

103-12-7727

MOTC-IOT-102-H1DB004a

港區碼頭構造物動態模型試驗與 數值模擬之研究(3/4)



交通部運輸研究所

中華民國 103 年 3 月

103-12-7727

MOTC-IOT-102-H1DB004a

港區碼頭構造物動態模型試驗與 數值模擬之研究(3/4)

著者：謝明志、陳志芳、張文忠、林炳森
陳家漢、林德洪、盧又彥

交通部運輸研究所

中華民國 103 年 3 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

港區碼頭構造物動態模型試驗與數值模擬之研究. (3/4) / 謝明志等著. -- 初版. -- 臺北市：交通部運輸研究所，民 103.03
面；公分
ISBN 978-986-04-0451-7(平裝)

1.港埠工程 2.土壤力學 3.數值分析

443.33

103002082

港區碼頭構造物動態模型試驗與數值模擬之研究(3/4)

著者：謝明志、陳志芳、張文忠、林炳森、陳家漢、林德洪、盧又彥
出版機關：交通部運輸研究所
地址：10548 臺北市敦化北路 240 號
網址：www.ihmt.gov.tw (中文版>中心出版品)
電話：(04)26587176
出版年月：中華民國 103 年 3 月
印刷者：
版(刷)次冊數：初版一刷 75 冊
本書同時登載於交通部運輸研究所臺灣技術研究中心網站
定價：150 元
展售處：
交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880
國家書店松江門市：10485 臺北市中山區松江路 209 號 F1•電話：(02) 25180207
五南文化廣場：40042 臺中市中山路 6 號•電話：(04)22260330

GPN：1010300185

ISBN：978-986-04-0451-7 (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。

港區碼頭構造物動態模型試驗與數值模擬之研究
(3/4)

交通部運輸研究所

GPN: 1010300185

定價 150 元

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：港區碼頭構造物動態模型試驗與數值模擬之研究(3/4)			
國際標準書號 ISBN 978-986-04-0451-7 (平裝)	政府出版品統一編號 1010300185	運輸研究所出版品編號 103-12-7727	計畫編號 102-H1DB004a
主辦單位：港研中心 主管：邱永芳 計畫主持人：謝明志 協同主持人：陳志芳 參與人員：陳毓清 聯絡電話：04-26587113 傳真號碼：04-26564418	合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會 計畫主持人：張文忠 協同主持人：林炳森 研究人員：陳家漢、林德洪、盧又彥 地址：701 臺南市大學路 1 號 聯絡電話：06-2757575~63128		研究期間 自 102 年 02 月 至 102 年 12 月
關鍵字：動態土壤結構互制、土壤液化、動態模型試驗、數值模擬、沉箱式碼頭			
摘要： 港口為臨海國家之重要物資進出通道，在地震發生後，為大宗救援物資進出之重要口岸，因此港口震災評估與耐震補強對國家抗災體系中不可或缺之一環。交通部 99 年至 102 年之中程施政計畫中之施政重點之一為拓展強震即時警報資訊於防災之應用，以提升地震測報效能，但現有觀測網多不涵蓋港區，且相關防災應用亦鮮少提及港灣設施受震之影響，但碼頭受震後之功能完整於災後物資接收與復建有不可取代功能。交通部運研所港研中心職司運輸科技應用研究，於港灣設施耐震防災效能與設計規範研擬已有相當成果，目前已於港區建置自由場強震及液化觀測站、棧橋式碼頭動態監測站及板樁式碼頭動態監測站等設施，前期研究以監測站建置與受震機制研究為主，藉由本期計畫執行除可利用監測與模擬成果，針對港區構造物耐震性能提升進行研究外，並可將現有觀測站轉化為港區強震即時測報之雛型，提升災害管理之時效與準確性。 成果與效益： 1. 提供沉箱型式碼頭進行動態土壤-結構互制行為數值分析驗證資料。 2. 提供沉箱型式碼頭受震之動態數值分析程序，作為功能性設計之基礎。 3. 研究成果可提供各港務分公司及相關單位，作為港灣碼頭工程規劃設計與補強之參考，以提升碼頭耐震能力，減低震害。			
出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
103 年 3 月	170	150	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
機密等級： ☐ 密 ☐ 機密 ☐ 極機密 ☐ 絕對機密 （解密條件：☐ 年 ☐ 月 ☐ 日解密，☐ 公布後解密，☐ 附件抽存後解密，☐ 工作完成或會議終了時解密，☐ 另行檢討後辦理解密） ☒ 普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

PUBLICATION ABSTRACTS OF RESEARCH PROJECTS
INSTITUTE OF TRANSPORTATION
MINISTRY OF TRANSPORTATION AND COMMUNICATIONS

TITLE: Physical and Numerical Modeling on Seismic Responses of Harbor Supporting Systems (3/4)			
ISBN 978-986-04-0451-7 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010300185	IOT SERIAL NUMBER 103-12-7727	PROJECT NUMBER 102-H1DB004a
DIVISION: Harbor & Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: M. J. Hsieh PROJECT STAFF: J. F. Chen PHONE: 04-26587113 FAX: 04-26564418			PROJECT PERIOD FROM : February, 2013 TO : December 2013
RESEARCH AGENCY: NCKU Research And Development Foundation PRINCIPAL INVESTIGATOR: Wen-Jong Chang CO-PROJECT INVESTIGATOR: Ping-Sien Lin ADDRESS: No.1, University Road, Tainan City 701, Taiwan (R.O.C) PHONE: 886-06-2757575~63128			
KEYWORDS: Dynamic soil-structure interaction, Liquefaction, dynamic physical modelling, Numerical simulation, Caisson wharf			
ABSTRACT: The proposed project will conduct dynamic physical modeling of various wharf systems on seismically liquefied soils. Model wharf models within a laminar shear box are excited by the shaking table at NCEE to liquefy the backfilled soils. Temporal and spatial responses of soil particle motions, pore pressures, and wharf structure components are monitored and used to verify the numerical results for the corresponding numerical model for model calibration. The calibrated numerical models will be used to predict the dynamic responses of filed monitoring stations as part of the prototype for seismic quick damage evaluation system. In addition, the numerical results can be adopted for improvements of design and analysis frameworks of current practice. ACHIEVEMENT AND BENEFIT : 1. Provide verification data for numerical simulations on dynamic soil-structure interactions of caisson wharf. 2. Establish numerical simulation procedure for caisson wharf subjected to seismic loading and basic framework for performance-based design. 3. Provide alternative approaches for port administrations on seismic reinforcement design for active harbor facilities.			
DATE OF PUBLICATION March 2014	NUMBER OF PAGES 170	PRICE 150	CLASSIFICATION ☐ RESTRICTED ☐ CONFIDENTIAL ☐ SECRET ☐ TOP SECRET ☒ UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

港區碼頭構造物動態模型試驗與數值模擬之研究

(3/4)

目 錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	II
目 錄.....	III
圖目錄.....	VII
表目錄.....	XI
第一章 計畫概要.....	1-1
1.1 研究計畫之背景、目的及重要性.....	1-1
1.2 研究範圍與對象.....	1-3
1.3 研究內容、項目與成果效益.....	1-5
1.4 預期成果、效益及應用.....	1-9
第二章 研究方法及進行步驟.....	2-1
2.1 研究方法.....	2-1
2.2 國內外有關本計畫之研究情況.....	2-3
2.2.1 液化土層沉箱式碼頭破壞機制.....	2-4
2.2.2 沉箱式碼頭動態模型試驗之研究.....	2-7
2.2.3 沉箱式碼頭數值模擬之研究.....	2-10
2.3 沉箱重力式碼頭性能驗證分析.....	2-14
2.3.1 簡化分析法.....	2-16
2.3.2 簡化動力分析法(滑動塊體分析法).....	2-24
2.3.3 動力分析法.....	2-26

第三章 沉箱震動台模型數值模擬.....	3-1
3.1 沉箱模型擬靜態分析.....	3-1
3.1.1 簡化分析法.....	3-3
3.1.2 簡化動力分析.....	3-4
3.2 沉箱震動台模型二維數值模擬.....	3-6
3.2.1 數值分析原理.....	3-6
3.2.2 數值分析模型.....	3-10
3.3 沉箱模型數值分析結果.....	3-16
3.3.1 動態邊界與監測點.....	3-16
3.3.2 加速度位移與孔隙水壓力歷時變化.....	3-16
3.3.3 土壤結構互制.....	3-19
3.3.4 數值分析與文獻比較.....	3-20
3.4 動態模擬分析結果比較.....	3-23
3.4.1 破壞模式之比較.....	3-23
3.4.2 超額孔隙水壓激發比比較.....	3-27
3.4.3 土壓力之比較.....	3-30
3.4.4 剪力模數變化之影響.....	3-32
3.3.5 邊界效應之影響.....	3-34
第四章 沉箱碼頭模型震動台液化試驗.....	4-1
4.1 試驗簡介.....	4-1
4.2 沉箱震動台模型配置與模型準備.....	4-1
4.3 試驗設備.....	4-2
4.3.1 大型雙軸向剪力試驗盒.....	4-2
4.3.2 大型砂土震落箱.....	4-9
4.4 試體準備與試驗步驟.....	4-12

4.4.1 沉箱碼頭模型之架設.....	4-12
4.4.2 量測儀器之架設.....	4-12
4.4.3 砂土賁降與人工回填.....	4-13
4.5 震動台液化試驗資料處理.....	4-16
4.5.1 資料分析架構.....	4-16
4.5.2 加速度及位移資料分析.....	4-16
4.5.3 水壓計資料分析.....	4-17
4.5.4 微型單向加速度資料分析.....	4-19
4.5.5 SAA 資料分析.....	4-22
4.5.6 土壓計資料分析.....	4-24
第五章 碼頭動態監測站維護.....	5-1
5.1 KH120 棧橋式碼頭監測站.....	5-1
5.1.1 KH120 現地配置.....	5-1
5.1.2 KH120 棧橋式碼頭監測站現況.....	5-3
5.2 錨碇板樁現地監測站.....	5-7
5.2.1 錨碇板樁現地監測站配置.....	5-7
5.2.2 TPE09 板樁式碼頭監測站現況.....	5-7
第六章 結論與建議.....	6-1
6.1 本年度計畫執行結論.....	6-1
6.2 建議.....	6-2
6.3 成果效益與應用情形.....	6-2
參考文獻.....	參-1
附錄一 期中審查意見回覆表.....	附錄 1-1
附錄二 期末審查意見回覆表.....	附錄 2-1
附錄三 期末報告簡報資料.....	附錄 3-1

圖目錄

圖 1.1 沉箱重力式碼頭斷面圖	1-5
圖 2.1 沉箱動態行為研究流程圖.....	2-2
圖 2.2 Rokko Island RC-5 沉箱式碼頭於 1998 Kobe EQ 震後變形剖面	2-5
圖 2.3 臺中港#1~4 沉箱式碼頭於 921 震後碼頭岸肩與後線高程差側視 圖	2-6
圖 2.4 沉箱重力式擋土牆之破壞模式(a)基礎地層堅硬時(b)基礎地層 軟弱時	2-6
圖 2.5 沉箱重力式碼頭之性能參數.....	2-7
圖 2.6 重力式擋土牆試驗結果(a)試驗配置圖(b)超額孔隙水壓與初始 有效應力分佈.....	2-9
圖 2.7 土壓力與沉箱慣性加速度比較圖.....	2-10
圖 2.8 沉箱式碼頭受震後行為數值模擬.....	2-12
圖 2.9 沉箱式碼頭之數值模擬.....	2-13
圖 2.10 重力式碼頭工址土壤可能液化狀態.....	2-15
圖 2.11 背填土壤未液化之受力示意圖	2-17
圖 2.12 水面下背填土壤完全液化受力示意圖.....	2-20
圖 2.13 水面下背填土壤部分深度液化受力示意圖.....	2-21
圖 2.14 沉箱式碼頭傾覆穩定性分析示意圖.....	2-22
圖 2.15 承载力係數(港灣構造物設計準則修訂).....	2-24
圖 2.16 Newmark 之滑動塊體分析法的觀念	2-25
圖 2.17 重力式碼頭簡化動力分析(滑動塊體分析)流程圖.....	2-26
圖 2.18 Bean on Winkler Footing 模型示意圖	2-27

圖 3.1 沉箱重力式碼頭之設計流程.....	3-1
圖 3.2 滑動塊體法分析結果.....	3-5
圖 3.3 最大加速度與滑移量之關係(滑動塊體法).....	3-6
圖 3.4 沉箱碼頭模型之數值模型.....	3-10
圖 3.5 數值模型網格圖.....	3-11
圖 3.6 Mohr-Coulomb 剪向彈簧介面行為.....	3-13
圖 3.7 沉箱式碼頭靜力平衡之垂直有效應力.....	3-14
圖 3.8 輸入地震加速度時間歷時.....	3-14
圖 3.9 監測點位與動態邊界.....	3-17
圖 3.10 加速度歷時變化.....	3-17
圖 3.11 超額孔隙水壓比歷時變化.....	3-18
圖 3.12 t=10 秒時沉箱系統之位移分布圖.....	3-18
圖 3.13 沉箱系統水平位移歷時圖.....	3-19
圖 3.14 沉箱在 10sec 之後之水平位移分佈.....	3-19
圖 3.15 沉箱系統之垂直有效應力分佈.....	3-20
圖 3.16 數值模型之破壞模式.....	3-21
圖 3.17 超額孔隙水壓激發比與沉箱相對位置之關係.....	3-22
圖 3.18 數值分析模型示意圖.....	3-24
圖 3.19 數值模型之水平位移量分布圖.....	3-25
圖 3.20 沉箱旋轉角度之時間歷史.....	3-26
圖 3.21 最大超額孔隙水壓比分佈圖.....	3-28
圖 3.22 背填土超額孔隙水壓比激發時間歷史.....	3-29
圖 3.23 沉箱後壁土壓力包絡線.....	3-31
圖 3.24 沉箱底部受力包絡線.....	3-31
圖 3.25 振動期間砂土層有效主應力之變化.....	3-33

圖 3.26 振動期間砂土層之剪力模數變化.....	3-33
圖 3.27 CASE02 未考慮剪力模數變化時之破壞模式.....	3-35
圖 3.28 CASE02 考慮剪力模數變化時之破壞模式.....	3-35
圖 3.29 CASE01 未考慮剪力模數變化時之破壞模式.....	3-36
圖 3.30 CASE01 考慮剪力模數變化時之破壞模式.....	3-36
圖 3.31 界延長之模型之示意圖.....	3-37
圖 3.32 邊界延長之模型於 4 秒時之破壞模式.....	3-37
圖 4.1 震動台沉箱模型配置.....	4-3
圖 4.2 沉箱實體模型.....	4-4
圖 4.3 剪力試驗盒外部之位移計、加速度計配置圖.....	4-5
圖 4.4 雙軸向剪力試驗盒外觀.....	4-7
圖 4.5 內外複合框架配合兩組滑軌.....	4-8
圖 4.6 剪力試驗盒運動型態示意圖.....	4-9
圖 4.7 矽膠膜裝設示意圖.....	4-9
圖 4.8 以貫落裝置進行試體準備.....	4-10
圖 4.9 落箱本體裝填欲貫落之越南砂.....	4-11
圖 4.10 貫落箱本體與可抽換式多孔盤之孔位配置圖.....	4-11
圖 4.11 分散器 — 貫落箱底部篩網.....	4-11
圖 4.12 CASE02 人工回填基礎礫石.....	4-14
圖 4.13 沉箱碼頭模型安置完成.....	4-14
圖 4.14 第二層背填礫石人工回填完成.....	4-15
圖 4.15 試體準備完成圖.....	4-15
圖 4.16 資料處理架構.....	4-16
圖 4.17 剪力試驗盒整體加速度歷時.....	4-17
圖 4.18 Test 7 之超額孔隙水壓歷時.....	4-19

圖 4.19 Test 7 之加速度歷時.....	4-21
圖 4.20 TEST 1 至 TEST 7 沉箱位移紀錄.....	4-23
圖 4.21 土壓力歷時.....	4-25
圖 5.1 高雄港 120 號碼頭動態監測站配置.....	5-2
圖 5.2 2012/10/25 高雄港監測站加速度歷時(氣象局).....	5-4
圖 5.3 2012/10/25 KH120 水下地震儀記錄.....	5-4
圖 5.4 2012/12/15 KH120 陸上地震儀記錄.....	5-5
圖 5.5 2013/09/06 高雄港監測站加速度歷時(氣象局).....	5-5
圖 5.6 2013/09/06 KH120 水下地震儀記錄.....	5-6
圖 5.7 2013/09/06 KH120 陸上地震儀記錄.....	5-6
圖 5.8 TPN02 板樁變位監測配置圖.....	5-8
圖 5.9 2013/03/07 臺北市站加速度歷時(氣象局).....	5-9
圖 5.10 2013/03/07TPN02 監測站地表加速度計歷時.....	5-9
圖 5.11 2013/10/31 臺北市站加速度歷時(氣象局).....	5-10
圖 5.12 2013/10/31TPN02 監測站地表加速度計歷時.....	5-10

表目錄

表 1-1 預定進度甘特圖(Gantt Chart).....	1-7
表 2-1 重力式碼頭性能可接受標準	2-14
表 2-2 重力式碼頭結構之性能驗證分析法	2-16
表 2-3 基礎形狀係數(港灣構造物設計準則修訂).....	2-24
表 3-1 模型之抗滑動與抗傾覆之安全係數	3-3
表 3-2 土壤元素參數表.....	3-15
表 3-3 結構元素參數表.....	3-15
表 3-4 數值模型 4 秒時位移量	3-23
表 3-5 邊界延長與原始模型之破壞模式比較	3-38
表 4-1 砂土試體內部微型加速度計	4-6
表 4-2 砂土試體內部水壓計	4-6
表 4-3 沉箱表面土壓計.....	4-7
表 4-4 鈕扣型 sensor 及 Tactile sensor 簡易 data sheet	4-24

第一章 計畫概要

1.1 研究計畫之背景、目的及重要性

港口是臨海國家之重要物資進出通道，地震發生時，港口為大宗救援物資進出之重要口岸，因此港口震災的評估與耐性能力的補強是國家抗災體系中不可或缺的一部分。交通部 99 年至 102 年的施政計畫中之重點之一即為提升氣象服務水準，拓展強震之即時警報資訊於防災之應用，以提升地震測報之效能，但現有之觀測網多不涵蓋港區，且相關之防災應用亦顯少提及港灣設施受震之影響，但碼頭受震後之功能完整性於災後物資接收與復健亦有不可取代之功能，交通部運研所港研中心職司運輸科技之應用研究，針對港區構造物之耐震性能及設計規範研擬已有相當的成果，目前已於港區建置自由場強震及液化觀測站、棧橋式碼頭動態監測站及板樁式碼頭動態監測站等設施，前期研究以監測站建置與受震機制研究為主，藉由本期計畫執行除可利用監測與模擬成果，針對港區構造物耐震性能提升進行研究外，並可將現有觀測站轉化為港區強震即時測報之雛型，提升災害管理之時效與準確性。

在各類港區構造物中，碼頭為船舶靠岸時最主要的設備，為可以提供船舶安全離靠岸、並且順利的裝卸貨物及提供乘客上下船的設施，種類繁多，碼頭結構物一般依擋土支撐型式分為四大類，分別為重力式碼頭、板樁式碼頭、棧橋式碼頭及其他各類型式之碼頭。碼頭在受震時之反應與破壞之型態隨土壤狀況、施工方式、基礎類型及結構配置的不同而有不同的表現。碼頭之破壞型態主要包括回填土之沉陷、防波堤之沉陷及崩潰、碼頭之側潰、護岸之滑動及崩潰、整體或部份碼頭及倉棚破壞及管線破壞等。

臺灣西部多屬沙岸地形，港區地質多屬疏鬆軟弱之沖積土層級海埔新生地，且臺灣港區多以水力抽砂回填施工，土層類型皆為容易發生土壤液化(liquefaction)之土層，建於此類地質上之港灣及臨海結構物

因發生液化而產生的災害類型有承载力破壞(bearing capacity failure)、地表沉陷(subsurface settlement)、側潰(lateral spreading)及沉箱基礎位移(deformation of caisson quay wall)等災害。相關之案例包括有 1995 年日本阪神地震後港區液化與 921 地震後的臺中港區液化等。由於國際間對於液化過程與液化後碼頭結構物與液化土層間之互制反應研究相對缺乏，近期主要研究總結為 2009 年 Technical Committee of Lifeline Earthquake Engineering, ASCE (TCLEE 2009)之相關文章，而探討液化土層中土壤-碼頭支撐結構互制行為之研究為近年來大地地震工程領域的重點課題。

現有港區碼頭結構設計方法，多以靜力或擬靜態方法設計，由於碼頭結構屬於非剛性結構物，其具有幾何形狀、質量分佈與勁度變化不規則之特性，且土壤為高度非線性材料，其動態特性受剪應變震幅與有效應力而改變，以靜力分析方法難以反映結構物地震時的動態反應，需以動力分析方法分析設計，因常見碼頭多以沈沉箱、錨定板樁或基樁等型式支撐，地震時需考慮土壤-支撐基礎-上部結構之互制行為，其行為複雜且相關研究國內外較為少見。而碼頭之受震行為受港區地質組成、地震特性以及碼頭型式與配置有所不同，臺灣之地質條件、地震特性與碼頭設計概念又與美日等國不同，對於適用於臺灣之液化土層的穩定性分析與不強設計之所需相關參數與參數仍有待建立，因此進行適用於臺灣不同港區碼頭類型之動態反應研究有其必要性。

進行液化土層碼頭支撐系統與土壤互制行為研究之主流為大型模型試驗配合數值模擬，利用土壤-支撐系統動態有效應力數值分析程序可用於決定相關實驗配置、決定主要影響因子及減少實驗數量，而高品質實體模型觀測結果可用以驗證並改善數值分析程序，以進一步應用於複雜邊界與系統，二者可相輔相乘，整合數值分析與實體模型結果可發展簡易且可靠之分析與設計程序，便於實務應用。

港研中心目前已建置板樁式碼頭與棧橋式碼頭之現地動態監測系統，並以準確紀錄 98 年花蓮地震與 99 年甲仙地震於碼頭之動態反應，

目前正發展以量測地表與結構反應為基礎之港區震後災害速報系統，其中所使用之動態數值分析因受限於現地取樣困難及碼頭營運之限制而無法進行，雖然數值模擬成果之定性成果符合文獻所列，並且與現地監測之小至中等震度下碼頭基礎動態行為接近，但於強震度及液化後行為預測其準確度有待進一步驗證，因此以港區土壤及碼頭結構配置進行大型動態模型試驗，以提供數值模擬之驗證數據，進而提高現有港區震後災害速報系統之準確性，於中心防災研究業務之前後連貫與目標完整性有其必要性。

1.2 研究範圍與對象

港研中心前期計畫已完成棧橋式碼頭及錨定板樁碼頭二維及三維土壤-基樁動態互制反應分析，並完成現地監測站建置與以地表最大加速度為指標之災損模式架構，但受限於現地土壤參數欠缺及觀測期間無較大地震發生，因此相關分析成果無法量化驗證，且數值分析所得之破壞模式與現有極限平衡分析顯著不同，因此數值成果需要進一步加以驗證，因此規劃以大型實體模型試驗提供數值模式驗證與率定，並補足目前數值分析中土壤動態參數欠缺而使分析結果可靠度降低之缺點，以提高現地以數值分析結果建立之災損推估模式及災後速報系統之可靠度。

本研究計畫分4年(100年-103年)逐年執行，研究整體目的為進行沉箱式與板樁式碼頭之大尺寸實體模型動態試驗，提供數值模擬驗證與修正之依據，並以率定之動態數值分析程序進行現有碼頭之動態反應預測，據以修正震後災害速報系統之災損評估模式，模型試驗成果並可提供現有港灣構造物耐震穩定性分析架構之適用性評估。

本計畫前兩年(100年-101年)以乾淨越南砂土壤及簡化錨錠板樁碼頭模型於震動台進行大尺寸動態碼頭結構物實體模型試驗，以正弦波為輸入波形，量測土壤震動與孔隙水壓力歷時、碼頭之沉箱結構反應及土壤-基礎互制行為，並以土壤元素試驗求取土壤動態參數及孔隙水

壓力激發參數，進行模擬實體模型之土壤-支撐系統動態有效應力數值分析，以驗證或修正數值分析程序，利用驗證之數值分析程序預測現地碼頭受震行為，並據以修正震後災害速報系統之災損評估模式，以提高前期以現地監測系統與數值模擬成果所建構之震後速報模式之準確度，此外模型試驗之成果可提供現有與發展中之功能性港灣構造物耐震設計架構其適用性評估，供日後港灣構造物耐震設計修正之用，其成果於港區震災管理及碼頭結構物耐震評估與補強具有重要價值。後兩年(102年-103年)將利用相同研究方法於沉箱式碼頭，提供現有與發展中之功能性港灣構造物耐震設計架構中沉箱式碼頭其適用性評估，供日後沉箱式碼頭構造物耐震設計修正之用。

第三年(102年度)為進行沉箱式碼頭(caisson quay wall)之大尺寸實體模型動態試驗與數值模擬，典型沉箱式碼頭之配置如圖 1.1 沉箱式碼頭斷面圖(資料來源：「港灣工程專有名詞」)所示，其基本組成包括沉箱本體與背填料。選擇沉箱式碼頭做分析之原因有三：(1)沉箱式碼頭具有堅固且耐久的優點，為碼頭整建常用之碼頭型式，沉箱式碼頭在地震時需考慮土壤-沉箱之互制行為，而相關研究國內較為少見，現有沉箱式碼頭之抗液化強度分析均有待補正；(2)沉箱式碼頭在做為耐震結構時，與沉箱牆體重量成比例之地震力會作用於牆體，形成不利之條件，且考慮土壤非線性動態性質，以靜力分析方法難以反應結構物於地震時之動態反應，須以動力分析方法分析設計；(3)沉箱式碼頭之破壞經常由碼頭位移控制，以極限平衡法無法計算位移量。而發展考慮土壤-沉箱系統於液化前後之動態互制分析為進行相關結構設計、安全性評估及研擬防制對策之要件。

本年度因時間及經費限制，僅對實體模型動態試驗數據進行初步分析，相關比對驗證規劃於下一年度進行。

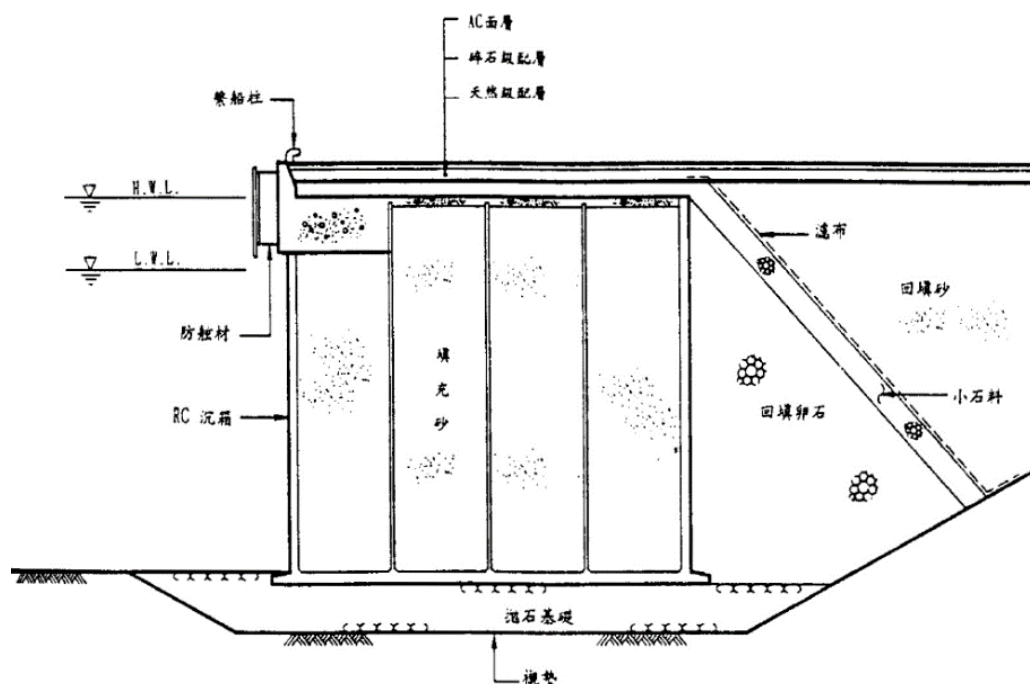


圖 1.1 沉箱重力式碼頭斷面圖

資料來源：「港灣工程專有名詞」

1.3 研究內容、項目與成果效益

本計畫預計分四年執行，第一期為 100~101 年，以錨錠板樁式碼頭為探討對象，100~101 年度已完成之工作項目條例如下：

1. 彙理板樁式碼頭液化土層模型試驗結果與現有分析方法比較。
2. 動態板樁式碼頭液化土層模型試驗。
3. 進行土壤動態特性及液化強度試驗以率定數值參數
4. 板樁式碼頭模型試驗資料分析與整理。
5. 實體模型之動態數值模擬。
6. 現地碼頭動態監測站維護、檢測分析
7. 現地版樁式碼頭災害速報系統之災損評估模式修正。

本年度(102 年)核心為沉箱碼頭模型震動台液化試驗，計畫開始後先彙整相關試驗文獻，參考前人經驗，並進行前期沉箱碼頭模型數值模擬，以作為模型配置之依據，所製作之模型先在剪力盒進行空箱安裝測試，確認其相關邊界條件與整合，並進行砂土回填步驟與程序，經此試驗後始放上震動台進行模型試驗，試驗之波形將先以小震幅 white noise 進行系統完整性測試，隨後以正弦波震動，最後以設計地震波形震動，所得結果參考前期板樁模型之處理程序，建立沉箱碼頭液化模型試驗資料處理程序，並以所得試驗結果進行數值模型修正，利用修正之模型架構，比較現有擬靜態分析之適用性，並作為進行動態分析架構之參據。

102 年度亦將對現有碼頭動態監測站相關系統進行維護評估，維持現有系統穩定運作，以作為以表面加速度為指標之震後快速災損評估系統雛形，同時對所量測之成果進行數據分析，提供現地數值模擬之驗證資料，規劃之進度與工作項目如表 1-1 所列。

表 1-1 預定進度甘特圖(Gantt Chart)

工作項目	第 1 月	第 2 月	第 3 月	第 4 月	第 5 月	第 6 月	第 7 月	第 8 月	第 9 月	備 註
沉箱碼頭動態反應文獻彙整										
現地監測站維護與資料分析										
前期沉箱碼頭模型數值模擬		※								
沉箱碼頭模型設計與配置										
模型製作與測試										
期中報告					※					
液化沉箱碼頭模型試驗										
試驗資料整理							※			
修正沉箱碼頭模型數值模擬										
期末報告初稿									※	
工作進度估計百分比(累積數)	10	20	30	40	50	70	80	90	100	
預定查核點	第 1 季:前期沉箱碼頭模型數值模擬									
	第 2 季:期中報告									
	第 3 季:試驗資料整理									
	第 4 季:期末報告初稿									
說明:(1)工作項目請視計畫性質及需要或依研究計畫綱要說明訂定。預定進度以粗線表示其起訖日期。 (2)「工作進度百分比」欄係為配合管考作業所需，累積百分比請視工作性質就以下因素擇一估計訂定:①工作天數②經費之分配③工作量之比重④擬達成目標之具體數字。 (3)每季之「預定查核點」，請在條形圖上標明※號，並在「預定查核點」欄具體註明關鍵性工作要項。										

本年度(102 年)完成之項目為：

1. 彙理沉箱式碼頭受震及液化土層模型試驗結果與現有分析方法比較：對於模型試驗之結果進行結果分析，比較模型試驗之結果與擬靜態分析和極限平衡分析法之異同，包括不同區域土層的震動與孔隙水壓力的激發反應，土壤結構互制反應和沉箱的結構反應等的資料處理。
2. 動態沉箱式碼頭液化土層模型試驗：以乾淨越南砂土壤及沉箱碼頭模型於震動台進行大尺寸動態碼頭結構物實體模型試驗，量測土壤震動與孔隙水壓力歷時、碼頭支撐結構反應及土壤-基礎互制行為，以搭配動態數值模擬進行比較。
3. 沉箱式碼頭動態模型試驗資料分析與整理：對於動態模型試驗之結果進行結果分析，並且比較與現有分析方法之差別。
4. 現地碼頭動態監測站維護、檢測分析：於計畫執行期間對現有現地碼頭監測站進行必要零件更換與定期檢測，以維持監測站正常運作，並對計畫執行期間與目前已有監測資料進行資料分析處理並評估相關應用。

依據研究之內容與項目，本年度主要成果包括：

1. 有沉箱式碼頭設計與分析相關文獻彙整。
2. 進行沉箱式碼頭模型試驗及試驗資料分析、整理與比較。
3. 進行二維沉箱式碼頭模型動態有效應力數值分析。
4. 現地碼頭動態監測站系統維護與分析。

1.4 預期成果、效益及應用

預期完成之成果與效益包括如下：

1. 預期成果

- (1)提供板樁與沉箱二種型式碼頭進行動態土壤-結構互制行為數值分析驗證資料。
- (2)提供板樁與沉箱二種形式碼頭受震之動態數值分析程序，作為功能性設計之基礎。
- (3)提高港區震後災損速報系統之準確度。
- (4)探討動力狀態下土壤-碼頭結構互制之行為，作為修正相關設計方法與現有系統補強之參考。

2. 預期效應與應用

- (1)依率定之數值模擬之成果，提出港區碼頭結構安全臨界值，包括臨界液化加速度、震後碼頭位移與變形、液化後碼頭穩定性等，作為港區災害應變管理之依據及提供目前耐震補強之策略及震後修復之參據。
- (2)提供不同形式碼頭結構物耐震功能性設計之參考，並提昇港灣設施耐震性能，達到減少地震災害所造成的港埠營運損失，並滿足運輸安全需求。
- (3)建構可靠之災損評估模式，作為港區災害管理及地震災害速報系統之參據。
- (4)研究成果提供各港務分公司及相關單位，作為港灣碼頭工程規劃設計之參據，以提升碼頭耐震能力，減低震害。

第二章 研究方法及進行步驟

2.1 研究方法

本研究計畫採用之方法為利用考慮土壤-結構互制(soil-structure interaction, SSI)反應之動態有效應力數值模擬 (numerical simulation) 與震動台模型試驗，數值模擬為延伸前期之成果，考慮孔隙水壓力激發與土壤與介面之組構模式，以模型試驗配置與邊界條件進行動態有效應力分析，其結果除作為模型試驗規劃設計參考外，並將以模型試驗結果加以率定，以此架構回饋現地監測站分析，以提高現有震後災損快速評估模式，並可檢核與評估現有設計準則之適用性，研究流程如圖 2.1 所示。

大尺寸振動台模型液化試驗可提供液化發生時碼頭破壞模式機制之研究外，藉由高密度與高速量測系統，可提供包括土壤振動與孔隙水壓激發、結構反應及土壤-結構互制行為之數據，量測之數據可提供數值分析驗證與改善，並可檢核現有擬靜態設計方法之適用性，此外量測結果分析程序，可作為現地監測站量測資料整理分析架構基礎，並檢視現地監測站之可靠度，整體而言，振動台大尺寸模型試驗與現地監測站資料具有互補性，震動台資料可彌補現地監測站量測點少與缺乏大震幅震動之不足，而現地監測站可改善模型試驗尺寸與邊界效應。

整合震動台模型試驗、可靠數值分析及現地監測站觀測，可架構完整碼頭受震反應研究平台，結果將可建構適於本土地質、結構與震動特性之碼頭動態分析與設計方法及震後快速災損評估系統。本年度(102 年)預計執行之部分為沉箱式碼頭動態數值模擬、模型配置及沉箱式碼頭模型試驗，相關細項如 1.3 節所述。

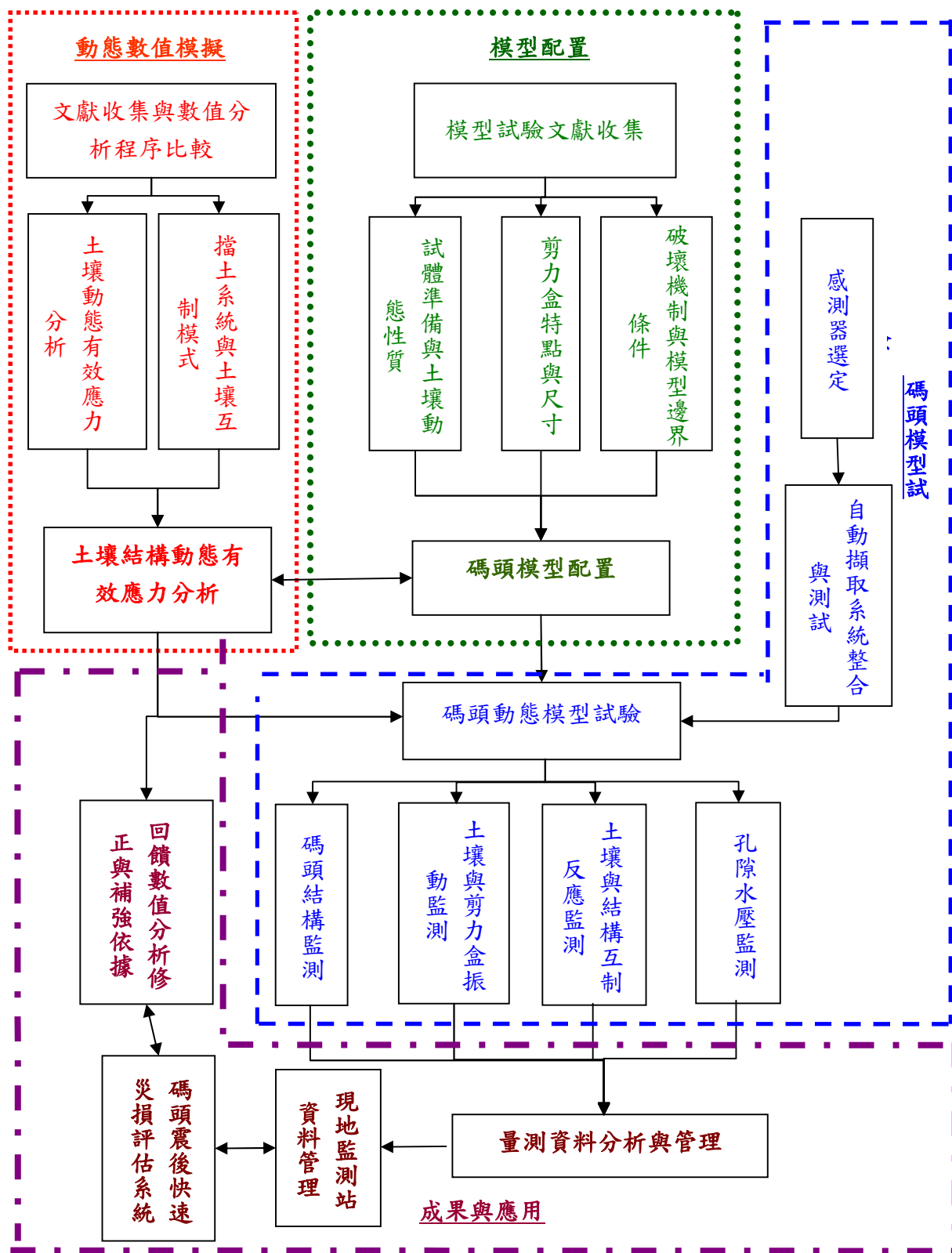


圖 2.1 沉箱動態行為研究流程圖

2.2 國內外有關本計畫之研究情況

美日等國家對於土壤液化問題研究已發展多年，而國內也有諸多相關研究及試驗，但其主要重點與發展為土壤液化潛能評估方法及現地試驗等方面，對於液化過程與液化後結構物與液化土層間之互制反應研究相對缺乏，針對液化土層上港灣設施之相關研究其基礎學理與整合應用更是欠缺，使得相關設計規範與營運中防救災策略擬定等無法更新或修正，因此對於土壤液化對碼頭設施影響之問題有需要作進一步深入之研究。

現有考慮液化土壤-結構互制(Soil-structure interaction)分析方法包括擬靜態分析(pseudo-static analysis)、動力數值模擬(dynamic numerical analysis)及模型試驗(physical modeling)等，其中擬靜態法其分析時雖相對較為簡單，但其結果常隨所使用參數及假設不同而使結果具相當之不準確性，且多僅適用於特定簡化之場址及結構型態。動態數值模擬因可模擬不同邊界條件、地震狀況、土層變異及結構模型等，其可靠度隨著數值分析所採用之網格模型及材料組構參數(constitutive parameters)之複雜化而提高，但因其理論繁複、計算量大、所需參數不易由常用之試驗求取及缺乏實驗資料驗證等限制，實用上有其侷限，但其結果對動態反應下土壤-結構互制反應之定性趨勢之瞭解及影響因子之量化分析具有相當助益，若分析時能佐以可靠之量測資料驗證，可進一步增進其可靠度。而模型試驗因受限於試體尺寸，使其代表性與實際基礎行為仍有差異，因此多用於動態影響因子之基礎研究及提供動態數值模擬之驗證，雖然近年來已有相關研究者利用離心機(centrifuge)與大型震動台(shaking table)進行動態土壤-結構系統受震試驗，但受限於試體擾動與儀器限制，與實際工程應用仍有相當差距，解決之道為設立永久之現地監測站或進行現地液化試驗。

為增進對現地不同形式碼頭受震反應之瞭解及提供更可靠之數值模擬驗證資料，設立現地碼頭土壤與結構互制監測站與進行大尺寸現地動態試驗有其必要性，現地監測站為於現地土層與碼頭結構安裝相關之監測儀器，等待下一次地震時紀錄相關反應之動態歷時；此為瞭

解特定場址動態反應最佳之資料，但因地震之不可預測，其長期可靠度有賴於定期檢測與維護，改進方法為利用人造震源進行現地土壤－結構系統之動態試驗，對選定之測站與場址進行可產生大應變震幅之震動，由於現地監測站與現地動態土壤結構互制試驗均為全尺寸紀錄，所得結果將可驗證現有分析方法，並可作為修復與改善之依據，其重要性與價值將遠比現有縮小尺寸之模型試驗為高。

由於建置現地碼頭土壤與結構互制監測系統與後續維護之成本昂貴，如何建構一可反應碼頭液化動態反應量測系統，以達成規劃目標需要為現地監測站規劃所需，為達到此一目的，需對其複雜之反應機制進行深入探討以及以現有分析方法對受震反應進行預測與模擬。前期計畫已完成棧橋式碼頭及錨定板樁碼頭二維及三維土壤－基樁動態互制反應分析，並完成現地監測站建置與初步災損模式。本研究計畫之目標為探討不同形式碼頭之考慮液化時之動態反應，以實體震動台模型率定數值模型，以率定之數值模型進行現有擬靜態分析之驗證及以位移為破壞指標之分析模式，並以修正現有現地觀測站之數值模型，利用現地觀測結果進行驗證比對，提高現有現地觀測站快速災損模式之量化準確度。

2.2.1 液化土層沉箱式碼頭破壞機制

地震導致港灣擋土結構破壞之原因可能為：1.側向土壓力的增加 2.水側水壓的減少 3.背填土壤的強度喪失或導致液化。關於港灣擋土結構容易引致嚴重的地震災害，文獻上記載的破壞案例很多(Amano et al., 1955; Seed and Whitman, 1970; Nazaeian and Hajian, 1979; Noda and Hayasji, 1980; Hung and Werner, 1982; Pitilakis and Moutsakis, 1989; Ishibashi and Madi, 1990; PHRI, 1992; Inagaki and Iai, 1996; 港灣技術研究中心, 1999)，其中位移量有達到 5 公尺，而沉陷量也有高達 2 公尺者，而且，通常是沿著港灣全線同時發生(長達數十或是數百公尺)，因此造成港灣功能完全癱瘓，而其損失與復原工作所需費用與時間則難以估計。根據黃國祥 (2002)相關地震災害文獻資料的收集，從 1923 年

至 1995 年期間，至於有 20 個破壞案例有文獻記載，其地震規模皆大於 6；災情比較嚴重者，皆有液化現象之報導。其中 1995 年的日本阪神地震為例，重力式沉箱碼頭的滑動位移平均達 3 公尺之多，而外傾角約 4 度，震後 Rokko Island RC-5 沈箱式碼頭變形剖面如圖 2.2 所示，而臺中港於 921 後於#1~4 號碼頭，亦因後方土壤液化導致向海側滑移 0.5~1.7m，並使碼頭岸肩與後線高程差如圖 2.3 所示。Matsuo and O'Hara (1960)對於 23 個重力式港灣碼頭破壞案例之觀察，其中有 16 個是屬於牆底之滑動破壞，而另外 7 個則是兼具滑動與傾斜之破壞，因此建議主要的破壞模式是滑動破壞。

在過去之地震災害中，依照傳統耐震設計規範設計的沉箱重力式碼頭，常見之破壞型式為向海側之位移(滑動)、沉陷與傾倒，當基礎地層較堅硬時，較典型之破壞形式為向海側之位移與傾倒，若基礎地層較軟弱時，較易發生較大的向海側之位移、傾倒以及沉陷，如圖 2.4 所示。

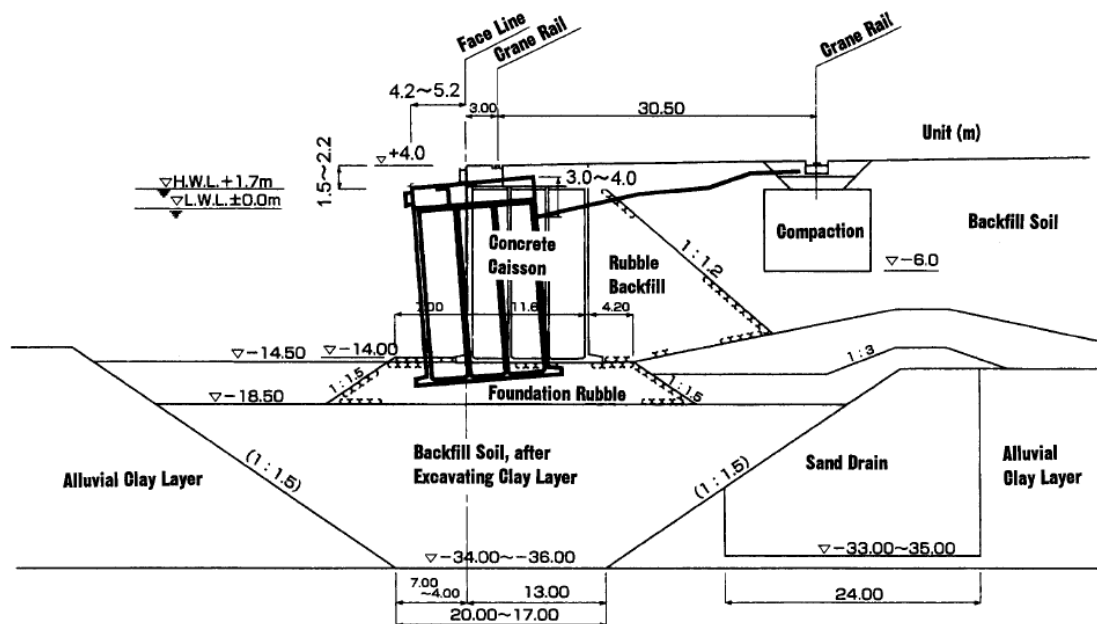


圖 2.2 Rokko Island RC-5 沉箱式碼頭於 1998 Kobe EQ 震後變形剖面
(Iai et al. 1998)



圖 2.3 臺中港#1~4 沉箱式碼頭於 921 震後碼頭岸肩與後線高程差側視圖
(Chen and Huang, 2000)

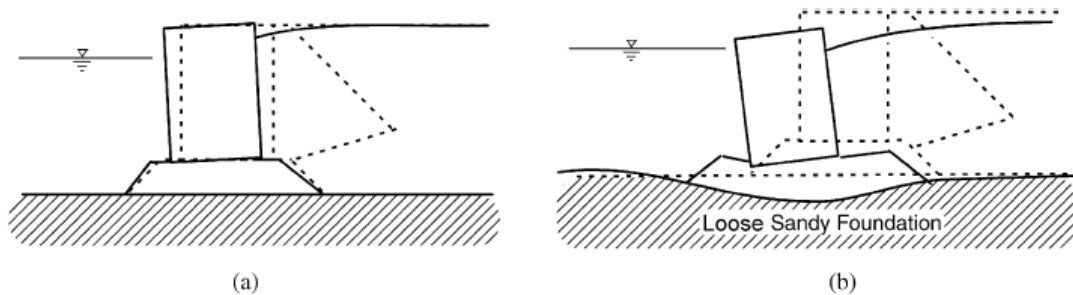


圖 2.4 沉箱重力式擋土牆之破壞模式
(a)基礎地層堅硬時(b)基礎地層軟弱時(INA, 2001)

除了確保基礎具有足夠的承载力，以及避免土壤液化潛能過高以外，保持這類構造物在背填土壓與水壓下，其抗傾覆與抗滑動之穩定性，一直是這類構造物之設計指標。考量這類碼頭之破壞與使用運作之性能，表達性能之參數可由下列之變位參數表達，如圖 2.5 所示，沉箱壁體相關參數為：向海側之水平位移(d)或正規化水平位移(d/H , H : 壁體高度)、向海側不均勻沉陷量或沉陷量差(垂直向的均勻沉陷不會引起結構不穩定問題)、向海側傾斜角、岸肩(Apron)變形相關之參數：碼頭壁體與岸肩(Apron)之沉陷差、岸肩不均勻沉陷量或傾斜角等。

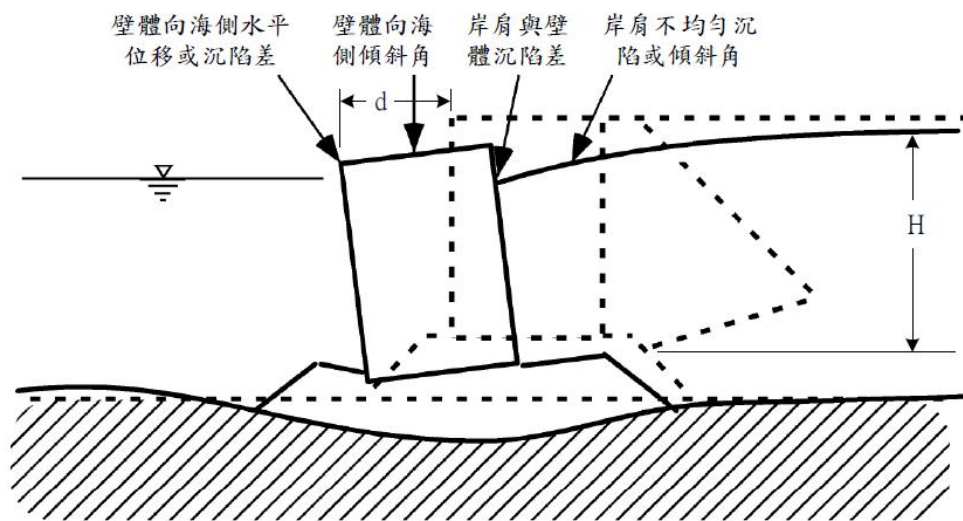


圖 2.5 沉箱重力式碼頭之性能參數(資料來源:INA 2001)

由過去的地震災損案例得知，背填土壤發生液化與否對重力式碼頭及板樁式碼頭之穩定性破壞最為嚴重(Wener et al. 1998)，Ishibashi and Madi (1990)對於 1983 年發生於日本之 Nihonkai-Chubu 地震的港灣受損碼頭案例進行探討，其中考慮若是背填砂土已達液化，則港灣擋土結構之安全係數遠低於未液化之狀況，與現地之破壞情形相符。所以在分析港灣構造物的穩定性時，背填土壤液化所產生的影響不容忽視。

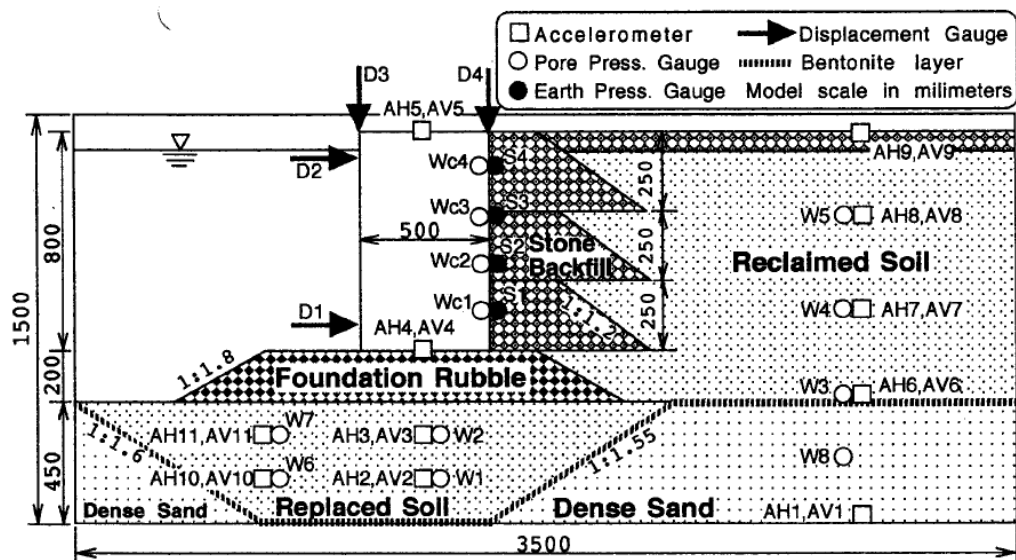
2.2.2 沉箱式碼頭動態模型試驗之研究

對於土壤液化的試驗方法可以分成動態元素試驗以及動態模型試驗兩種，動態元素試驗包括動態三軸試驗及動態單剪試驗，可藉動態元素試驗了解土壤的動態參數或是動態行為，但是受限於試體尺寸、試體擾動以及應力狀態，難以得知試體在受震狀態下與結構物的互制關係，對於工程實務上的應用有限。動態模型試驗包括離心機試驗(centrifuge test)及震動台試驗(shaking table test)兩種，動態模型試驗有下列優點：(1)能夠調整地震參數(如加速度、頻率或延時)以模擬土壤在各個類型地震下的受震狀態；(2)可在試體內部建立多組的量測系統，了解土壤在各個相對位置下不同的受震行為的差異；(3)可了解地震造

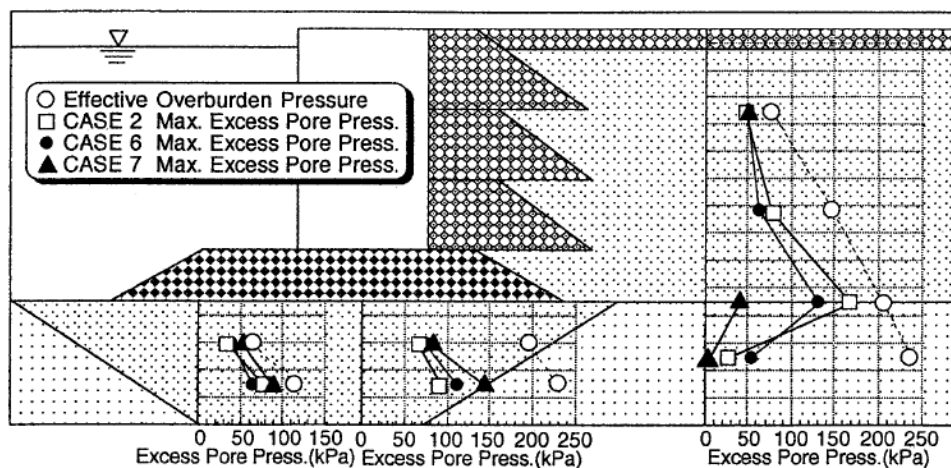
成土壤液化對於結構物的影響和結構物與土壤間的相互關係；而其缺點是試體尺寸效應及試驗資料分析與試體準備繁複。

離心機試驗利用旋轉產生人造重力場，進行 $1/N$ 的縮尺模型試驗，並且經過縮尺模型與原尺寸模型間的幾何和材料性質轉換，模擬現地的情形，許多動態模型試驗皆是經由離心機試驗來模擬現地監測之不足，並且將離心機試驗結果進行與數值模擬模型的驗證。Mito et al. (1996) 以離心機震動台試驗模擬 1995 年日本 Hyogoken-Nanbu 地震下港島沉箱破壞的案例，將試驗結果與現地量測結果進行比對，確認其液化與變位的結果有一定的吻合性。

Inagaki et al. (2000) 以 $1/17$ 的縮尺模型進行重力式擋土牆動態模型試驗，量測其砂土試體分別在背填土與基底之加速度、位移量與超額孔隙水壓的時間歷史，試驗配置圖如圖 2.6 所示。由試驗結果可得以下結論：(1)比較超額孔隙水壓力與有效覆土壓力的關係，顯示背填土受震所激發的超額孔隙水壓力較接近其有效覆土壓力，而基底土壤受到上方沉箱的載重影響，受震激發之超額孔隙水壓力約只有有效覆土壓力之 50%，並不會發生土壤液化現象；(2)對於建立在軟弱基礎上方的沉箱，其破壞模式將會是整體的基礎破壞，而不單單只有傳統簡化分析中的滑動破壞；(3)沉箱底部土壤的厚度會影響沉箱式碼頭的位移量，而對基底的土壤進行改良也能減少沉箱的位移量。Iai et al. (2000) 比較超額孔隙水壓激發與造成之位移量之關係，發現基底土壤之超額孔隙水壓力與背填土壤之超額孔隙水壓力造成之位移量為 2:1，因此基底土壤的超額孔隙水壓力激發會對整體位移造成較大的影響。



(a)



(b)

圖 2.6 重力式擋土牆試驗結果(a)試驗配置圖(b)超額孔隙水壓與初始有效應力分佈(Inagaki et al. 2000)

Miura et al. (2000)同樣以震動台進行沉箱動態模型試驗，並且量測其砂土試體在震動期間的土壓力時間歷史，比對其土壓力與沉箱慣性力的關係，如圖 2.7 所示，發現在背填土未液化的情況下，其土壓力的施力方向與沉箱的慣性力方向相反，而在背填土液化的情況下，土

壓力的運動方向與沉箱慣性力方向相同。因此在背填土液化的情況下，其地震對沉箱所造成的推力會大於未液化的情況，此情形也可以解釋背填土液化對沉箱破壞所造成的影響，Miura et al.(2000) 之結果其正確性仍待詳細檢視，此部分討論將於下一年度以實驗數據與數值模擬節段進行詳細驗證。

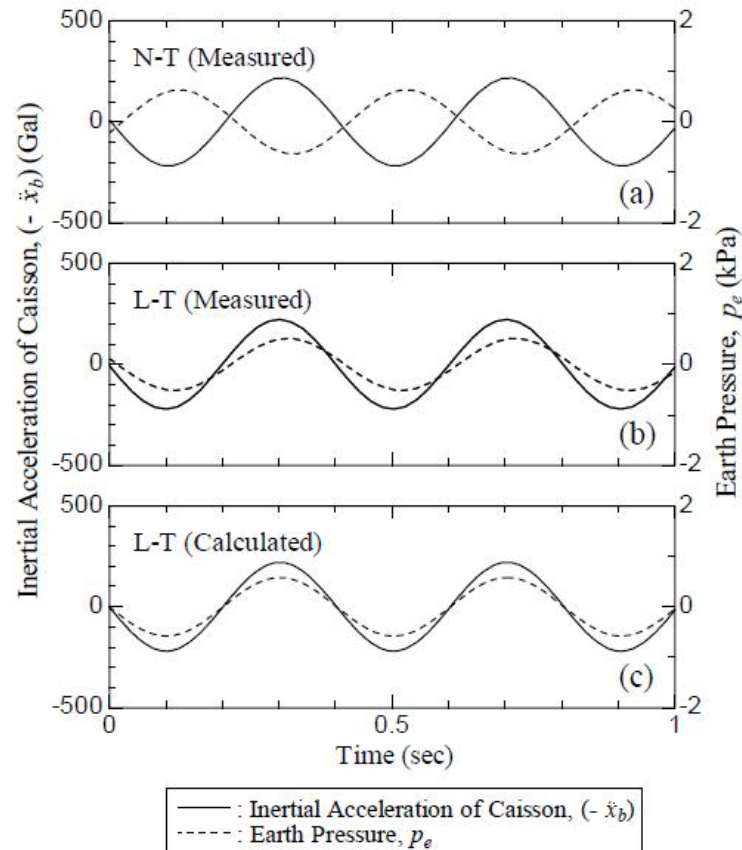


圖 2.7 土壓力與沉箱慣性加速度比較圖(Miura et al. 2000)

2.2.3 沉箱式碼頭數值模擬之研究

現有考慮液化土壤-擋土結構互制 (Soil-retaining structure interaction)數值分析方法包括擬靜態分析(pseudo-static analysis)及動力數值模擬(dynamic numerical analysis)二種。擬靜態分析為另用 Mononobe-Okabe (M-O)法，將地震力轉換成等值側向土壓力，引用極限平衡法側向土壓力理論進行穩定性分析，Iai et al. (1998)以數值分析

結果與 M-O 法進行比較，結論為土壤液化前所受之土壓力小於 M-O 之等值土壓力。而液化後壓力則將後方土壤以等重流體計算作用於擋土牆之側向壓力。牆體位移則可以降伏加速度(yielding acceleration)及 Newmark 法加以評估。整體而言，擬靜態分析法其參數決定有賴工程師判斷，且僅能提供牆體極限平衡安全係數，對土壤與牆體之互制反應、液化前後動態反應、土壤勁度影響及孔隙水壓力激發對互制反應之影響等均無法提供相關資訊。

由於真實的土壤行為複雜且難以模擬現地行為的真實情況，且動態模型試驗準備複雜，所以常利用數值分析方式來模擬複雜的問題。動態數值分析的方法分為兩類：(1)有限元素法(Finite Element Method)；(2)有限差分法(Finite Difference Method)。近年常以數值模擬方法搭配動態模型試驗進行比較以對現地土壤的非線性行為及複雜的受震反應能有更進一步的了解。

Iai et al. (1998)為了解沉箱底部與背填土壤在地震時對於破壞模式與變形的影響，利用有限元素法進行分析模擬。此分析包括以下假設：(1)有效應力分析；(2)平面應變狀態；(3)以等效黏滯性阻尼(Equivalent viscous dampers)防止地震波反射；(4)沉箱結構以線彈性土壤元素模擬；(5)海水視為不可壓縮流體；(6)土壤與結構物間使用界面元素(joint element)。分析過程中，將土壤分為四大類：背填與基底礫石、基底砂土、被填砂土和基底黏土。數值模擬結果與破壞模式與現地量測結果接近，如圖 2.8 所示。Iai 更指出沉箱本身的重量會影響基底超額孔隙水壓的激發。

李佳翰(2001)為了解沉箱式碼頭於地震下的破壞甚至與土壤液化範圍，以有限差分軟體 FLAC 對 1995 年日本阪神地震時受到土壤液化破壞的神戶港沉箱式碼頭以及臺灣 921 集集地震時受到破壞的臺中港 1 至 4A 碼頭進行分析。數值模擬結果顯示：(1)兩案例之主要破壞機制皆為碼頭背填土區土壤液化，累積大量超額孔隙水壓造成推力使碼頭產生側移及傾斜的破壞；(2)觀察有效應力與孔隙水壓的分佈可以發現遠離沉箱的背填砂區激發的超額孔隙水壓最高造成有效應力幾乎為

零，達到液化狀態，而鄰近沉箱的背填砂區與沉箱底部土壤所激發的超額孔隙水壓都不足以達到液化狀態。

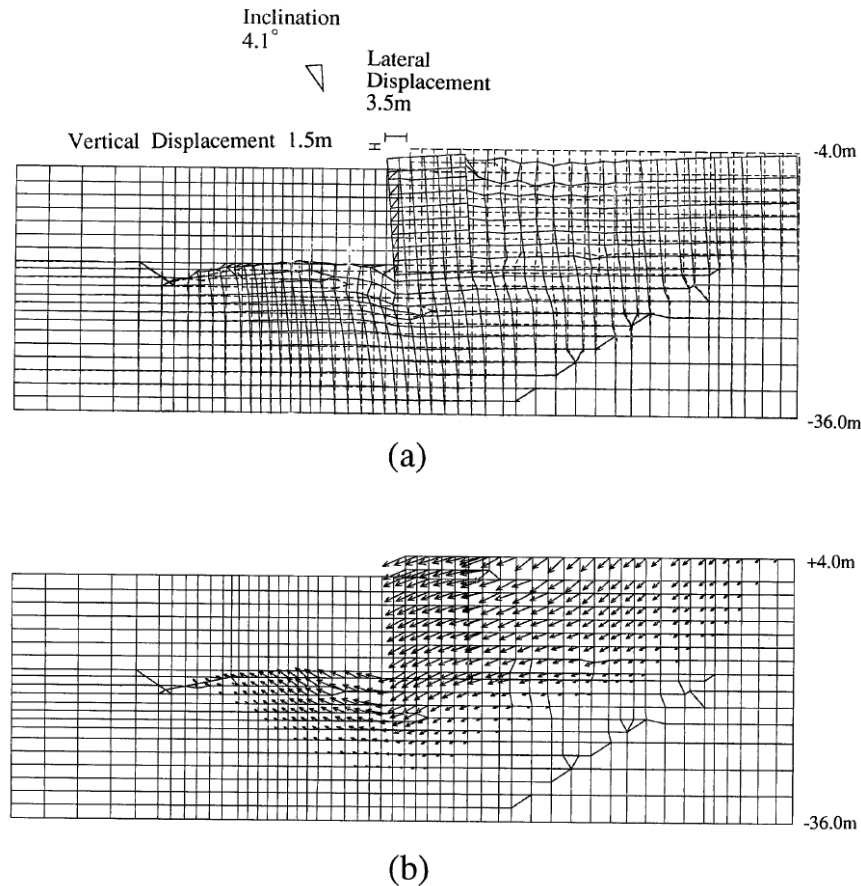


圖 2.8 沉箱式碼頭受震後行為數值模擬(Iai et al. 1998)

Inoue et al. (2003)利用有效應力分析的有限元素軟體 FLIP 模擬重力式擋土牆與背填土的互制關係。FLIP 利用有效應力模型 Multiple Spring Model 模擬土壤元素在不排水情況下受到反覆變形的行為，並且考慮在地震情況下的超額孔隙水壓激發情形，以模擬地震對場址液化造成之反應，以及土壤-結構互制系統的受震行為。Inoue et al. (2003)將擋土牆建立在一水平地層上，此水平地層包括背填土與基底土壤依照 SPT-N 值分成四層，並且從液化與未液化的案例比較中，了解沉箱的震動特性。其數值模擬結果顯示：(1)沉箱的自然震動頻率與沉箱本身的寬高比(height to width ratio)相關，且與基礎礫石層之勁度成正比。

(2)比較在液化與未液化的案例下，土壓力與位移量的關係，土壓力的震幅會因為孔隙水壓激發的關係而有顯著的增加，同時也造成了位移量的增加。(3)在液化的過程中，背填土區的自然震動頻率會降低且土壓力與沉箱慣性力的相位會產生差異，即在未液化的情況下，土壓力與沉箱慣性力作用方向相反，液化發生後，土壓力與沉箱慣性力作用方向相同，此現象與 Miura et al. (2000)的模型試驗結果相似。

Dakoulas et al. (2005)以 FLAC 對在 1995 年 Kobe earthquake 發生破壞的 Rokko Island 沉箱式擋土牆進行模擬，並且分別對背填土與基礎土壤進行改良，找出在進行改良後對於震後的殘餘變形量的影響。數值模擬結果顯示：(1)對於 Rokko Island 模擬結果沉箱水平位移量約 3.7m，沉陷量約 1.3m，此結果與災後現地量測結果相近。(2)位於沉箱底下的礫石層發生變形會造成基底土壤承載力的降低，此承載力的降低對於沉箱的旋轉變形造成相當大的影響。(3)比較背填土區各點的超額孔隙水壓激發量，可以發現在自由場區與沉箱底部的超額孔隙水壓率最高。如圖 2.9 所示。(4)對於基礎土壤進行改良能比改良背填土壤更能有效降低殘餘變形量。

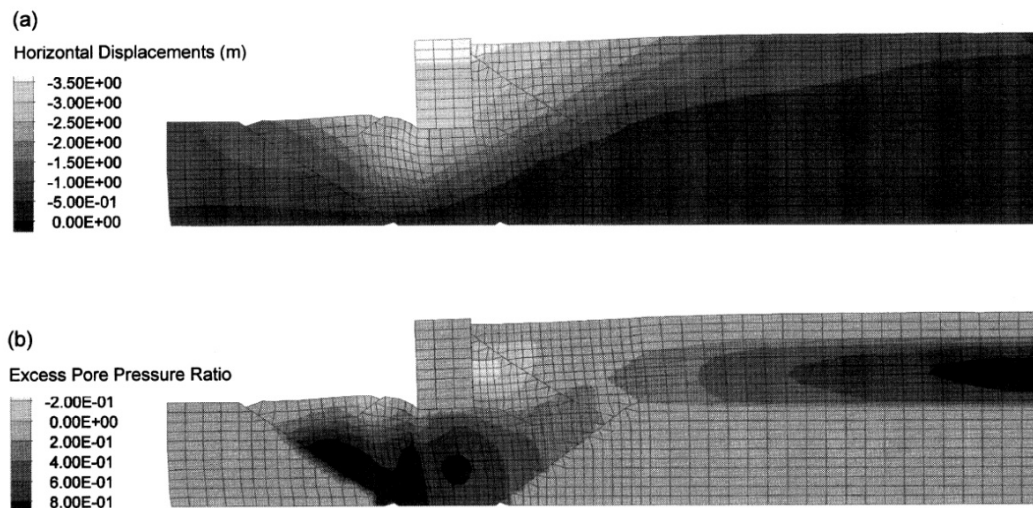


圖 2.9 沉箱式碼頭之數值模擬(Dakoulas et al. 2005)

2.3 沉箱重力式碼頭性能驗證分析

國際航海協會 INA 所頒佈之港灣結構物耐震設計準則中，將各性能等級以性能參數之可接受標準值加以規範，相關規範如表 2-1 所示，依碼頭之重要度等級對應受震時可接受之標準值，經由結構分析所得之構造物受震反應檢核其是否符合標準值。基本上第 I 級性能等級多用以檢核結構物使用性，因此壁體傾角及岸肩沉陷量皆有所限定，以避免中小地震侵襲時造成碼頭營運中斷，而第 II 級性能等級以上的破壞程度皆必須進行修復後方能恢復營運，且岸肩沉陷修復較為容易，因此原則上岸肩傾角及沉陷量不進行檢核，僅針對壁體分析其受震後剛體運動所產生的正規化位移及傾斜角是否滿足相對應性能等級可接受之標準。

表 2-1 重力式碼頭性能可接受標準

性能等級			第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
參數			第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
殘餘變位	壁體	正規化水平位移 $d/H(\%)$	$<1.5\%$ 或 $d<30\text{cm}$	$1.5\%\sim 5\%$	$5\%\sim 10\%$	$>10\%$
		向海側傾斜角	$<3^\circ$	$3^\circ\sim 5^\circ$	$5^\circ\sim 8^\circ$	$>8^\circ$
	岸肩	不均勻沉陷量	$3\text{cm}\sim 10\text{cm}$	N/A	N/A	N/A
		岸肩與後線陸地之沉陷差	$30\text{cm}\sim 70\text{cm}$	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	$<2^\circ\sim 3^\circ$	N/A	N/A	N/A

註：d 為壁頂的殘餘水平變位

N/A 為「Not Applicable」，設計時不予檢核。

資料來源：INA 2001

對於沉箱重力式碼頭在具有液化潛能工址之位移量，Iai (1999)對日本既有碼頭之案例分析統計指出：在規範設計地震力作用下，對非液化、僅背填土液化、背填土與基礎土壤均液化等三類工址，如圖 2.10 所示，正規化位移 d/H 分別為 $0\sim 5\%$ 、 $5\sim 10\%$ 、 $10\sim 20\%$ ；在 1.5~2.0 倍的規範設計地震力作用下，三類工址正規化位移 d/H 分別為 $5\sim 10\%$ 、 $10\sim 20\%$ 、 $20\sim 40\%$ ，這些參數可用於設計時粗略估算水平位移之大小範圍。

參考現有之耐震設計規範及相關研究報告所建議的分析方法與耐震性能準則，可利用簡化分析法(擬靜力分析)、簡化動力分析(滑動塊體法)與動力分析法(有限元素法或有限差分法)等三種方式配合碼頭重要性程度與地震等級要求進行沉箱重力式碼頭的耐震能力評估，如表 2-2 所示。

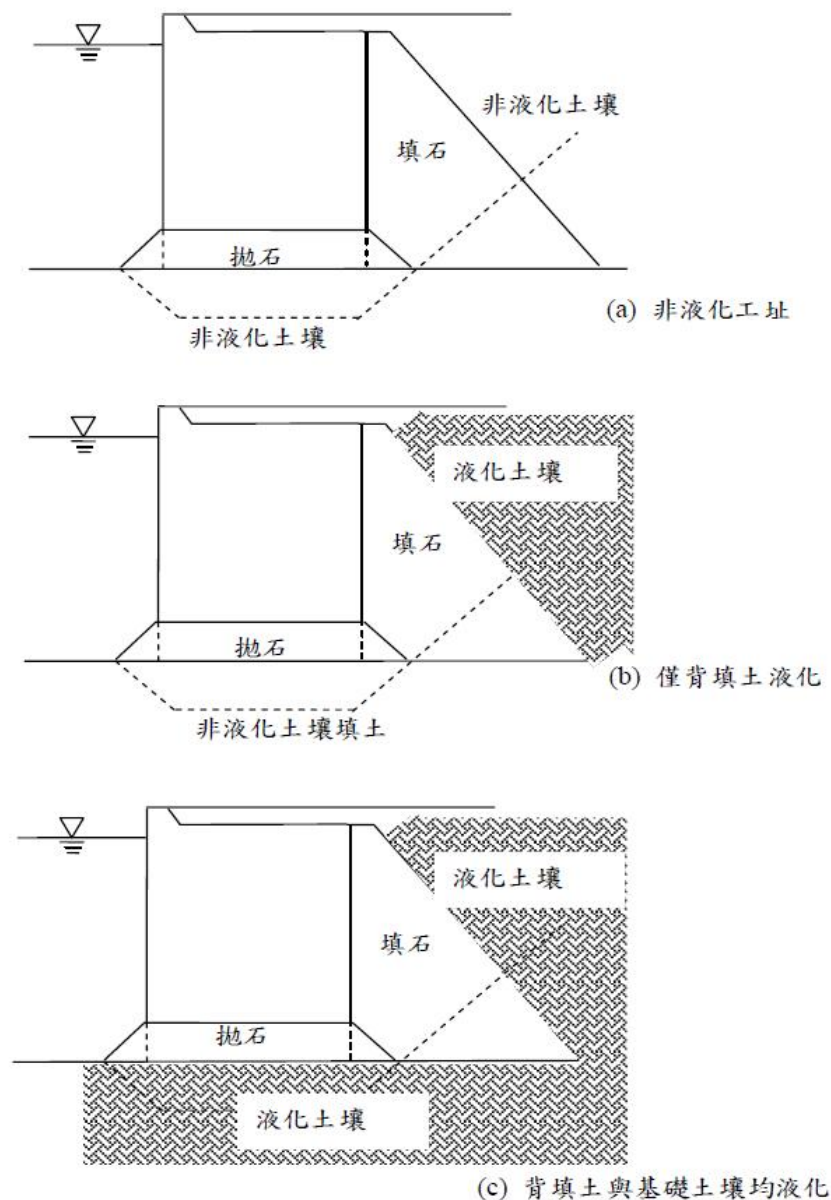


圖 2.10 重力式碼頭工址土壤可能液化狀態

資料來源：INA 2001

表 2-2 重力式碼頭結構之性能驗證分析法

碼頭種類	簡化分析	簡化動力分析	動力分析	
			結構模擬	土壤模擬
重力式碼頭	經驗公式或靜力分析法(考量有無土壤液化)	- 滑動塊分析 - 利用簡化圖表的參數分析法	- 有限元素法或有限差分法 - 線性或非線性分析 - 二或三維分析	- 有限元素法或有限差分法 - 線性(等效線性)或非線性分析 - 二或三維分析

2.3.1 簡化分析法

國際航海協會 INA 港灣構造耐震設計準則基於力平衡概念提出擬靜力分析法。基本原理為將構造物與承載土壤視為剛體，而地震力為施加於構造物側向之慣性力，由最大地表加速度 PGA 或震度係數 Kh 表示，逐步增加地震力計算結構達到臨界穩定狀態時的臨界滑動、臨界傾覆或臨界穩定性狀態之最大地表加速度或震度係數，取其最小值 (Kt) 與實際發生之地震係數 (Ke) 計算耐震安全係數 $FS = Kt/Ke$ 。分析時針對重力式碼頭的滑動穩定性、傾覆穩定性及基礎承载力作檢核。

1. 重力式碼頭滑動穩定性分析

分別就背填土未液化、背填土完全液化和背填土部分液化的情況進行分析。以擬靜力方式，將構造物所承受的地震力簡化為施加於構造物側向的靜態慣性力，並且計算作用於構造物上的動態作用力及滑動面上的正向作用力及抗滑動力，以檢討其滑動穩定性。

(1) 背填土未液化之受力示意圖如圖 2.11 所示。

重力式碼頭在水平方向之作用力，包含碼頭本身之水平慣性力 $Kh \cdot W$ 、殘留水壓力(Hydrostatic Force)(PWL(陸側)-PWS(海側))、海側潮位震盪變化之動水壓力 PWE(海側)以及被填土壤之動態主動土壓力 PAE，在不考慮碼頭趾部護基拋石所提供之被動

土壓力阻抗下，碼頭結構之抗滑動力僅有摩擦力阻抗 $\mu b \cdot (W' - K_v \cdot W)$ 。

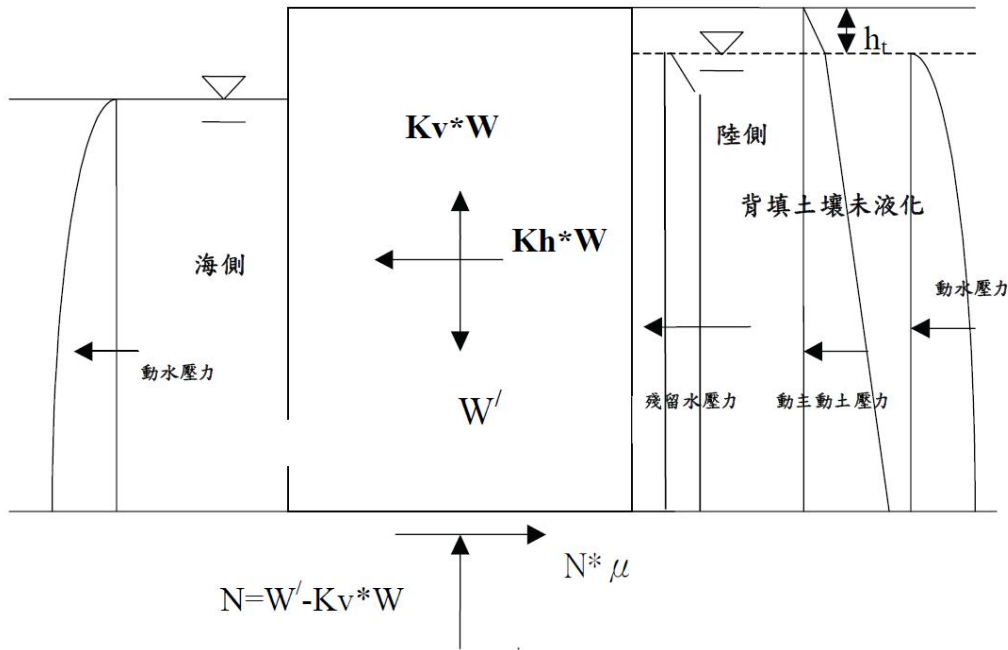


圖 2.11 背填土壤未液化之受力示意圖

在背填土未液化的情況下，抗滑動的安全係數以下式表示：

$$F_s = \frac{\mu_b \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_{WL} - P_{WS}) + (P_{WE})} \dots \dots \dots (2.1)$$

上式中， μb 為沉箱底部與基礎土壤之摩擦係數， W' 為碼頭之有效重量，及碼頭總重剪去浮力之重量， W 為沉箱式碼頭之總重量， K_v 為垂直地震力係數， K_h 為水平地震力係數。

殘留水壓力 在沉箱兩側水位高度不同的情況下，陸側地下水位與海側水位差異產生的殘留靜水壓力，假使兩側水位面相同，則殘留靜水壓力為零，以式(2.2)和式(2.3)計算。

$$P_{WL} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_1^2 \dots \dots \dots (2.2)$$

$$P_{ws} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_2^2 \dots\dots\dots (2.3)$$

γ_w 為水單位重 1t/m^3 ; h_1 為背填土區地下水位至沉箱底部之高度(m); h_2 為海側水位至沉箱底部之高度(m)。

動態水壓力(Hydrodynamic pressure)為受到地震力時,水位震盪變化之動水壓力,以式(2.4)計算(Westergaard 1933),而合力作用點為由沉箱底部算起 H_{WE} 處,計算方式如式(2.5),海側之動水壓力方為將壁體拉向海側之方向,陸側之動水壓力方向亦指向海側,但在計算地震時陸側之動態土壓力時已經包含被填土壤之動水壓力,所以不必另外計算陸側之動水壓力。

$$P_{WE} = \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot h_2^2 \dots\dots\dots (2.4)$$

$$H_{WE} = 0.4h_2 \dots\dots\dots (2.5)$$

背填土之受震時之動態主動土壓力包含地下水位以上與地下水位以下至沉箱底部之動態主動土壓力,以修正之 Mononobe-Okabe 公式計算,修正公式以水中之震度計算地下水位以下之動態主動土壓力,因此計算後之動態主動土壓力已包含陸側之動水壓力,計算公式如式(2.6)和式(2.7)所示:

$$P_{AE} = \left[K_{AE} \left(\frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t^2 \right) + K'_{AE} \left(\gamma_t \cdot h_t + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_L \right) h_L \right] \cos \psi \dots\dots (2.6)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2} \dots\dots\dots (2.7)$$

式中， P_{AE} ：動態主動土壓力

K_{AE} ：地下水位面以上動態主動土壓力係數

K'_{AE} ：地下水位面下動態主動土壓力係數

γ_t ：地下水位以上土壤單位重(t/m^3)

γ' ：地下水位以下土壤有效單位重(t/m^3)

h_t ：地下水位以上土層厚度(m)

h_L ：地下水位以下至沉箱底部土層厚度(m)

ϕ ：土層土壤內摩擦角(度)

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)

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

K ：震度， $K = K_h / (1 - K_v)$

K' ：水中之震度， $K' = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \cdot \frac{K_h}{1 - K_v}$ (Amano et al.1956)

背填土壤完全液化之受力示意圖如圖 2.12 所示。

背填土完全液化時，沉箱本身之慣性力、沉箱兩側之靜水壓力與海側之動水壓力不變，而背填土壤因發生液化，超額孔隙水壓上升至與原來土壤覆土壓力相等，此時土壤有效應力為零而不再有動態土壓力，而以超額孔隙水壓力 P_{LE1} 取代，而陸側之動水壓力則以動流體壓力 P_{LE2} 取代。抗滑動的安全係數以下式表示：

(2) 背填土壤完全液化之受力示意圖如圖 2.12 所示。

背填土完全液化時，沉箱本身之慣性力、沉箱兩側之靜水壓力與海側之動水壓力不變，而背填土壤因發生液化，超額孔隙水壓上升至與原來土壤覆土壓力相等，此時土壤有效應力為零而不再有動態土壓力，而以超額孔隙水壓力 P_{LE1} 取代，而陸側之動水壓力則以動流體壓力 P_{LE2} 取代。抗滑動的安全係數以下式表示：

$$F_S = \frac{\mu_b \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE1} + (P_{WL} - P_{WS}) + (P_{WE}) + P_{LE1} + P_{LE2}} \dots\dots\dots (2.8)$$

上式中， P_{AE1} 為地下水位以上之動態主動土壓力，超額孔隙水壓力 P_{LE1} 等於土壤原來之有效應力，如式(2.9)，而液化時之動流體壓力 P_{LE2} 因為土壤液化時，土壤顆粒如同流體懸浮於水中，對沉箱造成推力，因此計算方式如同未液化時之動水壓力，並且以飽和土壤單位重 γ_{sat} 取代水單位重 γ_w ，如式(2.10)。

$$P_{LE1} = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t + \frac{1}{2} \gamma' h_1^2 \dots\dots\dots (2.9)$$

$$P_{LE2} = \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_{sat} \cdot h_1^2 \dots\dots\dots (2.10)$$

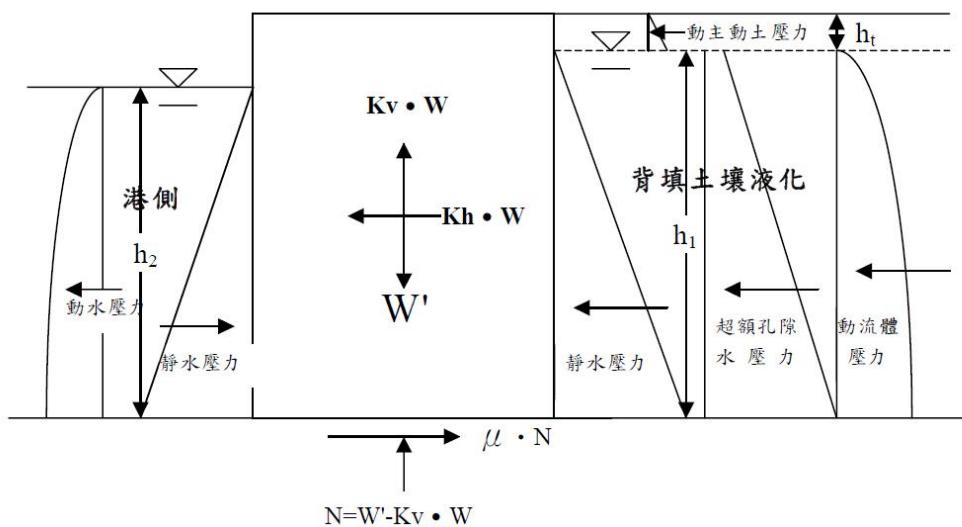


圖 2.12 水面下背填土壤完全液化受力示意圖

(3) 背填土壤部分深度液化之受力示意圖如圖 2.13 所示。

沉箱式碼頭受震發生液化時，液化範圍會隨著最大加速度 PGA 增加而由地下水位面往下發展之沉箱底部。其滑動在水平方向的驅動力為液化部分與非液化部分的結合，其抗滑動安全係數 F_S 如下式所示：

$$F_S = \frac{\mu_b \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE1} + (P_{WL} - P_{WS}) + (P_{WE}) + P_{LE1} + P_{LE2} + (P_{AENL} + P_{WENL})} \dots (2.11)$$

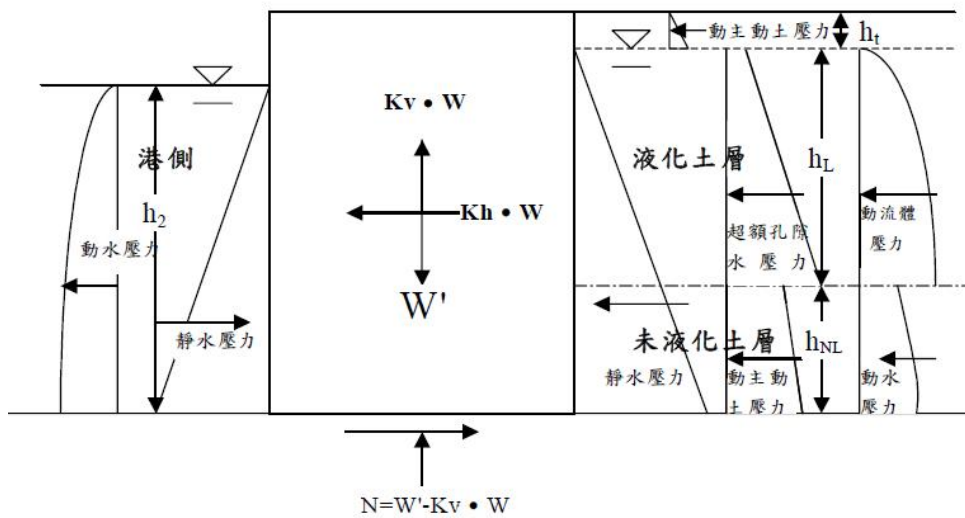


圖 2.13 水面下背填土壤部分深度液化受力示意圖

上式中 P_{LE1} 和 P_{LE2} 為液化部分之超額孔隙水壓力與動流體壓力， P_{AENL} 和 P_{WENL} 分別為未液化部分之動態主動土壓力和動水壓力。其餘之海側之動水壓力、殘留水壓力、水位面上方之動態主動土壓力、沉箱慣性力與抗滑動力皆與未液化及完全液化之情況相似。

2. 重力式碼頭傾覆穩定性分析

碼頭受震後之傾覆穩定性是以擬靜力方式計算構造物所承受之各項動態作用力及其距沉箱趾部端點之力矩進行力矩平衡分析，以檢討碼頭傾覆穩定性。碼頭受地震力作用時，其受力示意圖

如圖 2.14 所示：沉箱式碼頭之傾覆破壞通常發生於向海側方向，因此以沉箱趾部為支點，順時針方向為抗傾覆力，逆時針方向為傾覆之驅動力。傾覆之驅動力包括碼頭本身之水平慣性力、陸側之動主動土壓力(包含陸側動水壓力)、陸側靜水壓力，及海側之動水壓力；而抗傾覆力則有沉箱之正向力 $N=$ 和沉箱海側之靜水壓力。抗傾覆之安全係數，計算方式如下：

$$F_S = \frac{(W - K_V \cdot W) \cdot L_N + P_{WS} \cdot L_{WS}}{K_h \cdot W \cdot L_I + P_{AE} \cdot L_{AE} + P_{WL} \cdot L_{WL} + P_{WES} \cdot L_{WES}} \dots\dots\dots (2.12)$$

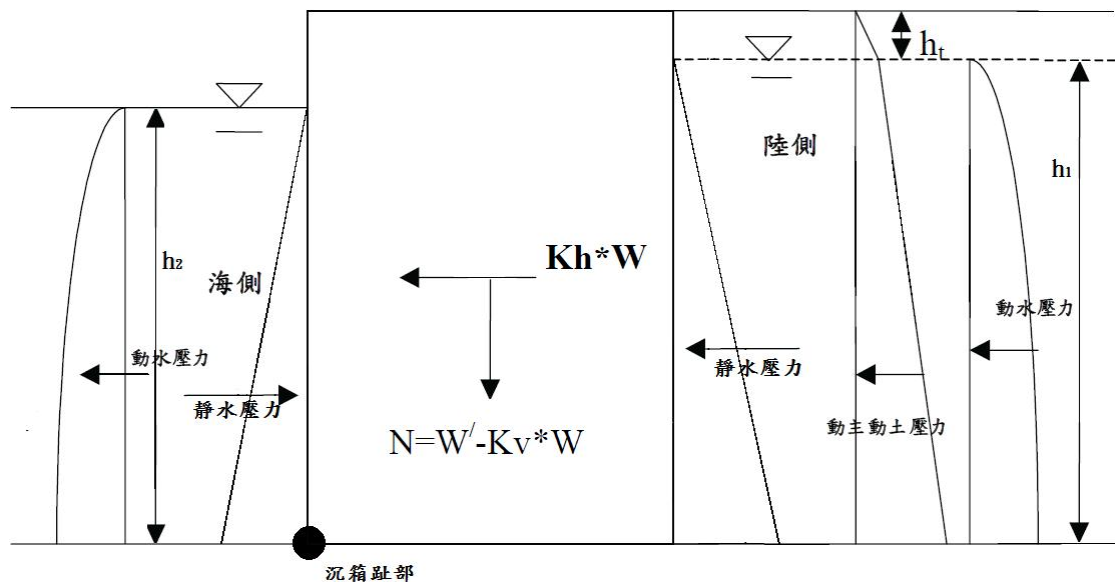


圖 2.14 沉箱式碼頭傾覆穩定性分析示意圖

3. 重力式碼頭基礎承载力穩定性分析

沉箱之底部土壤承载力穩定性分析主要採用淺基礎之土壤承载力計算方式，根據交通部運研所「港灣構造物設計準則修訂」第五篇第二章中淺基礎承载力分析之相關規定，淺基礎在砂質土壤情況之容許承载力以下式計算之：

$$q_a = \frac{1}{F} (\beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D \cdot N_q) + \gamma_2 \cdot D \dots\dots\dots (2.13)$$

式中， q_a ：基礎承载力(考慮基礎在水中部分所受之浮力)(kN/m²)

B ：基礎最小寬度(或圓形基礎直徑)(m)

D ：基礎設置深度(m)

γ_1 ：基礎底面下地層土壤單位重(kN/m³)

γ_2 ：基礎底面上地層土壤單位重(kN/m³)

N_r 、 N_q ：承载力因數 (如圖 2.15 所示)

β ：基礎形狀係數 (如表 2-3 所示)

F ：安全係數；重要結構物：2.5 以上；一般結構物：1.5 以上

而沉箱基礎在地震時所承受之垂直力 F_v 則以沉箱載重作用於
 基底之垂直力表示，計算方式如式(2.14)。

$$F_v = \gamma'_c \cdot h_c + K_v \cdot \gamma_c \cdot h_c + P_{AE} \sin \delta \dots\dots\dots (2.14)$$

式中， γ'_c ：沉箱有效單位重(kN/m³)

h_c ：沉箱高(m)

K_v ：垂直地震係數

γ_c ：沉箱單位重(kN/m³)

P_{AE} ：動態主動土壓力(kN/m²)

δ ：沉箱後壁與背填土壤間之介面摩擦角

$P_{AE} \sin \delta$ ：地震時動態主動土壓力合力於垂直向的分力

為確保沉箱底部之土壤承载力足夠，基礎承载力 q_a 必須大於沉箱基礎之垂直力 F_v ，否則沉箱無法自立，便會發生破壞，此時即須對沉箱進行重新設計。

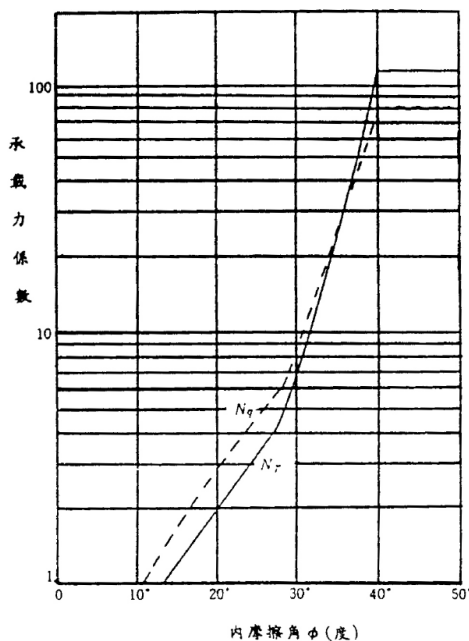


圖 2.15 承载力係數(港灣構造物設計準則修訂)

表 2-3 基礎形狀係數(港灣構造物設計準則修訂)

基礎底面形狀	連續形	正方形	圓形	長方形*
β	0.5	0.4	0.3	0.5-0.1(B/L)

*註 B：長方形基礎之短邊長

L：長方形基礎之長邊長

2.3.2 簡化動力分析法(滑動塊體分析法)

相對於擬靜力分析法和有限元素法，滑動塊體分析法 (sliding block analysis)把結構主體視為可滑動之塊體，地震力為作用於結構基礎之地震加速度歷時，主要分析土工結構受地震超出抗滑能力時之反應，已及計算地震引致之總滑移量。為了評估重力式碼頭結構物受地震力作用之滑移量，根據 Newmark 提出的簡易滑動塊體法來分析剛性

塊體在於水平地表運動過程期間所導致的總滑移量，如圖 2.16 所示。假設質量 m 的塊體為剛體，放置於水平表面上，而滑動面的力學行為與彈塑性模式相符合；當地震發生時，塊體之水平方向慣性力由滑動面之抗剪力來維持塊體的動態平衡，所以塊體之運動狀態與滑動面所提供的抗剪力有關。

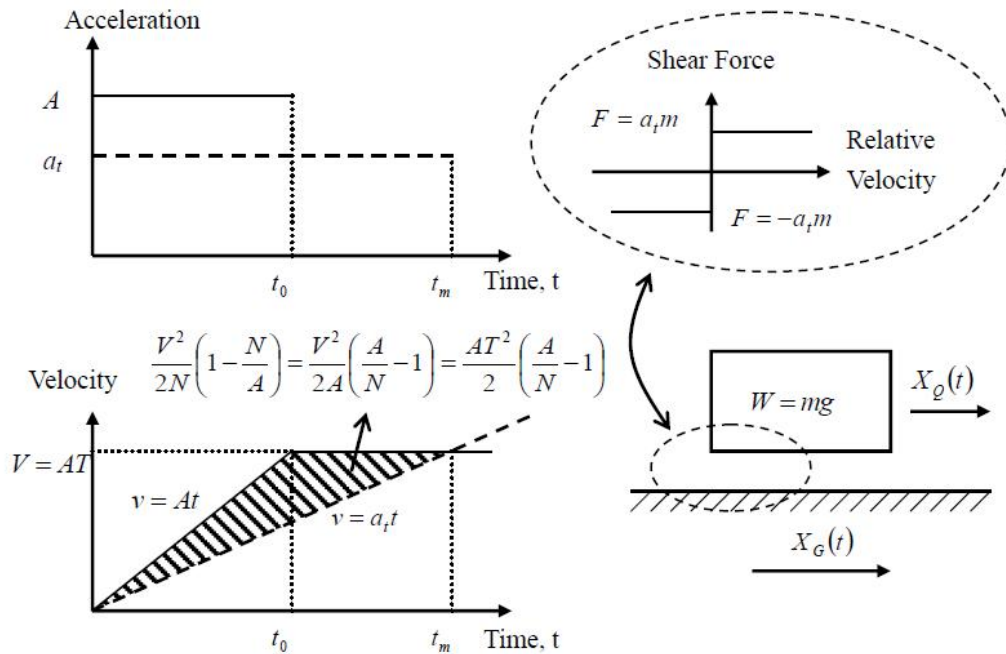


圖 2.16 Newmark 之滑動塊體分析法的觀念

資料來源：Newmark, N.M. 1965

當地震發生時，假設地表位移歷時為 $X_G(t)$ ，塊體位移歷時為 $X_Q(t)$ ，塊體因受慣性力作用而有向外滑動之趨勢，並由滑動面之抗剪力來維持塊體的動態平衡。當塊體未滑動時，塊體與地盤一起運動；當塊體之水平慣性力大於滑動面之極限抗剪力之瞬時，則塊體與地表之間就會有相對運動發生，此時之加速度稱為臨界滑動加速度 a_t ；而在滑動期間，若地盤與滑動塊體之相對速度減為零時，則滑動停止，塊體再次與地表一起運動。根據滑動面與彈塑性模式之假設，滑動期間之滑動塊體加速度以等加速度 a_t 運動，因而將塊體與地表間的相對加速度積分二次則可求得塊體滑移量。重力式碼頭利用滑動塊體分析法之簡化動力流程如圖 2.17 所示。

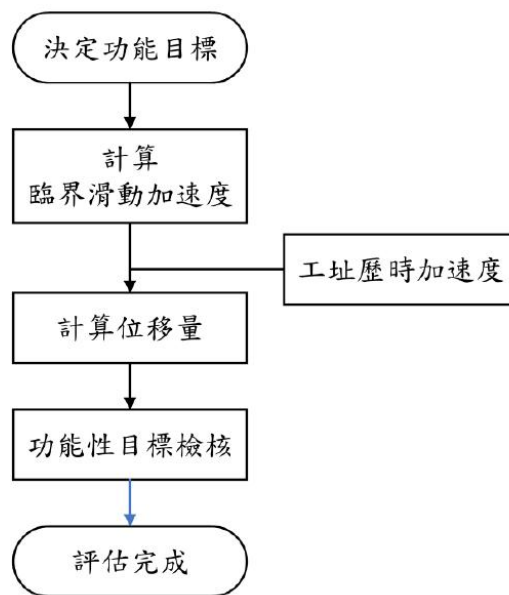


圖 2.17 重力式碼頭簡化動力分析(滑動塊體分析)流程圖

2.3.3 動力分析法

重力式碼頭的動力分析法，一般可採用有限元素(finite element method, FEM)或有限差分(finite difference method, FDM)等數值方法，模擬「碼頭-基礎拋石」與「碼頭-背填材料」兩者結構土壤介面之滑動行為，並考慮超額孔隙水壓激發對碼頭穩定性及變位之影響，已及土層之非彈性行為，利用具代表性之實際地震紀錄作為輸入運動，進行非線性動力歷時數值分析，探討在所考量地震等級下，重力式碼頭結構之性能表現是否符合性能要求，以評估其耐震能力。

針對土壤液化後對港灣擋土結構所造成之影響分析，由於液化前後土壤性質、力學機制與作用時間等明顯不同，一般多將其分成二個階段：(1)自受地震力作用至土壤開始產生液化以及其後過程之歷時互制行為與(2)液化土壤產生側潰後考慮地盤側向位移對擋土結構所造成之影響。

液化土壤－擋土結構系統之動態行為實際上應為耦合反應(coupled response)，即經由土壤傳播之地震波會造成擋土牆與上部結構震動，且上部結構之震動亦會影響下方土壤之動態行為，分析液化土

層之擋土結構系統時更需將因孔隙水壓激發造成之地震波傳遞影響及液化土層側向位移一併考量，但其物理模式複雜，為簡化分析，實務上多採將土壤動態反應與擋土結構個別分析之非耦合分析(decoupled analysis)，並以動態 Winkler 系統模擬土壤－擋土結構之互制行為。其物理模型如圖 2.18 所示，Winkler spring 之功用為連結土壤與土中結構元素之介面，其物理意義為使其力學反應可彼此連結，於數值模擬中則為連結土壤固體元素與結構樑元素或不同材料間之介面元素(interface element)，以形成完整勁度矩陣。沉箱碼頭分析時將沉箱模擬為埋置土中之固體彈性元素，周圍土壤以 Winkler 彈簧模擬土壤勁度並以並聯或串聯之 dashpot 模型模擬土壤阻泥(damping)效應。

土壤動態反應分成二區：近場區(near field)及自由場(free field)，自由場為單純考慮向上傳播之剪力波造成之地盤反應，其反應與土中結構元素互不影響，近場區則考慮土壤－結構互制效應之土層反應，近場區之土壤元素反應除受地震波影響外，亦受結構反應影響，結構元素亦受地震波與近場土壤元素影響，近場區連結結構與土壤元素之 Winkler 彈簧多採用可模擬非線性彈塑性質之彈簧，考慮背填土液化時尚須將孔隙水壓力激發對土壤勁度與彈簧勁度改變加以考慮。

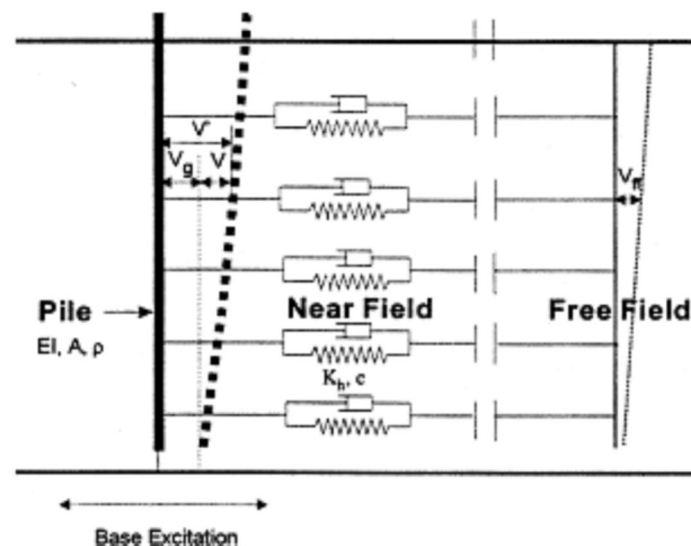


圖 2.18 Bean on Winkler Footing 模型示意圖
(Modified from Finn and Fujita 2002)

Klar and Frydman (2002, 2004)以有限差分程式 FLAC 結合 Martin et al. (1975)之孔隙水壓力激發模式並考慮水壓消散行為進行時間域三向度液化土層－基樁動態分析，其結果相當接近於考慮耦合反應之有效應力分析，其缺點為土壤勁度與孔隙水壓分別考慮。

本計畫將以 FLAC 程式進行動態有效應力分析，FLAC 為有限差分數值分析程式，其內建之 Finn Model 與 Martin et al. (1975)相同，可進行與 Klar and Frydman (2002, 2004)所建議之程序相同之時間域動態有效應力分析，本計畫前期亦以 FLAC 與 FLAC3D 及其 Dynamic option 進行自由場與棧橋式碼頭動態有效應力分析，其程序類似於 Klar and Frydman (2002, 2004)之建議，其定性行為與文獻及現地震後觀測結果類似。

第三章 沉箱震動台模型數值模擬

3.1 沉箱模型擬靜態分析

對於沉箱碼頭的設計流程，本研究採用「港灣構造物設計基準修訂」（交通部運研所，2005）建議之設計流程進行沉箱碼頭模型之設計。分析與設計流程如圖 3.1 所示：

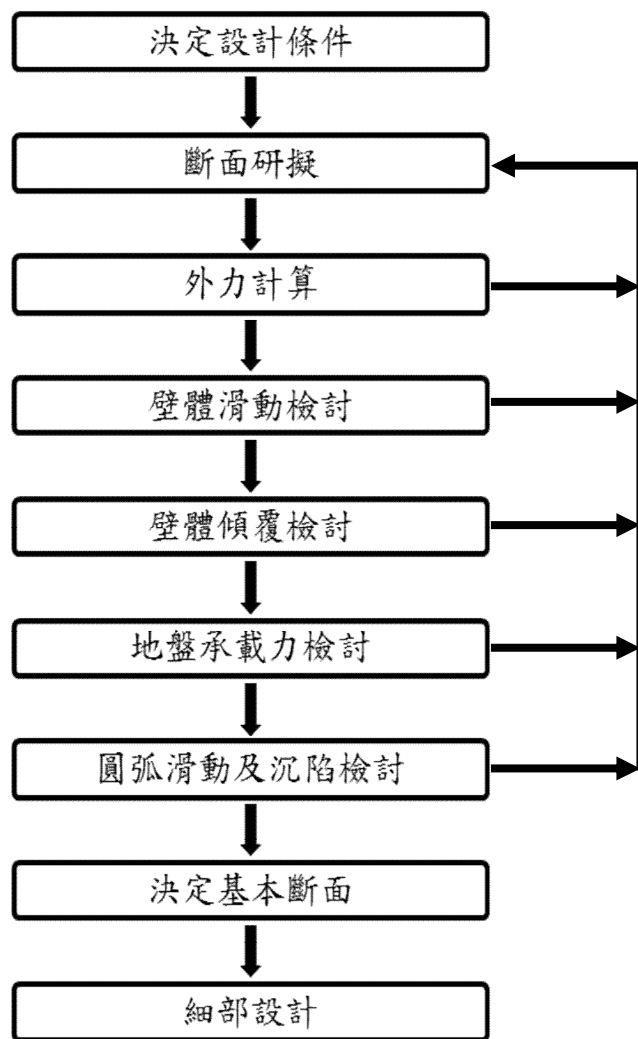


圖 3.1 沉箱重力式碼頭之設計流程

（「港灣構造物設計基準修訂」，交通部運研所，2005）

在進行設計分析時，必須先決定沉箱的尺寸，一般在現地決定沉箱尺寸時，必須考慮沉箱製作設備之能力、沉箱安放位置之水深、沉箱之安定能力及上部載重等問題。本研究將沉箱式碼頭模型與砂土置入剪力盒中進行受震試驗，因此在進行沉箱模型之設計時，須避免超過剪力盒所能容納之尺寸與邊界效應，經由試誤過程，試驗所需之剪力盒為長寬各為 188 公分，高為 152 公分的大型砂箱，為了避免邊界效應，本研究將沉箱模型之高度假設為 50 公分、寬度為 33 公分的箱型結構物，並且在內部填充礫石，並且根據設計流程，砂土與礫石之強度參數根據交通部運研所於 2005 年發行之「港灣構造物設計準則修訂」建議以及交通部運研所於 2012 年對試驗用之越南砂進行物理試驗得到之強度參數進行分析，進行安定能力之分析以確定此模型有足夠之安定能力足夠模擬現地沉箱式碼頭之行為，並且使其能滿足動態模型試驗所需要之強度，使其沉箱式碼頭之模型在靜態時能維持穩定，在小地震時發生破壞以得到足夠的數據進行比對。

在進行安定能力之檢討分析時，採取以下各項假設：

1. 在試驗中沉箱模型裝設於剪力盒中進行模型試驗，因此考慮剪力盒中之尺寸效應及邊界效應，假設沉箱模型高度 50 公分，寬度 33 公分進行擬靜態分析。
2. 海側及岸側之水位面皆在沉箱頂部，因此忽略殘留水壓力之計算。
3. 回填與基底砂土為均質土，土壤有效內摩擦角 ϕ' 為 33 度。(交通部運研所，2012)
4. 背填與基底礫石土為均勻級配，有效內摩擦角 ϕ' 為 45 度。(交通部運研所，2005)
5. 壁面摩擦角取與沉箱壁面接觸之礫石之摩擦角之 $2/3$ 倍為 30 度。
6. 砂土飽和單位重 19kN/m^3 ，礫石單位重為 20kN/m^3 水單位重為 9.81kN/m^3 。(交通部運研所，2012)

7. 沉箱為一剛性體。

8. 最大加速度 a_{max} 分別為 0.1g、0.15g 與 0.2g，用來表示地震造成之加速度效應，使用式(3-16)換算成地震係數 k_h (Noda et al. 1975)。

$$k_h = a_{max}/g \quad (a_{max} < 0.2g)$$

$$k_h = \frac{1}{3} \left(a_{max}/g \right)^{\frac{1}{3}} \quad (a_{max} \geq 0.2g) \quad \dots\dots\dots(3.1)$$

9. 實體模型擬靜態分析之受力機制分別以背填土未液化及背填土完全液化之情形進行討論，如圖 2.11 與圖 2.12。

3.1.1 簡化分析法

首先以 2.3.2 介紹之簡化分析法對沉箱模型進行壁體滑動、壁體傾覆與地盤承载力之檢討。可以計算得到在最大加速度 a_{max} 為 0.1、0.15 與 0.2g 的情況下，其抗滑動與抗傾覆之能力如表 3-1 所列：

表 3-1 模型之抗滑動與抗傾覆之安全係數

最大加速度 a_{max}	背填土未液化 抗滑動安全係數	背填土未液化 抗傾覆安全係數	背填土完全液化 抗滑動安全係數
0.1g	1.37	1.57	0.52
0.15g	1	1.15	0.44
0.2g	0.76	0.92	0.39

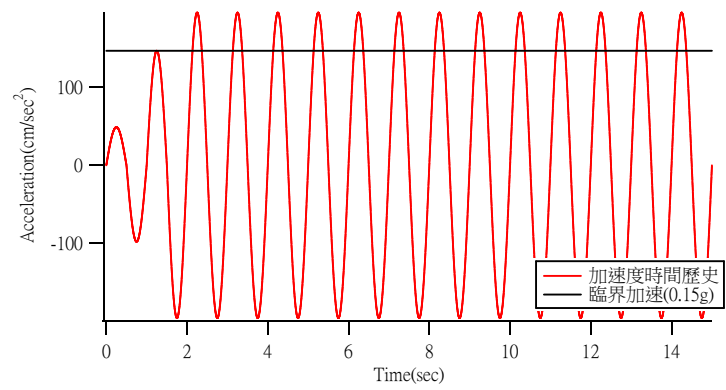
由擬靜態分析結果可知，不考慮背填土完全液化之情況時，沉箱式碼頭模型在最大加速度 a_{max} 小於 0.15g 的情況下尚能保持自立，而 0.15 即為臨界地震係數 k_t ，代表結構達到臨界穩定性(安全係數 FS=1)時之最大地表加速度或震度係數。而在背填土完全液化之情況下，沉箱模型會受到較大的背填土側向土壓力，抗滑動之安全係數均小於 1，且因模型抗滑動安全係數較傾覆安全係數為低，因此在此情況下，沉

箱模型無法穩定自立，而擬靜態分析只能分析沉箱模型在此受力機制下之穩定情形，而其液化潛能與受震下液化之情形需要進行動力數值分析才能了解。

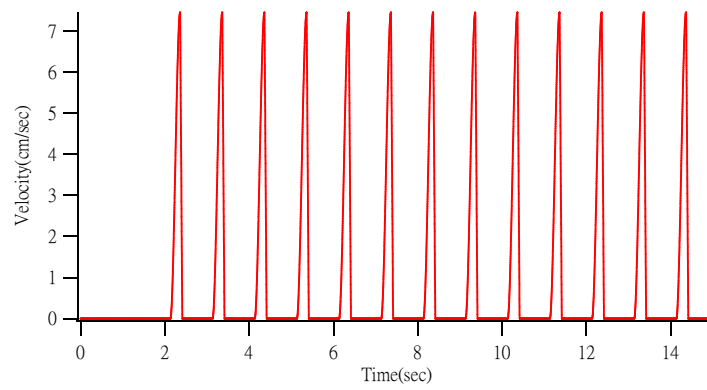
確定沉箱模型之抗滑動與抗傾覆能力之後，以前述之式(2.13)及式(2.14)進行承載力之分析。在安全係數為 2.5 的情況下，基礎承載力為 12.54 kN/m^2 ，而沉箱模型之垂直有效作用力為 10.38 kN/m^2 ，因此承載力檢核的結果為沉箱模型底面土壤能夠承受沉箱之重量，在靜態時，沉箱式碼頭模型能夠維持穩定。

3.1.2 簡化動力分析

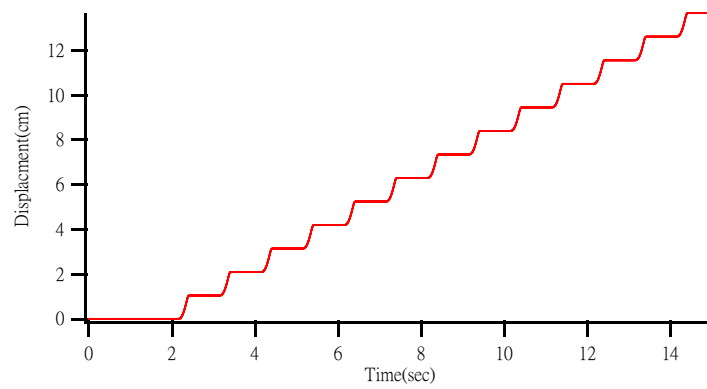
沉箱模型受震之滑動量以 2.3.2 介紹之簡化動力分析進行檢核，滑動量的計算方式分別採用滑動塊體分析法及簡化圖表分析法，以臨界地震係數 $0.15g$ 作為滑動之臨界加速度，並且以頻率為 1Hz 、延時為 15 秒的 sine 波加速度時間歷時進行滑動量分析，計算得到各個最大加速度之滑動量。計算過程如圖 3.2 所示，圖 3.2 為最大加速度為 $0.2g$ 時的滑動量計算過程。其中各個加速度之滑移量如圖 3.3 所示。



(a)



(b)



(c)

圖 3.2 滑動塊體法分析結果(a)加速度時間歷時(b)速度時間歷時(c)滑動量時間歷時

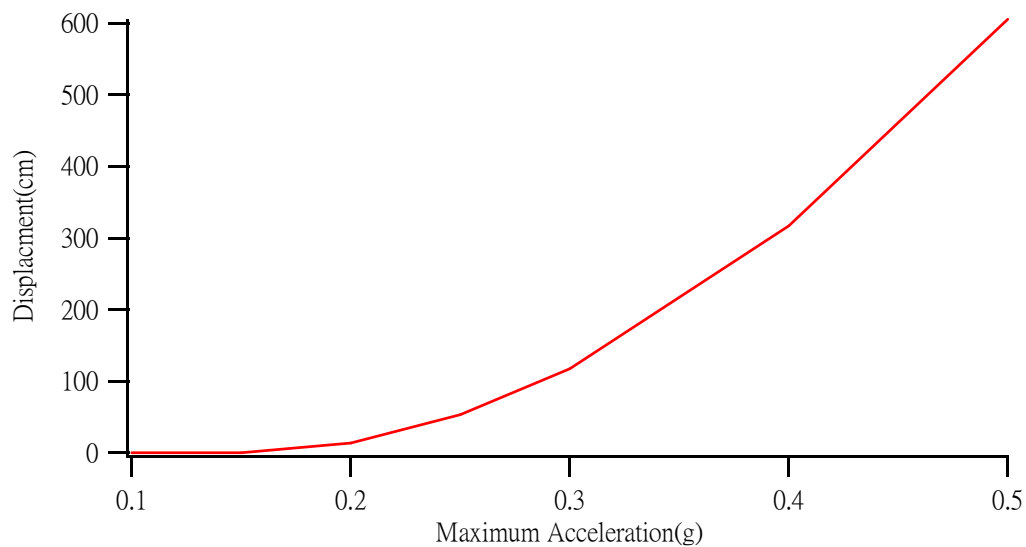


圖 3.3 最大加速度與滑移量之關係(滑動塊體法)

3.2 沉箱震動台模型二維數值模擬

本研究之數值模擬主軸為液化土層之土壤-擋土結構動態有效應力分析，以模型試驗與數值模擬二種方法彼此間可作為規劃與驗證之用，其目的為建構可靠數值分析程序，以回饋設計修正與建立震後災損預測模式，進行土壤-擋土結構動態有效應力分析中主要元件包括適當土壤組構模式、土壤-擋土結構介面及動態邊界條件。本年度進行之數值分析主要為進行考慮試驗狀態下模型二維有效應力動態分析，以設計沉箱模型並據以進行量測規劃，並以實體模型試驗資料驗證與修正數值分析結果，利用量測之土壤動態反應、孔隙水壓力激發與結構反應之結果比對，調教包括土壤動態材料參數、模型邊界條件設定及土壤-結構互制參數等輸入參數。

3.2.1 數值分析原理

液化土壤－沉箱結構系統之動態行為實際上為耦合反應(coupled response)，即經由土壤傳播之地震波會造成沉箱與上部結構震動，且上部結構之震動亦會影響下方土壤之動態行為，分析液化土層之沉箱系

統時更需將因孔隙水壓激發造成之地震波傳遞影響及液化土層側向位移一併考量，但其物理模式複雜，為簡化分析，實務上多採將土壤動態反應與板樁—上部結構個別分析之非耦合分析(decoupled analysis)，並以動態 Winkler 系統模擬土壤—沉箱之互制行為。

非耦合分析物理模型為將板樁視為埋置土中之樑，周圍土壤以 Winkler 彈簧模擬土壤勁度並以並聯或串聯之 dashpot 模型模擬土壤阻尼(damping)效應，本研究以 FLAC 中之基樁元素(pile element)模擬土中沉箱壁面，結合 Martin et al. (1975)之孔隙水壓力激發模式並考慮水壓消散行為進行時間域沉箱式碼頭動態分析，模擬沉箱式碼頭之動態反應。

1. 土壤元素

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

進行動態載重下液化行為有效應力分析時，除考慮應力應變行為外，亦需將因應變造成之孔隙水壓力列入考量，以 FLAC 內建之 Finn and Byrne Model 分析，將非線性勁度變化與孔隙水壓力分開考量，所需之孔隙水壓力激發模式參數初期以 SPT 之 N 值估算，非線性應力與應變關係則以 Mohr -Coulomb 模式模擬並加入滲流影響。

為考慮動態分析時之幾何阻尼效應與數值穩定，需以人為方式施加阻尼，常以 Rayleigh damping 形式施加。然而，在以彈-塑性行為做為組成率的分析模式中，例如莫耳-庫倫塑性模式

(Mohr-Coulomb Plasticity Model)，多數之能量消散會在呈現塑性流(Plastic Flow) 期間發生，並且會隨著剪應力或剪應變震幅的增加而增加，因此本計畫以考慮非線性應力應變關係中之切線勁度(tangent stiffness)，Masing rule 模擬應力大小改變之阻滯阻尼(Hysteretic damping)，並以 Hardin 公式中之 reference strain 定義阻滯，模擬阻尼效應，另結構物其阻尼則以 5% 之勁度阻尼模擬，質量阻尼為 0。

2. 結構元素

本研究之沉箱式碼頭主要由基樁元素及彈性體元素組成，沉箱本身為剛性體，因此以彈性體元素進行模擬，壁面則以基樁元素進行模擬，基樁元素為二維元素，可傳遞正向力、剪力及彎矩至接觸之土壤，基樁本身限制其軸向降服行為，但可指定其節點形成塑性鉸，模擬彎矩破壞，其與周圍土壤之互動以介面元素傳遞，介面元素本身具備正向與剪向彈簧，並可指定其彈簧行為，此介面特性可用以模擬土壤結構互制行為，而周圍土壤則以自由場中之土壤元素模擬。

3. 土壤-結構介面

本研究以考慮正向(normal)與剪向(shear)線性 Winkler 彈簧，並導入 Mohr Coulomb 之破壞機制，模擬土壤與結構元素介面行為，稱為 Mohr- Coulomb 介面彈簧模式，以進行時間域二維動態數值分析。

4. 邊界條件

進行動態分析時需輸入適當之動態邊界條件，可以隨時間改變之荷重或格點運動量施加，FLAC Dynamic 所提供之動態輸入邊界包括作用於網格表面之應力或壓力歷時及作用於節點之荷重、速度或加速度歷時等，速度或加速度歷時一般多用於模擬自底部岩盤向上傳遞之地震波，振動台剪力盒底部與振動台連結，因此底部為剛性基礎，而剪力盒可視為自由場，因此模型兩側設定為黏滯邊界，

以模擬兩側無限延伸之自由場。

由於臨海擋土結構一側受土壤側向土壓力，另一側受水壓，地震時需將兩側之側向壓力差列入考慮。考慮水下結構物 (submerged structure) 之動態水壓力之影響實務上均假設流體為不可壓縮且無黏滯與旋轉運動，忽略波浪效應並假設結構物不動下以增加部分流體之質量(virtual mass)於結構物上之方式，使其產生等值之動態效應方式，所增加之 virtual mass 約等於以面水側高度為直徑之圓柱體積之液體，其結果為產生隨深度變化之非線性水壓力分佈(Newmark and Rosenblueth (1971))。但其準確度受結構物勁度與幾何形狀影響，且需將增加之 virtual mass 動態效應於時間域計算中施加於受影響元素範圍並不確定。此一方式於類似基樁之四面為海水所包覆之結構較為適合，因其不同方向震動之效應相同，但以沉箱此類結構兩面介質不同之系統，其包圍介質之土壓力與水壓力效應並不相同，以相同之 added mass 概念並不適合。

另一種方式為以簡化之 Westergaard(1931) 動態水壓力形式 (ΔU_i) 施加於面海側之邊界，動態水壓力其大小為：

$$\Delta U_i = \frac{7}{12} h^2 \gamma_w k_h \dots\dots\dots (3.2)$$

式中 h 為水深， γ_w 為水單位重， k_h 為水平地震係數，依 Matsuo and O' hara (1960) 之研究得出牆後之動態水壓力為純水之 70%，因此作用於牆面之淨動態水壓為：

$$\Delta U_i = \frac{7}{40} h^2 \gamma_w k_h \dots\dots\dots (3.3)$$

整合於時域(time domain)數值分析時，以海床加速度為水平地震係數，以與振動方向相同之壓力邊界形式施加於面海側進行模擬，本研究以此概念進行分析，定量評估水壓對錨沉箱式碼頭之影響。結果顯示其於板樁彎距大小之差異小於 10%，且其效應為增加板樁之穩定，但由於過於簡化其準確度仍有待驗證。

3.2.2 數值分析模型

設置於震動台之沉箱式碼頭模型斷面如圖 3.4 所示，根據圖 3.4 進行擬靜態分析得到能在靜態情況下維持穩定之模型尺寸，配合震動台之尺寸進行設置，沉箱模型為一高 50cm、寬 33cm 之剛體，海側海床深度為 70cm，沉箱底面為厚度 10cm 之礫石基底，陸側之沉箱背後為三角形分佈之背填礫石共三層，碼頭上方無載重施加於地表。

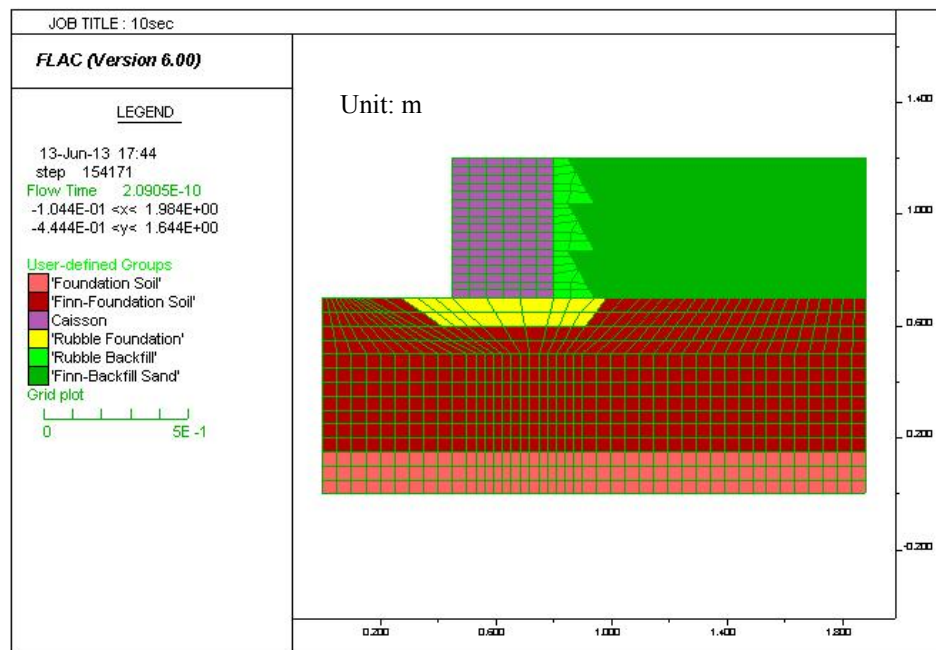


圖 3.4 沉箱碼頭模型之數值模型

模型以乾淨砂配合實降方式準備，因此土層為均勻堆積，考慮應力變化且沉箱模型背後支背填土壤須以人工回填方式準備，因此除了礫石層與砂土外，將砂土層分為三類，海床最底層為彈性層，上方土層為可激發孔隙水壓力之 Finn model 土層；沉箱模型背後之背填土壤亦為可激發孔隙水壓力之 Finn model 土層，本研究根據交通部運研所於 2012 年對試驗用之越南砂土進行之物性試驗，採用越南砂土之強度參數為 $c=0$ 及 $\phi=33^\circ$ 、土壤單位重為 1900kg/m^3 。至於基底及背填之礫石層皆為超額孔隙水壓不會激發之 Mohr-Coulomb model 土層，礫石層之強度參數及土壤密度根據交通部運研所「港灣構造物設計準則修

訂」之建議為 $c=0$ 及 $\phi=45^\circ$ ，礫石單位重為 2000kg/m^3 ，每一網格大小約為 $4\text{cm}\times 4\text{cm}$ ，依位置及幾何形狀的需求而有差異，網格分佈如圖所示圖 3.5。被填砂土之緊密情況根據實際試驗量測到之結果其相對密度為 70%。

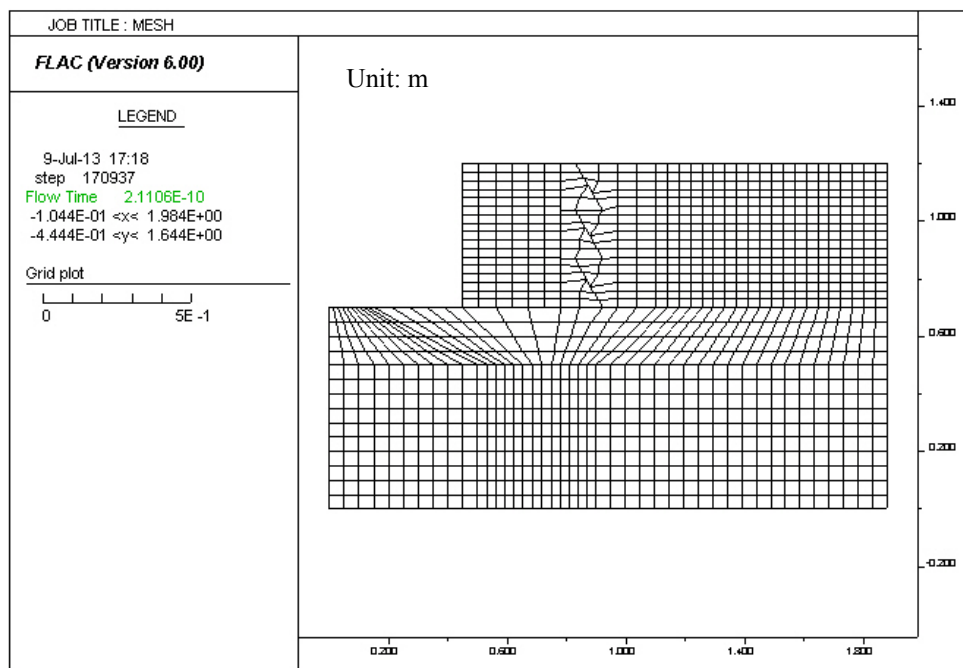


圖 3.5 數值模型網格圖

本研究分析主要分成兩個階段，分別為現有之系統靜態穩定分析及動態有效應力分析，依此二階段規畫之數值模擬共分七個步驟：(1)土壤網格與結構元素建立；(2)材料強度參數之指定並重力平衡；(3)初始靜態條件指定並進行重力平衡；(4)水壓邊界條件指定；(5)於可能液化土壤使用 Finn model；(6)給定動態阻尼參數、動態邊界條件及動態水壓力；(7)規劃監測點及施加地震力。分別敘述如下：

本研究建立之網格依照沉箱式碼頭模型假設之設計斷面，建立一寬 188cm，高 120cm 之範圍，海水位面於從底部算起高程 (Elevation) 120cm 處，在本研究中，高程 (Elevation) 皆為從底部高程為零算起之高度；土壤部分不考慮水波之影響，將海床分成三層，基底海床 (Foundation Soil) 為高程 0cm 至 30cm，為 SP 類土壤，設定為彈型

土層且不會液化，以 Mohr-Coulomb model 進行模擬；上方海床 (Finn-Foundation Soil) 為可能液化之土壤，以 Finn model 進行模擬，高程 30cm 至 70cm，為 SP 類土壤，其相對密度 D_r 為 70%，考慮液化之情形；背填砂土 (Finn-Backfill Soil) 為高程 70cm 至 120cm，屬 SP 類土壤，其 $(N_1)_{60}$ 為 10 並可能液化，以 Finn model 進行模擬；其中沉箱下方為厚度 10cm 之基底礫石層 (Rubble Foundation)，土壤分類為 GW，不考慮液化；沉箱背後之背填礫石層 (Rubble Backfill) 與基底礫石層相同，土壤分類為 GW，不考慮液化，土壤材料參數如表 3.2 所列。本研究採用之動態數值模型中，土壤之動態參數根據交通部運研所，2012 對試驗用之越南砂土進行剪力波速量測得到之剪力模數，以及假設飽和砂土之柏松比為 0.49 得到對應之體積模數。

沉箱模型在進行模擬時假設為一剛體，並在與土壤的交界面設定勁度高且無質量之基樁元素，以模擬沉箱-土壤介面滑動情況與監測介面元素受力之情形。基樁元素為二維元素，可傳遞正向力、剪力及彎矩至接觸之土壤，其與周圍土壤之互動以介面元素傳遞，介面元素本身具備正向與剪向彈簧，並可指定其彈簧行為，因此可以此介面元素來模擬土壤與結構之互制行為，其物理模形如圖 2.18 所示。剪向彈簧勁度 (k_s) 與作用於基樁上剪力 (F_s) 關係為：

$$\frac{F_s}{L} = k_s (u_p - u_s) \cdots \cdots \cdots (3.4)$$

式中 L 為基樁元素長度， u_p 及 u_s 分別為平行基樁軸向之基樁與土壤變位，考慮其介面行為符合 Mohr-Coulomb 準則，則其行為如圖 3.6 所示，正向彈簧行為與剪向類似，但作用平行於基樁元素法線方向。基樁元素間距設為零以模擬連續之沉箱，結構元素之節點間距離為 4cm 以與土壤元素之節點連結。結構元素以鋁板之材料性質進行模擬，結構元素參數如表 3.3 所列。

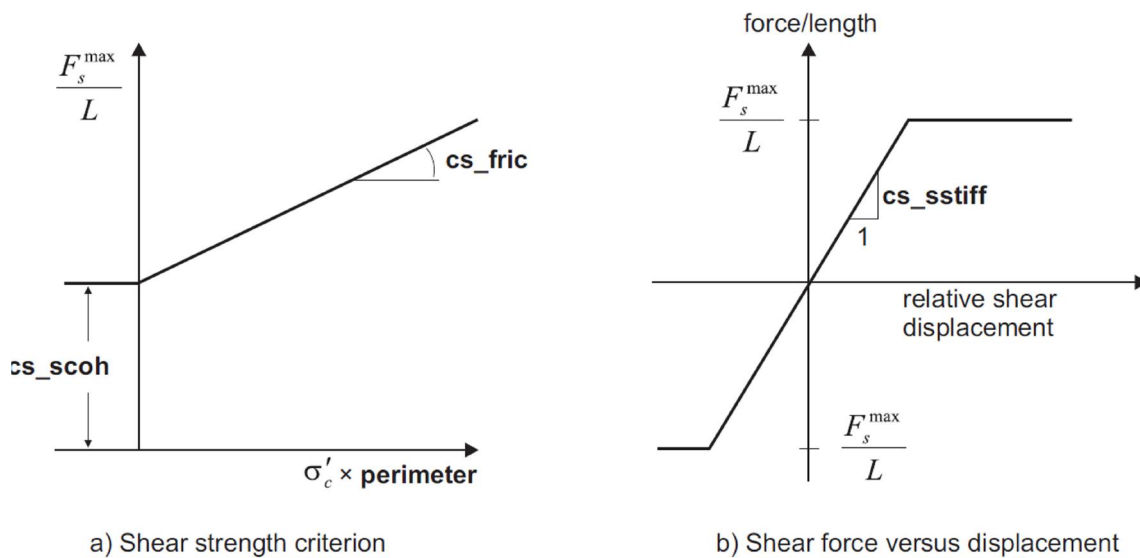


圖 3.6 Mohr-Coulomb 剪向彈簧介面行為

進行靜力平衡時，設定邊界條件左右兩側為水平向固定之 roller，底部為垂直向固定之 roller，靜態時需考慮靜水壓力之分佈，考慮水壓之影響，因模型土壤全處於浸水狀態，因此以浸水單位重取代總體單位重，直接扣除水壓力，可略過滲流分析程序，另於海側考慮相對於碼頭深度之水壓施加於海床頂部，沉箱面海側則施加線性增加之水壓，垂直有效應力分佈如圖 3.7 所示。

進行動態分析時，可液化土層採用 Finn model 之參數如表 3.2 所列，其中結構元素以 Rayleigh 阻尼設為質量之 5%，最小共振主頻率為 30 Hz，土壤元素採用 Hardin 之遲滯性阻尼，參數如表 3.2 所列。左右兩側邊界以自由場邊界 free field 表示，底部假設為岩盤，為了消除壓力波於底部產生反射線向，底部以垂直向之安靜邊界(Quiet Boundary)表示。本研究針對動態試驗之沉箱式碼頭模型進行模擬分析，因此施加之地震力採用試驗規畫之正弦波震動進行分析，則以頻率為 1Hz，震幅選擇以 0.1g 之水平向正弦波加速度施加於底部來模擬沉箱式碼頭受震之行為，以驗證在 0.1g 的情況下，沉箱模型仍然能夠維持穩定狀態，加速度時間歷時如圖 3.8 所示。

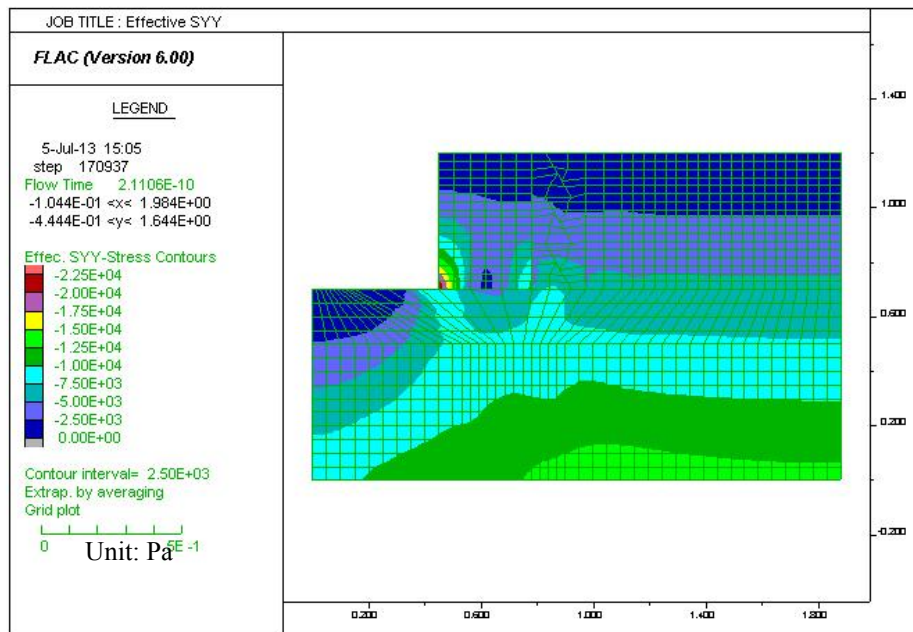


圖 3.7 沉箱式碼頭靜力平衡之垂直有效應力(單位: Pa)

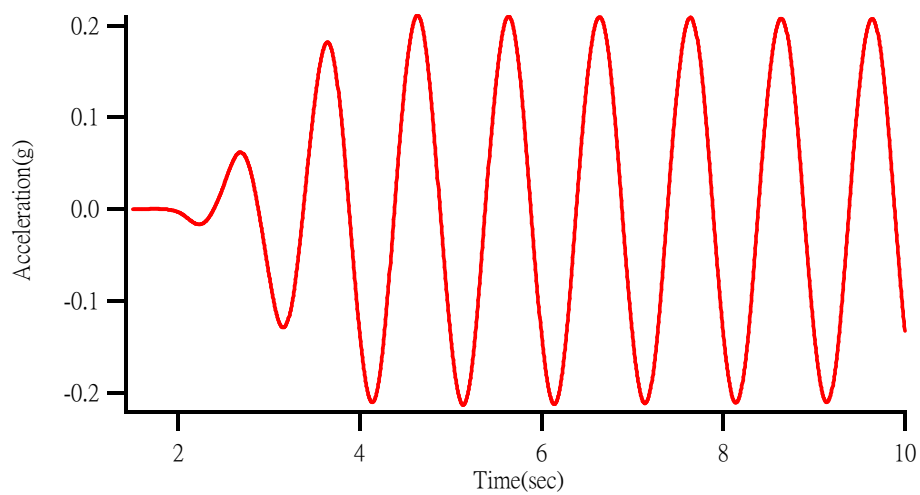


圖 3.8 輸入地震加速度時間歷時

表 3-2 土壤元素參數表

	Foundation Soil	Finn Foundation Soil	Finn Backfill Soil	Rubble Foundation	Rubble Backfill
高程(cm)	0~30	30~70	70~120	60~70	70~120
USCS	SP	SP	SP	GW	GW
D_r	--	70	70	--	--
單位重(kg/m ³)	1800	1800	1800	2000	2000
初始剪力模數 G(MPa)	11	11	11	33	33
初始體積模數 K(MPa)	546	546	546	1639	1639
凝聚力 c(Pa)	0	0	0	0	0
摩擦角	33°	33°	33°	45°	45°
柏松比	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49
滲透係數(m/s)	4×10^{-5}	4×10^{-5}	4×10^{-5}	4×10^{-4}	4×10^{-4}
Hardin(γ_{ef})	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
Finn Parameter C_1	--	0.489	0.926	--	--
Finn Parameter C_2	--	0.818	0.432	--	--

表 3-3 結構元素參數表

	基樁元素
彈性模數 E(GPa)	68.9
斷面積(m ²)	0.005
單位重(kg/m ³)	2710

3.3 沉箱模型數值分析結果

3.3.1 動態邊界與監測點

本研究以超額孔隙水壓力、超額孔隙水壓比、沉箱碼頭前端位移量與土壤加速度及沉箱背填土壓力進行模擬比較。以正弦波型式之固定頻率及振幅之加速度施加於底部，並於兩側以自由場黏滯邊界降低兩側回彈之應力波，以模擬層狀剪力盒行為；另外以 Westergaard 型式之動態水壓力施加於沉箱面海側，以分析目地規劃監測之點位，記錄其隨時間之變化量與各深度間之最大值，監測點為與動態分析前之網格與邊界如圖 3.9 所示。

3.3.2 加速度位移與孔隙水壓力歷時變化

比較沉箱後方自由場模型底部(高程 0cm)與背填土處(高程 120cm)之加速度變化如圖 3.9 所示，模型底部之加速度與頂部加速度之波型接近，顯示其地表加速度並無顯著之放大現象，在不同的位置的超額孔隙水壓激發比如圖 3.11 所示，顯示在地震加速度 0.1g 的情況下，雖有產生超額孔隙水壓激發，但是僅有自由場頂部的超額孔隙水壓激發比 r_u (Excess Pore Water Pressure Ratio)達到 1.0，產生液化的現象，其餘部分尚未達到液化的情形。

沉箱之破壞是由沉箱之位移量控制，分析結束時($t=10\text{sec}$)沉箱之變位如圖 3.12 所示，分析結果顯示沉箱系統會發生向海側 5 之旋轉與滑動，海側之海床會發生隆起之現象，沉箱頂部最大水平位移量為 11cm，沉箱則發生向海側 2° 之旋轉，海側海床隆起量為 8cm，沉陷量 4cm。沉箱之旋轉角度歷時如圖 3.13 所示，其破壞參數與表 2.1 比較，除了向海側位移較大，其餘參數皆在 I 級，尚在仍可正常運作之標準，因此比對擬靜態分析與動態數值模擬的結果，可以知道沉箱模型在最大加速度 0.1g 仍然能夠維持穩定。

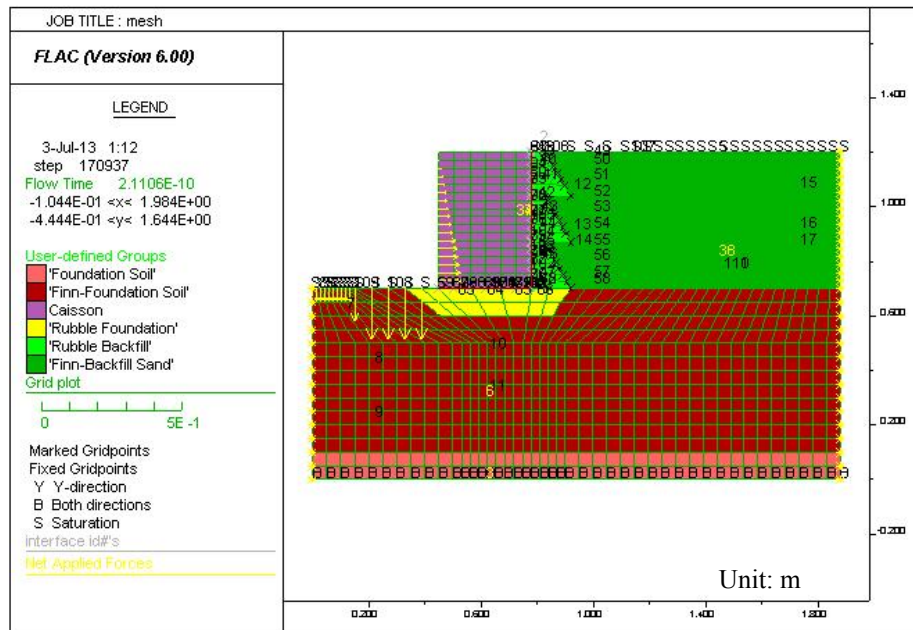


圖 3.9 監測點位與動態邊界

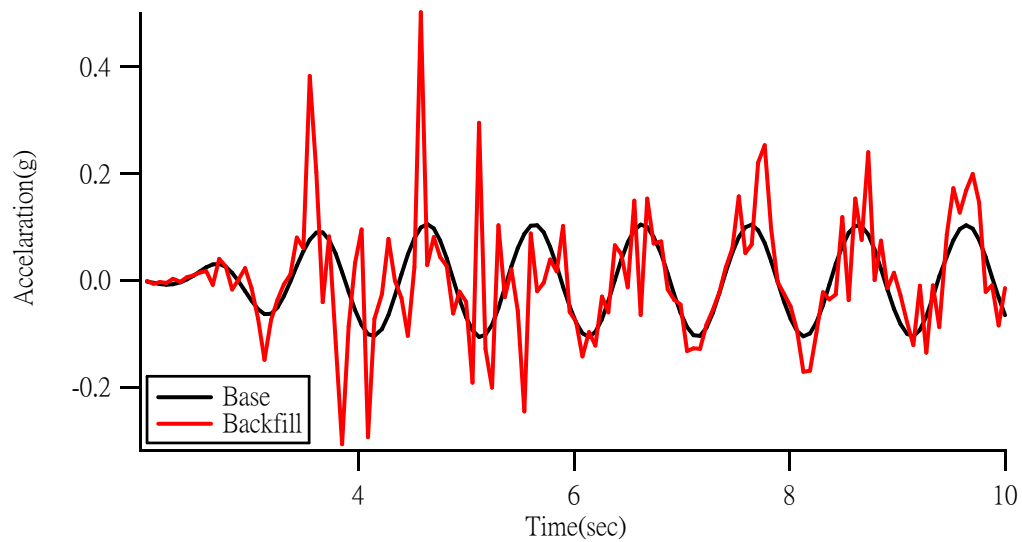


圖 3.10 加速度歷時變化

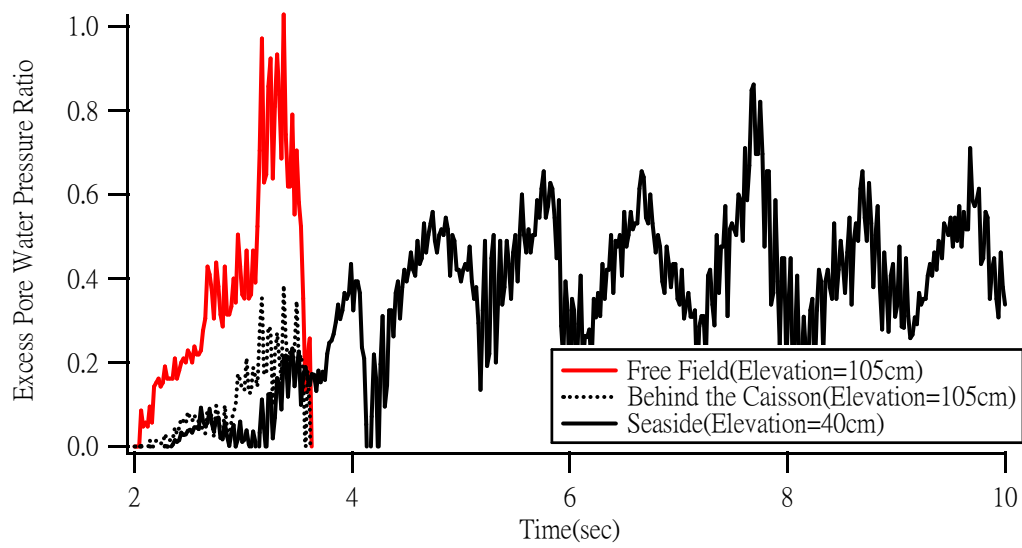


圖 3.11 超額孔隙水壓比歷時變化

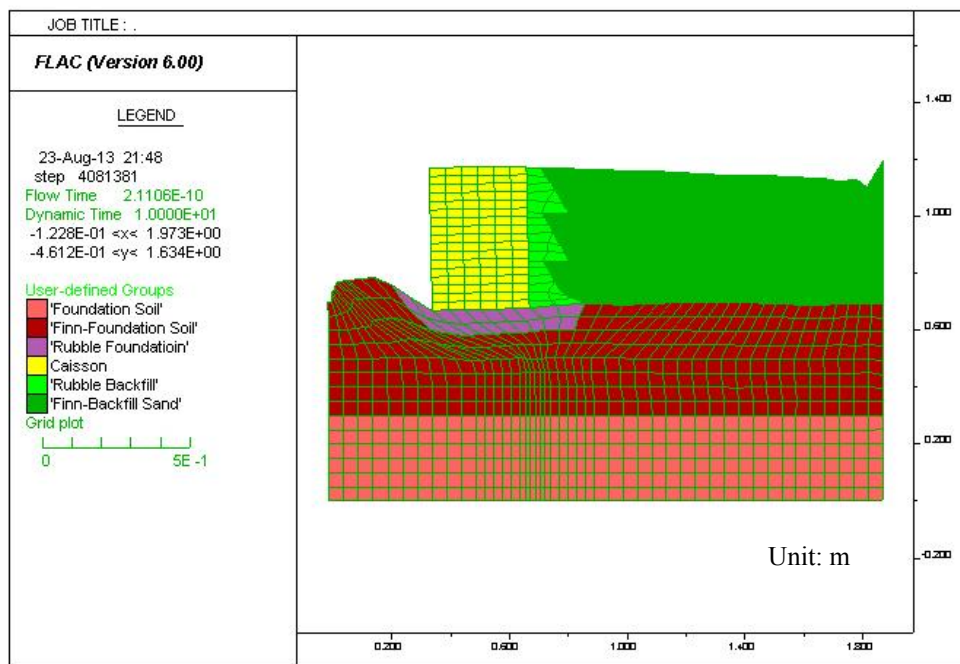


圖 3.12 t=10 秒時沉箱系統之變形分布圖

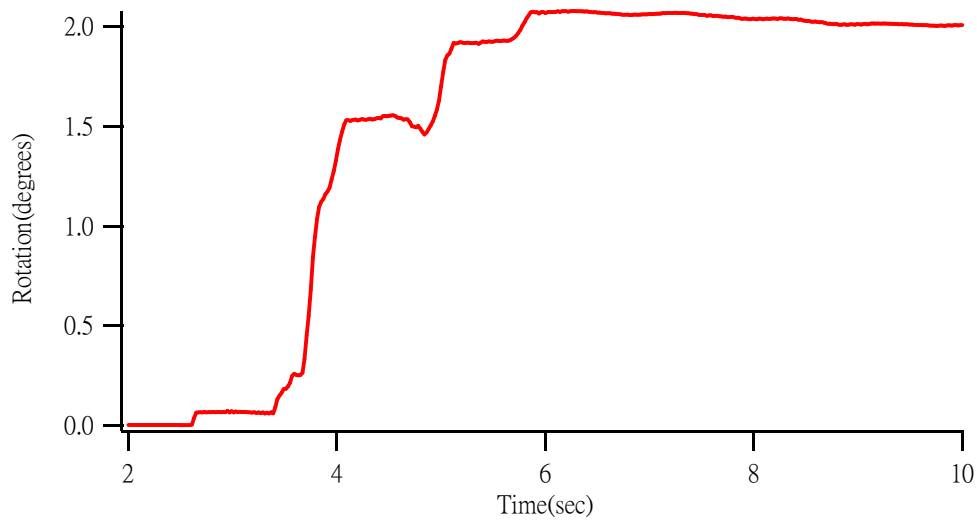


圖 3.13 沉箱系統水平位移歷時圖

3.3.3 土壤結構互制

土壤結構互制反應可以由其有效應力變化與結構反應觀察，圖 3.14 為在 10sec 時土壤與結構水平位移量之分佈，最大的水平位移量會發生在沉箱頂部，沉箱會產生向海側的旋轉傾覆，最大的垂直位移量會發生在沉箱背後背填土壤與沉箱交界處及海側海床與沉箱底部交界處。

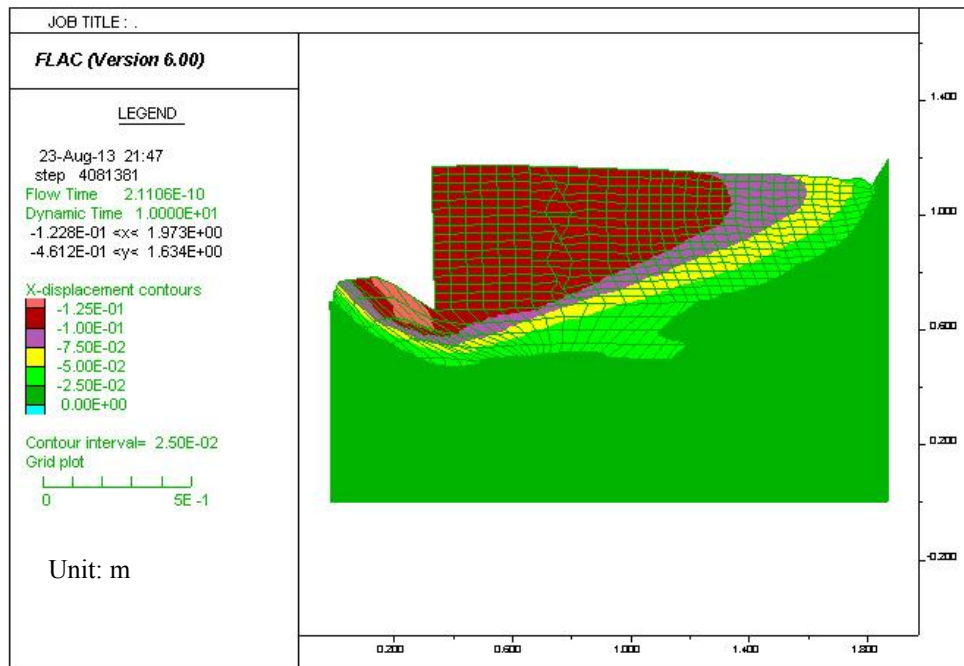


圖 3.14 沉箱在 10sec 之後之水平位移分佈(單位: m)

圖 3.15 顯示 10sec 時之垂直有效應力分佈，經過震動之後，背填砂及海側海床之垂直有效應力大幅減少，原因為超額孔隙水壓力之激發，另外在自由場處之垂直有效應力較近場區低，可以得到自由場在 10sec 之後之超額孔隙水壓激發量較高。

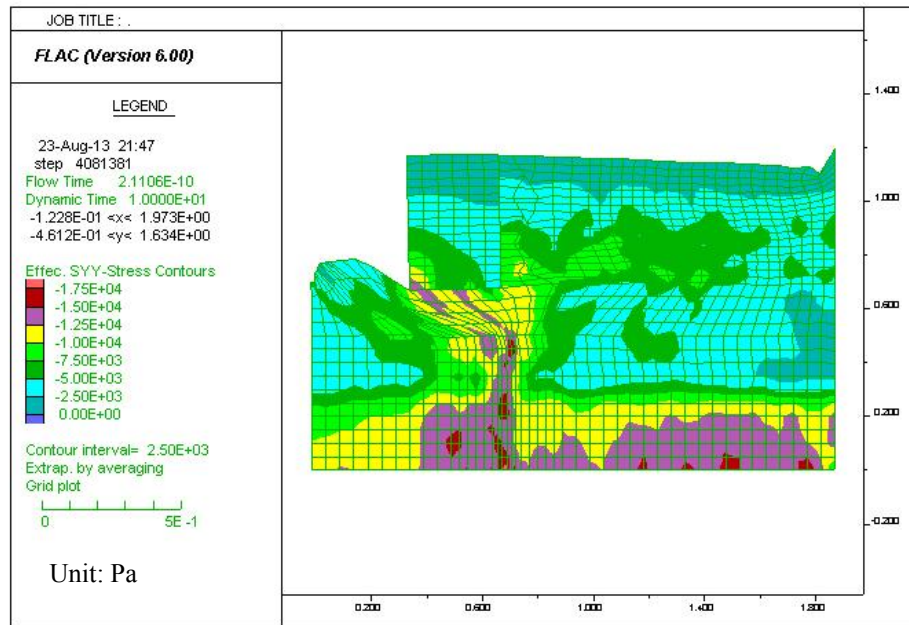


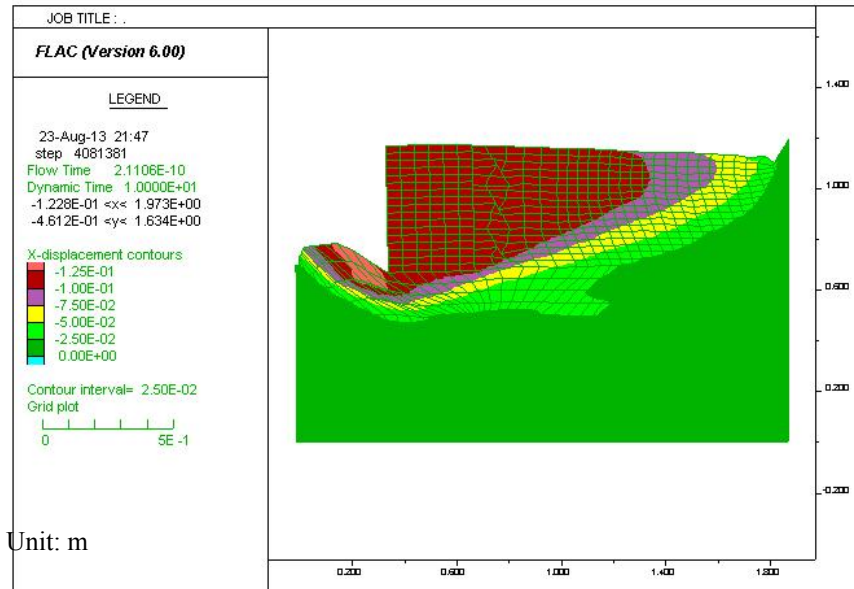
圖 3.15 沉箱系統之垂直有效應力分佈(單位: Pa)

3.3.4 數值分析與文獻比較

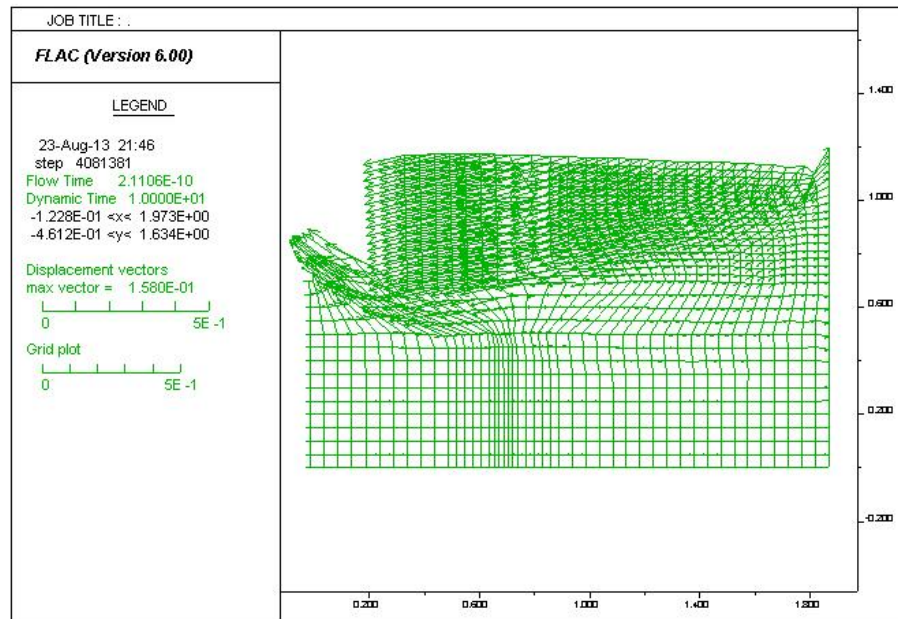
比較數值模型分析於接近破壞的情況下之破壞模式與 INA (2001) 之沉箱受震破壞模式，兩者之位移方向與沉箱旋轉方向相似，皆為向海側之位移與傾覆。並且將數值模型分析之位移量分布與位移方向圖 3.16 與圖 2.9 之 Dakoulas et al. (2005) 之位移量分布圖及圖 2.8 之 Iai et al. (1998) 之位移方向示意圖，可以發現兩者之位移量分佈接近，最大之位移皆發生於沉箱模型周圍，並且主要方向皆為由陸側向海側之方向。

並且比較數值模型之超額孔隙水壓激發分布與 Inagaki et al.(2000) 之動態模型試驗結果比較，發現兩者之超額孔隙水壓激發分布類似，背填土處會有較高的超額孔隙水壓激發量，超額孔隙水壓激發比皆超過 1，而除了自由場頂部發生液化之外，超額孔隙水壓激發比大部分皆

在 0.8 以下，如圖 3.17 所示，比較位移量與超額孔隙水壓之分佈顯示數值模型破壞模式有一定之可靠度。



(a)



(b)

圖 3.16 數值模型之破壞模式
(a)位移量分布圖(b)位移方向示意圖 (單位: m)

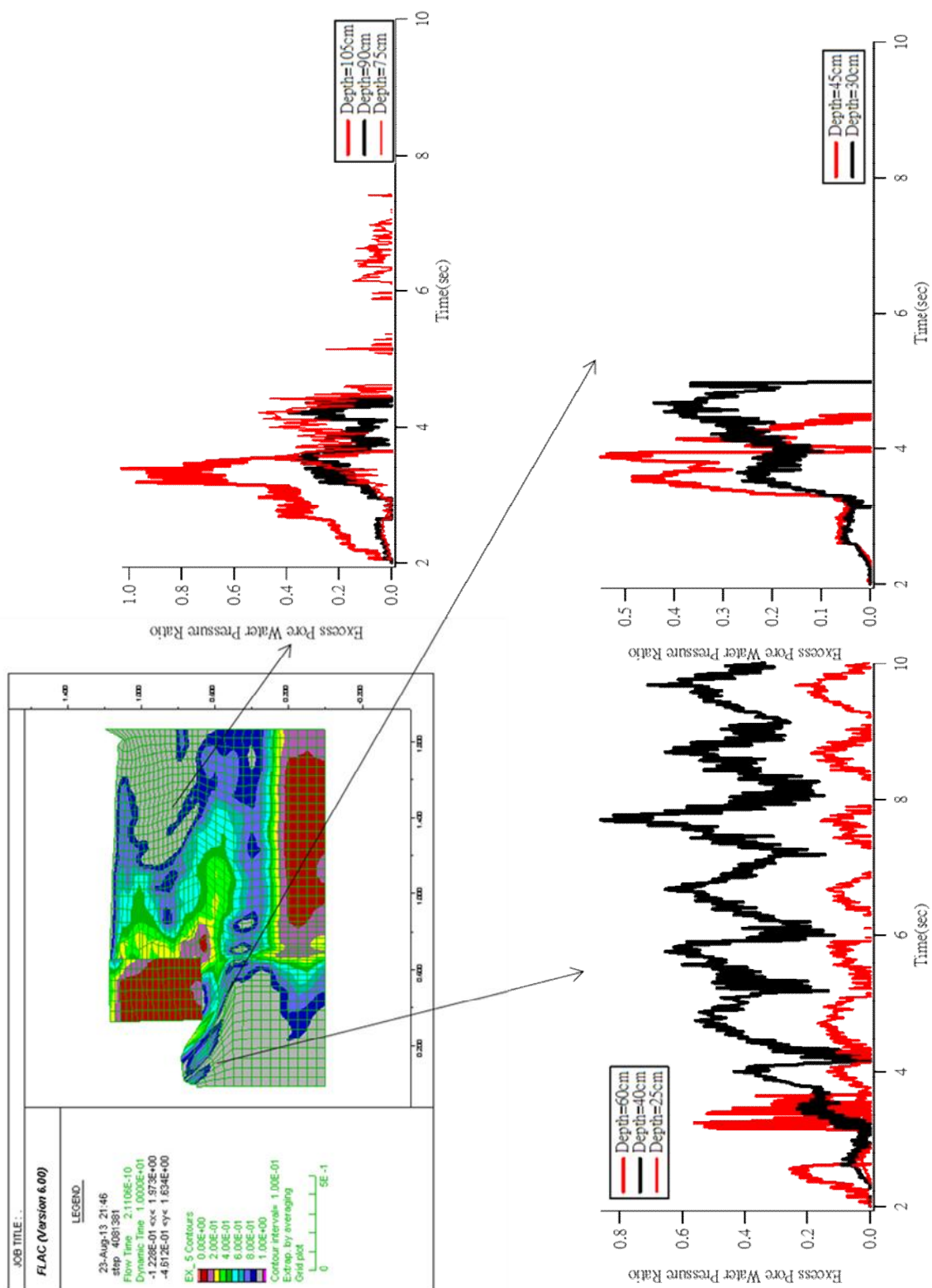


圖 3.17 超額孔隙水壓比激發與沉箱相對位置之關係

3.4 動態模擬分析結果比較

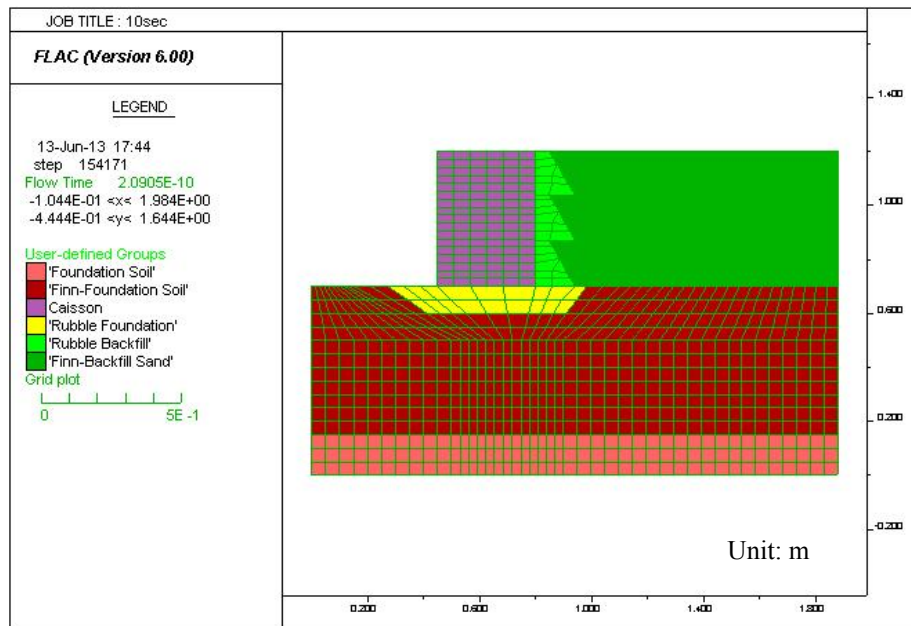
本研究對沉箱碼頭模型動態試驗進行數值模擬，並且針對基底礫石層之影響進行探討，因此分成兩種情況進行探討，分別為基底有 10 公分礫石層之情形 CASE01 與基底全為砂土之情形 CASE02，其最大加速度根據擬靜態分析之結果，使用 0.2g 進行數值模型分析，以了解沉箱模型在受震發生破壞時之破壞模式，圖 3.18 為 CASE01 與 CASE02 之數值模型示意圖。

3.4.1 破壞模式之比較

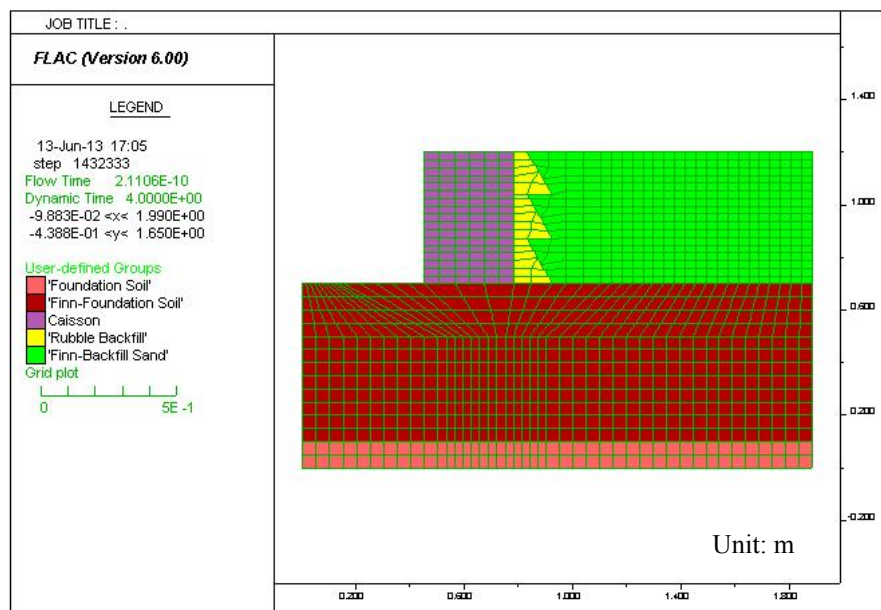
本研究比較有礫石層基底與無礫石層基底下在相同地震加速度下的受震反應，以探討礫石層對沉箱受震破壞模式之影響，破壞模式如圖 3.19 所示；將 CASE01 與 CASE02 之沉箱旋轉角度時間歷時進行比較，可探討沉箱在震動期間之運動模式；圖 3.20 為沉箱受震之旋轉角度歷時比較；破壞之後的永久位移量及傾覆角度如表 3-4 所列。

表 3-4 數值模型 4 秒時位移量

	CASE01 (0.1g)	CASE02 (0.1g)	CASE01 (0.2g)	CASE02 (0.2g)
沉箱頂水平位移量	4.5cm	4.5cm	7.2cm	10.2cm
背填土沉陷量	1.7cm	1.8cm	2.4cm	3cm
海側海床隆起	3.6cm	2cm	6cm	5.3cm
傾倒角度	1.4°	0.1°	2.1°	2.6°
正規化水平位移 d/H	9%	9%	14.4%	20.4%



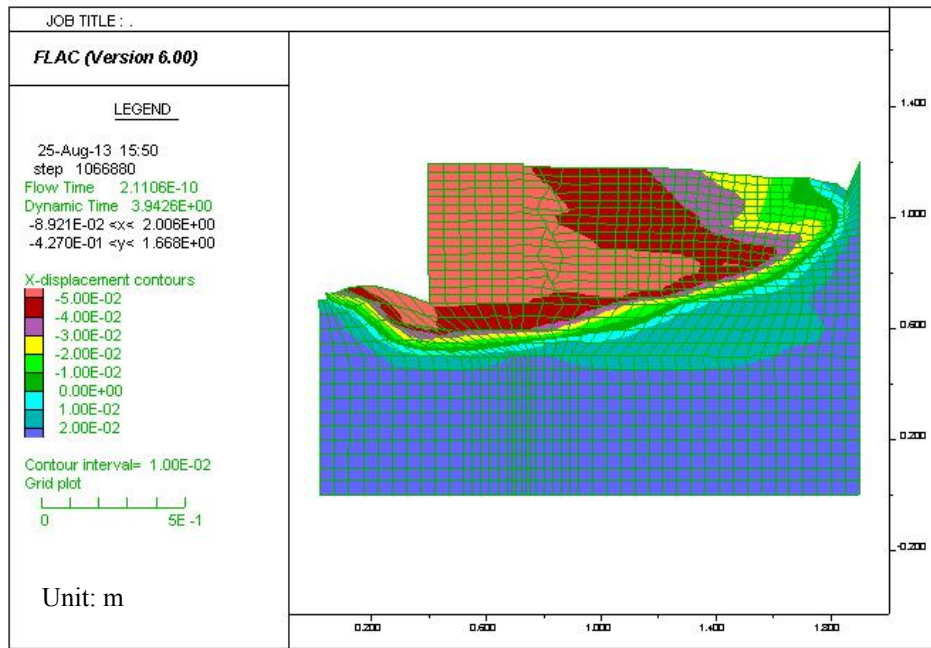
(a)



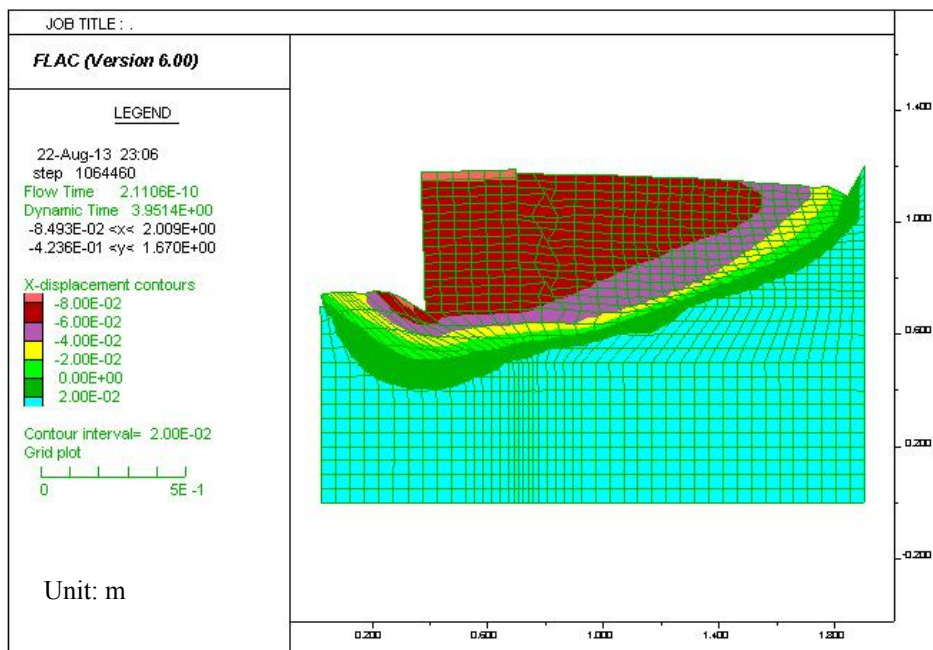
(b)

圖 3.18 數值分析模型示意圖

(a)基底有 10 公分礫石層 CASE01(b)基底無礫石層 CASE02



(a)



(b)

圖 3.19 模型之水平位移量分布圖(a)CASE01(b)CASE02 (單位: m)

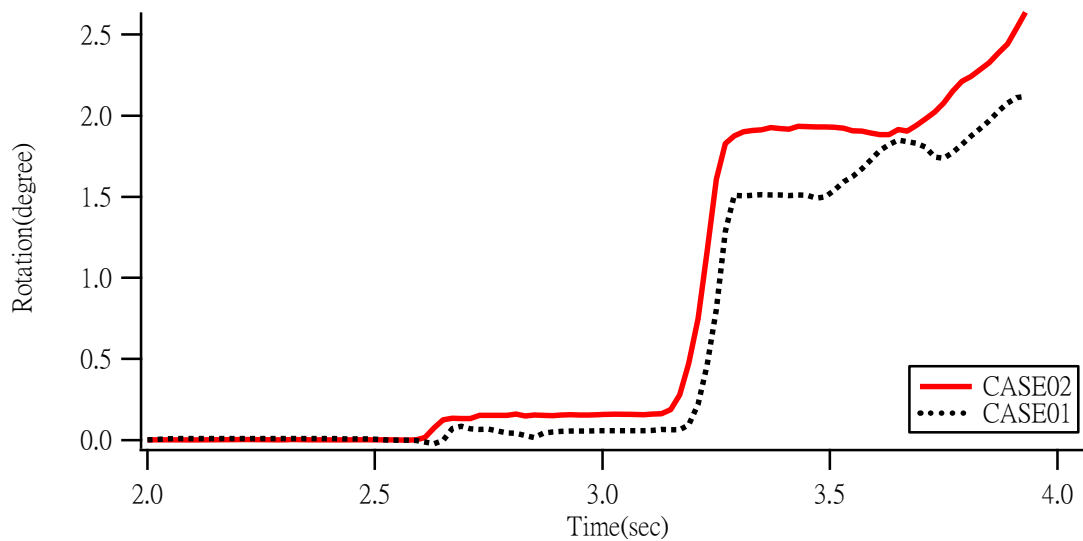


圖 3.20 沉箱旋轉角度之時間歷時

圖 3.19 為數值模型之水平位移量分布圖，CASE01 及 CASE02 的破壞模式接近，水平位移主要集中於沉箱底部之背填土及海側之海床，在沉箱背後之背填土發生垂直方向之沉陷，在海側之海床發生向上之隆起(heave)，比較表 2.1 所列之性能標準，兩 Event 下之沉箱模型之正規化水平位移皆已達到 IV 之性能標準，完全喪失運作能力。此結果與 INA 及 Dakoulas et al.(2005)提出之破壞模式接近，也符合現地案例破壞之情況，不論有無礫石層基礎，皆發生向海側之旋轉與位移，顯見此沉箱模型能夠有效反應出現實沉箱之破壞模式。

圖 3.20 為沉箱受震之旋轉角度歷時比較，CASE01 及 CASE02 在 3 秒前之震動皆不會發生傾覆，在約 3 秒開始發生傾覆的現象，在 4 秒之後第一個完整的振幅即因為網格破壞(Bad Geometry)而無法進行運算顯示在 0.2g 的情況下，其沉箱模型在第一個完整的振幅即發生永久變形產生破壞。

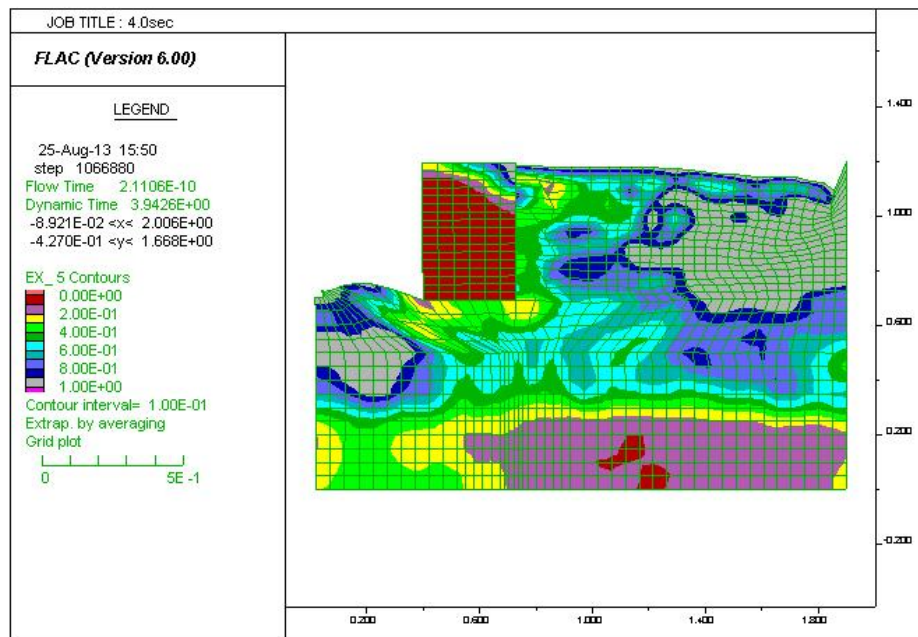
表 3.4 為在破壞之後的永久位移量，比較發生比較兩種情況下之位移量，然而 CASE01 與 CASE02 在 4 秒之後便因為網格破壞(Bad Geometry)而無法進行運算，因此比較在 4 秒前 CASE01 與 CASE02 之位移量，結果顯示兩者之差距不大，CASE02 所發生之位移量會略大於 CASE01，而比較 0.1g 與 0.2g 在 4 秒時發生的永久位移量，可以了解

0.2g 的情況下會發生較大的破壞，因為在 4 秒之後網格破壞停止運算，因此在實際實驗時震動 10 秒之後的是否產生更大的位移量，需要實際實驗比較才能了解。而傾倒角度 CASE01 與 CASE02 相當接近，差距不明顯。

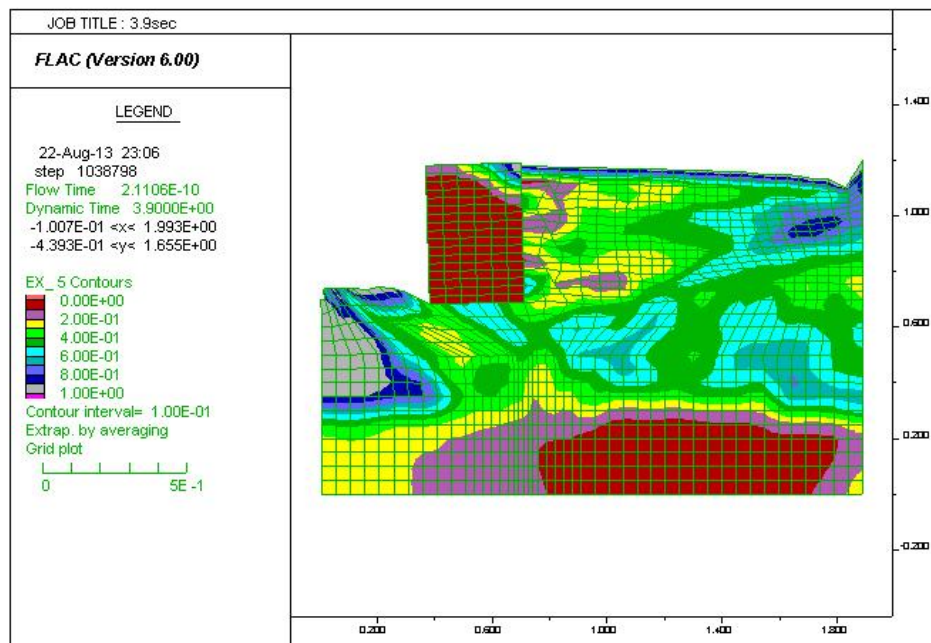
比較兩種情況下之永久位移量與 2.3.2 節之簡化動力分析法求得之位移量比較，發現擬靜態分析求得之沉箱式碼頭位移量會小於動態數值模擬分析之位移量，滑動塊體法在進行計算分析時並未考慮液化造成之影響，而簡化圖表分析時並未考慮沉箱周圍土層之影響，因此簡化動力分析對於沉箱受震位移量之分析只適用於初步的估計，實際估算仍需要動態數值模擬得到。

3.4.2 超額孔隙水壓激發比較

超額孔隙水壓隨震動時間累積，比較超額孔隙水壓激發之時間歷時可以了解液化發生與否，從超額孔隙水壓激發之空間分布圖也可了解在沉箱周圍發生液化與沉箱破壞之關係。圖 3.21 為最大超額孔隙水壓比激發比分布圖，本研究將數值模型中各個位置在施加震動力的期間，所發生的最大超額孔隙水壓比激發進行比較；圖 3.22 為在沉箱背後之背填土之超額孔隙水壓激發量之時間歷時，將 CASE01 與 CASE02 相同位置之超額孔隙水壓比激發之時間歷時疊合比較，以探討沉箱底部之礫石層對超額孔隙水壓激發之影響。

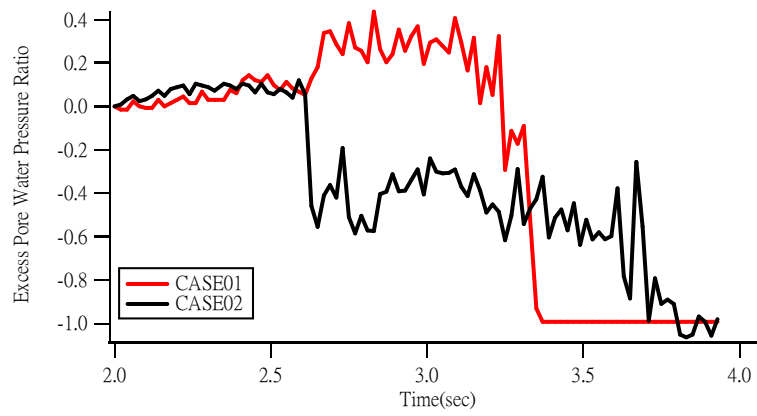


(a)

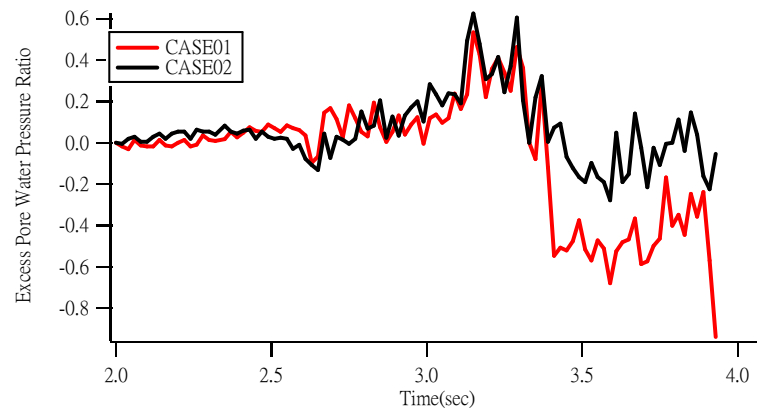


(b)

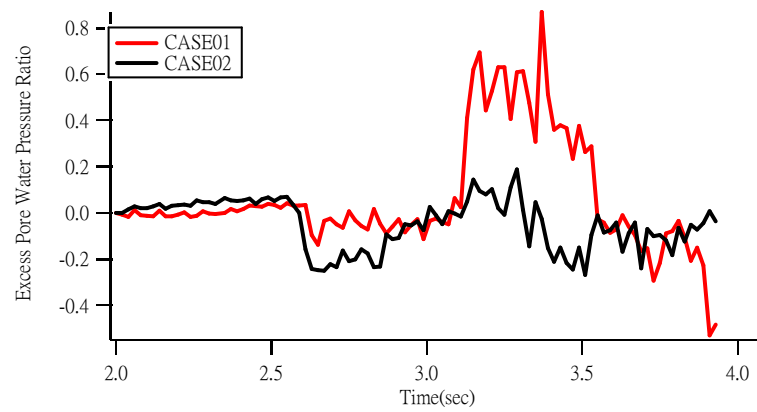
圖 3.21 最大超額孔隙水壓比分佈圖(a)CASE01(b)CASE02



(a)



(b)



(c)

圖 3.22 背填土超額孔隙水壓比激發時間歷時(a)Elevation=108cm
(b)Elevation=93cm (c)Elevation=78cm

圖 3.21 為最大超額孔隙水壓比激發之空間分布圖，(a)為 CASE01 在沉箱底部有礫石層之情況，(b)為 CASE02 在沉箱底部無礫石層之情況，比較兩者之液化範圍，在沉箱前方之海側海床皆發生液化，而在背填土與基底的部分，在 CASE01 之背填土發生較大範圍的液化，在 CASE02 所激發的超額孔隙水壓比皆相當小，只有背填土最上層有些微之液化，由此情況與位移比對圖 3.19 之位移量分布可以了解到除了背填土的液化會造成沉箱之位移破壞之外，沉箱本身之抗滑動力及抗傾覆力不足將直接影響沉箱之破壞。

圖 3.22 為在沉箱背後之背填土之超額孔隙水壓激發量之時間歷時，其中(a)為在高程為 108cm 下，即接近背填土上層之超額孔隙水壓激發情形，(b)為高程為 93cm 下之超額孔隙水壓激發情形，(c)為高程為 78cm 下之超額孔隙水壓激發情形 CASE01 與 CASE02 之沉箱模型在 4 秒之後便因為網格破壞(Bad Geometry)而無法進行運算，比較 CASE01 與 CASE02 在相同位置下之超額孔隙水壓激發比，CASE01 在高程為 108cm 之超額孔隙水壓激發比較高，在高程為 78cm 之額孔隙水壓激發比則達到 0.8，與圖 3.21(a)之結果相同；而 CASE02 在高程為 108cm 與 93cm 之超額孔隙水壓激發比皆未達到 1.0，分別在約 2.5 秒至 3 秒間降為負的超額孔隙水壓，與圖 3.20 之旋轉角度之歷時比較，此時為沉箱傾覆角度增加最快的時候，此時因為沉箱發生向海側之位移與旋轉造成背填土網格的破壞，因此產生負的超額孔隙水壓，而在高程為 78cm 之額孔隙水壓激發比因為深度較深，背填土網格破壞的情形較小，因此並沒有產生負的超額孔隙水壓激發，然而因為深度較深，激發之超額孔隙水壓不足以造成液化。結果顯示在基底無礫石層的情況下，背填土尚未發生液化，沉箱即因為抗震能力不足而發生破壞。

3.4.3 土壓力之比較

本研究以介面元素受到之正向力模擬沉箱在受震時受到之動態土壓力，取介面元素各節點在受震之時間歷時所受到之最大正向力繪成動態土壓力之包絡線，將 CASE01 與 CASE02 之土壓力疊合比較，以

探討沉箱在受震情況下受到之土壓力方向及分佈，圖 3.23 及圖 3.24 分別為沉箱後壁及沉箱底部受到之土壓力包絡線。

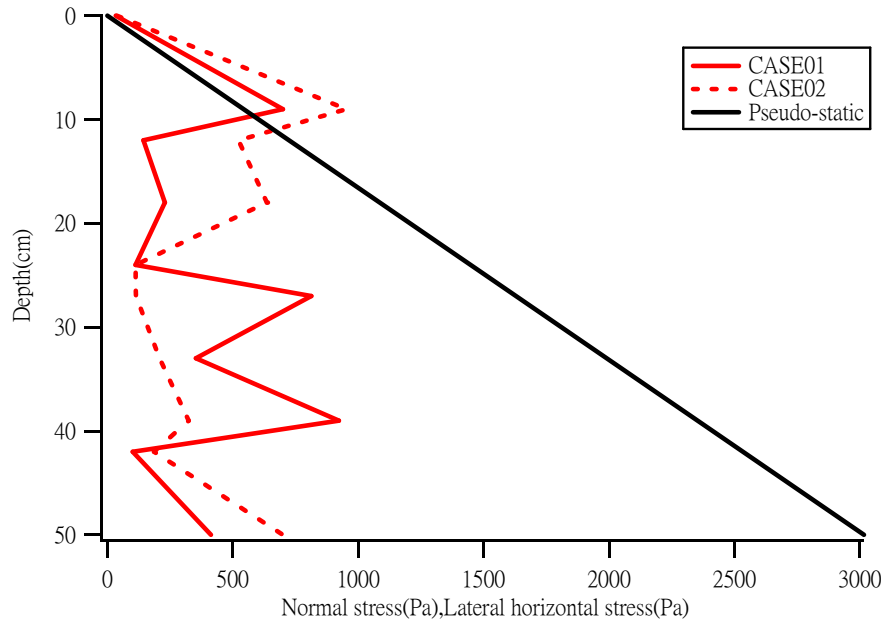


圖 3.23 沉箱後壁土壓力包絡線

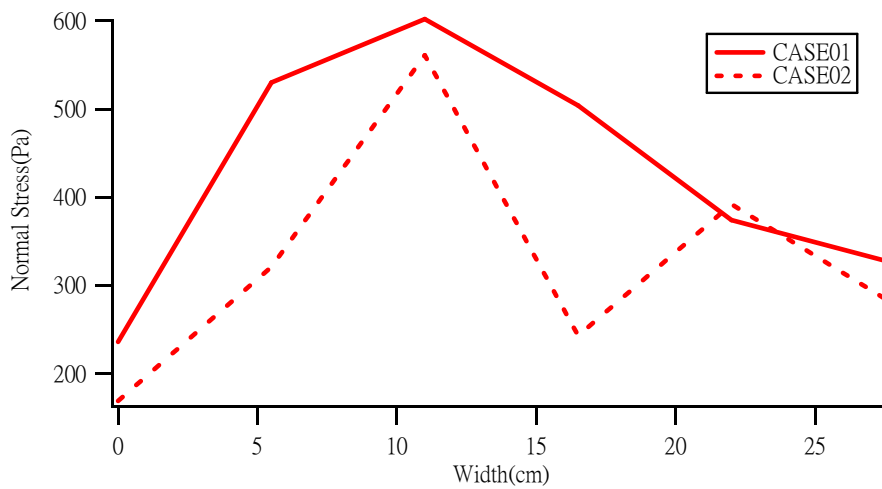


圖 3.24 沉箱底部受力包絡線

圖 3.23 為沉箱後壁之土壓力包絡線，深度 0cm 處為沉箱頂部，深度 50cm 處為沉箱底部，正方向之壓力為背填土對沉箱之壓力，比較 CASE01 及 CASE02，兩者的包絡線趨勢相近，在 CASE01 的情況下，沉箱下半部會承受較 CASE02 大的土壓力，此為因為上半部土層

CASE01 與 CASE02 皆有液化，而 CASE02 在下半部未液化造成，因此承受了較小的側向土壓力，CASE01 之沉箱模型受到較大的向海側推力，所以會產生較大的水平位移量。

圖 3.24 為沉箱底部之受力包絡線，X 軸為沉箱底部距離海床的位置，寬度 0cm 為沉箱底部最靠近海床部分，寬度 33cm 為沉箱底部靠近背填土之位置，比較 CASE01 和 CASE02 之差別，沉箱底部有礫石層的 CASE01 受到較大的正向應力，因為相較於底部為砂土的 CASE02，礫石層提供了較大之承載力，CASE02 的基底砂土提供的承載力不足，造成沉箱傾覆破壞。

經過圖 3.23 和圖 3.24 之比較，在沉箱後壁，CASE01 受到的推力較大，而在沉箱底部，CASE01 之基礎承載力較高，因此在 CASE01 的情況下，沉箱受到的位移主要來自於背填土液化產生的水平推力。而 CASE02 雖然因為土壤未液化所以受到的推力較小，但是因為基底承載力不足仍然發生傾覆破壞。

3.4.4 剪力模數變化之影響

Seed et al. (1984)對砂土之有效主應力與剪力模數之關係做出了比較，發現砂土之剪力模數與有效主應力之關係可以下式表示：

$$G_{\max}=1000K_{2,\max}(\sigma'_m)^{0.5}(\text{psf}) \dots\dots\dots (3.5)$$

$$K_{2,\max}\approx 20(N_{1,60})^{1/3} \dots\dots\dots (3.6)$$

因此本研究在進行數值模型於液化情況下之模擬時，加入剪力模數與體積模數隨砂土之有效主應力變化之關係，藉此考慮因砂土液化，造成剪力波波速傳遞造成之模型受震行為之影響。其中 $K_{2,\max}$ 參數之選定參考交通部運研所(2012)對越南砂進行動態試驗得到之 SPT-N 值以及比對得到符合原始情況之剪力模數值，取 $N_{1,60}=5$ 進行最大剪力模數 $G_{\max}$ 之計算。其在震動期間有效主應力與剪力模數之變化關係如圖 3.25 與圖 3.26 所示。

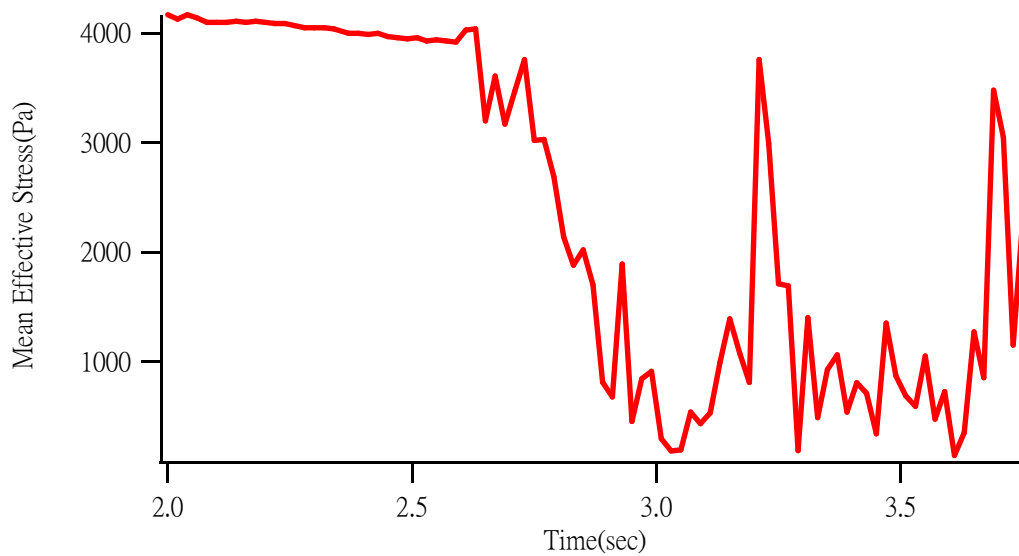


圖 3.25 振動期間砂土層有效主應力之變化(Elevation=80cm)

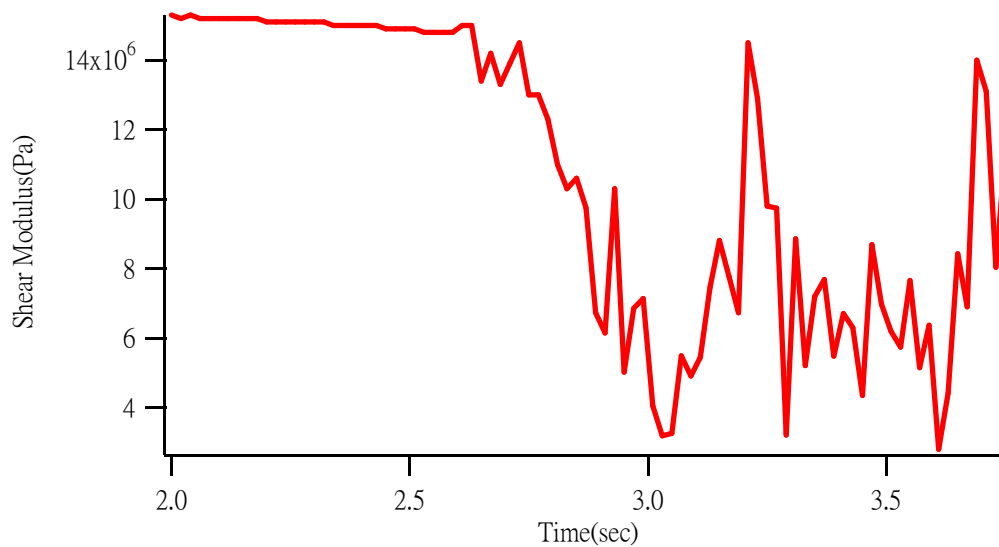


圖 3.26 振動期間砂土層之剪力模數變化(Elevation=80cm)

圖 3.27 與圖 3.28 為 CASE02 在兩種方式下之比較，比較考慮剪力模數變化與未考慮剪力模數變化之影響，可以發現考慮剪力模數變化的情況時，其液化範圍較未考慮剪力模數變化時更大，並且在未達到 3.5 秒至 4 秒間即因為網格破壞而終止運算，比較圖可以發現考慮在振

動期間因剪力模數變化對剪力波速之影響能夠更合理的模擬土壤液化之行為，然而其運算時間較未考慮之情況久。

圖 3.29 與圖 3.30 為 CASE01 之比較，比較兩者發現兩者之破壞模式不太相同，因為在 CASE01 之情況下，沉箱底下包含了礫石層與砂土層之情況，而礫石層因為未考慮液化所以造成計算之差異，因此在包含礫石與砂土層之材料之液化模擬，仍然必須考慮礫石層之剪力模數變化。

3.4.5 邊界效應之影響

為探討邊界效應造成之影響，因此將數值模型向兩側延長 50cm 以探討邊界對數值模型之破壞模式之影響，如圖 3.31 邊界延長之模型之示意圖所示。並且同樣給予最大加速度 0.2g 之 sine 波作為輸入地震探討其破壞模式，其破壞情形如圖 3.32 邊界延長之模型於 4 秒時之破壞模式所示。其數值模擬於 5 秒時因網格破壞而停止運算，比較原始模型與邊界延長之模型之破壞模式，兩者同樣造成向海側之位移與傾覆，在地震歷時 4 秒時，邊界延長之模型產生向海側之位移量為 9.3cm，向海側傾覆角度為 1.7° ，其海床隆起 2.9cm，背填土處之沉陷量為 3cm，兩者之比較如表 3-5 所示。比較顯示兩種模型之破壞模式與破壞量接近，因此在原始尺寸之模型下，邊界效應造成之影響並不明顯，亦可從模擬之結果顯示其實體模型試驗受到邊界效應之影響不明顯，其沉箱實體模型之尺寸適合用於進行動態模型試驗。

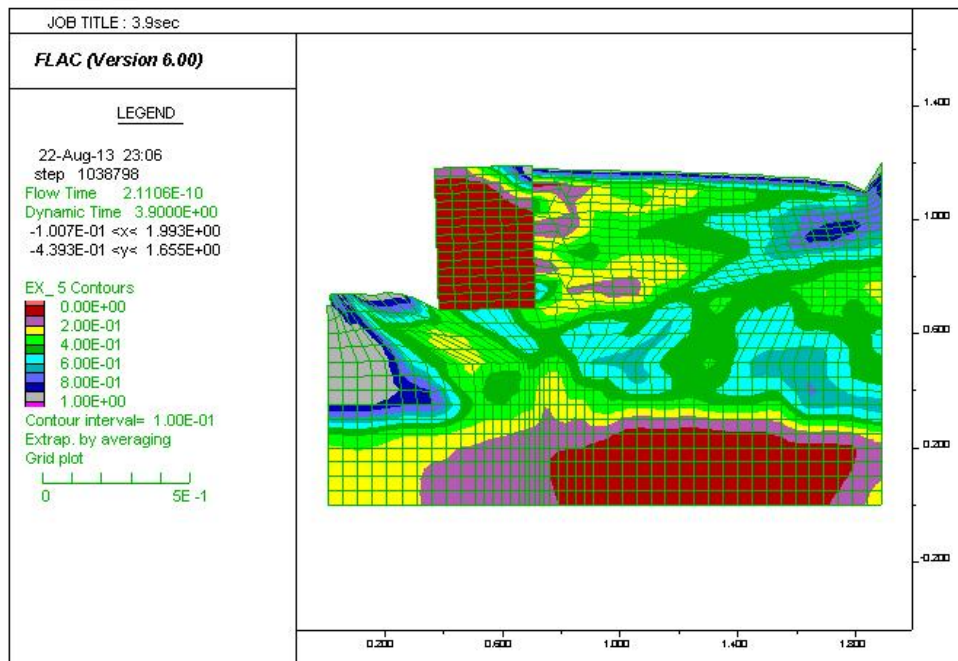


圖 3.27 CASE02 未考慮剪力模數變化時之破壞模式(r_u 分布)

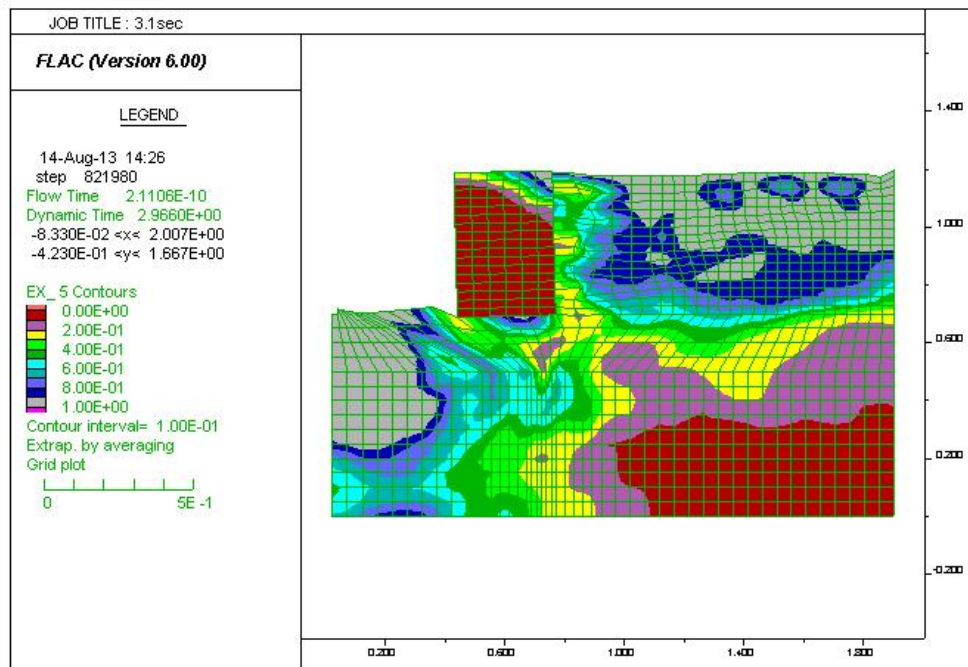


圖 3.28 CASE02 考慮剪力模數變化時之破壞模式(r_u 分布)

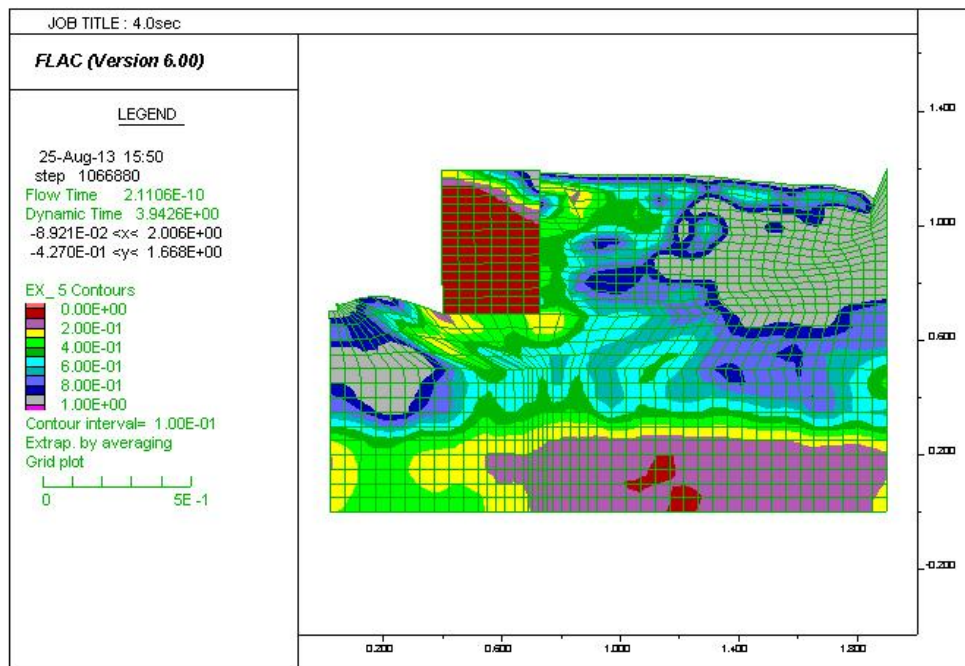


圖 3.29 CASE01 未考慮剪力模數變化時之破壞模式(r_u 分布)

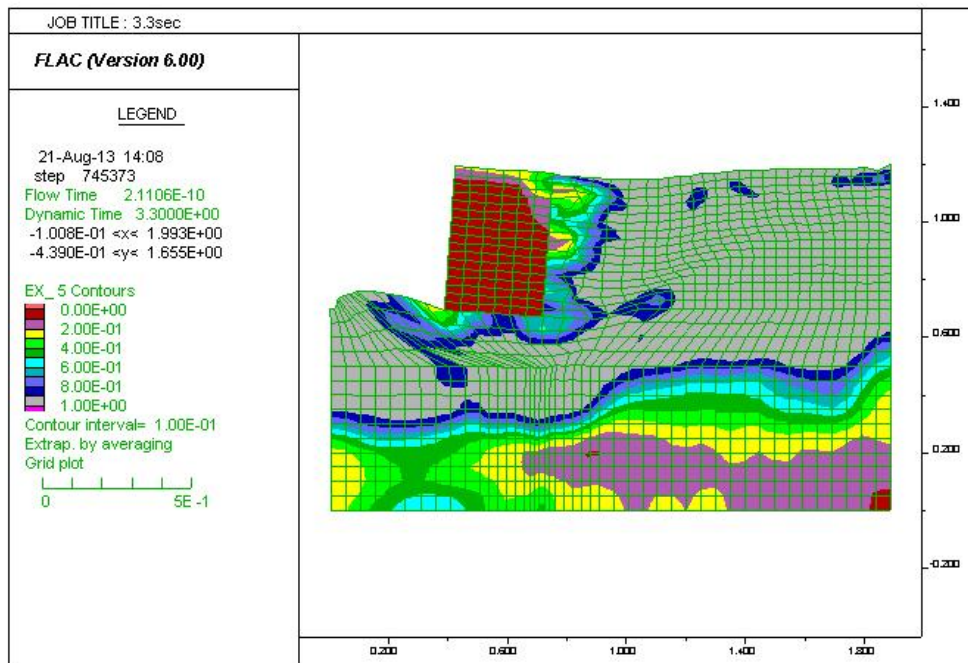


圖 3.30 CASE01 考慮剪力模數變化時之破壞模式(r_u 分布)

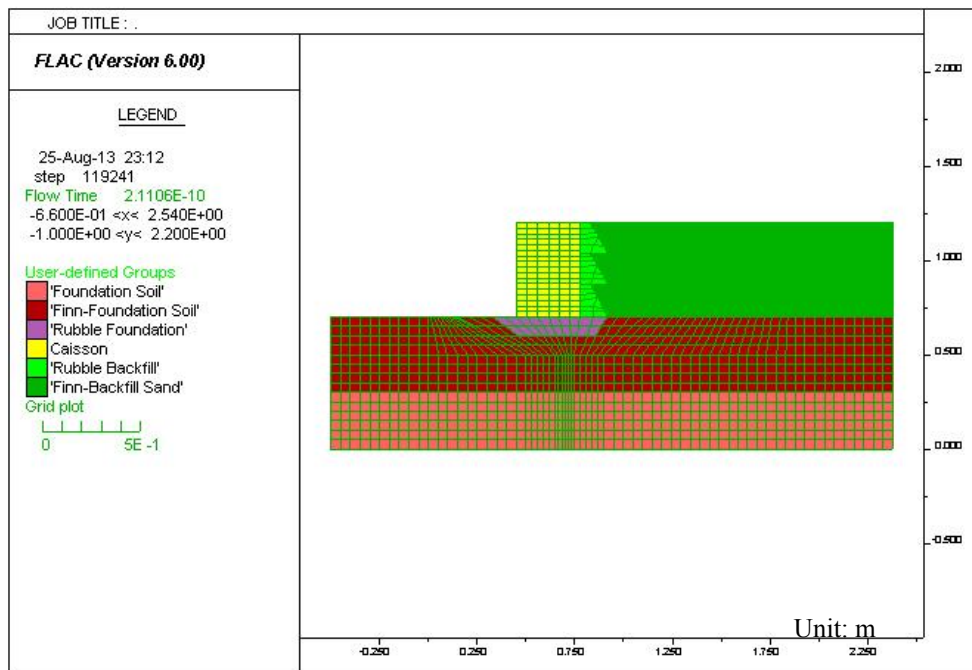


圖 3.31 邊界延長之模型之示意圖

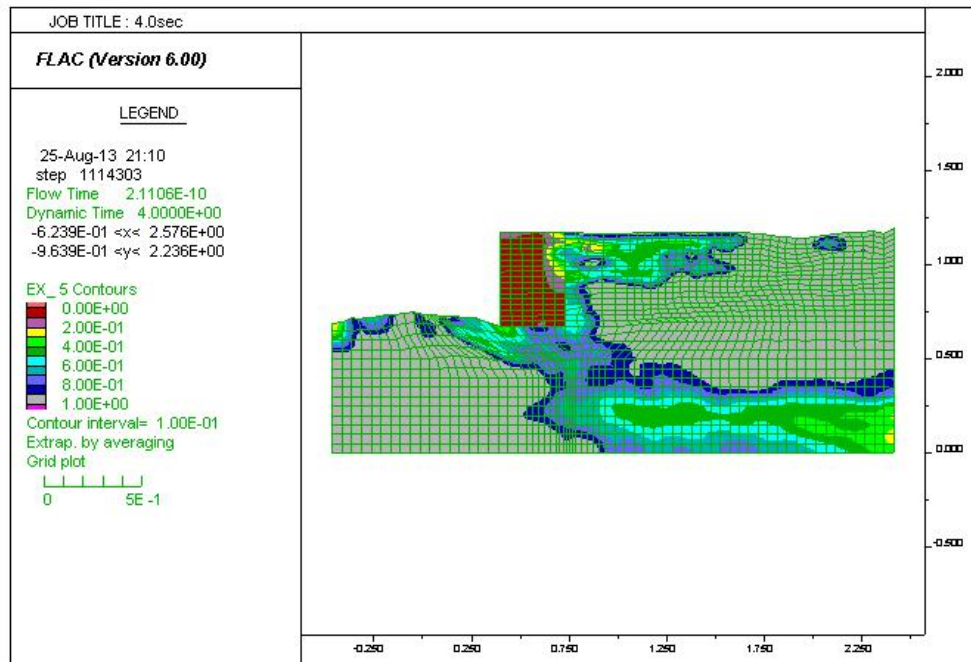


圖 3.32 邊界延長之模型於 4 秒時之破壞模式(r_u 分布)

表 3-5 邊界延長與原始模型之破壞模式比較

	原始模型(0.2g)	邊界延長(0.2g)
沉箱頂水平位移量	7.2cm	9.3cm
背填土沉陷量	2.4cm	3cm
海側海床隆起	6cm	2.9cm
傾倒角度	2.6°	1.7°
正規化水平位移 d/H	14.4%	18.6%

第四章 沉箱碼頭模型震動台液化試驗

4.1 試驗簡介

本計畫執行之目的為利用考慮土壤-結構互制反應之動態有效應力數值模擬與震動台模型試驗，回饋現地監測站分析，以提高現有震後災損快速評估模式，並可檢核與評估現有設計準則之適用性，本年度(102年)核心為震動台沉箱碼頭模型試驗，計畫開始後將先蒐集沉箱碼頭震動台試驗文獻，參考前人經驗，而後進行前期沉箱碼頭震動台模型數值模擬，以作為模型配置之依據，所製作之模型先在剪力盒進行空箱安裝測試，確認其相關邊界條件與整合，並進行砂土回填步驟與程序，經此試驗後始放上震動台進行模型試驗，試驗之波形將先以小振幅 white noise 進行系統完整性測試，隨後以正弦波震動，另發展相關資料處理程序，並以所得試驗結果進行數值模型修正，利用修正之模型架構，改善現地監測站之地表加速度與結構損壞曲線，提高震後快速災損評估模式之可靠度及回饋設計與分析。

本計畫所需之沉箱模型試驗為向國家地震工程研究中心租借六向震動台(shaking table)與雙向層狀剪力盒(bi-directional laminar shear box)作為試驗平台，層狀剪力盒可在有限尺寸模擬自由場土壤震動行為，將自行設計之板樁模型架設於剪力盒內進行 white noise 與正弦波，使回填土壤激發孔隙水壓力甚至產生液化。

4.2 沉箱震動台模型配置與模型準備

依據簡化分析、簡化動力分析及數值模擬成果，所規劃之模型配置如圖 4.1 所示。規劃使用兩沉箱除互為備份外，其下方基礎，一為有 10 cm 厚礫石(以下簡稱 CASE01)，一與海床直接接觸(以下簡稱 CASE02)，可比較基礎拋石對沉箱穩定性之影響。為避免受剪力盒邊緣影響，沉箱與剪力盒側邊有 10 cm 間距，且以厚橡膠墊阻擋背填砂

土，而沉箱間亦預留 10 cm 間距，以避免互相影響，其空隙亦以橡膠墊阻隔背填材料。

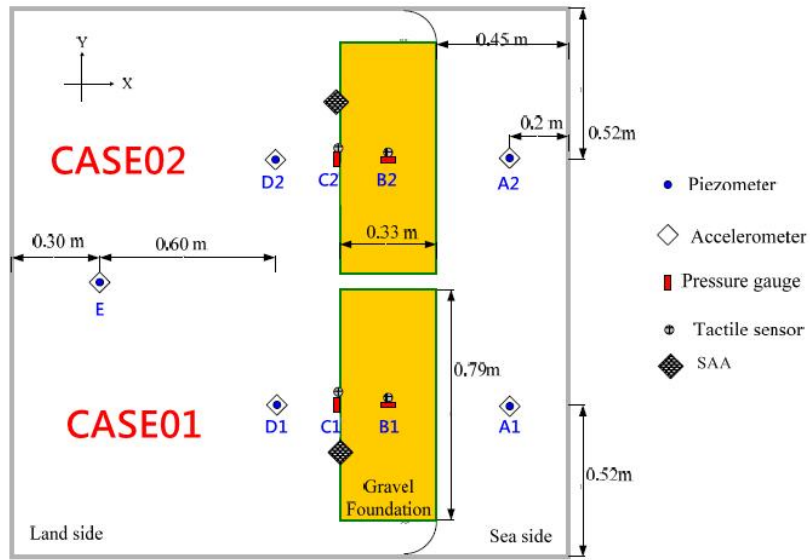
圖 4.1(a)為沉箱模型配置之上視圖，前方(正 X 向)為 45cm 海側範圍，後方為背填砂土之岸側範圍 110cm。圖 4.1(b) 為沉箱模型配置之側視圖，沉箱底部砂土深度為 70cm，背填三層礫石拋石層每層約 15 cm。

本次實驗沉箱模型由兩個以角鋼外覆 3.1 mm 鋁板組成，其實體模型如圖 4.2 所示。所配置之監測儀器包括土中加速度計與水壓計、沉箱後方與底部亦配置土壓計以量測介面壓力，儀器配置如圖 4.3 所示，詳細資料如表 4-1~4-3 所列，加速度計共 21 顆，水壓計共 15 顆及土壓計 8 顆，以監測自由場、背填礫石、基礎下方及前方海床之反應，另沉箱運動量則以 Shape Accelerometer Array (SAA)架設於沉箱背量測。

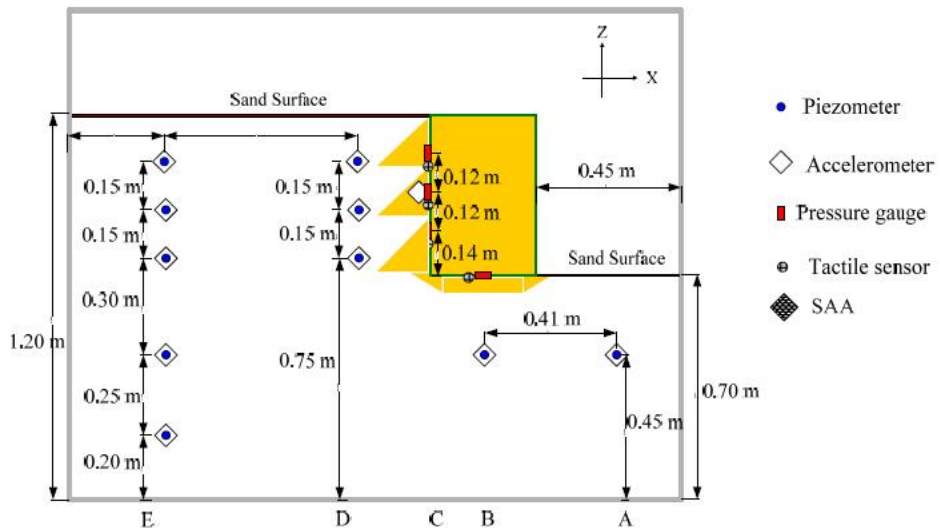
4.3 試驗設備

4.3.1 大型雙軸向剪力試驗盒

本研究使用大型雙軸向剪力試驗盒 (翁作新等, 2001) 模擬錨碇式板樁碼頭於半無限空間土層中之受震行為。此剪力試驗盒由十五層內外複合框架組合而成，剪力試驗盒內框尺寸長寬高分別為 188 cm、188 cm 及 152 cm，外框尺寸長寬高分別為 194 cm、234 cm 及 152 cm。在外框之外有鋼性外牆以供支撐 (圖 4.4)。



(a)



(b)

圖 4.1 震動台沉箱模型配置(a)上視圖(b)測試圖

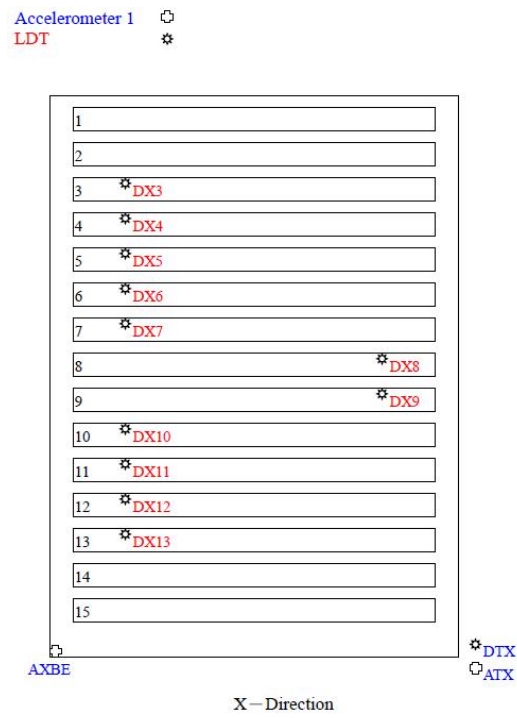


(a)

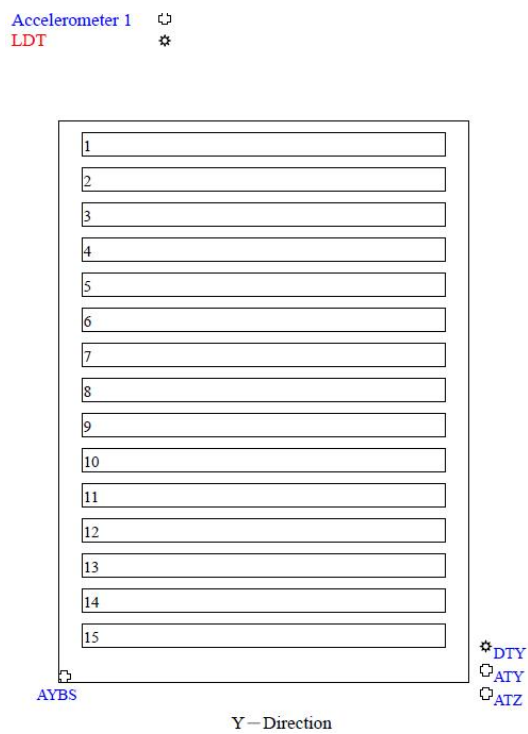


(b)

圖 4.2 沉箱實體模型(a)沉箱骨架(b)沉箱組合完成圖



(a)



(b)

圖 4.3 剪力試驗盒外部之位移計、加速度計配置圖

表 4-1 砂土試體內部微型加速度計

Sensor Name	Location (shear box)	Elevation (cm)
PCBA1	A1	45
PCBA2	A2	45
PCBB1	B1	45
PCBB2	B2	45
PCBC1	C1	CASE01 沉箱背 26cm
PCBC2	C2	CASE01 沉箱背 26cm
PCBD1-1	D1-1	105
PCBD1-2	D1-2	90
PCBD1-3	D1-3	75
PCBD2-1	D2-1	105
PCBD2-2	D2-2	90
PCBD2-3	D2-3	75
PCBE1	E1	105
PCBE2	E2	90
PCBE3	E3	75
PCBE4	E4	45
PCBE5	E5	20

表 4-2 砂土試體內部水壓計

Sensor Name	Location (shear box)	Elevation (cm)
WP1	A1	45
WP2	A2	45
WP3	B1	45
WP4	B2	45
WP5	D1-1	105
WP6	D1-2	90
WP7	D1-3	75
WP8	D2-1	105
WP9	D2-2	90
WP10	D2-3	75
WP11	E1	105
WP12	E2	90
WP13	E3	75
WP14	E4	45
WP15	E5	20

表 4-3 沉箱表面土壓計

Sensor Name	Location (shear box)	Elevation (cm)
PG1	B1	CASE01 沉箱底部
PG2	C1-1	CASE01 沉箱背 38cm
PG3	C1-2	CASE01 沉箱背 26cm
PG4	C1-3	CASE01 沉箱背 14cm
PG5	B2-1	CASE02 沉箱底部
PG6	C2-1	CASE02 沉箱背 38cm
PG7	C2-2	CASE02 沉箱背 26cm
PG8	C2-3	CASE02 沉箱背 14cm
TS1	B1	CASE01 沉箱底部
TS2	C1-1	CASE01 沉箱背 38cm
TS3	C1-2	CASE01 沉箱背 26cm
TS4	C1-3	CASE01 沉箱背 14cm
TS5	B2-1	CASE02 沉箱底部
TS6	C2-1	CASE02 沉箱背 38cm
TS7	C2-2	CASE02 沉箱背 26cm
TS8	C2-3	CASE02 沉箱背 14cm

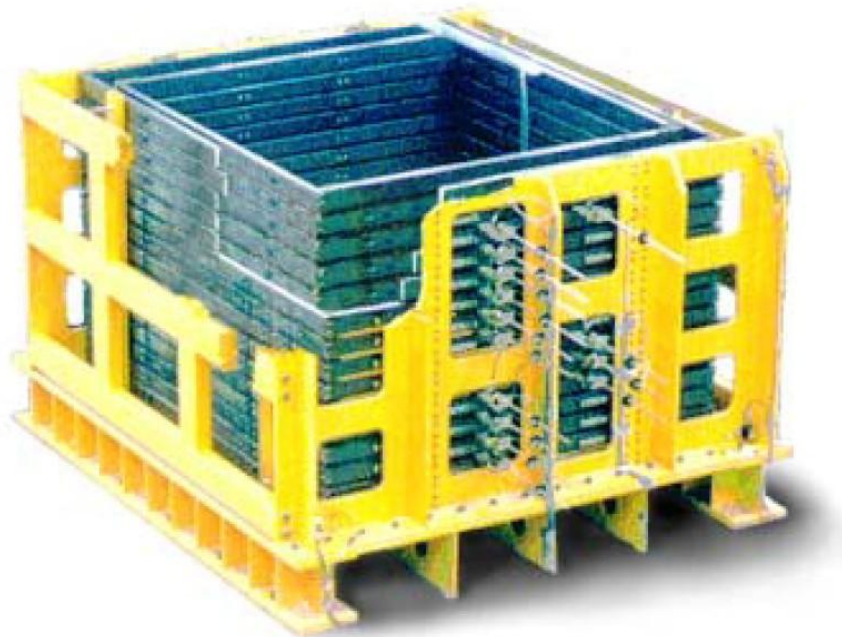


圖 4.4 雙軸向剪力試驗盒外觀 (翁作新等，2001)

試驗之砂土試體及錨碇式板樁碼頭模型置於內框中進行受震模擬。在剪力試驗盒外框之相對邊上裝設有成對的線性滑軌，以提供外框相對於外牆在 X 方向的滑動，而內框上亦有成對線性滑軌之裝置，以提供內框相對於外框在 Y 方向的滑動 (圖 4.5)。如此設計，剪力試驗盒便可模擬雙軸向的土層震動。

另外考慮到柔性邊界之運動機制，剪力試驗盒之內外框皆以十五層框架堆疊而成，在試驗過程中雖然單一框架本身因具有相當之剛性而無法產生變形，但各框架間可存在水平向的相對運動，因此剪力試驗盒中之砂土試體在縱剖面上可隨地震波作用而變形(圖 4.6)。

在試驗過程中，為了維持剪力試驗盒內砂土試體之水密性，以模擬飽和砂土試體在受震液化過程中超額孔隙水壓的激發情形，本試驗採用厚度為 3 mm 的矽膠膜做為防水材料，固定於內框上 (圖 4.7)。

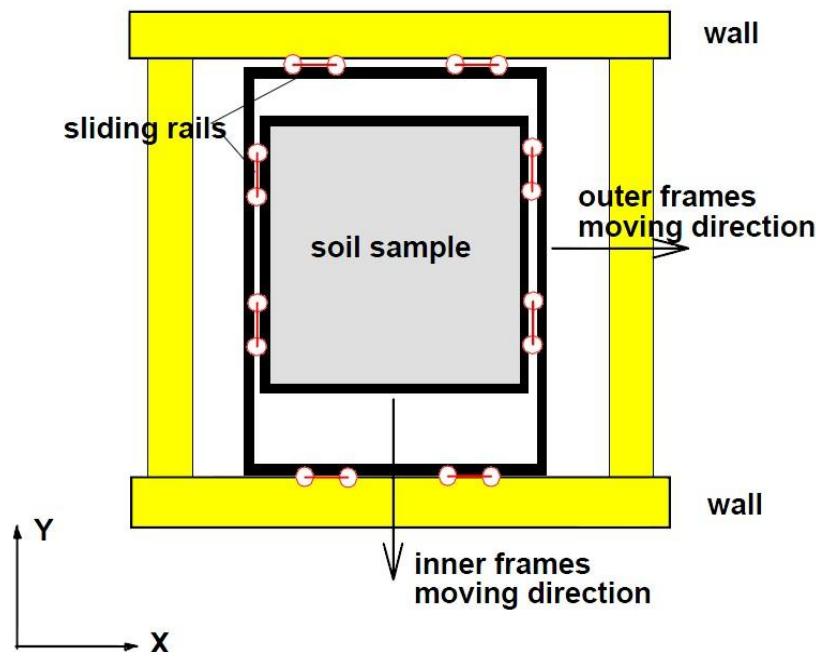


圖 4.5 內外複合框架配合兩組滑軌 (翁作新等，2001)

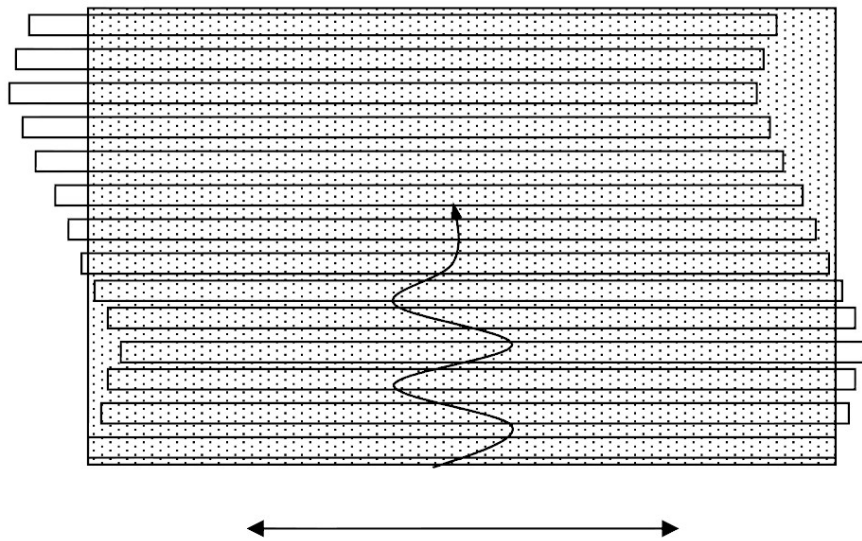


圖 4.6 剪力試驗盒運動型態示意圖 (翁作新等，2001)

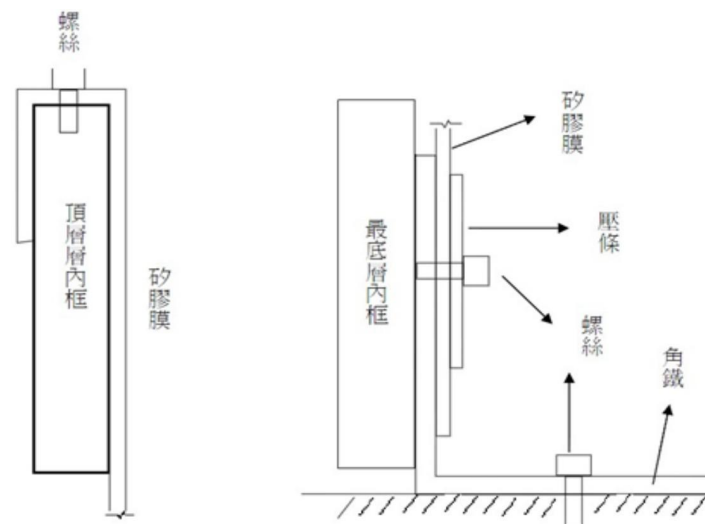


圖 4.7 矽膠膜裝設示意圖

4.3.2 大型砂土質落箱

本試驗採用固定式質落裝置，進行試體準備工作(圖 4.8)。質落裝置共分為三大部分：

1. 質落箱本體 (圖 4.9)。

2. 可抽換式多孔盤 (圖 4.10)。

3. 分散器 (圖 4.11)。

「質落箱本體」用以放置試驗用土樣，其底板鑽有平均分布之孔洞，使砂土通過孔洞下落，孔洞之孔徑為 40 mm。在質落箱本體下方接以「可抽換式多孔盤」，其孔徑分別有 15 mm、20 mm、30 mm 及 40 mm，可視需要選用。質落的開始與結束以按壓控制鈕加以控制，因可抽換式多孔盤之開關由一組電動馬達控制，使開關動作可在一秒內完成，因此消除因開關時間不一致而使空間上質落量不均之虞慮。在可抽換式多孔盤下方接有「分散器」，即四面相隔 7 cm 的篩網，網目大小為 4.76 mm，線徑為 1.6 mm，並彼此交錯成 45° ，以達到砂土均勻質落入剪力試驗盒內之目的。



圖 4.8 以質落裝置進行試體準備



圖 4.9 實落箱本體裝填欲實落之越南砂

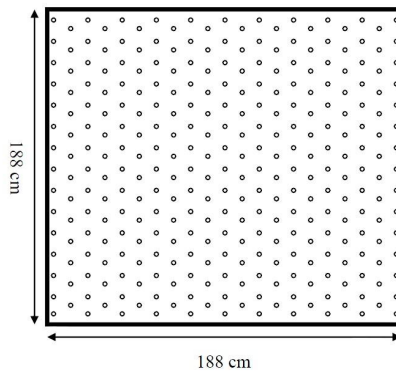
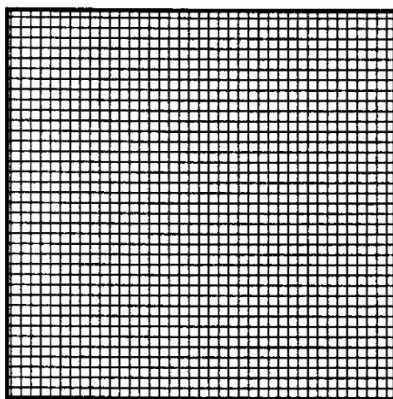
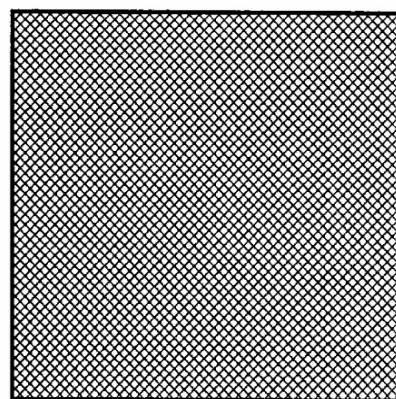


圖 4.10 實落箱本體與可抽換式多孔盤之孔位配置圖(翁作新等，2003)



第一、三層篩網



第二、四層篩網

圖 4.11 分散器 — 實落箱底部篩網 (翁作新等，2003)

本試驗之實降法採用濕沉降法，進行方式為於剪力試驗盒內注入足夠高度的水，使實落完成後水面高度仍高於砂面高度。注水量與落砂量之控制，可依從前使用濕沉降法所得的試體孔隙比經驗概略估算。濕沉降法可使砂土顆粒在落入剪力試驗盒之水中後，因受到水之阻力而達終端速度，並趕散附著於砂土顆粒上之空氣及塵埃，達到均勻飽和之試體準備目的。根據翁作新等(2003)之試驗結果，濕沉降法的砂土試體準備結果如下：

1. 均勻性：砂土經由空氣實落至注水剪力試驗盒中時，部份砂土顆粒直接沉降至剪力試驗盒底部，而較慢落下的部份則持續受到上部落砂之衝擊，在水中不斷翻湧，直至實落結束後才緩慢沉降。根據試驗觀察，濕沉降法之試體準備方法可得到平整的砂土試體表面。
2. 飽合度：砂土在經過一段時間的翻湧後，附著於砂土顆粒上密度較小之空氣及塵埃會被趕散而懸浮於水面上。實落完成後，砂土試體內部並未發現明顯的大氣泡顆粒。

4.4 試體準備與試驗步驟

4.4.1 沉箱碼頭模型之架設

本研究之沉箱碼頭模型尺寸及配置主要依照期中報告之規劃進行，唯小部分為配合實際需要做細部更動。沉箱碼頭模型架設步驟條列如下：

1. 於沉箱表面標定出欲固定量測儀器之點位。
2. 於沉箱兩側分別固定一 0.5 cm 厚之軟性墊板。
3. 將量測儀器包含土壓計 16 個、加速規 2 個及 SAA 2 支固定於沉箱上。

4.4.2 量測儀器之架設

砂土試體內部之量測儀器包含微型單向加速度計及水壓計。其綁設步驟條列如下：

1. 以釣線依照欲綁設量測儀器之座標拉出經緯線，固定於剪力試驗盒外牆上。並拉以垂直向之釣線固定於剪力盒底部。
2. 於垂直向之釣線上標出量測儀器之綁設高程。
3. 將水壓計以膠帶按設計高程固定於釣線上，並注意水壓計上之透水石應外露，以達監測效果。
4. 將微型單向加速度計按設計高程固定於釣線上。因加速度之量測有方向性之考量，在固定微型單向加速度計時須特別注意。
5. 固定量測儀器之釣線，將於試驗進行前全數剪斷，以移除釣線對量測儀器隨試體震動之限制。

4.4.3 砂土賈降與人工回填

因沉箱碼頭模型之面海側及回填側砂面高程不同，且需人工回填礫石，含基礎礫石及背填土礫石，無法全程使用賈落裝置進行砂土試體準備。本研究之砂土試體準備主要分為以下階段：

1. 注水入剪力試驗盒中。
2. 使用賈落箱賈落。
3. 基礎挖除 10cm，以人工回填礫石。
4. 以天車吊掛沉箱至選定位置並將內部填滿礫石。
5. 背填砂土及礫石分為三層以人工回填。

依照試驗規劃，第一階段在剪力試驗盒內注入足夠高度的水，使賈落完成後水面高度仍高於砂面高度。注水量與落砂量之控制，可依從前使用濕沉降法所得的試體孔隙比經驗概略估算。第二階段以賈落箱賈落砂土至挖泥線高程，第三階段將 CASE01 底部以人工挖除 10 公分深度的砂土，並回填礫石(圖 4.12)。第四階段將兩組沉箱以天車吊掛至規劃之位置，並將內部填滿礫石。然而在安置沉箱時發現 CASE02 之 SAA 已歪斜，為了將沉箱與 SAA 貼合，所以將 CASE02 之沉箱模型向後退(負 X 向)約 10 公分(圖 4.13)。第五階段分為三層依序注水及

人工回填背填礫石以及砂土(圖 4.14)。回填完成後，靜置試體約 24 小時，待砂土完全沉澱後完成試體準備(圖 4.15)。



圖 4.12 CASE02 人工回填基礎礫石



圖 4.13 沉箱碼頭模型安置完成



圖 4.14 第二層背填礫石人工回填完成



圖 4.15 試體準備完成圖

4.5 震動台液化試驗資料處理

4.5.1 資料分析架構

本研究所使用之量測儀器如 4.2 節所列，包括架設於剪力試驗盒外部之加速度計及位移計，架設於砂土試體內之微型單向加速度計及水壓計，以及架設於沉箱模型之土壓計、加速度計及 SAA。本研究對各量測儀器資料處理流程及資料間相互關係如圖 4.16 所示，並於以下各小節詳述。

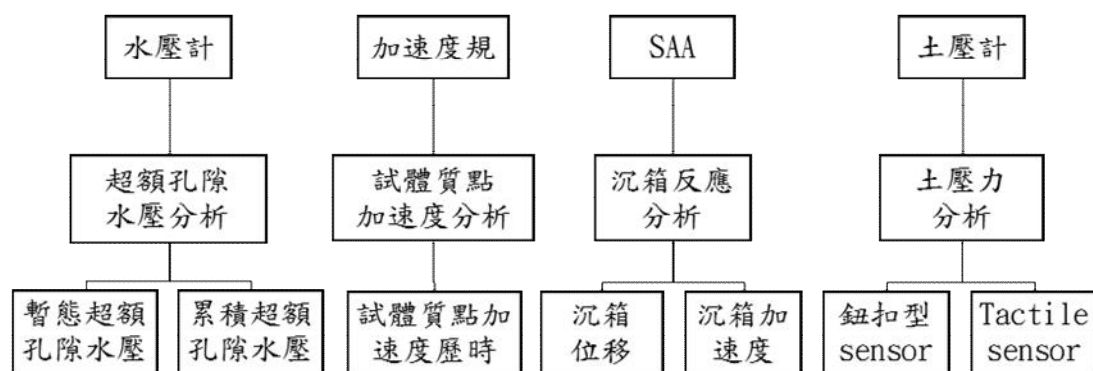
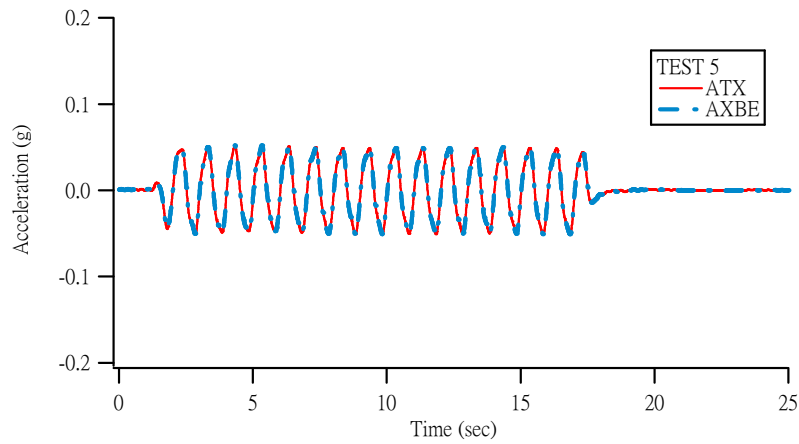


圖 4.16 資料處理架構

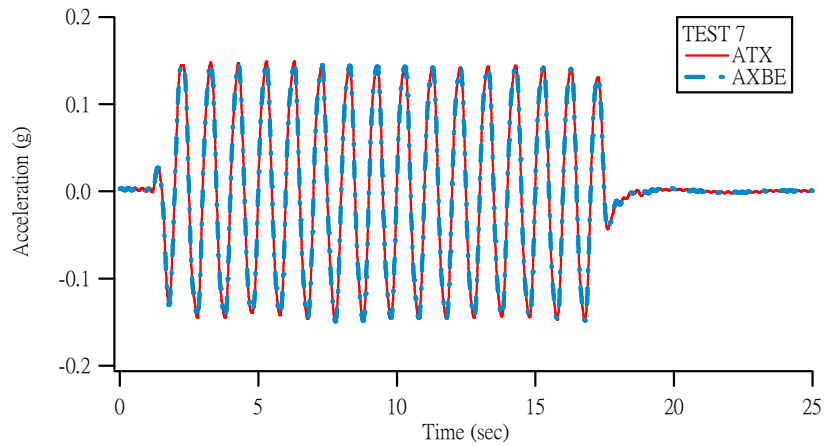
4.5.2 加速度及位移資料分析

本研究在剪力試驗盒分層框架上分別架設了 11 個 X 方向的位移計，用以了解各土層受震之運動情形。在剪力試驗盒外牆之 X 方向、Y 方向上亦各架設了 1 個位移計，其量測資料可了解剪力試驗盒在輸入震動後的反應果效。加速度計及位移計之結果，可以透過加速度之兩次微分或位移的兩次積分兩相比較，也可將加速度做一次積分和位移做一次微分為速度相互比較。

圖 4.17 為 Test 5 與 Test 7 之剪力試驗盒整體 X 加速度歷時，ATX 裝設於剪力試驗盒外牆頂部，AXBE 則位於底部，由圖可見架設於剪力盒外牆與震動台上之加速度計，皆未涉及土層運動，因此兩者量測資料有極高的一致性。



(a)

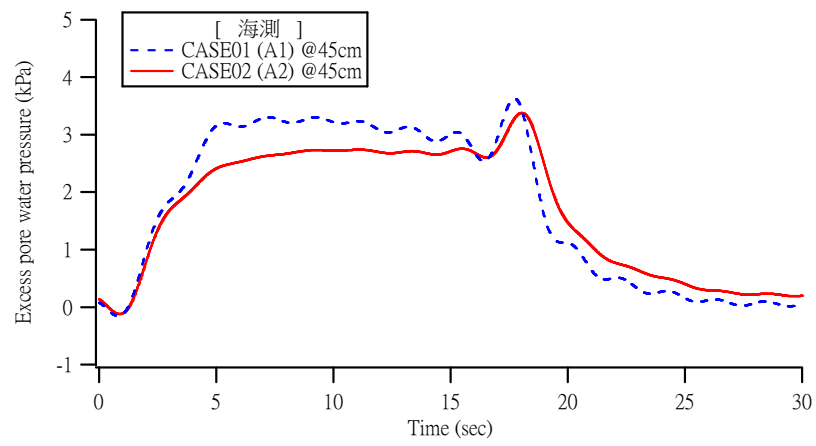


(b)

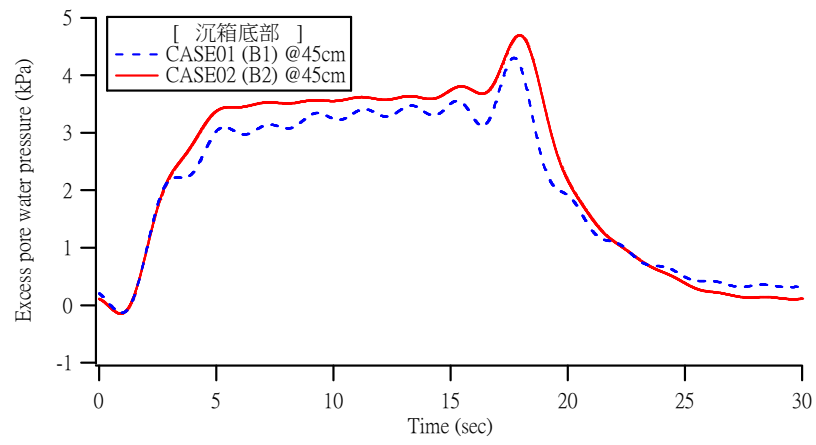
圖 4.17 剪力試驗盒整體加速度歷時(a) Test 5(b) Test 10

4.5.3 水壓計資料分析

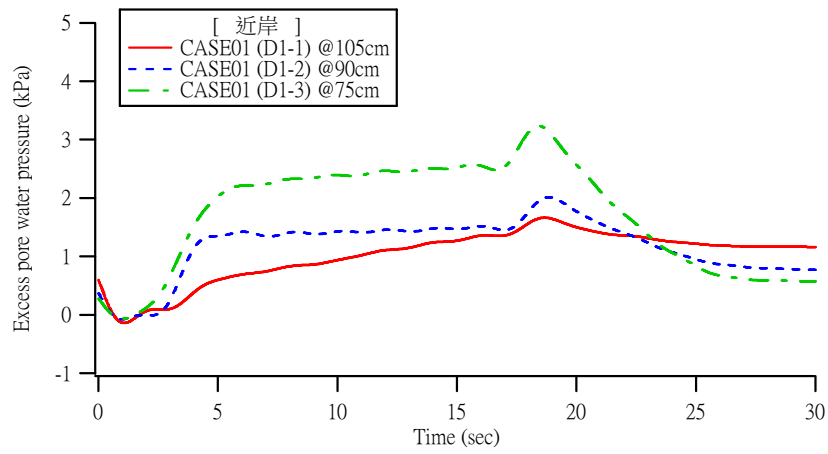
在震動台震動過程中，砂土試體因受到反覆剪動而造成其結構發生改變，並且同時激發試體內部之超額孔隙水壓力。本研究在砂土試體中埋設了 15 個水壓計，由圖 4.1 可知在沉箱的海側、底部、近岸、離岸及沉箱背，皆分別埋設了水壓計，用以監測沉箱碼頭模型近場區及自由場之累積超額孔隙水壓力激發情形。量測得之資料皆以切斷頻率 0~0.5 Hz 之低通濾波濾除雜訊，而後分別繪出不同剖面及 CAES01 或 CASE02 不同條件下各高程之累積超額孔隙水壓力歷時。圖 4.18 為 Test 7 各點位高程之超額孔隙水壓力歷時。



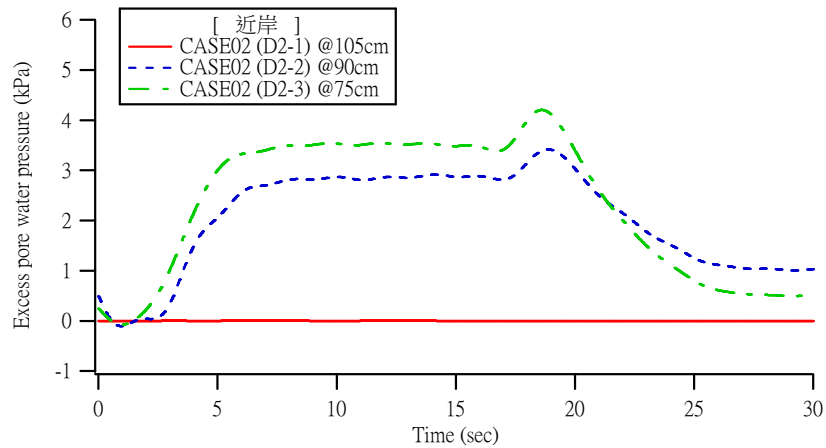
(a)



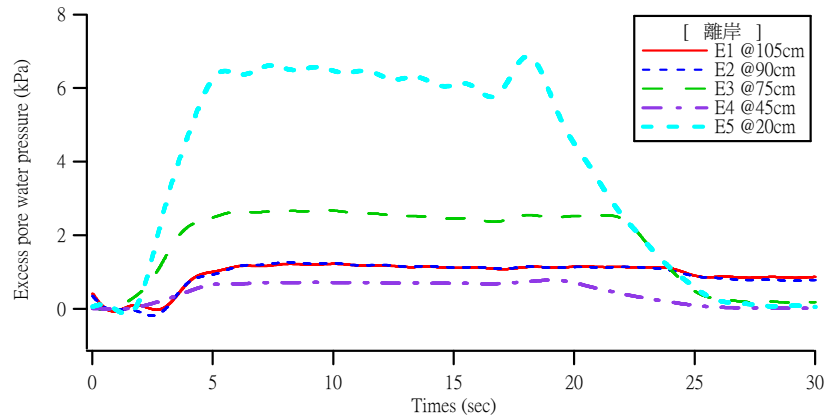
(b)



(c)



(d)

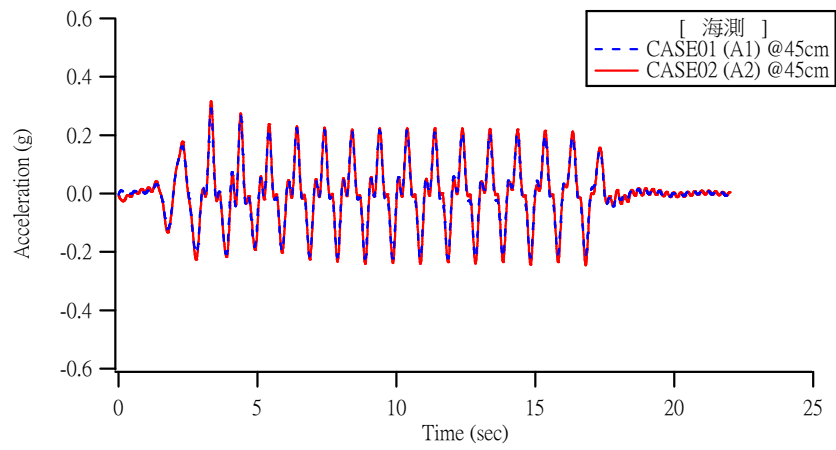


(e)

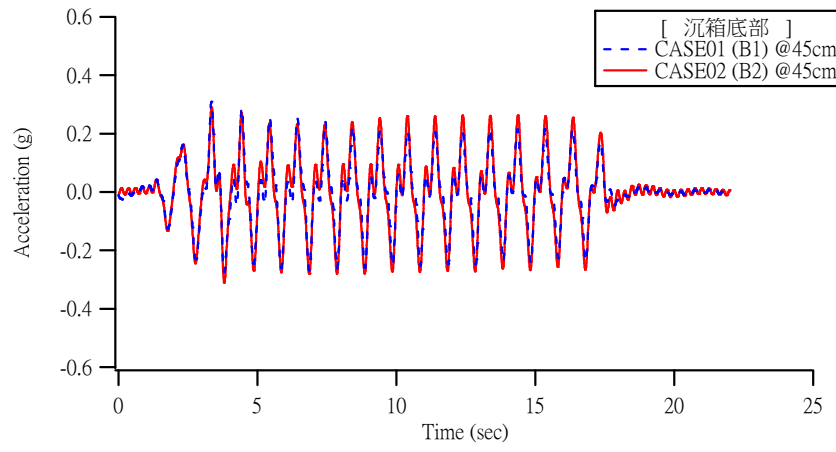
圖 4.18 Test 7 之超額孔隙水壓歷時(a)海測(b)沉箱底部(c)近岸
CASE01(d)近岸 CASE02(e)離岸

4.5.4 微型單向加速度資料分析

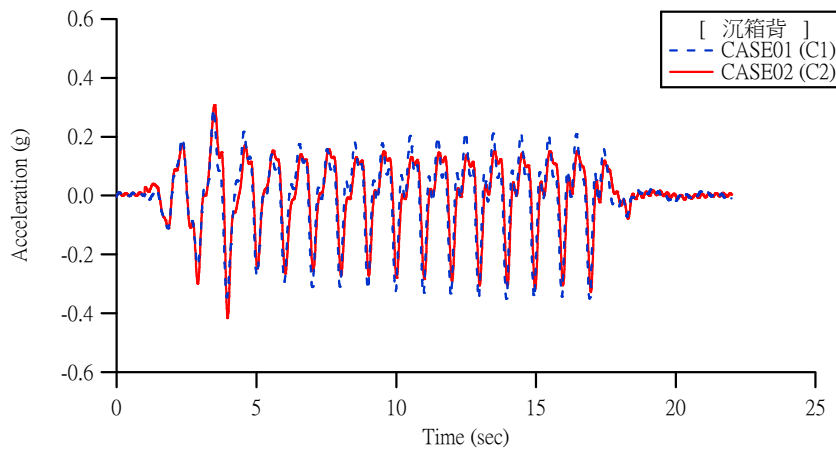
本研究在埋設水壓計之相同點位皆同時埋設以微型單向加速度計，用以了解不同點位砂土試體質點之受震反應，並且在沉箱背後埋設加速度計，以了解沉箱-土壤結構互制反應，並可與 SAA 之加速度資料做互相比對。因本次試驗輸入地震以 X 方向之正弦波為主，因此微型單向加速度計之量測方向亦以 X 方向為主，所擷取之加速度資料，以帶通濾波 (0.25Hz~4Hz) 濾除雜訊。圖 4.19 為 Test 7 各點位高程之加速度歷時比較。



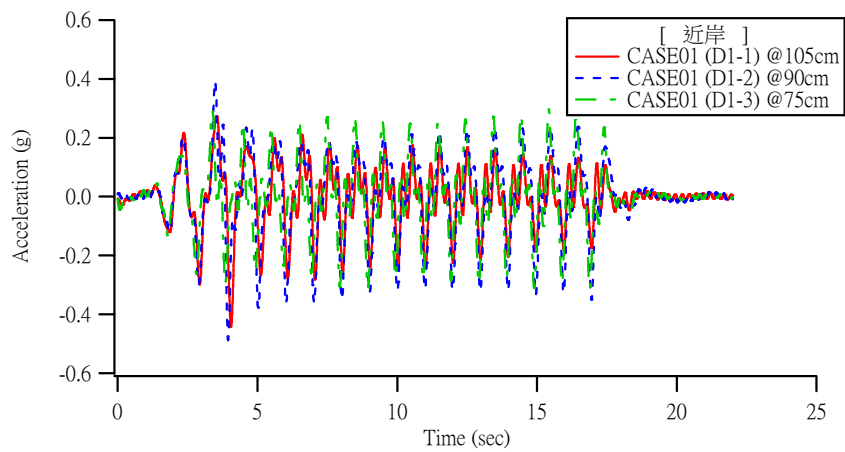
(a)



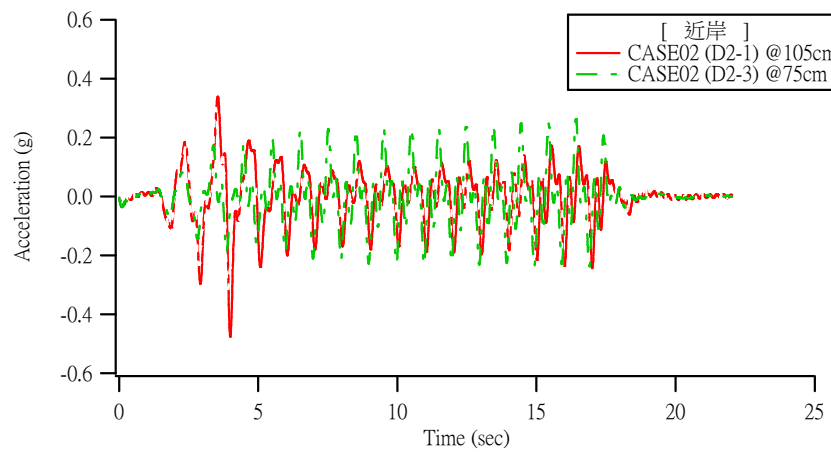
(b)



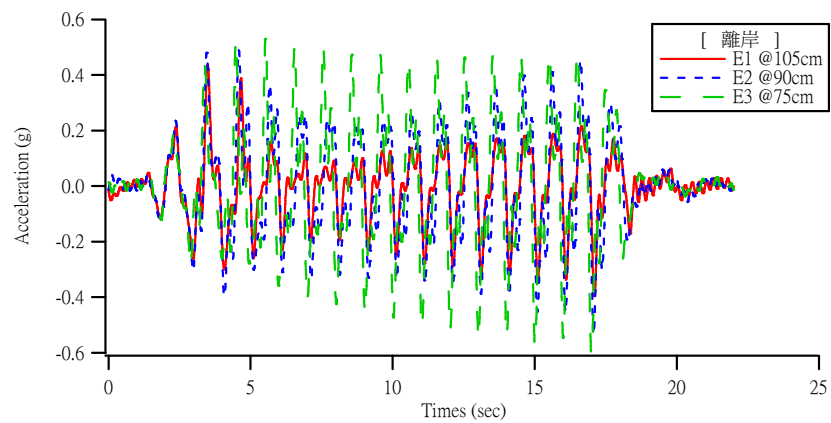
(c)



(d)



(e)



(f)

圖 4.19 Test 7 之加速度歷時(a)海測(b)沉箱底部(c)沉箱背(d)近岸 CASE01(e)近岸 CASE02(f)離岸

4.5.5 SAA資料分析

本研究將兩支 SAA 分別裝設於兩組沉箱臨近中心線之位置，由底部至頂部縱向裝設，如圖 4.1 所示。SAA 為一長型帶狀之量測儀器，於頂底並中間段等間距設定節點，節點與節點中間有感測子可量測該點位之質點加速度及轉角，再經過 SAA 中內建之微處理器對加速度及轉角資料進行積分而得到質點變位，因此可了解受測試體之變位情形。本次試驗所使用之 SAA 分為 8 段共 9 個節點，因此可得到 8 個點位的加速度記錄，及 9 點位的位移記錄。SAA 縱向裝設測得受測試體質點之側向變位，或水平向裝設得到質點垂直變位，本研究採用前種裝設方式，如此測得沉箱受震後之側向變位。

圖 4.20 為 Test 1 至 Test 7 沉箱之位移紀錄。由圖 4.20(a)可看出 CASE01 之 Test 1 至 Test 6 沉箱皆無明顯位移，Test 7 沉箱有明顯向海側位移且向下沉陷的現象。圖 4.20(b)為 CASE02 之位移記錄，Test 1 至 Test 3 SAA 因試體準備時前端下沉，在 Test 5 因砂土液化無束制力 SAA 向上彈起，Test 5~Test 6 無明顯位移，至 Test 7 沉箱有明顯向海側位移並下沉。正 X 向為沉箱面海側之方向。

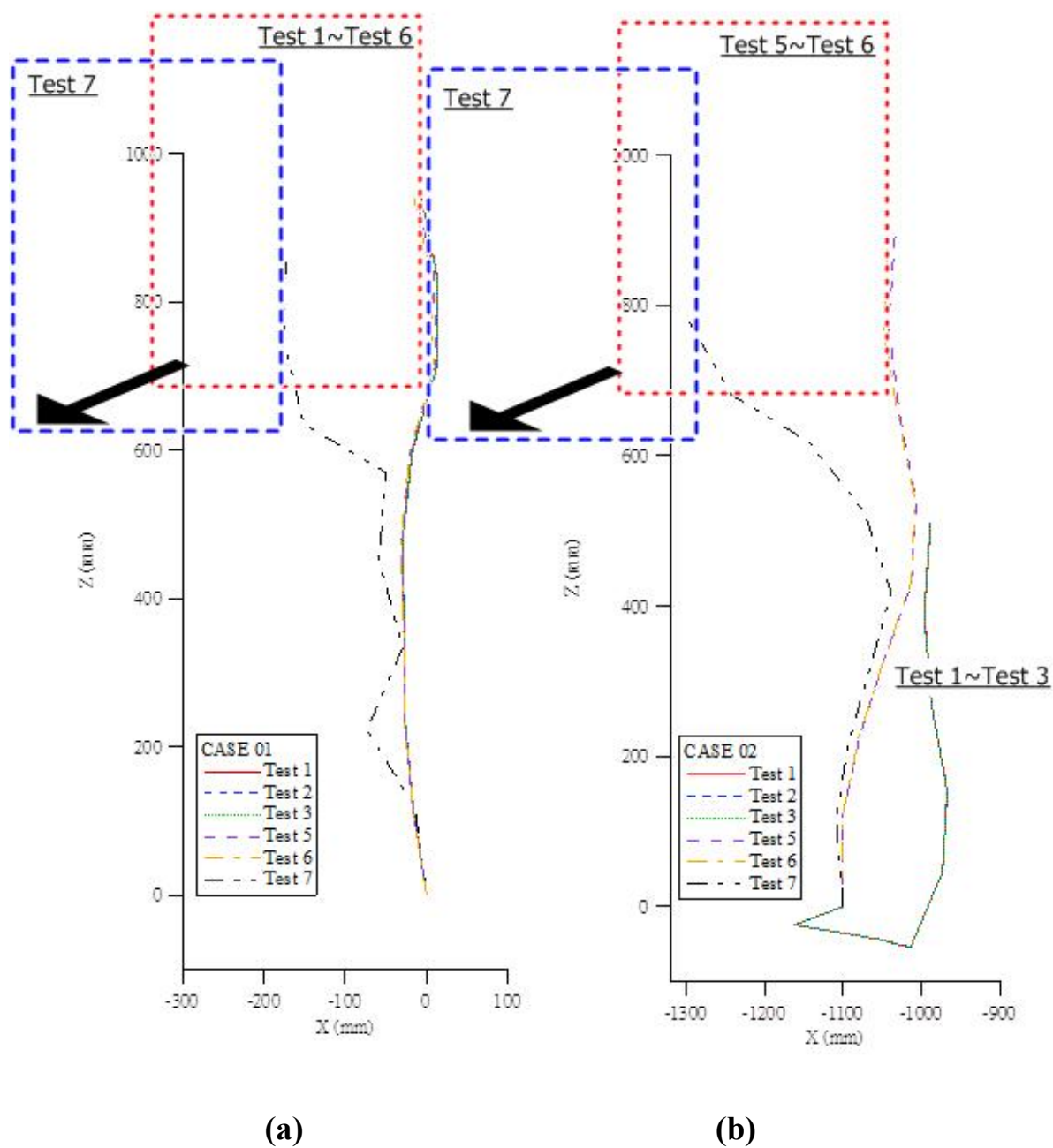


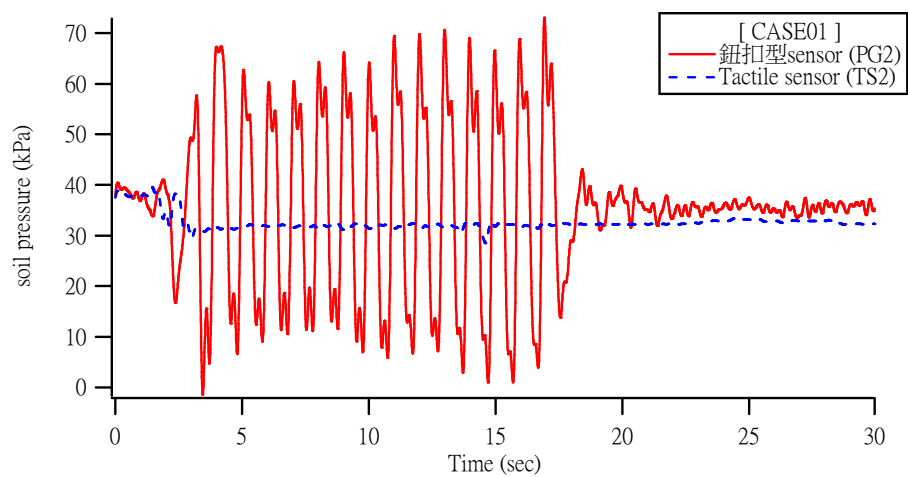
圖 4.20 TEST 1 至 TEST 7 沉箱位移紀錄(a)CASE01(b)CASE02

4.5.6 土壓計資料分析

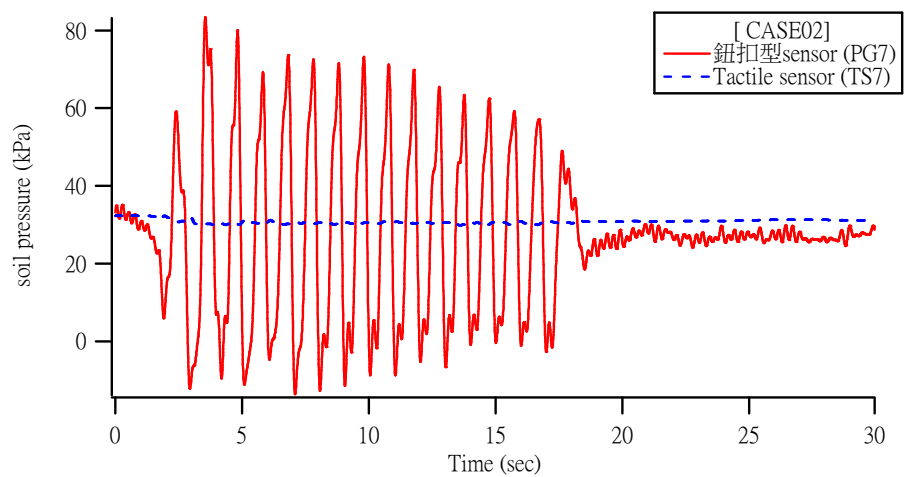
本研究將兩組土壓計分別裝設於兩組沉箱臨近中心線之底部及沉箱背部不同高程共計 16 顆，如圖 4.1 所示。本次實驗分別於同一點位裝設兩顆不同型式之土壓計，分別為鈕扣型 sensor 及 Tactile sensor 各 8 顆，可加以驗證比較。實驗完成後發現 Tactile sensor 之動態反應不如預期，所以將 Tactile sensor 之土壓力值用以觀測靜態土壓，鈕扣型 sensor 用以觀測動態土壓反應，表 4-4 為本次使用之土壓計簡易規格，圖 4.21 為 Test 7 CASE01 沉箱背深度 38 cm 處及 CASE02 沉箱背深度 26 cm 處土壓力歷時，震動前 4.21(a) 因深度較深其靜土壓力較大，但震動時不同深度土壓力振幅約略相近，此與圖 3.23 之數值分析結果趨勢吻合，後續比對將於下一年度進行。

表 4-4 鈕扣型 sensor 及 Tactile sensor 規格

Tactile sensor	
	
廠牌	
型號	A201
最大乘載力	4.4N
鈕扣型sensor	
	
廠牌	
型號	BEC-A
最大乘載力	1MPa



(a)



(b)

圖 4.21 土壓力歷時(a) CASE01 沉箱背深度38cm 處土壓力(b) CASE02 沉箱背深度 26cm 處土壓力

第五章 碼頭動態監測站維護

5.1 KH120 棧橋式碼頭監測站

5.1.1 KH120現地配置

高雄港 120 號碼頭為典型鋼管樁支撐之碼頭、現地地質狀況單純且有相關資料、鄰近具電力供應設施且有一簡易遮蔽物，監測站原有配置如圖 5.1 所示，包括一海床地震儀、一陸上地震儀，水下動態基樁變位監測系統及一動態監測主機，相關監測系統與管線將以地下化、隱蔽與不妨礙碼頭動線為原則。

動態基樁變位監測系統則裝置於由岸邊向內陸之第二根直樁上，將於基樁每隔 50 cm 間距，以鋼製套環鎖於基樁表面，其結合完成如圖 5.1 所示，水下設備之管線將以浮管方式固定於棧橋版下方，並由近岸起重機軌道後方之排水通氣孔穿出至地表，並開挖淺溝埋於地下，施工完並回復原狀。陸上施工包括陸上地震儀與監測主機，陸上地震儀裝置於地表，裝置於現地配線箱機座上，以避免影響動線與人為碰撞，相關管線以淺溝埋設於淺層地表下。監測主機安裝於起重機軌道後方之貨櫃屋中，該貨櫃屋目前僅堆置雜物，且上方有港區監視系統，商借一約 1m*2.5m 之面積放置監測系統主機櫃，並將裝置一空調與警報系統，所需電源向現有租用單位借用，另向中華電信申請固定 IP 之 ADSL 與電話。

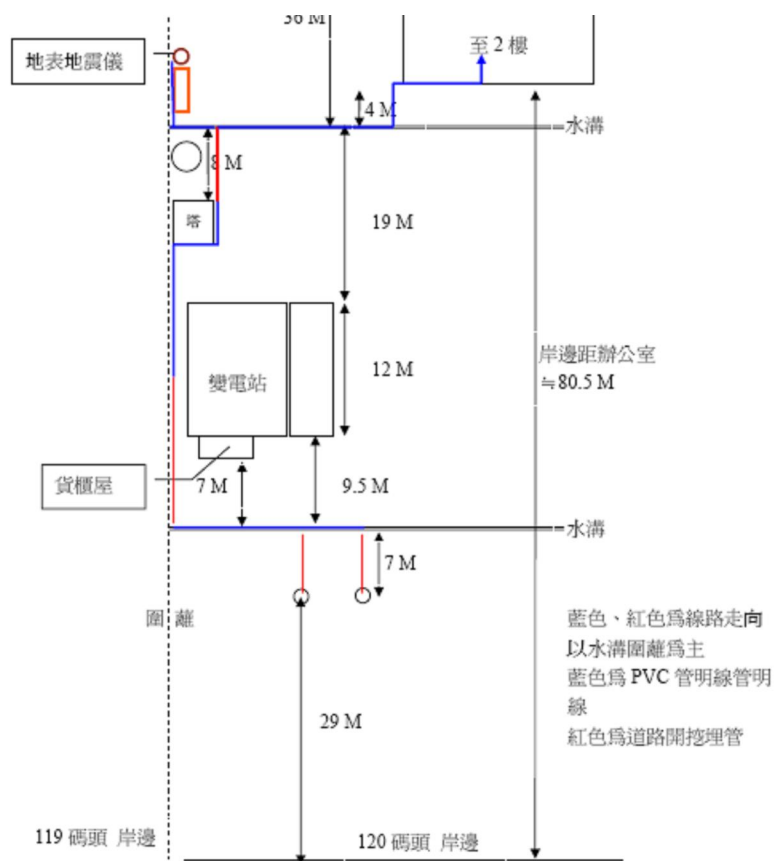
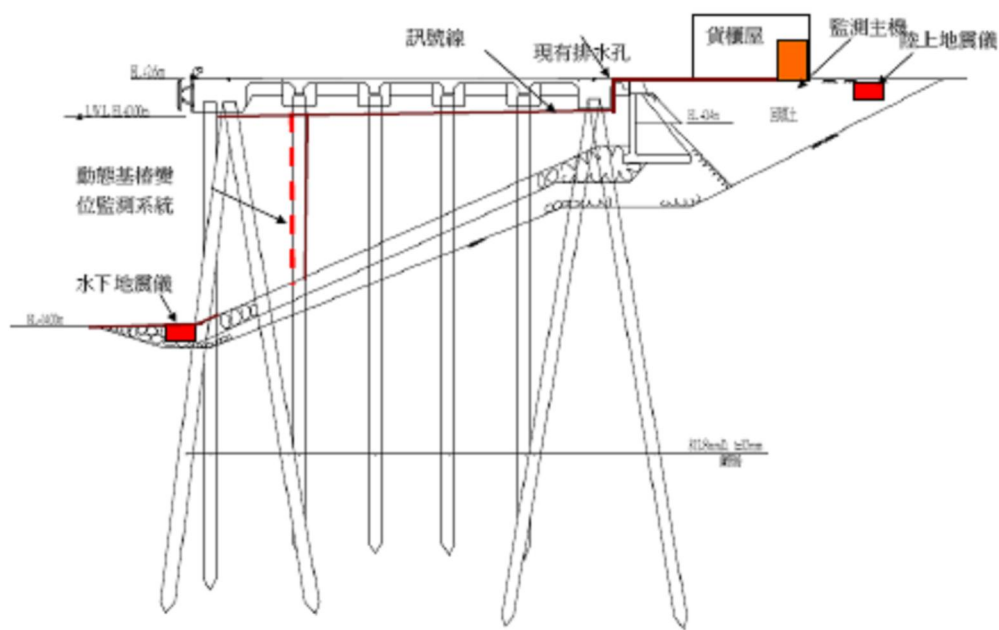


圖 5.1 高雄港 120 號碼頭動態監測站配置

5.1.2 KH120棧橋式碼頭監測站現況

本測站原裝設之水下動態基樁變位監測系統因年久腐蝕，導致失去功能，且原有監測主機亦因近海之故，主機板腐蝕嚴重，101 年度計畫更換主機板後於 2012 年 4 月中旬重新恢復水下及陸上地震儀監測，2012/10/25 成功紀錄一 5 級有感地震，其震央位置在北緯 22.44 度東經 120.40 度，震源深度為 33 公里，芮氏地震規模為 5.5，與高雄港較接近之高雄港監測站其震度為 5 級，氣象局測站之加速度歷時如圖 5.2 所示，其水平向最大加速於 EW 向為 74.29 gal，NS 向為 81.47 gal。

KH120 測站所量得之水下與陸上地震儀如圖 5.3 及 5.4 所示，陸上地震儀資料與氣象局監測記錄波形相同但加速度震幅較小，此結果顯示 KH120 監測站仍具維護之價值。

另於 2013/9/6 紀錄一 2 級輕微有感地震，震央位於東京 120.32 度北緯 22.57 度，震源深度 206.2 公里，芮氏規模 6.8，氣象局測站之加速度歷時如圖 5.5 所示，其水平向最大加速於 EW 向為 2.57 gal，NS 向為 2.15 gal。KH120 測站所量得之水下與陸上地震儀如圖 5.6 及 5.7 所示。

本年度仍維持每週遠端測試及每用監測站現地整修，2013/06/11 地震期間因距震央較遠，並無有紀錄具意義之讀數。

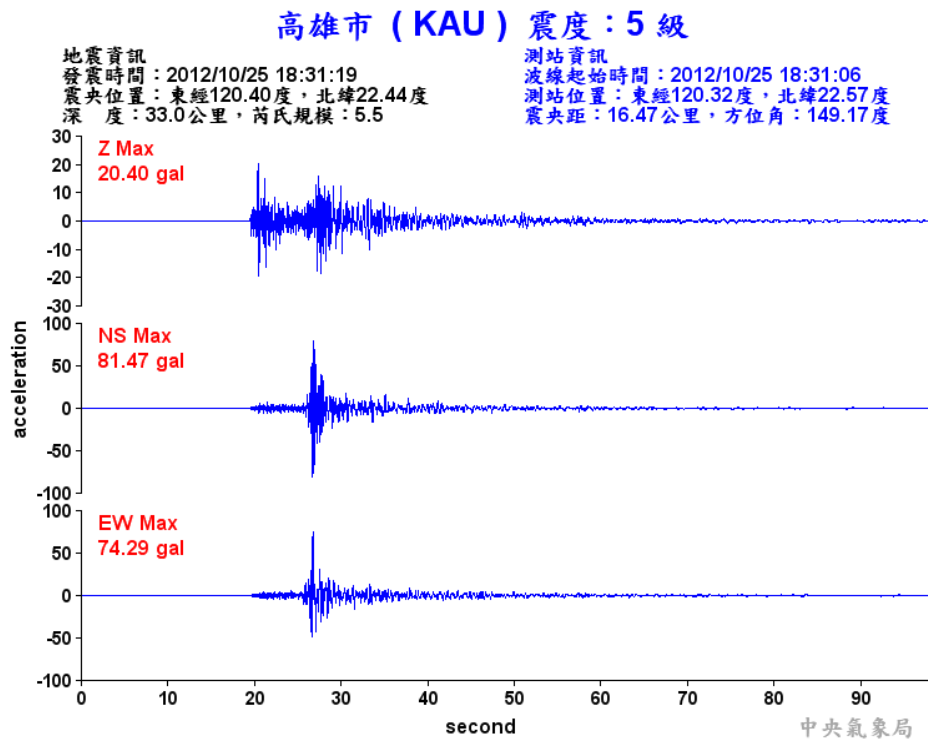


圖 5.2 2012/10/25 高雄港監測站加速度歷時(氣象局)

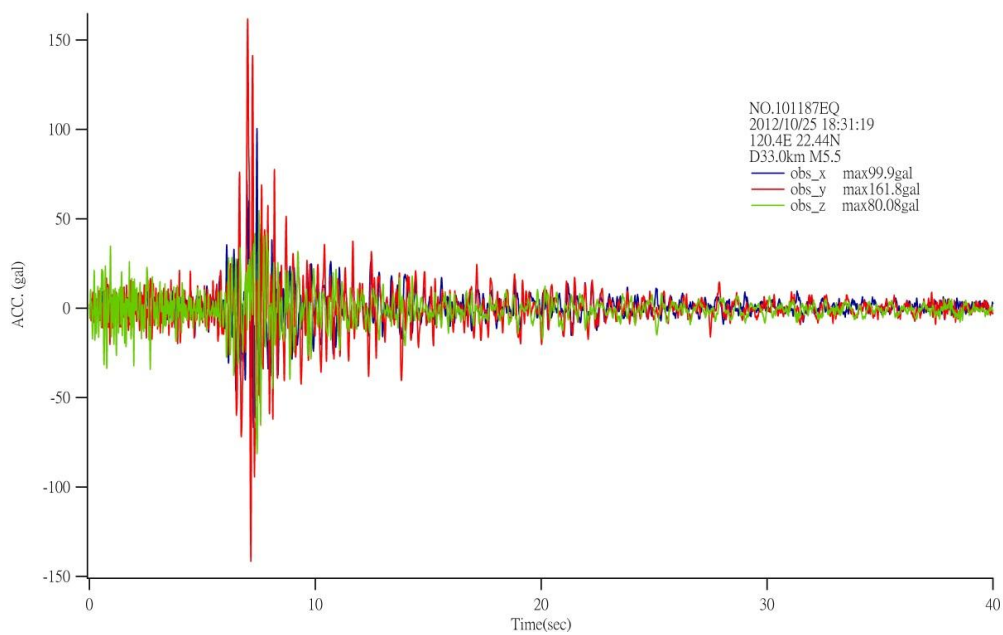


圖 5.3 2012/10/25 KH120 水下地震儀記錄

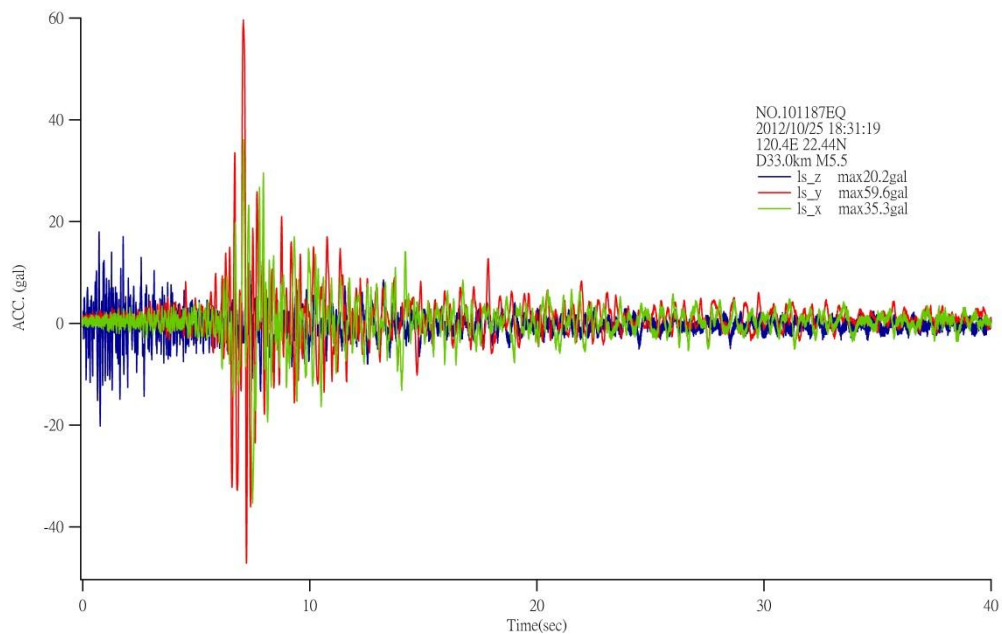


圖 5.4 2012/12/15 KH120 陸上地震儀記錄

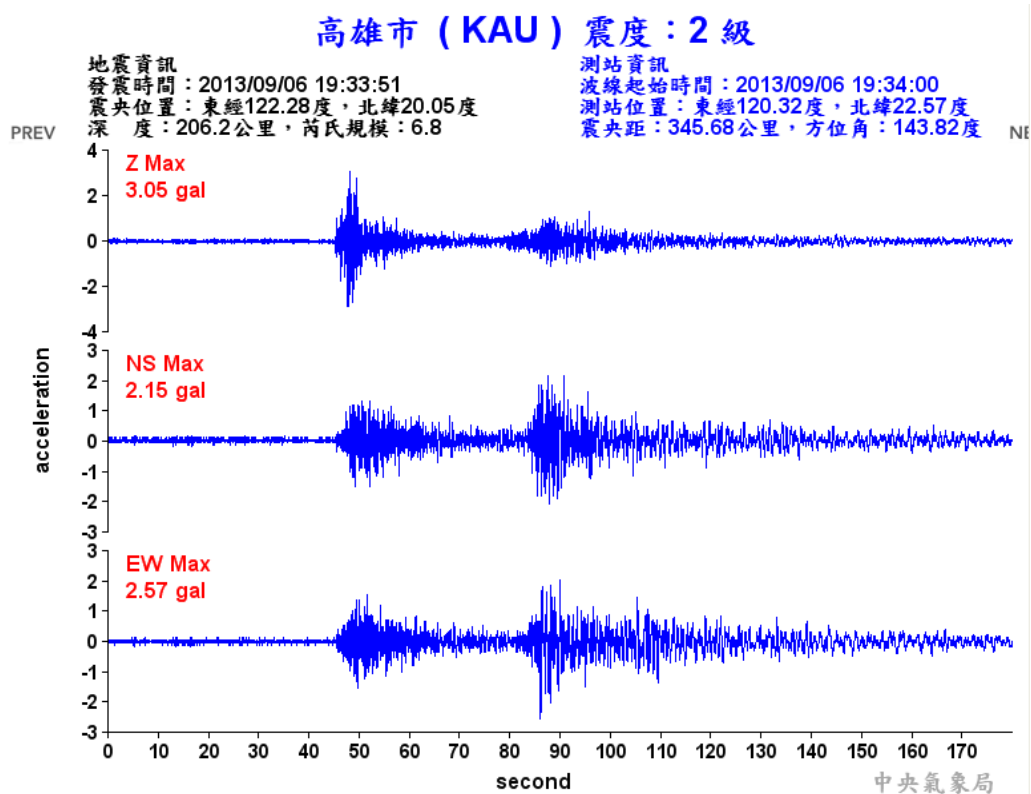


圖 5.5 2013/9/6 高雄港監測站加速度歷時(氣象局)

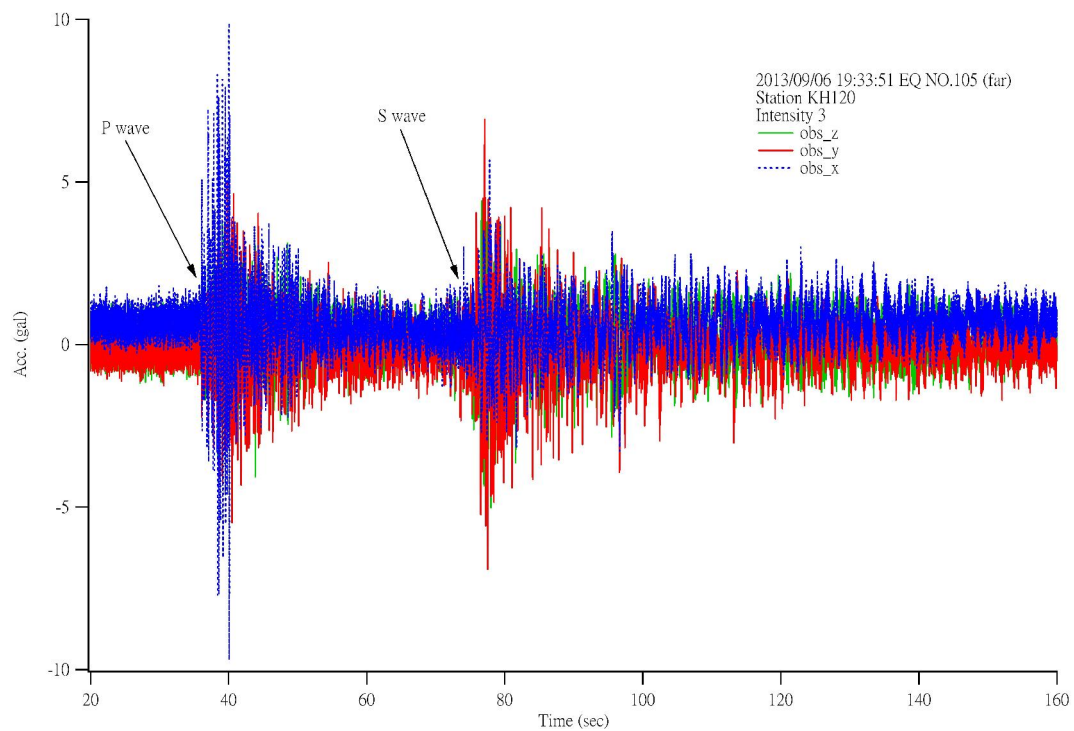


圖 5.6 2013/09/06 KH120 水下地震儀記錄

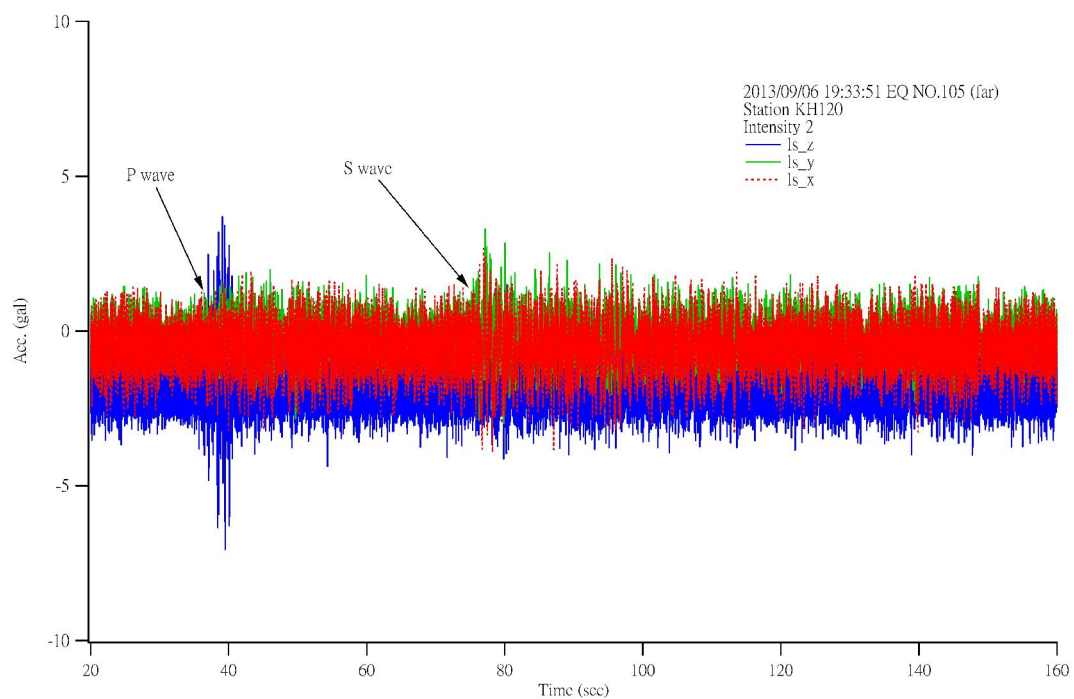


圖 5.7 2013/09/06 KH120 陸上地震儀記錄

5.2 錨碇板樁現地監測站

5.2.1 錨碇板樁現地監測站配置

現有錨碇板樁動態監測站位於臺北港外海貨櫃碼頭交界之北 2 碼頭(TPN02)，測站所在位於北 2 碼頭與北 3 碼頭交接處，交角約為 120 度，北 2 碼頭屬於錨碇鋼板樁碼頭，規劃屬散裝碼頭，北 3~6 碼頭為鋼管支撐棧橋式碼頭，規劃為貨櫃碼頭，測站所在距北 3 碼頭最近距離為 3 公尺，水下鋼板樁變位監測配置如圖 5.8 所示，裝設二組間距為 0.3 m 總長度為 4.8 m 之垂直向動態剖面儀(SAA-1 與 SAA-2)，並於二垂直剖面儀頂部加裝水平向動態剖面儀(SAA-3)，另於監測主機旁裝設陸上地震儀。

5.2.2 TPN02板樁式碼頭監測站現況

本測站於 101 年度更換 UPS 及監測主機之主機板，系統於 2012 年 4 月下旬重新上線，但由於 SAA 已裝置一定期間，因此訊號並不穩定，目前僅剩水平裝設之 SAA-3 及陸上地震儀仍持續監測，且成功紀錄 2013/03/07 地震，與臺北港較接近之台北市監測站其震度為 2 級，其加速度歷時如圖 5.9 所示，其水平向最大加速於 NS 向為 4.19 gal，EW 向為 3.95 gal。

TPN02 陸上地震儀記錄如圖 5.10 所示，最大水平加速度發生於碼頭平行向，大小為 8.42 gal，而碼頭之法線向其最大水平加速度為 7.33 gal，垂直向最大加速度為 3.6 gal，與板橋監測站比較其震幅增加約 200 %，其原因包括土層分佈、土壤性質及地形差異等，但波型相近，顯示地震儀結果具一定可信度。

另於 2013/10/31 紀錄一芮氏規模 6.3 之地震，台北市監測站其震度為 3 級，其水平向最大加速於 NS 向為 20.16gal，EW 向為 10.59 gal。其加速度歷時如圖 5.11 所示，陸上地震儀記錄如圖 5.12 所示。

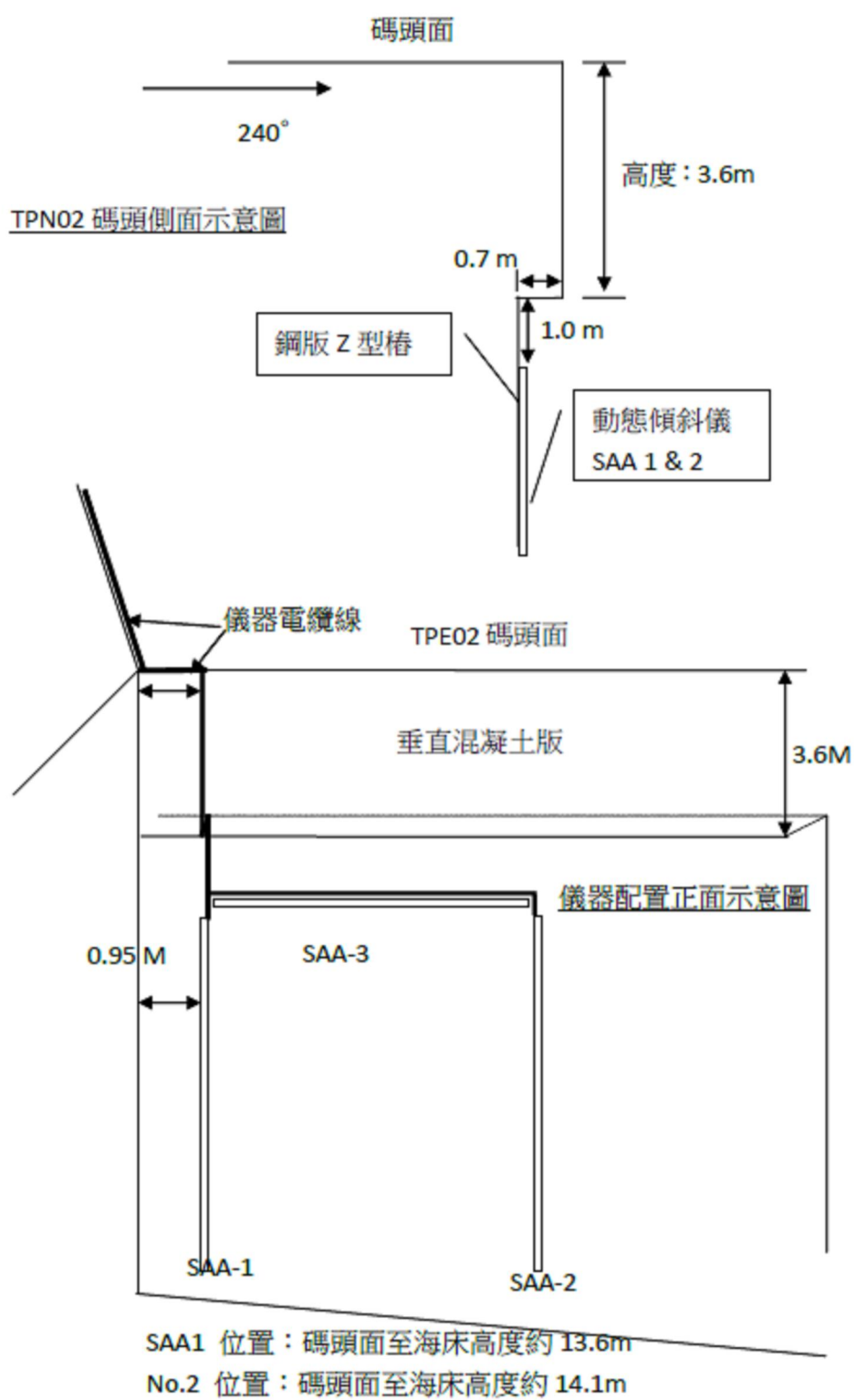


圖 5.8 TPN02 板樁變位監測配置圖

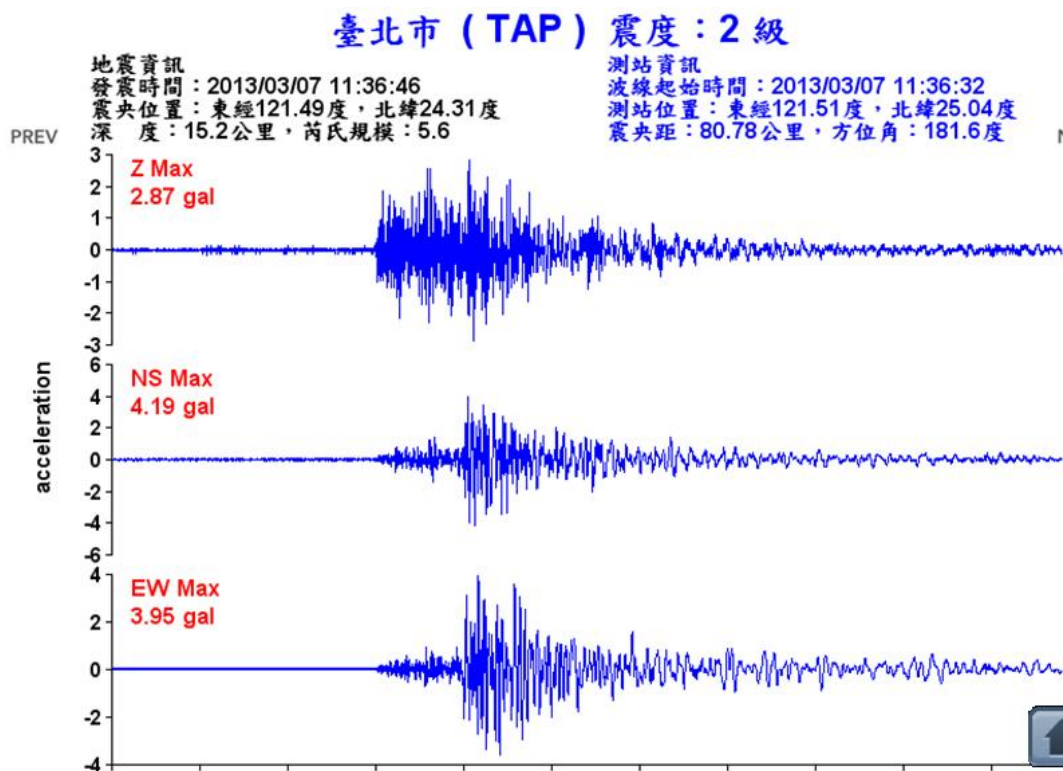


圖 5.9 2013/03/07 臺北市站加速度歷時(氣象局)

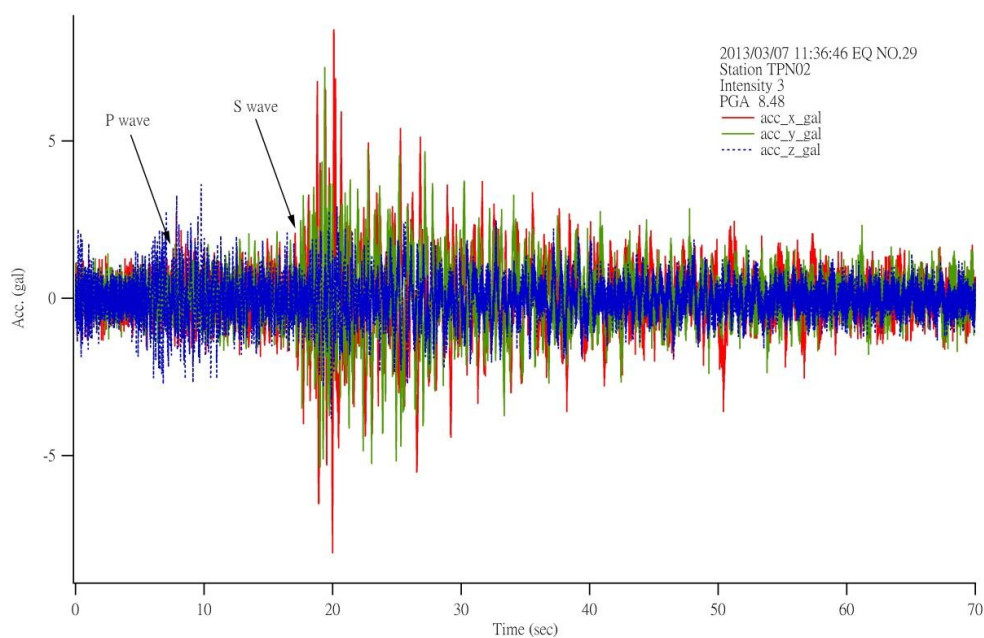


圖 5.10 2013/03/07 TPN02 監測站地表加速度計歷時

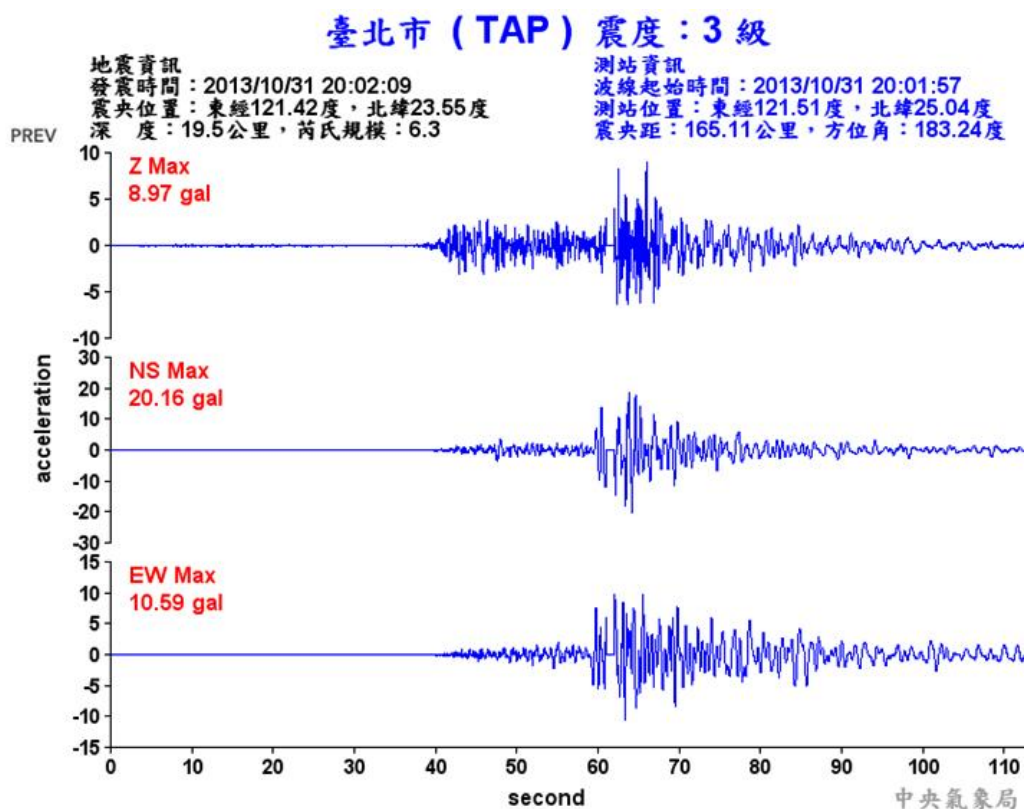


圖 5.11 2013/10/31 臺北市站加速度歷時(氣象局)

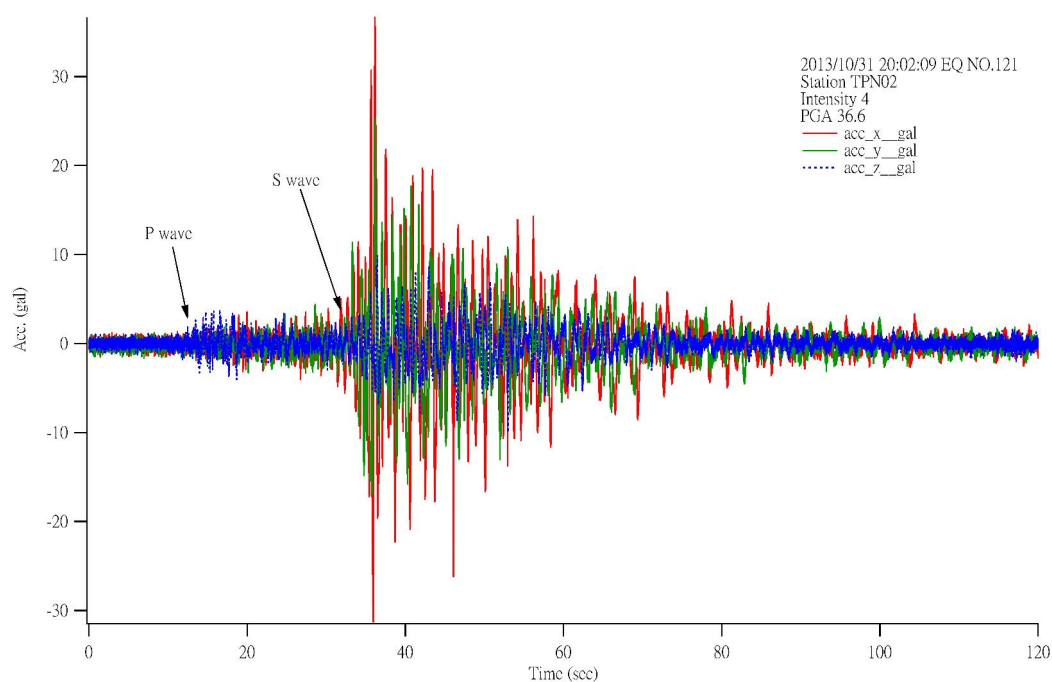


圖 5.12 2013/10/31 TPN02 監測站地表加速度計歷時

第六章 結論與建議

本計畫研究目的是由於臺灣港區多以水力抽砂回填施工，於地震時易產生土壤液化行為，例如 1995 年日本阪神地震後港區液化與 921 地震後臺中港區液化等，由於國際間對於液化過程與液化後碼頭結構物與液化土層間之互制反應研究相對缺乏，因此探討液化土層中土壤-碼頭支撐結構互制行為之研究為近年來大地地震工程領域重點課題。碼頭受震行為受港區地質組成、地震特性及碼頭型式與配置而有所不同，而台灣之地質條件、地震特性及碼頭設計概念與美日等國有所不同，對於適用於臺灣之液化土層之碼頭穩定性分析與補強設計所需之相關參數與程序仍有待建立，因此進行適用於臺灣不同港區碼頭類型之動態反應研究是必要的。

本研究以顆粒性乾淨土壤及沉箱碼頭配置製作大尺寸模型，利用國震中心震動台進行大尺寸動態碼頭結構物實體模型試驗，量測土壤震動與孔隙水壓力歷時、碼頭支撐結構反應及土壤-基礎互制行為，並以土壤元素試驗求取土壤動態參數及孔隙水壓力激發參數，進行模擬實體模型之土壤-支撐系統動態有效應力數值分析，以驗證或修正數值分析程序，並據以修正震後災害速報系統之災損評估模式，以提高其準確度。

6.1 本年度計畫執行結論

本期計畫第三年(102 年度)為進行沉箱碼頭模型數值模擬及震動台液化試驗。完成之主要項目總結如下：

1. 現有沉箱式碼頭設計與分析相關文獻彙整：彙整國內外沉箱碼頭有關之設計方法、案例分析、數值模擬及動態行為等，作為模型設計及數值分析驗證之參考。
2. 沉箱碼頭震動台模型二維動態數值模擬：進行對應沉箱碼頭模型試

驗之二維動態有效應力數值模擬，計畫開始前進行一系列不同配置之板樁模型模擬，據以設計板樁模型與相關量測配置，後續並由模型試驗結果進行數值分析模型修正，使其改善量化準確度，結果顯示以數值模擬結果配置之實體模型可行，破壞模式相似且具一定準確性。

3. 動態沉箱碼頭震動台模型試驗：以向國家地震工程研究中心租用之震動台與層狀剪力盒做為試驗平台，並依據數值模擬結果設計沉箱碼頭模型進行震動台液化試驗，以飽和乾淨砂回填進行單向水平震動。本年度已完成單向度震動試驗，並成功達到土壤液化且沉箱碼頭產生明顯的水平位移及垂直向下沉陷，初步結果顯示實驗程序、試體準備方式、沉箱模型及監測系統配置達到原規劃目標。
4. 沉箱碼頭模型試驗資料分析與整理：模型試驗監測資料包括離岸、近岸、海測、沉箱底部之土壤振動與孔隙水壓力反應，沉箱模型主體震動、位移，沉箱背土壓力反應。相關資料處理程序已建立且完成初步資料分析，後續詳細分析及與數值資料比對仍須進一步分析。

6.2 建議

針對本年度計畫執行提出下列建議：

1. 由於 Finn model 將塑性應變與孔隙水壓分開考慮，無法完全與液化模型試驗結果整合，後續建議以較複雜之土壤模型(ex. UBCSAND model)，並進行參數驗證程序，以便更適切模擬實體模型之行為。
2. 現地碼頭監測站已屆儀器使用之年限，系統僅有路上地震儀及少數動態剖面儀仍有數據，建議思考監測站是否仍需繼續維護。

6.3 成果效益與應用情形

1. 提供沉箱型式碼頭進行動態土壤-結構互制行為數值分析驗證資料。

2. 提供沉箱形式碼頭受震之動態數值分析程序，作為功能性設計之基礎。
3. 研究成果可提供各港務分公司及相關單位，作為港灣碼頭工程規劃設計與補強之參考，以提升碼頭耐震能力，減低震害。

參考文獻

1. 張文忠、林炳森、黃安斌(民國 99 年)，港灣現地碼頭結構與土壤動態互制監測之研究(2/2)期末報告書，交通部運輸研究所計畫編號：MOTC-IOT-99-H1DB002。
2. 賴瑞應、賴聖耀、謝明志、柯正龍、曾文傑(2008)，” 液化對港灣構造物穩定性之影響研究”，交通部運輸研究所。
3. 翁作新、陳家漢、程漢璋、吳繼偉(2006)，” 大型震動台剪力盒土壤液化試驗(III)-飽和越南砂試體受振沉陷之探討”，國家地震工程研究中心，NCREE-06-019.
4. 國家地震工程研究中心 (2000)，”921 集集大地震大地工程災害調查報告”。
5. 賴聖耀、李豐博、蘇吉立、陳志芳(2002)，” 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。
6. 賴聖耀、陳志芳、賴瑞應(2006)，”港灣地區地震及液化之常態監測研究” 交通部運輸研究所。
7. 港灣技術研究中心(1999)，” 臺中港 1 至 4A 碼頭 921 地震液化災損出步調查研究”，專刊 172。
8. 陳正興等 (2004) “土壤液化對交通結構物之影響及液化潛能評估方法與災害分析模式之研究 (1/2)，交通部運輸研究所。
9. 交通部運研所 (2006)，” 港灣構造物設計基準修訂”
10. 黃國祥，滑動塊體分析法及其應用在港灣重力式擋土牆之研究，國立台灣大學土木工程學系研究所博士論文，臺北，2002。
11. 李佳翰，沉箱碼頭受震引致土壤液化之數值模擬，國立中央大學應用地質研究所，碩士論文，2001。

12. 內政部，建築物基礎構造設計規範。
13. Newmark, N. M., Effect of Earthquake on Dam and Embankment, *Geotechnique*, Vol.15, No. 2, pp.139-159, 1965.
14. Richards, R. Jr. and Elms, D., Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE* 105(GT4):449-464, 1979.
15. Chang, W. J., Ueng, T. Z., Chan, C. H., and Yang, C. W. (2010), “Embedded Sensor for Measurements of Coupled Responses of Soil in Shaking Table Test”, *Soils and Foundations*, Vol. 50/2, pp. 325-334.
16. Chang, W. J., Chen, J.F., Ho, H.C., and Chiu, Y. F. (2010), “In Situ Dynamic Model Test for Pile-supported Wharf in Liquefied Sand “, *ASTM Geotechnical Testing Journal*, Vol. 33/3. (DOI: 10.1520/GTJ102425).
17. Iai, S., Ichii, K., Liu, H., and Morita, T. (1998), “Effective Stress Analyses of Port Structures,” *Soils and Foundations*, special issues, pp.97-114.
18. Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R. L. (1969), “Finite dynamic model for infinite media,” *J. Eng. Mech. Div.*, 95(EM4), pp. 859–877.
19. PIANC/International Navigation Association, *Seismic Design Guidelines for Port Structures*, A.A Balkema Publishers, 2001.
20. Miura, K., Kohama, E., Inoue, K., Ohtsuka, N., Sasajima, T. and Yoshida, N. (2000). "Behavior of Gravity Type Quay Wall during Earthquake Regarding Dynamic Interaction between Caisson and Backfill during Liquefaction," *Proc. of 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol.7, PaperNo.1737
21. Inoue, K., Miura, K., Otsuka, N., Yoshida, N. & Sasajima, T. “Numerical analysis of the earth pressure during earthquake on the gravity type quay wall. “In: *Proceedings of the Thirteenth (2003) International Offshore and Polar Engineering Conference*, May 25 2002-May 30 2003, International Society of Offshore and Polar

Engineers, Honolulu, HI, United States. pp.2095-209, 2003

22. Dakoulas, P. & Gazetas, G. (2005a). Effective stress analysis of caisson quay walls: application to Kobe. *Soils Found.* 45, No. 4, 133–147.
23. Inagaki, H., Iai, S., Sugano, T., Yamazaki, H., and Inatomi, T. 1996. “Performance of Caisson type quay walls at Kobe Port.” *Soils Found.*, 119–136.
24. Iai, S., and Sugano, T. 2000. “Shake table testing on seismic performance of gravity quay walls.” *Proc., 12th World Conf. on Earthquake Engineering (WCEE) CD-ROM, Paper No. 2680.*
25. Mito M, Sugano T, Inatomi T, Inagaki H. Experimental studies on the caisson type quay wall damaged by Hyogoken-Nanbu earthquake 1995. In: *Proceedings of 11th WCEE, 1996.*

附錄一

期中報告審查意見處理情形表

交通部運輸研究所合作研究計畫第 2 類

期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：港區碼頭構造物動態模型試驗與數值模擬之研究(3/4)

執行單位：財團法人成大研究發展基金會

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
臺灣大學土木系 陳教授 正興		
1.請對 SAA 損壞之原因作說明。	SAA 因位於水下超過 3 年，可能損壞原因為鹽分與水分滲透導致電子元件損壞。	同意辦理
2.擬靜態分析應對試驗模型之兩種情況作分析評估其安全係數。	正進行無礫石基礎擬靜態分析，差異不大，結果將於期末報告補充。	同意辦理
3 數值分析模型採用之 Pile element，建議繪一元素模型之連結情形，了解其機制。	將改以介面元素連結沉箱與土壤，介面元素模型會於期末報告補充。	同意辦理
4.數值分析結果有不合理的高頻振動，請作說明。	此乃因擷取頻率過高及數值阻尼偏低導致，已完成修正並將於期末報告更正。	同意辦理
交通大學土木系 劉教授 俊秀		
1.分析模型(Numerical Model) a、Friction 應與 Normal Stress 相關及與 Friction Coefficient 相關。 b、分析模型地盤之 Predominate frequency 必需注意。	a: 此部分將於設定介面元素參數時考慮測試，結果於期末報告說明。 b: 會以簡易及數值測試模型共振主頻，並應用於 Rayleigh damping 設定考慮。	同意辦理
2.實驗模型 a、兩個沉箱的實驗一起做，必需注意其 Boundary condition 如兩沉箱間之隔離，是否會產生實驗誤差。	a: 兩沉箱彼此並無相連，相關邊界已於會議中說明，期末報告將補充說明。 b: 模型中於海測前方設置紗網幕作為消波裝置，效果有	同意辦理

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
b、試驗中海水因 tank 內水之 slashing 的原因，其必需消除。	待後續評估。	
海洋大學河海工程系 張教授 景鐘		
1.計劃執行進度符合預定進度。	感謝委員肯定	同意辦理
2.初步模擬分析結果，相關臨界穩定 地震係數偏低，與發生時間太短、 太快，請再檢討。	所用參數為保守值，詳細修正 正進行中，結果於期末報告說 明。	同意辦理
3.表 3.3 結構模擬分析之元素參數 值，請說明來源依據，土壤單位重 明顯偏高。	將改以介面元素連結沉箱與 土壤，介面元素模型會於期末 告補充。土壤單位重將以模型 數值修正。	同意辦理
4.報告書部份文字錯誤，請再校核。	文字及格式於期末報告一併 修正。	同意辦理
5.報告書編排章節順序，建議與報告 順序一致。	原因已於會議中說明。	同意辦理
6.沉箱模型震動台試驗，試體配置位 置，自由水域，場域空間不足部 份，請再檢討。	因試驗已完成，後續將以試驗 結果及數值模型檢討邊界效 應之影響。	同意辦理
港研中心 賴研究員 瑞應		
1.報告第三章沉箱震動台模型分析 部分，因本試驗案例沉箱以金屬製 成，分析模型之沉箱與接觸面之摩 擦係數設定影響分析的結果，請於 報告補充說明本案例之摩擦係數 如何取。	初步選定摩擦係數為一邊土 壤-結構介面建議之接觸土壤 內摩擦角之 $1/2 \sim 2/3$ ，後續將 以試驗結果反算檢討。	同意辦理
2.報告第 44 頁表 3.2 土壤元素參數表 中之 Hardin 參數如何訂定，能否補 充說明。另外，結構與土壤之最小 共振主頻如何訂定，也請一併補充 說明，以供本所後續相關研究之參 考。	Hardin 參數請參考前期板樁 震動台試驗報告說明，共振主 頻可以簡易水平地盤及數值 測試模型共振主頻，並應用於 Rayleigh damping 設定考慮。	同意辦理

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
3.報告內容中「版」樁請修正為板樁。沉「香」請修正為沉箱。部份錯字請加強校訂。另外，報告格式請依照本所出版品規定編排。	文字及格式於期末報告一併修正。	同意辦理
4.本計畫有其困難與挑戰性，研究單位的努力值得肯定，建議可將過去板樁式及重力式碼頭的模型試驗經驗整理傳承給後續相關的研究人員借鏡與參考。	本研究相關成果將轉移至計畫相關承辦單位，後續之應用，本研究團隊亦樂於提供相關協助。	同意辦理

附錄二

期末報告審查意見處理情形表

交通部運輸研究所合作研究計畫第 2 類

期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：港區碼頭構造物動態模型試驗與數值模擬之研究(3/4)

執行單位：財團法人成大研究發展基金會

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
交通大學土木系 劉教授 俊秀		
1.期末研究報告同意通過。	感謝委員肯定	同意辦理
2.後續分析應與實驗結果比較，以利證明數值模型之正確性。。	本年度因時間及經費限制，僅對實驗數據進行初步分析，相關比對驗證規劃於下一年度進行。	同意辦理
海洋大學河海工程系 張教授 景鐘		
1.計劃書內容文字部份請再校正修正。	文字及格式於期末報告一併修正。	同意辦理
2.碼頭現地測站量測資料，請補充最近之地震量測資料，以判斷測站現況與做為是否繼續維護之參考。	於修正報告補充。	同意辦理
3.研究內容成果，未來能回饋到港灣構造物耐震設計修正	依研究規劃，詳細驗證與成果應用規劃於下一年度進行。	同意辦理
4.最近發生之地震資料請補充於期末報告內，藉以瞭解現地碼頭測站儀器之現況與做為未來需繼續維護之參考。	於修正報告補充。	同意辦理
國家地震研究中心 邱研究員 俊翔		
1. p3-4，表 3.1 似乎漏了背填土完全液化抗傾覆安全係數之分析	因模型之滑動安全係數較傾覆為低，因此液化時傾覆安全係數未條列，此部分說明將於期末修正報告補充。	同意辦理
2. p3-8~3-9，結構阻尼係以 5%之勁度阻尼，還是也有包含質量阻尼？請說明之。	質量阻尼為 0，於修正報告補充說明。	同意辦理
3. FLAC 動態分析前是否有進行滲流分析？報告中應包含滲流分析結	因模型全部位於水位以下，故以浸水單位重取代飽和單位	同意辦理

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
果，以作為受震前後水壓變化之比較。	重，直接扣除水壓力，無須進行滲流分析。	
4. 圖 3.23，由於受震過程中，土體有效應力亦會隨之改變，因此以超額孔隙水壓比 ru' 判斷液化與否時，可嘗試以實際各時間點土體之有效應力來計算 ru'	因 ru 之定義為超額孔隙水壓力與初始垂直有效應力之比值，垂直有效應力為零時與 $ru=1$ 意義相同，且以 ru 定義液化程度為慣用方式，因此傾向保留現有形式。	同意辦理
5. 圖 4.20 中應標示沉箱所在位置	期末修正報告。	同意辦理
6. p4-27 與圖 4.21，Case 02 在深度 38cm 處之土壓為何較 Case01 在深度 26cm 處之土壓來得小，請說明之。	靜態時 CASE01 深度較深 (38cm) 土壓力較大，振動時振幅約略相同，相關內文於期末修正報告更正補充。	同意辦理
7. FLAC 分析所得之圖形建議加註數值之單位	於修正報告補充。	同意辦理
8. 建議三、四章對調，將第四章模型試驗結果，置於第三章數值模擬之前。	此順序為依計劃進行先後撰寫，編排將與承辦人員討論後決定。	同意依原章節編排
9. 建議試驗結果可與數值分析結果作初步之比對。	本年度僅進行初步比對，詳細對驗證規劃於下一年度進行。	同意辦理
10. 部分文字修正： (1) p1-2，倉「棚」？ (2) p2-13，降「服」=> 伏 (3) p3-2，「簡」力盒=> 剪；「近型」擬靜態...=>進行 (4) p3-3，內有效摩擦角=> 有效內摩擦角 (5) p3-5、p3-6、p3-29，時間歷「史」=> 時 (6) 圖 4.9，落箱本體=> 貫落箱本體。 (7) 圖 4.21，38m=> 38cm	期末修正報告更正。	同意辦理
港研中心 賴研究員 瑞應		
1. 計畫中英文摘要內容不一致，請確認。	期末修正報告更正。	同意辦理

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
2. 報告第 2-12 頁提到 Miura et al.(2000)以震動台進行沉箱動態模型試驗之成果 發現，背填土未液化的情況下，其土壓力的施力方向與沉箱的慣性力方向相反，是否代表此時沒動態主動土壓力作用於沉箱，此一結果似乎與第 2-20 頁圖 2.11 中之動態土壓力方向不同，也與第 3-22 頁圖 3.16 數值模擬之結果不同，未來可與本研究之試驗結果做比對，也值得進一步探討其原因所在。	Miura et al.(2000) 之結果其正確性仍待詳細檢視，此部分討論將於下一年度進行詳細驗證。。	同意辦理
3.報告第 3-10 頁提到動態水壓以與振動方向相同之壓力邊界施加於面海側進行模擬，似乎與第 2-20 頁圖 2.11 中之動態土壓力方向不同，請再確認施力方向	Westegaard 動態水壓為海浪造成，與動態土壓力方向相反。	同意辦理
4.報告第 3-18 頁提到數值模擬結果顯示，沉箱頂部最大水平位移量為 11m，單位是否為誤植，應該為 11cm，請確認。另外，以數值模擬之沉箱體寬 33cm，位移 11cm 其比例約三分之一，若以實際沉箱寬約 20m 計算，則位移可能達到 7m，如此應該無法符合 INA 之 I 級性能標準，建議可以正規化水平位移 (d/H)值來探討是否符合規定	此為筆誤，應為 11cm，研究目的為建立可靠數值分析模式，與 INA 分級無關，正規化水平位移(d/H)值已計算附於報告中。	同意辦理
5.報告第 3-22 頁圖 3.16 為數值模擬之側向土壓與 Pseudo Static 之比較結果為數值模擬之結果原則上土壓較大，但報告第 3-34 頁圖 3.24 之結果則數值模擬之土壓較小，請補充說明其差異。	圖 3.16 為初步分析，圖 3.24 之結果為正確值，為避免混淆，圖 3.16 將移除。	同意辦理

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
6.報告第3-26頁表3.4結果顯示 case1 比 case2 傾倒角度大，似乎與第2-7頁圖2.4 基礎地層堅硬時其變位較小的結果不同，請探討	傾倒角度計算筆誤，將於期末修正報告更正。	同意辦理

附錄三

期末報告簡報資料



港區碼頭構造物動態模型試驗 與數值模擬之研究(3/4)

期末簡報

委託單位：交通部運輸研究所
執行單位：財團法人成大研究發展基金會
研究團隊：張文忠、林炳森



簡報大綱

- 一. 計畫背景、目的與工作項目
- 二. 國內外研究現況
- 三. 沉箱式碼頭模型二維數值模擬
- 四. 沉箱式碼頭震動台模型試驗
- 五. 總結與建議



一. 計畫背景、目的與工作項目

3



計畫背景

- 港區碼頭結構常因受震與液化引起破壞
- 現有安全分析程序與防治對策需修正更新
- 碼頭受震時需考慮土壤-支撐基礎-上部結構之互制行為→機制複雜
- 長期現地碼頭結構與土壤動態互制監測站之必要性→但短期缺乏強震資料驗證
- 震後災害速報系統之準確性提升→數值成果驗證

4



計畫目的

- 由實體模型試驗了解破壞機制
- 進行震動台模型數值模擬以率定數值模型
- 修正碼頭受震行為預測，提高震後災害速報系統之災損評估模式準確度
- 港灣構造物耐震設計修正

5

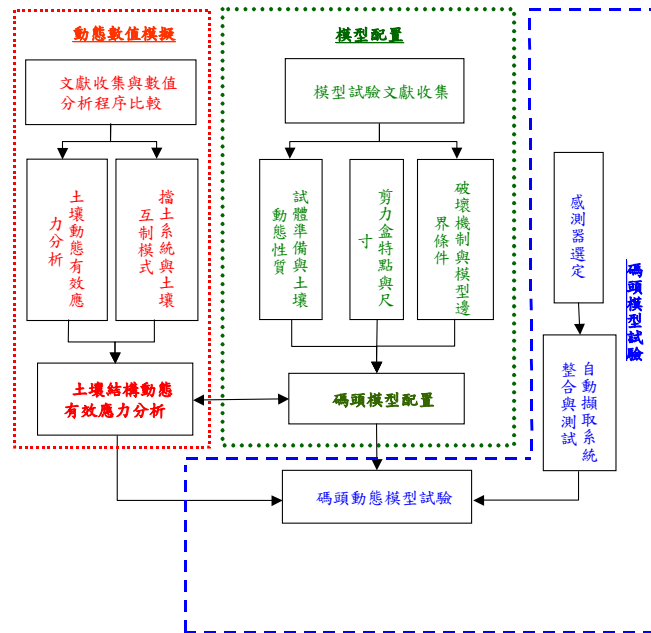


102年研究內容與項目

1. 沉箱碼頭模型動態數值模擬
2. 沉箱碼頭震動台模型試驗
3. 震動台試驗資料分析與整理
4. 現地碼頭監測站維護

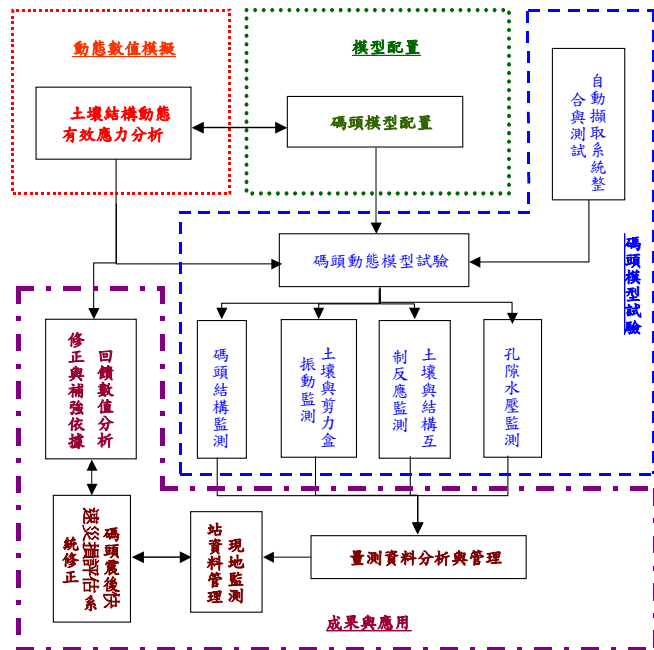
6

工作構想與對策研究流程(1/2)



7

工作構想與對策研究流程(2/2)



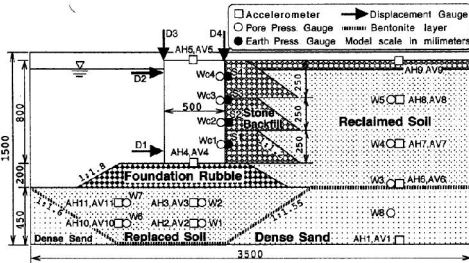
8

1

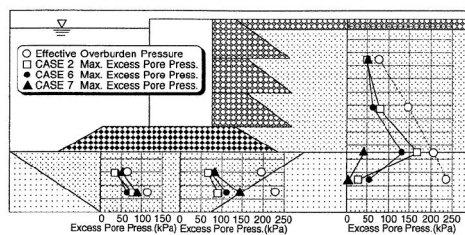
19

附錄 3-5

沉箱碼頭模型試驗(1/2)



模型試驗配置圖



超額孔隙水壓與初始有效應力分佈 (Inagaki et al. 2000)

比較

背填土

基底

加速度
時間歷時

位移
時間歷時

超額孔隙水壓
時間歷時

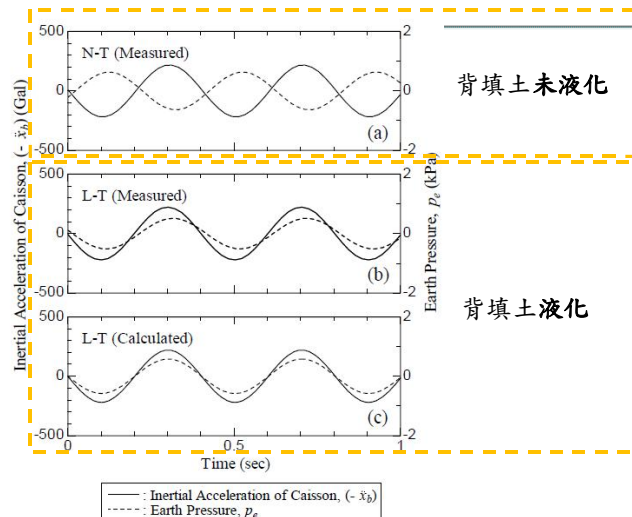
- 背填土超額孔隙水壓接近有效覆土壓
- 基底 $r_u = 50\%$ (未液化)
- 超額孔隙水壓激發對位移量之影響

基底土壤：背填土壤=2:1

(Iai et al. 2000)

11

沉箱碼頭模型試驗(2/2)



土壓力與沉箱慣性加速度比較圖
(Miura et al. 2000)

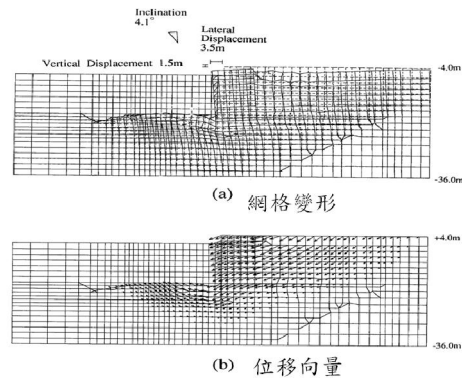
12

沉箱式碼頭數值模擬(1/2)

Iai et al. 1998

1. 有效應力分析
2. 平面應變
3. 等效黏滯性阻尼
4. 沉箱→線彈性土壤元素
5. 海水→不可壓縮
6. 土壤-結構間→Joint element

- ✓ 模擬與現地量測接近
- ✓ 沉箱自重影響基底超額孔隙水壓的激發



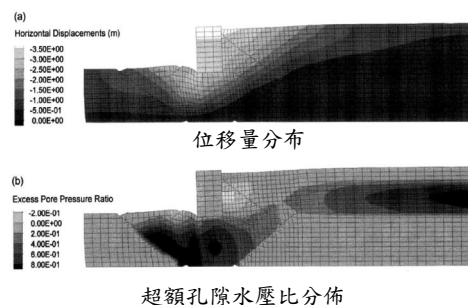
13

沉箱式碼頭數值模擬(2/2)

Dakoulas et al. 2005

- Kobe earthquake→Rokko Island;
箱式擋土牆
- 對被填土與基底土壤進行改良

- ✓ 模擬與量測結果相近
- ✓ 基底礫石層變形→基底土壤承載力降低→增加旋轉變形
- ✓ 近場區與自由場區超額孔隙水壓激發差異



14

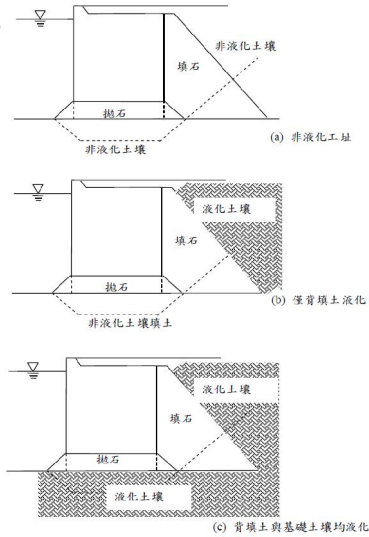
沉箱重力式碼頭性能驗證分析

重力式碼頭性能可接受標準 (INA 2001)

性能等級			第I級	第II級	第III級	第IV級
殘餘變位	壁體	參數				
		正規格化水平位移 d/H(%)	<1.5% 或 d<30cm	1.5%~ 5%	5%~ 10%	>10%
	岸肩	向海側傾斜角	<3°	3°~5°	5°~8°	>8°
		不均勻沉陷量	3cm~ 10cm	N/A	N/A	N/A
		岸肩與後線陸地 之沉陷差	30cm~ 70cm	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A	N/A

註：d為壁頂的殘餘水平變位。

N/A為「Not Applicable」，設計時不予檢核。



重力式碼頭工址土壤可能液化狀態
(資料來源：INA 2001)

15

結構性能之驗證分析方法

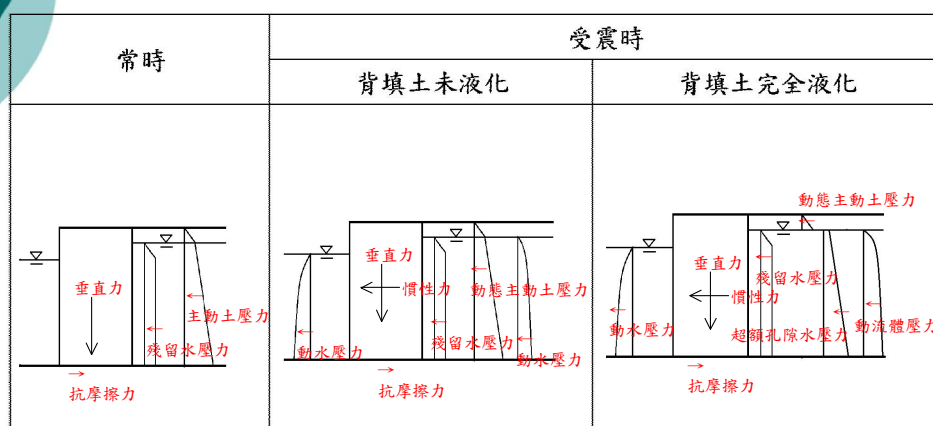
碼頭種類：重力式碼頭

簡化分析	簡化動力分析	動力分析	
		結構模擬	土壤模擬
✓經驗公式或靜力分析法 (考量有無土壤液化)	✓滑動塊分析 ✓利用簡化圖表的參數分析法	✓有限元素法或有限差分法 ✓線性或非線性分析 ✓二或三維分析	✓有限元素法或有限差分法 ✓線性(等效線性)或非線性分析 ✓二或三維分析

16

簡化分析法

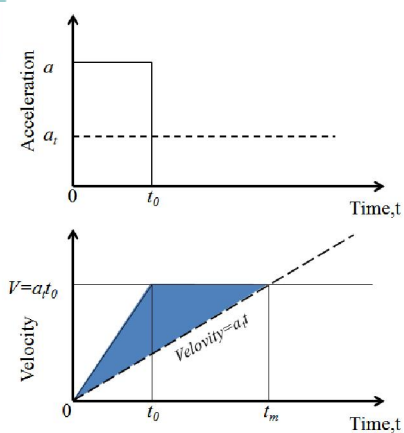
擬靜態分析受力機制



17

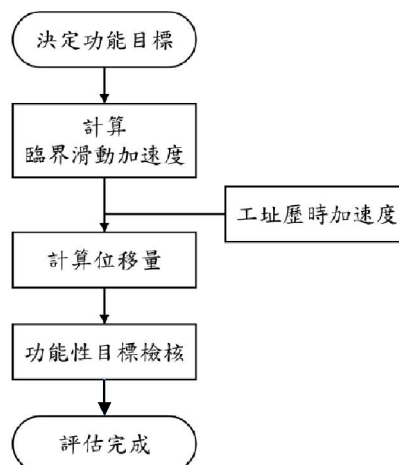
簡化動力分析

滑動塊體分析法



(Newmark et al. 1965)

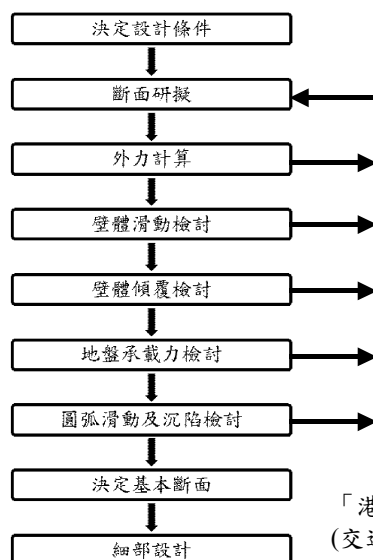
滑動塊體分析流程



18

沉箱模型擬靜態分析(1/3)

沉箱碼頭設計流程



「港灣構造物設計基準修訂」
(交通部運研所，2005)

19

沉箱模型擬靜態分析(2/3)

假設參數

沉 箱	
高度(H)	0.5m
寬度(W)	0.33m
單位重(γ)	20kN/m ³
與背填和基底礫石之摩擦角(φ')	17°
W/H	0.66
砂 土	
單位重(γ_{sat})	19kN/m ³
摩擦角(φ')	33°
礫 石	
單位重(γ)	20kN/m ³
摩擦角(φ')	45°

20

沉箱模型擬靜態分析(3/3)

擬靜態分析結果

MOTC規範下			
最大加速度 a_{max}	背填土未液化抗 滑動安全係數	背填土未液化抗 傾覆安全係數	背填土完全液化 抗滑動安全係數
0.1g	1.37	1.57	0.52
0.15g	1	1.15	0.44
0.2g	0.76	0.92	0.39

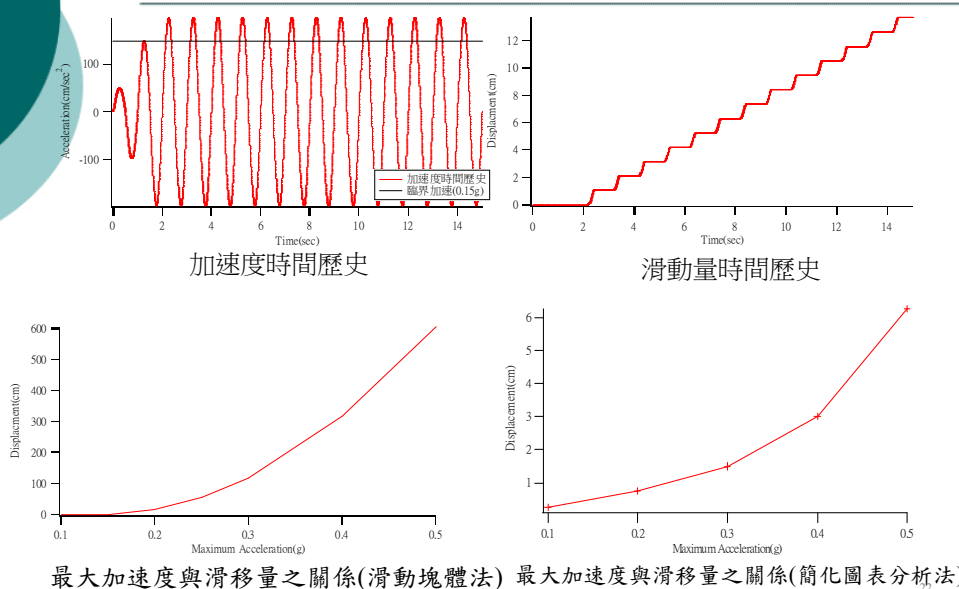
臨界穩定狀態之地震係數 $K_t=0.15g$

極限承载力分析

安全係數	基礎承载力(kN/m ²)	沉箱垂直有效作用力(kN/m ²)
1.5	12.54	10.38

21

簡化動力分析結果





三. 沉箱式碼頭模型二維數值模擬

23

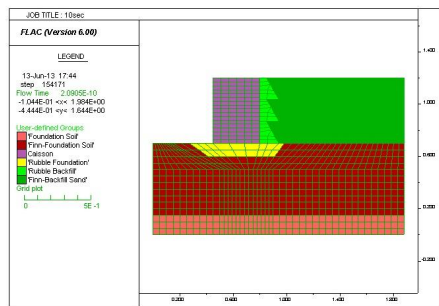


沉箱碼頭震動台模型二維數值模擬

- 模擬層狀剪力盒單向震動之土壤-沉箱結構動態有效應力分析
- 程式架構：
 - FLAC6.0 + Dynamic option
 - 土壤元素：Mohr-Coulomb/Finn
 - 結構元素：基樁元素+彈性體元素
 - 土壤-結構界面：Mohr-Coulomb介面彈簧模式
 - 動態水壓力：Westergaard(1931) $\Delta U_i = \frac{7}{40} h^2 \gamma_w k_h$

24

數值分析模型



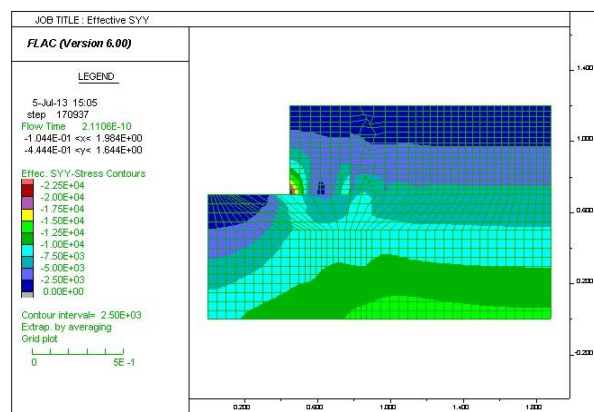
	基樁元素
彈性模數E (GPa)	68.9
斷面積(m ²)	0.005
單位重(kg/m ³)	2710

	Foundation Soil	Finn Foundation Soil	Finn Backfill Soil	Rubble Foundation	Rubble Backfill
高程(cm)	0~30	30~70	70~120	60~70	70~120
USCS	SP	SP	SP	GW	GW
D _r	--	70	70	--	--
單位重 γ (kg/m ³)	1800	1800	1800	2000	2000
初始剪力模數 G(MPa)	11	11	11	33	33
初始體積模數 K(MPa)	546	546	546	1639	1639
凝聚力 c(Pa)	0	0	0	0	0
摩擦角	33?	33?	33?	45?	45?
柏松比	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49
滲透係數(m/s)	4×10 ⁻⁵	4×10 ⁻⁵	4×10 ⁻⁵	4×10 ⁻⁴	4×10 ⁻⁴
Hardin(γ_{el})	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
Finn Parameter C1	--	0.489	0.926	--	--
Finn Parameter C2	--	0.818	0.432	--	--

25

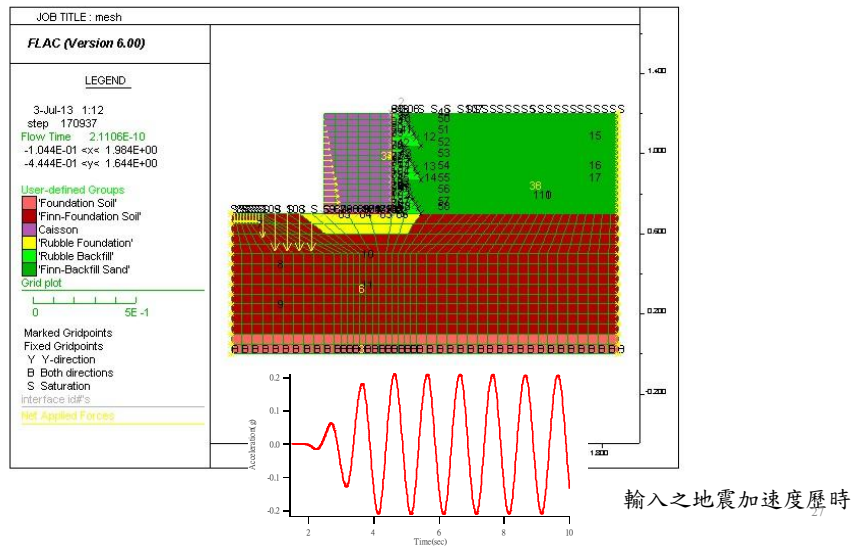
靜力平衡結果

垂直有效應力



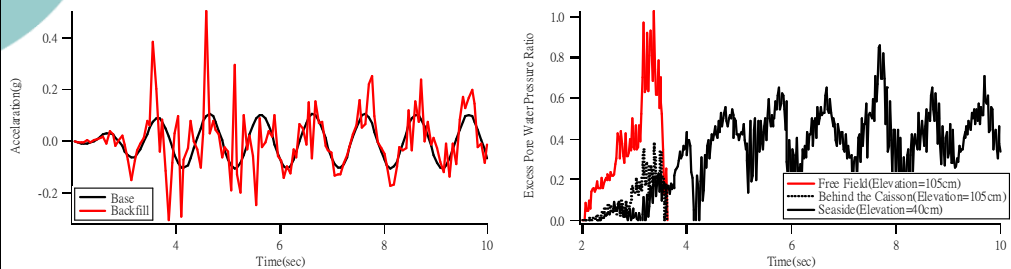
26

動態邊界與監測點



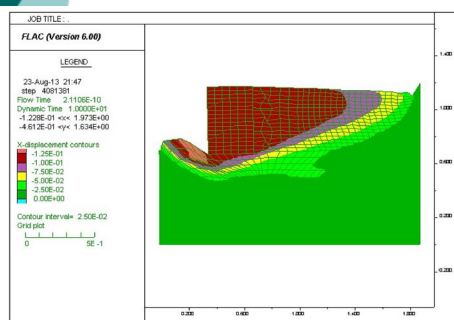
數值分析結果(1/4)

加速度與孔隙水壓力時變化

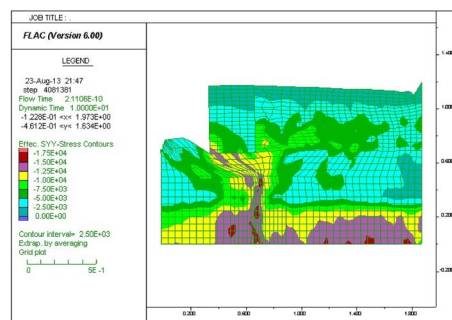


數值分析結果(2/4)

土壤結構互制



10sec之後之水平位移分佈

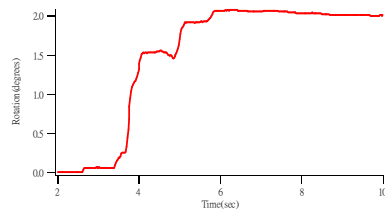
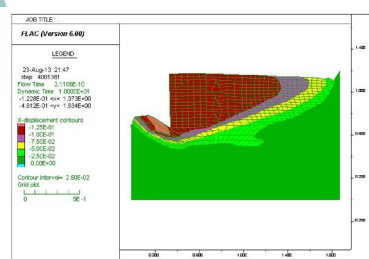


垂直有效應力分佈

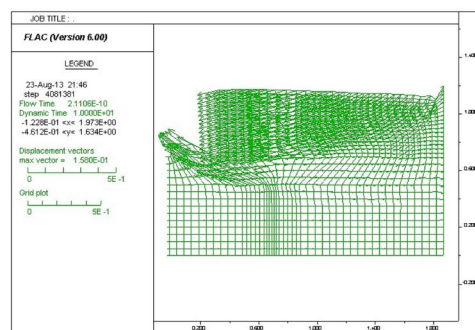
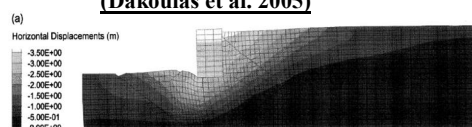
29

數值分析結果(3/4)

位移歷時及位移量分布



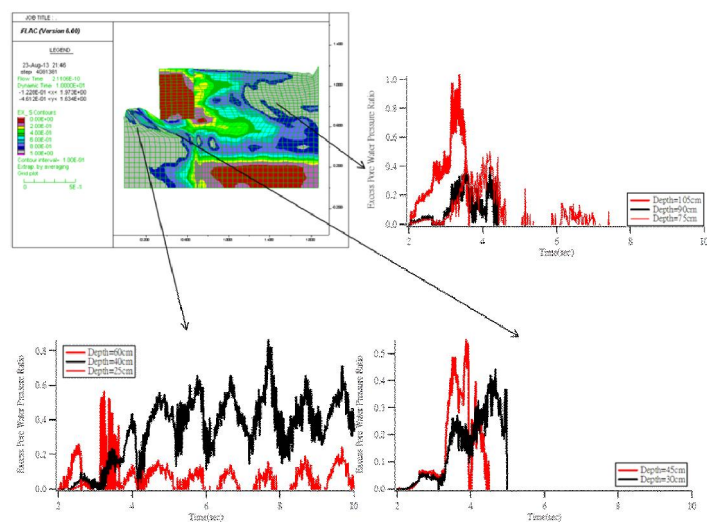
(Dakoulas et al. 2005)



30

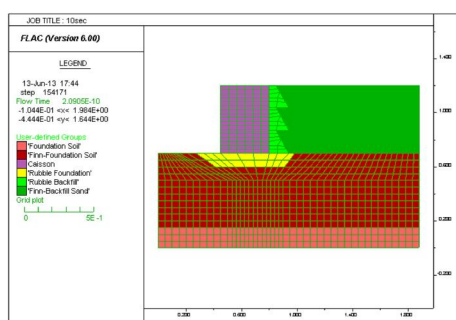
數值分析結果(4/4)

超額孔隙水壓分布

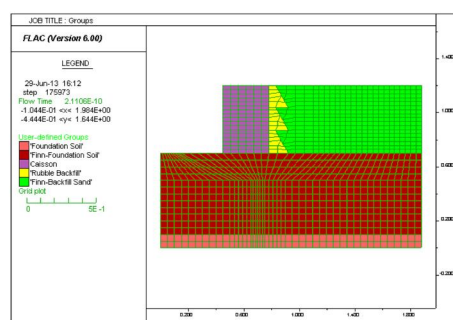


31

基底有無礫石層之數值模擬



CASE01
基底有10cm厚之礫石層

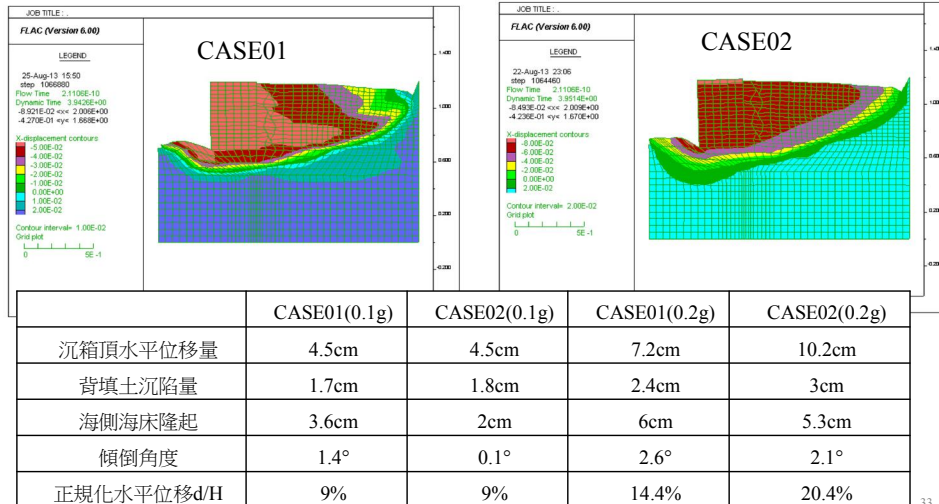


CASE02
基底無礫石層

32

基底有無礫石層之數值模擬結果(1/5)

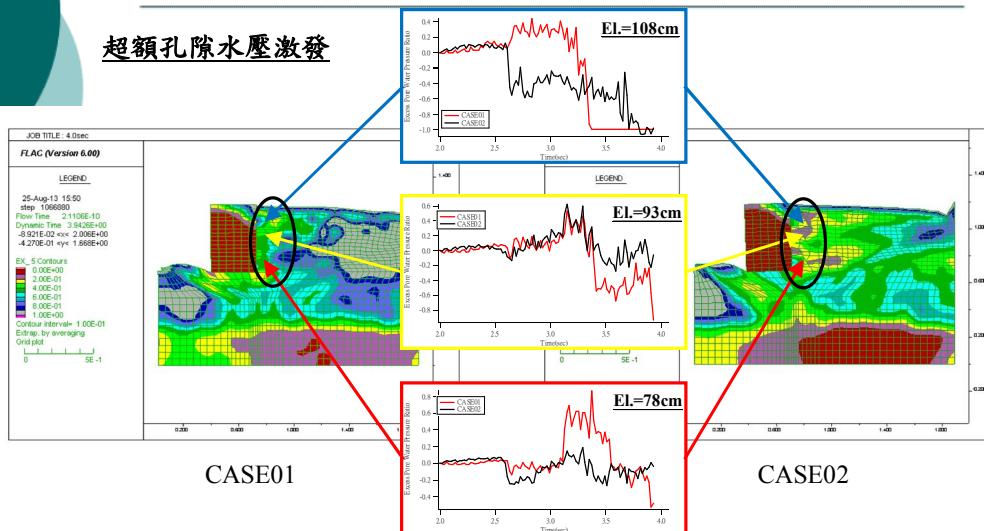
破壞模式比較 (水平位移)



33

基底有無礫石層之數值模擬比較(2/5)

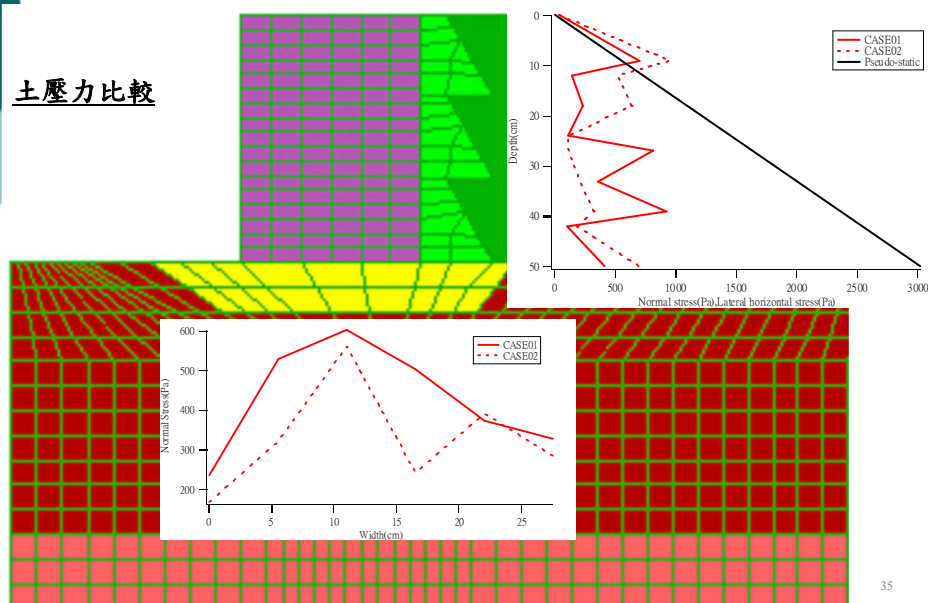
超額孔隙水壓激發



34

基底有無礫石層之數值模擬比較(3/5)

土壓力比較



基底有無礫石層之數值模擬比較(4/5)

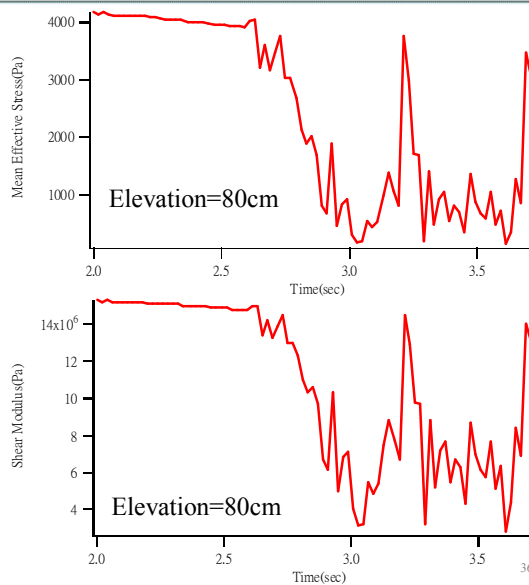
剪力模數變化之影響

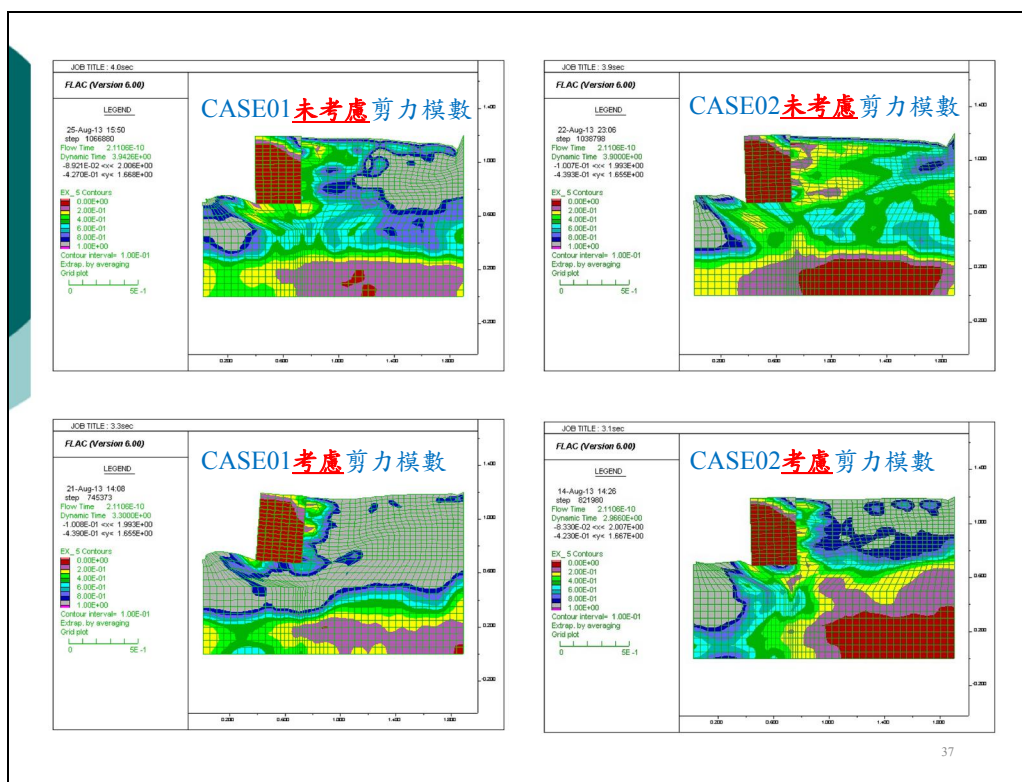
有效主應力與剪力模數之關係

Seed et al. (1984)

$$G_{max} = 1000 K_{2,max} (\sigma'_m)^{0.5} (\text{psf})$$

$$K_{2,max} = 20 (N_{1,60})^{1/3}$$

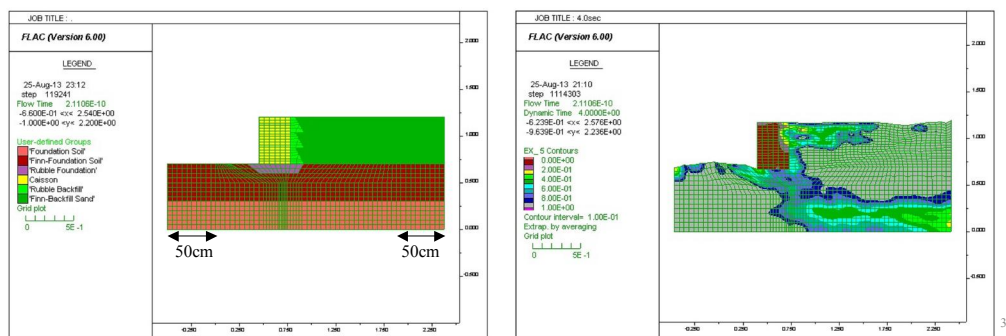




基底有無礫石層之數值模擬比較(5/5)

邊界效應之影響

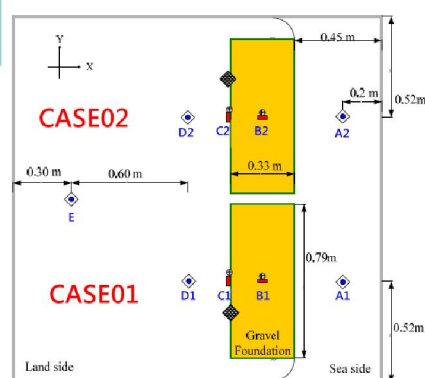
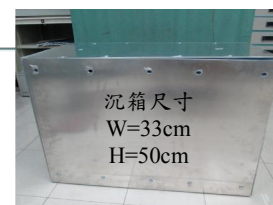
	原始模型(0.2g)	邊界延長(0.2g)
沉箱頂水平位移量(cm)	7.2	9.3
背填土沉陷量(cm)	2.4	3
海側海床隆起(cm)	6	2.9
傾倒角度(°)	2.6	1.7
正規化水平位移d/H(%)	14.4	18.6



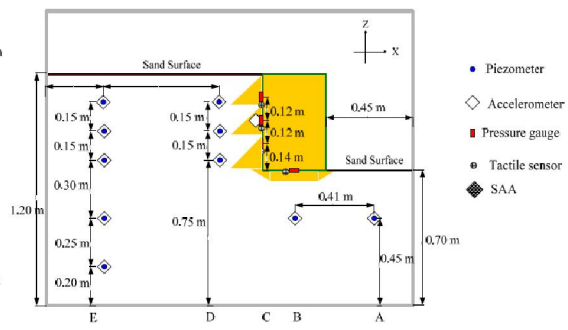
四. 沉箱式碼頭震動台模型試驗

39

沉箱模型配置



上視圖



側視圖

40

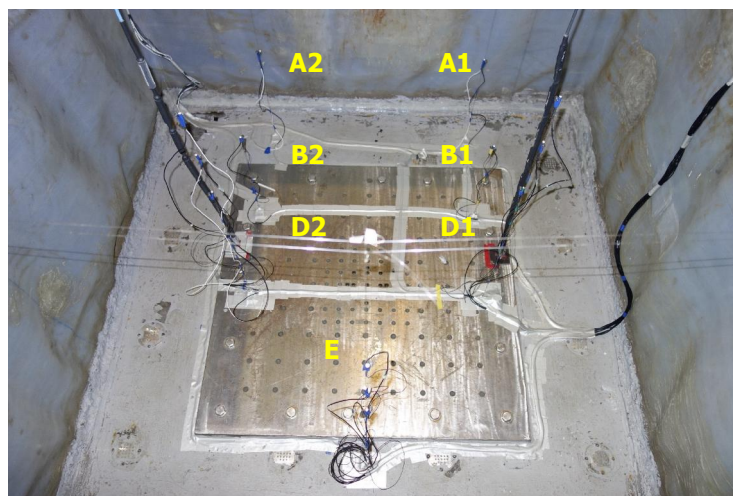
NCREE 震動台液化模擬系統

- 震動台
- 雙軸向層狀剪力試驗盒
- 大型砂土質落器
- 錨碇式板樁碼頭模型
- 量測儀器



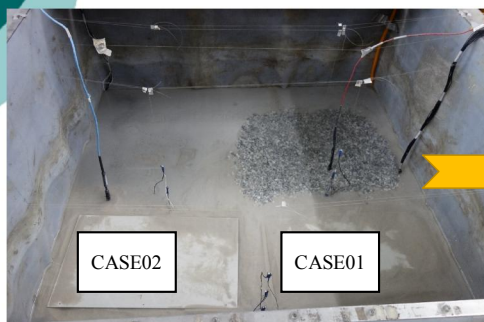
試體準備(1/3)

量測儀器之架設

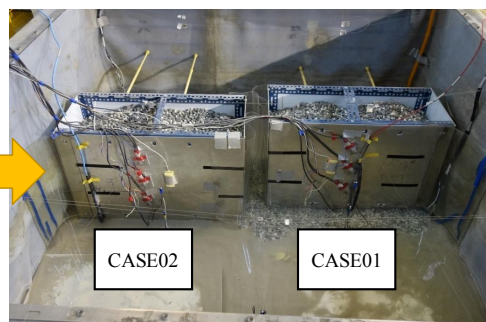


試體準備(2/3)

人工回填基底礫石



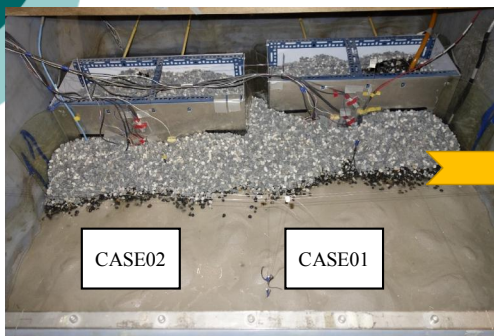
沉箱吊掛安置完成



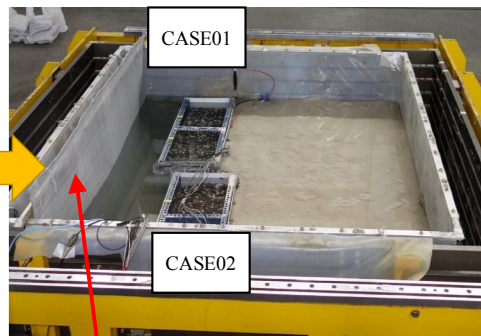
43

試體準備(3/3)

人工回填背填礫石與砂土



試體準備完成



消能網

44

試驗流程

試驗前
準備

量測儀器架設



沉箱模型架設



砂土實降與人工回填
(基礎礫石+背填礫石&砂)



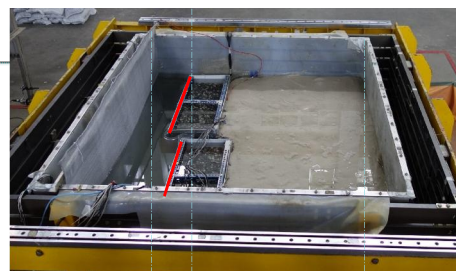
試驗進行

地震模擬

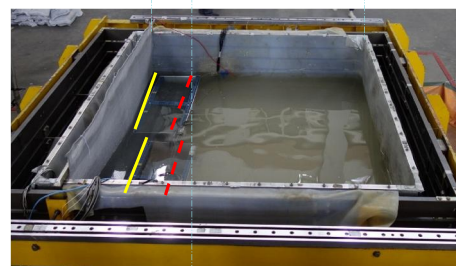


資料處理

試驗資料處理與呈現



試驗前



破壞後

45

輸入地震

Input Motion	X Direction (NS)		Y Direction (EW)		Duration (sec)
	Frequency (Hz)	A _{max} (g)	Frequency (Hz)	A _{max} (g)	
Test 01 (1D)	White Noise (Bandwidth 30Hz) — X			0.03	60
Test 02 (1D)	1	0.03			15
Test 03 (1D)	2	0.03			7.5
Test 04 (1D)	1	0.05			15
Test 05 (1D)	1	0.075			15
Test 06 (1D)	1	0.1			15
Test 07 (1D)	1	0.2			15

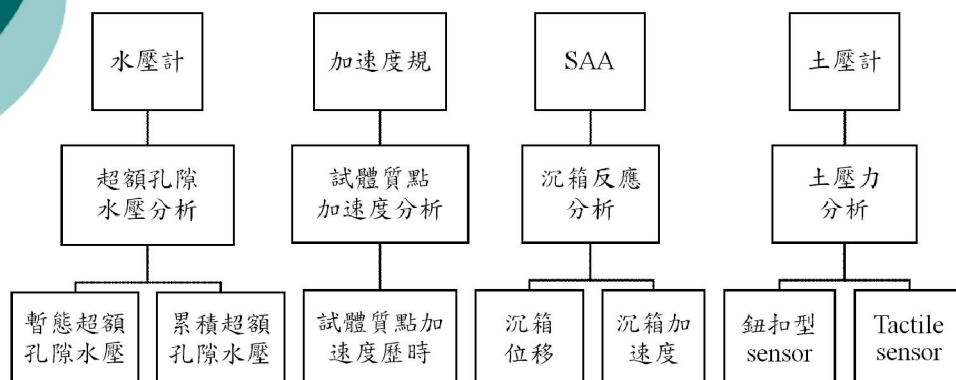
46

TEST 7 (液化與破壞)



48

資料分析架構



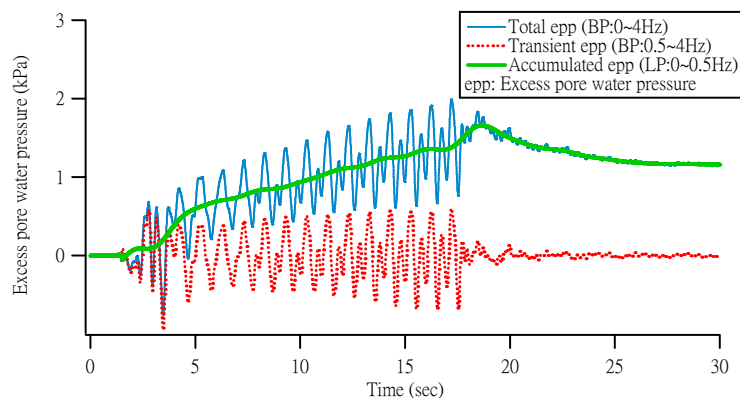
✓ 資料處理呈現以Test 7為主。

49

資料分析方法(1/2)

水壓力資料分析

- 分為暫態超額孔隙水壓&累積超額孔隙水壓



50

資料分析方法(2/2)

微型單向加速度計

- 使用帶通濾波(0.25~4Hz)濾除雜訊

土壓計資料

- 使用帶通濾波(0.25~4Hz)濾除雜訊
- 以tactile sensor觀測靜態土壓，鈕扣型土壓計觀測動態土壓。

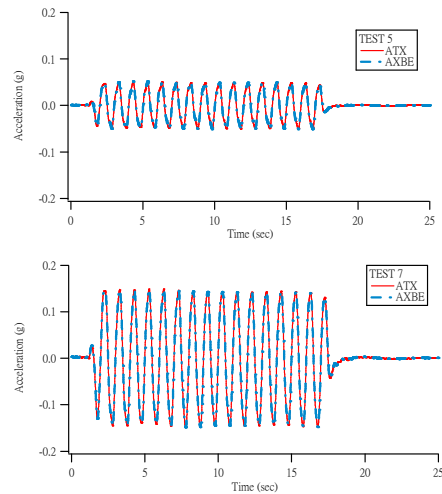
Tactile sensor	
	
廠牌	Tekscan
型號	A201
最大乘載力	4.4N
鈕扣型sensor	
	
廠牌	KYOWA
型號	BEC-A
最大乘載力	1MPa

51

量測數據處理(1/5)

震動台反應

由圖可見架設於剪力盒外牆與震動台上之加速度計，皆未涉及土層運動，因此兩者量測資料有極高的一致性

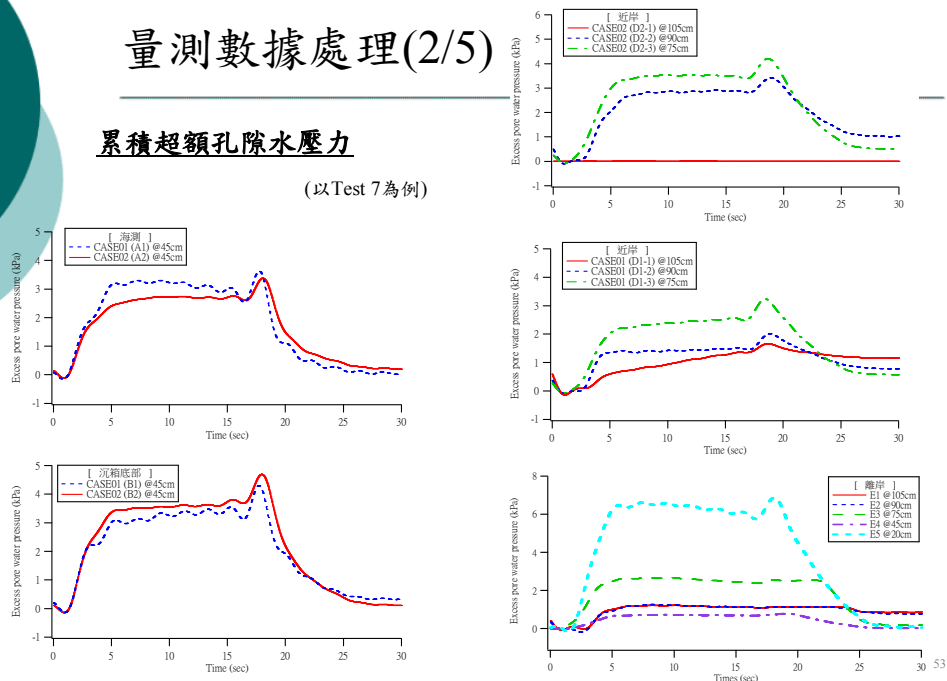


52

量測數據處理(2/5)

累積超額孔隙水壓力

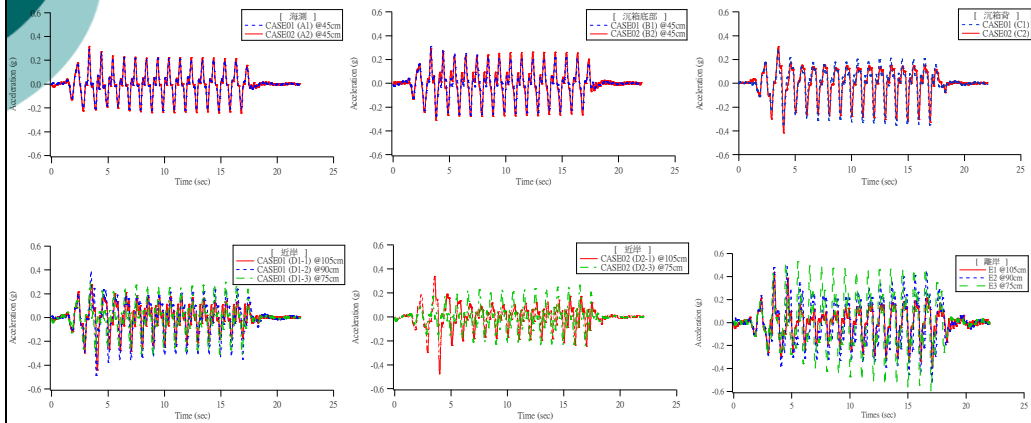
(以 Test 7 為例)



53

量測數據處理(3/5)

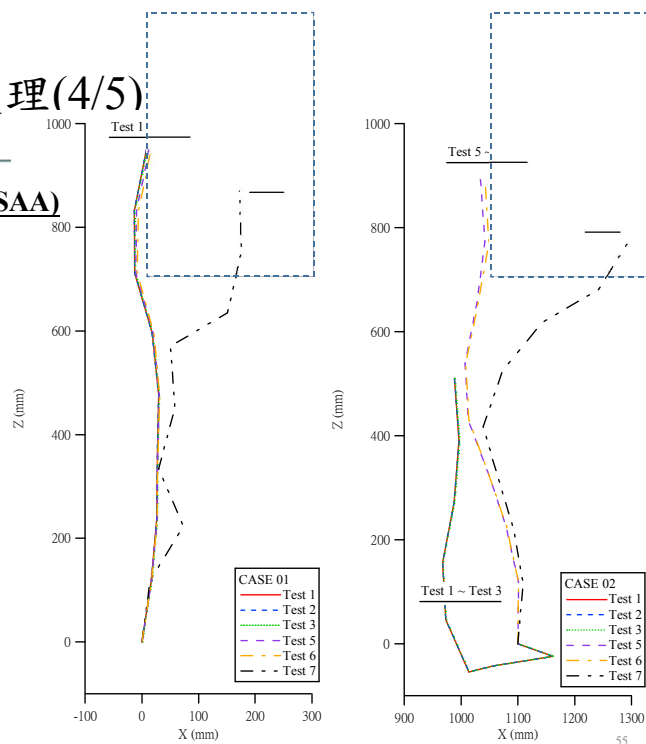
試體質點加速度 (以Test 7為例)



54

量測數據處理(4/5)

沉箱位移紀錄 (SAA)

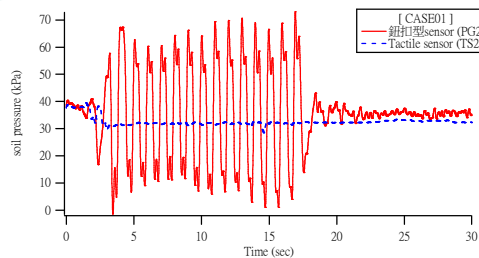
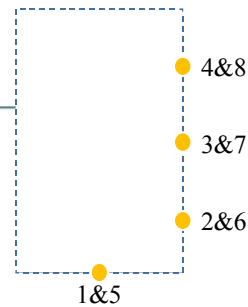


55

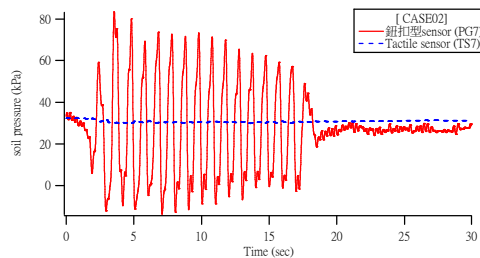
量測數據處理(5/5)

土壓計資料分析

(以Test 7為例)



CASE01 PG2&TS2



CASE02 PG7&TS7

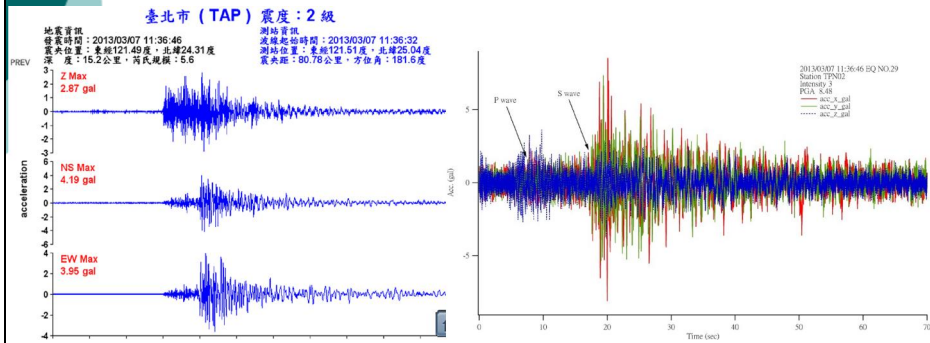
56

現地監測站維護狀況

- 高雄監測站(KH120)現況
 - SAA損壞
 - 陸上及水下地震儀正常運作中，正進行資料備份工作
- 台北監測站(TPN02)現況
 - 陸上地震儀正常運作中
 - SAA部分正常運作中

57

2013/03/07 TPN02紀錄



五. 總結與建議



本年度計畫總結

1. 本年度彙整國內外沉箱碼頭有關之設計方法、案例分析、數值模擬及動態行為等，作為模型設計及數值分析驗證之參考。
2. 沉箱模型二維動態數值模擬結果顯示，以實體模型可行，破壞模式相似且具一定準確性。
3. 本年度已完成沉箱模型震動台試驗，達到土壤液化且沉箱碼頭產生明顯的水平位移及垂直向下沉陷，初步結果達到原規劃目標。
4. 沉箱碼頭模型試驗資料處理程序已建立且完成初步資料分析，後續詳細分析及與數值資料比對仍須進一步分析。

60



建議

1. 由於Finn model將塑性應變與孔隙水壓分開考慮，無法完全與液化模型試驗結果整合，建議後續以較複雜之土壤模型(ex. UBCSAND model)，並進行參數驗證程序，以便更適切模擬實體模型之行為。
2. 現地碼頭監測站已屆儀器使用之年限，系統僅有路上地震儀及少數動態剖面儀仍有數據，建議思考監測站是否仍需繼續維護。

61

