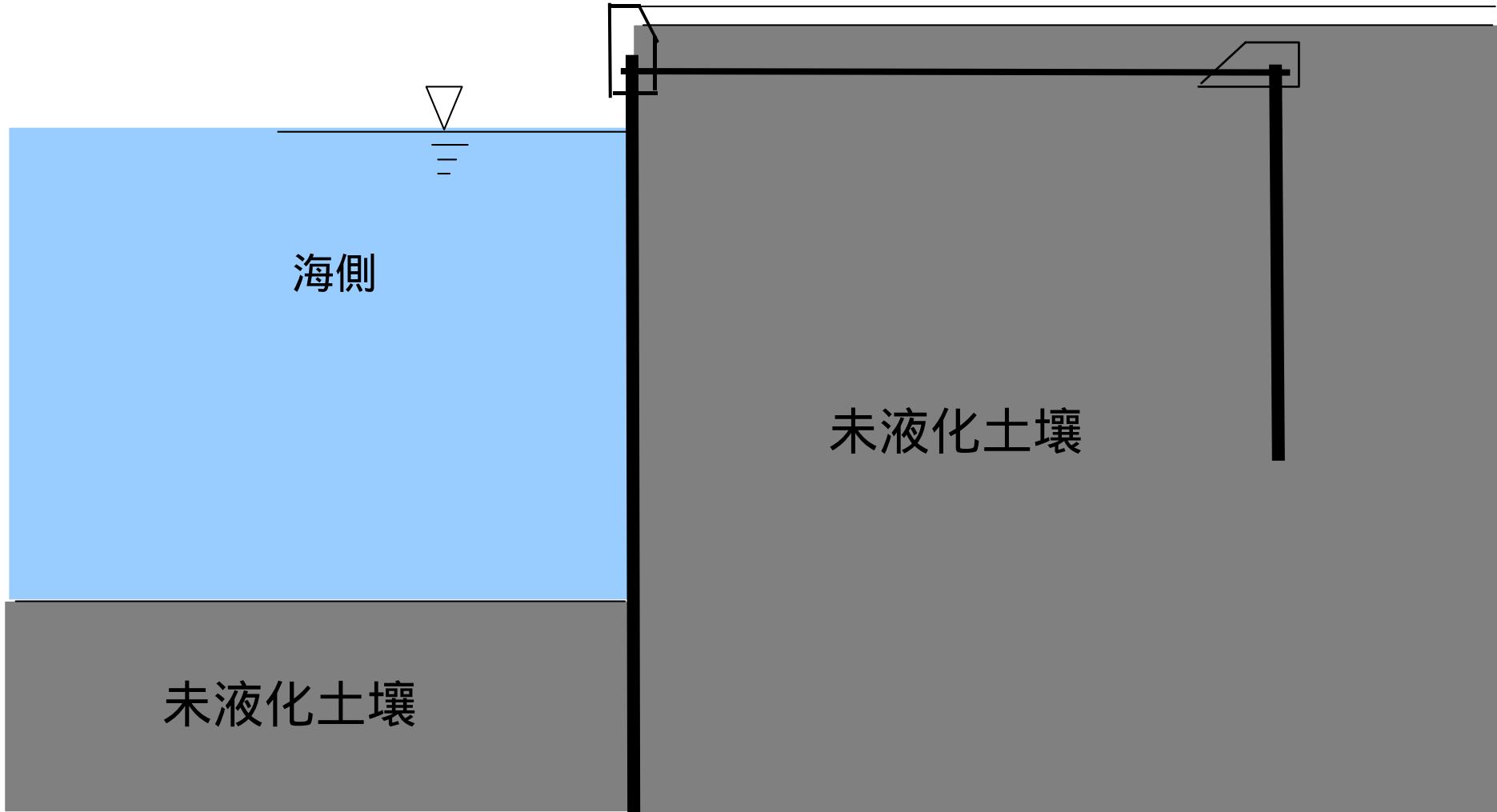
照片4 某港板樁式碼頭法線變位側視圖



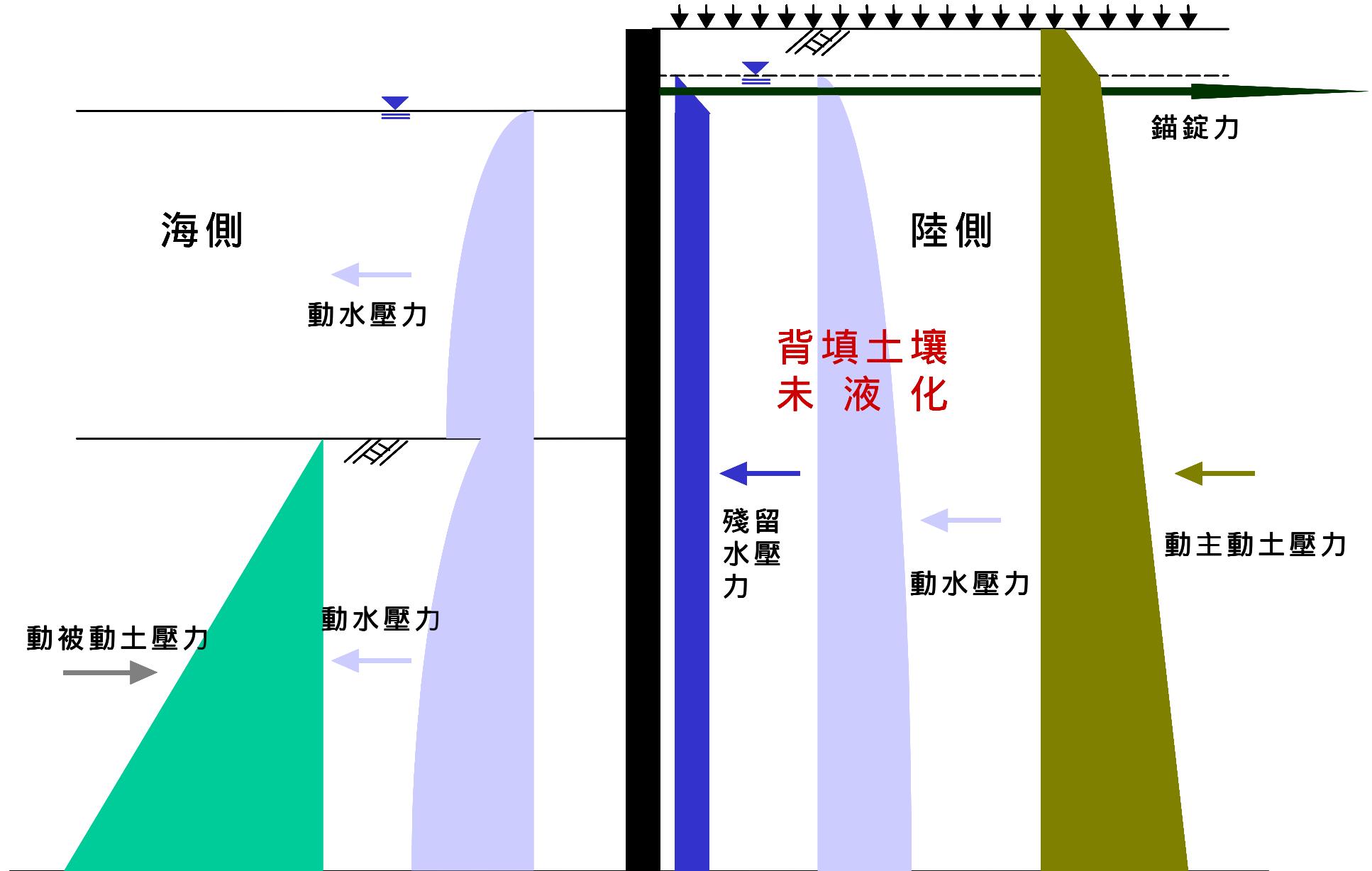
板樁式碼頭示意圖



災害案例碼頭設計斷面圖

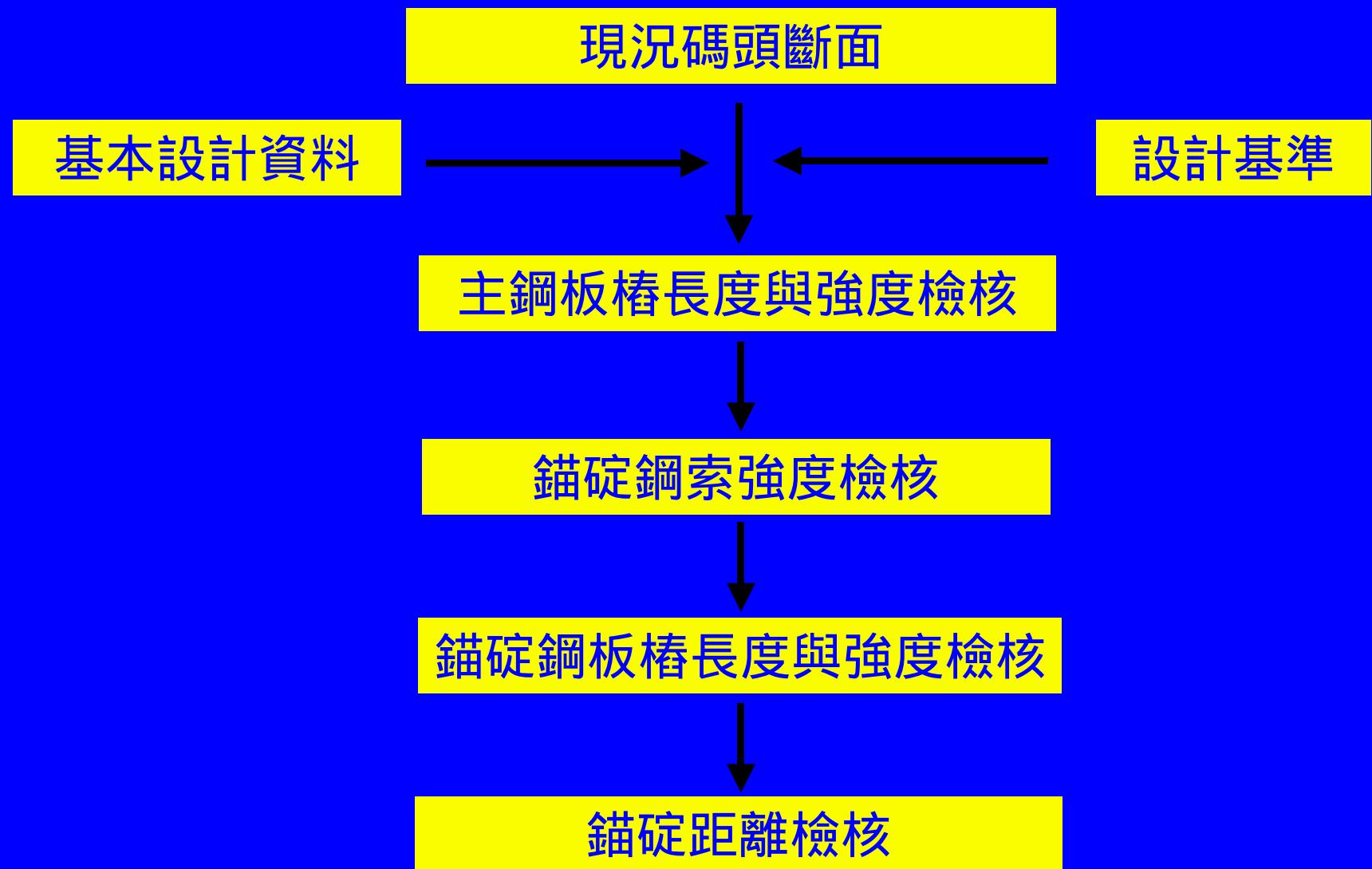


45gal地震力之液化分析結果---
災害案例碼頭之前線後線土壤並未液化



未液化工址板樁式碼頭受力示意圖

結構安全性評估流程



	常態			地震		
	基準要求	現況	結果	基準要求	現況	結果
主樁入土長度檢核	F.S=1.5	4.2	O.K.	F.S=1.2	2.5	O.K.
主樁容許最大彎矩 檢核(噸-公尺)	21.89	37.44	O.K.	31.67	56.16	O.K.
錨碇力檢核(噸)	21.68	50.3	O.K.	29.19	75.45	O.K.
錨碇板容許最大彎 矩檢核(噸)	7.54	10.62	O.K.	10.15	15.94	O.K.
錨碇樁長度檢核 (公尺)	6.79	9.7	O.K.	6.79	9.7	O.K.
錨碇距離檢核 (公尺)	9.78	20	O.K.	13.1	20	O.K.

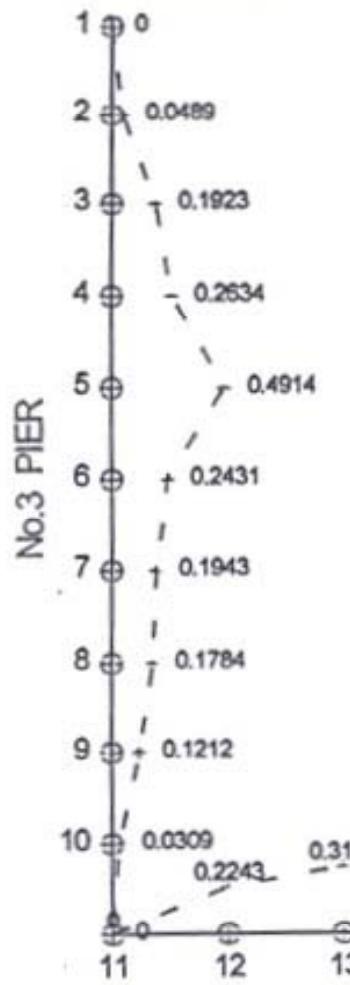
板樁式碼頭之災害案例分析結果

- 碼頭結構本體無論是常態及地震力作用下，結構安全評估均符合基準的要求，顯示設計上並無問題。
- 災損最有可能的原因是以高膨脹率之轉爐石為回填級配：
 - (1) 轉爐石之膨脹率依其成份的不同，其膨脹率介於4.3%~9.06%，均高於本研究分析之錨碇鋼索所能忍受之最大膨脹率2.4%。
 - (2) 宇泰公司的報告顯示，碼頭後線回填料於災損發生後6年所取出之試體，其殘餘膨脹率還高達0.72%~1.65%，且還未達其最終膨脹率，顯示其回填爐石是具有高膨脹率之轉爐石。

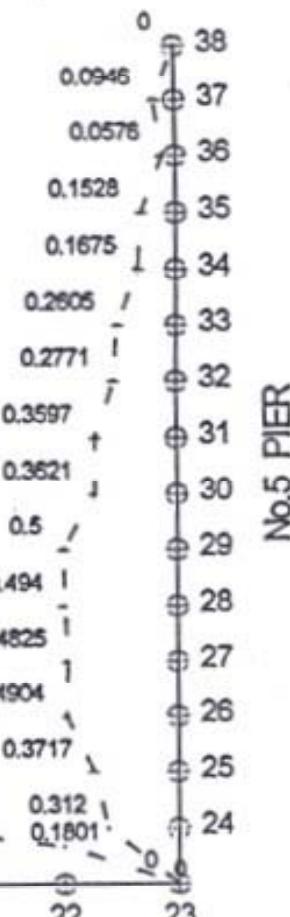
2.2 沉箱式碼頭之地震災害案例分析

1. 民國75年花蓮地震，地震規模 $M_L=6.8$ ，蘇澳港之地表最大加速度為0.2g，造成蘇澳港3-5號碼頭，長度約有750公尺，沉箱側移20~50cm，碼頭後線並未發現液化之噴砂現象，但下陷龜裂非常明顯，
2. 民國94年3月6日蘇澳地震，地震規模 $M_L=5.9$ 之雙震源強烈地震，蘇澳港之最大加速度為0.154g，並未發現蘇澳港3~5號碼頭有外移現象，亦未發現碼頭後線有液化之噴砂現象。
3. 民國88年921地震，台中港1-4A號碼頭，沉箱側移50-170公分，碼頭後線背填土發生嚴重液化、噴砂、下陷、坑洞、鐵軌彎曲變形，9-11號及13號碼頭後線亦有噴砂、龜裂、下陷。

(2721574.757,336426.624)



----- displacement (*50)



(2721410.395,336285.745)

No.4 PIER (Length=302m)

(2721213.395,336515.359 ;

Scale (1:2000)

Displacement (1:40)

圖 民國75年地震造成蘇澳港3-5號碼頭外傾示意圖

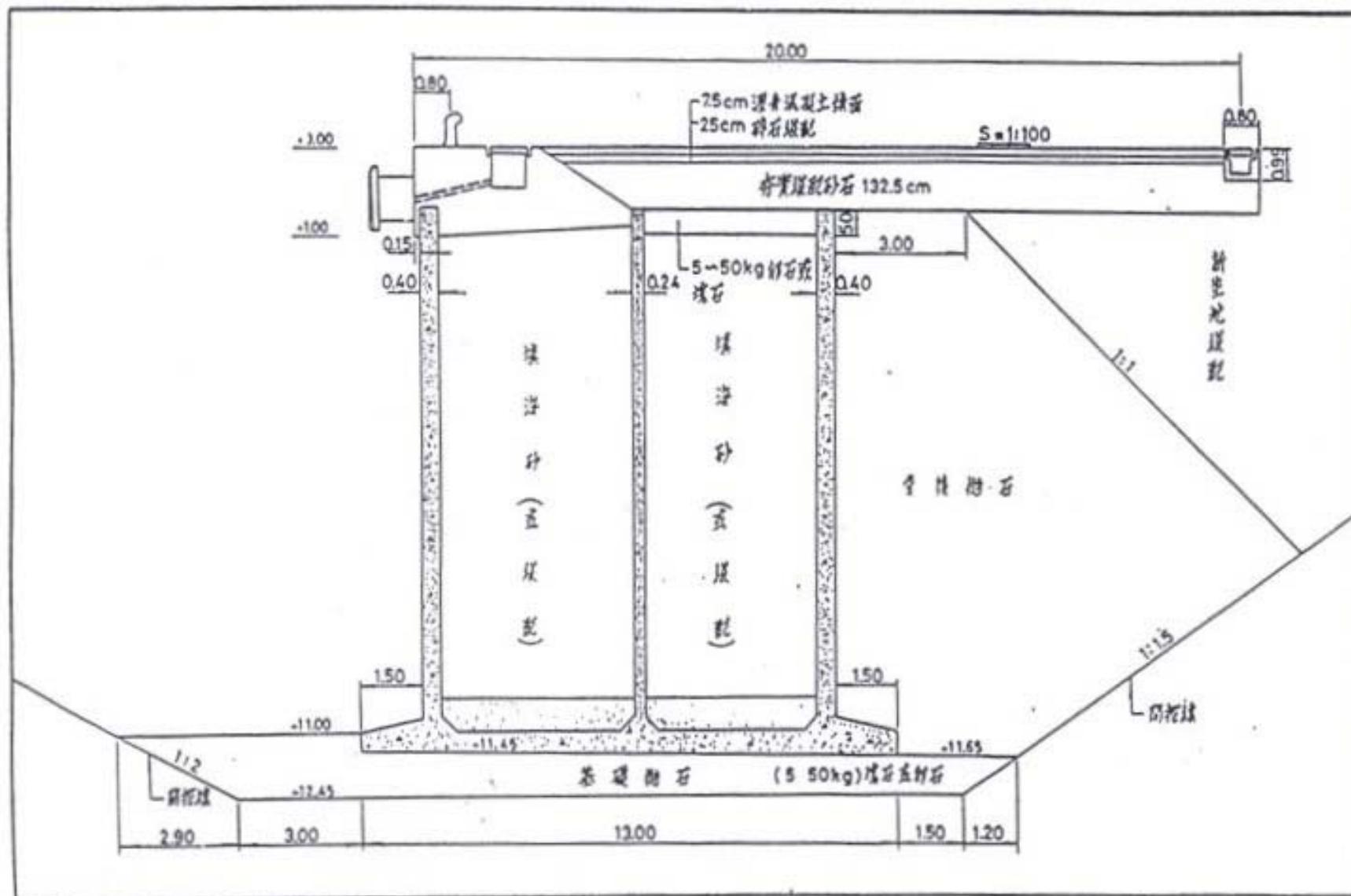


圖 蘇澳港4號碼頭設計斷面圖

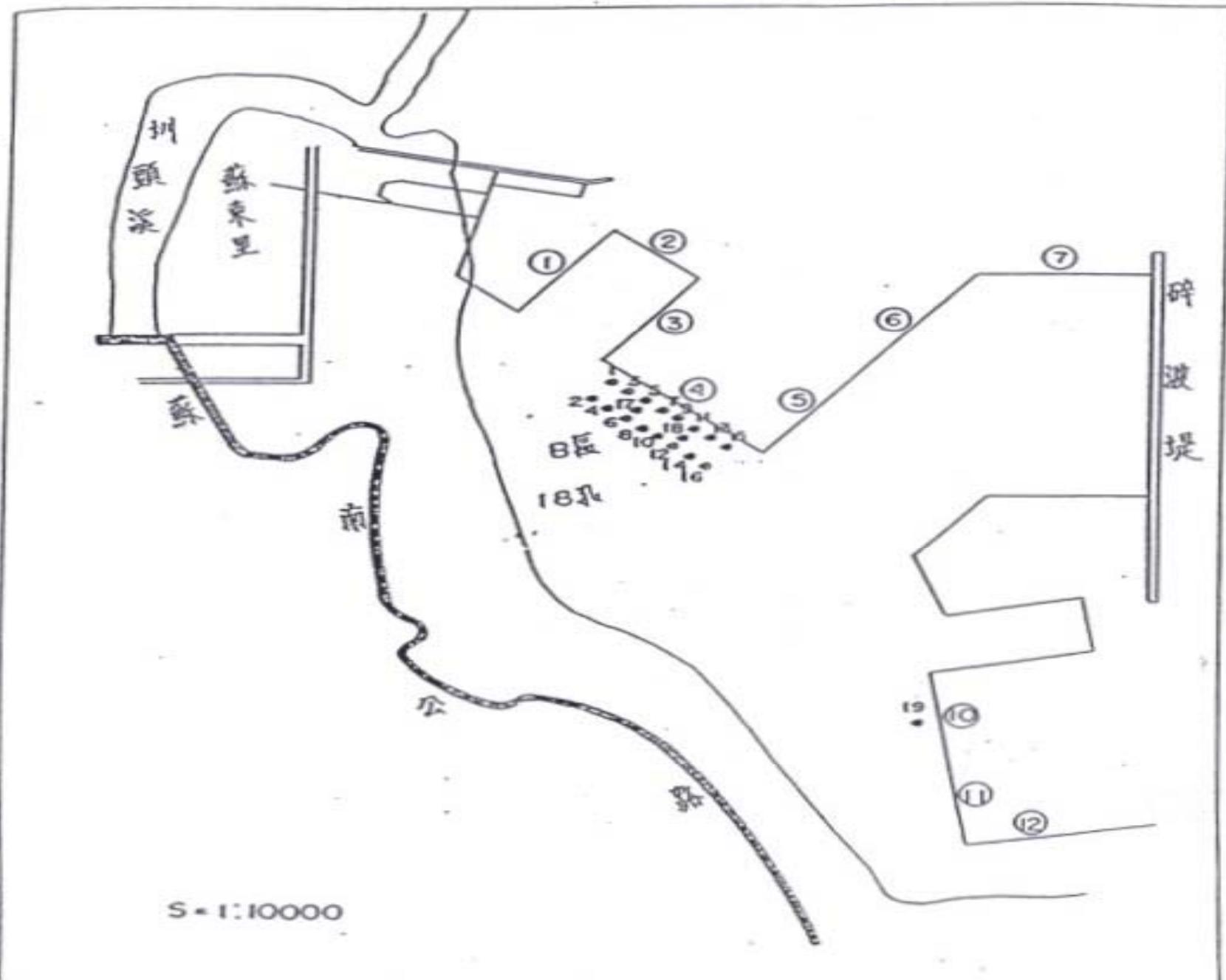


圖 古南澳人民抗英抗法之役今猶存之全圖六里圖

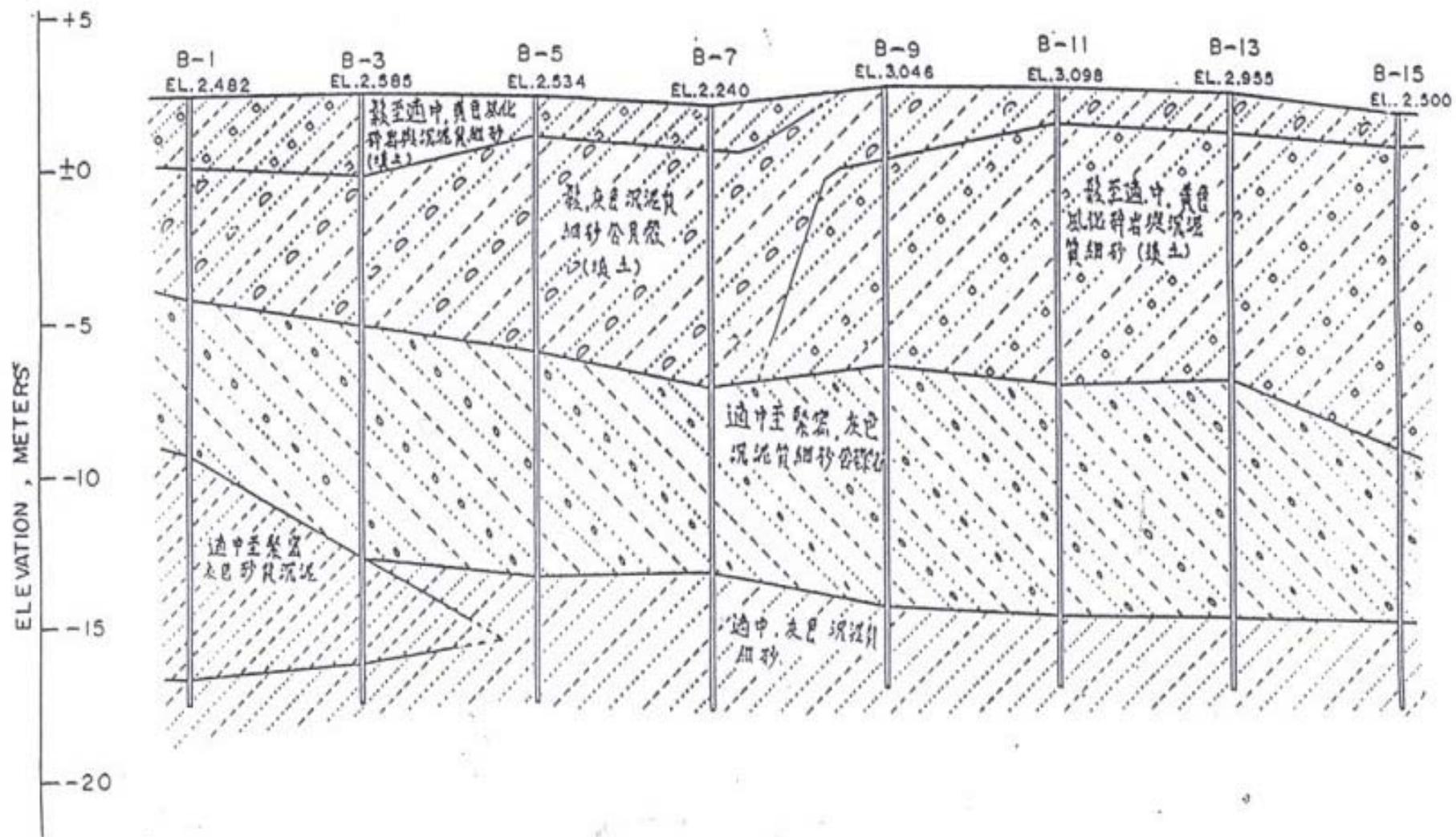


圖 蘇澳港4號碼頭背填土壤之土層剖面圖

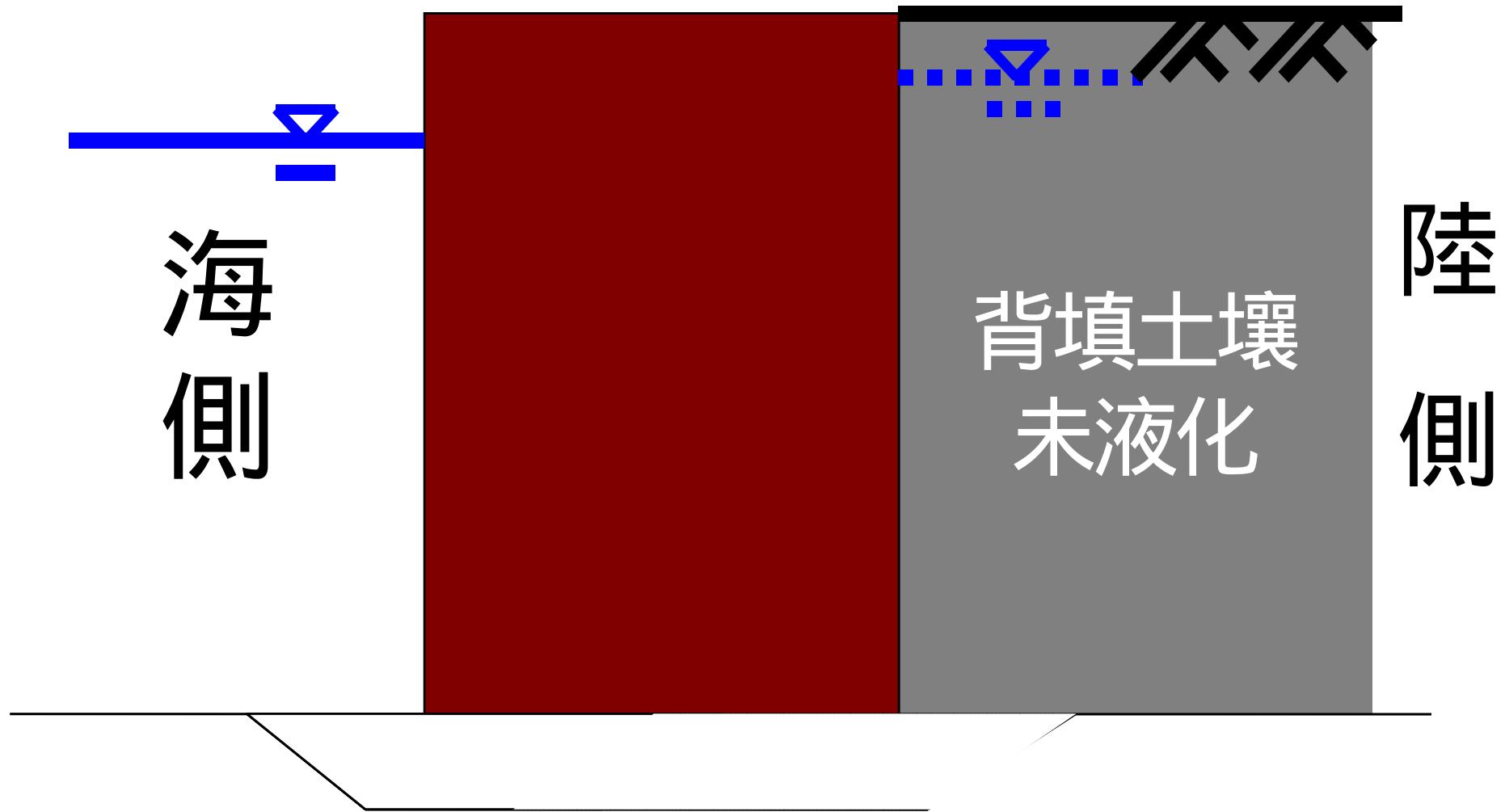
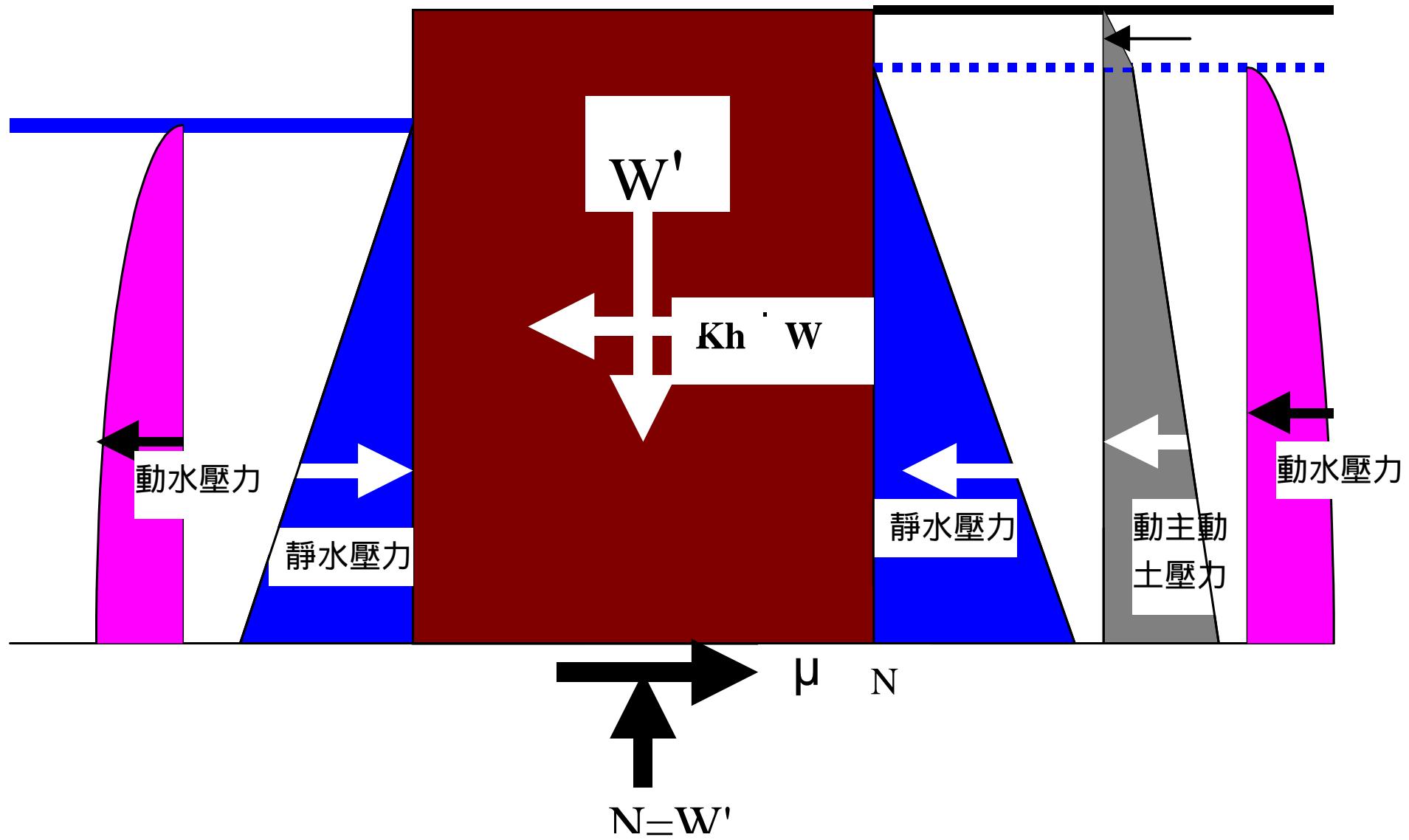


圖 背填土壤**未液化**之沉箱式碼頭示意圖



背填土壤未液化之沉箱式碼頭受力示意圖

表 蘇澳港4號碼頭抗滑動之穩定性分析結果

	75 年花蓮地震	94 年蘇澳地震
地震力係數 K_h	0.200	0.154
地震力係數 K_v	0.067	0.051
抗滑動之安全係數	0.68	0.86
臨界滑動加速度	52 gal	85 gal
預測之位移量	34 cm	0.59 cm
實測之位移量	30-50 cm	0 cm

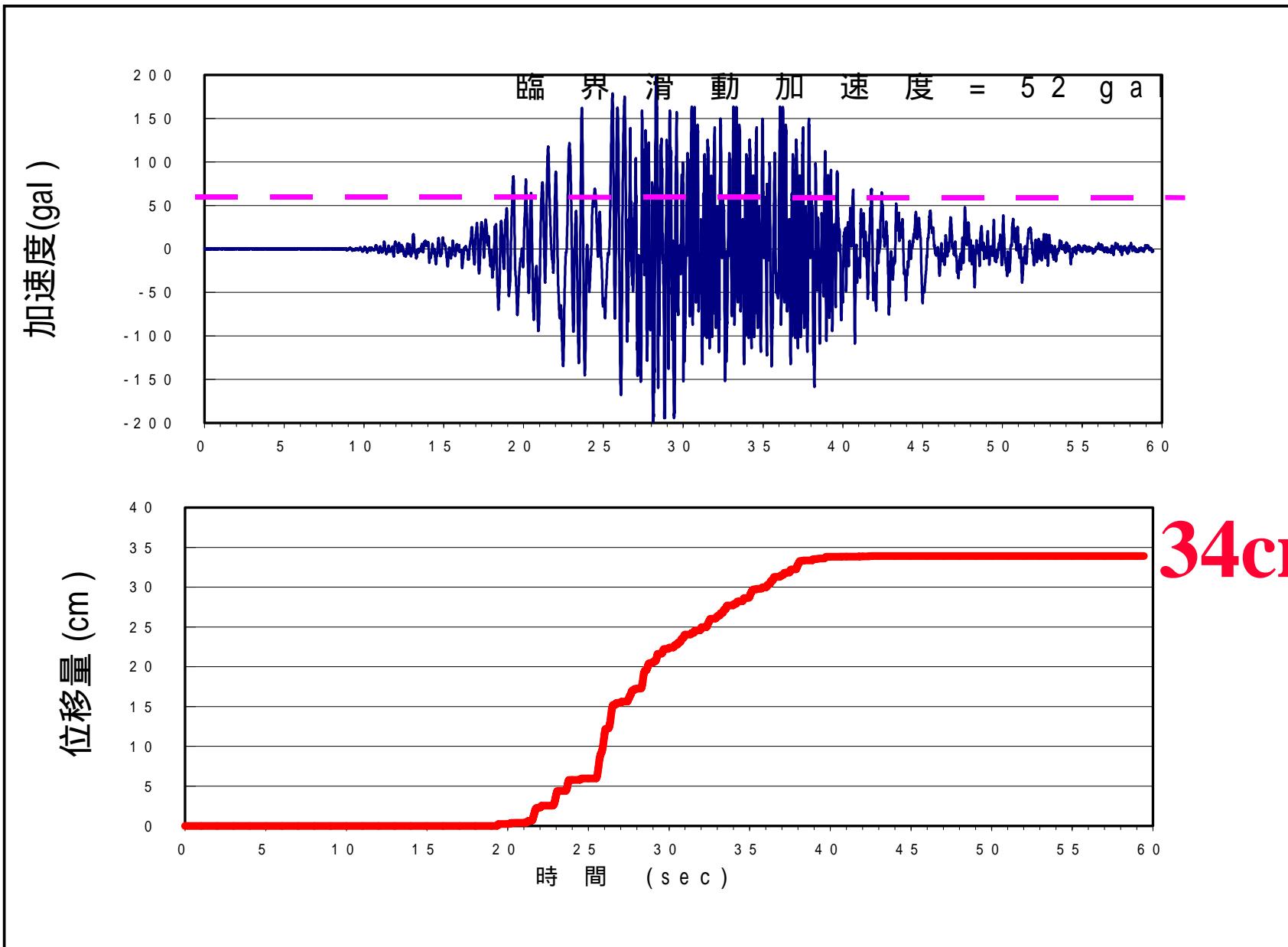


圖 蘇澳港4號碼頭75年花蓮地震之碼頭外移量分析結果

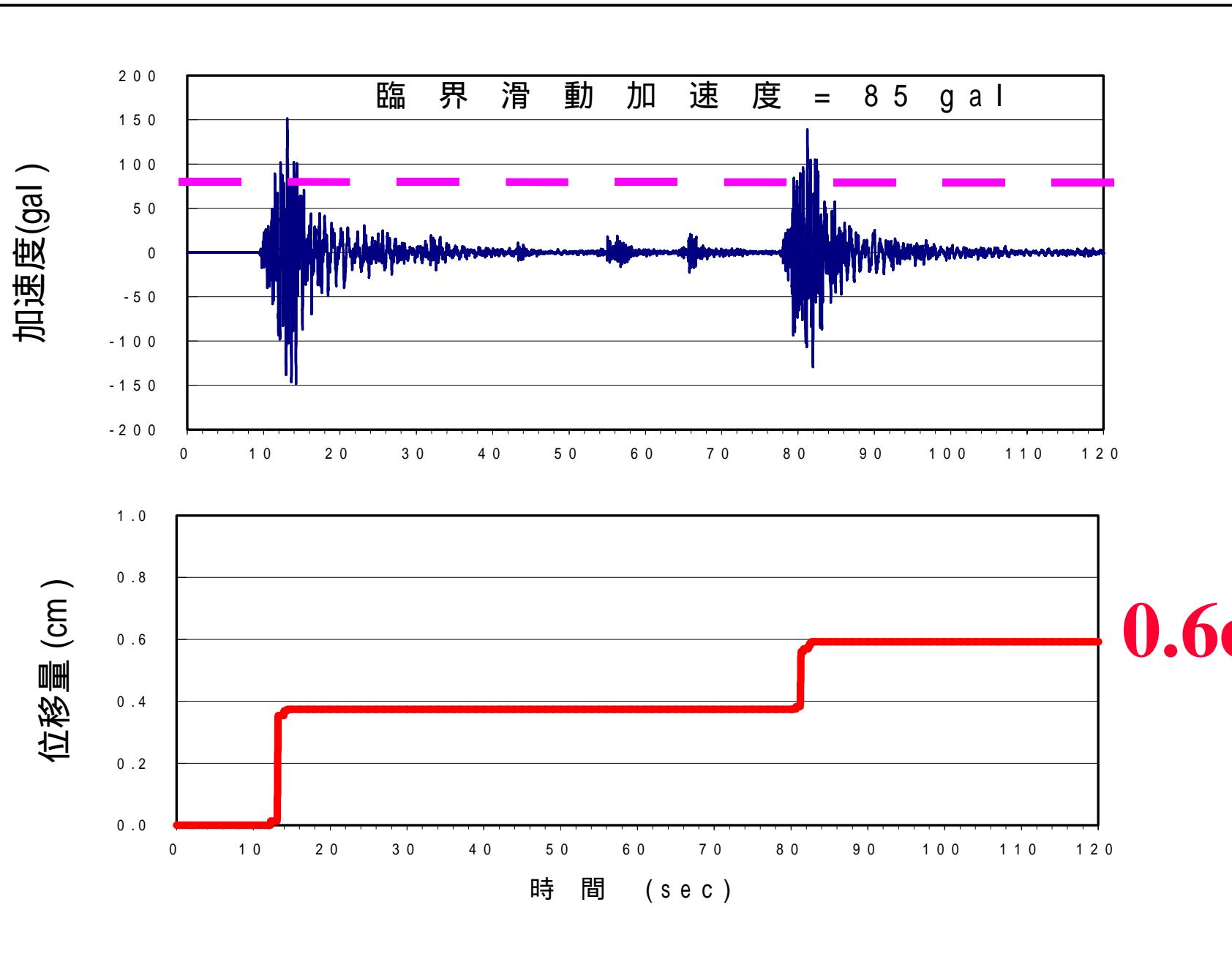


圖 蘇澳港4號碼頭94年蘇澳地震之碼頭外移量分析結果

蘇澳港4號碼頭分析結果探討

1. 由民國75年地震之碼頭位移量分析結果可知，抗滑動安全係數 $F_s=0.68$ ，其位移量34公分，與實測之位移量30-50公分相當。
2. 由民國94年地震之碼頭位移量分析結果可知，雖然抗滑動安全係數 $F_s=0.86<1.0$ ，以顯示碼頭已很不穩定，但位移量分析結果僅0.6公分，與實測之位移量0公分相當。
3. 因此以抗滑動安全係數表示碼頭之穩定性不太可靠，應以位移量分析較能表達碼頭之穩定性。
4. 修正之抗滑動安全係數 $F_s^*= F_s * MSF$ ，MSF為地震規模影響因素。



照片 台中港3號碼頭外移1.7m

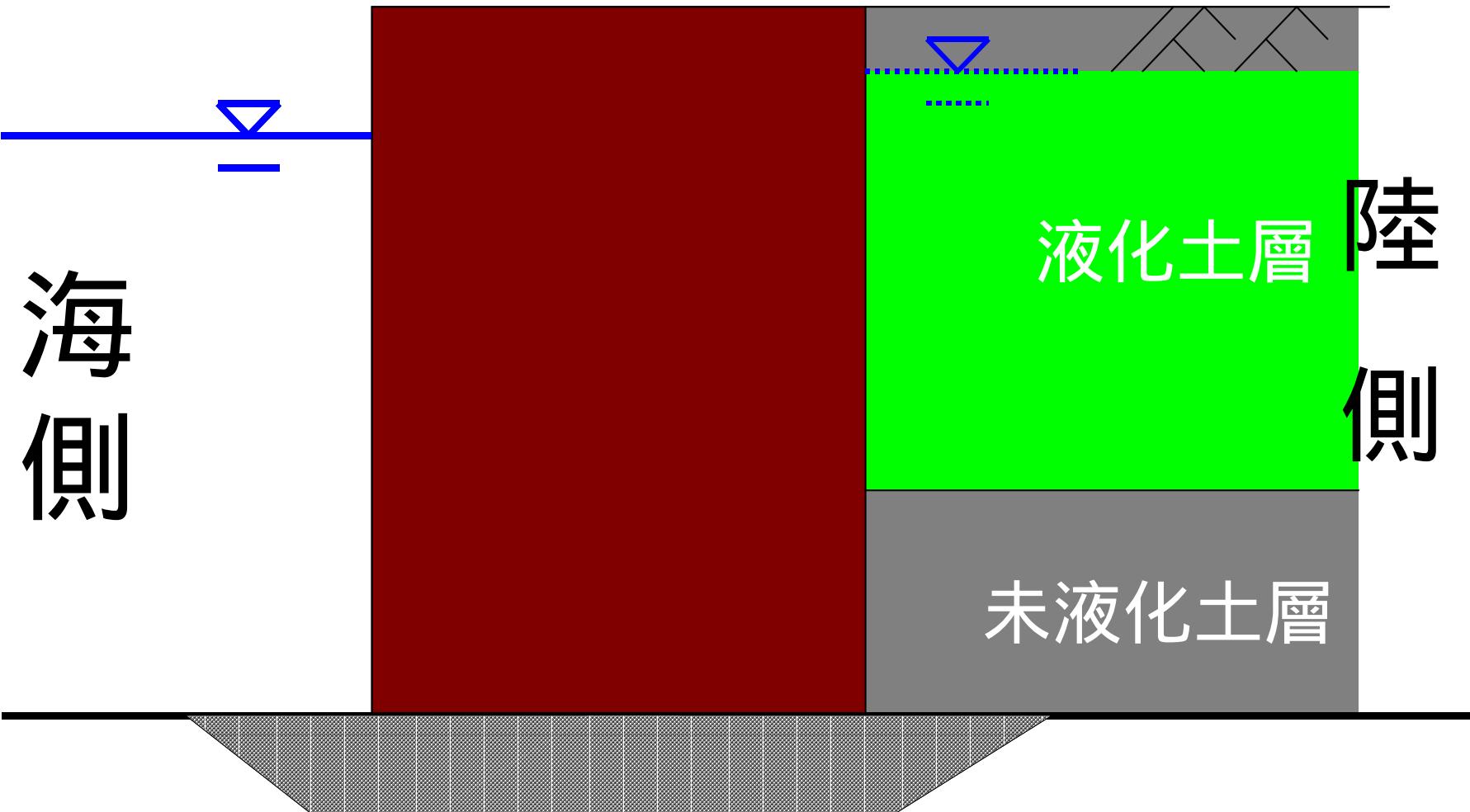


圖 背填土壤部份液化之沉箱式碼頭示意圖

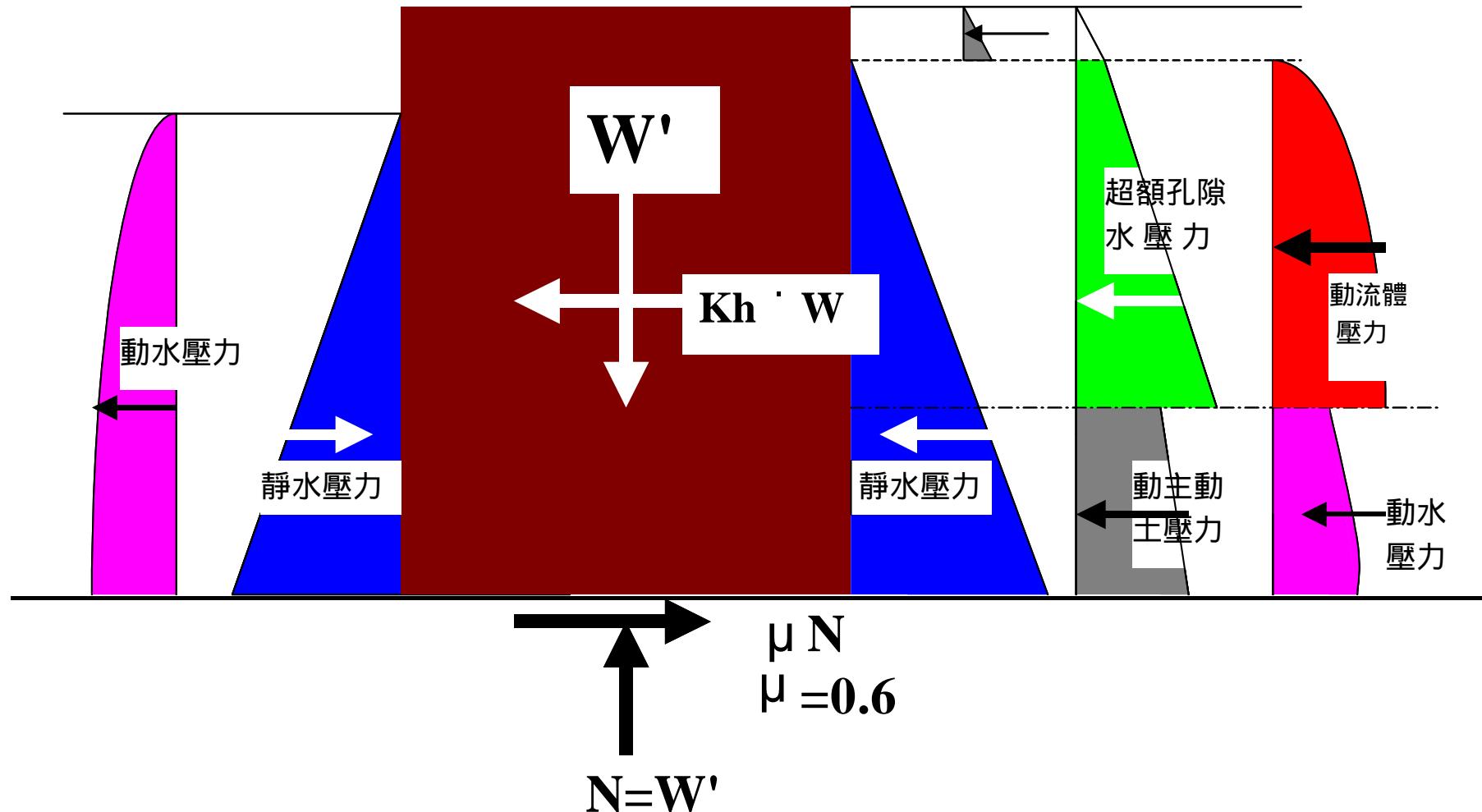


圖 背填土壤部份液化之沉箱式碼頭受力示意圖

表 921 台中港 1~4A 號碼頭抗滑動之穩定性分析

	1~3 碼頭	4 碼頭	4A 碼頭
地震力係數 K_h	0.163	0.163	0.163
地震力係數 K_v	0.060	0.060	0.060
抗滑動之摩擦力(t/m)	265.79	221.87	183.9
水平慣性力(t/m)	124.58	102.28	83.05
殘留水壓力(t/m)	23.48	20.48	17.48
動態土壓力(t/m) + 陸側動水壓力(t/m)	51.17	46.07	71.54
港側動水壓力(t/m)	21.11	15.82	11.30
液化之動流體壓力(t/m)	23.42	16.10	0
液化之超額孔隙水壓(t/m)	119.17	88.69	0
抗滑動之安全係數 FS	0.73	0.77	1.00
臨界滑動加速度	34 gal	56 gal	163 gal
預測之位移量	93 cm	33 cm	0 cm
實測之位移量	52-168 cm	0-52 cm	0 cm

三、統計分析液化之案例

- 921大地震雖然造成中部11處土壤液化災害，但亦提供許多液化案例，可建立本土化之液化分析模式。
- SPT 288組液化案例--黃俊鴻
- CPT 174組液化案例—港研中心

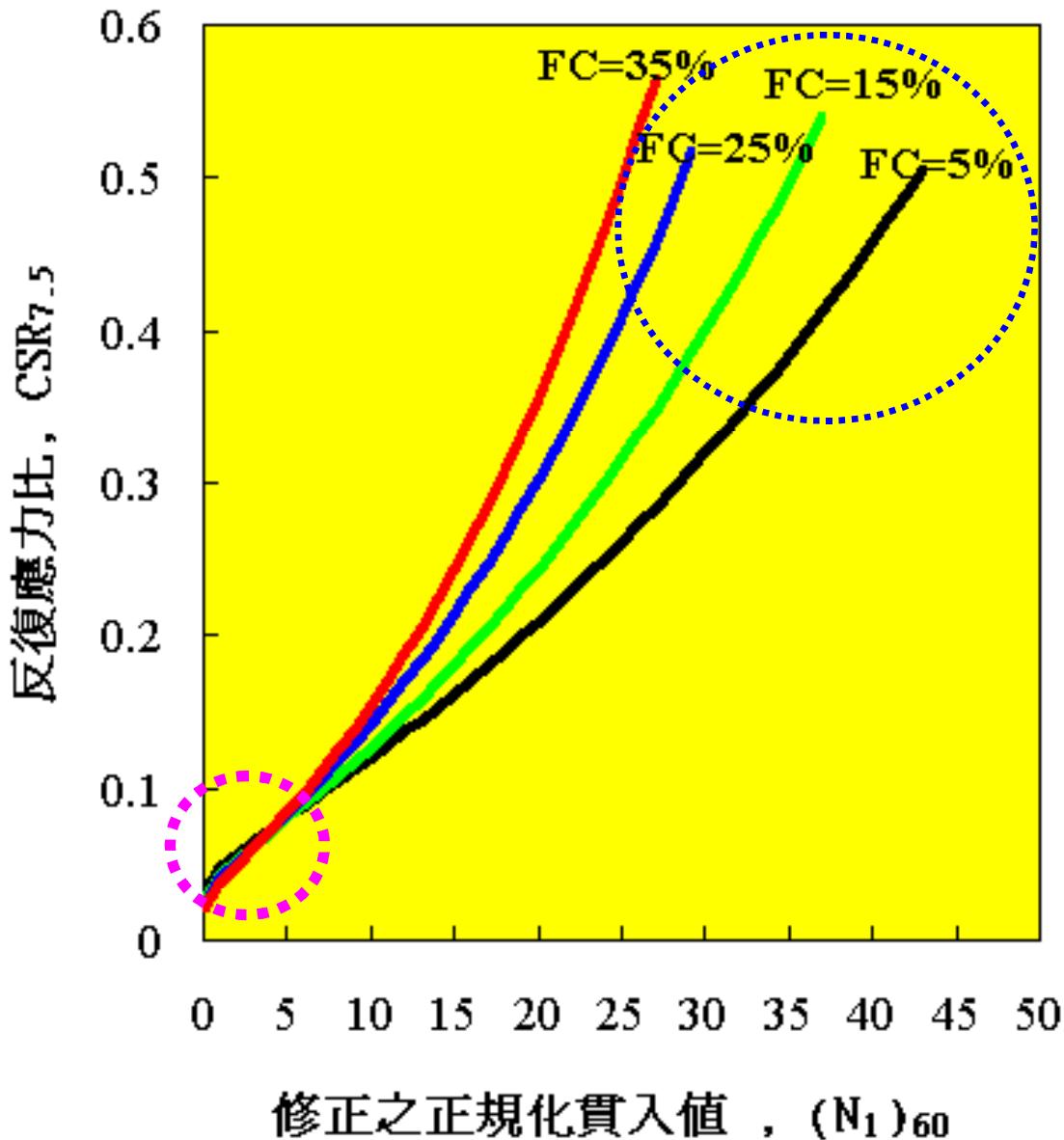
液化之統計分類法

(1) 最小錯誤分類法

(2) 判別分析法

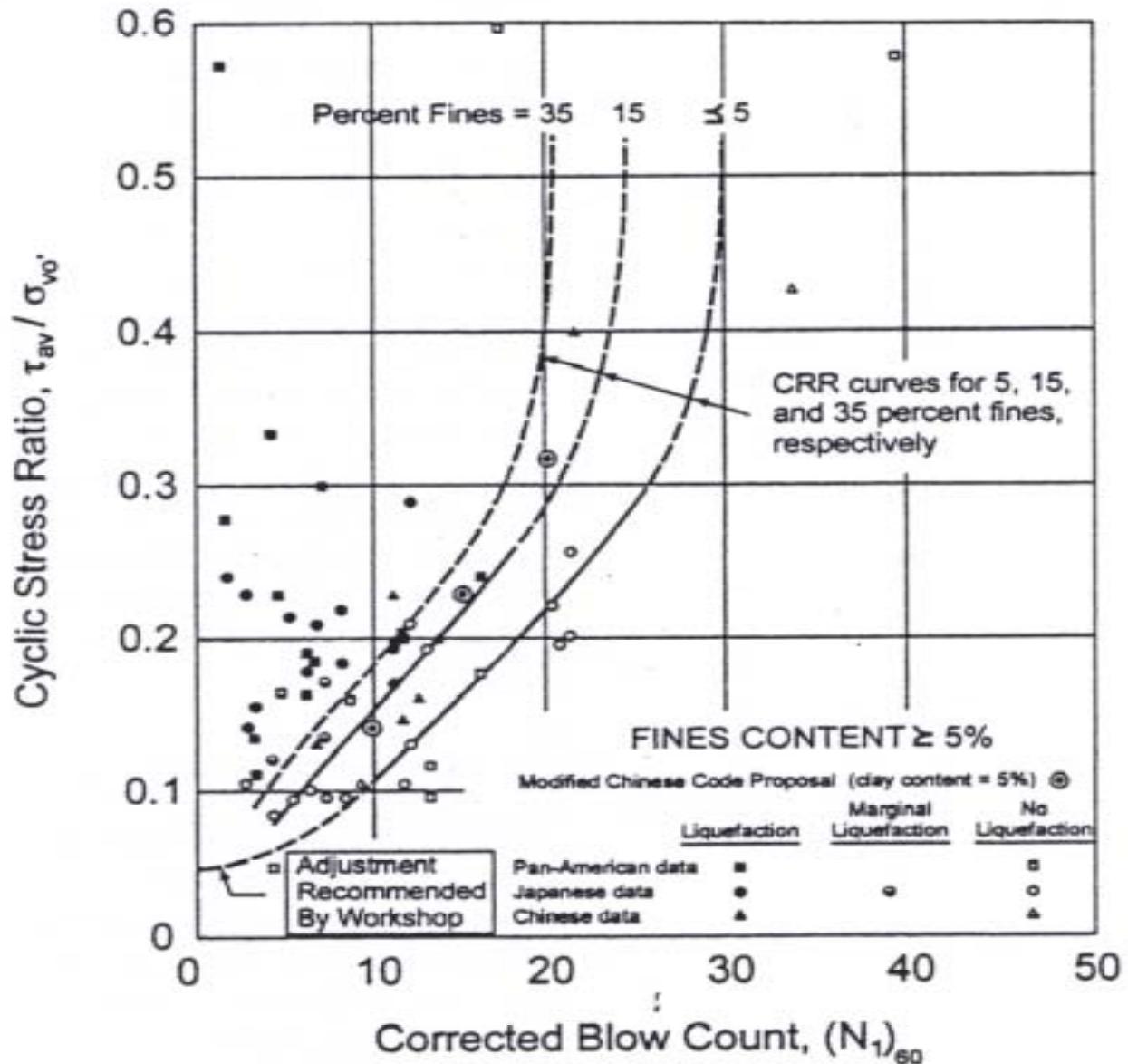
(3) 極限狀態法

(4) 邏輯迴歸法



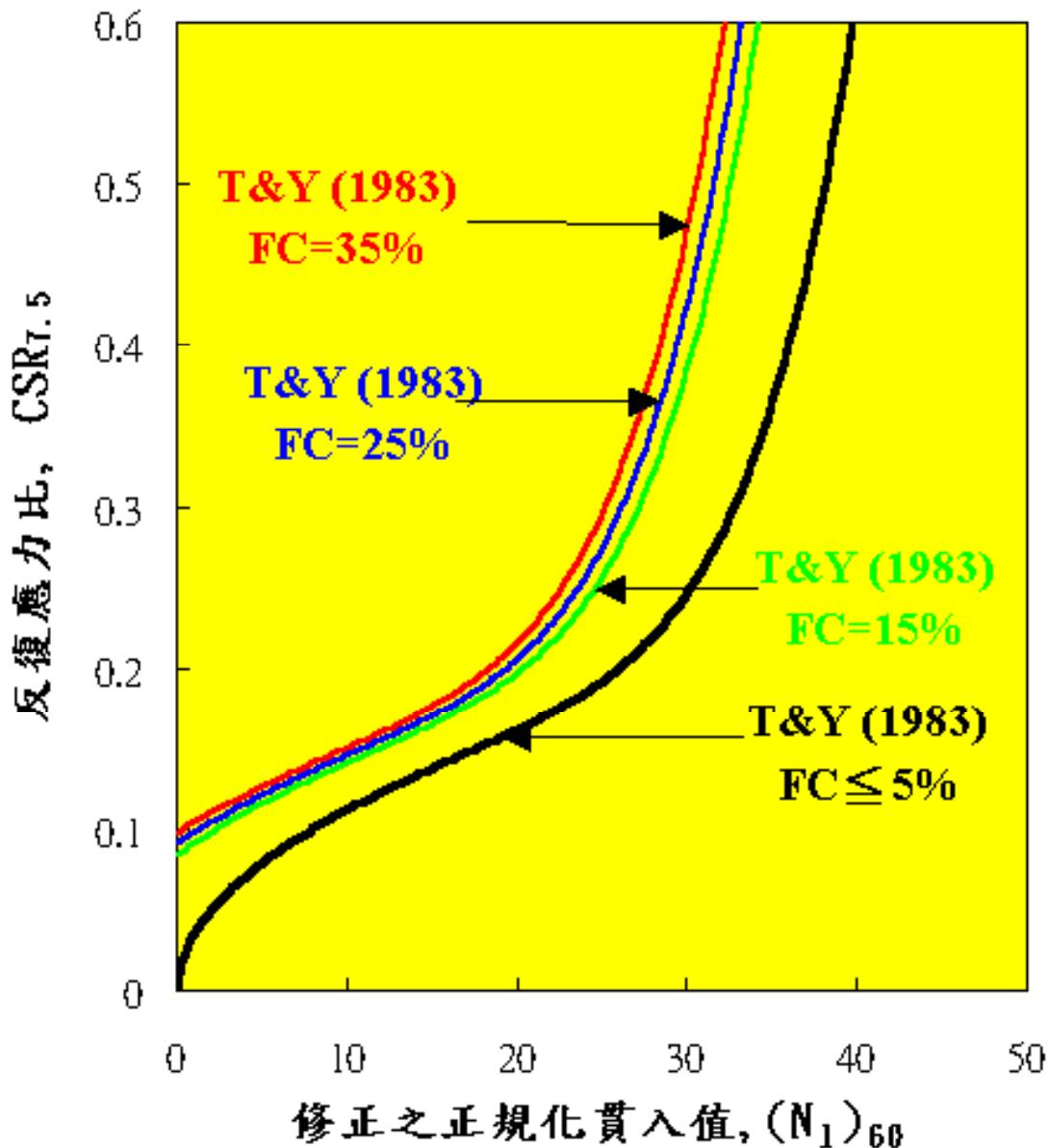
1. $N < 5$ 時 CRR 皆相近
2. 大 N 值時 CRR 未急速上升
3. N 值愈大時 FC 對 CRR 之影響愈大

圖 FC=5%、FC=15%、FC=25%、FC=35% 等液化判別式-C(P)=0之比較



1. 小N值時
CRR仍受
FC之影響
2. 大N值時
CRR急速上
升
3. N值愈大時
FC對CRR
之影響微
幅增大

圖 美國國家地震工程研究中心 (NCEER)
(1997年修正自Seed,1985)



1. 大N值時
CRR急速上
升
2. 任何大小N
值, FC對
CRR之影響
皆相近

圖T&Y(1983)Cs=85之FC 5%、FC=15%、
FC=25%、FC=35%等之經驗曲線比較圖

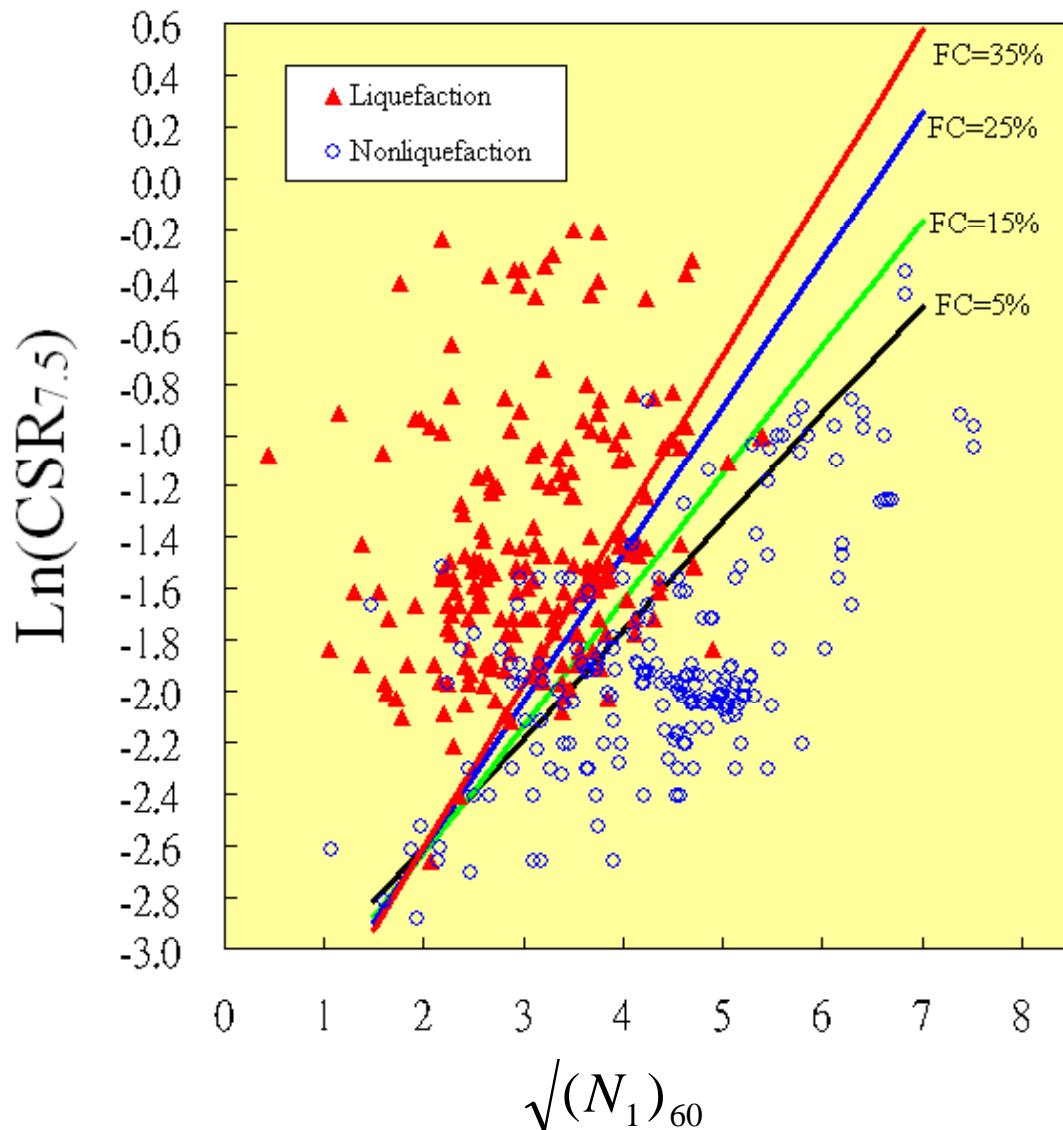


圖 本土化液化模式之物理意義

本文液化模式更具有物理意義

- 地震引致土壤液化之作用強度與 $\ln(CSR_{7.5})$ 成正比。就如同世界各國對震災之認定，大多以 $\ln(a_{max})$ 為地震震度級數，亦即地震震度級數與 $\ln(a_{max})$ 成正比。因此土壤之抗液化強度亦以 $\ln(CRR_{7.5})$ 表示。
- 土壤之抗液化強度 $\ln(CRR_{7.5})$ 與 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 成正比。
相對密度 $Dr = 21 \sqrt{N / (\sigma'_{vo} + 0.7)} \%$ (Meyerhof 1957)
相對密度 $Dr = 16 \sqrt{N_1} \%$ (T&Y 1994)
土壤之抗液化強度 $\ln(CRR_{7.5})$ 與 Dr 成正比。
- 液化之發生主要是超額孔隙水壓之上升，因此液化之發生與孔隙大小息息相關，因而土壤之抗液化強度與 Dr 成正比關係，亦不難理解。

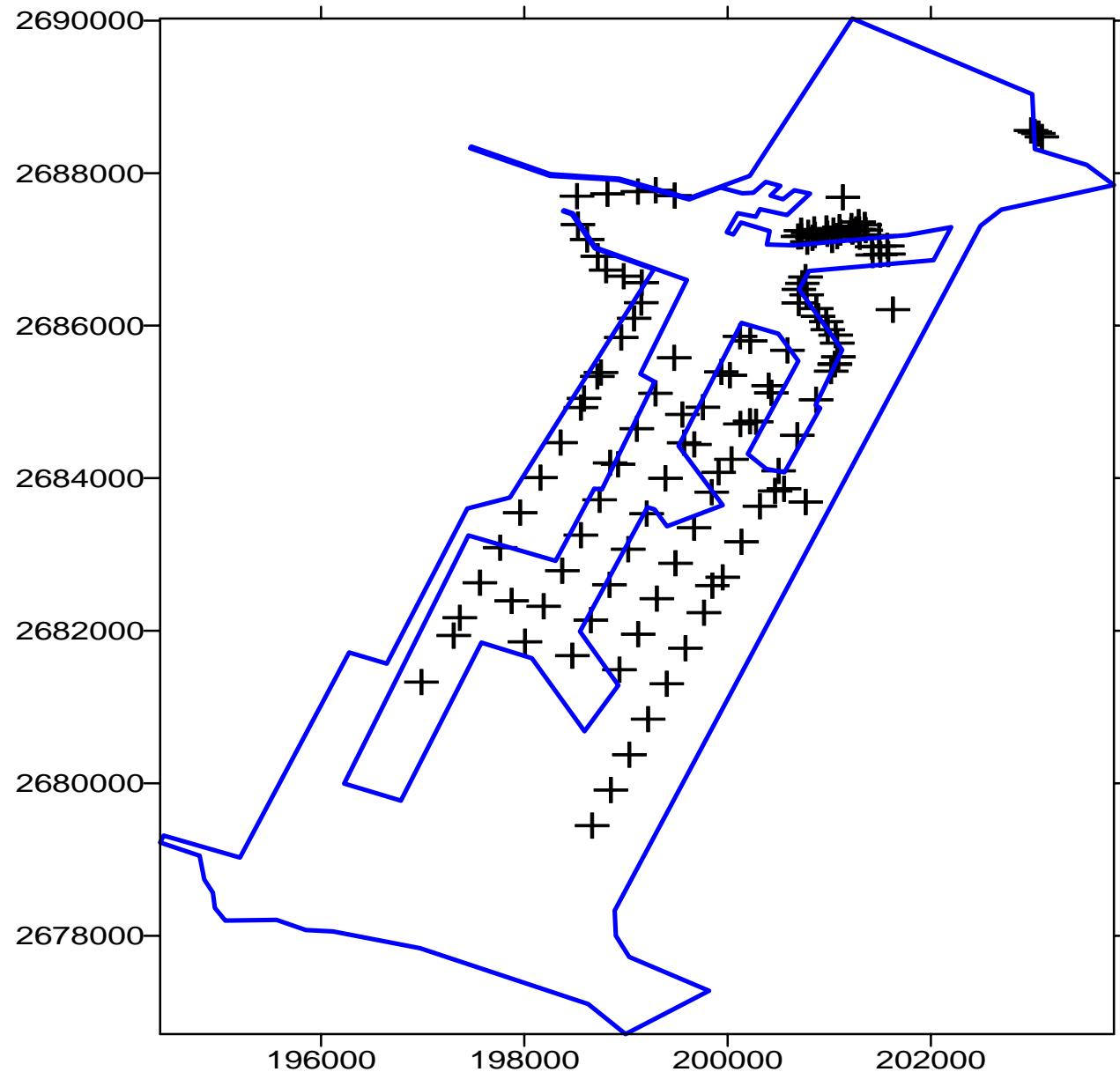
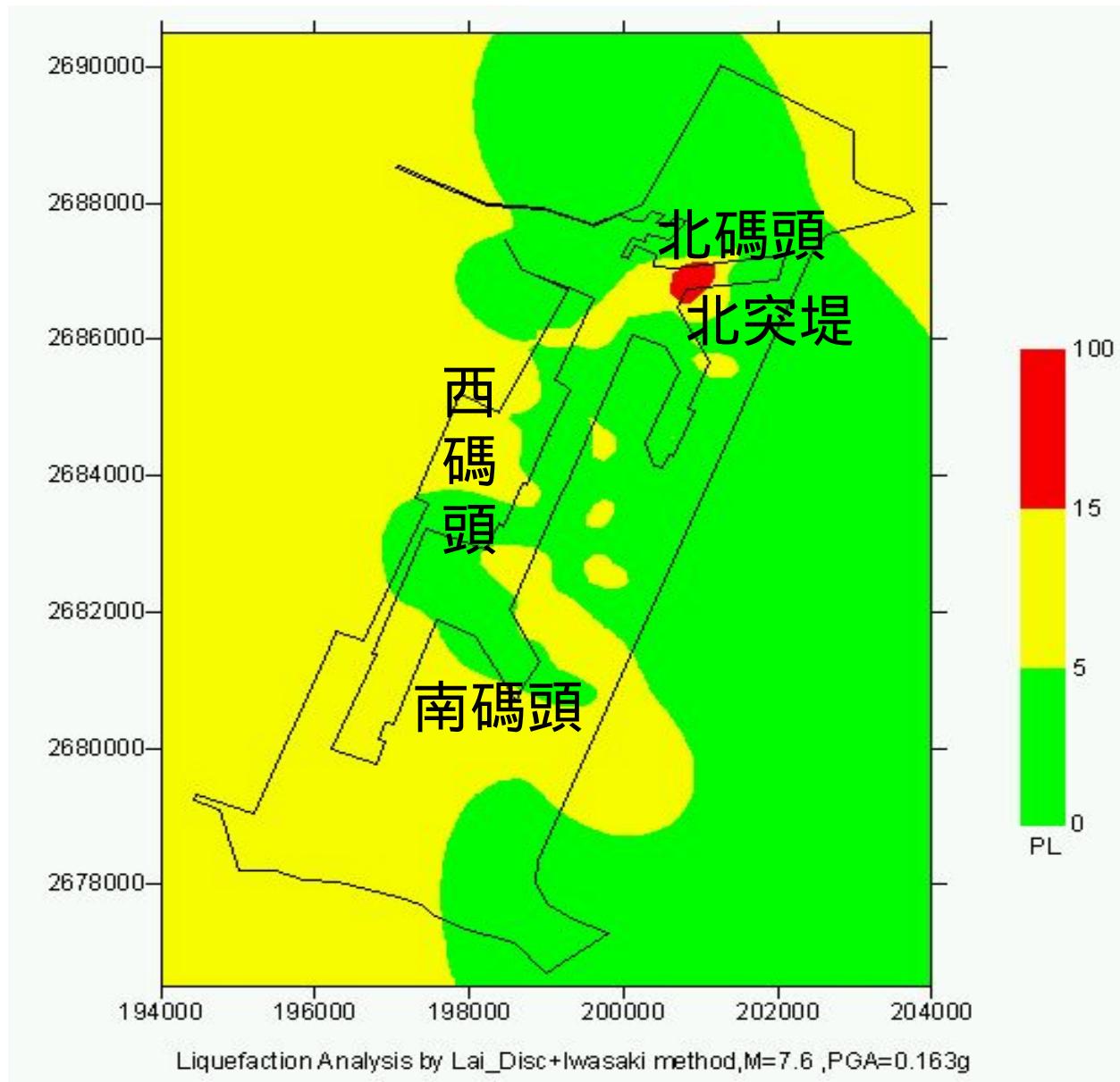
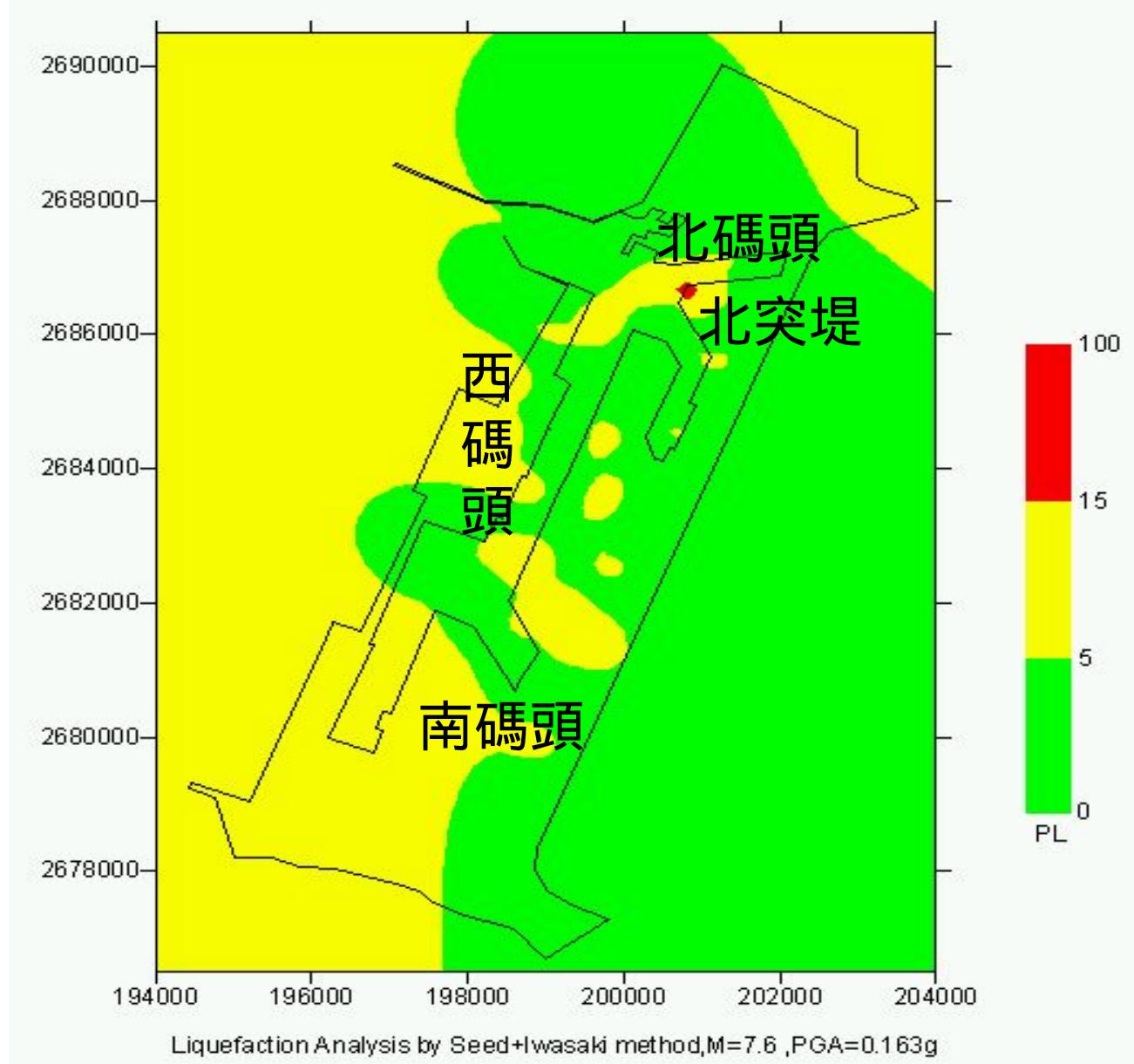


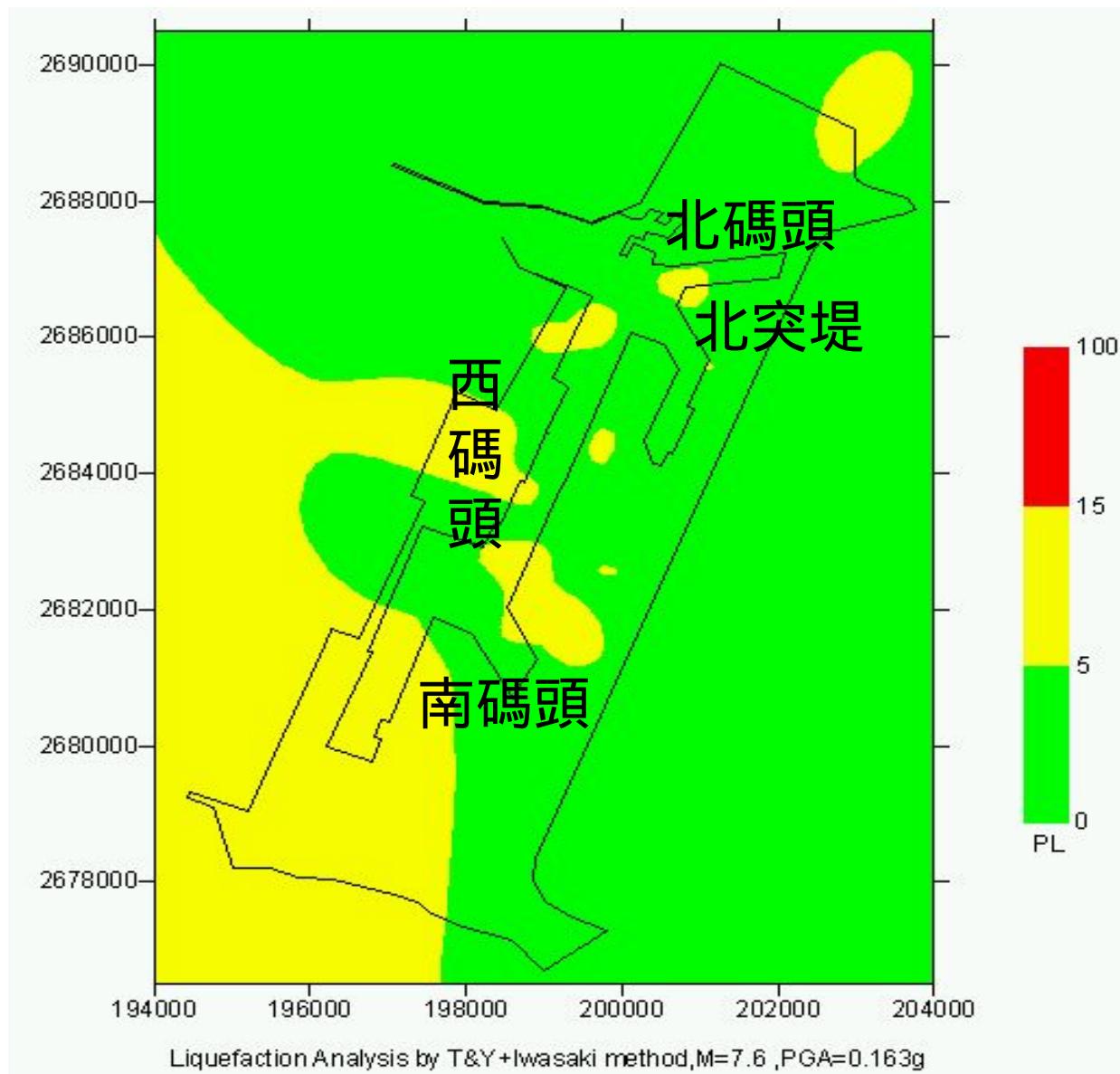
圖 台中港區135孔鑽探資料位置圖



以本土化分析模式分析921地震台中港區液化之危害度



以美國NCEER (1997年修正自Seed,1985)方法
分析921地震台中港區液化之危害度



圖以日本T&Y(1983)分析921地震台中港區液化之危害度

小結

本文之液化分析模式之特色：

- 它包括了台灣本土之液化案例。
- 它用更嚴謹之統計分析。
- 它較其他分析模式更具有物理意義。
- 它於台中港區4000公頃驗證。
- 它被國際期刊肯定：有多篇論文發表於美國ASCE及加拿大Canadian Geotechnical Journal等國際頂級期刊。

四、港區地震及液化監測

1. 台中港、台北港、布袋港及高雄港之監測深度：

- 埋設4孔井下地震計及地表地震儀：

埋設深度為300m、100m、30m、15m 及地表。

- 安裝8支孔隙水壓計：

裝設深度為 4M, 8M, 12M, 15M, 20M, 30M, 50M, 100M

2. 蘇澳港之監測深度：

- 埋設4孔井下地震計及地表地震儀：

埋設深度為36m、23m、15m、8m 及地表。

- 安裝7支孔隙水壓計：

裝設深度為 4M, 8M, 12M, 15M, 20M, 30M, 35M

西海岸之岩盤極深。

各港口皆埋設4孔深層之井下地震計及地表地震儀

埋設深度為300m、100m、30m、15m 及地表。

各港口皆安裝8支動態水壓計

裝設深度為4M, 8M, 12M, 15M, 20M, 30M, 50M, 100M



東海岸各港口之岩盤較淺。

花蓮港僅設置地表地震儀。

蘇澳港埋設4孔淺層之井下地震計及地表地震儀

埋設深度為36m、23m、15m、8m 及地表。

港灣井下地震及液化監測站分佈圖

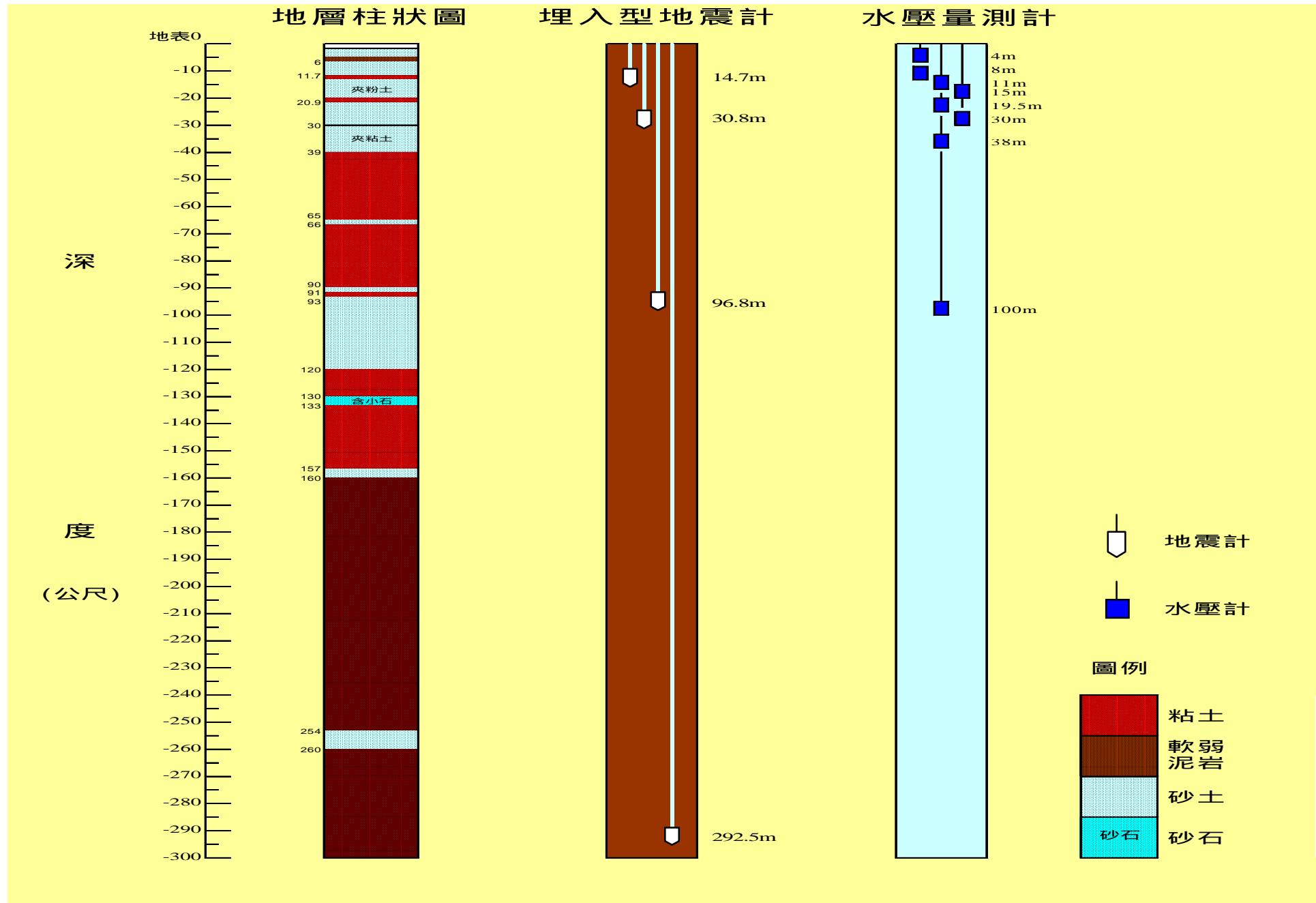


圖 高雄港地震、液化監測深度示意圖

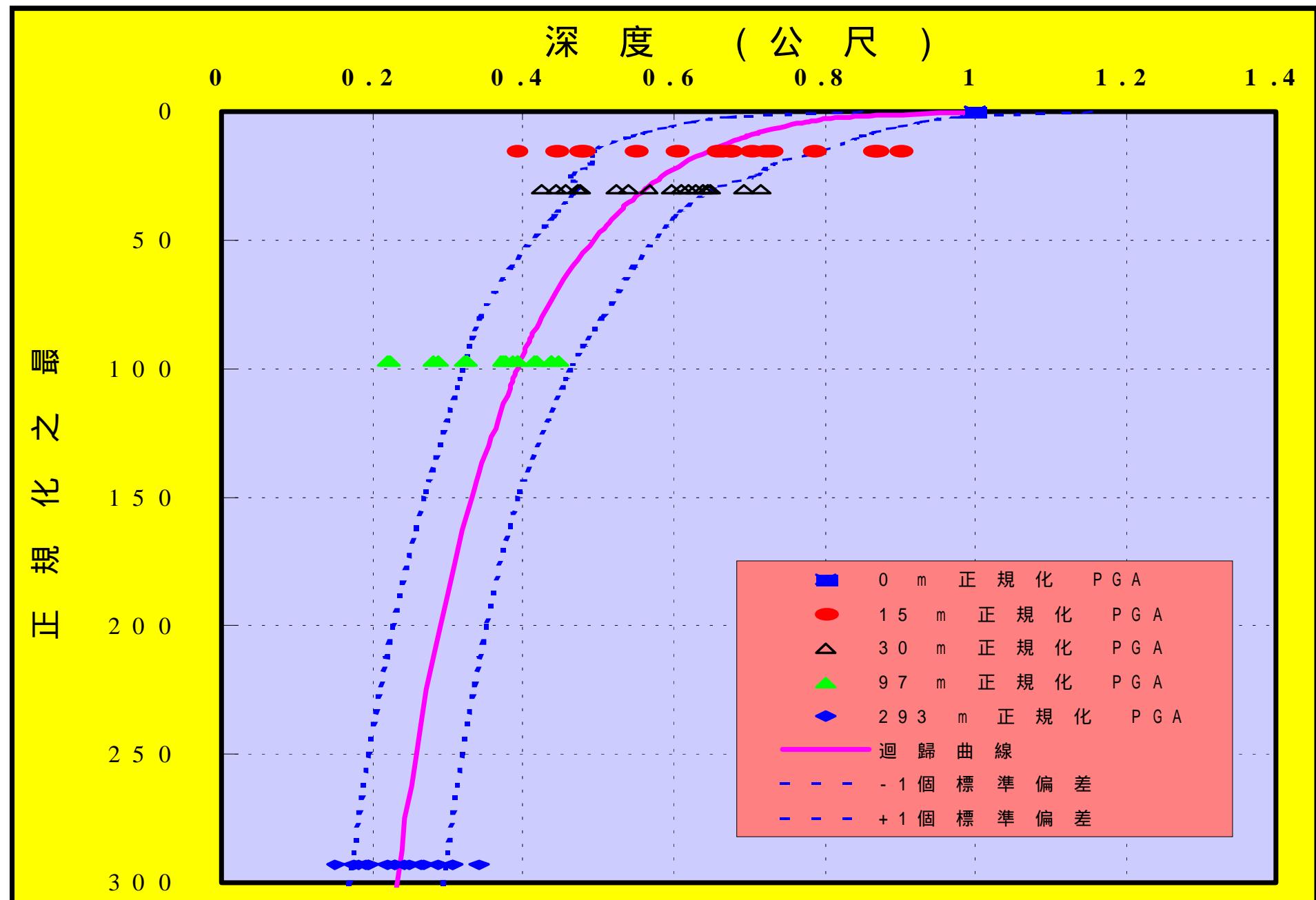


圖 高雄港正規化之最大加速度隨深度變化圖

由地震監測結果顯示：

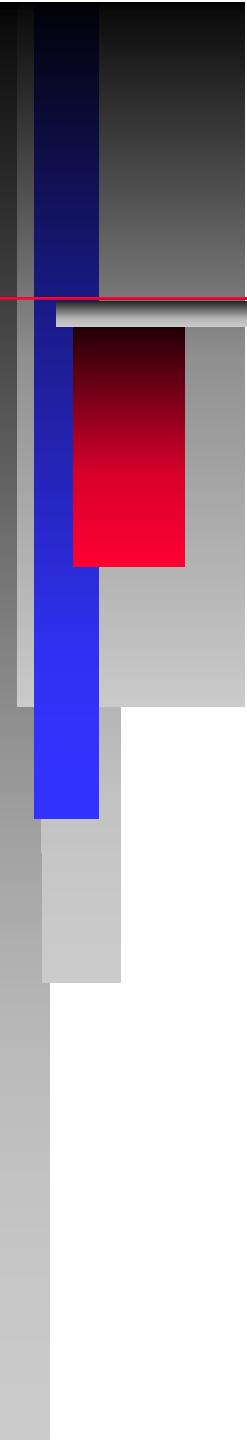
- 臺中港震波放大倍率約於2-5倍之間，平均約為3倍。
- 臺北港震波放大倍率約於3-5倍之間，平均約為4倍。
- 高雄港震波放大倍率約於3-7倍之間，平均約為4.5倍。
- 蘇澳港井下地震儀僅有35m深，其震波放大倍率仍不確定，需進一步研究。

五、港區地層下陷監測之分析

- 本中心已於臺中港、布袋港、安平港、大鵬灣等港區，各設置1至2組200m、300m深沉陷井，及水位觀測井，以瞭解地下水位及水壓變化對港區地層下陷之影響。
- 由監測結果顯示：
 1. 大鵬灣每年沉陷約1.2公分，屬超抽淺層地下水引起之淺層沉陷。
 2. 安平港每年沉陷約0.8公分，大部分為填土所引起之淺層沉陷。
 3. 布袋港每年沉陷約5公分，屬超抽深層地下水引起之深層沉陷。
 4. 臺中港主要為921地震所產生之沉陷，其餘因素之沉陷每年約0.2公分。

六、結論

1. 由板樁式碼頭之災害案例分析顯示：回填級配亦為碼頭穩定性之重要因素，以高膨脹率之轉爐石為回填級配將導致災害。
2. 由蘇澳港碼頭案例分析顯示：以抗滑動安全係數表示碼頭之穩定性不太可靠，應考慮地震規模影響因素，並以位移量分析較能表達碼頭之穩定性。
3. 由台中港碼頭921案例分析顯示：背填土壤液化，將增加側壓力，若全部液化，其超額孔隙水壓力及動流體壓力產生之側壓力約為未液化主動土壓力之2.4倍，則碼頭不穩定之移動可能更大。
4. 由地震監測結果顯示：台灣之港區，高雄港之震波放大倍率最大，約為4.5倍。
5. 由地層下陷監測結果顯示：台灣之港區，布袋港之沉陷最大，每年沉陷約5公分。



簡報完畢

恭請指正