

104-28-7803

MOTC-IOT-103-H1DB006

港灣構造物耐震性能設計架構及 安全檢查評估之研究(4/4)



交通部運輸研究所

中華民國 104 年 5 月

104-28-7803

MOTC-IOT-103-H1DB006

港灣構造物耐震性能設計架構及 安全檢查評估之研究(4/4)

著 者：賴瑞應、柯正龍、顧承宇、張景鐘
張嘉峰、廖振程、李賢華、簡臣佑

交通部運輸研究所

中華民國 104 年 5 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

港灣構造物耐震性能設計架構及安全檢查評估之
研究. (4/4) / 賴瑞應等著. -- 初版. -- 臺北市：交
通部運研所，民 104.05
面；公分
ISBN 978-986-04-4505-3(平裝)

1.港埠工程

443.3

104004456

港灣構造物耐震性能設計架構及安全檢查評估之研究(4/4)

著 者：賴瑞應、柯正龍、顧承宇、張景鐘、張嘉峰、廖振程、李賢華
簡臣佑

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 104 年 5 月

印 刷 者：群彩印刷科技股份有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 70 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所港灣技術研究中心網站

定 價：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：1010400355

ISBN：978-986-04-4505-3 (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。

GPN: 1010400355

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：港灣構造物耐震性能設計架構及安全檢查評估之研究(4/4)			
國際標準書號 ISBN978-986-04-4505-3 (平裝)	政府出版品統一編號 1010400355	運輸研究所出版品編號 104-28-7803	計畫編號 103-H1DB006
本所主辦單位：港研中心 主管：邱永芳 計畫主持人：賴瑞應 共同主持人：柯正龍 聯絡電話：04-26587170 傳真號碼：04-26564418	合作研究單位：國立臺灣海洋大學 財團法人臺灣營建研究院 計畫主持人：顧承宇 共同主持人：張嘉峰 研究人員：張景鐘、廖振程、李賢華、簡臣佑 地址：20224 基隆市中正區北寧路2號 新北市新店區中興路二段190號11F 聯絡電話：(02)24622192、02-89195000		研究期間 自 103 年 1 月 至 103 年 12 月
關鍵詞：港灣構造物、耐震性能設計、檢測標準			
摘要： 性能設計理念是目前國際工程界研訂技術規範的重要議題，為順應此國際潮流，本計畫參照公共工程委員會所提出之公共工程性能設計準則，對港灣構造物耐震設計之性能化進行研究，期能研擬出港灣構造物之耐震性能設計架構以供未來制訂性能設計規範之參考。 另外，臺灣對外經貿運輸主要以海運為主，港埠設施之完善、營運正常與安全，攸關貨物之流暢與經濟發展，故港灣設施需建立安全檢測與維護機制，以確保能安全營運。因此，如何確保港灣構造物維持安全堪用，落實安全檢查評估制度(包括建立現地檢測、安全分析、效能評估及維護管理系統)，實為重要之研究課題。本計畫主要以五大國際商港現有之港灣構造物進行安全檢查評估，主要工作包括現地檢測、安全分析與效能評估，並蒐集及研擬維修工法，建置維護管理系統資料庫，以利於日後現地人員檢測及管理自動化作業。 因此，本計畫於103年度完成 (1)圓筒式碼頭設計例實作(2)性能設計法的適宜性探討(3)修訂港灣構造物檢測標準(4)精進港灣構造物安全評估方法(5)建置維護管理系統(6)完成碼頭耐震性能設計手冊(7)完成港灣構造物維護管理手冊之編撰。 成果效益與應用情形： 在施政上，本研究成果可提供交通部未來修訂碼頭設計基準之參考。在實務上，本研究成果可提供各港務分公司未來設計與維護港灣構造物之依據。			
出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
104 年 5 月	188	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: Performance-Based Seismic Design Framework and Evaluation of Security Checks for Harbor Structures (4/4)			
ISBN ISBN978-986-04-4505-3 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010400355	IOT SERIAL NUMBER 104-28-7803	PROJECT NUMBER 103-H1DB006
DIVISION: Harbor & Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: Jui-Ying Lai COMMON INVESTIGATOR: Jeng-Long Ko PHONE: (04) 26587170 FAX: (04) 26564418			PROJECT PERIOD FROM January 2014 TO December 2014
RESEARCH AGENCY: National Taiwan Ocean University PRINCIPAL INVESTIGATOR: Cheng-Yu Ku Co-PRINCIPAL INVESTIGATOR: C.F. Chang PROJECT STAFF: C.C. Chang, J. C. Liao, H. H. Lee, C. Y. Jian ADDRESS: 2 Pei-Ning Road, Keelung 20224, Taiwan, R.O.C. PHONE: (02) 24622192			
KEY WORDS: harbor structure, performance-based seismic design, inspection standard			
ABSTRACT: Performance is an international engineering design specifications and an important research topic. This project refers to the performance design criteria that was proposed by Public Construction Commission for public works to do case studies. We look forward to developing the performance-based seismic design framework for harbor structures for developing performance design specifications in the future. In addition, Taiwan's foreign trade transportation is mainly by shipping, improvement of port facilities, the normal operation and safety are very important to the flow of goods and economic development. Therefore, harbor facilities need to establish safety inspection and maintenance mechanisms to ensure safe operation. Implementation of the safety inspection and evaluation system (including the establishment of in situ detection, security analysis, performance assessment and maintenance management system) becomes an important research topic. The project starts with five major international commercial ports' existing structures for safety inspection and evaluation. Its main tasks are to detect, security analysis and performance assessment, and methods to collect and develop maintenance workers, building maintenance management system database to facilitate the management of detection and management automation in the future. Therefore, this project carries out the following at 103 year, including : (1) the design case studies of the cellular quay wall, (2) discussing the suitability of the performance-based design, (3) editing an appropriate harbor structure inspection standard, (4) enhancement the safety evaluation methods for harbor structures, (5) establishing maintenance management system , (6) editing a handbook of performance-based seismic design, (7) editing a handbook of inspection, evaluation, and maintenance for harbor facility.			
BENEFITS AND APPLICATIONS: The Ministry of Transportation and Communications can refer to the research results for revising design specifications. The research results can provide various port branch basis for future design and maintenance of harbor structures.			
DATE OF PUBLICATION May 2015	NUMBER OF PAGES 188	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.			

港灣構造物耐震性能設計架構及安全檢查評估之 研究(4/4)

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
圖目錄	VII
表目錄	XIII
第一章 前 言	1-1
1.1 研究緣起	1-1
1.2 研究目的	1-2
1.3 研究範圍	1-2
1.4 研究方法	1-2
1.5 研究內容與流程	1-3
第二章 圓筒式碼頭設計流程之建立	2-1
2.1 耐震性能設計概念	2-1
2.2 耐震性能設計架構與流程	2-2
2.3 圓筒式碼頭耐震性能第一階段設計	2-18
2.4 圓筒式碼頭耐震性能第二階段驗證	2-25
第三章 圓筒式碼頭設計例實作	3-1
3.1 碼頭概述	3-1
3.2 耐震性能要求與規定	3-2
3.3 構造物系統規劃	3-6
3.4 土壤液化評估	3-6

3.5 初步設計	3-9
3.6 驗證分析	3-15
3.7 設計結果說明	3-59
第四章 圓筒式碼頭之性能適宜性探討	4-1
4.1 性能規定	4-1
4.2 初步設計之適宜性探討	4-2
4.3 案例分析方法適宜性探討	4-2
4.4 簡化動力分析對於土壤液化之影響探討	4-4
4.5 滑動塊體法與非線性動力分析結果之比較	4-4
4.6 非線性動力分析適宜性探討	4-5
第五章 港灣構造物檢測技術與程序	5-1
5.1 港灣構造物基本資料調查與建置	5-1
5.2 港灣防波堤構造物目視巡查標準制定	5-7
5.3 港灣碼頭與防波堤構造物巡查作業	5-10
5.4 小結	5-24
第六章 港灣構造物維護管理系統建置	6-1
6.1 防波堤維護管理系統建置	6-1
6.2 系統基本資料擴充與巡查資料建置	6-6
6.3 儀器檢測記錄模組建置	6-9
6.4 小結	6-13
第七章 港灣構造物維護管理手冊	7-1
第八章 碼頭耐震性能設計手冊	8-1
8.1 概說	8-1
8.2 適用範圍及適用說明	8-2
8.3 內容架構	8-2

8.4 手冊目錄.....	8-4
第九章 結論與建議.....	9-1
9.1 結論.....	9-1
9.2 建議.....	9-3
9.3 成果效益與應用情形.....	9-5
參考文獻.....	參-1

圖目錄

圖 1.1 研究流程圖	1-4
圖 2.1 碼頭耐震性能設計基本設計流程	2-3
圖 2.2 現行港灣構造物設計基準土壤粒徑與土壤液化分析圖	2-8
圖 2.3 NCEER 土壤液化潛能評估流程	2-10
圖 2.4 土層之有效覆土剪應力比與修正後 SPT-N 值之關係	2-11
圖 2.5 土壤之深度-折減係數關係圖	2-12
圖 2.6 圓筒式碼頭之破壞模式	2-19
圖 2.7 圓筒斷面變形之破壞模式	2-19
圖 2.8 圓筒式碼頭之性能參數	2-21
圖 2.9 圓筒式碼頭標準斷面示意圖	2-25
圖 2.10 地震時背填土壤未液化鋼板樁圓筒式碼頭受力示意圖	2-26
圖 2.11 圓筒平面形狀及換算壁體寬度	2-27
圖 2.12 圓筒壁體換算壁高	2-28
圖 2.13 作用於板樁之水壓力分布示意圖	2-30
圖 2.14 圓筒壁體剪力變形檢討應考慮之外力及抵抗力	2-31
圖 2.15 NEWMARK 之滑動塊體分析法的觀念	2-34
圖 2.16 圓筒式碼頭簡便動力分析(滑動塊體分析法)評估流程圖	2-34
圖 2.17 以 FLAC 程式模擬圓筒式碼頭之分析流程圖	2-38
圖 3.1 圓筒式碼頭標準斷面圖	3-6
圖 3.2 圓筒式碼頭土壤性質分佈圖	3-10
圖 3.3 圓筒平面形狀示意圖	3-11

圖 3.4 圓筒式碼頭等級 II 地震之設計反應譜	3-17
圖 3.5 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震反應譜	3-17
圖 3.6 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時	3-18
圖 3.7 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震反應譜	3-18
圖 3.8 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時	3-18
圖 3.9 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜	3-19
圖 3.10 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時	3-19
圖 3.11 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震反應譜	3-19
圖 3.12 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時	3-20
圖 3.13 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震反應譜	3-20
圖 3.14 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時	3-20
圖 3.15 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜	3-21
圖 3.16 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時	3-21
圖 3.17 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震反應譜	3-21
圖 3.18 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時	3-22
圖 3.19 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震反應譜	3-22
圖 3.20 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時	3-22
圖 3.21 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜	3-23

圖 3.22 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時	3-23
圖 3.23 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移	3-25
圖 3.24 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移	3-25
圖 3.25 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移	3-26
圖 3.26 圓筒式碼頭模型之網格建置	3-27
圖 3.27 楊氏模數與標準貫入試驗值之關係	3-29
圖 3.28 圓筒式碼頭模型之材料參數	3-30
圖 3.29 圓筒式碼頭模型之邊界條件	3-30
圖 3.30 圓筒式碼頭平面分析示意圖	3-31
圖 3.31 圓筒式碼頭結構元素與界面元素模型	3-32
圖 3.32 圓筒式碼頭達重力平衡之不平衡力	3-33
圖 3.33 圓筒式碼頭海水側向力模型建立	3-33
圖 3.34 圓筒式碼頭流體計算達平衡之不平衡力	3-34
圖 3.35 圓筒式碼頭地下水位面模型建立	3-34
圖 3.36 圓筒式碼頭達力學平衡之不平衡力圖示	3-35
圖 3.37 圓筒式碼頭孔隙水壓之分布圖示	3-35
圖 3.38 FINN 模式模型建立	3-36
圖 3.39 不同材料之動力荷載輸入及動態邊界選定示意圖	3-38
圖 3.40 自由場邊界選用示意圖	3-38
圖 3.41 FLAC 動態邊界條件	3-39
圖 3.42 圓筒式碼頭等級 II 地震動力分析邊界條件與結構元素之設定	3-41
圖 3.43 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組土層之彈塑性破壞結果	3-42

圖 3.44 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組破壞水平位移圖	3-42
圖 3.45 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測	3-43
圖 3.46 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組板樁受力彎矩圖	3-43
圖 3.47 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖	3-44
圖 3.48 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組之歷時分析孔隙水壓	3-44
圖 3.49 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析位移情況	3-45
圖 3.50 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組土層之彈塑性破壞結果	3-45
圖 3.51 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組破壞水平位移圖	3-46
圖 3.52 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測	3-46
圖 3.53 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組板樁受力彎矩圖	3-47
圖 3.54 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖	3-47
圖 3.55 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組之歷時分析孔隙水壓	3-48
圖 3.56 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析位移情況	3-48
圖 3.57 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組土層之彈塑性破壞結果	3-49
圖 3.58 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組破壞水平位移圖	3-49
圖 3.59 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測	3-50
圖 3.60 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組板樁受力彎矩圖	3-50
圖 3.61 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖	3-51

圖 3.62 圓筒式碼頭等級 III 地震第 3 組之歷時分析孔隙水壓	3-51
圖 3.63 圓筒式碼頭等級 III 地震南北向人造地震反應譜	3-53
圖 3.64 圓筒式碼頭等級 III 地震南北向人造地震加速度歷時	3-53
圖 3.65 圓筒式碼頭等級 III 地震東西向人造地震反應譜	3-54
圖 3.66 圓筒式碼頭等級 III 地震東西向人造地震加速度歷時	3-54
圖 3.67 圓筒式碼頭等級 III 地震垂直向人造地震反應譜	3-54
圖 3.68 圓筒式碼頭等級 III 地震垂直向人造地震加速度歷時	3-55
圖 3.69 圓筒式碼頭等級 III 地震歷時分析位移情況	3-56
圖 3.70 圓筒式碼頭等級 III 地震土層之彈塑性破壞結果	3-56
圖 3.71 圓筒式碼頭等級 III 地震破壞水平位移圖	3-57
圖 3.72 圓筒式碼頭等級 III 地震樁頂地震之歷時分析水平位移監測	3-57
圖 3.73 圓筒式碼頭等級 III 地震板樁受力彎矩圖	3-58
圖 3.74 圓筒式碼頭等級 III 地震板樁最大受力位置歷時-彎矩圖	3-58
圖 3.75 圓筒式碼頭等級 III 地震之歷時分析孔隙水壓	3-59
圖 5.1 基隆港東碎波堤照片	5-1
圖 5.2 基隆港碼頭基本資料調查範圍	5-2
圖 5.3 基隆港防波堤基本資料調查範圍	5-2
圖 5.4 碼頭基本資料調查照片(以基隆港東 22 號碼頭單元 1、2 為例)	5-3
圖 5.5 基隆港西防波堤調查起迄點	5-4
圖 5.6 基隆港西防波堤調查起點放大圖	5-5
圖 5.7 基隆港東防波堤調查起迄點	5-5
圖 5.8 基隆港東防波堤調查起點放大圖	5-5

圖 5.9 基隆港西碎波堤調查起迄點	5-6
圖 5.10 基隆港西碎波堤調查起點放大圖	5-6
圖 5.11 基隆港西防波堤 B1 單元起、迄點照片示意	5-7
圖 5.12 基隆港 0K+650 東防波堤(混凝土方塊堆疊式堤).....	5-7
圖 5.13 基隆港 0K+160 西防波堤(沈箱合成堤)	5-7
圖 5.14 覆面層-移動、散亂及下滑	5-9
圖 5.15 堤頂(胸牆)-接縫、施工縫位移	5-10
圖 5.16 基礎-沖刷	5-10
圖 5.17 西 7 號碼頭單元 3 岸肩沉陷	5-12
圖 5.18 西 9 號碼頭單元 2 號防舷材龜裂破損	5-12
圖 5.19 西 12B 號碼頭單元 5 防舷材龜裂破損	5-12
圖 5.20 西 18 號碼頭單元 8 防舷材龜裂破損	5-12
圖 5.21 西 25 號碼頭單元 1 防舷材龜裂破損	5-12
圖 5.22 西 27 號碼頭單元 4 岸肩剝落	5-12
圖 5.23 西 30 號碼頭單元 4 防舷材龜裂破損	5-13
圖 5.24 西 31 號碼頭單元 8 岸肩剝落	5-13
圖 5.25 西 31 號碼頭單元 7 防舷材龜裂破損	5-13
圖 5.26 西 33 號碼頭單元 2 防舷材龜裂破損	5-13
圖 5.27 東 5 號碼頭單元 4 防舷材螺栓缺損	5-13
圖 5.28 東 6 號碼頭單元 5 岸肩沉陷	5-13
圖 5.29 東 6 號碼頭單元 6 防舷材螺栓缺損	5-14
圖 5.30 東 7 號碼頭單元 1 岸肩沉陷	5-14
圖 5.31 東 7 號碼頭單元 5 防舷材螺栓缺損	5-14

圖 5.32 東 7 號碼頭單元 5 岸肩剝落	5-14
圖 5.33 東 10 號碼頭單元 3 岸肩沉陷	5-14
圖 5.34 東 10 號碼頭單元 4 防舷材掉落	5-14
圖 5.35 東 10 號碼頭單元 5 防舷材掉落	5-15
圖 5.36 東 11 號碼頭單元 3 防舷材掉落	5-15
圖 5.37 東 12 號碼頭單元 4 防舷材構件變形	5-15
圖 5.38 東 14 號碼頭單元 2 防舷材構件變形	5-15
圖 5.39 東 16 號碼頭單元 2 防舷材構件變形	5-15
圖 5.40 東 16 號碼頭單元 5 防舷材構件變形	5-15
圖 5.41 東 17 號碼頭單元 2 防舷材表面劣化.....	5-16
圖 5.42 東 17 號碼頭單元 9 車檔劣化.....	5-16
圖 5.43 東 19 號碼頭單元 2 岸肩沉陷	5-16
圖 5.44 東 21 號碼頭單元 5 岸肩剝落	5-16
圖 5.45 東防波堤單元 25 裂縫	5-16
圖 5.46 東防波堤單元 25 接縫位移	5-16
圖 6.1 基隆港西防波堤基本資料庫	6-1
圖 6.2 基隆港西防波堤基本資料模組頁面	6-2
圖 6.3 基隆港東、西防波堤基本資料查詢	6-2
圖 6.4 基隆港西防波堤基本資料模組頁面	6-2
圖 6.5 基隆港東、西防波堤基本資料查詢	6-2
圖 6.6 基隆港西防波堤經常巡查選單	6-3
圖 6.7 基隆港西防波堤經常巡查資料新增頁面	6-3
圖 6.8 基隆港西防波堤定期檢測選擇目視巡查或儀器檢測頁面	6-4

圖 6.9 基隆港西防波堤定期檢測(目視)表單頁面(以西防波堤為例)...	6-4
圖 6.10 基隆港西防波堤定期檢測(目視)構件劣化資料輸入頁面	6-5
圖 6.11 基隆港西防波堤特別巡查構件劣化資料輸入頁面	6-5
圖 6.12 基隆港碼頭資料建置情形	6-6
圖 6.13 基隆港防波堤資料建置情形	6-6
圖 6.14 基隆港西 33B 號碼頭經常巡查	6-6
圖 6.15 基隆港西 19 號碼頭定期檢測	6-6
圖 6.16 基隆港西 31 號碼頭經常巡查結果	6-7
圖 6.17 基隆港西 7 號碼頭經常巡查結果	6-7
圖 6.18 基隆港西 31 號碼頭經常巡查報表產出-1.....	6-7
圖 6.19 基隆港西 31 號碼頭經常巡查報表產出-2.....	6-7
圖 6.20 維修排序模組選擇	6-8
圖 6.21 基隆港西 31 號碼頭緊急維修處置對策列表	6-8
圖 6.22 基隆港西防波堤側站點位圖	6-9
圖 6.23 防波堤定期檢測選擇	6-10
圖 6.24 防波堤目視巡查與儀器檢測選擇	6-10
圖 6.25 防波堤儀器檢測資料新增	6-10
圖 6.26 基隆港西防波堤高程測量新增頁面	6-10
圖 6.27 基隆港西防波堤高程測量歷史資料	6-11
圖 6.28 基隆港西防波堤 2011/05/10 高程資料	6-11
圖 6.29 碼頭儀器檢測資料新增頁面	6-12
圖 6.30 腐蝕電位量測資料輸入頁面	6-13
圖 6.31 儀器檢測報告上傳頁面	6-13

表目錄

表 2-1 本研究建議之各等級碼頭所對應的耐震性能要求.....	2-4
表 2-2 各重要度等級之碼頭特性.....	2-5
表 2-3 碼頭性能設計三等級地震力.....	2-5
表 2-4 耐震性能等級定性規定之建議.....	2-6
表 2-5 各類驗證分析法之應用時機.....	2-17
表 2-6 圓筒式碼頭性能可接受標準.....	2-22
表 2-7 各類土壤液化評估方法之應用時機.....	2-24
表 2-8 土壤參數之折減係數 DE.....	2-25
表 2-9 圓筒式碼頭結構之性能驗證分析法.....	2-26
表 3-1 碼頭之特性等級.....	3-3
表 3-2 圓筒式 B 級碼頭之耐震性能要求.....	3-3
表 3-3 圓筒式碼頭性能設計三等級地震力.....	3-4
表 3-4 圓筒式 B 級碼頭性能可接受標準.....	3-5
表 3-5 圓筒式碼頭工址土層鑽探資料表.....	3-7
表 3-6 圓筒式碼頭等級 I 地震土壤液化潛能評估結果.....	3-8
表 3-7 圓筒式碼頭等級 II 地震土壤液化潛能評估結果.....	3-8
表 3-8 圓筒式碼頭等級 III 地震土壤液化潛能評估結果.....	3-8
表 3-9 圓筒式碼頭設計參數表.....	3-10
表 3-10 圓筒式碼頭換算壁體寬度參數表.....	3-11
表 3-11 圓筒式碼頭之各土層主動土壓力係數.....	3-12
表 3-12 圓筒式碼頭之各土層主動土壓力.....	3-12
表 3-13 圓筒式碼頭地震時之動態水壓力.....	3-12
表 3-14 圓筒式碼頭殘留水壓力.....	3-13

表 3-15 圓筒式碼頭等級 I 地震圓筒壁體剪力變形檢核	3-13
表 3-16 圓筒式碼頭等級 I 地震板樁入土長度檢核	3-14
表 3-17 圓筒式碼頭等級 I 地震圓筒壁體安定檢核	3-14
表 3-18 圓筒式碼頭等級 I 地震時之性能規定檢核	3-16
表 3-19 圓筒式碼頭等級 II 地震臨界加速度計算參數	3-24
表 3-20 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析	3-25
表 3-21 包松比選用參考 (KULHAWY AND MAYNE, 1990)	3-28
表 3-22 摩擦角選用參考	3-28
表 3-23 土壤滲透係數 (DAS, 2010)	3-29
表 3-24 圓筒式碼頭材料參數表	3-29
表 3-25 圓筒式碼頭結構元素參數	3-32
表 3-26 圓筒式碼頭界面元素參數	3-32
表 3-27 圓筒式 B 級碼頭等級 II 地震時之性能規定檢核	3-52
表 4-1 圓筒式碼頭性能可接受標準	4-1
表 4-2 設計例簡化動力分析有無考慮液化影響之比較	4-4
表 4-3 圓筒式碼頭設計例滑動塊與動力分析之位移反應比較	4-5
表 5-1 基隆港西 27 號碼頭基本資料現場調查記錄表	5-4
表 5-2 基隆港西防波堤基本資料調查資料列表	5-6
表 5-3 防波堤各構件劣化目視巡查標準	5-8
表 5-4 基隆港碼頭經常巡查劣化列表	5-11
表 5-5 基隆港防波堤經常巡查劣化列表	5-16
表 5-6 基隆港西 14 號碼頭定期檢測結果列表	5-17
表 6-1 基隆港西 16 號碼頭腐蝕電位檢測表	6-12
表 7-1 港灣構造物維護管理手冊架構與內容	7-1
表 7-2 港灣構造物維護管理手冊(精簡版)架構與內容	7-2

第一章 前言

1.1 研究緣起

臺灣位於環太平洋地震帶，加上海島性之氣候與海象條件，使得臺灣之港灣構造物在其壽命中的安全性受到地震、海潮流、波浪、海嘯、土壤液化、鹽分腐蝕等之影響，因此，如何考量構造物整個壽命期之經濟性，據以提出合理的耐震設計規範及維護措施，使所建造之港灣構造物能滿足預期之安全度及服務品質一直是目前熱門的研究課題。

過去之十年內，全球發生了多次強烈地震，如 1994 年美國加州北嶺地震、1995 年日本神戶地震以及 1999 年臺灣 921 集集大地震等，均導致人員傷亡、房屋、橋梁、道路、大壩、港灣構造物、非結構構件及設備等的倒塌與破壞，迫使先進國家之工程界針對現行耐震設計規範重新加以檢討，以確保構造物之性能滿足使用、運作、安全、經濟等目標。有鑒於美國、歐洲、日本等國已經著手於性能設計之研究，而國內也已著手推動橋梁及建築物之耐震功能性設計，故本所也考慮將構造物功能性設計應用在港灣構造物，俾提升國內港灣工程技術之水準，使我國與國際上之工程技術接軌。

而港灣結構物之維護是為確保結構安全，使用功能及延長使用年限的必要措施，以往我國港灣工程與設施較注重興建，對於平常之維護均認為是例行公事，僅編列少數維護經費，做低效益、無專業技術之表面粗淺之維護工作。而英、美、日等先進國家則均依環境腐蝕特性，規劃一套完整之維護計畫，不但使維護經費做最有效之運用，並可杜絕龐大維護費用之浪費。因此，我國港灣結構物實有必要建立一套完善的港灣構造物檢測程序與安全評估方法。

1.2 研究目的

本研究目的可摘列整理如下：

1. 配合國際潮流之趨勢，對港灣構造物耐震設計之性能化進行研究，研擬港灣構造物之耐震性能設計架構，提供未來制訂性能設計基準之參考。
2. 建立港灣構造物維護管理制度
3. 建置港灣構造物維護管理系統

1.3 研究範圍

在耐震性能設計架構之研究部份，主要以碼頭結構物為研究對象，第四期(103 年)計畫主要是進行圓筒式碼頭之設計例實作。在安全檢查評估之研究部份，主要以碼頭(包含重力式、板樁式與棧橋式三種)與防波堤等港灣構造物為主，由於本所過去已執行「基隆港西 14 至西 15 號碼頭結構安全檢測評估與系統建置」與「基隆港西 2 至西 4 號碼頭結構檢測評估及維護管理系統建置之研究」兩研究案，故希望能藉著過去的研究基礎，以基隆港為對象，持續進行更深入之探討，並建置港灣設施維護管理系統。

1.4 研究方法

在耐震性能設計架構之研究部份，本研究係藉由文獻資料蒐集與彙整，分析國內設計基準概況，比較國外性能設計準則，並依據國內耐震性能設計準則之架構，探討港灣構造物耐震性能設計要求、耐震性能規定與耐震性能驗證方法等，提出港灣構造物耐震性能設計準則架構。再根據前述耐震性能設計準則架構為基礎，針對各種類型之港灣碼頭構造物耐震性能設計與檢核方法進行研究，包含沉箱式碼頭、板

樁式碼頭、棧橋式與圓筒式碼頭耐震性能設計程序之研擬與案例實作。

在安全檢查評估之研究部份，本研究主要針對港灣構造物檢測標準，配合國內外之文獻資料，進行比較分析，藉以制訂適合我國之標準外，亦針對港灣構造物檢測建置其執执行程序，配合手冊之撰寫(包含施檢測類型與頻率、構件編碼原則、目視檢測評估標準等)，藉以讓現場工程師能便於操作。至於安全評估部分，本研究亦將針對現有評估方式進行探討，並提出結合目視與儀器檢測之新式評估方法。

1.5 研究內容與流程

本研究之主要工作項目如下所示，其工作流程如圖 1.1 所示。

1. 圓筒式碼頭設計流程之建立
2. 圓筒式碼頭設計例實作
3. 圓筒式碼頭之性能適宜性探討
4. 港灣構造物檢測技術與程序
5. 港灣構造物維護管理系統建置
6. 碼頭耐震性能設計手冊及港灣構造物維護管理手冊

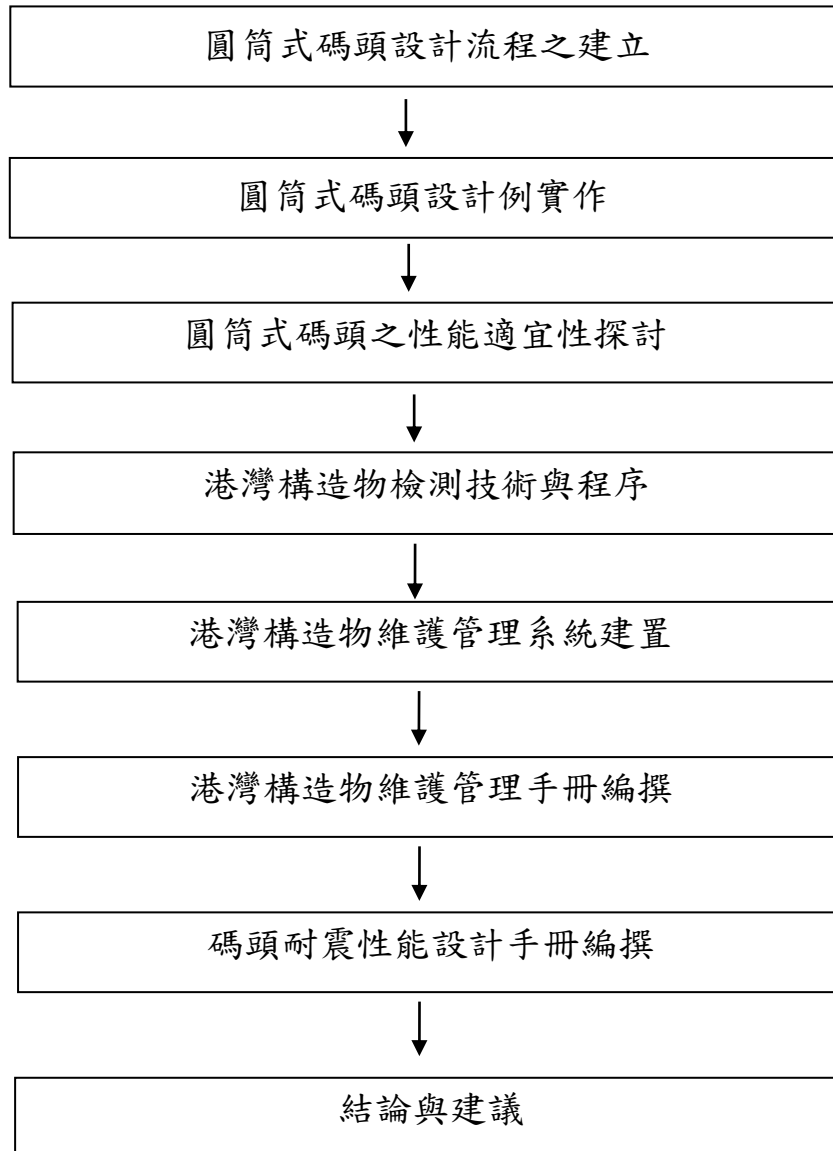


圖 1.1 研究流程圖

第二章 圓筒式碼頭設計流程之建立

2.1 耐震性能設計概念

耐震性能設計法(seismic performance design)是以控制構造物在地震力作用下之破壞程度為標的，該方法之基本理念在強調構造物在強烈地震力作用下之非線性變形行為，注重構造物及附屬設施之耐震性能，並以構造物整個生命週期之耐震性能和經濟性(包括設計費、建造費、維護費及可能之損失和修復費用)為主要設計目標，以保證構造物能在各種不同規模的地震力作用下，其耐震性能可滿足業主與國家社會的各種安全、經濟、文化與歷史需求，此法為現今結構耐震設計規範所遵循之方向。

傳統之耐震設計方法係以強度的供需關係為基礎，並以構造物承受單一特定地震力作用下之人命安全為唯一設計目標。雖此一假設使設計方法大為簡化，但若遭遇不同頻率或強度之地震，則難以得知所設計的構造物是否能滿足預期之結構性能及變形行為。儘管傳統之耐震設計方法允許構造物在大地震力作用下之非彈性破壞，但這種非線性變形僅隱含地根據構造物預期之韌性來折減設計地震力，其結構分析方式只限於彈性範圍，此種設計方法較難控制構造物受地震力作用之降伏消能機制及塑性行為。

另外，傳統耐震設計係要求構造物在使用年限內，有足夠的能力抵抗某一可能發生之大地震而不造成生命損失，但結構設計及建造過程之誤差及未來遭遇地震力大小的不確定性，使得這種耐震能力要求仍受到威脅。以往由美國、日本與臺灣等各地所發生的震害顯示，除人命安全外，更多的經濟損失來自於構造物或其附屬設施之損壞所帶來的維修、補強，以及正常營運中斷等。為滿足構造物整個使用年限之綜合經濟利益考量，性能設計法增加了構造物破壞控制的耐震目標，讓設計者及使用者均能瞭解構造物在遭遇不同強度的地震時之結構反應及其所具有的耐震能力。

以往耐震設計規範係要求構造物設計須滿足「小震不壞」、「中震可修」、「大震不倒」的原則，因而耐震設計規範採用構造物之重要性係數 I 來間接表達其預期性能，該耐震要求僅定性地隱含在傳統的強度設計法中，並未明確地加以量化，然而性能設計法則要求以直接且透明之參數來表達構造物之破壞狀態或性能，使設計者、業主及使用者等能充分瞭解未來在不同等級地震作用時，構造物可能產生的損失程度及破壞狀況與使用性。性能設計法同時考量結構整體、構件與附屬設施在不同等級的地震危害下之多等級耐震性能目標 (performance objectives)，並將構造物在某一設計地震危害下被期望具有的耐震性能加以量化，以建立容許限制值(即性能標準 performance criteria)，如此構造物之耐震性能即可採用「在各等級設計地震作用下分析構造物之內力、變形、能量或其他破壞指標 $\leq$ 性能可接受標準」的方式進行檢核。

2.2 耐震性能設計架構與流程

結構物的耐震性能，是指其在各級地震作用下所產生的狀態，以及這些狀態所造成的影響或後果，包括安全性、服務性、修復性等。耐震性能設計法即是以控制結構耐震性能為標的，以符合相關安全性、服務性與修復性等需求之耐震設計方法。該方法之基本理念主要包括：結構物於不同等級地震危害下之耐震設計目標直觀透明；設計由目標導向出發；強調結構物在強大地震作用下之非線性變形行為；注重結構物整體系統、結構構材和非結構構材以及附屬設備在整個生命週期各階段之耐震性能；確保結構物滿足設計目標具有滿意的可靠度或可接受震害之風險。本研究之耐震性能設計法的設計流程內容如圖 2.1 所示。上述整體耐震性能設計流程之內容詳細說明如下。

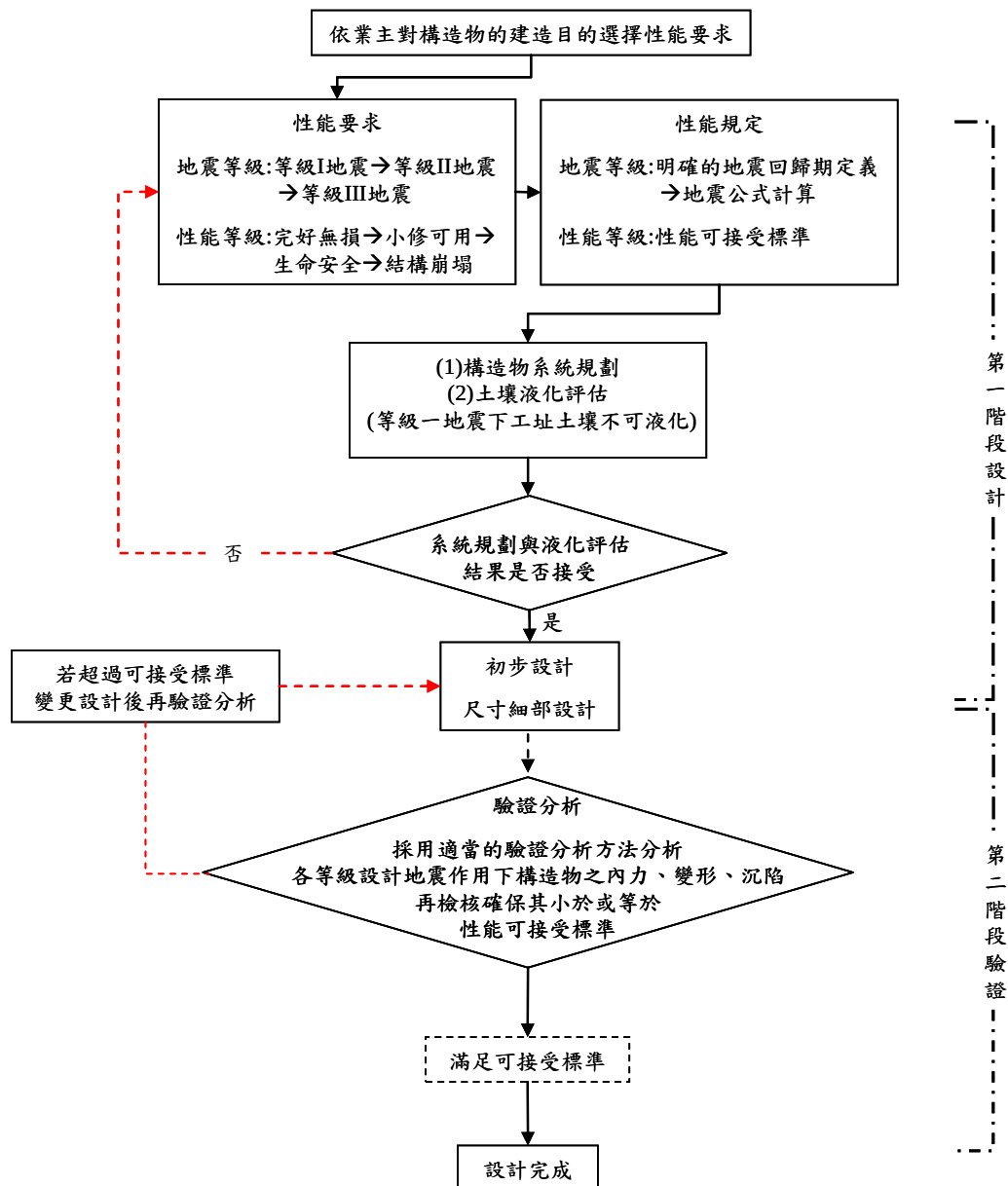


圖 2.1 碼頭耐震性能設計基本設計流程

2.2.1 第一階段設計

1. 選擇性能要求

第一階段設計首先要建立性能要求及性能規定，性能要求是以「定性」的描述方式訂立結構物設計目標，而性能規定是將結構物之性能要求轉化成「定量」的方式來表示。上述之性能要求與規定之內容則包括地震等級之定性劃分與地震力定量表達方式，以及所

對應性能等級之定性劃分與定量表達。

本研究第一期計畫已針對碼頭之耐震設計性能要求作探討，研究日本港灣設施技術上基準同解說^[44]與國際航海協會港灣構造物設計規範^[25]之性能要求的訂立方式及理念，並與國內「港灣構造物設計基準」之耐震設計要求作差異性討論，以提出適合國內設計實務的耐震性能設計要求，如表 2-1；工程師可依據環境條件與業主對功能之要求來選擇合適的碼頭等級，再依據該等級碼頭所對應之性能要求進行設計、分析、檢核。

表 2-1 本研究建議之各等級碼頭所對應的耐震性能要求

性能等級 地震等級	第 I 級	第 II 級	第 III 級
等級一 (中度地震)	A 級 B 級	C 級	—
等級二 (475 年回歸期地震)	特定級	A 級	B 級
等級三 (2500 年回歸期地震)	—	特定級	A 級

本研究所提之碼頭耐震性能要求中，地震等級之建議更以港灣技術研究中心過去對各港區的地震危害度曲線分析結果進行研究，並參考國外規範訂定之地震等級，提出適合國內碼頭設計的地震等級修正建議；另外，亦針對國內「公共工程性能設計準則」^[91]三等設計地震力的要求，探討在不同性能要求下各地震等級所應對應的性能等級，以滿足國內工程設計環境。以下將就性能要求中之碼頭重要度分類、地震力等級、性能等級做進一步說明。

(1)重要度分類：

為維持業主及工程師既有的設計習慣，本研究建議採用國內現行規範 4 種重要度等級碼頭分類，依序為「特定級、A 級、B 級與 C 級」，其分類內容如表 2-2。

表 2-2 各重要度等級之碼頭特性

等級	碼頭之特性	建議適用碼頭構造物
特定	明顯具有 A 級結構物之特性 1 至 3 項之情形者	耐震強化碼頭
A	1. 結構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。 2. 負有震災後復建工作之重要任務者。 3. 儲存有害或危險物品之結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之重大損失者。 4. 結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5. 結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。	危險品碼頭
B	凡不屬於特定、A 級者。	散雜貨碼頭、貨櫃碼頭
C	臨時設施。	非永久性靠泊設施

(2)地震等級：

本研究修改第一期計畫建議之三等級地震力如表 2-3。

表 2-3 碼頭性能設計三等級地震力

地震等級		地震力計算公式	
		非剛性	剛性
等級 I	50 年回歸期	$V_I = \frac{S_{a,II}}{3.25\alpha_y} W$	$V_I = \frac{0.4S_{II,S}}{3.25} W$
等級 II	475 年回歸期地震	$V_{II} = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{a,II}}{F_u} \right)_m W$	$V_{II} = 0.4S_{II,S} W$
等級 III	2500 年回歸期地震	$V_{III} = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} \right)_m W$	$V_{III} = 0.4S_{III,S} W$
註：剛性構造物(如重力式、板樁式、圓筒式碼頭等) 非剛性構造物(如棧橋式碼頭等)			

(3)性能等級：

本研究第一期計畫中依各國性能規範之慣例，從構造物之「使用性」、「修復性」、「安全性」三方面考量，並參考國內現行「港灣構造物設計基準」之性能等級定義，建議國內港灣碼頭耐震性能設計之性能等級。由於國內碼頭結構設計之重要度分類為4種(特定、A級、B級、C級)，此與國際規範相同；再者，「公共工程性能設計準則」中亦說明，耐震性能設計的基本概念主要是採用構造物的非線性行為分析進行設計，故應將「用途係數」轉換於耐震性能等級的要求上面，而非用於設計地震力的放大；因此欲區分4種不同重要度構造物之性能等級，即須具有3等級性能等級之制定，如表2-4。

表 2-4 耐震性能等級定性規定之建議

損壞等級	使用性	修復性	安全性
第Ⅰ等級	功能正常	不需修復	結構保持彈性
第Ⅱ等級	短期功能喪失	可快速修復	損壞輕微
第Ⅲ等級	長期功能喪失	修復非常困難	結構不倒以維持生命安全 (未超過韌性容量)

2.構造物系統規劃

在進行細部設計前先確定構造物形狀、結構系統、結構佈置、基礎、非結構構材以及材料，需設計者的經驗、直覺和判斷，主要目的在於減小因結構分析或不確定因素所造成分析結果與結構之真實行為之間的差異。

3.土壤液化評估

對港灣構造物所在位置土壤液化潛能之分析，了解該工址土壤液化之可能性，確定耐震性能要求是否可以達到，否則應經由 (1)地盤改良或變更基礎設計； (2)遷移工址； (3)修改設計性能要求等方式進行調整，以保證所選定之工址、設計及營造方法最終能使構造物

滿足業主及規範之性能要求。

土壤液化潛能的評估方式在本國規範及國外相關規範均已有較成熟的方法，因此土壤液化評估方法理論對於耐震性能設計法而言並非重點，但值得注意的是，對於港灣構造物，土壤液化極可能為導致其破壞的原因，如 2011 年日本 311 地震對小名浜港碼頭造成嚴重損壞，除地震力已超過設計震度，因土壤液化致使碼頭後緣產生不均勻沉陷、坍塌，碼頭錨錠設施位移，導致碼頭板樁向海側位移及傾倒，碼頭上各種相關設施及結構物產生破壞。

而由本研究第一期計畫探討各國規範對土壤液化的防治規定可知，其設計目標皆立基於須避免構造物基礎土壤產生液化現象，倘若評估出基礎有液化之可能性，則必須施予土壤改良或作深基礎之設計，因此對於土壤液化之設計要求相當清楚，即單一要求為「不可因土壤液化而造成碼頭應有性能喪失」；另外，本案第一期研究建議在等級 I 地震下，工址土壤不允許發生液化。在等級 II 與等級 III 地震下，液化的機會大增，若硬性規定不得液化，則土壤改良的處理費用可能所費不貲，故規定容許液化發生，但必要時須降低基面，並以折減後之土壤參數求算基礎等值勁度，重新分析檢核其安全性；而「日本港灣設施基準同解說」亦有相同之規定。

以下將說明國內現行「港灣構造物設計基準」的土壤液化潛能評估法，該法與日本現行規範及國際航海協會規範相同，可用於各等級地震的土壤液化評估：

一般地質調查土層若符合以下條件之一時，則土層可能發生液化潛能，需參照規範所建議之液化評估方式作進一步之分析，(1)地表下 20m 以內之沖積土層且地下水位在地表下 10m 以內；(2)過#200 篩細料含量 FC(%) 在 35% 以下；(3)FC(%) 在 35% 以上，但黏土含量 PC(%) 在 12% 以下；(4)塑性指數 PI(%) 在 15% 以下。

國內港灣構造物設計基準之規定有關砂土層液化分析，可採取下列三種方法。

(1)簡易判斷法

簡易判斷法液化之預測及判定，是依據土壤粒徑分佈進行土壤分類。利用均勻係數 $U_c = D_{60}/D_{10} = 3.5$ 為基準作為分野之依憑，由圖 2.2 判別之。

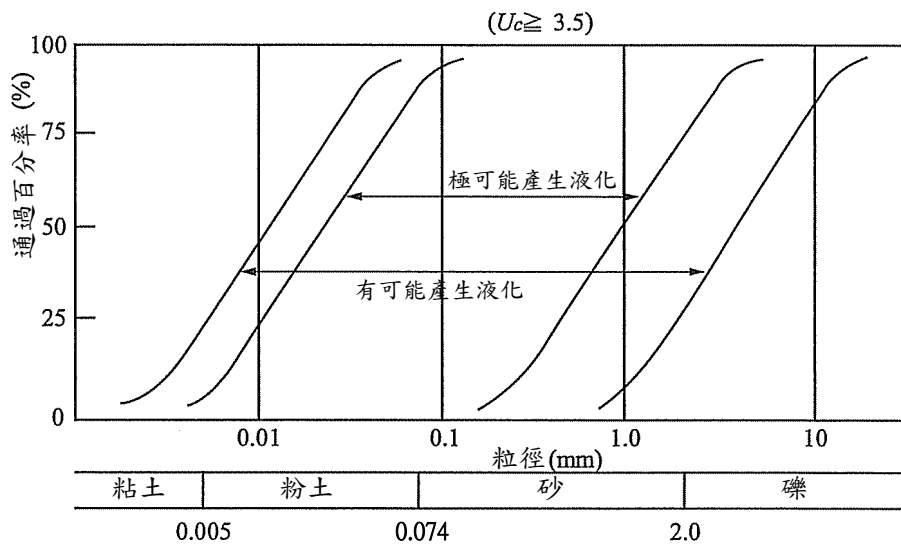
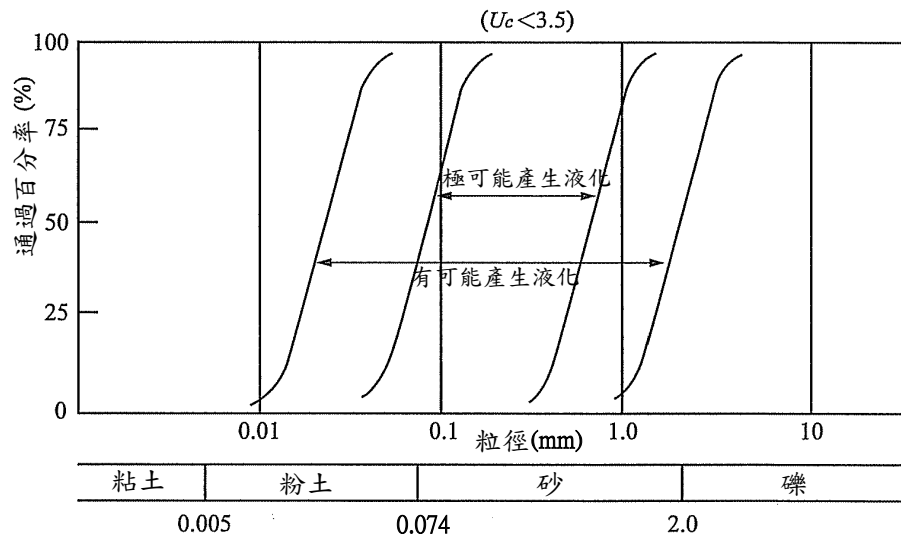


圖 2.2 現行港灣構造物設計基準土壤粒徑與土壤液化分析圖

資料來源：參考文獻^{[87][25]}

(2)經驗準則法

經驗準則法土壤液化潛能預測及判定方式，是採用現地試驗參數標準貫入試驗打擊數(SPT-N 值)及細料含量作為砂土抗液化強度之預測。國內現行港灣構造物設計基準係參考美國「Seed 液化評估法」^[25]作為液化之判定基礎，說明如下。

其液化潛能分析基本上可分為兩部分的計算：第一部份是利用未來在土層中可能(或已發生)最大地表加速度配合地震規模，以半經驗之簡易公式估計現地土層在遭遇地震時所受之反覆剪應力比(Cyclic Stress Ratio, CSR)；第二部份則是由各種調查試驗資料估計土層之液化阻抗比(Cyclic Resistance Ratio, CRR)，而由比較兩者推算出土壤液化之安全係數值(F_L)，並根據港灣構造物設計規範建議，當地動資料趨於保守時， F_L 大於 1 即可。

根據美國國家地震工程研究中心(National Center For Earthquake Engineering Research, NCEEER)Robertson 與 Wride 於 1997 年對 Seed 法所提出之修正方法。

1986 年 Skempton 建議採用標準貫入試驗 N 值做為土層之液化阻抗比(CRR)時，應先使用式(2.1)予以修正。

$$(N_1)_{60} = C_N C_E C_B C_R C_S \times N \dots\dots\dots(2.1)$$

式中，

C_N ：有效覆土應力修正因數

C_E ：能量修正因數

C_B ：鑽孔尺寸修正因數

C_R ：桿長修正因數

C_S ：取樣管型式修正因數

$(N_1)_{60}$ ：鑽桿打擊能量為 60%標準落錘能量之修正 SPT-N 值。

依上述參數進行液化分析，分析流程如圖 2.3。

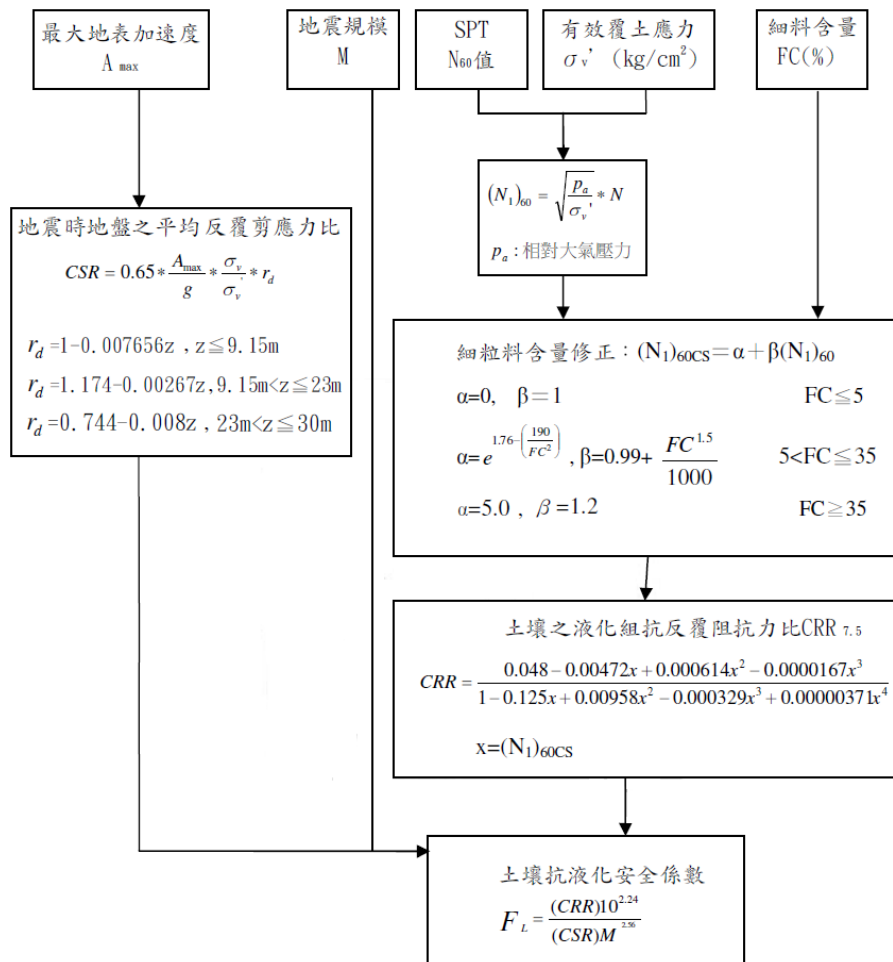


圖 2.3 NCEER 土壤液化潛能評估流程

資料來源：NCEER, 1997 [15]

當地震發生時，土層之液化潛能分析評估流程如圖 2.3，其計算步驟與公式如下：

a. 反覆剪應力比(Cyclic Stress Ratio, CSR)

$$CSR = 0.65 \times \frac{A_{\max}}{g} \times \frac{\sigma_v'}{\sigma_v} \times r_d(z) \dots\dots\dots(2.2)$$

其中，CSR 為地震引致的反覆剪應力比， $r_d(z)$ 為深度折減係數， A_{max} 為地表最大加速度， σ_v/σ'_v 為覆土總應力與有效覆土應力之比值， g 為重力加速度。CSR 與 σ_v/σ'_v 之關係如圖 2.4。

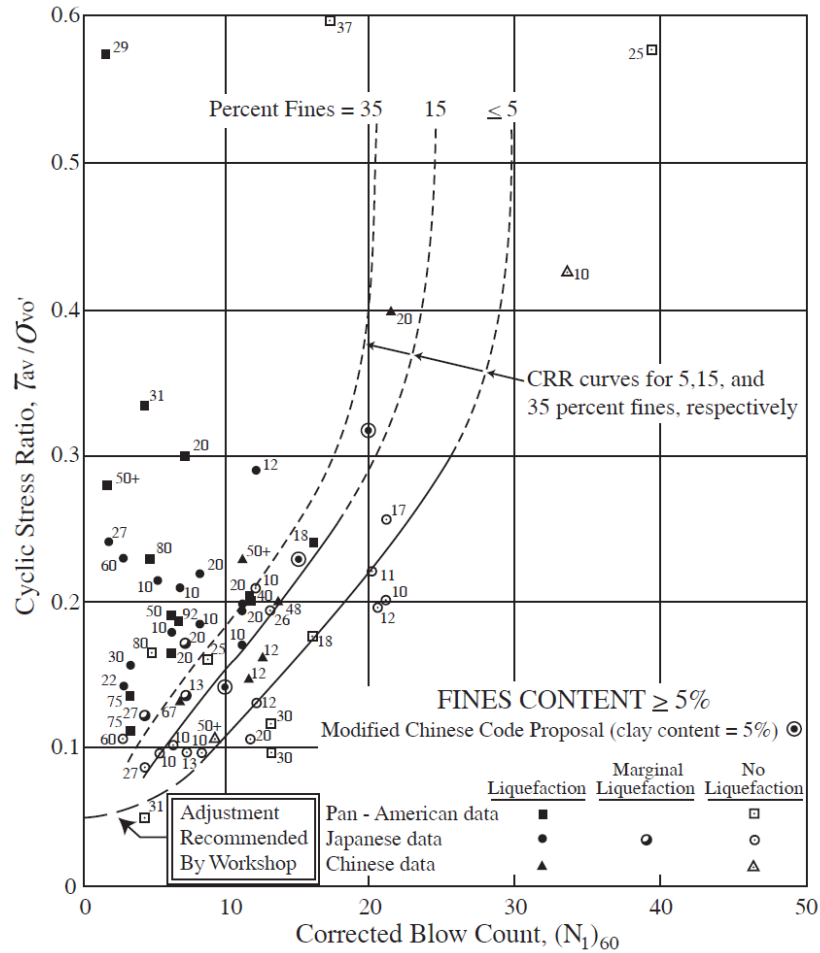


圖 2.4 土層之有效覆土剪應力比與修正後 SPT-N 值之關係

資料來源：Seed et al. 1985^[7]

而深度折減係數(如圖 2.5 所示)其公式如下：

$$\begin{aligned} r_d &= 1.0 - 0.00765z & , z \leq 9.15\text{m} \\ r_d &= 1.174 - 0.00267z & , 9.15\text{m} < z \leq 23\text{m} \\ r_d &= 0.744 - 0.008z & , 23\text{m} < z \leq 30\text{m} \\ r_d &= 0.5 & , 30\text{m} < z \end{aligned}$$

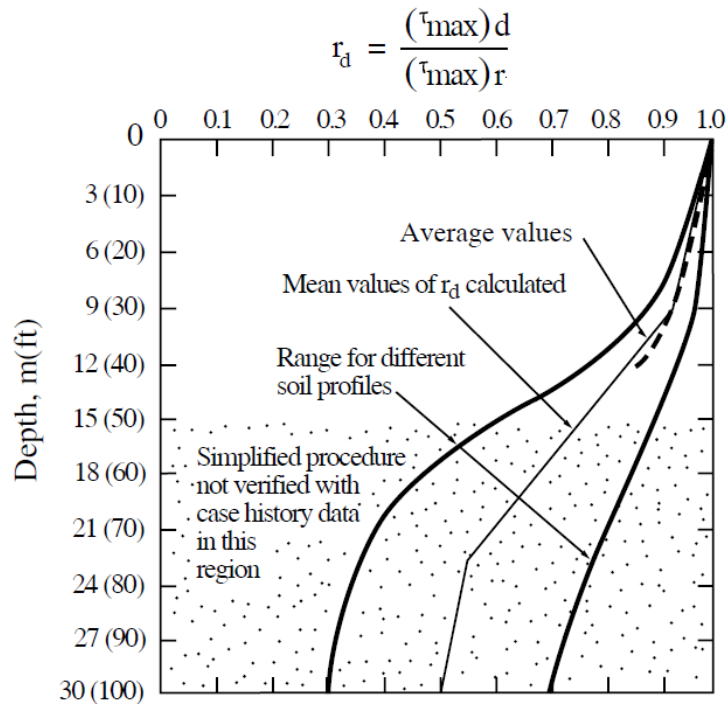


圖 2.5 土壤之深度-折減係數關係圖

b. 液化阻抗比(Cyclic Resistance Ratio, CRR)

以細粒料含量修正現地量測之 SPT-N 值如下式：

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \dots\dots\dots(2.3)$$

其中，

$$\begin{aligned} \alpha &= 0 & , \quad C \leq 5\% \\ \alpha &= \exp \left[1.76 - \frac{190}{FC^2} \right] & , \quad 5\% < FC \leq 35\% \\ \alpha &= 5.0 & , \quad 35\% \leq FC \\ \\ \beta &= 1.0 & , \quad FC \leq 5\% \\ \beta &= \left[0.99 - \frac{FC^{1.5}}{1000} \right] & , \quad 5\% < FC \leq 35\% \\ \beta &= 1.2 & , \quad 35\% \leq FC \end{aligned}$$

而土層抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 公式為：

$$CRR_{7.5} = \frac{a - cx + ex^2 - gx^3}{1 - bx + dx^2 - fx^3 + hx^4} \quad x < 30 \dots\dots\dots(2.4)$$

其中， $CRR_{7.5}$ 為地震規模 $M=7.5$ 之臨界土壤液化阻抗比， $x=(N_1)_{60CS}$ 為經修正後之 SPT-N 值， $a=0.048$ ， $b=0.125$ ， $c=0.00472$ ， $d=0.00958$ ， $e=0.000614$ ， $f=0.000329$ ， $g=0.0000167$ ， $h=0.00000371$ 。

c. 土壤液化之安全係數值(F_L)

$$F_L = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \times MSF \dots\dots\dots(2.5)$$

其中， MSF 為地震規模修正因子， $MSF = \frac{CRR_M}{CRR_{7.5}}$ 。

(3) 試驗分析法

依據土壤粒徑與 SPT-N 值檢討地盤是否會液化，其結果無法確實判定，或重要度高的港灣結構物工程時，建議採用試驗分析法進行液化之預測及判定。

試驗分析法土壤液化預測及判定方式，首先應進行地盤之地震反應解析，求得地震時土壤內之剪應力；及採用現地不擾動土樣進行動力三軸試驗，求得地盤之動態抗剪強度，比較二者之大小，進行地盤液化之預測及判定，以確保港灣工程結構物之安全。其液化潛能分析評估步驟如下：

a. 建立地下土層資料

使用本分析法所需各土層之資料包括地下水位深度、每一土層之厚度、SPT-N 值、取樣位置、土壤比重、孔隙比和含水量。

b. 建立土層設計地震資料

分析所需之地震資料主要有土層液化評估地區之地震規模及水平地震最大地表加速度。

c.地震引致反覆剪應力比計算

對於地盤之地震反應解析，可使用地盤反應解析程式，考慮設計地震及地盤特性，估計不同深度地盤所承受地震作用引致的反覆剪應力比及等值反覆作用次數。

d.土壤抗液化強度之剪應力比

對於地盤之抗液化強度應採用現地高品質不擾動土樣進行動力三軸試驗，求取不同深度土壤抗液化強度曲線。另由不同地震規模可概略估算轉換為等值反覆作用循環數，評估不同深度地盤土壤抗液化強度之剪應力比 $(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma'_c})_t$ 。

考慮動力三軸試驗與現地土壤應力狀況之差異及土壤試體之擾動等因素，動力三軸試驗所得土壤抗液化強度之剪應力比，可以下式修正為現地土壤抗液化強度之剪應力比。

$$(\frac{\tau_1}{\sigma'_v})_f = C_r (\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma'_c})_t \dots\dots\dots(2.6)$$

C_r ：修正係數，考慮試體之應力情況與試驗過程等綜合影響，認為 C_r 值隨土壤相對密度而變化。

σ'_v ：垂直有效覆土壓力(kN/m²)。

σ_{dc} ：動力三軸試驗所施加之反覆應力(kN/m²)。

σ'_c ：動力三軸試驗所施加之有效圍壓(kN/m²)。

e.液化之預測及判定

比較地震時地層產生之剪應力比與土層本身抗液化強度之剪應力比，即可進行地盤液化之預測及判定。

f.綜合研判

地盤之液化潛能，需依各土層液化之預測及判定結果，綜合研判之。

等級 I 地震作用下，工址土壤須經土壤液化評估確定不會發生液化，方可進行具體設計階段，而等級 II、III 地震作用下，若評估結果為土壤有液化之可能，則具體設計時必須保守模擬液化土層對構造物之影響，以確實檢核構造物受震反應是否滿足性能規定。若液化後之結構反應超過可接受標準值時，應即進行土層液化防治與處理，以維持應有的耐震性能等級。

地盤產生液化的過程及結構物之反應均很複雜，故應同時考量液化與不液化二種狀況，並取較為嚴格的分析結果作為設計之依據，一般而言土壤液化評估方法的選用，應按碼頭之重要度及設計地震等級而定，本研究參考國內現行港灣構造物設計基準，並對應國際航海協會耐震性能設計規範^[25]之規定。

4. 初步設計

對於初步設計本研究建議可按構造物的耐震性能要求，先以最低之地震等級進行彈性分析及設計，決定結構斷面尺寸與細部設計，此種方式無論設計工程師慣用何種舊有設計法，皆可進行初步設計，因此在碼頭的初步設計方法上是較無限制的；在決定構造物細部尺寸後，即可依所設計的構件斷面建立詳細分析模型，以進行耐震能力與結構變形量分析，進而進入第二階段之性能驗證。

2.2.2 第二階段驗證

1. 內容概述

第一階段設計結束後，方能進行第二階段驗證，即經由數值分析計算出設計地震力作用下之相關地震力反應參數(如應力或應變、韌性比、變形、能量或其他破壞指標等)，並與概念設計階段所

建立之性能要求參數之可接受標準比較，以「在各地震等級危害下，分析所得之結構量化反應(如應力或應變、韌性比、變形或其他破壞指標) $\leq$ 性能可接受標準值」作為結構設計條件。工程師可依結構重要度所要求的驗證分析方法，去驗證各地震等級作用下之結構行為是否滿足對應的性能等級要求，若計算所得構造物之性能未能滿足設計性能要求，則須修改原設計，再以同樣的方式校核，直到滿足既定之設計性能要求，才完成最終設計。耐震性能設計以「第一階段設計+第二階段驗證」之循環過程完成最終設計是目前最簡單的一種設計流程。

2. 驗證分析方法說明

對於耐震能力分析方法可分為二維或三維之線性與非線性(包括幾何非線性與材料非線性)之靜力與動力分析。有關幾何非線性之分析法主要為考量大變形或大位移之結構行為，一般簡化設計僅考量靜力之效應，材料非線性主要考量結構之彈性與塑性行為。對於非剛性結構物，傳統之分析方法通常將地震力轉換為等效之側向作用力，再考量結構可能之塑性行為加以折減，以彈性分析之方法計算結構物在隨時間變動之地震力作用下之動態行為，對於規則結構，採用彈性靜力分析法，對於不規則結構，則採用屬於彈性動力分析之多振態疊加法，僅特殊情況下進行非線性動力歷時分析。性能設計法強調韌性結構物在大地震作用下之塑性行為，但因非線性動力歷時分析之複雜與計算耗時，對於重要度較低或規則之結構物，可借助容量震譜法(非線性靜力側推分析)來估算結構在設計地震力下之變形行為。

在性能設計流程之第二階段驗證，結構物之性能是否滿足設計要求通常需要經由數值分析來檢核：性能參數計算值 $\leq$ 性能等級之可接受標準，以保證設計者能準確地掌握結構之行為，即通過數值分析預測結構之真實行為，要求所採用的分析方法要合理、可靠，因此必須根據構造物不同之結構型式及性能要求之高低，來選用不同的分析工具，原則上，性能要求越高者所對應之分析工具就可能

越複雜。

本研究將分析碼頭結構物耐震行為之分析方法由簡到繁分為簡化分析(simplified analysis)、簡化動力分析(simplified dynamic analysis)以及動力分析(dynamic analysis)三類，選用這三種不同複雜與精確度等級之分析方法，除了與碼頭重要度等級之高低相關以外，還與所作用的地震等級相關，如表 2-5 所示；由於性能要求中在最低等級地震作用下之性能等級要求多需保持結構在彈性狀態，因此一般實務設計上多採最低等級地震作用下先進行彈性分析做初步設計，而初步設計之分析方法並不限制採用何種精確度的驗證分析法，甚至可依過去經驗初步假設一合理的結構斷面亦可，而在得到初步設計的結構尺寸後，接著再按規定之各等級地震作用下所要求的性能等級進行驗證分析檢核，此時則必須按表 2-5 規定的驗證方法，依性能要求所要求的所有地震等級皆進行驗證，若不滿足可接受標準則重新進行初步設計後再驗證檢核，直到滿足所有性能要求為止。

表 2-5 各類驗證分析法之應用時機

碼頭重要度 地震等級	特定級	A 級	B 級	C 級
等級 I (50 年回歸期地震)	—	簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析	簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析	簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析
等級 II (475 年回歸期)	動力分析	動力分析	簡化動力分析 或 動力分析	簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析
等級 III (2500 年回歸期)	動力分析	動力分析	—	

2.3 圓筒式碼頭耐震性能第一階段設計

2.3.1 設計範例基本條件

以下列出圓筒式碼頭設計例所需蒐集之基本資料，包括結構形式與基本條件，基本條件又包括一般條件、自然條件、外力條件、材料條件…等。

1. 一般條件

包含：碼頭泊船噸位、設計水深、碼頭面高程、繫船柱能力。

2. 自然條件

包含：潮位高度、地質條件。

3. 外力條件

(1)超載：分為「地震時」與「常時」。

(2)地震力(地震係數)：分為「水面上」、「水面下」、「碼頭結構體」。

4. 材料條件

包含：材料單位重、摩擦係數、混凝土容許強度(或標稱強度)、鋼筋容許強度(或標稱強度)，以及板樁軸向強度(拉壓容許應力)、撓曲強度、剪力強度。

2.3.2 建立性能可接受標準

一般圓筒式碼頭係靠鋼板圓筒內填料自重及剪力強度抵抗外力之結構物，可分為鋼板樁圓筒式、置放式鋼板圓筒式及埋入式鋼板圓筒式碼頭等。鋼板樁圓筒式碼頭之擋土機制類似於重力式碼頭，在地震力作用下，如考慮土壤未發生液化，其受力主要包括動態主動土壓力、動態被動土壓力、動態水壓力、殘留水壓力、作用於圓筒內填料之慣性力、以及作用於圓筒底面之土壤抗剪力等；置放式鋼板圓筒式碼頭主要是靠內填料底部的摩擦力去抵抗碼頭慣性力及土壓力；埋入式鋼板圓筒式碼頭則是以圓筒基面下之土壤承载力來抵抗慣性力及土壓

力。而一般圓筒式碼頭地震下的破壞模式係依圓筒的埋入及土層條件而定，如圖 2.6 所示。

圓筒式碼頭的結構破壞主要控制在位移與應力狀態，另外破壞次序及極限狀態定義亦相當重要，圖 2.7 說明圓筒式碼頭其圓筒斷面變形之模式。

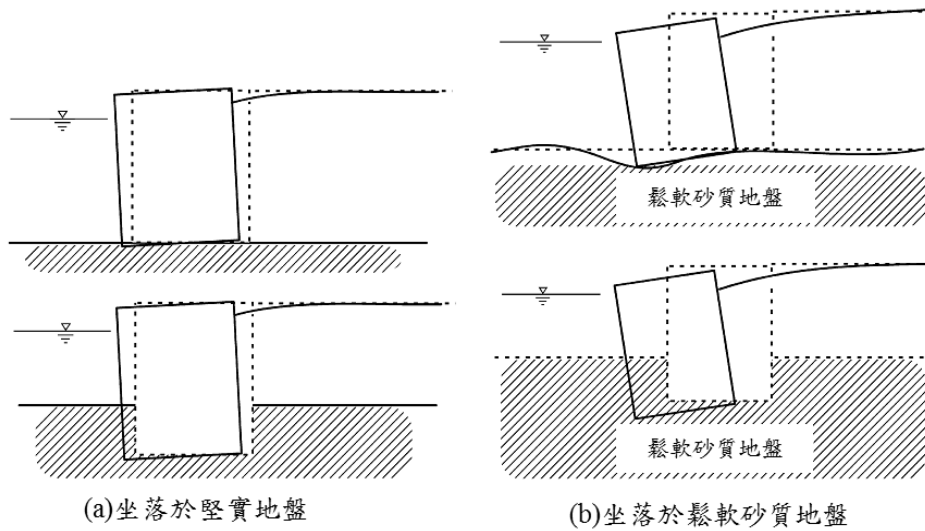


圖 2.6 圓筒式碼頭之破壞模式

資料來源：參考文獻^[25]

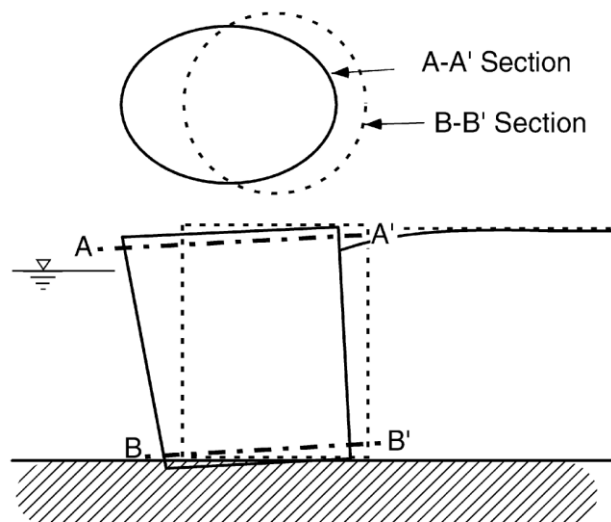


圖 2.7 圓筒斷面變形之破壞模式

資料來源：參考文獻^[25]

圓筒式碼頭的耐震性能規定無論是服務性及結構損傷要求皆與重力式碼頭相似，因此圓筒式碼頭之性能參數亦類似於重力式碼頭或板樁式碼頭，如圖 2.8 所示，圖中之應力參數亦包含圓筒及板樁間接合處的應力狀態。根據圓筒式碼頭結構可能的破壞模式，可利用圓筒式碼頭結構系統之位移或應力狀態作為判斷其損害等級之指標參數，如下所列：

1. 以位移為評估參數：

(1) 板樁之水平向位移、沉陷、與傾斜

(2) 岸肩之沉陷、差異沉陷、與傾斜

2. 以應力狀態為評估參數：

(1) 圓筒或板樁圓筒之應力狀態

(2) 圓筒或板樁接合處之應力狀態

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

根據本研究第一期計畫之探討結果，參考國際航海協會頒布之港灣結構物耐震設計準則^[25]，將各性能等級以性能參數之可接受標準值加以限定，如表 2-6 所示，參考 2.2.1 節之性能要求，依碼頭之重要度等級，其三種等級地震力對應不同的性能等級，再對照表 2-6 得到各性能等級所對應之可接受標準值，經由結構分析所得之構造物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應性能等級之可接受標準值。另外，表 2-6

中的值為最低設計要求，在工程實務中，除了參照這些最低標準值以外，亦需根據業主之要求加以修訂。工程師在建立性能要求時，需視對該等級地震力下之性能是否符合，以及所選用之性能參數在所考量之各等級地震力作用下的結構反應分析量化是否有把握，進而選用一個或多個參數表達其性能。

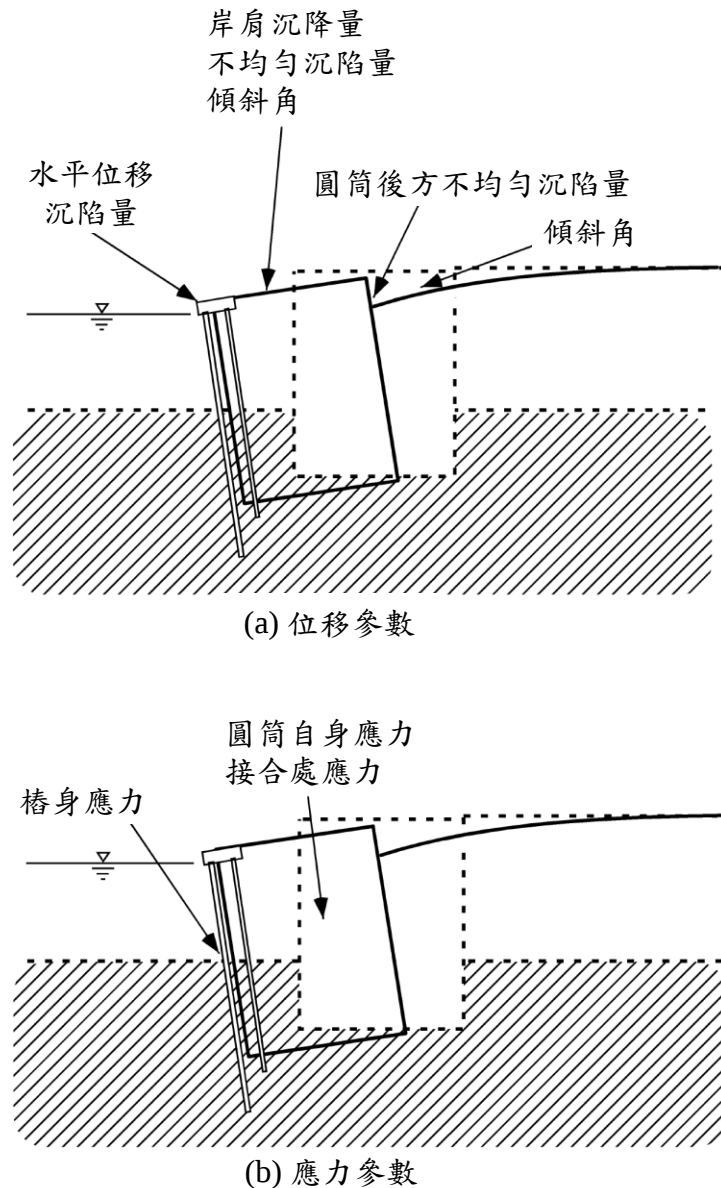


圖 2.8 圓筒式碼頭之性能參數

資料來源：參考文獻^[25]

表 2-6 圓筒式碼頭性能可接受標準

性能等級			第 I 級	第 II 級	第 III 級
參數					
殘餘變位	板樁變位	正規化水平位移 d/H	$<1.5\%$ 或 $d < 30\text{cm}$	$<1.5\% \sim 5\%$	$<5\% \sim 10\%$
		向海側傾斜角	$<3^\circ$	$<3^\circ \sim 5^\circ$	$<5^\circ \sim 8^\circ$
	岸肩變位	岸肩沉陷量	$<3 \sim 10\text{cm}$	不需檢核	不需檢核
		岸肩與後線陸地之沉陷差	$<30 \sim 70\text{cm}$	不需檢核	不需檢核
		向海側傾斜角	$<2^\circ \sim 3^\circ$	不需檢核	不需檢核
最大反應下之應力或應變	圓筒或板樁圓筒		彈性	彈性	塑性，不超過應變極限
	圓筒或板樁接合處		彈性	塑性，不超過應變極限	塑性，超過應變極限

註：H 為海底面以上板樁之高度。

資料來源：修改自參考文獻^[25]

2.3.3 結構系統

圓筒式碼頭為將鋼板樁打設至海底圍成圓筒形，再將背填料填入圓筒中，若干圓筒排列成一直線即構成碼頭。圓筒式碼頭又可分為以下兩種型式：

1. 鋼板樁圓筒式碼頭(sheet pile cellular type wharf)

圓筒之構成係將鋼板樁打設至海底者，稱為鋼板樁圓筒式碼頭。此形式之結構在內部未填充時非常不穩定，故圓筒埋入後應立即填充內部以穩定結構。基隆港部分碼頭採用此種型式建造，如圖 2.9 圓筒式碼頭標準斷面示意圖。

2. 鋼板圓筒式碼頭(steel plate cellular type wharf)

圓筒之構成係以鋼板圍成一圓筒，並直接置放於基礎面上者，

稱為鋼板圓筒式碼頭，其適用於良好地層上或具有充份承載力之改良地層上。

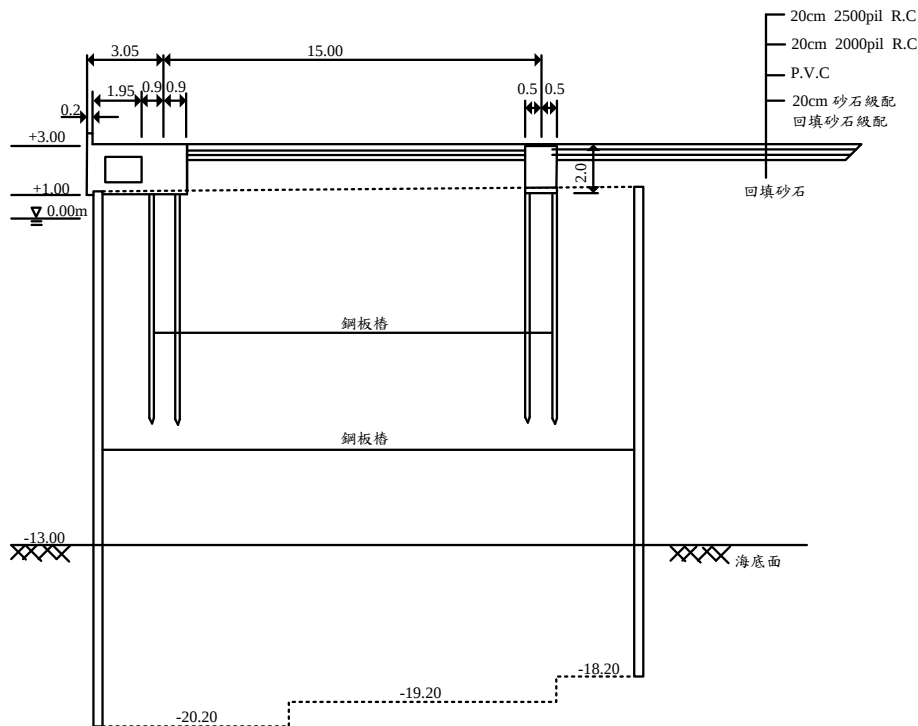


圖 2.9 圓筒式碼頭標準斷面示意圖

資料來源：參考文獻^[92]

2.3.4 土壤液化評估

土壤液化係指當充滿地下水而飽和的疏鬆細砂或砂質粉土，在地震力或反覆振動作用下，發生土壤結構的改變，同時，土壤顆粒間隙變得較緊密，加上地震搖晃的速度大於一般砂土能將多餘的地下水排出的速度，使得土壤中的孔隙水壓逐漸上升，致使土壤之有效應力減低，當土壤中的孔隙水壓升高到與土壤顆粒所承受的垂直壓力相等時，亦即有效應力為零，土壤將喪失其原有剪力強度而成液態化，即稱為「土壤液化」。

土壤發生液化時，較顯著者，會發生噴砂、噴水、構造物基礎產生嚴重下陷、傾斜、地表被水壓力擠壓等現象；較輕微者，則僅造成地層下陷及基礎不均勻沈陷等現象。

一般地質調查土層若符合以下條件之一時，則土層可能發生液化潛能，需參照本規範所建議之液化評估方式作進一步之分析。

1. 地表下 20m 以內之沖積土層且地下水位在地表下 10m 以內。
2. 通過#200 篩細料含量在 35%以下。
3. 細料含量在 35%以上，但黏土含量在 12%以下。
4. 塑性指數 PI(%)在 15%以下。

國內港灣構造物設計基準之規定有關砂土層液化分析，可採取 1)簡易判斷法；2)經驗準則法；3)試驗分析法，以上三種評估方法之適用時機如表 2-7 所示。

表 2-7 各類土壤液化評估方法之應用時機

碼頭重要度 地震等級	特定級	A 級	B 級
等級 I (50 年回歸期地震)	—	簡易判斷法 經驗準則法 試驗分析法	簡易判斷法 經驗準則法 試驗分析法
等級 II (475 年回歸期地震)	試驗分析法	試驗分析法	經驗準則法 試驗分析法
等級 III (2500 年回歸期地震)	試驗分析法	試驗分析法	經驗準則法 試驗分析法

依據公路橋樑耐震設計規範，判定可能產生液化之土壤應將其土壤參數乘以折減係數 D_E ， D_E 值詳見表 2-8。其中 $D_E = 0$ 之土層即為耐震設計用土壤參數為零之土層。距地表面 10 公尺以內之土層性質，對結構物水平抵抗能力之影響甚大，多數震害之產生均起自於此，對於較深之地盤，其振動較小，土壤深度在 10 公尺以下之土層產生完全液化之案例實在很少，故以 10 公尺為界限作為折減係數 D_E 之變化依據。

表 2-8 土壤參數之折減係數 D_E

F_L 之範圍	距地表面之深度 x (m)	土壤抵抗液化強度與有效覆土壓力之 比值 R_s	
		$R_s \leq 0.3$	$R_s \geq 0.3$
$F_L \leq \frac{1}{3}$	$0 \leq x \leq 10$	0	1/6
	$10 \leq x \leq 20$	1/3	1/3
$\frac{1}{3} \leq F_L \leq \frac{2}{3}$	$0 \leq x \leq 10$	1/3	2/3
	$10 \leq x \leq 20$	2/3	2/3
$\frac{2}{3} \leq F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1
	$10 \leq x \leq 20$	1	1

註： F_L 為土壤抗液化安全係數

資料來源：參考文獻^[87]

2.3.5 初步設計

圓筒式碼頭之初步設計可採等級 I 地震之性能要求做設計標準，依據圓筒式碼頭在等級 I 地震作用下所須滿足的性能可接受標準，利用傳統之靜力設計法進行穩定性分析，即先前所述之簡化分析，目的是先將圓筒尺寸與配重算得一初步的結果，方可進行後續的性能驗證檢核；關於簡化分析法的詳細說明請參閱 2.4.1 節。

2.4 圓筒式碼頭耐震性能第二階段驗證

本章詳細說明 2.2.2 節第二階段驗證中關於圓筒式碼頭的驗證分析法，參照碼頭所需之耐震性能要求，並依其不同地震等級與碼頭重要程度之下，選擇簡化分析、簡化動力分析及動力分析。

簡化分析為傳統的擬靜力分析法，可應用於初步設計階段及等級 I 地震作用下之性能驗證。而簡化動力分析法(滑動塊分析)與動力分析法(有限元素或有限差分法)則通常應用於等級 II 與等級 III 地震的性能驗證分析。

本研究參考現有耐震設計規範與相關研究報告所建議的分析方法與耐震性能準則，可利用簡化分析法(擬靜力分析)、簡化動力分析法(滑動塊體法)與動力分析法(有限元素或有限差分法)等三種方法進行圓筒式碼頭的耐震能力評估，如表 2-9 所示，以下將分別詳細說明。

表 2-9 圓筒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
圓筒式碼頭	• 靜力分析法	• 滑動塊分析	• 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

2.4.1 簡化分析法

圓筒式碼頭之簡化分析方法原理與重力式碼頭的簡化分析方法原理相同，採用擬靜力分析方法，將結構物所承受的地震力簡化為施加於構造物側向的靜態慣性力，並將構造物與承載土體視為剛體，以檢討其穩定性。

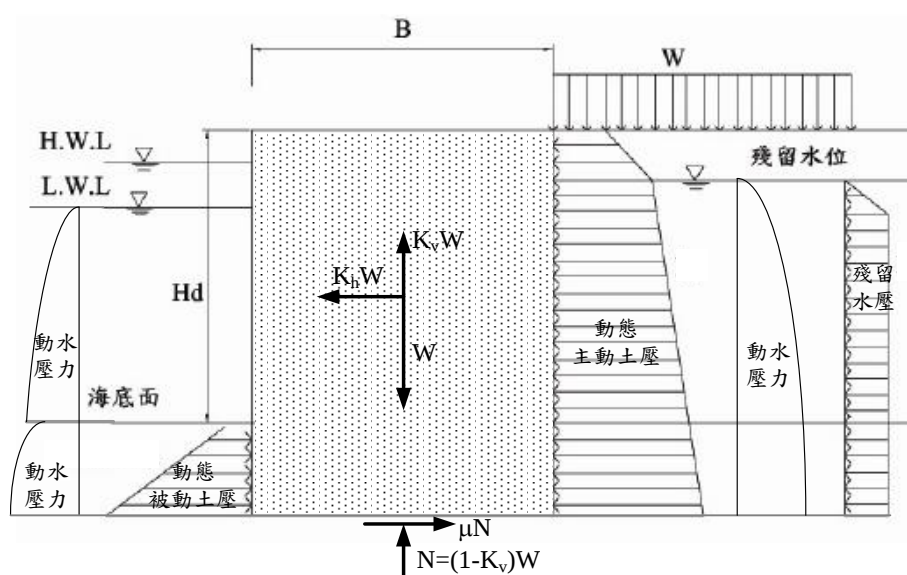


圖 2.10 地震時背填土壤未液化鋼板樁圓筒式碼頭受力示意圖

資料來源：參考文獻^[94]

圓筒式碼頭構造物在地震力作用之下，如考慮土壤未發生液化，其受力情形如圖 2.10 所示，主要包括動態主動土壓力、動態被動土壓力、動態水壓力、殘留水壓力等。參考「港灣構造物設計基準-碼頭設計基準及說明」^[48]，其中所提列之耐震評估簡化分析法步驟簡述如下：

1. 給定設計震度係數 K_e 。

2. 換算壁體寬度

鋼板樁圓筒式碼頭為三維結構，若欲以平面應變模式有效分析，通常會依其平面配置，將圓筒之曲線形前壁、隔壁、後壁均以直線形之假想壁面來近似，其水平斷面積需保持與原來之曲線形斷面積相同，以求取換算壁體寬度。圖 2.11 所示三種型式圓筒之換算壁體寬度。

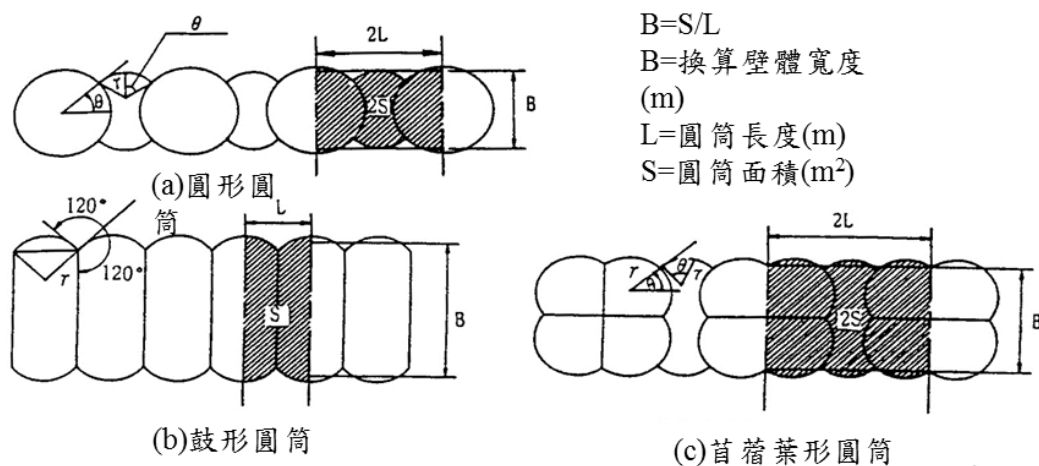


圖 2.11 圓筒平面形狀及換算壁體寬度

資料來源：參考文獻^[48]

3. 內填料換算單位體積重量(γ)及換算壁高(H_0)

圓筒內填料單位體積重量，位於圓筒內水位以下時，應採用水中單位體積重量，設計時為簡化計算，可將圓筒內填料單位體積重量採用一固定值(例 $\gamma=1.0t/m^3$)，並以下式計算換算壁高 H_0 ：

$$H_0 = \frac{1}{\gamma} \sum \gamma_i \cdot h_i \dots\dots\dots (2-1)$$

式中， γ 為圓筒內填料之單位重； γ_i 為圓筒內第 i 層填料之單位重； h_i 為圓筒內第 i 層填料厚度。

4. 換算壁高(H_s)

為簡化板樁接頭摩擦力所致抵抗力矩之計算，圓筒內填料土壓分佈，可簡化如圖 2.12，圖 2.12(a)及圖 2.12(b)所示實際之土壓分佈及換算土壓分佈，依圖 2.12(b)所示之換算壁高 H_s 及內填料換算單位體積重量計算所得之土壓合力，應等於依圖 2.12(a)所示之土壓合力。依此原則，換算壁高 H_s 可依下式計算：

$$H_s = 2 \cdot \sqrt{\frac{\sum P_i}{\gamma \cdot \tan \phi}} \dots\dots\dots (2-2)$$

式中， P_i 為圓筒內第 i 層填料之土壓力合力，計算內填料土壓時，土壓係數使用 $0.5 \tan \phi$ ； ϕ 為圓筒內填料摩擦角。

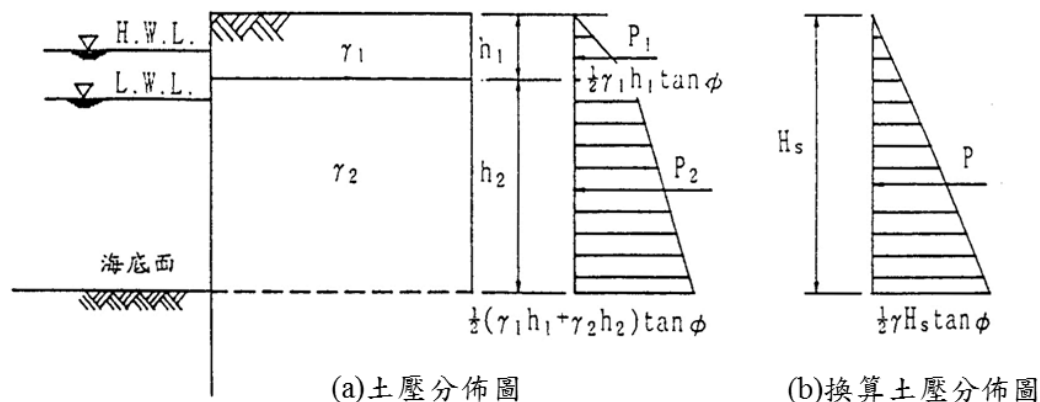


圖 2.12 圓筒壁體換算壁高

資料來源：參考文獻^[48]

5. 計算殘留水位 R.W.L.

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

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

6. 計算地震時主動土壓力 $P_{AE,i}$

依 Mononobe-Okabe 之建議，作用於圓筒第 i 土層之動態主動土壓力 $P_{AE,i}$ 水平分量，可依下式計算：

$$P_{AE,i} = K_{AE,i} \cdot (\sum \gamma_i h_i + w_{OL}) \cdot \cos \delta \dots\dots\dots (2-4)$$

式中， γ_i 為第 i 土層土壤之單位重，如位於水面下，則取水中單位重 $\gamma'_i = \gamma_{sat} - \gamma_w$ ； γ_w 為海水單位重，取為 $\gamma_w = 1.03t/m^3$ ； h_i 為第 i 土層土壤之厚度； w_{OL} 為碼頭超載重 (t/m^2)，地震時取 $1.0t/m^2$ ； δ 在圓筒式碼頭中即板樁與土壤間之摩擦角(度)； K_{AEi} 為第 i 土層主動土壓力係數，計算如下：

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

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

7. 計算地震時之動態水壓合力 P_{DW}

作用於圓筒之動態水壓力 P_{DW} ，依 Westergaard 所提出隨深度 y 之分布情況，如圖 2.13(a)所示，並可表示如下：

$$P_{DW} = \pm \frac{7}{8} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w} \cdot y \dots\dots\dots (2-6)$$

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

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

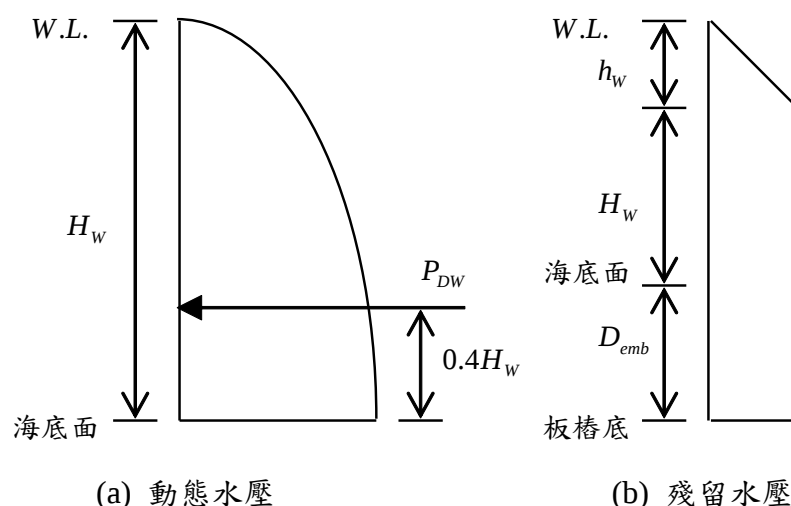


圖 2.13 作用於板樁之水壓力分布示意圖

8. 計算殘留水壓合力 P_{RW}

碼頭海側之殘留水位，作用於板樁上之殘留水壓分布如圖 2.13(b)所示，殘留水壓力 P_{RW} 可由下式計算：

$$P_{RW} = \gamma_w \cdot h_w \dots\dots\dots (2-8)$$

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

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

式中， D_{emb} 為板樁打設深度(m)。

9. 圓筒壁體剪力變形檢核

圓筒壁體應檢討於海底面之剪力變形，及圓筒壁體於海底面之抵抗力矩，應足以抵抗於海地面之變形力矩，圓筒壁體剪力變形依下式計算且安全係數於地震時需大於 1.2：

$$F.S. = \frac{M_r}{M_d} \dots\dots\dots (2-10)$$

式中， $F.S.$ 為安全係數； M_r 為海底面之變形力矩； M_d 為海底面之抵抗力矩。

變形力矩(M_d)之計算，係以圓筒底部及海底面上之主動土壓、殘留水壓及被動土壓等外力計算作用於圓筒底部及海底面之力矩。計算圓筒壁體背後之主動土壓力所致之變形力矩，僅計算由碼頭面至海底面間土壓力之水平分力所致之變形力矩，土壓力之垂直分力則不予考慮，唯上載載重之影響應予以計入，如圖 2.14 所示。

抵抗力矩計算採用砂為內填料時，其抵抗力矩依下式計算：

$$M_r = \frac{1}{6} \gamma (R_0 \cdot H_0^3 + R_s \cdot H_s^3) \dots\dots\dots (2-11)$$

式中， $R_0 = r_0^2 (3 - r_0 \cdot \cos \phi) \sin \phi$ ， $r_0 = \frac{B}{H_0}$ ； $R_s = \frac{3}{2} r_s \cdot \mu \cdot \tan \phi$ ， $r_s = \frac{B}{H_s}$ ；

B 為圓筒換算壁體寬度； μ 為板樁接頭間摩擦係數。

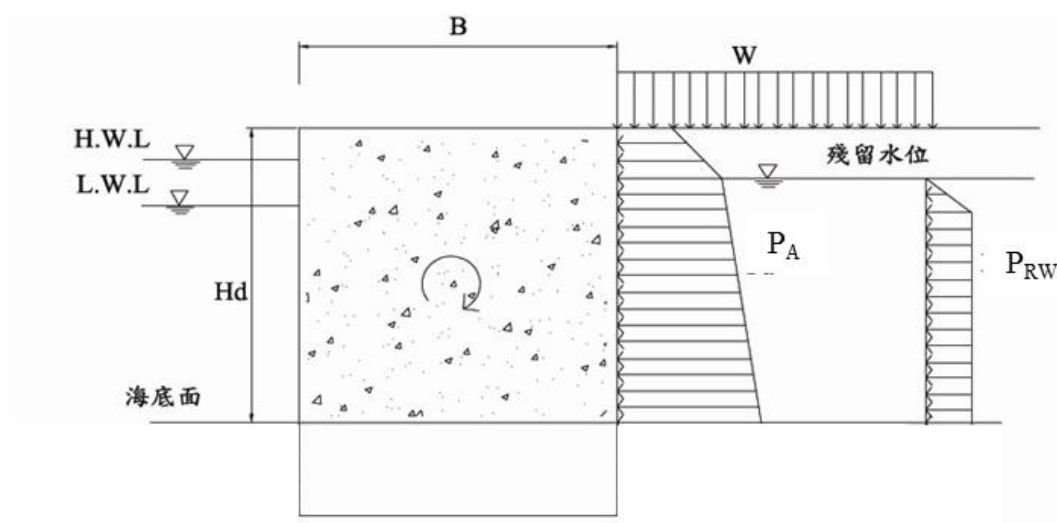


圖 2.14 圓筒壁體剪力變形檢討應考慮之外力及抵抗力

資料來源：參考文獻^[48]

10. 板樁入土長度檢核

圓筒海測之板樁，需打設至能達到足夠承载力之深度為止，圓筒海側板樁入土長度須滿足下式，地震時安全係數需大於 1.5：

$$F.S. = \frac{R_p}{P_3} \dots\dots\dots (2-12)$$

式中， R_p 為板樁承载力； P_3 為作用於圓筒海側板樁背後，海底面上主動土壓合力之垂直分力。

板樁承载力 R_p 依下式計算：

$$R_p = (P_1 + P_2)\mu + R_u \cdot A \dots\dots\dots (2-13)$$

式中， P_1 為海底面下至板樁下端之主動土壓合力； P_2 為海底面至板樁下端靜止土壓合力； R_u 為板樁下端土壤之極限承载力； A 板樁斷面積； μ 為土壤與板樁間之摩擦係數，砂質土時採用 $\tan \frac{2}{3}\phi$ 。

板樁下端土壤之極限承载力 R_u 依下式計算：

$$R_u = 30 \cdot N \cdot A_p + \frac{\bar{N} \cdot A_s}{5} \dots\dots\dots (2-14)$$

式中， $N = \frac{N_1 + N_2}{2}$ ， N_1 為板樁樁端處之 N 值， N_2 為板樁樁端上端 4 倍寬度範圍內之平均 N 值； A_p 為板樁樁端面積； $\bar{N}$ 為板樁入土全長之平均標準貫入實驗值； A_s 為板樁樁端表面積。

11. 板樁拉力檢核

板樁斷面，依計算之板樁拉力，應小於材料容許拉力，依照規範^[43]規定日製 12.7mm 及 9.5mm 鋼板樁容許拉力分別為 200t/m 及 150t/m。作用於板樁之拉力，依下式計算：

$$T = [(\gamma \cdot H_0 + w)K_i + \gamma_w \cdot h_w]R \dots\dots\dots (2-15)$$

式中， T 為板樁拉力； K_i 為圓筒內填料之土壓係數， $K_i = 0.6$ ； γ_w 為海水單位重； h_w 為圓筒內水位與碼頭前水位差； R 為圓筒半徑； w 為上部載重。

12. 圓筒壁體安定檢核

由於動態主動土壓力與被動土壓力在地震作用下並不會同時發揮到最大，故在此不考慮動態被動土壓所提供之抵抗力，僅考慮圓筒底部土壤抗剪強度提供之抵抗力，抗滑安全係數地震時需大於 1.0，抗滑動安全係數依下式計算：

$$F.S. = \frac{\mu \cdot (1 - K_v)W}{K_h W + P_{AE} + P_{DW} + P_{RW}} \dots\dots\dots (2-16)$$

式中， $W(1-K_v)$ 為圓筒底部土壤抗剪強度； $K_h W$ 為圓筒內填料之慣性地震力； P_{AE} 為動態主動土壓合力； P_{DW} 為動態水壓合力； P_{RW} 為殘留水力。

2.4.2 簡化動力分析法(滑動塊體分析法)

相對於靜力分析法與有限元素分析法而言，滑動塊體分析法 (sliding block analysis) 將結構主體視為可滑動之剛體，地震力為作用於結構基礎之地震加速度歷時，主要分析土工結構受地震超出抗滑能力時的反應，以及計算地震所引致總滑移量。為了評估圓筒式碼頭結構物受地震作用之滑移量，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 2.15 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。

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，則塊體與地表之間會就有相對運動發生，此時之加速度稱為臨界滑動加速度 a_l ；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。根據滑動面為彈塑性模式之假設，滑動期間之滑動塊體以等加速度 a_t 運動，因而將塊體與地表間之相對加速度積分二次則可求得塊體滑移量。圓筒式碼頭利用滑動塊體分析法之簡便動力分析流程如圖 2.16 所示，詳細分析方法說明如下。

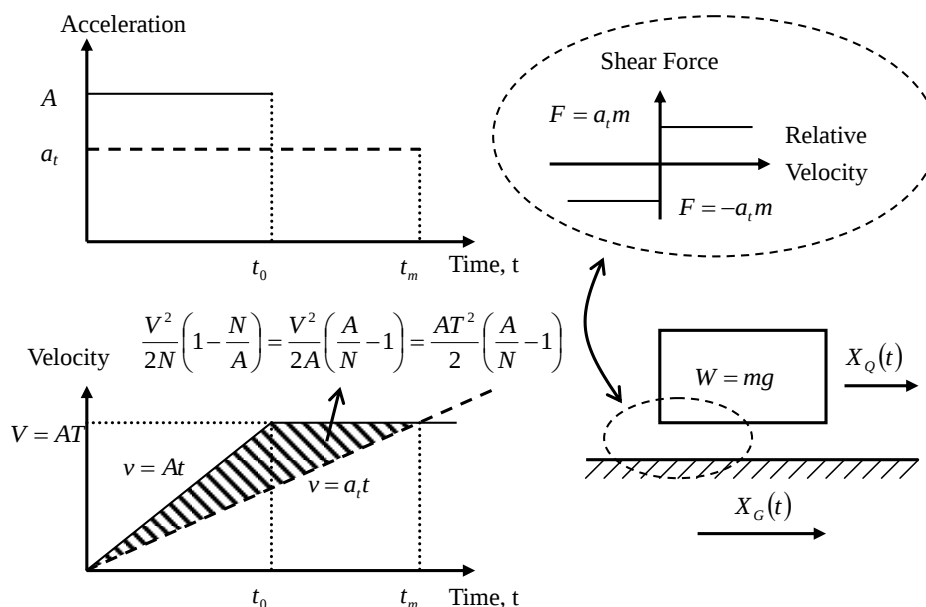


圖 2.15 Newmark 之滑動塊體分析法的觀念

資料來源：Newmark, N.M. 1965^[1]

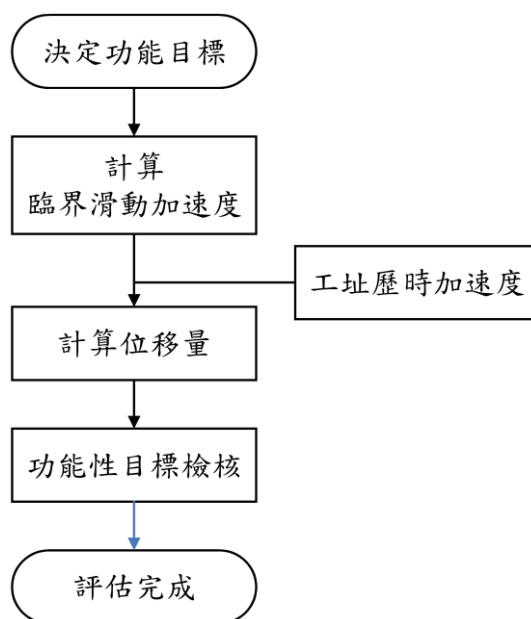


圖 2.16 圓筒式碼頭簡便動力分析(滑動塊體分析法)評估流程圖

1. 計算臨界滑動加速度

採用滑動塊模型簡化計算圓筒式碼頭在地震中的永久位移，首先以側向土壓理論評估壁體與背填土壤之穩定性，仍然如同簡化分析得到臨界滑動加速度，利用 2.4.1 節之圓筒式碼頭壁體安定檢核之公式推導可知，當 $F_s = 1$ 時，此為臨界之情況，臨界滑動震度係數 $K_t = K_h$ 且此時所產生之加速度值為臨界加速度 $a_t = K_t \times g$ 。

2. 計算塊體滑移量

臨界滑動加速度 a_t 決定以後，需選擇地震加速度歷時來進行滑動塊分析，因為該分析之結果受地震加速度歷時特性之影響較大，所以通常要選擇多組與設計地震之等級、強震延時及反應譜內涵相符之地震加速度歷時。當歷時中的加速度超過臨界滑動加速度 a_t ，壁體與背填土系統開始滑動，將超過 a_t 直到滑動停止之加速度歷時二次積分，得到壁體相對於滑動面以下堅實基礎之位移。

Newmark(1965)建議使用積分方式計算以獲得累積位移量，以此累積位移量的大小來評估圓筒式碼頭的安全性。對於此位移量的計算，依不同的破壞形式，有不同的公式可計算出沿滑動面的強度，此強度的概念在位移法中以所謂臨界水平加速度(critical horizontal acceleration)表示，一但水平地震加速度(外力)大於此阻止滑動的水平臨界加速度(強度)，則相對滑動開始產生，將此滑動加速度對時間積分兩次後即為水平方向之累積位移量。

累積位移量式計算公式如下：

$$a_{rel}(t) = a_b(t) - a_t = A - a_t \quad \dots\dots\dots (2-17)$$

$$v_{rel}(t) = \int_{t_0}^t a_{rel}(t) dt = (A - a_t)(t - t_0) \quad \dots\dots\dots (2-18)$$

$$d_{rel}(t) = \int_{t_0}^t v_{rel}(t) dt = \frac{1}{2}(A - a_t)(t - t_0)^2 \quad \dots\dots\dots (2-19)$$

$$t_0 \leq t \leq t_0 + \Delta t$$

其中 $a_b(t)$ 為實際加速度值， $a_{rel}(t)$ 為產生位移量之加速度值， t 為時間。將(2-17)式經過一次積分後，可獲得速度公式(2-18)式，再將速度公式積分一次，即可獲得累積位移量公式(2-19)式。

2.4.3 動力分析法

圓筒式碼頭之動力分析法，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「鋼板樁圓筒-背填材料」之結構土壤界面之滑動行為，並考慮超額孔隙水壓激發對碼頭穩定性及變位之影響，以及土層之非彈性行為，利用具代表性之實際地震記錄作為輸入運動，進行非線性動力歷時數值分析，探討在所考量地震等級下，圓筒式碼頭結構之性能表現能否符合性能要求，以評估其耐震能力。

具體內容可參考前期報告之重力式碼頭，唯對板樁結構，國內將之歸為剛性結構物，然而國際航海協會的設計準則^[25]容許此類結構發生超過彈性反應極限之行為，而以彈塑性模型來模擬此類結構物之行為。圓筒式碼頭同樣由有限元素法或有限差分法程式來進行非線性動力分析，據以評估其耐震能力。如透過有限差分分析軟體 FLAC 或是有限元素分析軟體 PLUSH、PLAXIS，以考慮板樁、等效拉桿及土層之非彈性行為，利用具代表性之實際地震記錄作為輸入運動，進行考慮土壤－結構互制效應之非線性動力歷時分析，並探討在所考量之地震等級下，碼頭結構之性能表現能否符合性能目標，以評估其耐震能力。因平面分析後之碼頭屬於線形結構，於平行碼頭面線之方向變異性小，故可採用二維平面應變分析模式以簡化分析量。

同前所述，對於圓筒式碼頭之耐震評估主要採用簡化分析法及動力分析法，簡化分析法雖然便捷，但其將碼頭所承受之地震力簡化為側向靜態慣性力，來進行擬靜力分析，並未將地震之延時效應、頻率、振動速度、地盤位移等特性納入考慮，無法表現不同地震事件之變異性。而動力分析法中，由於採用實際地震記錄作為輸入運動，能充分展現地震之變異性，此外動力分析法較能真實考量結構與土層材料的

非線性、結構與土壤的互制作用等條件，且分析結果可搭配相關定性或定量的準則，據以判定是否滿足性能可接受標準，其缺點為較為耗費資源與時間。

目前較典型的有限差分法應用軟體為二維與三維之非線性分析軟體 FLAC；較著名的有限元素法應用軟體為 FLUSH 與 PLAXIS 應用軟體。由於 FLAC 程式中具類似副程式作用的 FISH 功能，同時亦可考慮前述之 Mohr-Coulomb 模式與 Finn 模式，本計畫將使用有限差分法程式 FLAC 進行圓筒式碼頭之動力分析，其程式簡述如下：

FLAC 程式簡述：

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

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

如圖 2.17 所示，以 FLAC 進行圓筒式碼頭之動態數值模擬分析主要分為八大步驟：(1)建立網格；(2)給予材料強度參數；(3)設定邊界條

件；(4) 加入結構元素及界面元素並達重力平衡；(5) 施加海水之側向力；(6) 指定地下水位面；(7) 力學平衡；(8) 使用 Finn 模式；(9) 給予阻尼參數和動態邊界條件；(10) 施加地震力。

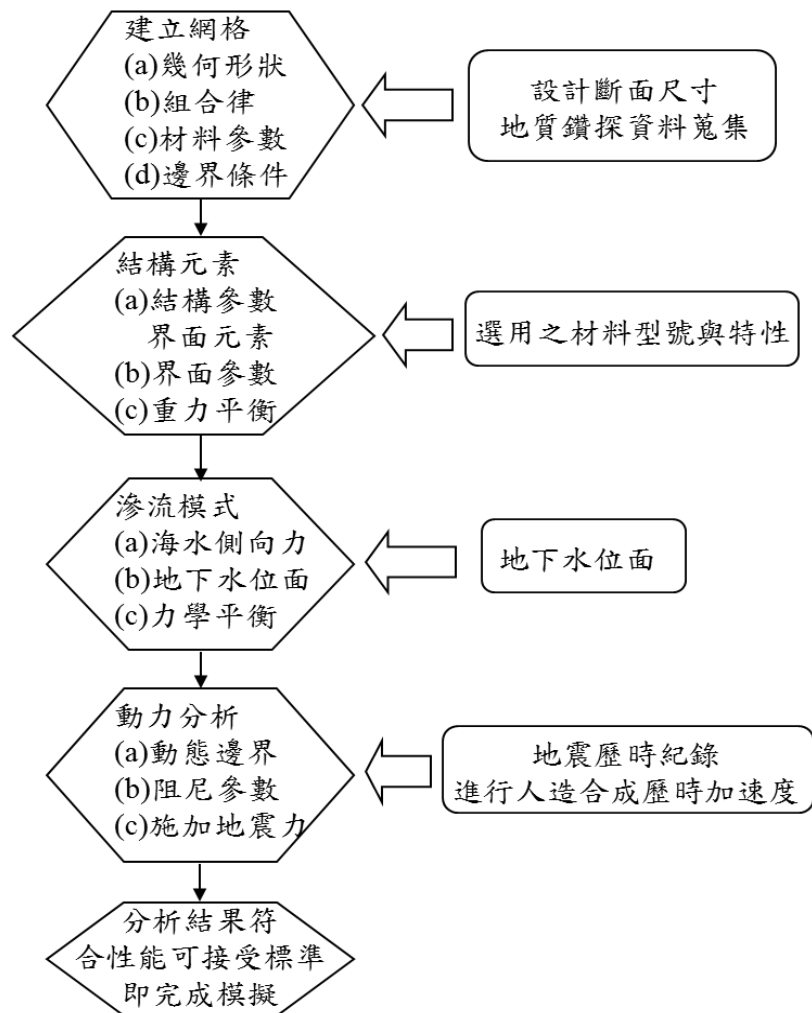


圖 2.17 以 FLAC 程式模擬圓筒式碼頭之分析流程圖

第三章 圓筒式碼頭設計例實作

3.1 碼頭概述

3.1.1 設計目標

本示範例設計目標係參考基隆港西岸碼頭型式，構造型式採用鋼板樁圓筒式，海側鋼板樁單元長 21.20 公尺、陸側鋼板樁單元長 19.20 公尺、圓筒半徑 12.36 公尺，設計高水位水深-13 公尺。

3.1.2 設計基準

1. 參考資料

- (1)交通部運輸研究所八十六年七月「港灣構造物設計基準」。
- (2)國際航海協會九十年「港灣構造物耐震設計準則」。
- (3)內政部九十五年「建築物耐震設計規範及解說」。
- (4)交通部九十八年六月「公路橋梁耐震設計規範」。

2. 分析程式

採用美國 Itasca 公司所發展之 Fast Lagrangian Analysis of Continua 程式 FLAC 程式。

3. 材料強度

- (1)土壤單位重：根據鑽探資料可以得知土層多為砂土，其單位重量介於 1.8 tf/m^3 至 2.0 tf/m^3 之間。
- (2)土壤透水係數：砂土為中透水性之材料，其透水係數之範圍約為 10^{-1} cm/s 至 10^{-4} cm/s 之間。
- (3)鋼板樁單位重：屬剛性材料，依港灣構造物設計基準修訂建議之單位重約為 7.85 tf/m^3 。
- (4)鋼板樁材料(參考新日本製鐵公司直線型鋼板樁規格)：種類為

YSP-FA；板樁厚度為 12.7mm；斷面積為 77.5cm^2 。

(5)圓筒與土壤間之摩擦角 δ ：15 度

(6)超載重：常時 3t/m^2 ，地震時 1.5t/m^2 。

4. 設計地震

地震係數計算係依據「港灣構造物耐震性能設計架構研究(第一期)」計算地震力，先以等級 I 地震作初步設計，所在位置無近斷層，工址之 $S_S^D=S_S^{\text{II}}=0.6$ 、 $S_1^D=S_1^{\text{II}}=0.35$ 、 $S_S^M=S_S^{\text{III}}=0.8$ 、 $S_1^M=S_1^{\text{III}}=0.5$ (S_S^D 、 S_1^D 、 S_S^M 、 S_1^M 之值請查閱現行設計規範^[80])，地盤為第二類地盤(普通地盤)，依其周期分別計算相對之地震力。

3.1.3 自然條件

潮位：

H.H.W.L. (最高高潮位)：EL.+ 2.31

M.H.W.L. (朔望平均高潮位)：EL.+ 1.16

M.W.L. (平均海平面)：EL.+ 0.89

M.L.W.L. (朔望平均低潮位)：EL.+ 0.63

L.L.W.L. (最低低潮位)：EL. - 0.25

3.2 耐震性能要求與規定

3.2.1 性能要求

以「定性」的描述方式訂立構造物性能要求，碼頭之特性等級共分為特定級、A 級、B 級與 C 級，本研究之設計例設定為 B 級圓筒式碼頭，其特性定義詳表 3-1。

而 B 級碼頭之耐震性能要求則依據地震等級 I、II 與 III 三級地震對應至耐震性能之要求，如表 3-2 所示。

表 3-1 碼頭之特性等級

等級	碼頭之特性	建議適用碼頭構造物
特定	明顯具有 A 級結構物之特性 1 至 3 項之情形者	耐震強化碼頭
A	1. 結構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。 2. 負有震災後復建工作之重要任務者。 3. 儲存有害或危險物品之結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之重大損失者。 4. 結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5. 結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。	危險品碼頭
B	凡不屬於特定、A 級者	散雜貨碼頭、貨櫃碼頭
C	臨時設施。	非永久性靠泊設施

表 3-2 圓筒式 B 級碼頭之耐震性能要求

地震等級	對應之性能等級描述			
	等級	使用性描述	修復性描述	安全性描述
等級 I (50 年回歸期地震)	第 I 級	功能正常	不需修復	結構保持彈性
等級 II (475 年回歸期地震)	第 II 級	長期功能喪失	修復非常困難	結構不倒以維持生命安全 (未超過韌性容量)
等級 III (2500 年回歸期地震)	第 III 級	不須檢核	不須檢核	不須檢核

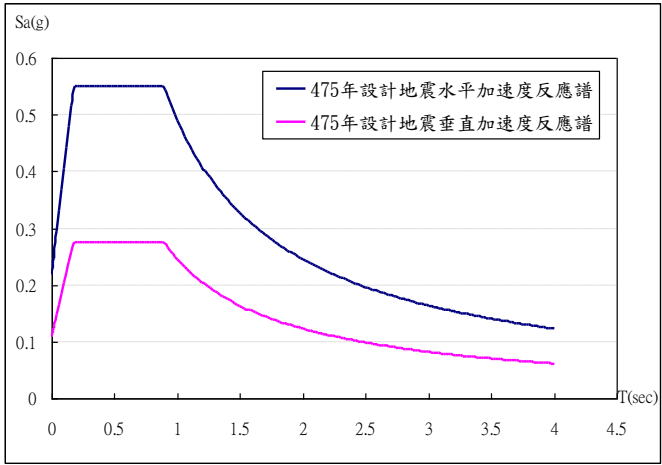
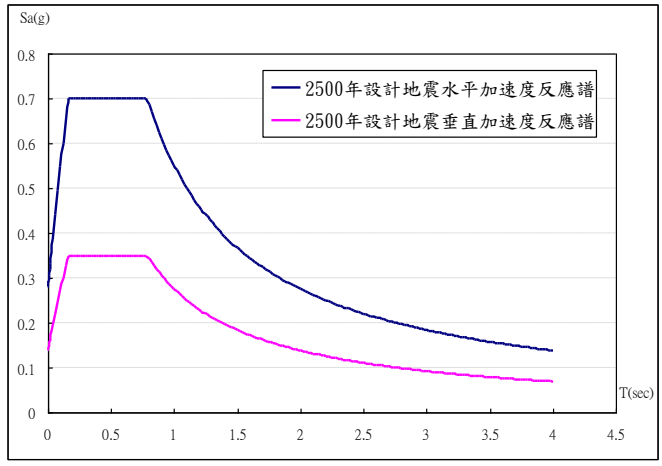
3.2.2 性能規定

性能規定是將結構物定性的性能要求轉化為「定量」的方式來表示，因此依上述之性能要求可分為地震等級之定量表達，以及所對應性能等級之定量表達，如下所述。

1. 地震等級

B 級圓筒式碼頭之三等級地震力如表 3-3。

表 3-3 圓筒式碼頭性能設計三等級地震力

地震等級	地震力定量
等級 I 地震 50 年回歸期地震	靜力分析中等級 I 地震力計算為 $V_I = \frac{0.4S_{II,S}}{3.25} W$ 。
等級 II 地震 475 年回歸期地震	結構性能檢核採非線性分析，因此地震力以未經韌性折減之反應譜 $S_{a,II}$ 作表示如下。 
等級 III 地震 2500 年回歸期地震	結構性能檢核採非線性分析，因此地震力以未經韌性折減之反應譜 $S_{a,III}$ 作表示如下。 

2. 性能等級(可接受標準)

將 B 級圓筒式碼頭各性能等級以性能參數之可接受標準值加以限定，於等級 I 地震下需滿足等級 I 性能等級，對於殘餘變位皆有量化限制，且構件皆為彈性狀態；等級 II 地震下需滿足等級 III 性能等級，對於殘餘變位僅需檢核板樁變位，而構件可以進入塑性，但不超得過應變極限；等級 III 地震下應已達到破壞標準，故無需檢核其性能規定，對於圓筒式 B 級碼頭可接受標準亦可參考表 3-4。

表 3-4 圓筒式 B 級碼頭性能可接受標準

參數 \ 地震等級			第 I 級	第 II 級	第 III 級
殘餘變位	板樁變位	正規化水平位移 d/H	$<1.5\%$ 或 $d < 30\text{cm}$	$<5\% \sim 10\%$	不需檢核
		向海側傾斜角	$<3^\circ$	$<5^\circ \sim 8^\circ$	不需檢核
	岸肩變位	岸肩沉陷量	$<3 \sim 10\text{cm}$	不需檢核	不需檢核
		岸肩與後線陸地之沉陷差	$<30 \sim 70\text{cm}$	不需檢核	不需檢核
		向海側傾斜角	$<2^\circ \sim 3^\circ$	不需檢核	不需檢核
最大反應下之應力或應變	圓筒或板樁圓筒		彈性	塑性，不超過應變極限	不需檢核
	圓筒或板樁接合處		彈性	塑性，超過應變極限	不需檢核

註：H 為海底面以上板樁之高度。

資料來源：修改自參考文獻^[25]

後續具體設計階段之驗證分析將以上述的性能可接受標準值進行檢核，確保所設計之圓筒式碼頭耐震性能滿足性能要求。

3.3 構造物系統規劃

本案例以 B 級碼頭為例，本碼頭採用鋼板樁圓筒式碼頭，並假設為散雜貨碼頭。碼頭規劃之標準斷面如圖 3.1 所示。碼頭單元靠海側鋼板樁，標準單元長為 21.20 m；靠陸側鋼板樁單元長為 19.20 m；圓筒半徑 12.36 m。

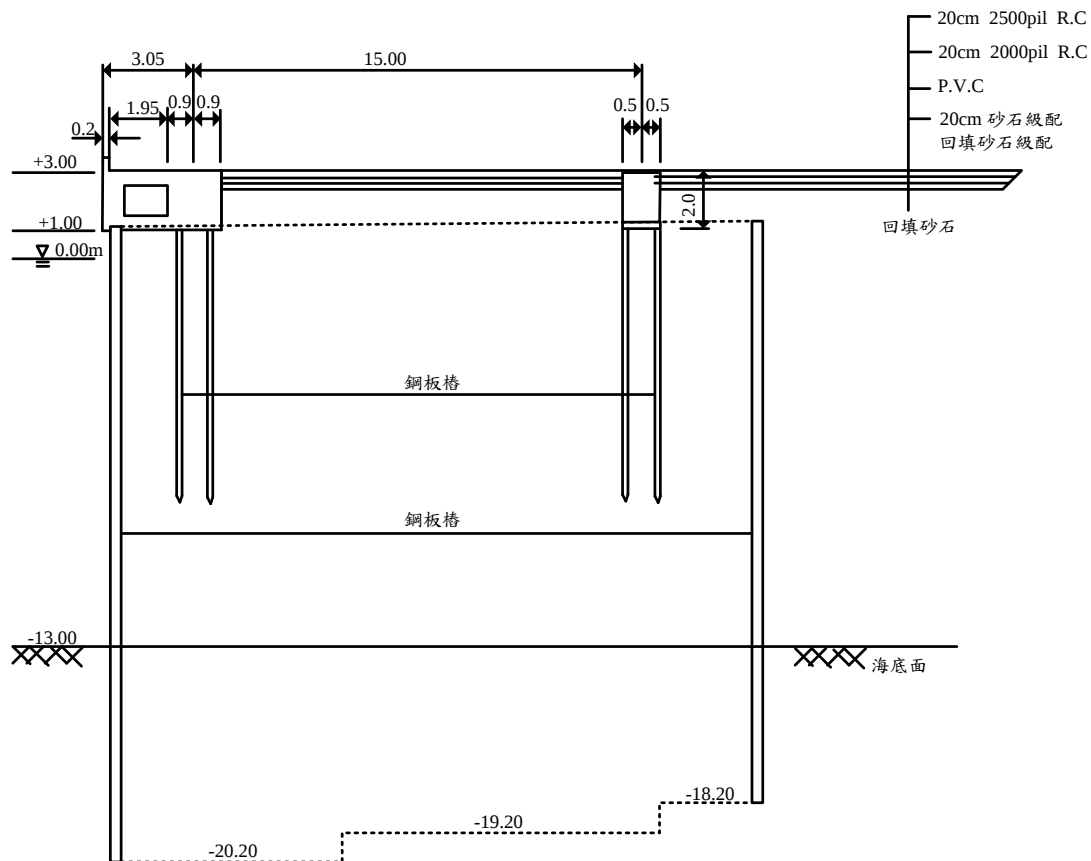


圖 3.1 圓筒式碼頭標準斷面圖

3.4 土壤液化評估

本案例圓筒式碼頭之工址地層鑽探資料如表 3-5 所示，遵照 2.3.4 節中，土壤液化評估之經驗準則法之流程。

本研究建議在等級 I 地震下，工址土壤不允許發生液化，因此第一階段設計即須先進行等級 I 地震的土壤液化潛能評估。在等級 II 與等

級 III 地震下，液化的機會大增，若硬性規定不得液化，土壤改良的處理費用可能將所費不貲，故規定容許液化發生。現行港灣構造物設計基準對地盤有液化潛能的重要港灣結構物耐震設計，工程師應先判斷，將不合適之軟弱土層予以挖除，並進行土壤改良或回填之相關工作。

將鑽探資料簡化，並經過改良或回填之軟弱土層，其於三等級地震下之土壤液化潛能評估結果詳表 3-6、表 3-7、表 3-8，工址位置周圍並無近斷層，其有紀錄之最大地震規模為 7.3，所以土壤液化評估之地震規模設定值為 7.3，而液化潛能評估之尖峰地表加速度 PGA 設定值以三等級地震之設計 PGA 作輸入，分別為等級 I 地震 $PGA=0.4S_{II,S}/3.25=0.074\text{ g}$ ，等級 II 地震 $PGA=0.4S_{II,S}=0.24\text{ g}$ ，等級 III 地震 $PGA=0.4S_{III,S}=0.32\text{ g}$ 。

表 3-5 圓筒式碼頭工址土層鑽探資料表

鑽孔編碼：W24-20														
計劃名稱：基隆港務局中油突堤碼頭工程鑽探基隆港														
鑽孔編號：H-20			X座標：324861.0							鑽孔傾角：90				
提供單位：基隆港務局			Y座標：2,783,033							鑽孔孔徑：0 cm				
鑽探公司：台灣探勘工程股份有限公司			Z座標：-16.3 m							鑽孔深度：22 m				
試驗公司：台灣探勘工程股份有限公司														
試驗項目：(1.觀測井 2.水壓計)														
鑽探日期：1967/11/26			埋設深度：0 m											
地下水位深度：0 m														
日期：1967/11/26														
深度 (m)	土壤岩層說明	岩石 分類	取 樣 率	N RQD 值	採 樣 編 號	礫 石 %	砂 土 %	粉 土 %	黏 土 %	自 然 含 水 量 %	液 性 限 度 %	塑 性 指 數	總 單 位 重 t/m ³	比 孔 隙 比 Gs e
1.85	灰色細砂及沉泥質砂含貝屑		0	9	20-1 0	81	19	0	0	13.30.0	0.0	2.71	1.87	0.64
3.85	灰色細砂及沉泥質砂含貝屑		0	11	20-2 0	86	14	0	0	20.80.0	0.0	2.71	1.92	0.7
5.85	灰色細砂及沉泥質砂含貝屑		0	13	20-3 0	72	28	0	0	20.40.0	0.0	2.71	2.02	0.61
7.85	灰色細砂及沉泥質砂含貝屑		0	13	20-4 0	58	42	0	0	24.60.0	0.0	2.72	1.89	0.77
9.85	灰色細砂	SM	0	18	20-5 0	63	37	0	0	23.10.0	0.0	2.7	1.93	0.72
11.85	灰色細砂	SM	0	28	20-6 0	67	33	0	0	20.30.0	0.0	2.71	1.84	0.77
13.85	灰色細砂	SM	0	31	20-7 0	75	25	0	0	21.20.0	0.0	2.7	1.91	0.72
15.85	灰色沉泥質砂及細砂		0	35	20-8 0	73	27	0	0	21.60.0	0.0	2.71	1.96	0.69
17.85	灰色沉泥質砂及細砂		0	39	20-9 0	70	30	0	0	20.40.0	0.0	2.71	2.04	0.59
19.85	灰色沉泥質砂及細砂		0	41	20-10 0	74	26	0	0	20.50.0	0.0	2.72	2.01	0.62
21.85	灰色沉泥質砂及細砂		0	43	20-11 0	84	16	0	0	20.20.0	0.0	2.71	1.98	0.65
22.0														

表 3-6 圓筒式碼頭等級 I 地震土壤液化潛能評估結果

孔號: W24-20		地下水位=GL-2.27		地震規模=7.3		PGA=0.074										
深度 (m)	土壤 類別	γ_t (t/m ³)	σ_v (t/m ²)	σ_v (t/m ²)	N	有效 覆土 Cn	地震規模 修正 MSF	α	β	N1	<#200	應力折 減係數 γ_d	CSR (1)	CRR _{7.5} (2)	CRR _M (3)	F _L (3)/(1)
5.0	SM	1.8	7.3	10.0	12	1.17	1.07	0.00	1.00	12	0.0	0.84	0.06	0.13	0.14	2.19
10.0	SM	1.8	12.3	20.0	12	0.90	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.68	0.07	0.12	0.12	1.74
13.0	SM	1.8	15.3	26.0	12	0.81	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.56	0.07	0.11	0.12	1.73
17.0	SM	1.8	19.3	34.0	14	0.72	1.07	3.61	1.08	15	20.0	0.52	0.06	0.16	0.17	2.76
20.0	SM	1.8	22.3	40.0	14	0.67	1.07	5.00	1.20	16	40.0	0.50	0.05	0.17	0.19	3.40
23.0	SM	1.8	25.3	46.0	14	0.63	1.07	5.00	1.20	16	35.0	0.48	0.05	0.17	0.18	3.52

表 3-7 圓筒式碼頭等級 II 地震土壤液化潛能評估結果

孔號: W24-20		地下水位=GL-2.27		地震規模=7.3		PGA=0.24										
深度 (m)	土壤 類別	γ_t (t/m ³)	σ_v (t/m ²)	σ_v (t/m ²)	N	有效 覆土 Cn	地震規模 修正 MSF	α	β	N1	<#200	應力折 減係數 γ_d	CSR (1)	CRR _{7.5} (2)	CRR _M (3)	F _L (3)/(1)
5.0	SM	1.8	7.3	10.0	12	1.17	1.07	0.00	1.00	12	0.0	0.84	0.21	0.13	0.14	0.68
10.0	SM	1.8	12.3	20.0	12	0.90	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.68	0.23	0.12	0.12	0.54
13.0	SM	1.8	15.3	26.0	12	0.81	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.56	0.22	0.11	0.12	0.53
17.0	SM	1.8	19.3	34.0	14	0.72	1.07	3.61	1.08	15	20.0	0.52	0.19	0.16	0.17	0.85
20.0	SM	1.8	22.3	40.0	14	0.67	1.07	5.00	1.20	16	40.0	0.50	0.18	0.17	0.19	1.05
23.0	SM	1.8	25.3	46.0	14	0.63	1.07	5.00	1.20	16	35.0	0.48	0.16	0.17	0.18	1.08

表 3-8 圓筒式碼頭等級 III 地震土壤液化潛能評估結果

孔號: W24-20		地下水位=GL-2.27		地震規模=7.3		PGA=0.32										
深度 (m)	土壤 類別	γ_t (t/m ³)	σ_v (t/m ²)	σ_v (t/m ²)	N	有效 覆土 Cn	地震規模 修正 MSF	α	β	N1	<#200	應力折 減係數 γ_d	CSR (1)	CRR _{7.5} (2)	CRR _M (3)	F _L (3)/(1)
5.0	SM	1.8	7.3	10.0	12	1.17	1.07	0.00	1.00	12	0.0	0.84	0.28	0.13	0.14	0.51
10.0	SM	1.8	12.3	20.0	12	0.90	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.68	0.31	0.12	0.12	0.40
13.0	SM	1.8	15.3	26.0	12	0.81	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.56	0.30	0.11	0.12	0.40
17.0	SM	1.8	19.3	34.0	14	0.72	1.07	3.61	1.08	15	20.0	0.52	0.26	0.16	0.17	0.64
20.0	SM	1.8	22.3	40.0	14	0.67	1.07	5.00	1.20	16	40.0	0.50	0.24	0.17	0.19	0.79
23.0	SM	1.8	25.3	46.0	14	0.63	1.07	5.00	1.20	16	35.0	0.48	0.22	0.17	0.18	0.81

由表 3-6 可知在等級 I 地震作用下，工址所有土層皆不會產生液化 (F_L 值皆大於 1.0)，符合等級 I 地震土壤液化的性能要求；由表 3-7 可知在等級 II 地震作用下，深度 0 m 至深度 17 m 之土層 F_L 小於 1.0，表示可能會發生液化，故在分析等級 II 地震作用下，必須考慮土層液化之影響；由表 3-8 可知在等級 III 地震作用下，深度 0 m 至深度 20 m 左右之土層 F_L 為小於 1.0，表示可能會發生液化。

3.5 初步設計

3.5.1 地震力係數計算

使用不同的分析方法時，將依其方法輸入不同所需設計震度參數，若其所需之設計震度參數為地震力係數，則進行分析計算時，需將設計震度轉換為地震力係數，方可進行分析，轉換公式如下：

1. 水平地震力係數

水平地震力係數公式如下所示：

$$K_h = 0.4 \cdot S_{II,S} \dots\dots\dots (3-1)$$

其中 $0.4 \cdot S_{II,S}$ 單位為 g 。目前由規範查表算得：

等級 I 地震 $PGA = 0.4 \cdot S_{II,S} / 3.25 = 0.074 g$ ；

等級 II 地震 $PGA = 0.4 \cdot S_{II,S} = 0.24 g$ ；

等級 III 地震 $PGA = 0.4 \cdot S_{III,S} = 0.32 g$ 。

此時之 K_h 即為 2.4.1 節所描述之有效震度係數 K_e 。

2. 垂直地震力係數

工址無近斷層效應，故垂直地震力係數為水平地震力係數的二分之一倍，計算可得：

等級 I 地震 $K_v = 0.074 \times (1/2) = 0.037 g$ ；

等級 II 地震 $K_v = 0.24 \times (1/2) = 0.12 g$ ；

等級 III 地震 $K_v = 0.32 \times (1/2) = 0.16 g$ 。

3.5.2 碼頭設計斷面與參數表

本研究案例之設計斷面碼頭單元靠海側鋼板樁，標準單元長為 21.2 m；陸側鋼板樁單元長為 19.2 m；圓筒半徑為 12.36 m，碼頭土壤性質分布與設計參數表分別如表 3-9 及圖 3.2 所示。

表 3-9 圓筒式碼頭設計參數表

海側鋼板樁深度 (m)	EL. -20.2	海水單位重 r_w (t/m ³)	1.03
陸側鋼板樁深度 (m)	EL. -18.2	殘留水位至樁底高 (m)	21.2
海側土層高程 (m)	EL. -13	殘留水位(m)	EL. +0.98
板樁與土壤間之摩擦角 δ (deg)	15	碼頭超載重 w (t/m ²)	1.5

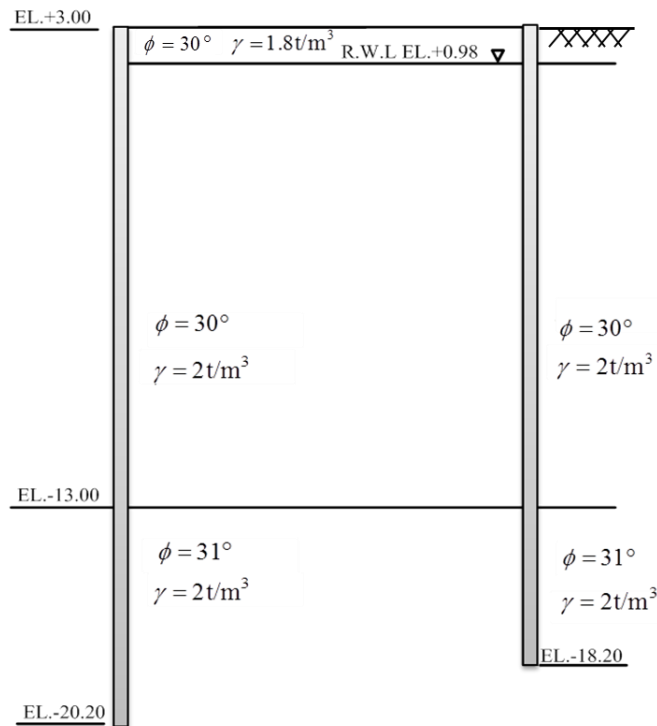


圖 3.2 圓筒式碼頭土壤性質分布圖

3.5.3 安全性檢核

依照 2.4.1 節之步驟進行簡化分析

1. 給定設計震度係數

由上小節可知等級 I 設計震度係數為 0.074。

2. 換算壁體寬度

示範設計例平面形狀幾何關係如圖 3.3 所示，相關參數如表 3-10。

表 3-10 圓筒式碼頭換算壁體寬度參數表

圓筒半徑 R (m)	12.36
相鄰圓筒圓心距離 2L (m)	26.02
相鄰圓筒中間弧半徑 r (m)	6.74
θ_1	39°
θ_2	102°

經由下列公式求得換算壁體寬度：

$$B = \frac{1}{L} \left[\frac{\pi}{180^\circ} R^2 \theta_1 + \frac{R^2}{2} \sin 2\theta + 2Rr \cos \theta_1 \sin \frac{\theta_2}{2} + \left(\frac{\pi \theta_2}{360^\circ} - \frac{1}{2} \sin \theta_2 \right) r^2 \right] = 22.86(\text{m})$$

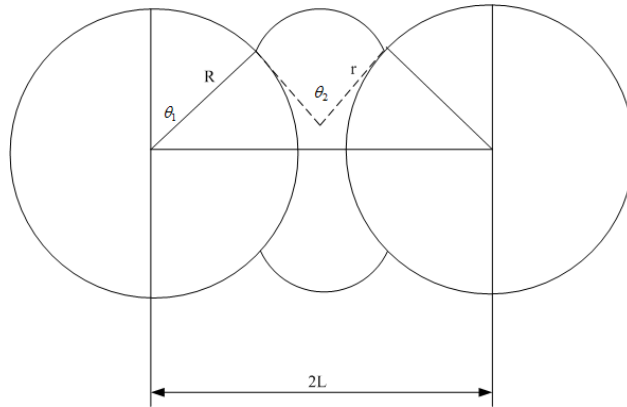


圖 3.3 圓筒平面形狀示意圖

3. 內填料換算單位體積重量(γ)及換算壁高(H_0)

將圓筒內填料單位體積重量採用一固定值 $\gamma = 1.0 \text{ t/m}^3$ ，並以下式計算換算壁高 H_0 ：

$$H_0 = \frac{1}{\gamma} \sum \gamma_i \cdot h_i = \frac{1}{1} \times [1.8 \times 2.02 + 0.97 \times 13.98] = 17.19 \text{ m}$$

4. 換算壁高(H_s)

換算壁高 H_s 可依下式計算：

$$H_s = 2 \cdot \sqrt{\frac{\sum P_i}{\gamma \cdot \tan \phi}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{44.03}{1 \cdot \tan(30^\circ)}} = 24.92 \text{ m}$$

5. 計算殘留水位 $R.W.L.$

$$R.W.L. = \frac{2}{3}(M.H.W.L. - M.L.W.L.) + M.L.W.L. = 0.98m$$

6. 計算地震時主動土壓力 P_{AE}

主動土壓力係數與主動土壓力之計算結果分別如表 3-11、表 3-12 所示。

表 3-11 圓筒式碼頭之各土層主動土壓力係數

	設計地震係數	內摩擦角	凝聚力	地震合成角	板樁與土壤間之摩插角	主動土壓力係數
土層	K_h	ϕ_i	c	θ	δ	K_{AE}
1	0.074	30	0	4.39	15	0.35
2	0.074	31	0	8.74	15	0.41
3	0.074	31	0	8.74	15	0.41

表 3-12 圓筒式碼頭之各土層主動土壓力

土層	厚度(m)	單位重(t/m^3)	各層水平主動土壓力合力值(t/m)	各層主動土壓力作用位置(m)
1	2.02	1.8	2.27	14.81
2	10.98	0.97*	45.51	7.56
3	3	0.97*	20.5	1.46

註：*代表土壤在水中之單位重

7. 計算地震時之動態水壓合力 P_{DW}

動態水壓力計算結果如表 3-13 所示。

表 3-13 圓筒式碼頭地震時之動態水壓力

地震動水壓力(t/m)	地震動水壓力作用位置(m)
7.23	E.L.-7.9

8. 計算殘留水壓合力 P_{RW}

殘留水壓合力結果如表 3-14 所示。

表 3-14 圓筒式碼頭殘留水壓力

殘留水壓力(t/m)	殘留水壓力作用位置(m)
14.9	E.L.-6.4

9.圓筒壁體剪力變形檢核

本研究案例之圓筒壁體剪力變形檢核依據 2.4.1 節之圓筒壁體剪力變形檢核所述之方法進行安全性檢核，分析成果如表 3-15 所示，計算結果安全係數為 2.05 大於 1.2，故設計之圓筒斷面尺寸通過檢核，不需進行修改，可進行下一階段之板樁入土長度檢核。

表 3-15 圓筒式碼頭等級 I 地震圓筒壁體剪力變形檢核

碼頭單位總重 $W(t/m)$	731.50
地下水位以上地震合成角(θ_u)	4.39
地下水位以下地震合成角(θ_d)	8.74
土層動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.35
土層動態主動土壓力係數 K'_{AE}	0.41
背填土壤動態主動土壓力 $P_{AE}(t/m)$	68.28
圓筒內填料之慣性地震力 $K_h \times W(t/m)$	54.13
動水壓力 $P_{DW}(t/m)$	7.23
殘留水壓力 $P_{RW}(t/m)$	14.9
$K_h \times W$ 對碼頭趾部力臂(m)	8.00
P_{AE} 對碼頭趾部力臂(m)	6.01
P_{DW} 對碼頭趾部力臂(m)	5.10
P_{RW} 對碼頭趾部力臂(m)	6.6
變形力矩 $M_d(t/m-m)$	975.68
抵抗力矩 $M_r(t/m-m)$	1998.98
安全係數	2.05 (通過)

10. 板樁入土長度檢核

本研究案例之板樁入土長度檢核依據 2.4.1 節之板樁入土長度檢核所述之方法進行安全性檢核，分析成果如表 3-16 所示，計算結果安全係數為 1.74 大於 1.5，故設計之圓筒斷面尺寸通過檢核，不需進行修改，可進行下一階段之板樁拉力檢核。

表 3-16 圓筒式碼頭等級 I 地震板樁入土長度檢核

海底面下至板樁下端之主動土壓合力 P_1 (t/m)	62.46
海地面至板樁下端靜止土壓合力 P_2 (t/m)	9.24
海底面上主動土壓合力之垂直分力 P_3 (t/m)	17.8
土壤與板樁間之摩擦係數 μ	0.35
板樁下端土壤之極限承载力 R_u (t/m)	42.73
板樁承载力 R_p (t/m)	32.47
安全係數	1.82 (通過)

11.板樁拉力檢核

本研究案例之板樁拉力檢核依據 2.4.1 節之板樁拉力檢核所述之方法進行安全性檢核，分析成果板樁拉力 156t/m 小於材料容許拉力 200t/m，故設計之圓筒斷面尺寸通過檢核，不需進行修改，可進行下一階段之圓筒壁體安定檢核。

$$T = [(\gamma \cdot H_0 + w)K_i + \gamma_w \cdot h_w]R$$

$$= [(1 \cdot 17.19 + 15) \times 0.6 + 1.03 \cdot 0.98] \times 12.36 = 151.1 \text{ t/m}$$

板樁拉力 151.1t/m < 200t/m (通過)

12.圓筒壁體安定檢核

本研究案例之圓筒壁體安定檢核依據 2.4.1 節之圓筒壁體安定檢核所述之方法進行安全性檢核，分析結果如表 3-17 所示：

表 3-17 圓筒式碼頭等級 I 地震圓筒壁體安定檢核

碼頭單位總重 W (t/m)	731.50
碼頭有效單位重量 W' (t/m)	402.26
背填土壤動態主動土壓力 P_{AE} (t/m)	68.28
圓筒內填料之慣性地震力 $K_h \times W$ (t/m)	54.13
動水壓力 P_{DW} (t/m)	7.23
殘留水壓力 P_{RW} (t/m)	14.9
圓筒底部土壤抗剪強度 $(1 - K_v)W'$ (t/m)	372.49
作用總合力	144.54
抵抗總合力	232.76
安全係數	1.61 (通過)

由上述計算過程可知碼頭圓筒壁體安定檢核之安全係數的計算結果為大於 1，故設計之圓筒斷面尺寸通過檢核，不需進行修改，可進行下一階段之驗證分析。

3.6 驗證分析

本節詳細說明圓筒式碼頭的驗證分析，在參照碼頭耐震性能要求，依不同地震等級與碼頭重要度下，選擇驗證分析方法，而本研究案例為 B 級圓筒式碼頭，其等級 I 地震之驗證分析法可為「簡化分析」、「簡化動力分析」或「動力分析」，而等級 II 級地震之驗證分析則須「簡化動力分析」或「動力分析」，等級 III 地震因超過第 III 級性能要求損壞標準，表示結構物已損毀倒塌，故無需進行驗證。

本章初步設計已使用簡化分析法進行設計，本節驗證分析時擬採用簡化分析檢核等級 I 地震之性能規定，以及同時採用「滑動塊分析法」與「動力分析法」檢核等級 II 地震之性能規定，並比較其結果差異。

3.6.1 等級 I 地震性能驗證檢核

本研究案例等級 I 地震之驗證分析採用簡化分析法，檢核圓筒式碼頭之破壞機制是否符合要求，為準確得到其定量之分析結果，本研究使用安定分析之計算結果進行量化之驗證檢核，如分析結果之安全係數大於 1，則表示結構物穩定未產生破壞，反之安全係數小於 1，則顯示發生破壞。另外經由前述之設計尺寸之模擬方式所得之碼頭模型，亦得用於等級 II 與等級 III 性能驗證之簡化動力分析與動力分析。

1. 分析結果

依照前一小節之分析過程所示，其安全係數 $F_s = 1$ 時， $K_h = 0.142$ 。由 2.4.1 節可知安全係數值為 $F_s = K_t/K_e$ ，其中臨界震度係數 K_t 、有效震度係數 K_e 皆為已知，則安全係數值計算結果如下：

$$F_s = K_t/K_e = 0.142/0.074 = 1.92$$

2.性能規定驗證

本研究案例之性能規定驗證可由上述計算結果，安全係數大於 1 來判定所設計之碼頭的受震反應是處於穩定狀態，即無變位發生，如表 3-18 之檢核內容，碼頭在等級 I 地震作用下，其碼頭變位應變量皆滿足性能可接受標準與耐震性能要求。

表 3-18 圓筒式碼頭等級 I 地震時之性能規定檢核

參數 \ 地震等級			第 I 級
殘餘變位	板樁變位	正規化水平位移 d/H	$<1.5\%$ 或 $d < 30\text{cm}$ 結構穩定下滿足使用性要求 → 通過
		向海側傾斜角	$<3^\circ$ 結構穩定下滿足使用性要求 → 通過
	岸肩變位	岸肩沉陷量	$<3\sim 10\text{cm}$ 結構穩定下滿足使用性要求 → 通過
		岸肩與後線陸地之沉陷差	$<30\sim 70\text{cm}$ 結構穩定下滿足使用性要求 → 通過
		向海側傾斜角	$<2^\circ\sim 3^\circ$ 結構穩定下滿足使用性要求 → 通過
最大反應下之應力或應變	圓筒或板樁圓筒		彈性 結構穩定下滿足使用性要求 → 通過
	圓筒或板樁接合處		彈性 結構穩定下滿足使用性要求 → 通過

註：H 為海底面以上板樁之高度。

資料來源：修改自參考文獻^[25]

3.6.2 等級 II 地震性能驗證檢核

1.人造地震

本設計案例之工址為假設工址，等級 II 設計地震力係採港灣構造物耐震性能設計架構之研究(3/4)之設計反應譜進行後續分析使

用，唯於設計實際工程例時，分析案例之設計反應譜須依據現行規範對人造地震之規定與工址座落位置加以製作，另亦須符合工址之實際地震特性。

本設計案例所使用之歷時分析每一方向地動分量使用三個人造地震，並取各主軸反應最大者為設計依據，等級 II 地震之三組三方向人造地震歷時如圖 3.4 至圖 3.22 所示。

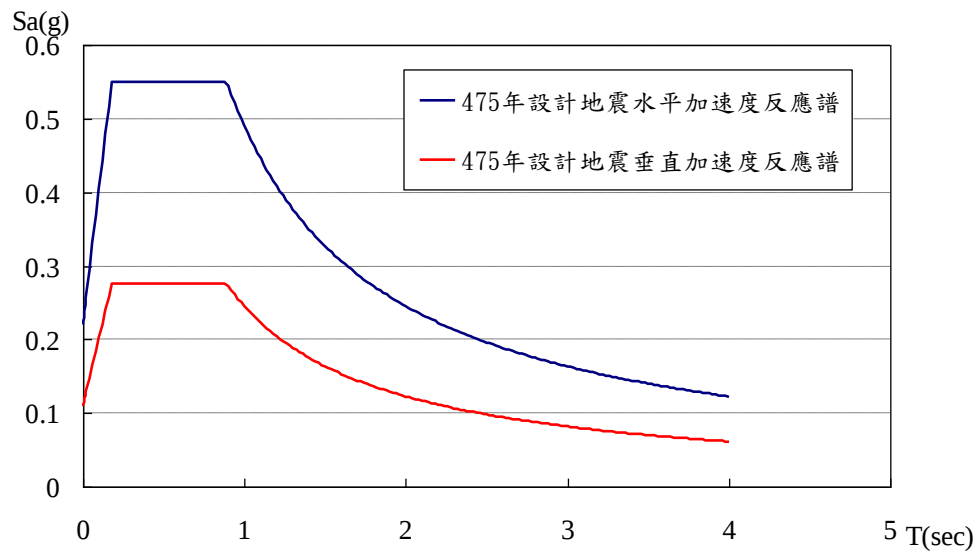


圖 3.4 圓筒式碼頭等級 II 地震之設計反應譜

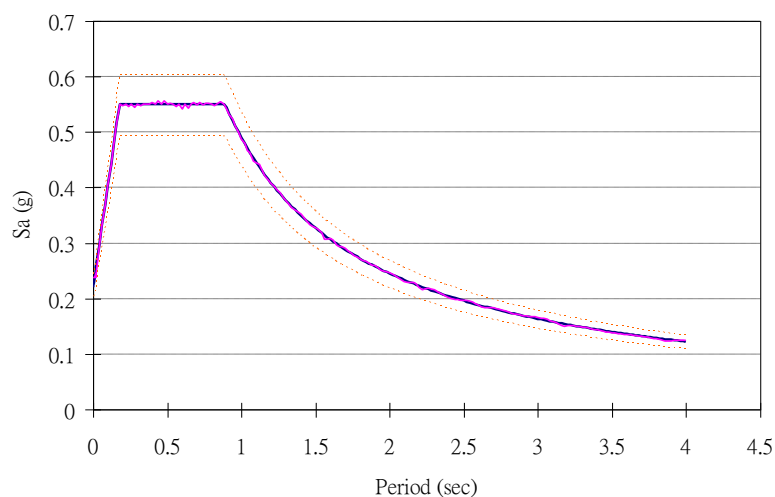


圖 3.5 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震反應譜

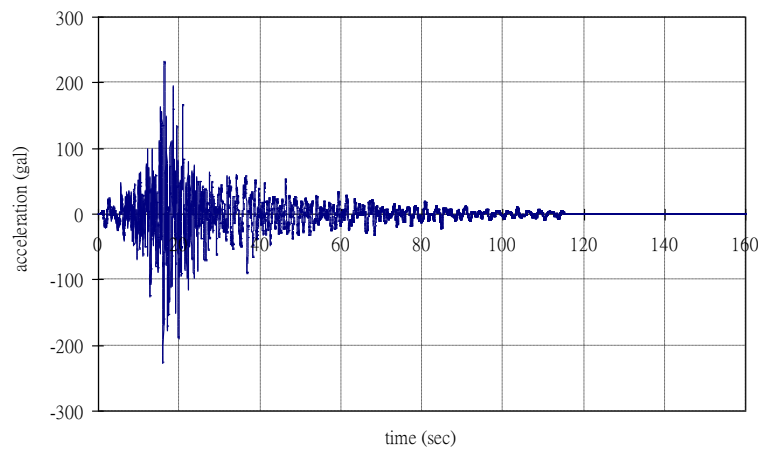


圖 3.6 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時

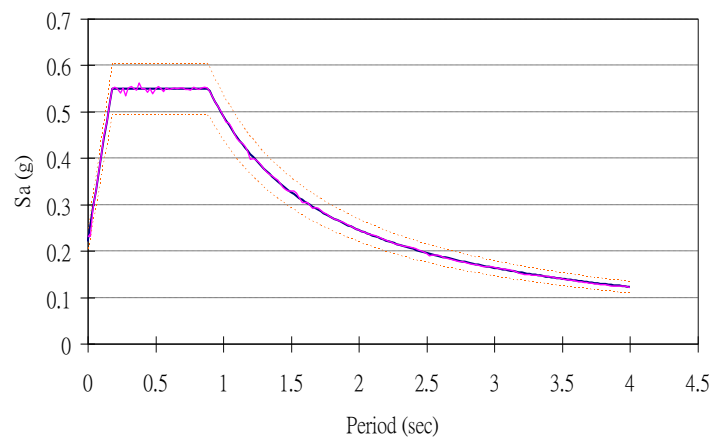


圖 3.7 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震反應譜

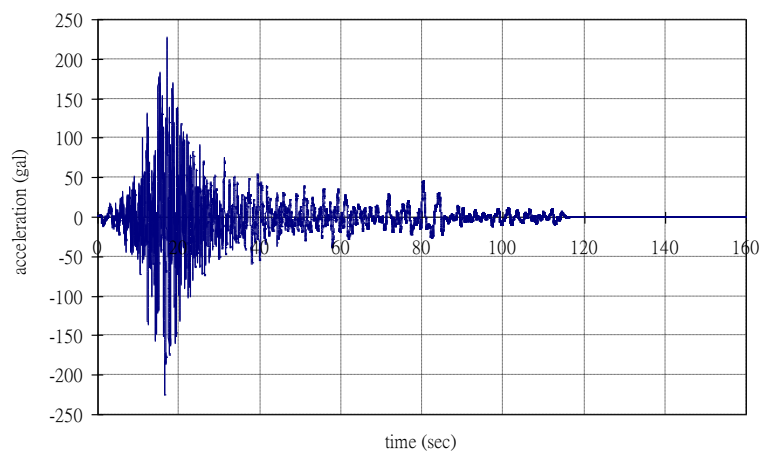


圖 3.8 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時

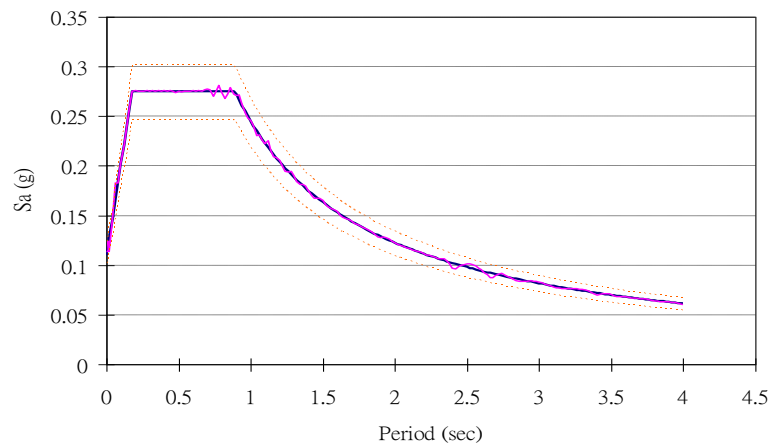


圖 3.9 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜

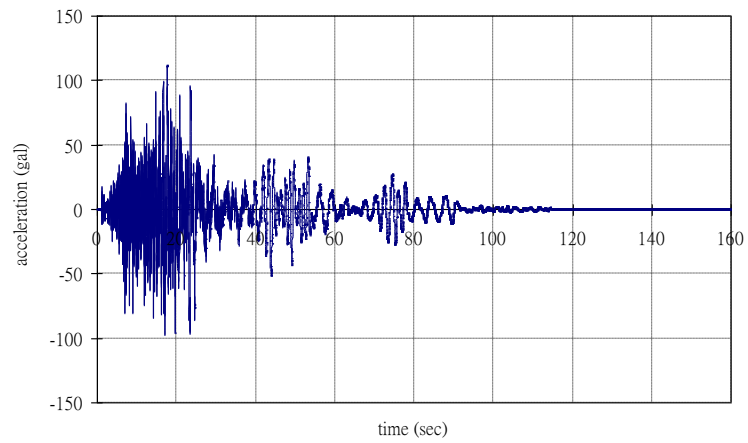


圖 3.10 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時

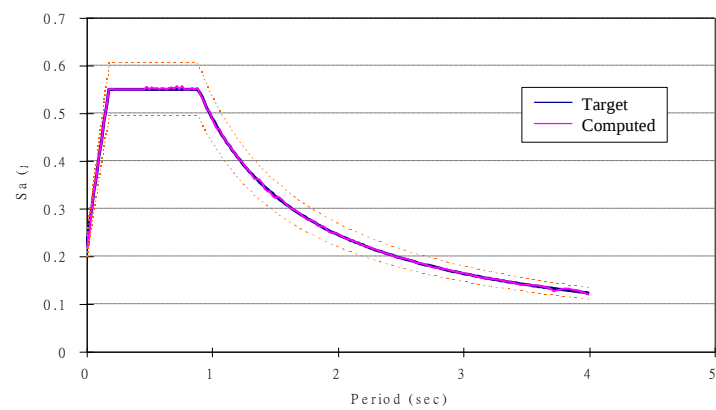


圖 3.11 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震反應譜

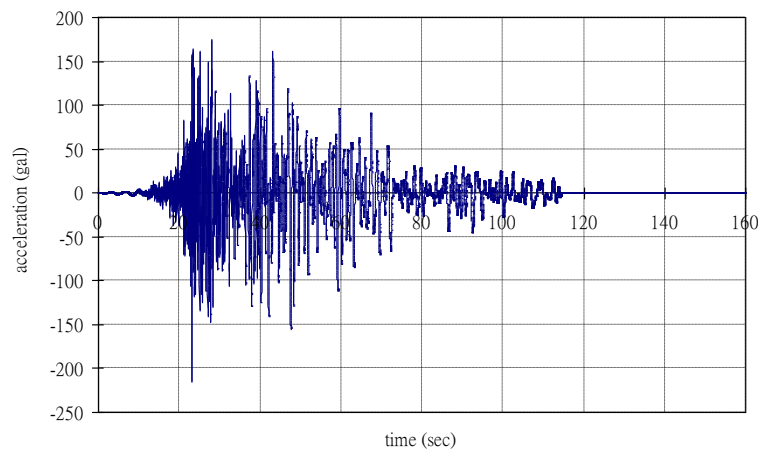


圖 3.12 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時

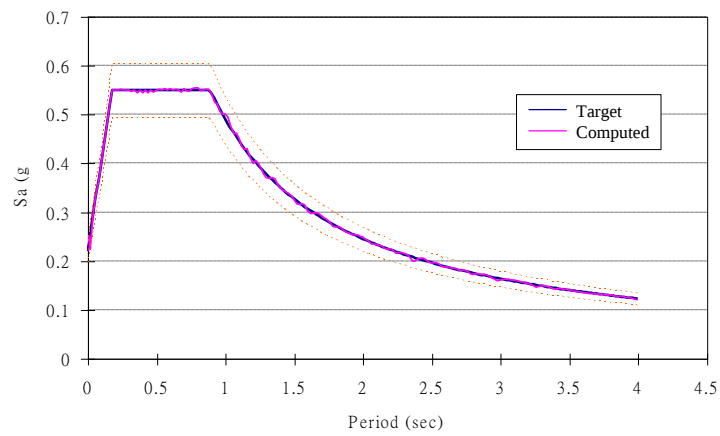


圖 3.13 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震反應譜

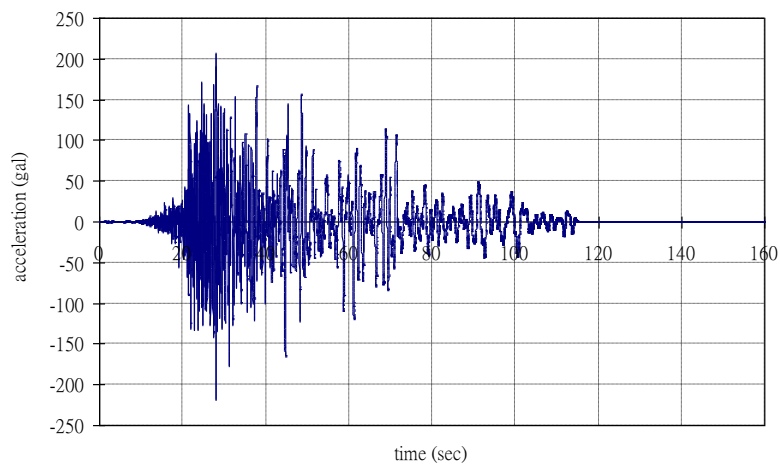


圖 3.14 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時

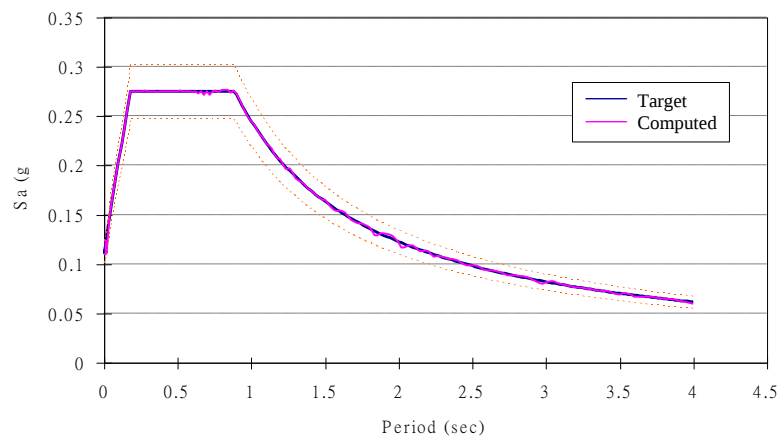


圖 3.15 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜

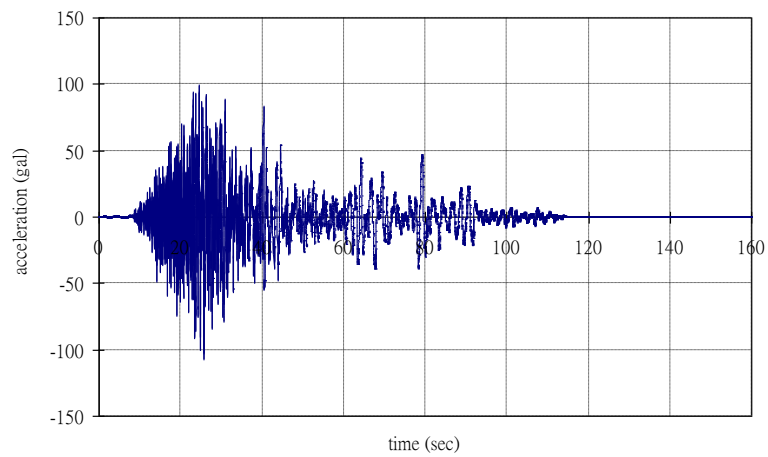


圖 3.16 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時

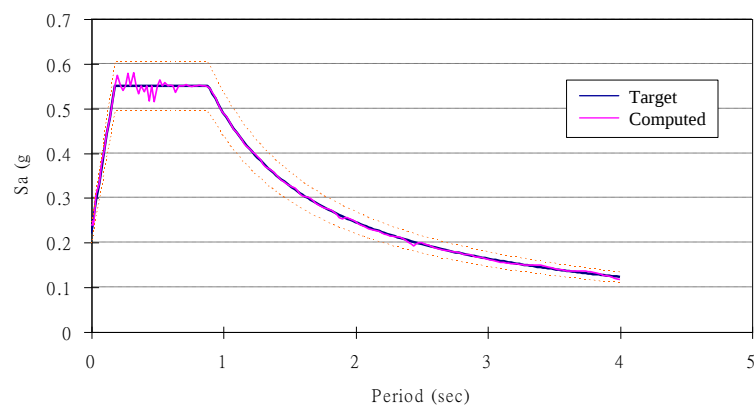


圖 3.17 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震反應譜

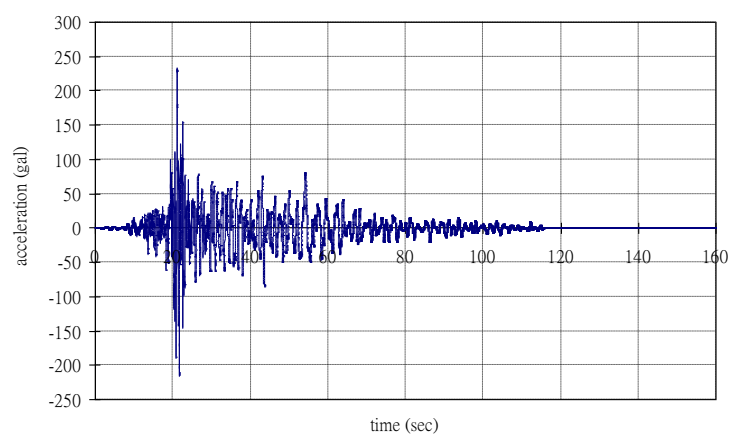


圖 3.18 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時

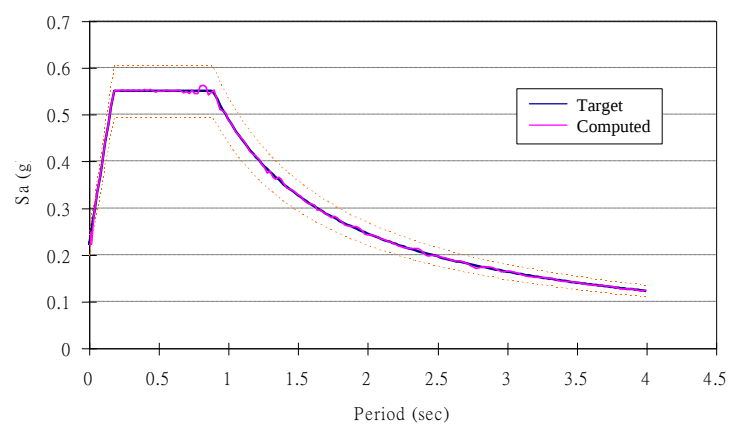


圖 3.19 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震反應譜

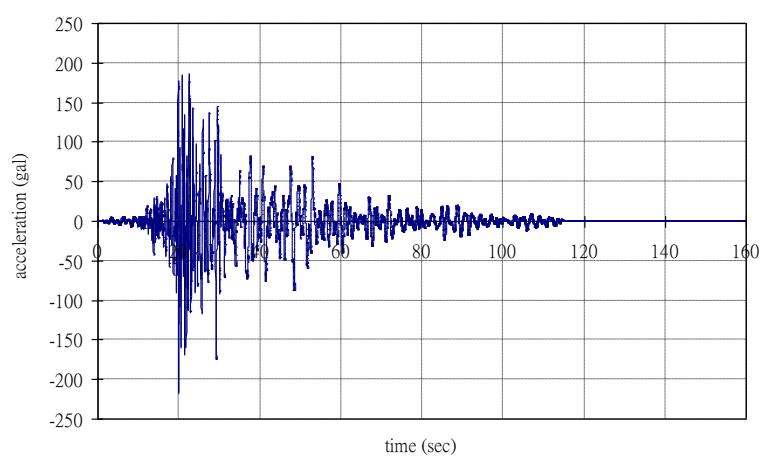


圖 3.20 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時

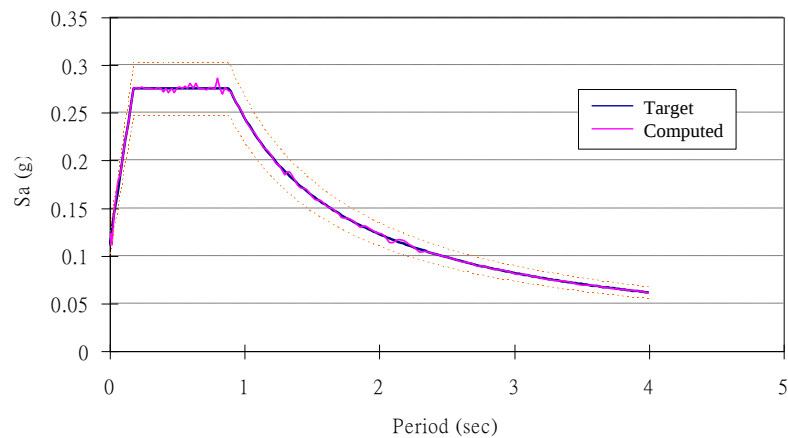


圖 3.21 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜

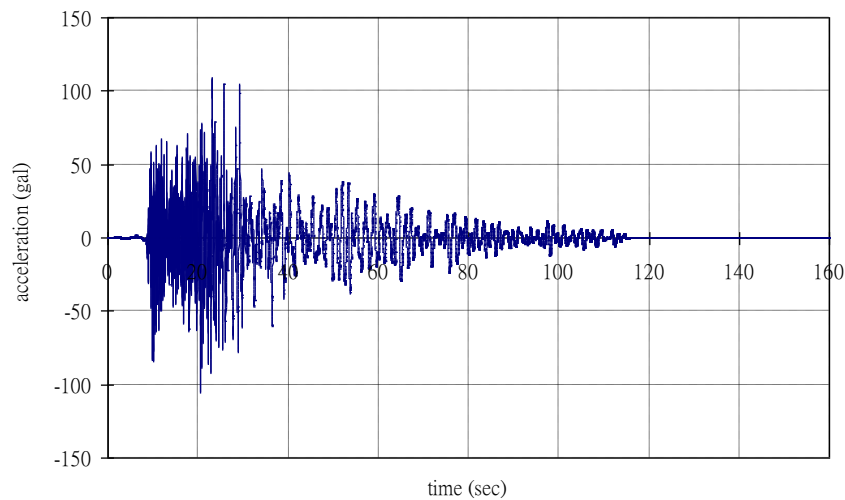


圖 3.22 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時

2.分析方法

簡化動力分析

本研究案例之簡化動力分析依據 2.4.2 節之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。滑動塊法分析為求取圓筒式碼頭在實際地震作用下的受震反應，分析時需找出圓筒式碼頭之臨界加速度值，將超過臨界加速度值之部分，再經由二次積分，方可得知結果。滑動塊分析時，考慮圓筒式碼頭的座落方向，選擇影響程度最劇的地動分量之地震歷時進行輸入。

分析步驟：

(1)計算臨界滑動加速度

由表 3-7 圓筒式碼頭等級 II 地震土壤液化潛能評估結果可知，圓筒式碼頭土層 0~17 公尺皆有液化可能，因此選用 2.3.4 節所介紹土壤參數折減方法，依據表 2-8 進行土壤參數折減後安定分析計算，依據土壤液化潛能評估結果液化土層之 F_L 介於 0.53~0.85 之間，經計算後 R_s 介於 0.22~0.28 之間並查表求得深度 0~5 公尺之折減係數 D_E 為 0.67；深度 5~10 公尺之 D_E 為 0.33；深度 10~13 公尺之 D_E 為 0.67；深度 13~17 公尺之 D_E 為 1，其折減後參數值及計算結果如表 3-19 所示。臨界加速度值，其值為 0.034g。

表 3-19 圓筒式碼頭等級 II 地震臨界加速度計算參數

碼頭單位總重 $W(t/m)$	731.50
碼頭有效單位重量 $W'(t/m)$	408.15
折減後內摩擦角 ϕ_i (深度 0~10m)	10
折減後內摩擦角 ϕ_i (深度 10~20m)	20
折減後圓筒內填料摩擦角 ϕ	20.67
地下水位以上地震合成角 (θ_u)	0.03
地下水位以下地震合成角 (θ_d)	0.07
土層動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.66
土層動態主動土壓力係數 K'_{AE}	0.71
背填土壤動態主動土壓力 $P_{AE}^1(t/m)$	5.10
背填土壤動態主動土壓力 $P_{AE}^2(t/m)$	79.11
背填土壤動態主動土壓力 $P_{AE}^3(t/m)$	24.91
圓筒內填料之慣性地震力 $K_h \times W(t/m)$	24.87
動水壓力 $P_{Dw}(t/m)$	3.32
殘留水壓力 $P_{Rw}(t/m)$	14.65
圓筒底部土壤抗剪強度 $(1-K_v)W(t/m)$	401.21
臨界水平震度係數 $K_h(F_s=1)$	0.034
臨界垂直震度係數 $K_v(F_s=1)$	0.017
臨界加速度值	0.034g

(2)計算塊體滑移量

經由歷時作用之圓筒式碼頭，其超過臨界加速度所產生之速度及位移之變化，而造成永久水平位移如圖 3.23 至圖 3.25 所示，

最大累積位移量為 102.9 公分，其不同人造地震加速度歷時與永久水平位移整理如表 3-20 所示：。

表 3-20 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析

人造地震加速度歷時	永久水平位移(cm)
第 1 組	60.4
第 2 組	102.9
第 3 組	47.6

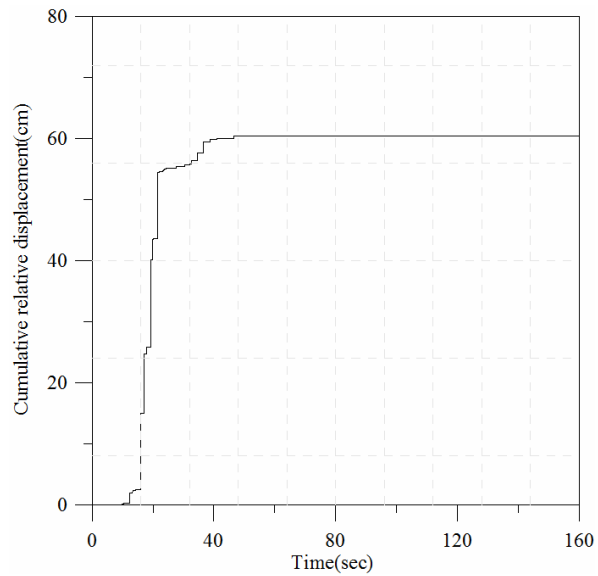


圖 3.23 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移

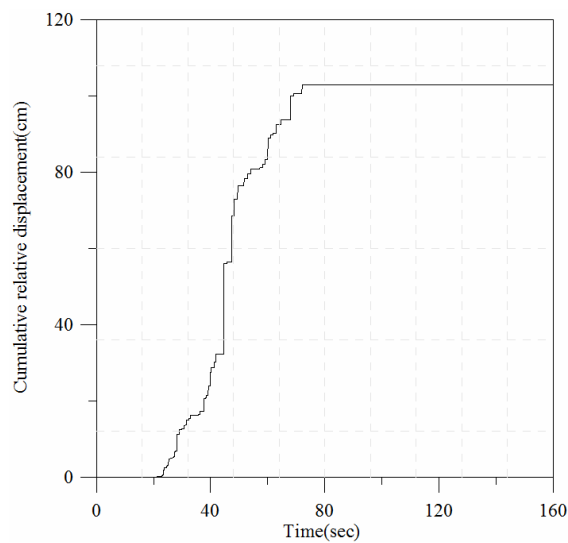


圖 3.24 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移

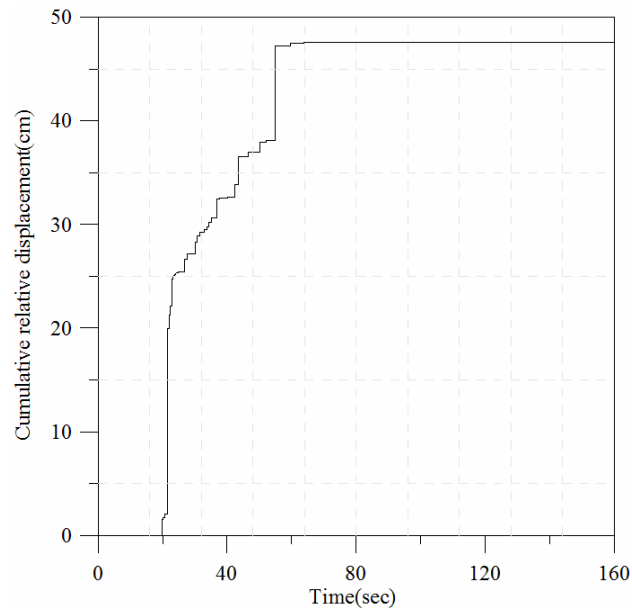


圖 3.25 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移

動力分析

FLAC 動力分析程式是以外顯有限差分程式處理二維平面應變之數值分析問題，以模擬土壤、岩石彈塑性或其他達降伏限度後成塑性流動的材料所組成的構造物行為，並將欲分析之物體分割成有限之網格，決定材料之組成律及邊界條件，若材料所遭受之應力場較大亦可能產生大變形，則需使用大應變模式模擬材料變形行為。依據 2.4.3 節，可詳知圓筒式碼頭之動力分析分析流程，而流程中各參數選用原則及邊界條件之設定，以下則詳細說明分析步驟。

(1) 幾何形狀

參考圖 3.1 及表 3-5 之資訊，依圓筒式碼頭的斷面尺寸與附近土層之分析範圍，進行網格之建置如圖 3.26 所示，分析網格劃分為 50×41 計 2050 個差分網格，碼頭與地底土層總體高度為 40 公尺，垂直網格數為 26；向海側之土層範圍長為 40 公尺，網格數為 20；向陸側之土層範圍長為 60 公尺，網格為 30；圓筒之範圍約為 23 公尺，網格數為 46。

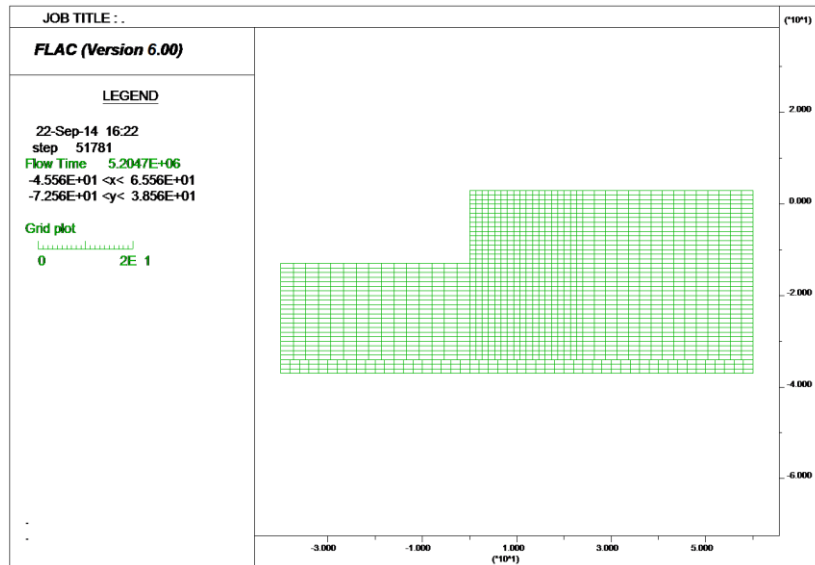


圖 3.26 圓筒式碼頭模型之網格建置

本計畫中，土壤非線性與不可恢復應變將以彈塑性力學模式來考慮。彈塑性力學模式採用常用之 Mohr-Coulomb 模式，此模式需要之相關參數包括：定義土壤屈伏面之參數（凝聚力、摩擦角）與定義土壤塑性潛能函數之參數（膨脹角）；此外，尚需要定義彈性模數 E （楊氏模數）與 G （剪力模數）；於本研究中， G 假設為為靜態（地震前）有效應力之函數，並假設 E 與 G 間之比值為定值。

有效應力動態分析依序進行 靜力平衡分析、蓄水至滿水位有效應力靜平衡分析、特定地震波作用之動態分析，共三個分析階段。在三個階段中土壤材料皆假設為標準的 Mohr-Coulomb 模式。唯前二個階段中，因為並非動態之反覆荷載情況，因此，不開啟孔隙水壓激發模式；只有在第三個階段（動態分析），才開啟土壤之孔隙水壓激發模式（即標準的 Mohr-Coulomb 模式再加入 Finn 模式）。

(2)材料參數

於 FLAC 程式分析過程中，所需輸入之材料參數包括單位重、標準貫入試驗(SPT-N)值、包松比(Poisson ratio)、摩擦角(friction

angle)、楊氏模數、剪力模數、統體模數、孔隙率及滲透係數等。其中，單位重、標準貫入試驗(SPT-N)值，可由表 3-5 之地層鑽探資料得知。而包松比、摩擦角及楊氏模數則參考 Kulhawy and Mayne, 1990^[12]所建議參考值(表 3-21)，與 SPT-N 值之轉換公式獲得其參數值分別表 3-22、表 3-23 及圖 3.27 所示。剪力模數、統體模數之轉換公式分別利用式(3-2)與式(3-3)分別求出，如下所示：

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots (3-2)$$

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

其中 G 為剪力模數；B 為統體模數；E 為楊氏模數； ν 為包松比，而孔隙率及滲透係數如表 3-24 所示，細粒砂土粗粒砂土之孔隙率介於 0.3 至 0.5 之間。材料參數設定完成後，並將其地層材料性質依序在 FLAC 程式內建立分層，成果如圖 3.28 所示。

表 3-21 包松比選用參考 (Kulhawy and Mayne, 1990)

Soil Type	Drained Poisson's Ratio, ν
Clay	0.2-0.4
Dense Sand	0.3-0.4
Loose Sand	0.1-0.3

表 3-22 摩擦角選用參考

N Value (blow/ft or 305mm)	Relative Density	Approximate ϕ (degrees)	
		(a)	(b)
0-4	very loose	<28	<30
4-10	Loose	28-30	30-35
10-30	medium	30-36	35-40
30-50	Dense	36-41	40-45
>50	very dense	>41	>45
a -Source : Peck,Hanson,and Thornburn			
b -Source : Meyerhof			

表 3-23 土壤滲透係數 (Das, 2010)

Soil type	k	
	cm/sec	ft/min
Clean gravel	100—1.0	200—2.0
Coarse sand	1.0—0.01	2.0—0.02
Fine sand	0.01—0.001	0.02—0.002
Silty clay	0.001—0.00001	0.002—0.00002
Clay	<0.000001	<0.000002

表 3-24 圓筒式碼頭材料參數表

深度 (m)	模式型式	單位重 (t/m ³)	摩擦角 (度)	包松比	統體模數 (Mpa)	剪力模數 (MPa)	孔隙率	滲透係數 (cm/s)
13	M-C/ Finn	1.8	30	0.3	5.1	2.3	0.3	1×10 ⁻⁴
23	M-C/ Finn	1.8	31	0.3	5.9	2.7	0.3	1×10 ⁻⁴
33	M-C	1.8	36	0.3	15	6.8	0.3	1×10 ⁻⁴
37	M-C	1.8	40	0.3	18	8.4	0.3	1×10 ⁻⁴

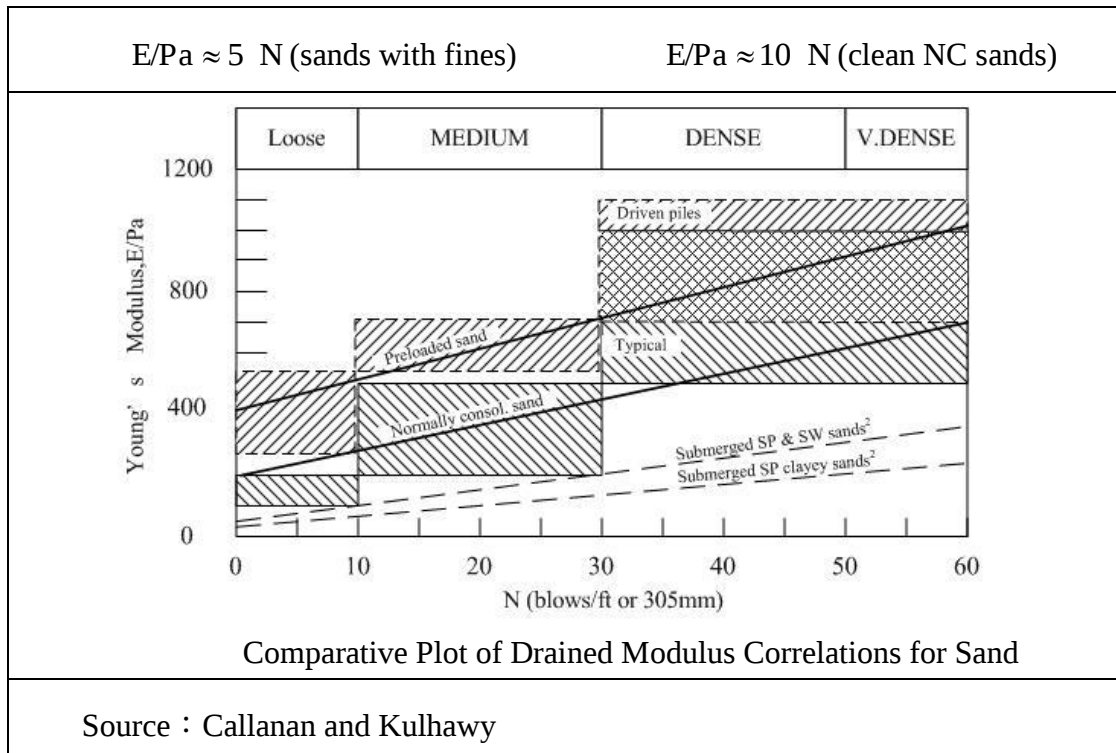


圖 3.27 楊氏模數與標準貫入試驗值之關係

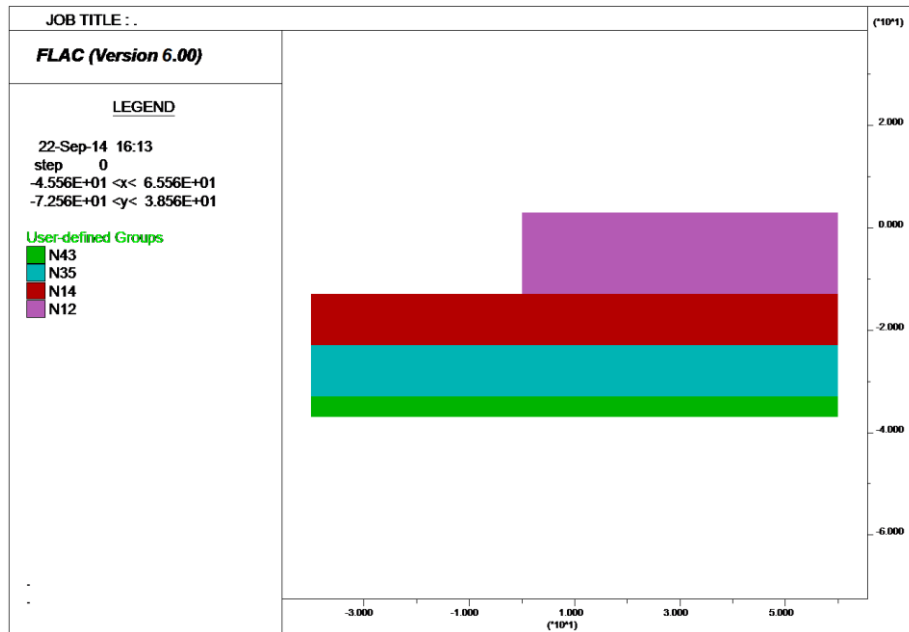


圖 3.28 圓筒式碼頭模型之材料參數

(3)邊界條件

計算域左右兩邊土層之邊界為固定 x 軸，即只允許縱向變位；而底部堅硬土層之邊界則固定 y 軸，即只允許橫向變位；上部邊界設定為自由邊界，即不束制其變位，如圖 3.29 所示。

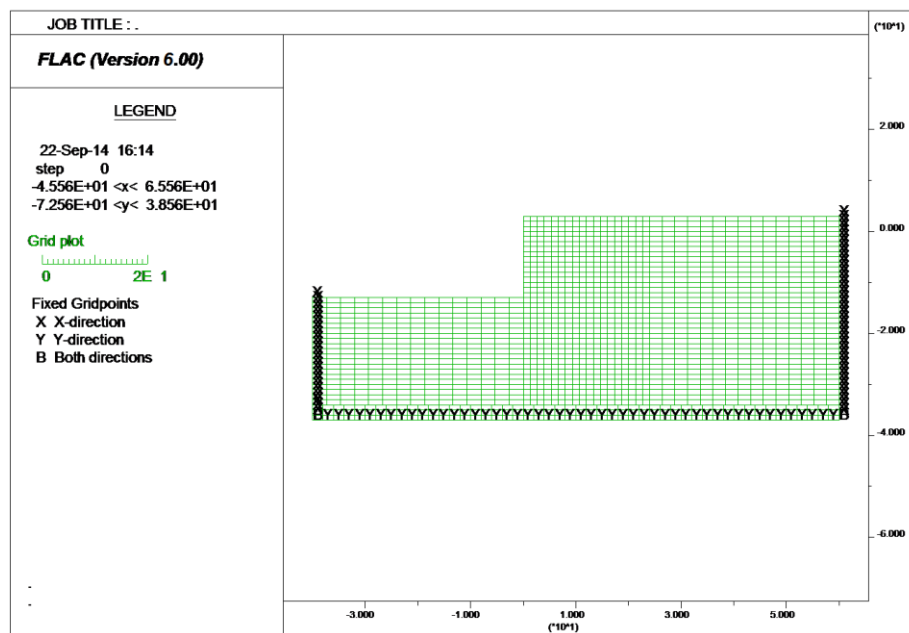


圖 3.29 圓筒式碼頭模型之邊界條件

(4)結構元素與界面元素並達重力平衡

圓筒式碼頭為三維結構，本研究採用之軟體為二維平面分析軟體，參考胡道舜(2005)^[81]圓筒式碼頭二維平面分析，將圓筒等效成平板樁與等效拉桿如圖 3.30 所示。

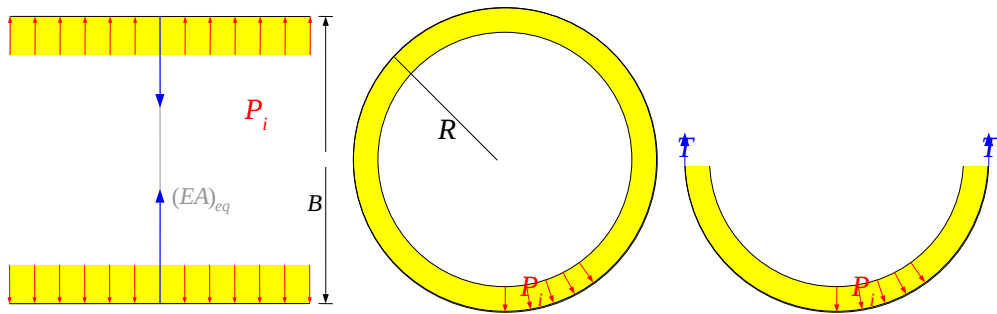


圖 3.30 圓筒式碼頭平面分析示意圖

而等值拉桿的等效軸力剛度參考公式(3-4)：

$$(EA)_{eq} = \frac{EthB}{R} \dots\dots\dots (3-4)$$

其中，A 為板樁垂直斷面積；E 為板樁楊氏模數；t 為板樁厚度；h 為等效拉桿垂直間距；B 為換算寬度；R 為圓筒半徑。本案例垂直間距為 2 公尺，經過計算之等效軸力剛度為 $3.7 \times 10^6 \text{ kN/m}$ ，板樁長 21.2 公尺，因此等效拉桿設置數量為 11 根，如圖 3.31 所示。

本案例之圓筒式碼頭主要構造物包含圓筒與筒內填料，圓筒內以水力回填砂自海底面填至碼頭面，圓筒因填入強度較佳的回填砂可視為擬剛性結構物，而圓筒後方之土層與下方之圖層較為柔軟，為模擬真實土壤與結構體之間之不連續界面，同時考慮不連續界面之變形行為，故需於圓筒與鄰近土壤間加入界面元素以模擬圓筒之位移行為，同時反應土壤與結構互制的情況。

FLAC 程式界面元素之主要參數包括摩擦角、正向勁度與切向勁度，依據 FLAC 使用手冊之建議，通常切向勁度建議值為鄰近土層剪力模數之十倍，而正向勁度為切向勁度之四倍至十倍間，對無

經驗之工程師來說，亦可使用建議公式(3-5)式進行設定，另外軟弱土層與堅硬岩盤之摩擦角則介於 15 度至 30 度之間。

本案例選用之結構元素參數、界面元素參數及模型示意圖分別如表 3-25、表 3-26、圖 3.31 所示。而後開始計算初始重力平衡，當計算過程中最大不平衡力達到內建程式所要求之精度，即可視為達到重力平衡，如圖 3.32 所示。

$$K_n = 10K_s = \max \left[\frac{(K + \frac{4}{3}G)}{\Delta z_{\min}} \right] \dots\dots\dots (3-5)$$

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

表 3-25 圓筒式碼頭結構元素參數

結構元素	彈性模數 (GPa)	慣性矩 (m ⁴)	斷面積 (m ²)	密度 (kg/m ³)
Beam (鋼板樁)	481	3.35×10 ⁻³	7.75×10 ⁻³	7850
Beam (等效拉桿)	399	6.45×10 ⁻⁸	6.91×10 ⁻⁴	7850

表 3-26 圓筒式碼頭界面元素參數

位置	正向勁度 K_n (Mpa)	切向勁度 K_s (Mpa)	界面摩擦角 (度)
板樁與接觸土層之間	590	59	15

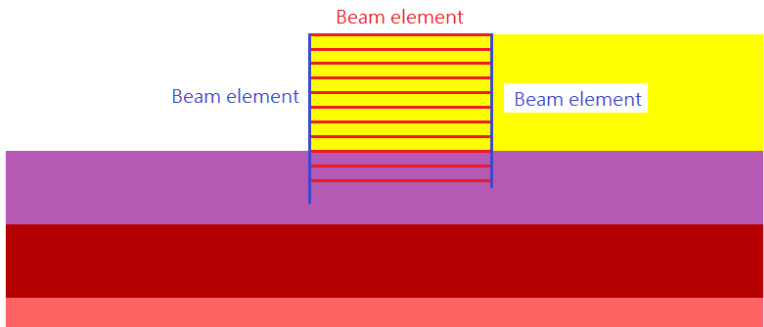


圖 3.31 圓筒式碼頭結構元素與界面元素模型

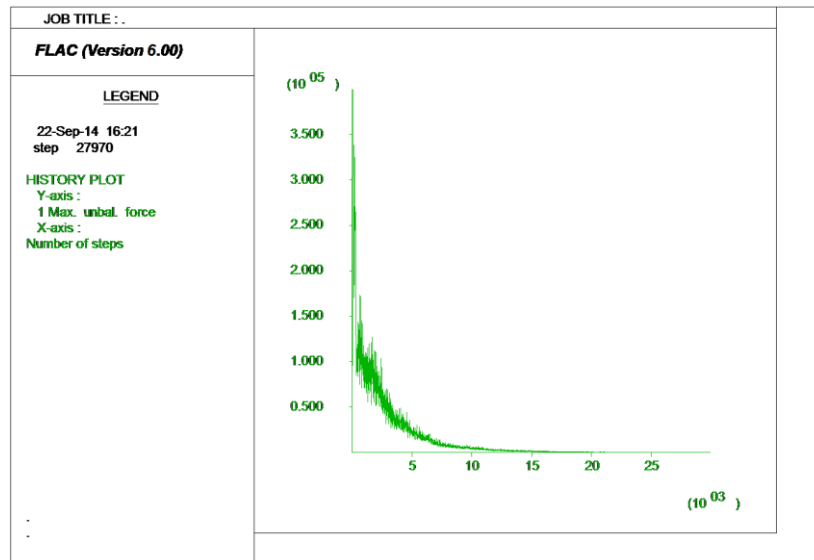


圖 3.32 圓筒式碼頭達重力平衡之不平衡力

(5)海水側向力及力學平衡

海水側向力之壓力公式計算如式(3-6)所示，計算完成之海水側向力在 FLAC 模型建置後，如圖 3.33 所示，參數輸入完畢並開啟流體之計算功能並使之計算達平衡，如圖 3.34 所示。

$$P = \gamma_w H \dots\dots\dots (3-6)$$

其中 P 為壓力，單位 Pa； γ_w 為海水單位重；H 為水深。

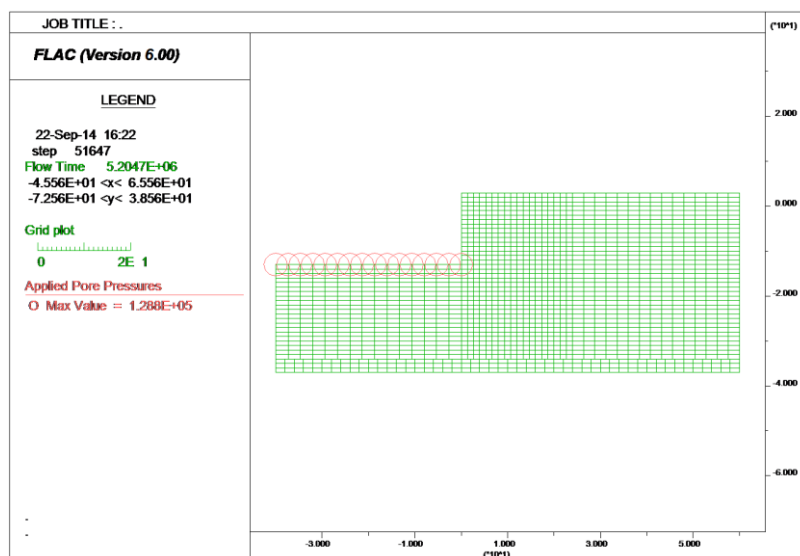


圖 3.33 圓筒式碼頭海水側向力模型建立

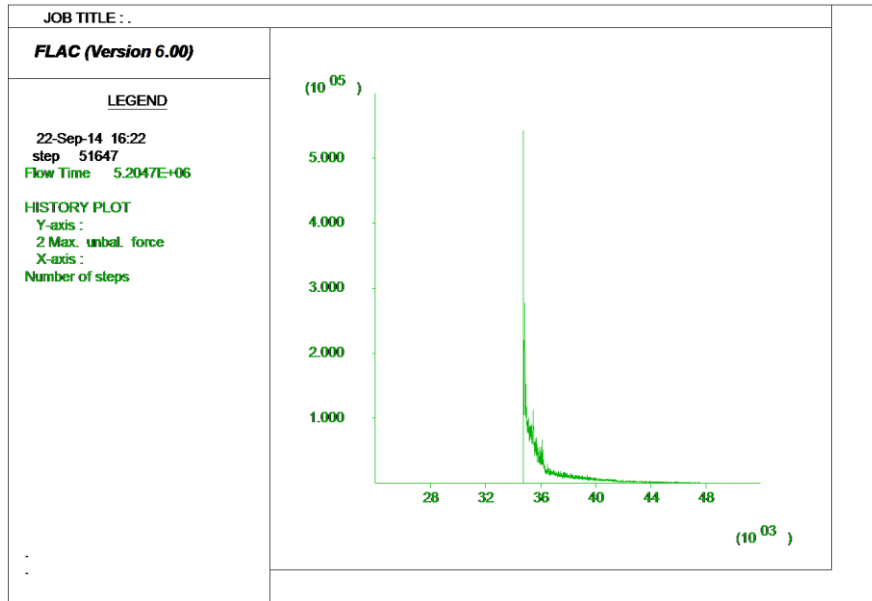


圖 3.34 圓筒式碼頭流體計算達平衡之不平衡力

(6)地下水位面及力學平衡

而地下水位面設定為碼頭面下 2.27 公尺，FLAC 模型設定結果如圖 3.35 所示。而後將碼頭所受之力(包括重力、水壓力、流
力等)進行力學之平衡，如圖 3.36 所示，並可知曉各土層之孔隙
水壓分布，如圖 3.37 所示。

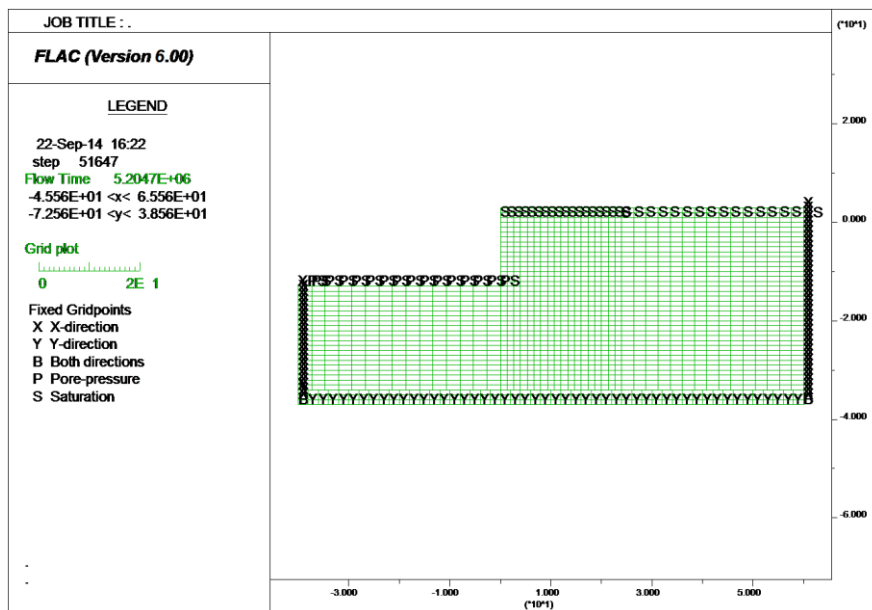


圖 3.35 圓筒式碼頭地下水位面模型建立

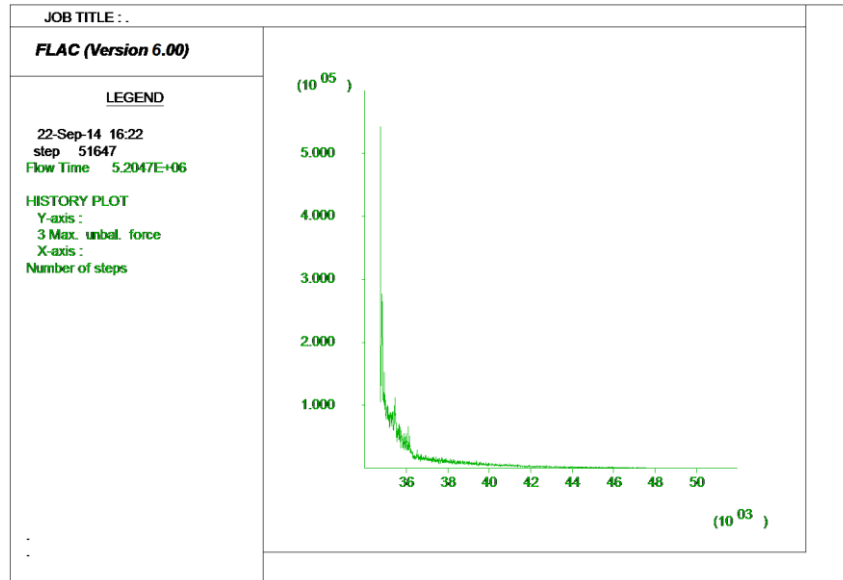


圖 3.36 圓筒式碼頭達力學平衡之不平衡力圖示

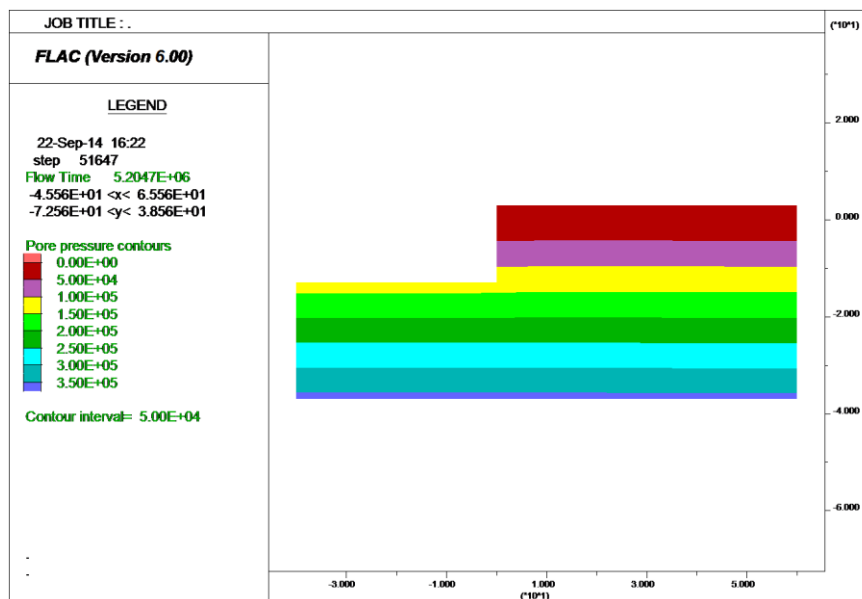


圖 3.37 圓筒式碼頭孔隙水壓之分布圖示

(7)Finn 模式

當動態-地下水滲流計算模組採用時，FLAC 對於動態荷重所造成孔隙水壓激發，基本上只是考量荷載作用時，孔隙體積改變所造成之孔隙水壓改變，並無法模擬剪力波傳遞所造成之沉陷及孔隙水壓上升現象，其平均孔隙水壓維持定值。然而，事實上對

於某些砂土中，在反覆剪力荷重作用下，孔隙水壓會有相當高之增量，在此一過程中可能使元素之有效應力趨近為零，導致液化現象的產生。為模擬孔隙水壓激發之物理現象，Martin 等人於 1975 發展四參數模式，如式(3-7)所示，而 Byrne 於 1991 發展兩參數模式，如式(3-8)所示，上述孔隙水壓激發模式稱之 Finn 模式，於 FLAC 分析時可用以模擬土壤受震後之孔隙水壓激發情形。Finn 模式為應變控制型之孔隙水壓激發模式，考量分析參數於不同階段之可取得性，本研究採用 Byrne 於 1991 發展兩參數模式進行分析，此模式之參數可利用鑽探資料取得之標準貫入試驗(SPT-N)值，間接獲得 Finn 模式所需之輸入參數，將可能產生液化之土層，以 Finn 模式進行建置，模式模型建立成果如圖 3.38 所示。

$$\Delta \varepsilon_{vd} = C_1(\gamma - C_2 \varepsilon_{vd}) + \frac{C_3 \varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4 \varepsilon_{vd}} \dots\dots\dots (3-7)$$

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp\left(-C_2 \frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right) \dots\dots\dots (3-8)$$

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

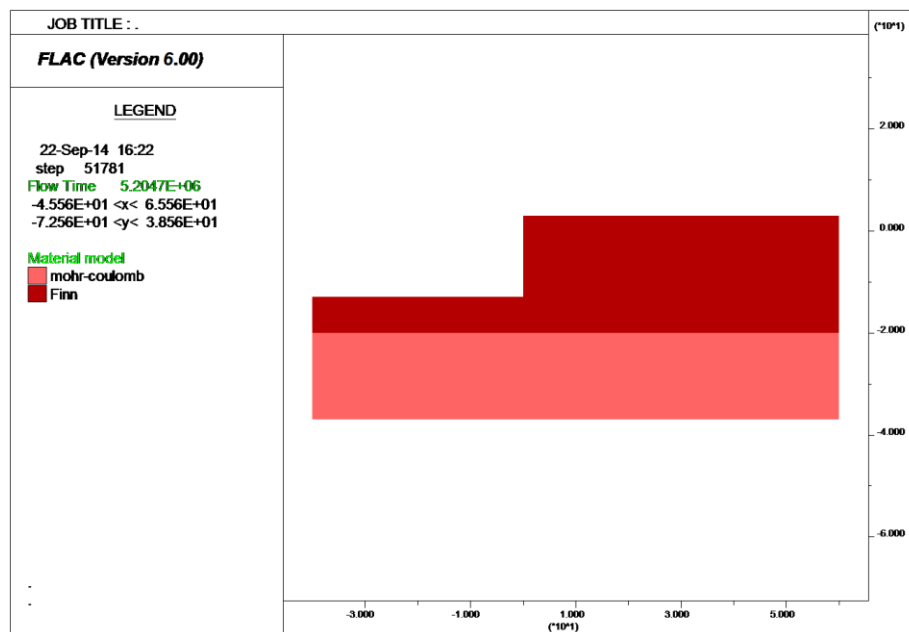


圖 3.38 Finn 模式模型建立

(8)動態邊界條件

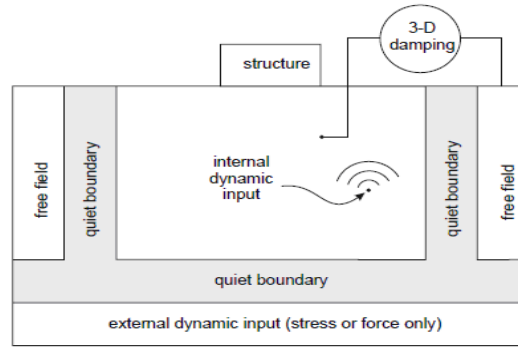
於 FLAC 使用手冊之建議，當選擇動力分析模擬時，有三方面需要考慮並準備，分別是動力荷載、動態邊界條件與機械阻尼。動力荷載的輸入方式有加速度歷時、速度歷時、應力歷時與外力歷時等四種方式，依據不同的材料條件而選擇不同的荷載輸入方式如圖 3.39 所示。

在靜態分析中，可在分析域一定之距離設置固定或自由邊界，然而在動態問題中，這樣的邊界條件會導致向外傳遞之波反射回傳至模型內產生干擾的現象，且無法使能量輻射。雖使用過大的模型可降低波反射回傳之問題，因為材料阻尼會吸收大部分的反射波能量，但也會因此造成高數值運算量計算時間過久的問題。故動力分析時為使地震波傳遞至邊界時不發生反射波回傳而產生干擾現象，需於分析邊界設置動態邊界條件。動態邊界於 FLAC 分析時可分成兩種，其一為吸能邊界(quiet boundary)，另一為自由場邊界(free-field boundary)。

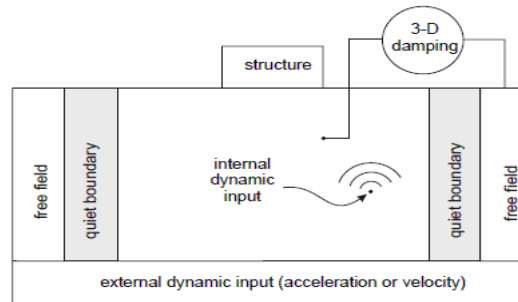
吸能邊界於 1969 年由 Lysmer 和 Kuhlemeyer 提出，其是在模型的法向和切向分別設置自由的阻尼器，進而吸收入射波之能量，其對於入射角大於 30 度之入射波，由於基本上能夠完全吸收。對於入射角較小的波(如面波)，雖仍有其吸收之功能，但會有吸收不完全的問題。此邊界條件較適合震源位於模型內之動力問題；反之，若當震源位於上下邊界時，吸能邊界則不適用於模型兩側，此將使震波由兩側邊界產生洩漏的問題。

如圖 3.40 所示，當大壩結構物坐落於土層材料之上，一剪力波於水平方向之邊界 AC 向上傳遞，則兩側垂直方向之邊界 AB 與 CD 將會被固定，此狀態下，採用自由場邊界條件，便不會產生洩漏的問題。自由場邊界條件主要採用足夠遠之邊界來消除反射波的影響，其對於整體網格之分析模型並無要求，還可與流體計算相耦合。自由場邊界條件具有保持不反射之性質，強迫模型成為自由場，使得由結構外傳之波適當地被吸收。由於本研究之

設計案例之底部土層係依據鑽探資料判定下方為堅實土層，且震源輸入位於下部邊界，故選用自由場邊界為碼頭分析之動態邊界條件較為妥當，如圖 3.41 所示。



(a) Flexible base



(b) Rigid base

圖 3.39 不同材料之動力荷載輸入及動態邊界選定示意圖

資料來源：參考文獻^[39]

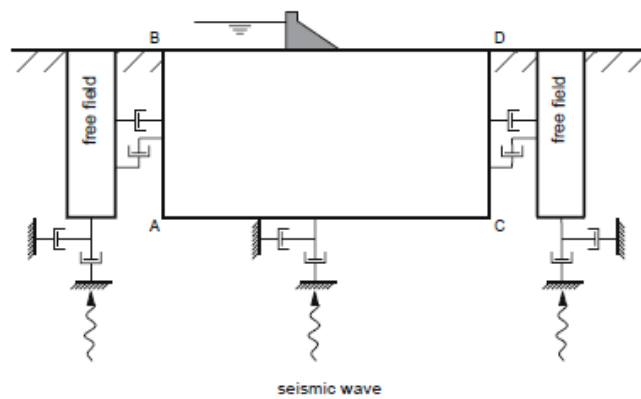


圖 3.40 自由場邊界選用示意圖

資料來源：參考文獻^[39]

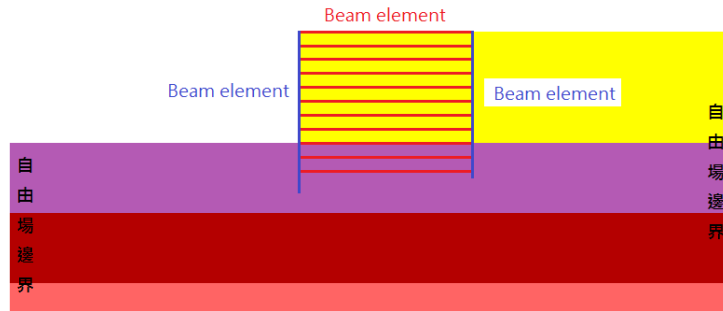


圖 3.41 FLAC 動態邊界條件

(9) 阻尼參數

在動態數值模擬時，須考慮能量的損失，故必須給定力學阻尼，本案例於 FLAC 程式中使用雷利阻尼(Rayleigh damping)，以矩陣 C 表示，其包含質量阻尼 (M) 和勁度阻尼 (K)，如式(3-9)。而臨界阻尼比之計算如式(3-10)，大地工程材料建議值為 2%~5%，在此選用 5% 進行分析。另一輸入參數為共振頻率如式(3-11)，因此案例為較複雜之土層，故共振頻率之決定較為困難，一般介於 6 至 10 之範圍。本研究選用臨界阻尼比為 5%、共振頻率為 6Hz。

$$C = \alpha M + \beta K \dots\dots\dots (3-9)$$

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \dots\dots\dots (3-10)$$

$$f_{min} = \omega_{min} / 2\pi \dots\dots\dots (3-11)$$

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

(10) 地震力輸入

動力分析時，考慮圓筒式碼頭的座落方向，選擇影響程度最劇的地動分量之地震歷時進行分析，在本案例中選擇東西向之地震歷時進行分析，由於地震歷時分析之資料最高長達 160 秒，因此在 FLAC 程式輸入之歷時分析秒數取一段影響程度最劇烈之時間進行分析，其中第 1 組人造地震加速度歷時，取 0 秒至 120 秒，共 120 秒；第 2 組人造地震加速度歷時，取 0 秒至 120 秒，共 120

秒；而第 3 組人造地震加速度歷時，取 0 秒至 120 秒，共 120 秒。

(11)分析結果

經由第 1 組人造加速度歷時作用之圓筒式碼頭，其邊界條件與結構元素之設定情況如圖 3.42 所示，圓筒受土壓之作用而向海側位移。而受震後土層之彈塑性行為，如圖 3.43 所示，大部分土層已降伏且產生剪力或張力破壞。碼頭破壞之水平位移，如圖 3.44 所示，由此可明顯看出楔型之破壞滑動面，並設置水平位移之觀測，如圖 3.45 所示，其最大之位移量為 142 公分。

鋼板樁構件之受力彎矩圖，如圖 3.46 所示，由此可知板樁最大彎矩之位置，並以此作為監測歷時-彎矩圖之位置，如圖 3.47 所示，其結果顯示海側鋼板樁最大彎矩為 1.8×10^6 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3×10^6 牛頓-公尺，並未達塑性標準。而陸側鋼板樁最大彎矩為 1.5×10^6 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3×10^6 牛頓-公尺，並未達塑性標準。在分析模型選取幾個觀測點以瞭解孔隙水壓激發之情況，如圖 3.48 所示，可看出具有液化潛能之土層孔隙水壓隨震動之時間遞增。

經由第 2 組人造加速度歷時作用之圓筒式碼頭，其破壞情況如圖 3.49 所示，圓筒受土壓之作用而向海側位移。而受震後土層之彈塑性行為，如圖 3.50 所示，大部分土層已降伏且產生剪力或張力破壞。碼頭破壞之水平位移，如圖 3.51 所示，由此可明顯看出楔型之破壞滑動面，且靠近鋼板樁頂端之位置其位移量最劇，並以此位置設置水平位移之觀測，如圖 3.52 所示，其最大之位移量為 139 公分。

鋼板樁構件之受力彎矩圖，如圖 3.53 所示，由此可知鋼板樁最大彎矩之位置，並以此作為監測歷時-彎矩圖之位置，如圖 3.54 所示，其結果顯示海側鋼板樁最大彎矩為 1.9×10^6 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3×10^6 牛頓-公尺，並未達塑性標準。而陸側鋼板樁最大彎矩為 1.7×10^6 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3×10^6 牛頓-公尺，並未達塑性標準。在分析模型選取幾個觀測點以瞭解孔隙水壓激

發之情況，如圖 3.55 所示，可看出具有液化潛能之土層孔隙水壓隨震動之時間遞增。

經由第 3 組人造加速度歷時作用之圓筒式碼頭，其破壞情況如圖 3.56 所示，圓筒受土壓之作用而向海側位移。而受震後土層之彈塑性行為，如圖 3.57 所示，大部分土層已降伏且產生剪力或張力破壞。碼頭破壞之水平位移，如圖 3.58 所示，由此可明顯看出楔型之破壞滑動面，且靠近鋼板樁頂端之位置其位移量最劇，並以此位置設置水平位移之觀測，如圖 3.59 所示，其最大之位移量為 139 公分。

鋼板樁構件之受力彎矩圖，如圖 3.60 所示，由此可知板樁最大彎矩之位置，並以此作為監測歷時-彎矩圖之位置，如圖 3.61 所示，其結果顯示海側鋼板樁最大彎矩為 2×10^6 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3×10^6 牛頓-公尺，並未達塑性標準。而陸側鋼板樁最大彎矩為 1.7×10^6 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3×10^6 牛頓-公尺，並未達塑性標準。在分析模型選取幾個觀測點以瞭解孔隙水壓激發之情況，如圖 3.62 所示，可看出具有液化潛能之土層孔隙水壓隨震動之時間遞增。

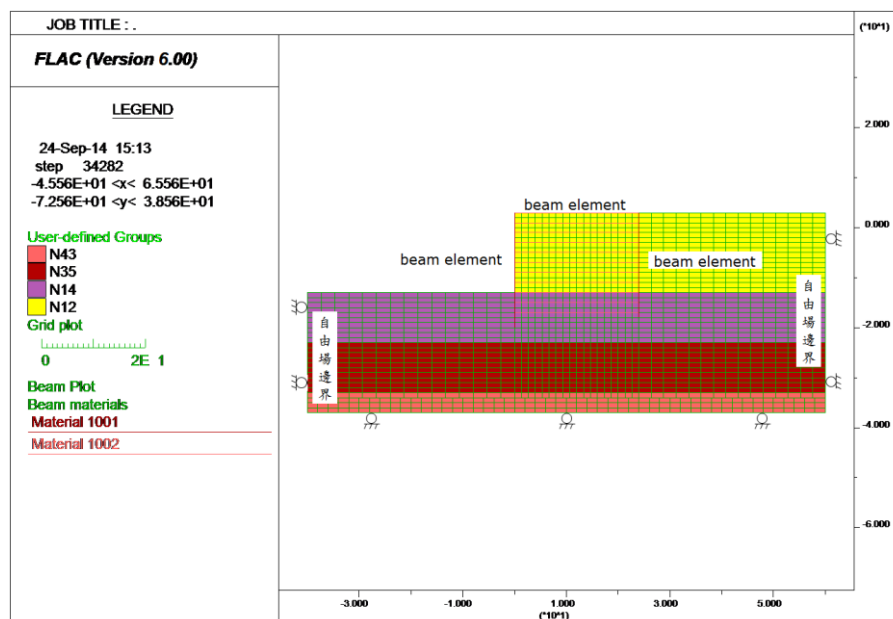


圖 3.42 圓筒式碼頭等級 II 地震動力分析邊界條件與結構元素之設定

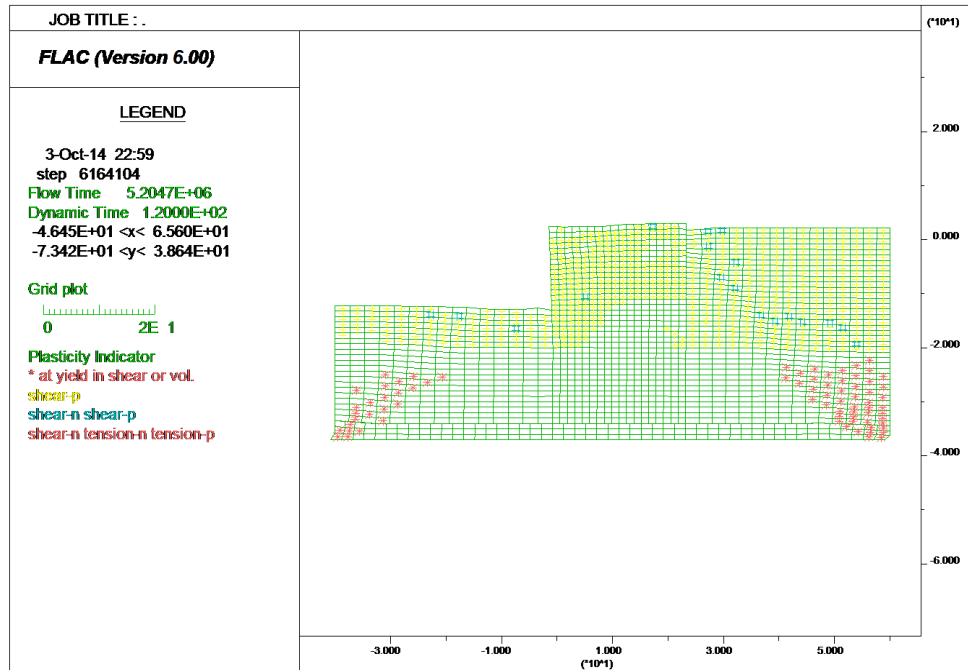


圖 3.43 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組土層之彈塑性破壞結果

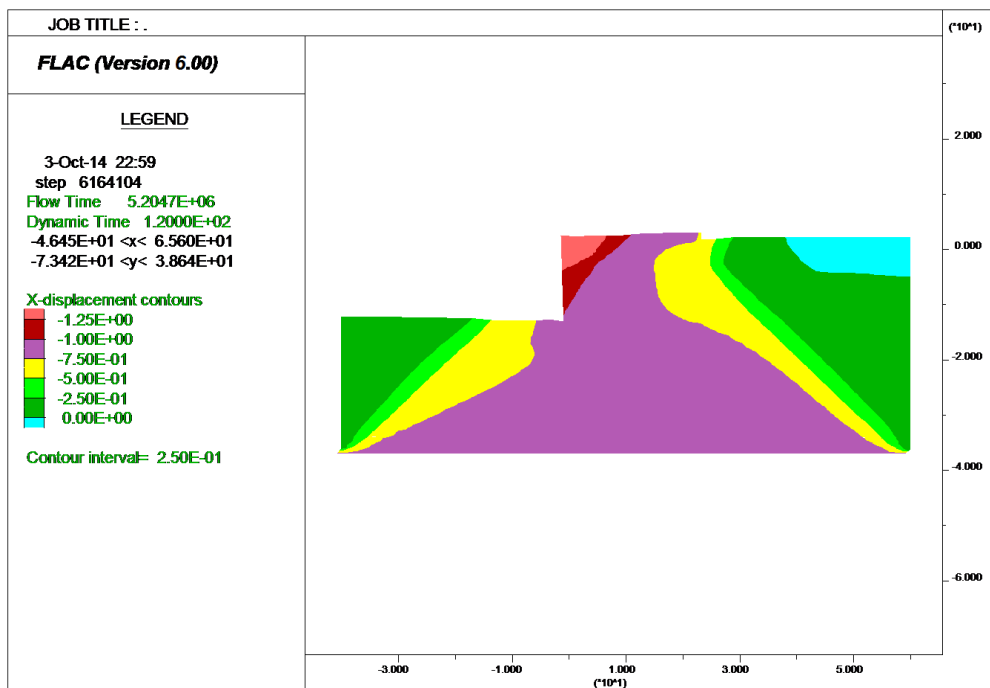


圖 3.44 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組破壞水平位移圖

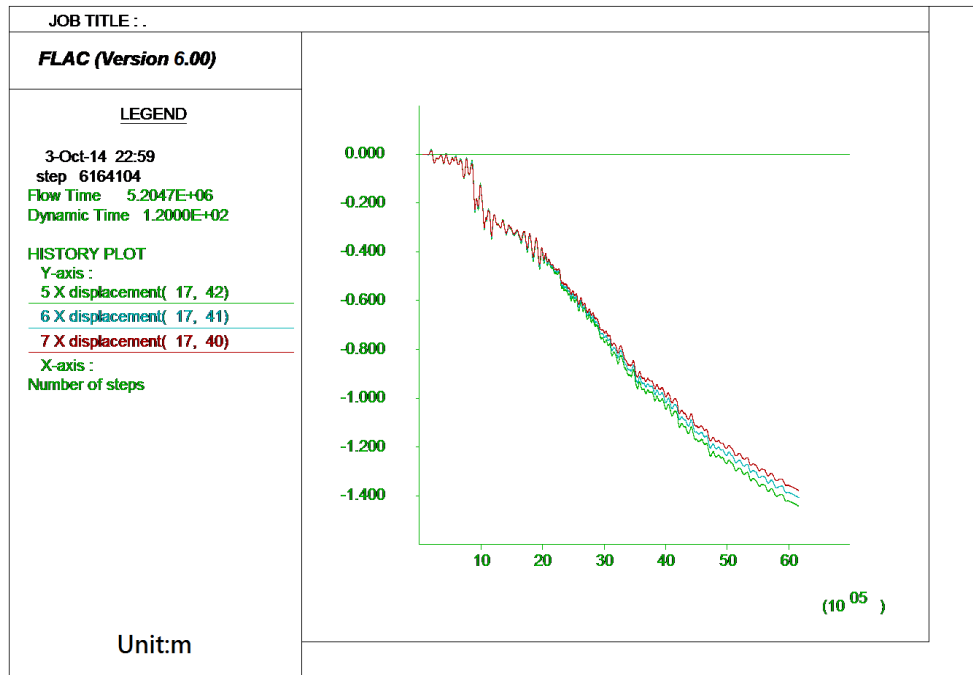


圖 3.45 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測

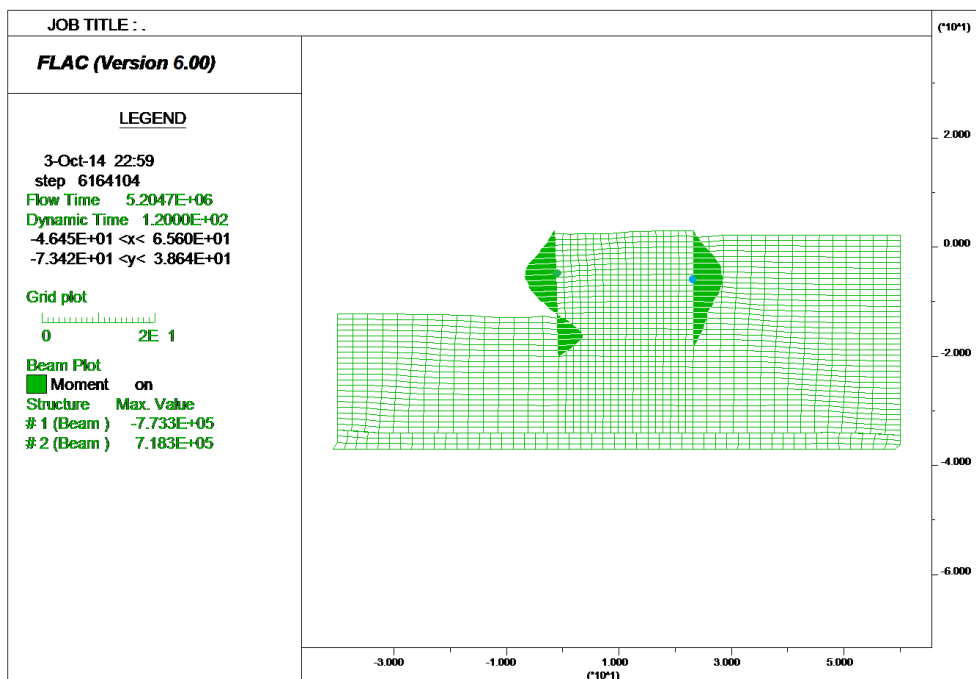


圖 3.46 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組板樁受力彎矩圖

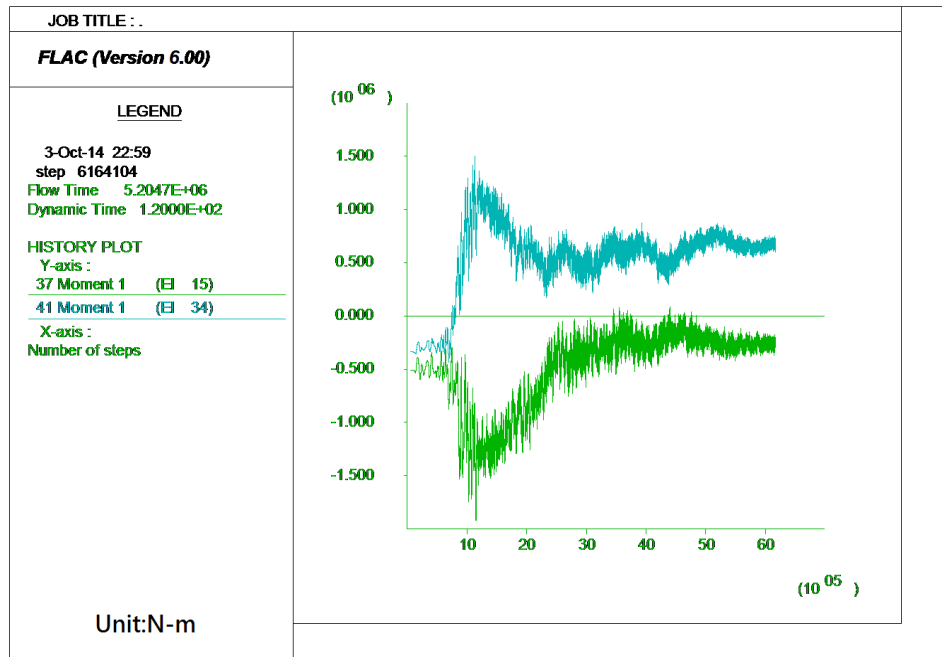


圖 3.47 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

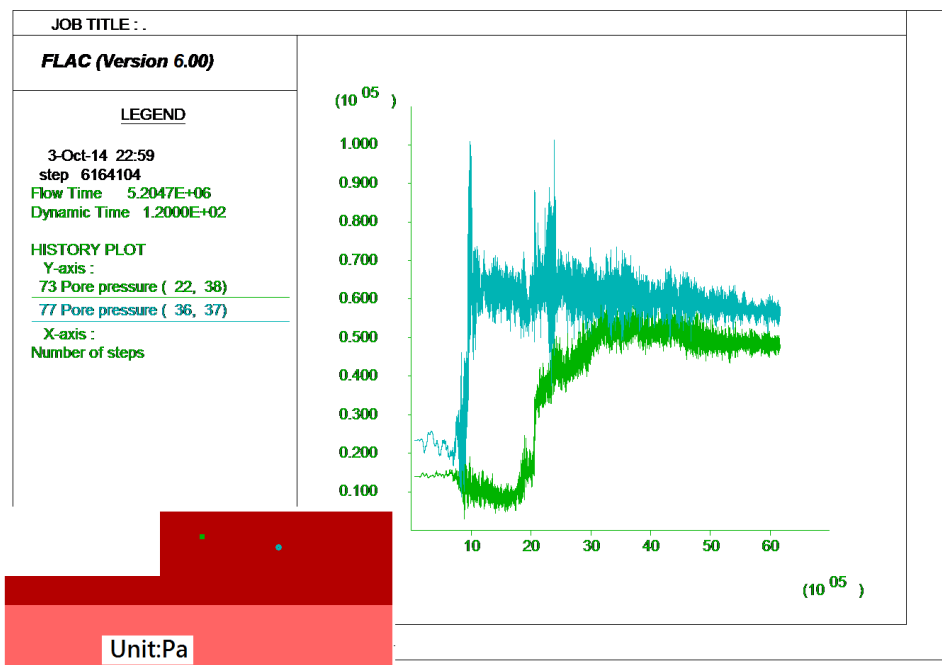


圖 3.48 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組之歷時分析孔隙水壓

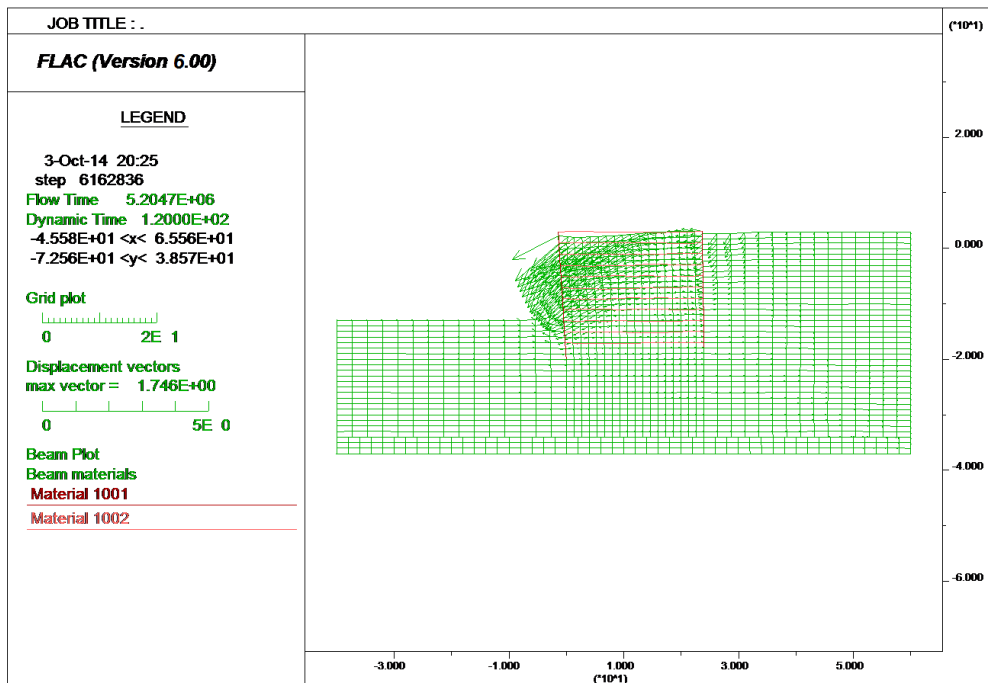


圖 3.49 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析位移情況

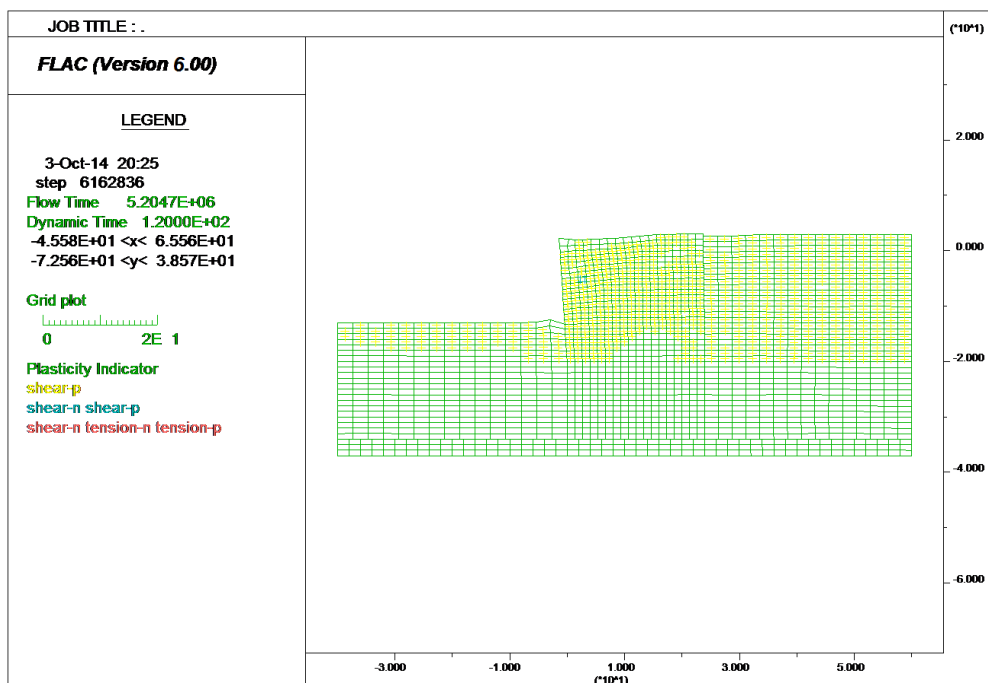


圖 3.50 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組土層之彈塑性破壞結果

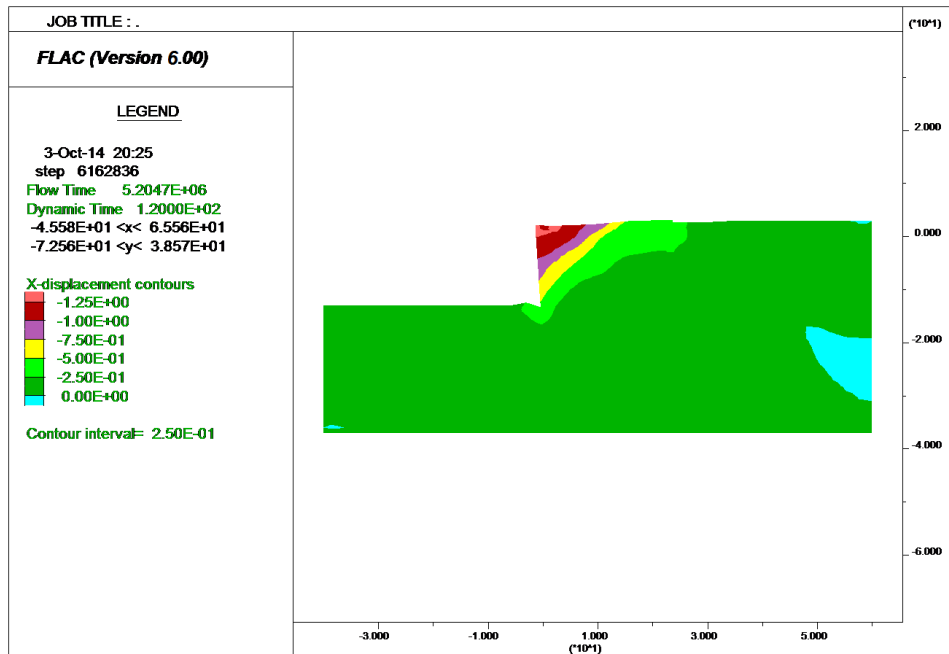


圖 3.51 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組破壞水平位移圖

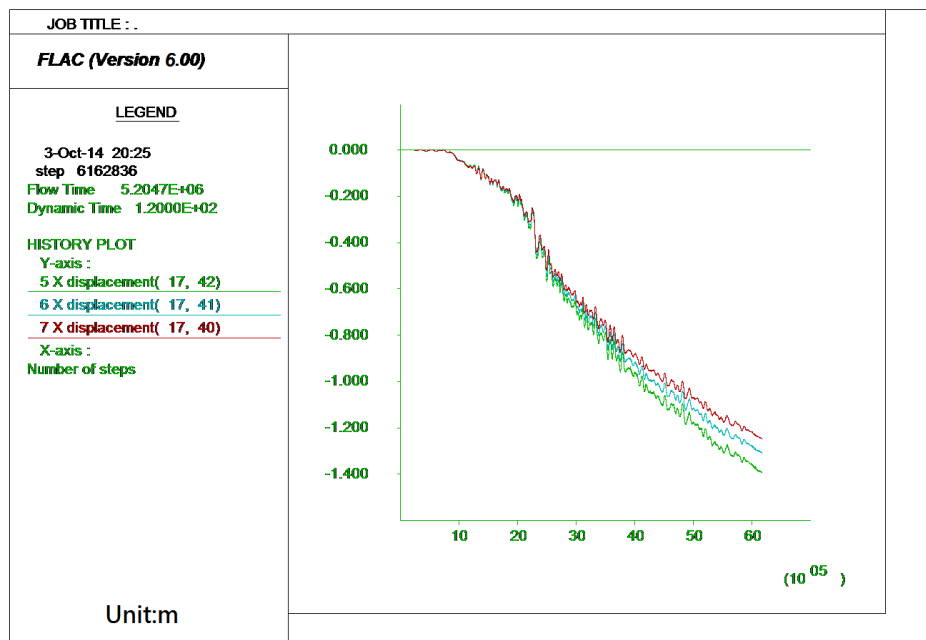


圖 3.52 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測

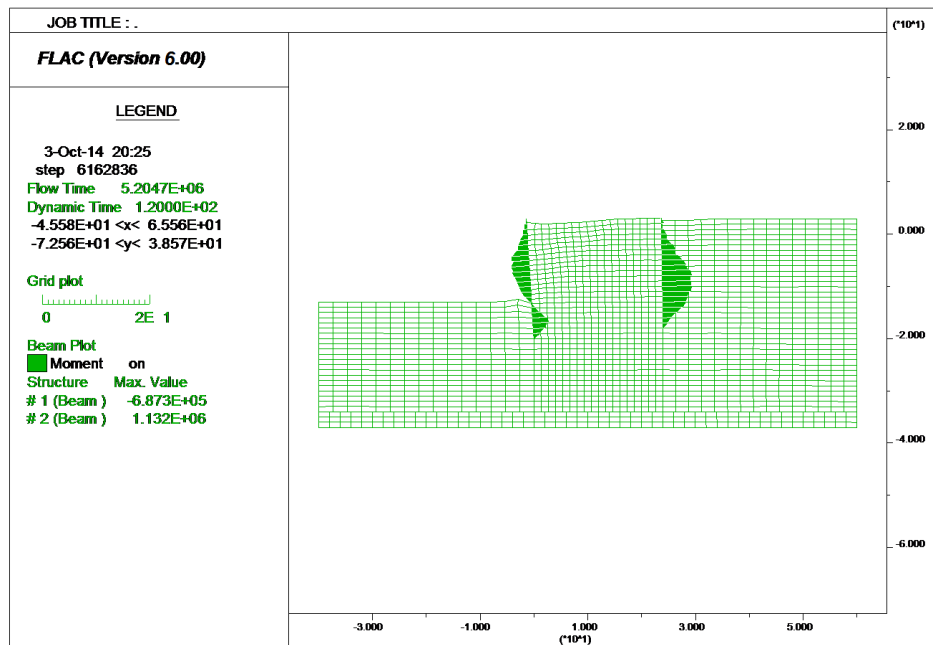


圖 3.53 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組板樁受力彎矩圖

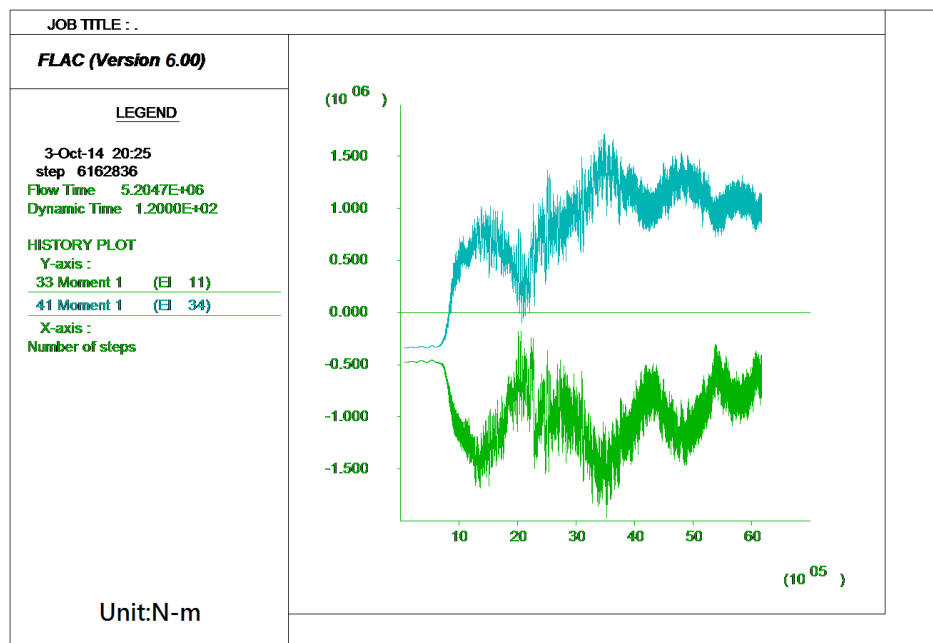


圖 3.54 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

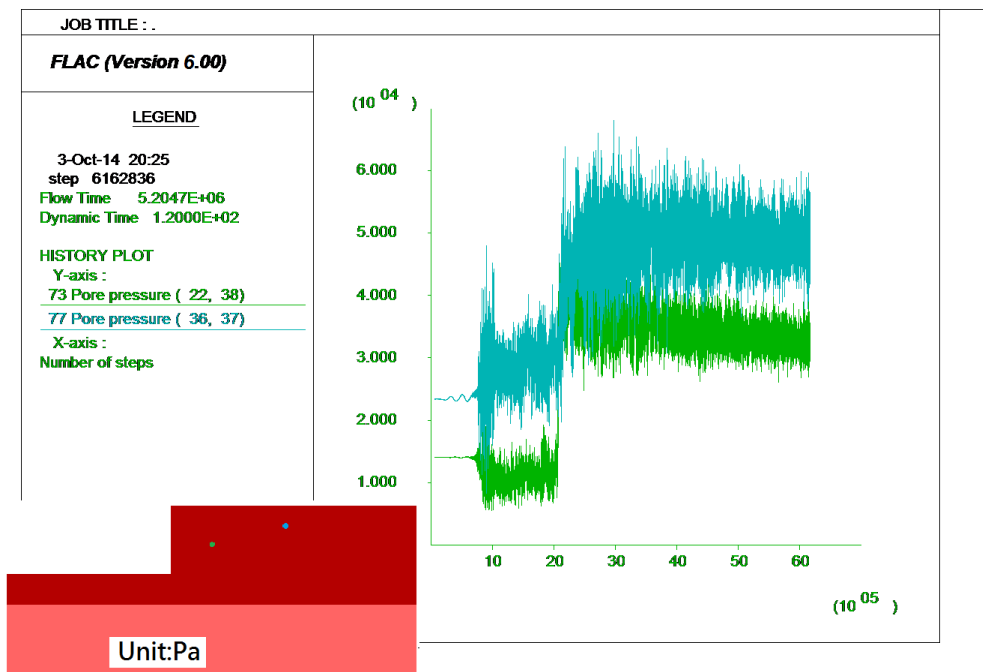


圖 3.55 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組之歷時分析孔隙水壓

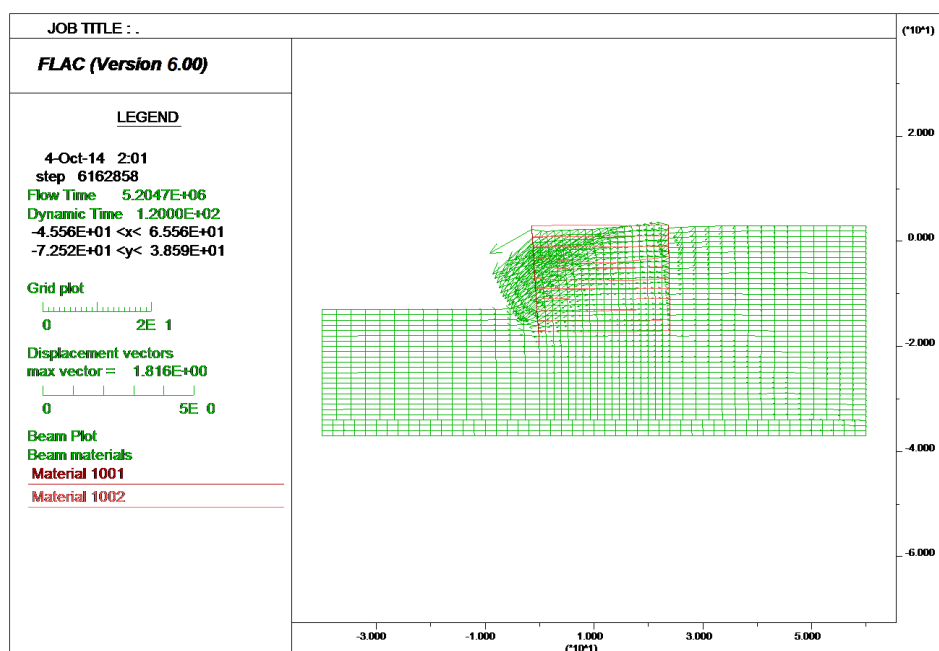


圖 3.56 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析位移情況

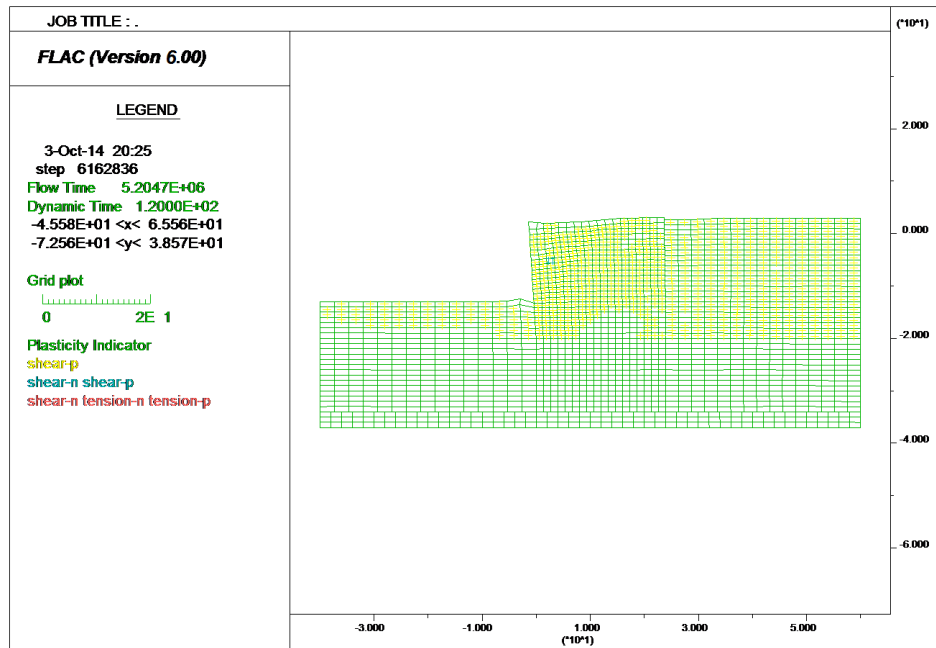


圖 3.57 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組土層之彈塑性破壞結果

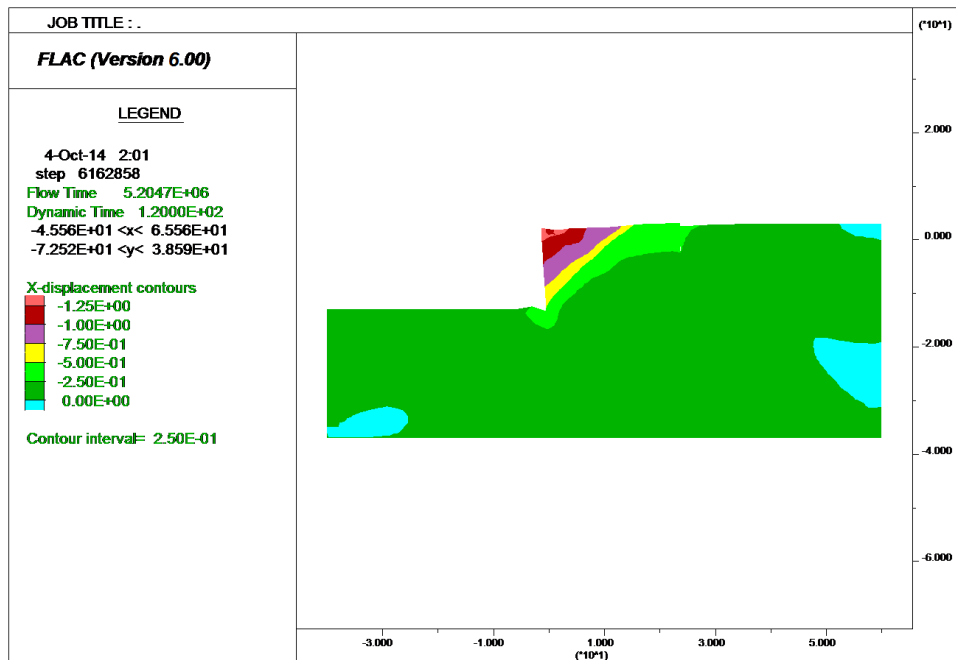


圖 3.58 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組破壞水平位移圖

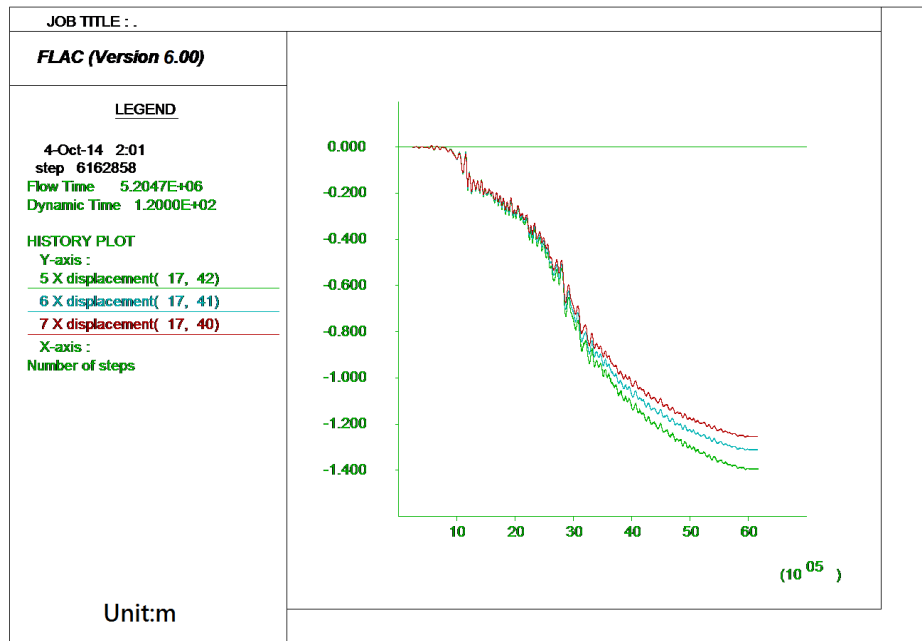


圖 3.59 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測

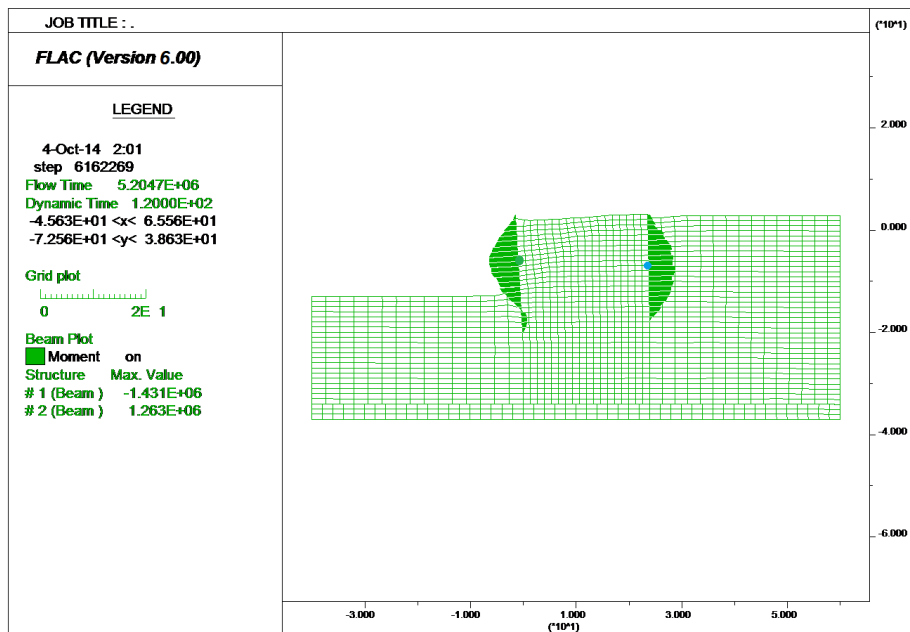


圖 3.60 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組板樁受力彎矩圖

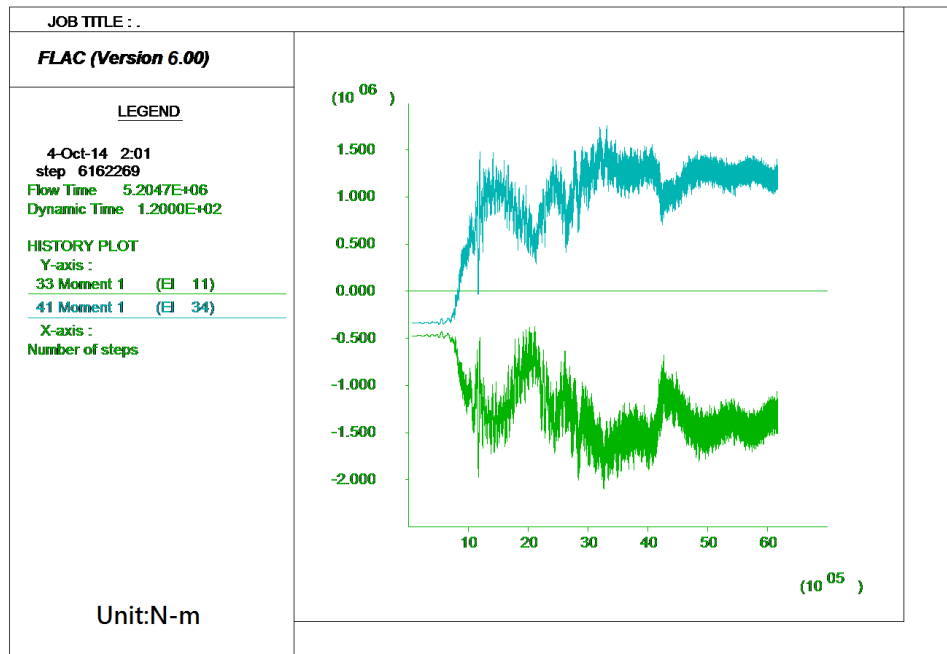


圖 3.61 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

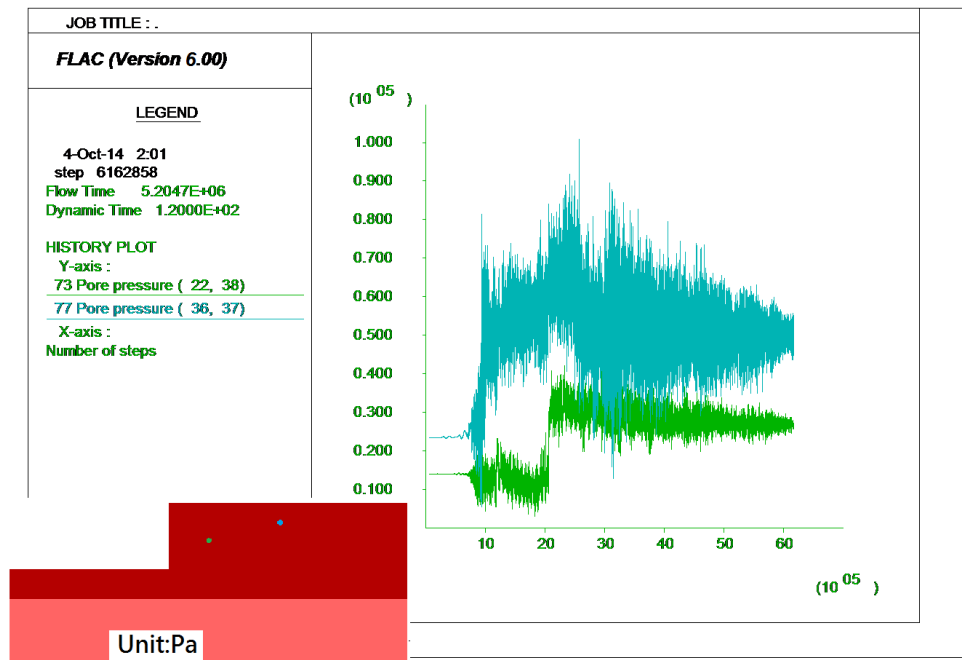


圖 3.62 圓筒式碼頭等級 III 地震第 3 組之歷時分析孔隙水壓

3.性能規定驗證

由上述之滑動塊分析或動力分析結果來判定所設計之碼頭之受震反應是否滿足性能可接受標準，如表 3-27 之檢核內容，其殘餘變位及構件狀態皆符合性能可接受標準，即驗證通過。碼頭在等級 II 地震作用下對位移及傾斜角之量化檢核，與檢核構件是否超過超過韌性容量，對此一結果將於適宜性探討之章節進行討論。

表 3-27 圓筒式 B 級碼頭等級 II 地震時之性能規定檢核

參數 \ 地震等級			第 II 級
殘餘變位	板樁變位	正規化水平位移 d/H	$<5\% \sim 10\%$ 簡化動力分析 第 1 組： $60.4/1600=3.78\%$ (通過) 第 2 組： $102.9/1600=6.43\%$ (通過) 第 3 組： $47.6/1600=2.98\%$ (通過) 動力分析 第 1 組： $142/1600=8.88\%$ (通過) 第 2 組： $139/1600=8.69\%$ (通過) 第 3 組： $139/1600=8.69\%$ (通過)
		向海側傾斜角	$<5^{\circ} \sim 8^{\circ}$ 動力分析 第 1 組： 5.07° (通過) 第 2 組： 4.97° (通過) 第 3 組： 4.97° (通過)
	岸肩變位	岸肩沉陷量	不需檢核
		岸肩與後線陸地之沉陷差	不需檢核
		向海側傾斜角	不需檢核
最大反應下之應力或應變	圓筒或板樁圓筒		塑性，不超過韌性容量或應變極限 分析結果未超過韌性容量(通過)
	圓筒或板樁接合處		塑性，超過韌性容量或應變極限 分析結果未超過韌性容量(通過)

3.6.3 等級 III 地震動力分析

依據表 2-1 本研究建議之各等級碼頭所對應的耐震性能要求，圓筒式 B 級碼頭在等級 III 地震作用下，不須檢核其性能可接受標準與耐震性能要求，但以動力分析法探討碼頭位移量之破壞結果可發現，結構物已超過性能可接受標準，相關分析步驟說明如下。。

1. 人造地震

本設計案例之工址為假設工址，等級 III 設計地震力係採港灣構造物耐震性能設計架構之研究(3/4)之設計反應譜進行後續分析使用，唯於設計實際工程例時，分析案例之設計反應譜須依據現行規範對人造地震之規定與工址座落位置加以製作，另亦須符合工址之實際地震特性，等級 III 地震之三方向之人造地震歷時如圖 3.63 至圖 3.68 所示。

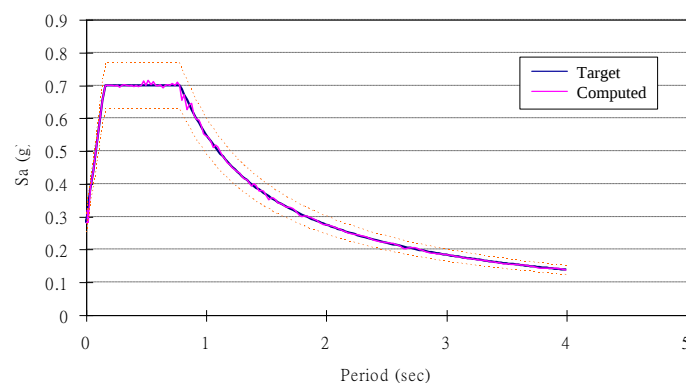


圖 3.63 圓筒式碼頭等級 III 地震南北向人造地震反應譜

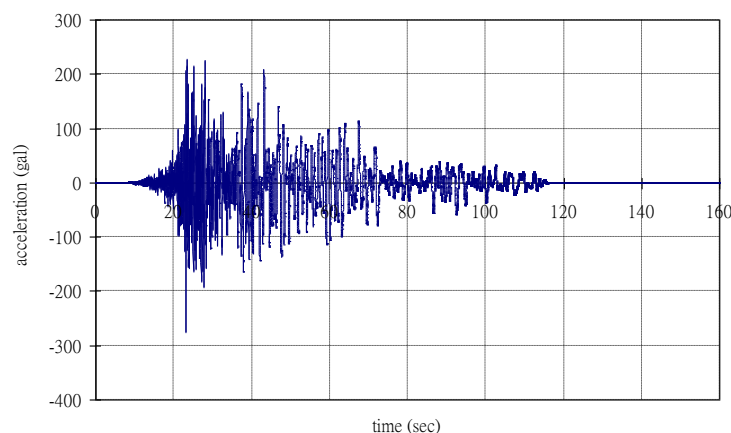


圖 3.64 圓筒式碼頭等級 III 地震南北向人造地震加速度歷時

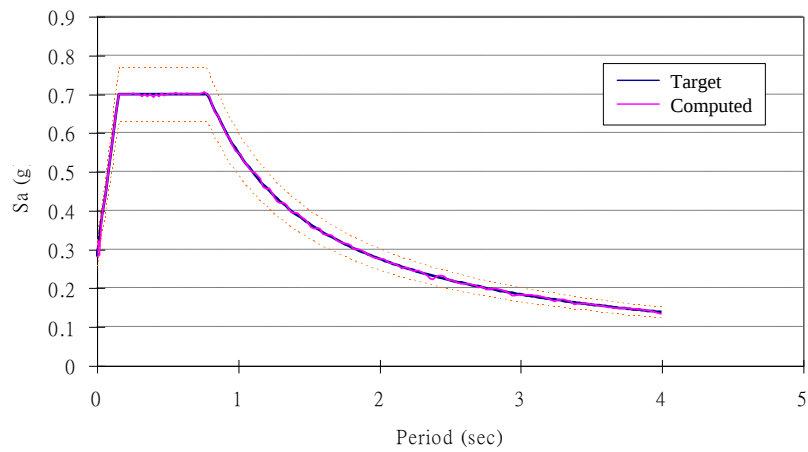


圖 3.65 圓筒式碼頭等級 III 地震東西向人造地震反應譜

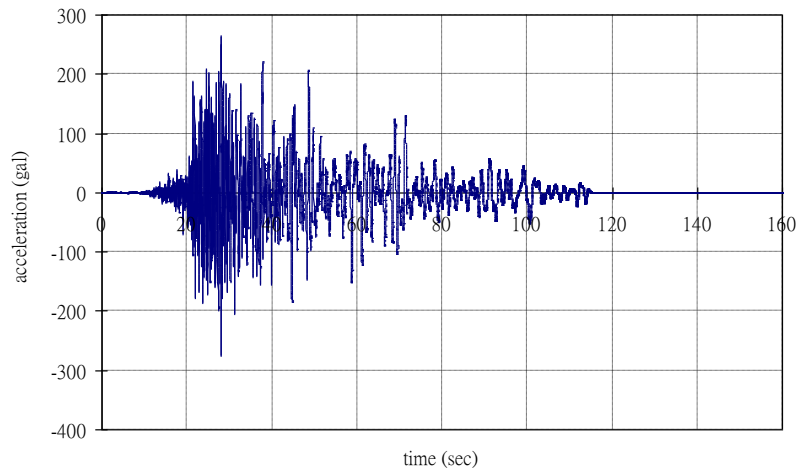


圖 3.66 圓筒式碼頭等級 III 地震東西向人造地震加速度歷時

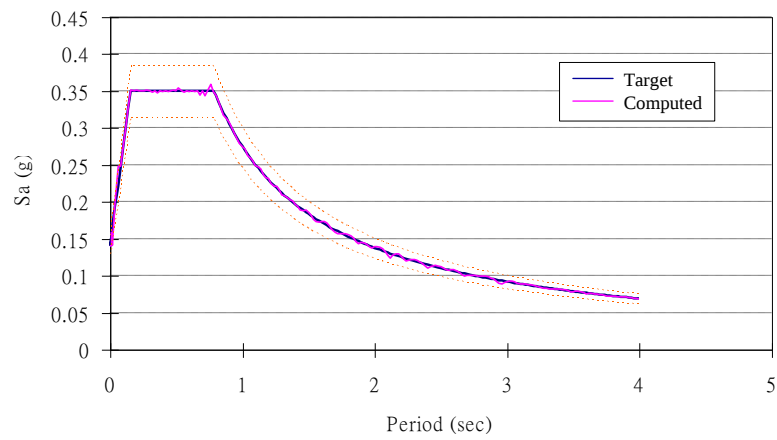


圖 3.67 圓筒式碼頭等級 III 地震垂直向人造地震反應譜

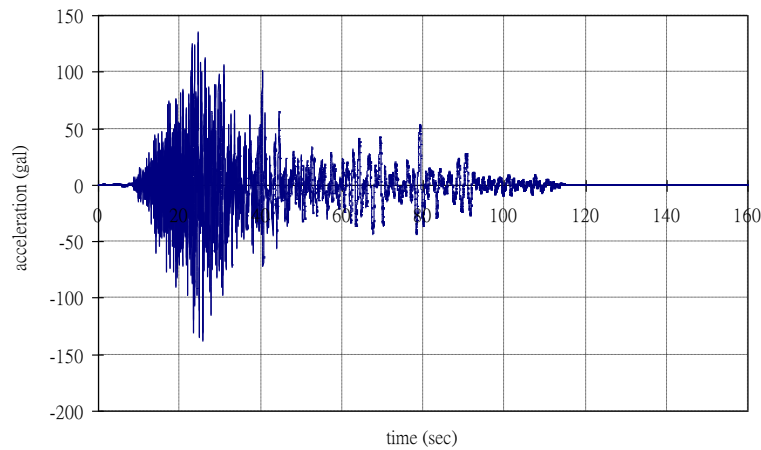


圖 3.68 圓筒式碼頭等級 III 地震垂直向人造地震加速度歷時

2.分析結果

同 3.2.2 小節之動力分析依序建置幾何形狀、輸入材料參數及邊界條件並設置結構元素與界面元素並達重力平衡、海水側向力及力學平衡、地下水位面及力學平衡，再加入 Finn 模式、動態邊界條件、阻尼參數及等級 III 地震力，人造地震加速度歷時，取 0 秒至 120 秒，共 120 秒。

經由等級 III 人造加速度歷時作用之圓筒式碼頭，其破壞情況如圖 3.69 所示，圓筒受土壓之作用而向海側位移。而受震後土層之彈塑性行為，如圖 3.70 所示，大部分土層已降伏且產生剪力或張力破壞。碼頭破壞之水平位移，如圖 3.71 所示，由此可明顯看出楔型之破壞滑動面，且靠近鋼板樁頂端之位置其位移量最劇，並以此位置設置水平位移之觀測，如圖 3.72 所示，其最大之位移量為 162 公分。

鋼板樁構件之受力彎矩圖，如圖 3.73 所示，由此可知曉鋼板樁最大彎矩之位置，並以此作為監測歷時-彎矩圖之位置，如圖 3.74 所示，其結果顯示海側鋼板樁最大彎矩為 2.0×10^6 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3×10^6 牛頓-公尺，並未達塑性標準。而陸側鋼板樁最大彎矩為 1.7×10^6 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3×10^6 牛頓-公尺，並未達塑性標準。在分析模型選取幾個觀測點以瞭解孔隙水壓激發之情況，如圖 3.75 所示，可看出具有液化潛能之土層孔隙水壓隨震動之時間遞增。

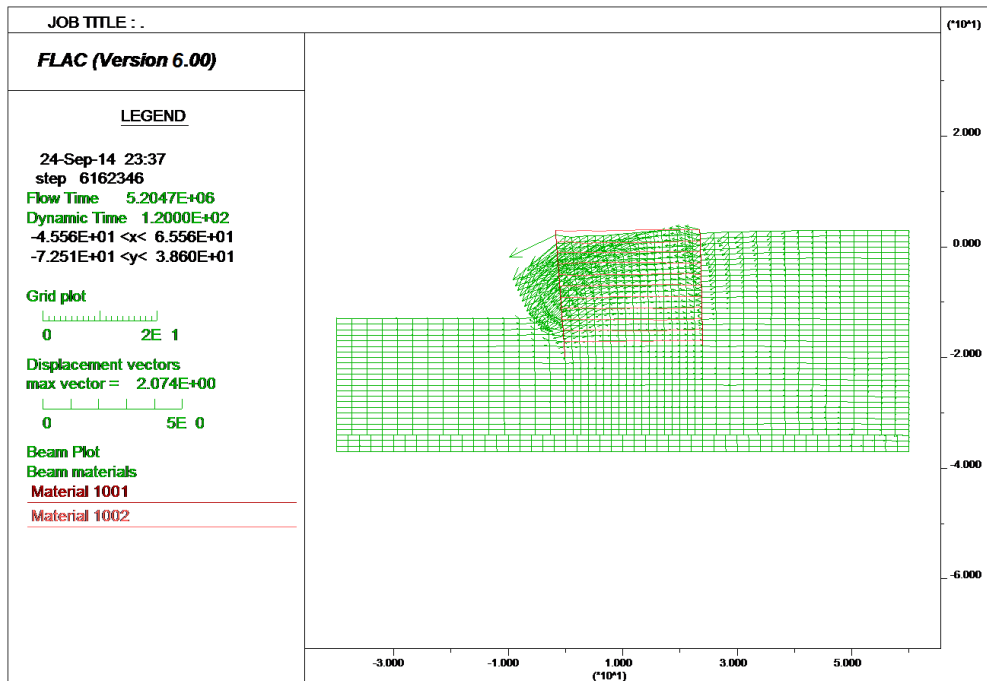


圖 3.69 圓筒式碼頭等級 III 地震歷時分析位移情況

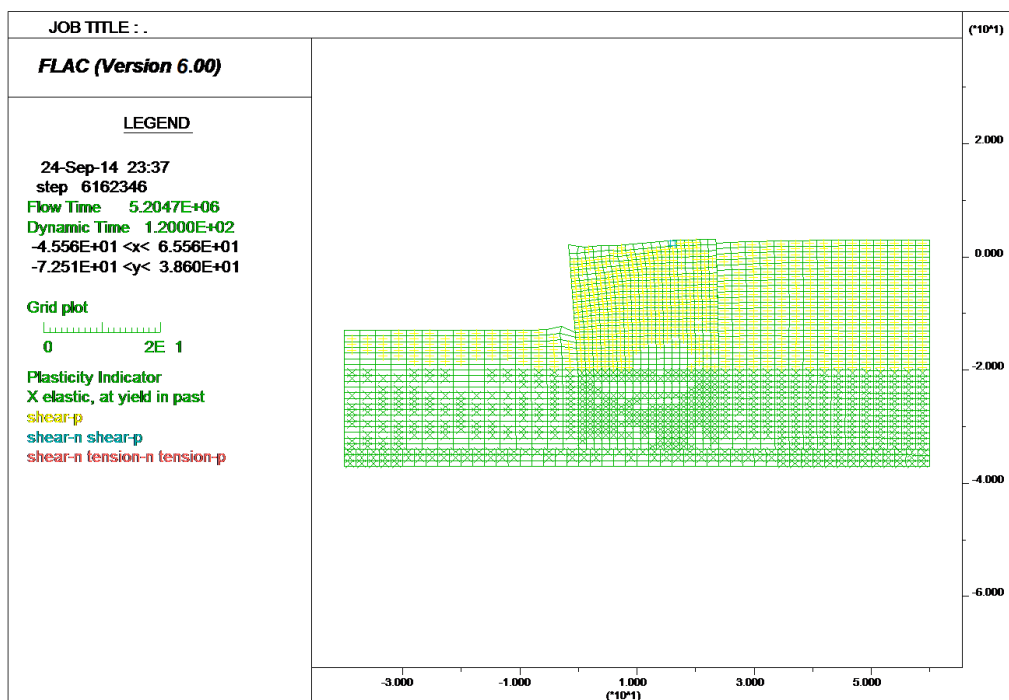


圖 3.70 圓筒式碼頭等級 III 地震土層之彈塑性破壞結果

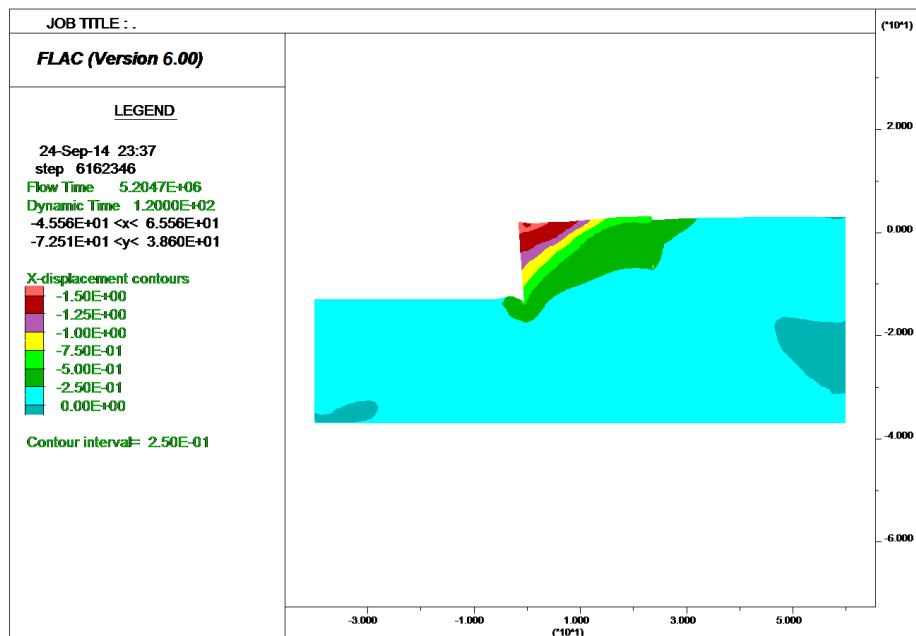


圖 3.71 圓筒式碼頭等級 III 地震破壞水平位移圖

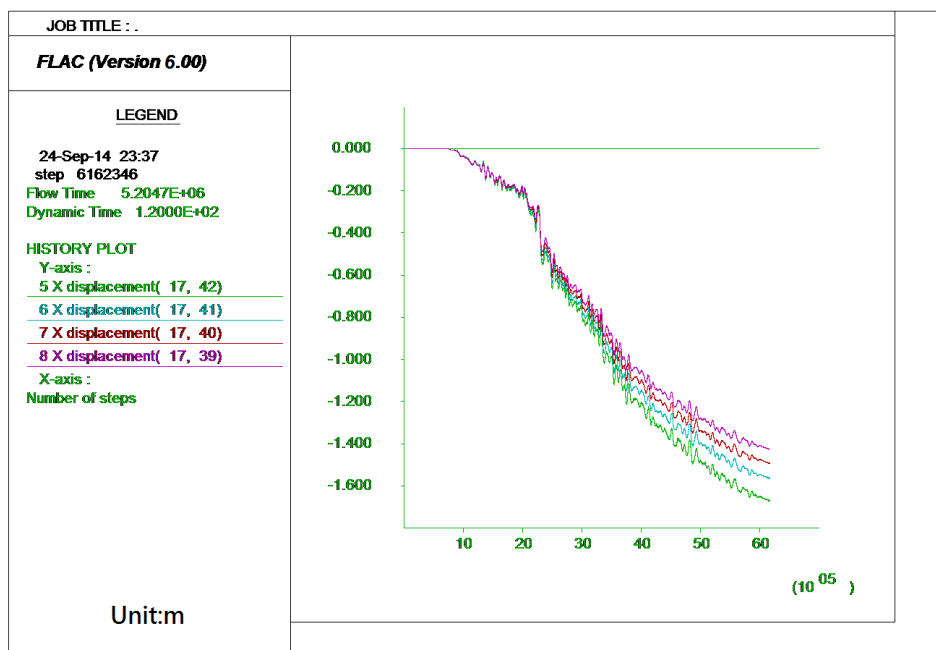


圖 3.72 圓筒式碼頭等級 III 地震樁頂地震之歷時分析水平位移監測

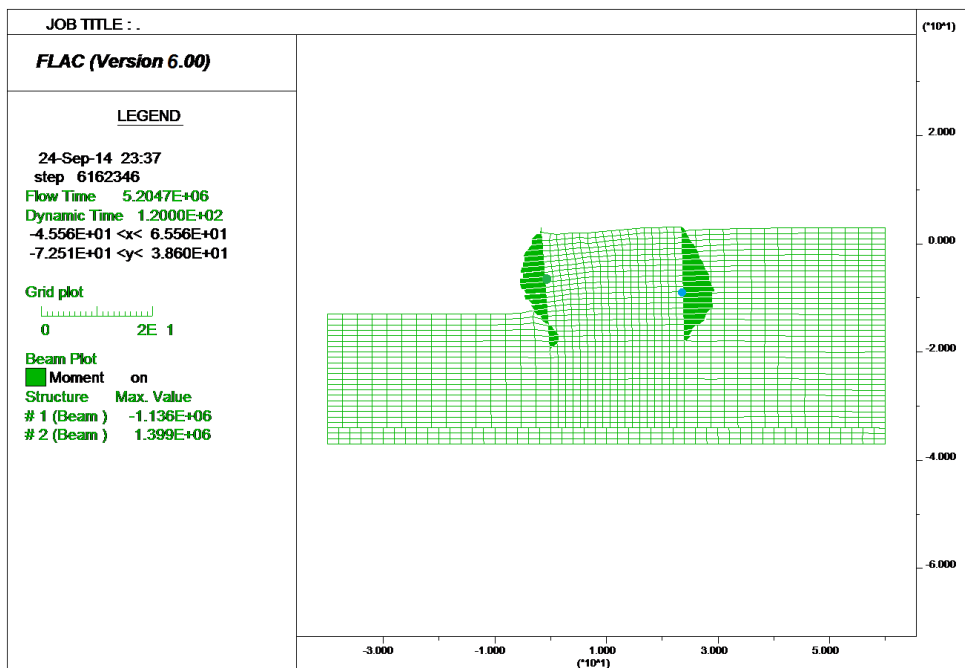


圖 3.73 圓筒式碼頭等級 III 地震板樁受力彎矩圖

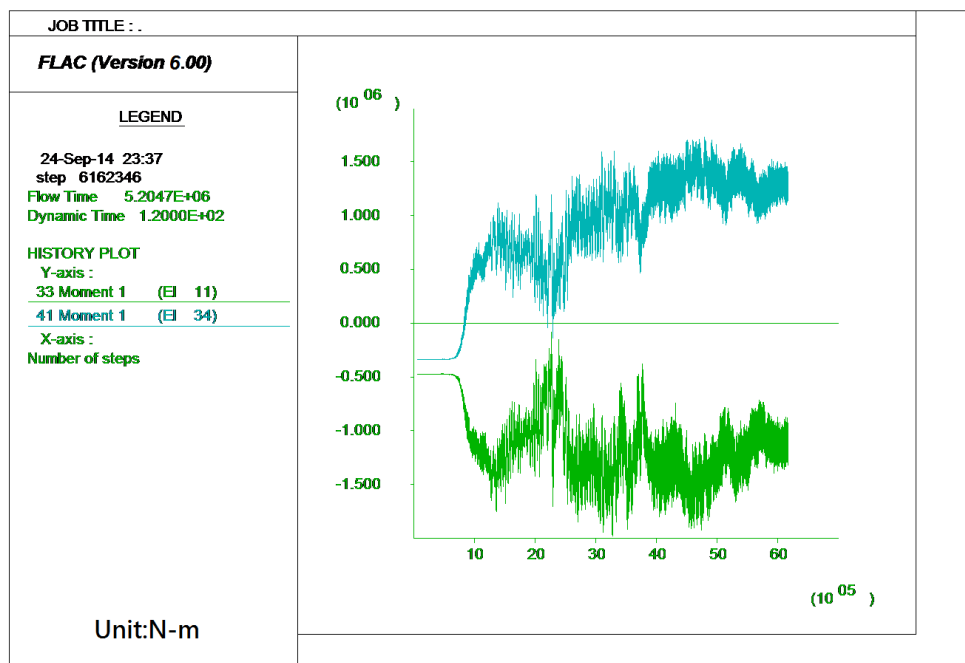


圖 3.74 圓筒式碼頭等級 III 地震板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

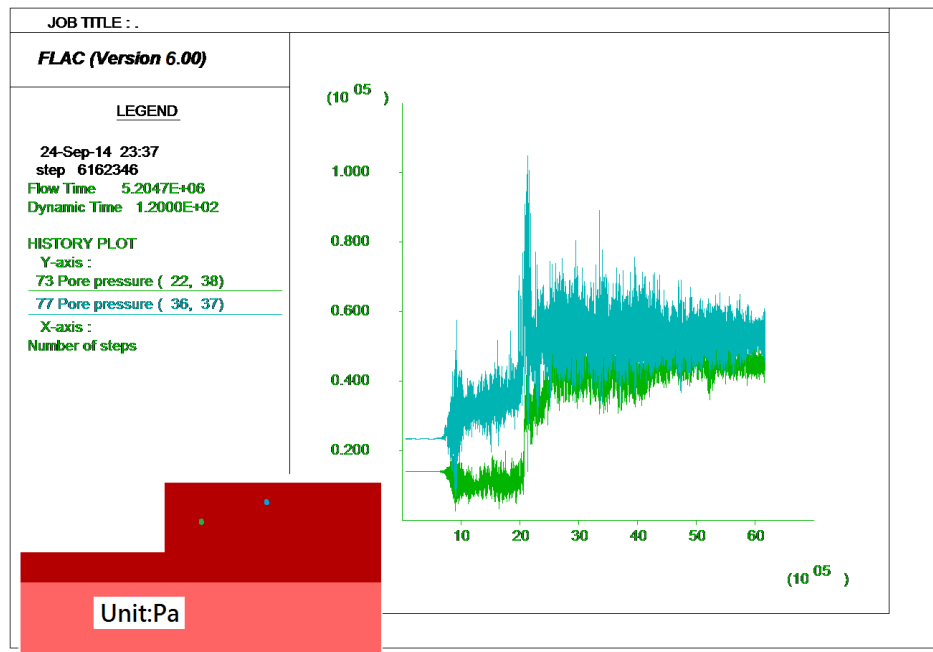


圖 3.75 圓筒式碼頭等級 III 地震之歷時分析孔隙水壓

3.7 設計結果說明

B 級圓筒式碼頭於等級 I 地震下需滿足使用功能正常、不需修復及結構保持彈性，其簡化分析法分析結果，碼頭安全係數大於 1，且不發生土壤液化，結構穩定皆滿足性能可接受標準，整體驗證結果滿足功能正常之性能要求；等級 II 地震下構件不得超過韌性容量且正規化水平位移需小於 5%~10%，由簡化動力分析檢核結果僅檢核可接受標準之位移量，三組水平位移量分別為 3.78%、6.43%及 3.00%皆小於 10%滿足性能可接受標準，由動力分析結果三組水平位移量分別為 8.88%、8.69%及 8.69%皆小於 10%滿足性能可接受標準，且構件皆在韌性容量範圍內，其殘餘變位及構件狀態皆符合性能可接受標準，即驗證通過；等級 III 地震下，由於耐震性能規定已達損壞無法使用之標準，故依本研究建議之簡化規定無須檢核，但就動力分析之位移量破壞結果可發現，結構物之位移量已超過規定之性能可接受標準，即結構物已不易恢復營運作業。本研究之分析結果顯示，性能規定之驗證絕大部份滿足耐震性設計之建議可接受標準。

第四章 圓筒式碼頭之性能適宜性探討

本研究依據第二章所述之設計步驟進行第三章圓筒式碼頭耐震性能案例設計，案例設計之過程中，尚無窒礙難行之處，可順利完成分析，證實本研究所提之設計流程具可行性，若未來碼頭耐震性能設計規範採用此設計方式，設計單位參照相同的設計流程，應可順利完成圓筒式碼頭耐震性能設計。

4.1 性能規定

對於國際航海協會建議之圓筒式碼頭性能可接受標準位移量檢核之部分(表 4-1)，性能 I、II、III 等級之板樁變位和構件狀態皆有量化標準，而性能 II、III 等級之岸肩變位建議為不需檢核，但其對於臺灣地區適用性及準確性應略帶保留，未來建議可作大量之實際案例破壞分析與整合，訂定出精確且適宜之本土化可接受標準，以作為國內後續設計之參考依據。

表 4-1 圓筒式碼頭性能可接受標準

性能等級			第 I 級	第 II 級	第 III 級
參數					
殘餘變位	板樁變位	正規化水平位移 d/H	$<1.5\%$ 或 $d < 30\text{cm}$	$<1.5\% \sim 5\%$	$<5\% \sim 10\%$
		向海側傾斜角	$<3^\circ$	$<3^\circ \sim 5^\circ$	$<5^\circ \sim 8^\circ$
	岸肩變位	岸肩沉陷量	$<10\text{cm}$	不需檢核	不需檢核
		岸肩與後線陸地之沉陷差	$<70\text{cm}$	不需檢核	不需檢核
		向海側傾斜角	$<2^\circ \sim 3^\circ$	不需檢核	不需檢核
最大反應力	圓筒或板樁圓筒		彈性	彈性	塑性，不超過應變極限
	圓筒或板樁接合處		彈性	塑性，不超過應變極限	塑性，超過應變極限

註：H 為海底面以上板樁之高度。

資料來源：修改自參考文獻 [25]

4.2 初步設計之適宜性探討

1.設計方法

對於初步設計之部分，本研究第二章所提及之建議為按構造物的耐震性能要求，先以最低之地震等級進行彈性分析及設計，決定結構斷面尺寸與細部設計。此種方式無論設計工程師慣用何種舊有設計法，皆可進行初步設計，因此在碼頭的初步設計方法上是較無限制的。

本研究設計案例為重要度等級 B 之圓筒式碼頭，並選用擬靜力之簡化分析進行初步設計。依據上述之設計原則，以等級 I 之地震力進行初步分析，結果顯示符合其所規定之要求，可進行設計尺寸之採用。反之，若選用重要度等級為 S 之碼頭構造物，則須以等級 II 之地震力進行初步分析，直至符合其所規定之要求，方可停止。

2.相關設計參數之影響

在進行設計時，材料參數之變異影響相當重要，特別是土層參數，本研究建議可採張德文(2012)所提出之方法，將土層參數 N 值分別增減 20%以探討其耐震性能分析差異，若差異影響大，則對於土層參數之設定需特別謹慎。

4.3 案例分析方法適宜性探討

本研究針對 B 級圓筒式碼頭設計所需之簡化分析、簡化動力分析、與非線性動力分析進行完整之案例分析(詳第三章)，分析結果顯示以證明本研究耐震性能設計的可行性。唯分析過程中尚有部分細節值得後續進行研究及討論，分述如下：

1.簡化分析法

在等級 I 地震性能驗證檢核時，使用簡化分析法。簡化分析法根據國際航海協會港灣構造物耐震設計準則，採用基於力平衡概念的

擬靜力分析法，其基本原理係將構造物與承載土壤視為剛體，計算結構抵抗實際發生之地震具有之耐震安全係數，故分析結果僅只能獲得安全係數之值，而無法確切得知性能要求所提及之滑動位移量及傾角，因此，在等級 I 地震性能驗證檢核時，若安全係數大於 1 時，將結構物視為穩定故無變位發生。

圓筒式碼頭係由鋼板樁與回填料等組成，除依照國際航海協會所提及之安全係數分析計算外，本研究建議將國內港灣構造物設計基準之鋼板樁最大彎矩、鋼板樁貫入深度與鋼板樁間拉力等檢核與之結合，以提供更為周全之分析計算方式。

2.簡化動力分析法

在等級 II 地震性能驗證檢核時，所使用之簡化動力方法為滑動塊分析法，本法依據 Newmark (1965) 所提出之永久位移量之分析方法。其永久位移量之決定係以滑動塊(沿破壞面方向延伸所形成之楔型塊體)受到地震加速度值超過臨界滑動加速度時，其滑動塊將會產生永久位移量。因此臨界滑動加速度對此法來說，是相當重要之參數。然而，臨界加速度值對於土層是否液化及其液化之程度影響相當地大，意即對於圓筒式碼頭來說，其回填土之材料特性將扮演重要的角色。

而就現階段國際航海協會對圓筒式碼頭訂定之性能可接受標準，位移檢核有明確的定量規定，但對於構件是否超過韌性容量卻無法檢核，針對分析方法上確實存在其檢核之難處。另外，亦可將滑動塊分析與非線性動力分析之分析結果進行比較，這樣的方式可提供設計者對於設計例之破壞行為的掌握。

3.非線性動力分析法

等級 III 地震性能驗證檢核時，使用非線性動力分析法。本研究 FLAC 程式進行有效應力分析，同時為考量實務上設計可能遭遇之地層之分層，本研究採用實際鑽探資料進行地層分層，因此分析案例

具有多層不同材料之地層。由於在動態分析時需考慮能量的損失，故必須給定力學阻尼，本案例分析時採用雷利阻尼(Rayleigh damping)，其包含質量阻尼和勁度阻尼。臨界阻尼比對於大地工程材料已有建議值(一般為 2%~5%之間)，然而共振頻率輸入參數之決定，對於實務上較複雜之土層，其共振頻率之決定仍為不易，未來或許可透過參數研究的方式訂定出共振頻率值。

4.4 簡化動力分析對於土壤液化之影響探討

由於第三章之土壤液化評估結果，於等級 II 地震下已有部分土層產生液化，在進行簡化動力分析時，應考慮土壤液化之影響，故本研究依據公路橋樑耐震設計規範，判定可能產生液化之土壤應將其土壤參數進行折減，而有無考慮土壤液化影響之重要性，由表 4-2 可以觀察出兩結果差異甚大，故進行簡化動力分析時，必須考慮液化土層之影響。

表 4-2 設計例簡化動力分析有無考慮液化影響之比較

等級 II 地震	考慮土層液化影響	無考慮土層液化影響
臨界加速度	0.034g	0.142g
第 1 組歷時分析 永久水平位移	60.4 cm	1 cm
第 2 組歷時分析 永久水平位移	102.9 cm	0.2 cm
第 3 組歷時分析 永久水平位移	47.6 cm	1.9 cm

4.5 滑動塊體法與非線性動力分析結果之比較

由表 4-3 可知，三組非線性歷時分析的最大位移反應，等級 II 地震之分析結果位移量為 139~142cm，其位移量約較滑動塊體法所得結果高，換言之，若採用非線性歷時分析結果作碼頭性能驗證是較為嚴格的；而單就結構構件之檢核的分析方法上，目前亦僅能以非線性動

力分析之結果為檢核之依據。

在遭受同一等級地震力之情況下，其破壞位移量並非相同，此一現象顯示，雖然三組人造地震之尖峰加速度相同，但地震歷時波的特性隱含不同的能量大小，因而有不同的分析結果產生。

表 4-3 圓筒式碼頭設計例滑動塊與動力分析之位移反應比較

等級 II 地震	Newmark 滑動塊體法	非線性動力分析
第 1 組 碼頭面永久水平位移	60.4 cm	142 cm
第 2 組 碼頭面永久水平位移	102.9 cm	139 cm
第 3 組 碼頭面永久水平位移	47.6 cm	139 cm

4.6 非線性動力分析適宜性探討

圓筒式碼頭其功能為承受碼頭之加載載重，抵抗背後之土壓力、內外之水壓力及船舶之撞擊力、拉力等。在地震作用時，為了更精確探討圓筒式碼頭之鋼板樁、內填料和背填土壤受地震加速度作用下之影響，多利用數值分析法模擬土壤-結構等結構互制的非線性動力行為。目前數值分析法對土壤材料力學行為模擬大致可分為二種，分述如下：

1.總應力分析法

總應力分析法考慮土壤之材料組合律係建立於總應力與應變之間的關係，因此，若土體內發生應變改變只會改變總應力，卻不能描述土體內有效應力的改變；既然不能描述地震過程中土體內有效應力的改變，自然亦不能計算地震過程中孔隙水壓的變化。

2.有效應力分析法

有效應力分析法考慮在動態剪應力作用下，土壤材料孔隙水壓

隨地震動態剪應力作用下之提昇，土壤在反覆剪應力作用下有收縮之趨勢，但在飽和同時不排水條件下，體積因為受到限制無法改變，間接造成孔隙水受壓因而水壓上昇。倘若土壤之材料組合律建立於有效應力與應變之間的關係，在動態剪應力作用下，有效應力之變化也意味著土體內孔隙水壓的變化。因此，若能在數值應力分析中納入以有效應力為基礎之組合律，則可望在有效應力動態分析中得知碼頭土體內孔隙水壓分佈、有效應力分佈與變形分佈等。

由於土壤內之有效應力代表土體所承擔之平均應力，加上飽和土體內部孔隙水所承擔之孔隙水壓，一起承擔土體所承受之總應力。然而因為孔隙水不能承受剪應力，因此土壤之力學行為受有效應力有絕對影響。因此圓筒式碼頭非線性動力分析若應考慮有效應力和孔隙水壓力，故有效應力分析法較能符合實際情形。

本研究於非線性動力分析採用美國 Itasca 公司所發展之 Fast Lagrangian Analysis of Continua, FLAC^{2D} 程式。FLAC^{2D} 程式也是目前業界廣泛使用之程式之一，因此在實務上以 FLAC 程式進行圓筒式碼頭耐震性能設計應無窒礙難行之處。唯有效應力分析法需考慮孔隙水壓力激發模式，而本研究採用 FLAC^{2D} 程式內嵌之 Finn 模式。由於分析模式均需輸入合理且適宜之參數，在調查、規劃、初步設計與詳細設計階段時，受限於分析參數之可取得性，對於分析結果可能會有影響，因此對於分析參數之訂定方式若有更明確之規範依據，則有效應力分析法之分析結果則可更具一致之代表性。

第五章 港灣構造物檢測技術與程序

本研究迄今已將維護管理程序與相關標準建置完備，故今年度期中前針對此部份，著重於依循目前程序方法，進行範例基隆港全港碼頭與防波堤基本資料量測、調查與經常巡查作業等，以配合維護管理系統將相關資料輸入於系統中。

5.1 港灣構造物基本資料調查與建置

依據本研究前期建置之維護管理程序與系統，將其擴及至範例基隆港全港碼頭與防波堤設施，目前已將基隆港碼頭與防波堤基本資料調查完成，共計 53 座碼頭與 3 座防波堤(除西 11 號碼頭目前正進行整建除外；東碎波堤(如圖 5.1 所示)位於臺灣國際造船股份有限公司租用範圍內，需申請進入，已於 11/18 進場調查)，並將資料建置於系統中，調查範圍如圖 5.2、圖 5.3 所示，執行內容如下所述：



圖 5.1 基隆港東碎波堤照片

式混搭)、防舷材數量、軌道長度(若該碼頭為貨櫃碼頭)、車擋數量、照片等資料。研究團隊調查列表如下：

- (1)5月30日：西17號與西18號碼頭基本資料調查與經常巡查。
- (2)6月5日：西19號~西24號碼頭基本資料調查與經常巡查。
- (3)6月13日：西25號~西33b號碼頭基本資料調查與經常巡查。
- (4)6月17日：西7號、西8號碼頭、西12號碼頭、西12b號碼頭基本資料調查與經常巡查。
- (5)8月8日：東4號碼頭基本資料調查與經常巡查。
- (6)8月26日：東6號~東16號碼頭、東18號~東22號碼頭基本資料調查與經常巡查。
- (7)8月29日：東17號碼頭基本資料調查與經常巡查。
- (8)10月20日：東5號、西9號、西10號與、西10a號碼頭基本資料調查與經常巡查。

碼頭調查照片如圖 5.4 所示，調查結果以西 27 號碼頭為例列表如表 5-1 所示，各碼頭經常巡查成果將於 5.3 節說明。



圖 5.4 碼頭基本資料調查照片(以基隆港東 22 號碼頭單元 1、2 為例)

表 5-1 基隆港西 27 號碼頭基本資料現場調查記錄表

調查時間：2014 年 5 月 30 日，第 1 頁							
碼頭名稱	碼頭單元	單元					
		長度(m)	結構型式	防舷材數量	軌道長度	車擋數量	照片編號
W27	B1	23.64	板樁式	5	無	11	6137
	B2	24.98	板樁式	5	無	4	6138
	B5	25.10	板樁式	6	無	無	6139
	B4	24.88	板樁式	5	無	11	6140
	B5	24.34	板樁式	6	無	無	6143
	B6	23.84	板樁式	5	無	13	6144

2.防波堤設施基本資料調查與建置：依現場勘查與基隆港務分公司收集之管理資料，管理單位已有其固有之編碼方式(如圖 5.5、圖 5.6 所示為基隆港西防波堤；圖 5.7、圖 5.8 為基隆港東防波堤；圖 5.9、圖 5.10 為基隆港西岸碎波堤)，因其以沈箱構築，故依各沈箱進行單元劃分，記錄各防波堤單元之單元編號、單元長度、單元 GPS 位置與單元起迄照片等資料。研究團隊調查列表如下：

- (1)6 月 16 日：西防波堤基本資料調查與經常巡查。
- (2)8 月 29 日：東防波堤基本資料調查與經常巡查。
- (3)11 月 4 日：西碎波堤基本資料調查與經常巡查。
- (4)11 月 19 日：東碎波堤基本資料調查與經常巡查。

相關調查結果範例如表 5-2 所示，各單元照片如圖 5.11 所示(以基隆港西防波堤 B1 單元為範例)。

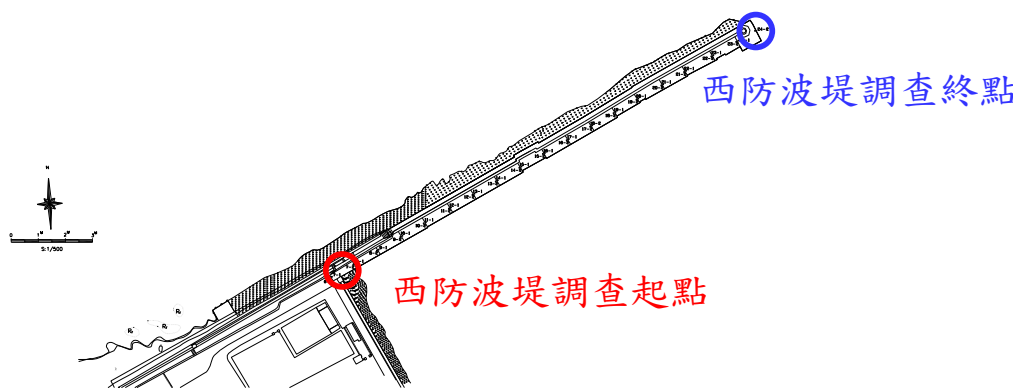


圖 5.5 基隆港西防波堤調查起迄點

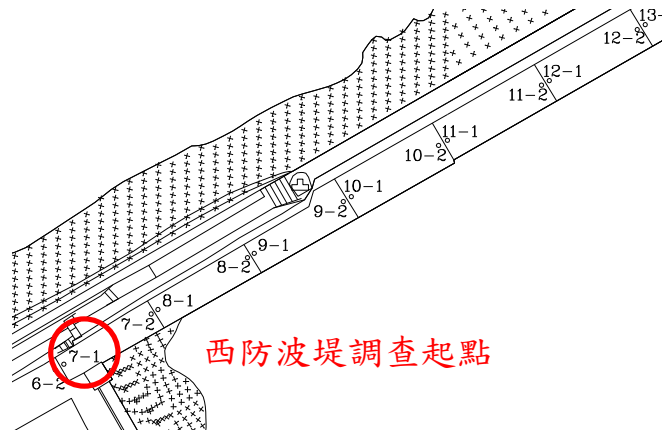


圖 5.6 基隆港西防波堤調查起點放大圖

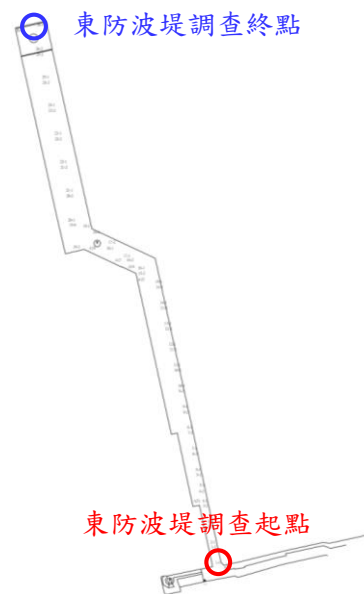


圖 5.7 基隆港東防波堤調查起迄點



圖 5.8 基隆港東防波堤調查起點放大圖

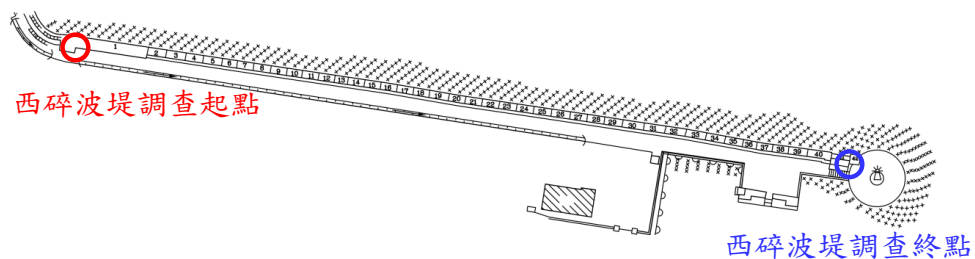


圖 5.9 基隆港西碎波堤調查起迄點

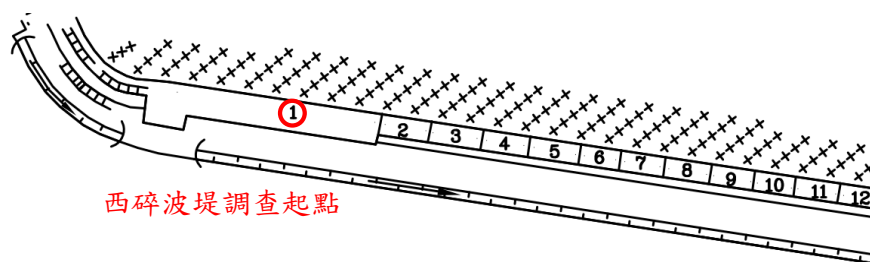


圖 5.10 基隆港西碎波堤調查起點放大圖

表 5-2 基隆港西防波堤基本資料調查資料列表

單元編號	結構型式	單元長度	GPS(E)	GPS(N)
1 號單元	沈箱合成堤	18	25.15698333	121.7495333
2 號單元	沈箱合成堤	20	25.15706667	121.7497667
3 號單元	沈箱合成堤	20	25.15708333	121.75
4 號單元	沈箱合成堤	20	25.15718333	121.75015
5 號單元	沈箱合成堤	18	25.15728333	121.7503
6 號單元	沈箱合成堤	20	25.15738333	121.7505
7 號單元	沈箱合成堤	20	25.15746667	121.7506833
8 號單元	沈箱合成堤	20	25.15756667	121.7508667
9 號單元	沈箱合成堤	18	25.15766667	121.7510167
10 號單元	沈箱合成堤	20	25.15775	121.7511833
11 號單元	沈箱合成堤	20	25.15785	121.7514
12 號單元	沈箱合成堤	20	25.15793333	121.75155
13 號單元	沈箱合成堤	18	25.15803333	121.7517167
14 號單元	沈箱合成堤	20	25.15816667	121.7518667
15 號單元	沈箱合成堤	20	25.15826667	121.7520167
16 號單元	沈箱合成堤	22	25.15835	121.7522
17 號單元	沈箱合成堤	20	25.15843333	121.7524167
18 號單元	沈箱合成堤	14	25.15845	121.7526



起點照片



迄點照片

圖 5.11 基隆港西防波堤 B1 單元起、迄點照片示意

5.2 港灣防波堤構造物目視巡查標準制定

防波堤型式分斜坡式堤、直立式防波堤(如圖 5.12 所示)、合成式防波堤(如圖 5.13 所示)、消波塊覆蓋堤與特殊防波堤，每型式又各有其分類，然以檢測人員目視可及而言，其構件可依覆面層、堤前坡、堤後坡、堤頂、胸牆與基礎來拆分，以便簡化其檢測內容，方便檢測人員作業。其目視巡查標準如表 5-3 所示，劣化圖示如圖 5.14、圖 5.15、圖 5.16 所示。

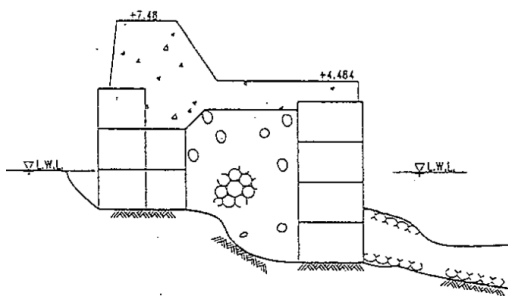


圖 5.12 基隆港 0K+650 東防波堤
(混凝土方塊堆疊式堤)

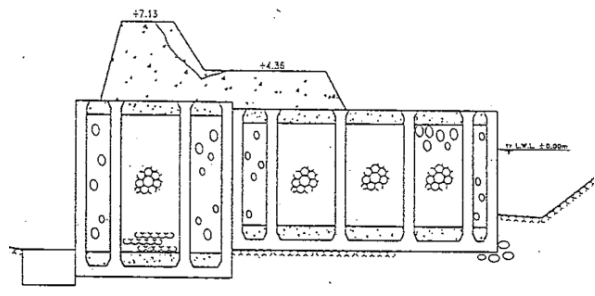


圖 5.13 基隆港 0K+160 西防波堤
(沈箱合成堤)

表 5-3 防波堤各構件劣化目視巡查標準

構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明
覆面層	移動、散亂及下滑	1	無異狀
		2	受損不明顯(護面破壞約 $<3\text{ m}^2$)，但並未漏砂
		3	明顯受損(護面破壞約 $3\sim 12\text{ m}^2$)，堤面出現孔洞，但並未漏砂
		4	嚴重受損(護面破壞約 $>12\text{ m}^2$)，背填砂經由大型破洞露出，或孔內看不到砂
堤前(後)坡	裂縫	1	無異狀
		2	局部(1 m^2)可見到 2 個以上寬度 3mm 以下的裂縫
		3	局部(1 m^2)可見到 3 個以上寬度 3mm 以下的裂縫或裂縫寬度約 $3\sim 5\text{ mm}$
		4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度大於 5mm
	沈陷	1	無異狀
		2	輕微下陷(面積 $<5\text{ m}^2$ 、高度 $<2.5\text{ cm}$)
		3	明顯下陷(面積 $\leq 5\text{ m}^2$ 、高度 $>2.5\text{ cm}$ 或面積 $>5\text{ m}^2$ 、高度 $\leq 2.5\text{ cm}$)
		4	嚴重下陷(面積 $>5\text{ m}^2$ 、高度 $>2.5\text{ cm}$)
	剝落	1	無異狀
		2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑 $<15\text{ cm}$ ，深度 $<2.5\text{ cm}$
		3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑 $\leq 15\text{ cm}$ ，深度 $>2.5\text{ cm}$ 或剝落寬度直徑 $>15\text{ cm}$ ，深度 $\leq 2.5\text{ cm}$
		4	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑 $>15\text{ cm}$ ，深度 $>2.5\text{ cm}$
堤頂	沈陷	1	無異狀
		2	岸肩輕微下陷(面積 $<5\text{ m}^2$ 、高度 $<2.5\text{ cm}$)
		3	岸肩明顯下陷(面積 $\leq 5\text{ m}^2$ 、高度 $>2.5\text{ cm}$ 或面積 $>5\text{ m}^2$ 、高度 $\leq 2.5\text{ cm}$)
		4	岸肩嚴重下陷(面積 $>5\text{ m}^2$ 、高度 $>2.5\text{ cm}$)
	裂縫	1	無異狀
		2	局部(1 m^2)可見到 2 個以上寬度 3mm 以下的裂縫
		3	局部(1 m^2)可見到 3 個以上寬度 3mm 以下的裂縫或裂縫寬度約 $3\sim 5\text{ mm}$
		4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度大於 5mm
	剝落	1	無異狀
		2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑 $<15\text{ cm}$ ，深度 $<2.5\text{ cm}$
		3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑 $\leq 15\text{ cm}$ ，深度 $>2.5\text{ cm}$ 或剝落寬度直徑 $>15\text{ cm}$ ，深度 $\leq 2.5\text{ cm}$
		4	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑 $>15\text{ cm}$ ，深度 $>2.5\text{ cm}$
胸牆	裂縫	1	無異狀
		2	局部(1 m^2)可見到 2 個以上寬度 3mm 以下的裂縫
		3	局部(1 m^2)可見到 3 個以上寬度 3mm 以下的裂縫或裂縫寬度約 $3\sim 5\text{ mm}$
		4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度大於 5mm

構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明
	剝落	1	無異狀
		2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑 $\leq 15\text{ cm}$ ，深度 $\leq 2.5\text{ cm}$
		3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑 $\leq 15\text{ cm}$ ，深度 $>2.5\text{ cm}$ 或剝落寬度直徑 $>15\text{ cm}$ ，深度 $\leq 2.5\text{ cm}$
		4	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑 $>15\text{ cm}$ ，深度 $>2.5\text{ cm}$
基礎	沖刷	1	無異狀
		2	基礎輕微淘刷(沖刷坑深度目視約 50cm 以下)
		3	基礎中等淘刷(沖刷坑深度目視約 50~100cm)
		4	基礎嚴重淘刷(沖刷坑深度目視約 100cm 以上)

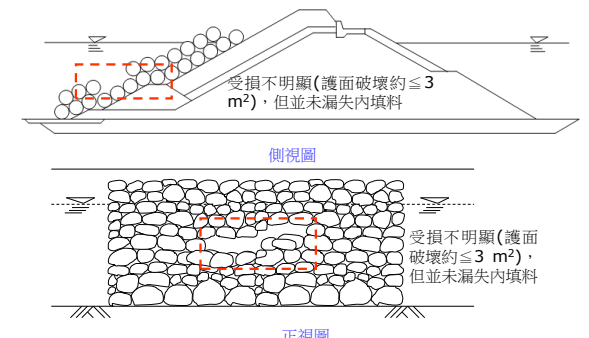
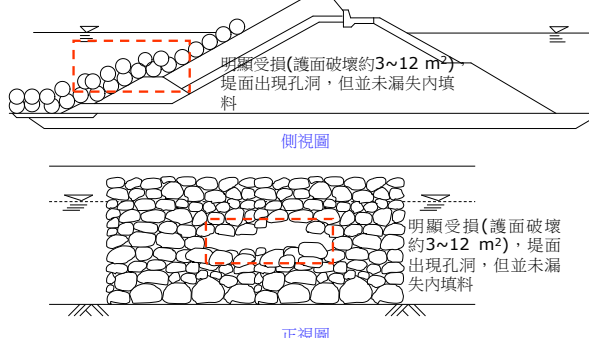
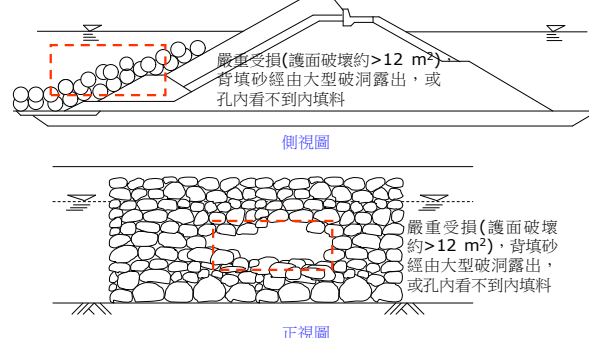
劣化狀況	劣化狀況圖示
2	 受損不明顯(護面破壞約$\leq 3\text{ m}^2$)，但並未漏失內填料 側視圖 正視圖
3	 明顯受損(護面破壞約$3\sim 12\text{ m}^2$)，堤面出現孔洞，但並未漏失內填料 側視圖 正視圖
4	 嚴重受損(護面破壞約$> 12\text{ m}^2$)，背填砂經由大型破洞露出，或孔內看不到內填料 側視圖 正視圖

圖 5.14 覆面層-移動、散亂及下滑

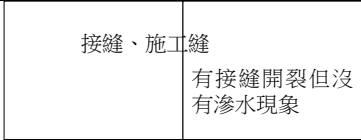
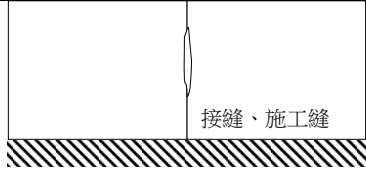
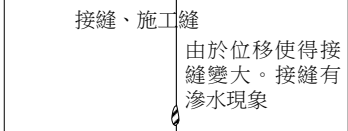
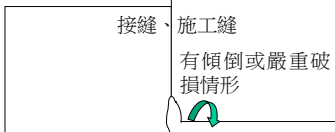
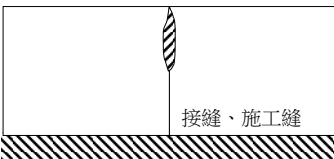
劣化狀況	劣化狀況圖示	
2	 接縫、施工縫 有接縫開裂但沒有滲水現象 臨海側 俯視圖	 接縫、施工縫 正視圖
3	 接縫、施工縫 由於位移使得接縫變大。接縫有滲水現象 臨海側 俯視圖	 接縫、施工縫 正視圖
4	 接縫、施工縫 有傾倒或嚴重破損情形 臨海側 俯視圖	 接縫、施工縫 正視圖

圖 5.15 堤頂(胸牆)-接縫、施工縫位移

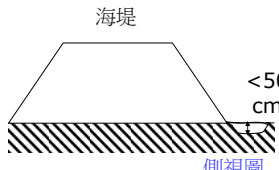
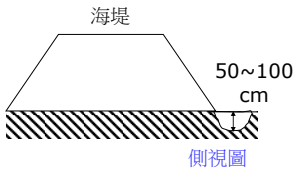
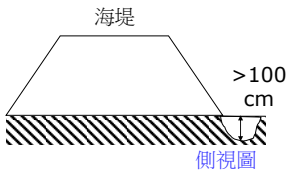
劣化狀況	2	3	4
劣化狀況圖示	 海堤 < 50 cm 側視圖	 海堤 50~100 cm 側視圖	 海堤 > 100 cm 側視圖

圖 5.16 基礎-冲刷

5.3 港灣碼頭與防波堤構造物巡查作業

目視巡查作業依既有類型分為經常、定期與特別三部分，以下分別說明其執行方式與內容：

- 1.經常巡查：針對全港依各碼頭與防波堤進行，並依巡查表格進行記錄。研究團隊藉由碼頭與防波堤基本資料調查時，亦一併進行經常巡查作業，巡查結果列表於表 5-4 與表 5-5 所示。

表 5-4 基隆港碼頭經常巡查劣化列表

碼頭名稱	構件名稱	劣化類型	劣化狀況	劣化數量	劣化單元	劣化照片
西 7 號	岸肩	沉陷	2	4m ²	B03	圖 5.17
西 9 號	防舷材	掉落	4	1 個	B02	圖 5.18
西 12b 號	防舷材	龜裂破損	4	3 個	B05	圖 5.19
西 18 號	防舷材	龜裂破損	4	1 個	B08	圖 5.20
西 25 號	防舷材	龜裂破損	2	1 個	B01	圖 5.21
西 27 號	岸肩	剝落	3	2m ²	B04	圖 5.22
西 30 號	防舷材	龜裂破損	2	2 個	B04	圖 5.23
西 31 號	岸肩	剝落	2	0.02m ²	B08	圖 5.24
	防舷材	龜裂破損	3	1 個	B07	圖 5.25
西 33 號	防舷材	龜裂破損	3	2 個	B02	圖 5.26
東 5 號	防舷材	螺栓缺損	2	1 個	B04	圖 5.27
東 6 號	岸肩	沉陷	2	2m ²	B05	圖 5.28
	防舷材	螺栓缺損	2	1 個	B06	圖 5.29
東 7 號	岸肩	沉陷	2	0.5m ²	B01	圖 5.30
	防舷材	螺栓缺損	2	1 個	B05	圖 5.31
	岸肩	剝落	3	0.4m ²	B05	圖 5.32
東 10 號	岸肩	沉陷	2	0.02m ²	B03	圖 5.33
	防舷材	掉落	4	1 個	B04	圖 5.34
	防舷材	掉落	4	1 個	B05	圖 5.35
東 11 號	防舷材	螺栓缺損	3	1 個	B03	圖 5.36
東 12 號	防舷材	構件變形	4	3 個	B04	圖 5.37
東 14 號	防舷材	構件變形	4	2 個	B02	圖 5.38
東 16 號	防舷材	構件變形	4	1 個	B02	圖 5.39
	防舷材	構件變形	4	1 個	B05	圖 5.40
東 17 號	防舷材	表面劣化	2	1 個	B02	圖 5.41
	車擋	劣化	2	1 個	B09	圖 5.42
東 19 號	岸肩	沉陷	2	0.5m ²	B02	圖 5.43
東 21 號	岸肩	剝落	3	0.02m ²	B05	圖 5.44



圖 5.17 西 7 號碼頭單元 3 岸肩沉陷



圖 5.18 西 9 號碼頭單元 2 號防舷材龜裂破損



圖 5.19 西 12b 號碼頭單元 5 防舷材龜裂破損



圖 5.20 西 18 號碼頭單元 8 防舷材龜裂破損



圖 5.21 西 25 號碼頭單元 1 防舷材龜裂破損



圖 5.22 西 27 號碼頭單元 4 岸肩剝落



圖 5.23 西 30 號碼頭單元 4 防舷材龜裂破損



圖 5.24 西 31 號碼頭單元 8 岸肩剝落



圖 5.25 西 31 號碼頭單元 7 防舷材龜裂破損



圖 5.26 西 33 號碼頭單元 2 防舷材龜裂破損



圖 5.27 東 5 號碼頭單元 4 防舷材螺栓缺損



圖 5.28 東 6 號碼頭單元 5 岸肩沉陷



圖 5.29 東 6 號碼頭單元 6 防舷材
螺栓缺損



圖 5.30 東 7 號碼頭單元 1 岸肩沉陷



圖 5.31 東 7 號碼頭單元 5 防舷材
螺栓缺損



圖 5.32 東 7 號碼頭單元 5 岸肩剝落



圖 5.33 東 10 號碼頭單元 3 岸肩
沉陷



圖 5.34 東 10 號碼頭單元 4 防舷
材掉落



圖 5.35 東 10 號碼頭單元 5 防舷材掉落



圖 5.36 東 11 號碼頭單元 3 防舷材掉落



圖 5.37 東 12 號碼頭單元 4 防舷材構件變形



圖 5.38 東 14 號碼頭單元 2 防舷材構件變形



圖 5.39 東 16 號碼頭單元 2 防舷材構件變形



圖 5.40 東 16 號碼頭單元 5 防舷材構件變形



圖 5.41 東 17 號碼頭單元 2 防舷材
表面劣化



圖 5.42 東 17 號碼頭單元 9 車檔
劣化



圖 5.43 東 19 號碼頭單元 2 岸肩
沉陷



圖 5.44 東 21 號碼頭單元 5 岸肩
剝落

表 5-5 基隆港防波堤經常巡查劣化列表

防波堤名稱	構件名稱	劣化類型	劣化狀況	劣化數量	劣化單元	劣化照片
東防波堤	堤頂	裂縫	2	12m	B25	圖 5.45
	堤頂	接縫、施工縫位移	2	5m	B25	圖 5.46



圖 5.45 東防波堤單元 25 裂縫



圖 5.46 東防波堤單元 25 接縫位移

2.定期檢測：針對西 14 號與東 6 號碼頭進行其各單元之巡查(岸上與水下)，作業時間為 10 月 6、7 與 17 日，相關結果如表 5-6 所示。

表 5-6 基隆港西 14 號碼頭定期檢測結果列表

單元編號	構件名稱	劣化類型	劣化位置	劣化程度	劣化面積(m ²)	劣化長度(m)
B1	面版-冠牆	裂縫	T	3		0.6
B1	面版-冠牆	剝落	T	3	1.5	
B1	面版-岸肩底部	剝落	S1	3	2.0	
B1	面版-梁	剝落	B3	3	0.5	
B1	面版-梁	剝落	B4	3	0.5	
B1	面版-梁	剝落	B6	3	0.5	
B1	面版-梁	裂縫	B7	3		1.2
B1	面版-岸肩底部	剝落	S7	3	0.5	
B1	面版-梁	裂縫	B8	3		0.5
B1	面版-岸肩底部	剝落	S8	3	1.8	
B1	面版-冠牆	裂縫	T	3		0.6
B10	面版-岸肩	剝落	X=5.0,Y==5.9	3	0.84	
B10	面版-岸肩	剝落	X=0.2,Y=10.8	3	0.4	
B10	面版-岸肩底部	剝落	S3	2	3	
B10	面版-岸肩底部	裂縫	S4	2		0.7
B10	面版-岸肩底部	剝落	S7	2	0.48	
B10	面版-岸肩底部	剝落	S8	4	1.95	
B10	面版-梁	剝落	B1	3	0.3	
B10	面版-梁	剝落	B2	2	0.35	
B10	面版-梁	裂縫	B3	2		0.7
B10	面版-梁	剝落	B3	2	0.5	
B10	面版-梁	剝落	B4	2	2.4	
B10	面版-梁	剝落	B5	2	2.1	
B10	面版-梁	裂縫	B6	3		0.6
B10	面版-梁	剝落	B7	2	0.45	
B10	面版-梁	剝落	B8	2	0.45	
B11	面版-岸肩底部	剝落	S1	2	0.5	
B11	面版-岸肩底部	剝落	S3	2	0.3	
B11	面版-岸肩底部	剝落	S4	2	0.27	
B11	面版-岸肩底部	剝落	S5	2	0.05	
B11	面版-岸肩底部	剝落	S6	2	0.8	
B11	面版-岸肩底部	剝落	S7	2	1	

單元 編號	構件名稱	劣化 類型	劣化 位置	劣化 程度	劣化面積 (m ²)	劣化長度 (m)
B11	面版-岸肩底部	剝落	S8	4	2	
B11	面版-梁	裂縫	B1	3		0.8
B11	面版-梁	剝落	B1	2	0.08	
B11	面版-梁	剝落	B2	2	1.6	
B11	面版-梁	剝落	B3	2	0.5	
B11	面版-梁	剝落	B4	2	0.72	
B11	面版-梁	剝落	B5	2	1.6	
B11	面版-梁	剝落	B6	2	1.6	
B11	面版-梁	剝落	B7	2	1	
B11	面版-梁	剝落	B8	2	0.03	
B12	面版-岸肩底部	裂縫	S1	2		1.2
B12	面版-岸肩底部	剝落	S1	2	1.476	
B12	面版-岸肩底部	剝落	S2	2	1.274	
B12	面版-岸肩底部	剝落	S8	4	2.08	
B12	面版-梁	裂縫	B1	3		0.8
B12	面版-梁	剝落	B1	2	0.65	
B12	面版-梁	剝落	B2	2	1.5	
B12	面版-梁	剝落	B3	2	0.9	
B12	面版-梁	剝落	B4	2	0.27	
B12	面版-梁	剝落	B5	2	0.64	
B12	面版-梁	裂縫	B6	2		1
B12	面版-梁	剝落	B6	2	0.4	
B12	面版-梁	剝落	B7	2	0.78	
B12	面版-梁	剝落	B8	2	0.06	
B13	面版-岸肩底部	剝落	S5	2	0.2	
B13	面版-岸肩底部	剝落	S6	2	0.24	
B13	面版-岸肩底部	剝落	S7	2	1.1	
B13	面版-梁	剝落	B1	2	0.112	
B13	面版-梁	剝落	B2	2	1.04	
B13	面版-梁	剝落	B3	2	0.05	
B13	面版-梁	剝落	B4	2	0.26	
B13	面版-梁	裂縫	B5	3		1.1
B13	面版-梁	剝落	B6	2	0.52	
B13	面版-梁	剝落	B7	2	0.198	
B13	面版-梁	剝落	B8	2	0.55	
B13	面版-梁	剝落	B9	4	2.2	

單元 編號	構件名稱	劣化 類型	劣化 位置	劣化 程度	劣化面積 (m ²)	劣化長度 (m)
B14	面版-岸肩	剝落	X=1.5,Y=6.1	3	0.18	
B14	面版-岸肩	剝落	X=1.5,Y=8.4	3	0.15	
B14	面版-岸肩底部	剝落	S2	2	0.31	
B14	面版-岸肩底部	剝落	S3	2	0.2	
B14	面版-岸肩底部	裂縫	S5	3		0.575
B14	面版-岸肩底部	剝落	S6	2	0.8	
B14	面版-岸肩底部	剝落	S7	2	0.255	
B14	面版-梁	裂縫	B1	2		1.1
B14	面版-梁	剝落	B1	2	0.2	
B14	面版-梁	裂縫	B2	3		0.45
B14	面版-梁	剝落	B3	2	0.5	
B14	面版-梁	剝落	B4	2	7.7	
B14	面版-梁	剝落	B5	2	6.82	
B14	面版-梁	剝落	B6	2	0.5	
B14	面版-梁	裂縫	B7	3		0.3
B14	面版-梁	剝落	B8	2	0.5	
B14	面版-梁	剝落	B9	4	1.3	
B15	碼頭本體-岸肩	剝落	X=22.8,Y=6.2	3	0.5	
B15	碼頭本體-壁體	剝落	X=0.5,Y=1	3	0.5	
B15	碼頭本體-壁體	層間位移	X=4,Y=7.9	2		
B15	碼頭本體-壁體	層間位移	X=5,Y=8.6	2		
B16	面版-岸肩底部	剝落	S1	2	0.5	
B16	面版-梁	剝落	B2	2	0.25	
B16	面版-梁	剝落	B3	2	0.7	
B16	面版-梁	剝落	B4	2	0.55	
B16	面版-梁	剝落	B5	2	0.11	
B16	面版-梁	剝落	B6	2	0.1	
B16	面版-梁	剝落	B7	2	0.4	
B16	面版-梁	剝落	B8	2	0.55	
B16	面版-梁	裂縫	B9	3		1
B17	面版-岸肩底部	剝落	S1	2	0.56	
B17	面版-岸肩底部	剝落	S5	2	0.18	
B17	面版-梁	裂縫	B1	3		0.75
B17	面版-梁	裂縫	B2	3		1
B17	面版-梁	剝落	B2	2	0.44	
B17	面版-梁	剝落	B3	2	0.671	

單元 編號	構件名稱	劣化 類型	劣化 位置	劣化 程度	劣化面積 (m ²)	劣化長度 (m)
B17	面版-梁	裂縫	B4	3		0.8
B17	面版-梁	剝落	B4	2	0.5	
B17	面版-梁	剝落	B5	2	0.12	
B17	面版-梁	剝落	B6	2	0.112	
B17	面版-梁	剝落	B7	2	0.14	
B17	面版-梁	裂縫	B8	3		1
B17	面版-梁	剝落	B8	2	0.2	
B17	面版-梁	剝落	B9	4	1.74	
B18	面版-岸肩底部	剝落	S2	2	1	
B18	面版-岸肩底部	裂縫	S4	2		0.512
B18	面版-梁	裂縫	B1	3		0.71
B18	面版-梁	裂縫	B2	3		0.6
B18	面版-梁	剝落	B2	2	0.34	
B18	面版-梁	剝落	B3	2	0.25	
B18	面版-梁	剝落	B4	2	0.084	
B18	面版-梁	裂縫	B5	3		1
B18	面版-梁	剝落	B5	2	0.05	
B18	面版-梁	剝落	B6	2	0.05	
B18	面版-梁	剝落	B7	2	0.385	
B18	面版-梁	剝落	B8	2	0.4	
B18	面版-梁	剝落	B8	2	0.52	
B19	面版-岸肩	剝落	X=4.0,Y=3.6	3	3.23	
B19	面版-岸肩底部	裂縫	S1	2		0.42
B19	面版-岸肩底部	剝落	S6	2	0.412	
B19	面版-岸肩底部	剝落	S8	4	1.12	
B19	面版-梁	裂縫	B1	3		1
B19	面版-梁	裂縫	B2	3		0.415
B19	面版-梁	剝落	B2	2	0.106	
B19	面版-梁	剝落	B3	2	0.72	
B19	面版-梁	剝落	B4	2	0.2	
B19	面版-梁	剝落	B5	2	0.18	
B19	面版-梁	剝落	B6	2	0.45	
B19	面版-梁	剝落	B7	2	0.175	
B19	面版-梁	裂縫	B8	3		1
B19	面版-梁	剝落	B8	2	0.112	
B2	面版-岸肩底部	剝落	S1	2	1.5	

單元 編號	構件名稱	劣化 類型	劣化 位置	劣化 程度	劣化面積 (m ²)	劣化長度 (m)
B2	面版-岸肩底部	裂縫	S2	3		0.5
B2	面版-梁	剝落	B4	3	0.06	
B2	面版-梁	裂縫	B5	3		0.6
B2	面版-梁	裂縫	B7	2		0.4
B2	面版-梁	剝落	B8	3	0.32	
B2	面版-梁	剝落	B9	4	2	
B20	面版-岸肩底部	剝落	S1	2	0.25	
B20	面版-岸肩底部	剝落	S6	2	0.525	
B20	面版-梁	裂縫	B1	3		0.82
B20	面版-梁	剝落	B2	2	0.22	
B20	面版-梁	剝落	B3	2	0.2	
B20	面版-梁	剝落	B4	2	0.4	
B20	面版-梁	剝落	B5	2	0.2	
B20	面版-梁	剝落	B7	2	0.42	
B20	面版-梁	剝落	B8	2	0.1	
B20	面版-梁	剝落	B9	4	0.55	
B21	面版-岸肩	剝落	X=0.9,Y=5.2	3	0.32	
B21	面版-岸肩	剝落	X=2.7,Y=6.6	3	0.27	
B21	面版-岸肩底部	剝落	S1	2	0.65	
B21	面版-岸肩底部	剝落	S5	2	0.09	
B21	面版-梁	裂縫	B1	3		0.6
B21	面版-梁	剝落	B5	2	0.18	
B21	面版-梁	剝落	B6	2	0.5	
B21	面版-梁	剝落	B7	2	0.7	
B21	面版-梁	裂縫	B8	2		1.6
B21	面版-梁	剝落	B8	3	1.6	
B21	面版-梁	剝落	B9	4	1.65	
B22	面版-岸肩底部	裂縫	S1	2		0.4
B22	面版-岸肩底部	剝落	S7	2	0.6	
B22	面版-岸肩底部	剝落	B9	4	1.68	
B22	面版-冠牆	裂縫	T	2		1
B22	面版-梁	裂縫	B1	3		1.2
B22	面版-梁	剝落	B2	2	0.06	
B22	面版-梁	剝落	B4	2	0.225	
B22	面版-梁	剝落	B5	2	0.33	
B22	面版-梁	裂縫	B6	2		1.45

單元 編號	構件名稱	劣化 類型	劣化 位置	劣化 程度	劣化面積 (m ²)	劣化長度 (m)
B22	面版-梁	剝落	B6	2	0.1	
B22	面版-梁	剝落	B7	2	0.1	
B22	面版-梁	裂縫	B8	3		1
B22	面版-梁	剝落	B8	2	0.12	
B23	面版-岸肩底部	裂縫	S1	2		1.1
B23	面版-岸肩底部	剝落	S6	2	0.3	
B23	面版-冠牆	裂縫	T	4		1
B23	面版-梁	裂縫	B1	4		0.7
B23	面版-梁	剝落	B3	2	0.48	
B23	面版-梁	剝落	B4	2	0.04	
B23	面版-梁	剝落	B5	2	0.01	
B23	面版-梁	剝落	B6	2	0.06	
B23	面版-梁	剝落	B7	2	0.03	
B23	面版-梁	裂縫	B8	4		1.1
B23	面版-梁	剝落	B9	4	1.1	
B3	面版-岸肩	剝落	X=5.5,Y=6.8	3	9.92	
B3	面版-梁	剝落	B1	2	0.1	
B3	面版-梁	剝落	B2	2	0.03	
B3	面版-梁	剝落	B3	2	0.75	
B3	面版-梁	剝落	B4	2	1.5	
B3	面版-梁	剝落	B7	2	0.5	
B3	面版-梁	剝落	B8	2	0.3	
B3	面版-梁	剝落	B9	4	1.5	
B4	面版-岸肩底部	剝落	S1	2	0.3	
B4	面版-岸肩底部	剝落	S8	4	2.4	
B4	面版-梁	裂縫	B1	4		0.6
B4	面版-梁	剝落	B1	2	0.25	
B4	面版-梁	剝落	B2	2	0.75	
B4	面版-梁	剝落	B3	2	1.1	
B4	面版-梁	剝落	B4	2	0.96	
B4	面版-梁	剝落	B5	2	0.5	
B4	面版-梁	剝落	B6	2	0.5	
B4	面版-梁	剝落	B8	2	0.07	
B5	面版-岸肩底部	剝落	S1	2	0.2	
B5	面版-岸肩底部	剝落	S4	2	0.5	
B5	面版-岸肩底部	剝落	S5	2	0.33	

單元 編號	構件名稱	劣化 類型	劣化 位置	劣化 程度	劣化面積 (m ²)	劣化長度 (m)
B5	面版-岸肩底部	剝落	S8	4	1.6	
B5	面版-梁	裂縫	B1	4		0.8
B5	面版-梁	剝落	B1	2	0.27	
B5	面版-梁	剝落	B2	2	0.027	
B5	面版-梁	裂縫	B3	3		0.9
B5	面版-梁	剝落	B3	2	0.08	
B5	面版-梁	剝落	B4	2	0.3	
B5	面版-梁	剝落	B5	2	0.24	
B5	面版-梁	裂縫	B6	2		0.9
B5	面版-梁	剝落	B7	2	0.18	
B5	面版-梁	裂縫	B8	3		0.8
B6	面版-岸肩底部	剝落	S1	2	0.1	
B6	面版-梁	裂縫	B1	4		0.8
B6	面版-梁	剝落	B2	2	0.2	
B6	面版-梁	裂縫	B3	3		0.8
B6	面版-梁	裂縫	B4	4		1.1
B6	面版-梁	剝落	B4	3	0.6	
B6	面版-梁	裂縫	B5	3		0.6
B6	面版-梁	剝落	B6	2	0.2	
B6	面版-梁	剝落	B7	2	0.045	
B6	面版-梁	剝落	B8	2	0.4	
B6	面版-梁	剝落	B9	4	1.25	
B7	碼頭本體-岸肩	裂縫	X=13.5,Y=10.8	2		10.34
B7	碼頭本體-岸肩	剝落	X=13,Y=7.4	3	0.3	
B8	面版-岸肩底部	裂縫	S1	3		1.2
B8	面版-岸肩底部	剝落	S7	2	1.38	
B8	面版-岸肩底部	剝落	S8	4	0.6	
B8	面版-冠牆	裂縫	T	3		0.6
B8	面版-梁	裂縫	B1	3		1
B8	面版-梁	剝落	B3	2	0.254	
B8	面版-梁	剝落	B4	2	0.12	
B8	面版-梁	剝落	B5	2	0.25	
B8	面版-梁	剝落	B6	2	0.5	
B8	面版-梁	裂縫	B7	3		0.75
B8	面版-梁	剝落	B8	2	0.256	
B9	面版-岸肩	剝落	X=5.5,Y=6.4	3	0.21	

單元 編號	構件名稱	劣化 類型	劣化 位置	劣化 程度	劣化面積 (m ²)	劣化長度 (m)
B9	面版-岸肩底部	裂縫	S4	3		1
B9	面版-岸肩底部	剝落	S5	2	0.3	
B9	面版-岸肩底部	剝落	S7	2	1.65	
B9	面版-岸肩底部	剝落	S8	4	2.275	
B9	面版-梁	裂縫	B1	3		0.9
B9	面版-梁	裂縫	B2	2		0.3
B9	面版-梁	剝落	B2	2	0.256	
B9	面版-梁	剝落	B3	2	0.84	
B9	面版-梁	剝落	B4	2	0.43	
B9	面版-梁	剝落	B5	2	0.2	
B9	面版-梁	剝落	B6	2	0.132	
B9	面版-梁	剝落	B7	2	1.8	
B9	面版-梁	剝落	B8	2	0.12	

5.4 小結

針對港灣構造物基本資料調查與建置部分，已完成該港碼頭與防波堤調查作業(共計 53 座碼頭與 3 段防波堤)；並完成港灣防波堤構造物目視巡查標準之制定；基隆港碼頭經常巡查結果可見，其劣化以附屬設施之防舷材較多，其劣化內容以構件螺栓脫落導致防舷材未處於原有位置，另外亦於西 7 號碼頭有沉陷導致積水之現象與西 27 與 31 號碼頭岸肩剝落之現象，劣化範圍約 2m²。定期檢測部分，東 6 號鋼板樁碼頭檢測並無明顯劣化異狀，而西 14 號碼頭(包含棧橋與重力式)部分，劣化集中於棧橋式岸肩底部之梁與底板部分以混凝土剝落與裂縫等劣化異狀為主。剝落部分劣化面積約 144 m²；裂縫部分劣化長度為 59.3 m，針對岸肩底部之現況，建議裂縫部分以灌注環氧樹脂工法、剝落部分以修補水泥砂漿工法或噴凝土修復工法處置。防波堤部分，基隆港東防波堤於單元 25 堤頂部分有裂縫，建議以灌注環氧樹脂工法修復，以避免劣化持續擴大；單元 25 亦有接縫較大之情形，因無相關資料確認是否為原始施工完成狀態，建議持續觀測，以避免劣化擴展。

第六章 港灣構造物維護管理系統建置

6.1 防波堤維護管理系統建置

- 1.防波堤構造物構件拆解：拆解方式依前述將其依沉箱為間隔進行單元劃分，請參照表 5-2 所示。
- 2.防波堤構造物基本資料模組建置：基隆港西防波堤基本資料已依現調資料將其建置於系統資料庫中，如圖 6.1 所示。並於既有維管系統基本資料模組中新增「防波堤選擇」項目(如圖 6.2 所示)，以供使用者查詢各單元資料，選擇後使用者可選擇基隆港東、西防波堤(如圖 6.3 所示，目前僅建置西防波堤資料)，待選擇防波堤後，可顯示其各單元基本資料，包含單元編號、單元長度、單元起迄點照片與設計圖，如圖 6.4、圖 6.5 所示。

phpMyAdmin

資料庫: HMMS

資料表: bwBlockBasicData

SQL

搜索

新增

輸出

載入

管理

清空

刪除

資料庫

HMMS (31)

HMMS (31)

blockBasicData

breakwaterBasicData

bwAttitudeMeasure

bwAttitudeMeasureBasicData

bwAttitudePoint

bwBlockBasicData

bwDefectLevel

bwDefectType

bwElementType

bwRoutineInspectionBasicData

bwRoutineInspectionData

defect

defectType

elementType

elementTypeWeight

harborStructures

hbBasicData

maintenanceRecord

member

memberClass

method

portBasicData

priorityCalculateResult

regularInspectionBasicData

regularInspectionDetailData

routineInspectionBasicData

routineInspectionData

specialDetailInspectionData

specialInspectionBasicData

sysnewlist

treatmentMethod

筆記錄，開始列數: 0

方式 及 每隔 100 行顯示欄名

單元編號

結構型式

單元長度

GPS 位置

blockID	blockName	structureType	structureTypeID	length	latitude	longitude		
klh	0wbw	B001	1號單元	沈箱合成堤	type0	18	25.15698333	121.749533
klh	0wbw	B002	2號單元	沈箱合成堤	type1	20	25.15706667	121.749766
klh	0wbw	B003	3號單元	沈箱合成堤	type2	20	25.15708333	121.750000
klh	0wbw	B004	4號單元	沈箱合成堤	type2	20	25.15718333	121.750100
klh	0wbw	B005	5號單元	沈箱合成堤	type2	18	25.15728333	121.750200
klh	0wbw	B006	6號單元	沈箱合成堤	type2	20	25.15738333	121.750300
klh	0wbw	B007	7號單元	沈箱合成堤	type2	20	25.15746667	121.750683
klh	0wbw	B008	8號單元	沈箱合成堤	type2	20	25.15756667	121.750866
klh	0wbw	B009	9號單元	沈箱合成堤	type3	18	25.15766667	121.751016
klh	0wbw	B010	10號單元	沈箱合成堤	type3	20	25.15775	121.751183
klh	0wbw	B011	11號單元	沈箱合成堤	type3	20	25.15785	121.75151
klh	0wbw	B012	12號單元	沈箱合成堤	type3	20	25.15793333	121.751515
klh	0wbw	B013	13號單元	沈箱合成堤	type3	18	25.15803333	121.751716

18 總計, 查詢需時 0.0888 秒)

data`

Profiling

編輯

說明 SQL

建立 PHP 程

localhost/phpmyadmin/sql.php?db=HMMS&table=bwBlockBasicData&sql_query=SELECT+%2A+FROM+%60bwBlockBasicData%60+ORDER+BY+%60bwBlockBasicData%60.structureType%60

圖 6.1 基隆港西防波堤基本資料庫



圖 6.2 基隆港西防波堤基本資料模組頁面



圖 6.3 基隆港東、西防波堤基本資料查詢



圖 6.4 基隆港西防波堤基本資料模組頁面

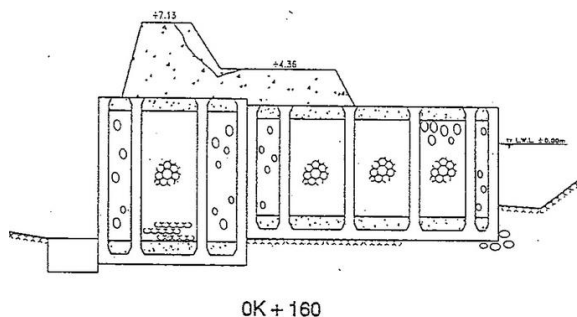


圖 6.5 基隆港東、西防波堤基本資料查詢

3.防波堤構造物檢測資料模組建置

- (1)經常巡查部分：巡查方式依進行巡查，維管系統可於首頁選擇「檢測資料模組」，在於地圖選單中選擇「經常巡查」與「資料新增」(如圖 6.6 所示)後，再點選防波堤(如西防波堤)，可進入巡查資料新增頁面，如圖 6.7 所示。



基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登 出

☒ 經常巡查 ☐ 定期巡查 ☐ 特別巡查

☐ 資料查詢 ☒ 資料新增



圖 6.6 基隆港西防波堤經常巡查選單



基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登 出

基隆港西防波堤經常巡查						
檢測日期	2014年06月27日				檢測天氣	晴
港灣名稱	基隆港	防波堤名稱	西防波堤		檢測者	簡臣佑
構件名稱	劣化類型	劣化狀況	劣化描述	劣化單元	劣化位置	劣化數量
覆面層	移動、散亂及下滑	3	1: 無異狀 2: 受損不明顯(護面破壞約<3 m ²), 但未漏砂 3: 明顯受損(護面破壞約3~12 m ²), 堤面出現孔洞, 但未漏砂 4: 嚴重受損(護面破壞約>12 m ²), 背填砂經由大型破洞露出, 或孔內看不到砂	3號單元	X= 2 Y= 3	0.5 m ²
	裂縫	2	1: 無異狀 2: 局部(1m ²)可見到2個以上寬度3mm以下的裂縫 3: 裂縫寬度約3~5mm 4: 裂縫擴展至整個岸肩或裂縫寬度約5mm以上	1號單元	X= 2 Y= 3	2 m
堤前坡	沉陷	1	1: 無異狀 2: 輕微下陷(面積<5 m ² 、高度<2.5 cm) 3: 明顯下陷(面積≤5 m ² 、高度>2.5 cm或面積>5 m ² 、高度≤2.5 cm)	1號單元	X=	m ²

圖 6.7 基隆港西防波堤經常巡查資料新增頁面

(2)定期檢測部分：選擇「檢測資料模組」，其後選擇防波堤(如基隆港西防波堤)，接著選擇目視檢測(如圖 6.8 所示)，即可進入待測防波堤資料輸入畫面(如圖 6.9 所示)，由於防波堤定期檢測構件較多，故定期檢測輸入方式乃先將所有單元構件列表，並將劣化狀況設定為「1」(代表無異狀)，其後，確認劣化異狀所屬單元、劣化構件與類型後，選擇「編輯」，將相關劣化資料輸入(如圖 6.10 所示)。



圖 6.8 基隆港西防波堤定期檢測選擇目視巡查或儀器檢測頁面

單元編號	構件類型	劣化類型	劣化程度	劣化位置	劣化數量	劣化照片	編輯
B01	覆面層	移動、散亂及下滑	1				編輯
B01	堤前坡	裂縫	1				編輯
B01	堤前坡	沈陷	1				編輯
B01	堤前坡	剝落	1				編輯
B01	堤後坡	裂縫	1				編輯
B01	堤後坡	沈陷	1				編輯
B01	堤後坡	剝落	1				編輯

圖 6.9 基隆港西防波堤定期檢測(目視)表單頁面(以西防波堤為例)



基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登出

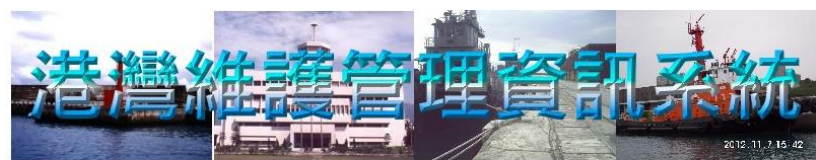
回到防波堤選擇 回到定期巡查基本資料列表 回到定期巡查詳細資料列表

定期巡查資料編輯

檢測時間	20141115		
港灣名稱	基隆港		
防波堤名稱	西防波堤		
單元名稱	B01		
構件名稱	堤頂		
劣化類型	裂縫		
劣化狀況	2 劣化等級1為無異狀,劣化等級2,劣化等級3,劣化等級4		
劣化位置X	X=	2	m
劣化位置Y	Y=	3	m
劣化位置Z	Z=	-	m
劣化位置N	第		個
劣化數量(面積)		0.5	m^2

圖 6.10 基隆港西防波堤定期檢測(目視)構件劣化資料輸入頁面

(3)特別巡查部分：於首頁選擇「檢測資料模組」，在於地圖選單中選擇「特別巡查」與「資料新增」後，再點選防波堤(如西防波堤)，可進入資料新增頁面，如圖 6.11 所示。



基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登出

基隆港西防波堤經常巡查

檢測日期	2014年11月15日				檢測天氣	晴
港灣名稱	基隆港	防波堤名稱	西防波堤		檢測者	簡臣佑
構件名稱	劣化類型	劣化狀況是/否	劣化描述	劣化單元	劣化位置	劣化數量
覆面層	移動、散亂及下滑	是	是否護面破壞約>12 m2，背填砂經由大型破洞露出，或孔內看不到砂	1號單元	X= Y=	m^2
	裂縫	是	裂縫是否擴散至整個岸肩或裂縫寬度約5mm以上	1號單元	X= Y=	m
堤前坡	沉陷	是	是否嚴重下陷(面積>5 m2、高度>2.5 cm)	1號單元	X= Y=	m^2

圖 6.11 基隆港西防波堤特別巡查構件劣化資料輸入頁面

6.2 系統基本資料擴充與巡查資料建置

1.系統基本資料擴充：基隆港基本資料依前述之調查作業，已將該港碼頭與防波堤調查完畢(除東碎波堤)，並將其輸入於目前系統中，如圖 6.12 與圖 6.13 所示為基隆港碼頭與防波堤資料，圖中已將現調資料輸入展現於系統中。碼頭部分因其已將各模組建置完畢，故只要碼頭基本資料輸入於資料庫系統中，即可讓各模組功能套用於所有碼頭中，如圖 6.14 為西 33B 號碼頭經常巡查、圖 6.15 為西 19 號碼頭定期檢測。



圖 6.12 基隆港碼頭資料建置情形



圖 6.13 基隆港防波堤資料建置情形



圖 6.14 基隆港西 33B 號碼頭經常巡查



圖 6.15 基隆港西 19 號碼頭定期檢測

2.系統巡查資料建置：研究團隊已依前述經常巡查結果，將表 5-4 所列資料，輸入於維管系統中，圖 6.16 與圖 6.17 為基隆港西 7 號與 33 號碼頭經常巡查結果，圖 6.18 與圖 6.19 為西 31 號碼頭經常巡查檢測報告。



基隆港-西31號碼頭-經常巡查記錄表							
港灣名稱	花蓮港	碼頭編號	西31號碼頭	檢測日期	20140620		
構件名稱	劣化類型	劣化狀況	劣化單元	劣化位置	劣化數量	劣化照片	編輯
岸肩	裂縫	1					[編輯]
	剝落	3	B07	X=15m, Y=0m	0.02m^2	照片	[編輯]
	沉陷	1					[編輯]
後線	沉陷	1					[編輯]
繫船柱	腐蝕龜裂	1					[編輯]
防舷材	龜裂破損	4	B08	4個	1個	照片	[編輯]
車擋	龜裂破損	1					[編輯]
起重機軌道	腐蝕位移	1					[編輯]

圖 6.16 基隆港西 31 號碼頭經常巡查結果



基隆港-西7號碼頭-經常巡查記錄表							
港灣名稱	花蓮港	碼頭編號	西7號碼頭	檢測日期	20140620		
構件名稱	劣化類型	劣化狀況	劣化單元	劣化位置	劣化數量	劣化照片	編輯
岸肩	裂縫	1					[編輯]
	剝落	1					[編輯]
	沉陷	2	B03	X=14m, Y=3m	7m^2	照片	[編輯]
後線	沉陷	1					[編輯]
繫船柱	腐蝕龜裂	1					[編輯]
防舷材	龜裂破損	1					[編輯]
車擋	龜裂破損	1					[編輯]
起重機軌道	腐蝕位移	1					[編輯]

圖 6.17 基隆港西 7 號碼頭經常巡查結果



基隆港西31號碼頭經常巡查報告					
碼頭名稱：西31號碼頭			檢測時間：20140620		
劣化構件	劣化類型	劣化狀況	劣化單元	劣化位置	劣化數量
碼頭本體岸肩	裂縫	1			
碼頭本體岸肩	剝落	3	B07	X=15m、Y=0m	0.02m^2
碼頭本體岸肩	沉陷	1			
碼頭本體後線	沉陷	1			
附屬設施繫船柱	腐蝕龜裂	1			
附屬設施防舷材	腐蝕龜裂	4	B08	第4個	1個
附屬設施車擋	腐蝕龜裂	1			
附屬設施起重機軌道	腐蝕龜裂	1			
無檢測意見					
檢測者簽章：			審核單位簽章：		

圖 6.18 基隆港西 31 號碼頭經常巡查報表產出-1



圖 6.19 基隆港西 31 號碼頭經常巡查報表產出-2

4.維修處置對策建議：經上述將資料輸入於維管系統中，使用者可於「維修排序模組」中選擇「緊急維修」選項，並點選碼頭後(如圖 6.20 所示)，系統可提供各劣化現象的處置對策(如圖 6.21 所示)，維修排序依手冊所研擬之方式進行，因緊急維修維經常巡查後之處置，故若巡查時發現有狀況等級為 4 者，將建議業管單位進行緊急維修，以維碼頭使用或結構之安全性。



圖 6.20 維修排序模組選擇

緊急維修構件列表								
港灣名稱		基隆港		碼頭名稱		西31號碼頭	檢測時間	20140620
構件類型	構件名稱	劣化類型	劣化狀況	劣化單元	劣化位置	劣化數量	修復排序	處置對策
結構性構件	碼頭本體-岸肩	剝落	3	B07	X=15m Y=0m	0.02m ²	1	修補水泥砂漿 工法
附屬設施	附屬設施-防舷材	腐蝕龜裂	4	B08	第4個	1個	1	置換防舷材

圖 6.21 基隆港西 31 號碼頭緊急維修處置對策列表

6.3 儀器檢測記錄模組建置

儀器檢測記錄規劃提供使用者針對儀器檢測後之報告進行上傳存查之功能，惟經訪談後該港針對防波堤高程與碼頭鋼板樁防蝕電位已有既有之檢測方式，故研究團隊針對此兩部分之儀器檢測，亦建置輸入表單，以供資料之留存。

1.防波堤高程測量資料輸入

圖 6.22 所示為基隆港西防波堤高程測站點位(以沈箱起迄點為準)，點位由 6-1 起至 24-2 止共計 35 點(如圖 6.22 所示)。藉此建置之系統表單可讓使用者檢測資料模組中選擇「定期檢測」與「資料新增」後選擇防波堤((如圖 6.23 所示之西防波堤)，可進入「防波堤定期檢測與儀器檢測資料新增」功能，如圖 6.24 所示，再於此功能中選擇儀器檢測，可進入「防波堤儀器檢測資料新增」，如圖 6.25 所示，再於此功能中選擇「高程測量」，即可進行高程點位的資料輸入，如圖 6.26 所示。

研究團隊已將該港東、西防波堤與西碎波堤兩年度 4 筆 (每年兩次，共計 4 次)之檢測資料輸入於維管系統中，如圖 6.27 所示為基隆港西防波堤高程測量歷史資料，圖中可見 2011 與 2012 兩年度各兩次之檢測資料，各高程檢測資料均可繪製高程圖供使用者檢視，如圖 6.28 所示。

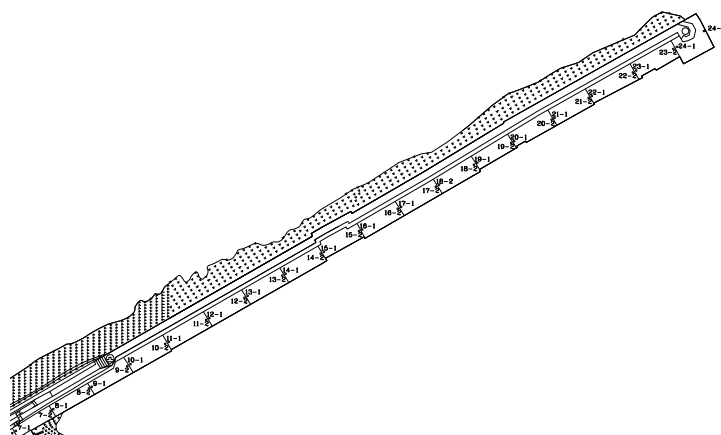


圖 6.22 基隆港西防波堤側站點位圖



圖 6.23 防波堤定期檢測選擇



圖 6.24 防波堤目視巡查與儀器檢測選擇



圖 6.25 防波堤儀器檢測資料新增

基隆港西防波堤高程測量[測站位置]	
測站名稱	測站高程(m)
6-2	3.12
7-1	3.01
7-2	3.22
8-1	3.20
8-2	3.27
9-1	3.21
9-2	3.05
10-1	3.21
10-2	3.50
11-1	3.28
11-2	3.27

圖 6.26 基隆港西防波堤高程測量新增頁面



基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登出

基隆港西防波堤高程測量歷史資料列表	
檢測日期	檢測資料[圖表]
20110510	繪圖
20111027	繪圖
20120515	繪圖
20121018	繪圖

圖 6.27 基隆港西防波堤高程測量歷史資料

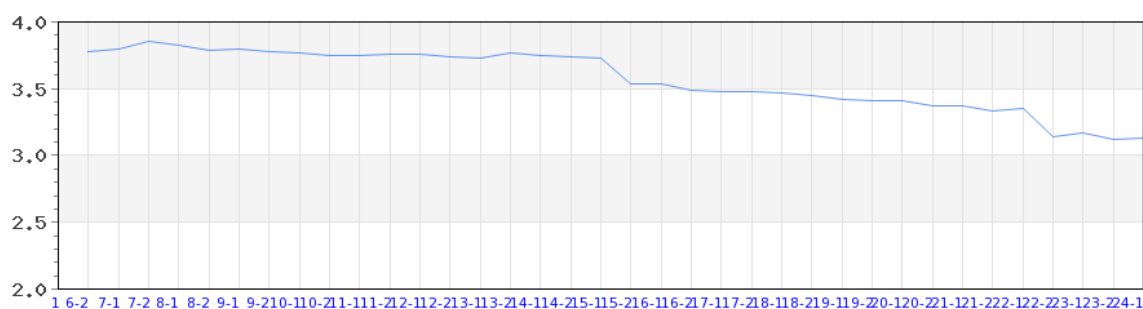


圖 6.28 基隆港西防波堤 2011/05/10 高程資料

2.鋼板樁碼頭腐蝕電位量測資料輸入

表 6-1 為基隆港西 16 號碼頭腐蝕電位檢測表，以此輸入格式為範例，將此儀器檢測後之結果輸入於維管系統中，於「檢測資料模組」中選取「定期檢測」與「資料新增」後，選擇碼頭(如西 16 號碼頭)，即可進入「碼頭定期檢測資料新增」，其後再選擇「儀器檢測」，即可進入「碼頭儀器檢測資料新增」(如圖 6.29 所示)，在選擇「腐蝕電位量測」後，即可進入腐蝕電位量測資料輸入頁面(如圖 6.30 所示)。

表 6-1 基隆港西 16 號碼頭腐蝕電位檢測表

水深 (m)	距離 m(由起點起算)								
	起點	10	20	30	40	50	60	70	80
1	-973	-973	-973	-972	-969	-970	-973	-980	-976
3	-975	-981	-977	-976	-972	-974	-977	-986	-983
5	-974	-982	-980	-980	-978	-976	-983	-986	-983
7	-937	-977	-975	-978	-974	-976	-981	-980	-980
底部	-960	-964	-960	-956	-959	-957	-969	-972	-963

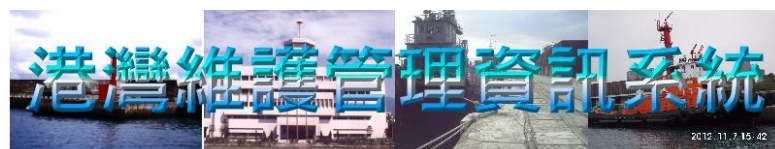
水深 (m)	距離 m(由起點起算)								
	90	100	110	120	130	140	150	160	
1	-981	-977	-972	-936	-941	-935	-942	-951	
3	-984	-978	-975	-942	-945	-940	-945	-949	
5	-984	-980	-977	-944	-950	-943	-947	-946	
7	-984	-976	-980	-948	-942	-944	-947	-947	
底部	-973	-959	-966	-933	-933	-924	-933	-940	



基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登 出

碼頭儀器檢測資料新增	
	
腐蝕電位量測	其他儀器量測(僅供報告上傳)

圖 6.29 碼頭儀器檢測資料新增頁面



基隆港西16號腐蝕電位量測		
距離(m)	水深(m)	電位值(mV)
0	1	-973
0	3	-975
0	5	-974
0	7	-937
0	底部	-960
10	1	-973
10	3	-981
10	5	-982
10	7	-977
10	底部	-964

圖 6.30 腐蝕電位量測資料輸入頁面

3.儀器檢測報告上傳

提供業管單位針對各碼頭與防波堤進行其他儀器檢測之報告上傳之功能，使用者可於圖 6.29 選擇「其他儀器量測」後，即可進入儀器檢測報告上傳頁面(如圖 6.31 所示)，待選擇檔案後予以上傳。

基隆港西16號碼頭儀器檢測報告上傳	
檢測報告名稱	混凝土鑽心抗壓試驗
檢測報告檔案	選擇檔案 未選擇任何檔案 上傳 未選擇任何檔案

圖 6.31 儀器檢測報告上傳頁面

6.4 小結

防波堤維護管理系統建置已依現地量測調查資料，將基隆港防坡資料建置於基本資料模組中(東碎波堤除外)，並將經常巡查建置於檢測

資料模組中；系統基本資料擴充與巡查資料建置部分，已依現地量測調查資料，將基隆港 53 座碼頭(除西 12 號碼頭)新增於維管系統中，業管單位可進行各模組之應用，同時，亦將各碼頭經常巡查資料輸入於檢測資料模組中，以供業管單位了解各碼頭狀況；儀器檢測記錄模組建置部分，除建置可供上傳檢測報告之功能外，亦就碼頭構造物常採用之腐蝕電位量測與防波堤構造物常採用之高程測量建置輸入頁面，可將此些資料儲存為數值資料，供未來統計分析之用。

第七章 港灣構造物維護管理手冊

1.手冊內容架構與內容概述如表 7-1，全文請參閱「港灣構造物安全檢查評估之研究(4/4)」之附錄。

表 7-1 港灣構造物維護管理手冊架構與內容

手冊架構		內容說明
第一章 港灣構造物檢測類型與頻率	1.1 檢測類型	說明各類型檢測執行時機與內容。
	1.2 檢測時應注意事項	說明水下檢測作業需注意之勞工安全衛生規定與檢測時須攜帶之檢測工具。
第二章 港灣構造物構件編碼原則	2.1 碼頭構件編碼原則	說明港灣構造物各型式構件拆解方式與劣化異狀記錄方式。
	2.2 防波堤構件編碼原則	
第三章 港灣構造物目視檢測評估標準	3.1 碼頭構造物	說明港灣構造物各型式構件劣化異狀等級描述
	3.2 防波堤構造物	
	3.3 港灣構造物目視檢測標準圖示	說明輔助判定港灣構造物各型式構件劣化異狀等級圖示
	3.4 目視檢測標準範例說明	依實際檢測案例輔助說明檢測評估判定方式
第四章 港灣構造物儀器檢測	4.1 鋼筋混凝土構造物儀器檢測	說明非破壞性試驗(如反彈錘法、鋼筋電阻係數量測、鋼筋電位值量測、混凝土裂縫探測等)與局部破壞性試驗(如中性化試驗、抗壓試驗、超音波脈波速度量測、氣離子檢測等)之檢測方式與特性。
	4.2 鋼構造物儀器檢測	說明材料厚度與防蝕系統等檢測技術之檢測方式與特性。
	4.3 其他類型儀器檢測	說明水深多音束、透地雷達、光學測量、三維光達(3D Lidar)等技術之操作方式與特性。
	4.4 港灣構造物儀器檢測建議	藉由與各構造物之對應表說明各檢測技術之適用對象。
第五章 港灣構造物	5.1 初步安全評估	說明港灣構造物單構件與

手冊架構		內容說明
物初步安全評估與處置對策		整體狀況評估與維修排序方式。
	5.2 港灣構造物處置對策	說明港灣構造物各構件劣化異狀等級之處置對策，與其對策工法之說明。
第六章 港灣構造物維護管理資訊系統	6.1 系統模組說明	說明維管系統各模組功能。
	6.2 系統登錄與首頁資訊	說明系統登入方式與首頁各區域資訊。
	6.3 基本資料模組	說明基本資料模組展示資料內容。
	6.4 檢測資料模組	說明各港灣構造物進行檢測記錄之新增、刪除、修改與查詢之方式。
	6.5 維修排序模組	說明各港灣構造物單一與整體狀況指標之計算操作方式。
	6.6 維修紀錄模組	說明各港灣構造物進行維修記錄之新增、刪除、修改與查詢之方式。
	6.7 帳號管理模組	說明使用者新增、刪除、修改與查詢之操作方式。

2.精簡版手冊內容概述如表 7-2。為便於檢測人員現場作業操作，故將原手冊第二、三章主要部分節錄，撰寫成精簡版手冊，以便於攜帶。

表 7-2 港灣構造物維護管理手冊(精簡版)架構與內容

手冊架構		內容說明
第一章 緒論	1.1 編撰目的	
	1.2 適用對象與範圍	
	1.3 使用說明	
第二章 港灣構造物構件編碼原則	2.1 碼頭構造物構件編碼原則	說明港灣構造物各型式構件拆解方式與劣化異狀記錄方式。
	2.2 防波堤構造物構件編碼原則	
第三章 港灣構造物目視檢測評估標準	3.1 碼頭構造物	說明港灣構造物各型式構件劣化異狀等級描述
	3.2 防波堤構造物	

第八章 碼頭耐震性能設計手冊

8.1 概說

行政院公共工程委員會於 98 年 6 月完成適用於國內之「公共工程性能設計準則」為國內公共工程相關設計規範朝性能化發展所依循。為使港灣結構之耐震設計朝向性能化發展，本研究針對現行基準耐震設計相關內容進行檢討，國內現行『港灣構造物設計基準』由交通部於民國 85 年頒布，國內基準雖曾於 89 年因應九二一地震由交通部主導修訂部份條文，交通部運輸研究所於 91 年度進行『耐震設計修訂』之研究。而最新之『港灣構造物設計基準修訂草案』係民國 93 年由交通部運輸研究委託榕聲工程顧問有限公司及中山大學海洋環境及工程學系針對日本新版技術基準及國內結構物耐震設計規範草案之相關規定進行修訂。

本研究對耐震性能設計之架構進行完整研究，並研擬配套之設計分析方法，期使設計基準確實可行。本研究所研究之成果，如港灣構造物耐震性能設計目標、耐震性能規定與耐震性能驗證方法等，建立碼頭之耐震性能設計程序，而後經由設計示範例規劃，訂定適當且具代表性的設計條件，以進行碼頭的耐震性能設計案例實作，另外再針對前述各項研究結果來探討目前建議之性能設計法的適宜性，最後依總體計畫之研究成果，編撰「碼頭耐震性能設計手冊」。

為使本研究所編撰之耐震性能設計手冊可與實務港灣構造物耐震設計法令結合，本研究與國內主要從事相關業務之工程設計單位，如宇泰工程顧問、中興工程顧問、台灣世曦工程顧問及浩海工程顧問等進行碼頭耐震性能設計手冊說明會，並說明耐震性能設計手冊理念及內容，整理業界之建議意見並進行手冊之修改及編撰。

8.2 適用範圍及適用說明

8.2.1 適用範圍

本手冊以商港為主，漁港不在此限。

8.2.2 適用說明

本手冊之設計示範案例，作為設計者進行性能設計時之參考，如手冊有不足未提及之部分，請參考民國 86 年「港灣構造物設計基準」、民國 95 年「建築物耐震設計規範及解說」與民國 98 年「公路橋梁耐震設計規範」。

8.3 內容架構

本手冊建立碼頭構造物耐震性能設計流程，並建議配套之設計分析方法，使設計基準確實可行，共分成七個章節，依序為「第一章 港灣碼頭構造物耐震性能設計理念」、「第二章耐震性能分析方法」、「第三章 重力式碼頭設計例實作」、「第四章 板樁式碼頭設計例實作」、「第五章 棧橋式碼頭設計實作」、「第六章 圓筒式碼頭設計例實作」及「參考文獻」，以下介紹之。

本手冊於第一章說明耐震性能設計理念與性能要求，設計理念係強調構造物在強烈地震力作用下之非線性變形行為，注重構造物及附屬設施之耐震性能，並以構造物整個生命週期之耐震性能和經濟性(包括設計費、建造費、維護費及可能之損失和修復費用)為主要設計目標，以保證構造物能在各種不同規模的地震力作用下，其耐震性能可滿足業主與國家社會的各種安全、經濟、文化與歷史需求；性能要求係將構造物在某一設計地震危害下被期望具有的耐震性能加以量化，以建立容許限制值，如此構造物之耐震性能即可採用「在各等級設計地震作用下分析構造物之內力、變形、能量或其他破壞指標 $\leq$ 性能可接受標準」的方式，並依循本手冊所建立耐震性能設計流程進行檢核，設計流程可分為第一階段設計及第二階段驗證，藉由第一階段設計跟第二

階段驗證，不斷修正設計及檢核，完成最終設計。其中，性能可接受標準係針對各類型碼頭以及碼頭附屬設施受到地震之後的破壞型式整理歸納，並量化訂定各類型港灣構造物於不同等級地震作用下之性能可接受標準，也便於設計者瞭解地震力影響下各類型碼頭與附屬設施之破壞型式。

本手冊於第二章說明各類型港灣構造物之耐震性能分析方法，分析方法由簡單到複雜分別為簡化分析、簡化動力分析與動力分析，分析方法之應用時機依碼頭結構重要度以及對應到之地震等級來決定適當的分析方法，若有液化潛能高之土壤需考慮土壤液化之影響。

簡化分析中重力式、板樁式及圓筒式碼頭係採用擬靜力分析方法，其將結構物所承受的地震力簡化為施加於構造物側向的靜態慣性力，並將構造物與承載土體視為剛體，以檢討其穩定性；而棧橋式碼頭係將碼頭簡化為一平面結構，並假設地震力係由陸側均勻作用於碼頭上部結構，其地震力作用之水平力皆由斜群樁負擔，計算各樁之應力，並檢核其應力是否小於容許應力。

簡化動力分析中重力式、板樁式及圓筒式碼頭係採用滑動塊體分析法，其原理為將結構主體視為可滑動之剛體，地震力為作用於結構基礎之地震加速度歷時，主要分析結構受地震超出抗滑能力時的反應，以及計算地震所引致總滑移量；而棧橋式碼頭採用位移分析法進行分析，係以彈簧元素來模擬樁周土壤，藉此簡化分析模型，並適當考量土壤彈簧元素與結構元素之非線性行為，以求取結構物之受震反應與破壞情況，進一步評估結構物之耐震性能。

動力分析中重力式、板樁式及圓筒式碼頭係採用數值程式模擬結構與土壤之間互制行為，並考慮超額孔隙水壓激發對碼頭結構穩定性及變位之影響，以及土層之非彈性行為，利用具代表性之實際地震記錄作為輸入運動，進行非線性動力歷時數值分析，探討在所考量地震等級下，碼頭結構之性能表現能否符合性能目標，以評估其耐震能力；而棧橋式碼頭動力分析時需考慮土壤與結構互制作用，結構模擬採用

基樁產生塑性鉸來模擬棧橋式碼頭之非彈性行為，土壤可採用雙線性土壤彈簧來模擬。

土壤液化潛能的評估方式在本國規範及國外相關規範均已有較成熟的方法，值得注意的是，對於各類型碼頭而言，土壤液化極可能為導致其破壞的原因，如土壤液化致使碼頭後陸地多處開裂、塌陷、錨定設施破壞，碼頭沉箱、板樁與背填陸地錯開分離，導致碼頭沉箱及板樁向海側位移及傾倒，碼頭上各種相關設施及結構物產生破壞。

本手冊於第三章、第四章、第五章及第六章分別以重力式碼頭、板樁式碼頭、棧橋式碼頭及圓筒式碼頭為例進行耐震性能設計，由構造物系統規劃開始確定碼頭之設計考量、設計目標及設計基準，並瞭解所需滿足之耐震性能要求與規定，再進行初步設計、等級 I 地震性能驗證檢核、等級 II 地震性能驗證檢核及等級 III 地震性能驗證檢核，最終完成設計。

8.4 手冊目錄

本手冊依序以「耐震性能設計理念」、「耐震性能分析方法」、「碼頭設計例實作」等章節內容，分別說明應如何完成港灣碼頭構造物耐震性能設計，手冊目錄如下：

第一章 港灣碼頭構造物耐震性能設計理念

1.1 耐震性能設計理念與性能要求

1.2 耐震性能設計流程

1.2.1 第一階段設計

1.2.2 第二階段驗證

1.3 碼頭的種類及其破壞機制

1.4 各類型碼頭之性能設計標準

第二章 耐震性能分析方法

2.1 簡化分析法

2.1.1 重力式碼頭

2.1.2 板樁式碼頭

2.1.3 圓筒式碼頭

2.1.4 棧橋式碼頭

2.2 簡化動力分析

2.2.1 重力式碼頭與圓筒式碼頭

2.2.2 板樁式碼頭

2.2.3 棧橋式碼頭

2.3 動力分析

2.3.1 重力式碼頭

2.3.2 板樁式碼頭

2.3.3 圓筒式碼頭

2.3.4 棧橋式碼頭

2.4 土壤液化潛能評估

第三章 重力式碼頭設計例實作

3.1 碼頭概述

3.1.1 一般性設計考量

3.1.2 設計目標

3.1.3 設計基準

3.2 耐震性能要求與規定

3.2.1 性能要求

3.2.2 性能規定

3.3 構造物系統規劃

3.4 土壤液化評估

3.5 初步設計

3.5.1 地震力係數計算

3.5.2 沉箱設計斷面及材料參數

3.5.3 安全性檢核

3.6 驗證分析

3.6.1 等級 I 地震性能驗證檢核

3.6.2 等級 II 地震性能驗證檢核

3.6.3 等級 III 地震動力分析

3.7 設計結果說明

第四章 板樁式碼頭設計例實作

4.1 碼頭概述

4.1.1 設計目標

4.1.2 設計基準

4.1.3 自然條件

4.2 耐震性能要求與規定

4.2.1 性能要求

4.2.2 性能規定

4.3 構造物系統規劃

4.4 土壤液化評估

4.5 初步設計

4.5.1 地震力係數計算

4.5.2 碼頭設計斷面與參數表

4.5.3 安全性檢核

4.6 驗證分析

4.6.1 等級 I 地震性能驗證檢核

4.6.2 等級 II 地震性能驗證檢核

4.6.3 等級 III 地震動力分析

4.7 設計結果說明

第五章 棧橋式碼頭設計實作

5.1 碼頭概述

5.1.1 設計目標

5.1.2 設計基準

5.2 耐震性能要求與規定

5.2.1 性能要求

5.2.2 性能規定

5.3 構造物系統規劃

5.4 土壤液化評估

5.5 初步設計

5.5.1 假設條件

5.5.2 構件斷面設計

5.5.3 土壤承载力檢核(容許應力設計)

5.6 驗證分析

5.6.1 等級 I 地震性能驗證檢核

5.6.2 等級 II 地震性能驗證檢核

5.6.3 等級 III 地震性能驗證檢核

5.7 設計結果說明

第六章 圓筒式碼頭設計例實作

6.1 碼頭概述

- 6.1.1 設計目標
- 6.1.2 設計基準
- 6.1.3 自然條件
- 6.2 耐震性能要求與規定
 - 6.2.1 性能要求
 - 6.2.2 性能規定
- 6.3 構造物系統規劃
- 6.4 土壤液化評估
- 6.5 初步設計
 - 6.5.1 地震力係數計算
 - 6.5.2 碼頭設計斷面與參數表
 - 6.5.3 安全性檢核
- 6.6 驗證分析
 - 6.6.1 等級 I 地震性能驗證檢核
 - 6.6.2 等級 II 地震性能驗證檢核
 - 6.6.3 等級 III 地震動力分析
- 6.7 設計結果說明

參考文獻

手冊詳細內容請參考「[港灣構造物耐震性能設計架構之研究\(4/4\)](#)」之附錄。

第九章 結論與建議

臺灣位於環太平洋地震帶，加上海島性之氣候與海象條件，使得臺灣之港灣構造物在其壽命中的安全性受到地震、海潮流、波浪、海嘯、土壤液化、鹽分腐蝕等之影響，因此，如何考量構造物整個壽命期之經濟性，據以提出合理的耐震設計規範及維護措施，使所建造之港灣構造物能滿足預期之安全度及服務品質一直是目前熱門的研究課題。

有鑒於美國、歐洲、日本等國已經著手於性能設計之研究，而國內也已著手推動橋梁及建築物之耐震性能設計，故本研究考慮將構造物性能設計應用在港灣構造物，俾提升國內港灣工程技術之水準，使我國與國際上之工程技術接軌。

而港灣結構物之維護是為確保結構安全，使用功能及延長使用年限的必要措施，以往我國港灣工程與設施較注重興建，對於平常之維護均認為是例行公事，僅編列少數維護經費，做低效益、無專業技術之表面粗淺之維護工作。而英、美、日等先進國家則均依環境腐蝕特性，規劃一套完整之維護計畫，不但使維護經費做最有效之運用，並可杜絕龐大維護費用之浪費。因此，我國港灣結構物實有必要建立一套完善的港灣構造物檢測程序與安全評估方法。

9.1 結論

1. 本報告第三章之圓筒式碼頭設計例，係以第二章之設計流程進行分析檢核，依本研究建議之可接受標準，可順利完成設計，證實本研究建立之性能設計流程可行性。
2. 由圓筒式碼頭示範例設計過程，可得到下列設計要點：
 - (1) 圓筒式碼頭對於其背填土及內填料之材料與特性影響甚大，因此圓筒式碼頭設計時，對於背填土及內填料之材料之動力特性要求需特

別注意，由研究發現背填土及內填料之材料發生液化之控制相當重要，係設計時之重要考量。

- (2) 初步設計以簡化分析法進行設計，此法亦為驗證檢核分析之方法，除可使初步假設之參數及尺寸的失敗機率降低，更可增加使用者對分析方法的熟悉度，對工程師在分析及檢核的過程中，亦大量減少選擇眾多分析方法之複雜程度。
- (3) 圓筒式碼頭示範例係假設以 B 級碼頭做設計，因此等級 I 地震性能檢核採用擬靜力分析法(簡化分析)，等級 II 地震性能檢核採用滑動塊體法(簡化動力分析)與非線性歷時分析法(動力分析)以滿足設計要求，在本設計例中，修改國際航海協會制定之圓筒式各等級碼頭所對應的耐震性能要求於等級 III 地震下並無檢核標準，此舉係為簡化檢核之複雜度，因耐震性能等級定性規定中，等級 III 地震下碼頭構造物已損壞無法使用，因此無須再檢核以提高設計效率。
- (4) 本研究之耐震性能分析方法雖以國際航海協會所訂定之基準為主要參考依據，但為使分析方法之適用性更完善、更本土化，本研究已將國內設計基準之方法與其相結合。

3. 碼頭耐震性能設計手冊部分

- (1) 本設計手冊訂定港灣碼頭構造物耐震性能設計目標、耐震性能規定與耐震性能驗證方法等，建立圓筒式碼頭之耐震性能設計程序，並經由設計示範例規劃，選定適當且具代表性的設計條件，以進行重力式碼頭、板樁式碼頭、圓筒式碼頭及棧橋式碼頭的耐震性能設計案例實作，結合上述成果編撰「碼頭耐震性能設計手冊」。
- (2) 本手冊為與實務港灣構造物耐震設計法令結合，故蒐集國內主要從事相關業務之工程設計單位，如宇泰工程顧問、中興工程顧問、臺灣世曦工程顧問及浩海工程顧問等提供之相關意見，並與手冊進行整合。
- (3) 本手冊修改各重要度等級之碼頭特性表之特性敘述並增加建議適

用碼頭構造物，以及修改性能等級分為三個等級，分別對使用性、修復性與安全性有定性規定，量化之後建立可接受標準，並且依照碼頭特性列出性能參數，作為檢核設計時之參考。此舉能有效的簡化檢核之複雜度，並提升設計效率。

4. 本研究已建立港灣構造物檢測技術與程序並建立港灣構造物維護管理手冊，可供港務公司等相關從業人員參考應用。
5. 本研究完成港灣防波堤及碼頭構造物目視巡查標準之制定，可供港務公司等相關從業人員參考應用。
6. 本研究更新既有維護管理系統，並已配合檢測作業標準，制定各類巡查方式與檢測標準進行資料記錄，未來可提供港務公司從事港灣結構物維護管理之應用。

9.2 建議

1. 圓筒式碼頭之結構在非線性動力分析時需考慮土壤-結構互制的非線性動力行為及複雜之土壤材料力學行為。在地震作用時，鋼板樁後方之背填土壤和圓筒內填料是否液化及其液化之程度對於碼頭之耐震性能影響相當地大，因此圓筒式碼頭非線性動力分析於土壤材料力學行為模擬應考慮有效應力和孔隙水壓力之受震時力學行為，有效應力分析法係較能符合實際情形之分析方法。唯本研究孔隙水壓力激發模式係採用 FLAC2D 程式內嵌之 Finn 模式，Finn 模式對於臺灣地區不同土層材料之適宜性建議後續可進行更詳細之研究探討。
2. 圓筒式碼頭之有效應力分析需輸入合理且適宜之參數，在調查、規劃、初步設計與詳細設計階段時，受限於分析參數之可取得性，對於分析結果可能會有影響，對於動力分析之參數決定，建議後續可進行參數研究以建立更完善之參數選用原則，達到分析結果更具一致之代表性。

3. 本研究於非線性動力分析採用 FLAC2D 程式，FLAC2D 程式係假設圓筒式碼頭內地層與幾何形狀為二維分佈，同時碼頭在沿海線軸方向無明顯之地層與幾何變化，故分析時僅考慮圓筒式碼頭受震時之二維平面應變之等效力學行為。然而對於非二維分佈地層或碼頭之幾何三維空間變化深入探討時，則建議需採用三維程式(諸如 FLAC3D 等)進行分析。
4. 本研究中各類碼頭之性能可接受標準多沿用國際航海學會訂定之，而此一數據結果是否能完全套用至國內基準並適時反應各型式之破壞行為，尚值得作進一步之探討，後續應建置適用於台灣本土化標準之資料庫。
5. 碼頭於簡化動力分析及動力分析時需使用地震歷時曲線，但目前無統一規定及作法，建議未來可依港灣結構物之工址特性，由公單位制訂出完善且統一之地震歷時曲線以供分析使用。
6. 目前雖已有港灣構造物維護管理手冊，惟其強制力較不足以讓各港務機關依循，故建議後續能將手冊朝向規範層級制定，以讓港灣構造物維護管理工作朝向制度化邁進，確保其安全性與功能性。
7. 由於港灣構造物範圍較大，以目前編制人力較無法有效掌握，建議未來可採用 3D 光達或無人載具(UAV)等方式進行結構物的檢測與監測，以達事半功倍之效。
8. 檢測標準目前雖已有圖示說明，未來建議可以增加劣化照片輔助判定。
9. 目前維管系統已將基隆港港灣構造物資料建置完成，並可供管理單位進行相關檢測評估、維修排序與維修記錄之工作，建議未來可持續推廣至國內各港。
10. 鋼筋混凝土構造物於港灣中時有破壞情形，破壞後再來補修實為不得已而為之，如能於建造時即能增加其耐久性、耐候性及其他介面性質，則能維持港灣碼頭持續性的運作功能；除了減少損失更能增

加收益。

9.3 成果效益與應用情形

1. 在施政上，本研究成果可提供交通部未來修訂碼頭設計基準之參考。
2. 在實務上，本研究成果可提昇國內產官學研界之相關設計與研究水準，以因應技術發展及國際化之需求。
3. 本研究成果可提供各港務分公司未來設計與維護港灣構造物之依據。

參考文獻

1. Newmark, N. M., Effect of Earthquake on Dam and Embankment, Geotechnique, Vol.15, No. 2, pp.139-159, 1965.
2. Seed, H. B. and Whitman, R.V., Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads, ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, Ithaca, pp. 103-147, 1970.
3. Franklin, A. G. and Chang, F. K. , Earthquake Resistance of Earth and Rockfill Dams, Report 5: Permanent displacements of earth dams by Newmark analysis, US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Miscellaneous Paper 2-71-17, 1977.
4. Richards, R. Jr. and Elms, D., Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 105(GT4):449-464, 1979.
5. Uwabe, T., Estimation of Earthquake Damage Deformation and Cost of Quaywalls based on Earthquake Damage Records, Technical Note of Port and Harbour Research Institute, No.473, pp. 197, 1983 (in Japanese).
6. Tokimatsu, K. and Y.Yoshimi, Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT-N Value and Fines Content, Soils and Foundations, Vol.23, No.4, pp.56-74, 1983.
7. Seed, H.B., K. Tokimatsu, L.F.Harder,and R.M. Chung, Influence of Spt Procedures in soil liquefaction resistance evaluation, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.111, No.12, pp.1425-1445, 1985.
8. Matsuzawa, H., Ishibashi, I. and Kawamura, M., Dynamic Soil and Water Pressure of Submerge Soils, Journal of Geotechnical Engineering., ASCE, Vol.111, No.10, pp.1161~1176, 1985.

9. Whitman, R. V. and Liao, S., Seismic Design of Retaining Walls, US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Miscellaneous Paper GL-85-1, 1985.
10. Towhata, I. And Islam, S., Prediction of Lateral Movement of Anchored Bulkheads Induced by Seismic Liquefaction, Soils and Foundations 27(4): 137-147, 1987.
11. Gazetas, G., Dakoulas, P. and Dennehy, K., Empirical Seismic Design Method for Waterfront Anchored Sheetpile Walls., Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE Geotechnical Special Publication No. 25, pp. 232-250, 1990.
12. Kulhawy and Mayne, Manual On Estimatumg Soil Properties for foundation design, 1990.
13. SEAOC, Vision 2000 Performance Based Seismic Engineering of Buildings, Structural Engineers Association of California-Seismology Committee, USA, 1995.
14. Nagao, T., Koizumi, T. Kisaka, T., Terauchi, K., Hosokawa, K., Kadowaki, Y. and Uno, K., Evaluation of Stability of Caisson Type Quaywalls based on Sliding Block Analysis, Technical Note of Port and Harbour Research Institute, No. 813, pp.306-336 (in Japanese), 1995.
15. Youd, T.L., and Noble, S.K. "Magnitude Scale Factor." Proceeding of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Edit by T.L. Youd and I.M. Idriss, NCEER-97-0022, pp.149-166,1997.
16. Iai, S., Rigid and Flexible Retaining Walls during Kobe Earthquake, Proc. 4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, pp.108-127, 1998.
17. McCullough, N.J. and Dickenson, S.E., Estimation of Seismically Induced Lateral Deformations for Anchored Sheetpile Bulkheads, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III,

Geotechnical Special Publication No. 75, ASCE 1095-1106, 1998

18. Iai, S., Ichii, K., Sato, Y. and Liu, H., Residual Displacement of Gravity Quaywalls – parameter study through effective stress analysis, Proc. 7th U.S.-Japan workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction, Seattle, MCEER-99-0019, pp.549-563, 1999.
19. SEAOC, Recommended Lateral Force Requirements and commentary (SEAOC Blue Book), Structural Engineers Association of California-Seismology Committee, USA, 1999.
20. Xue, Q., Need of performance-based earthquake engineering in Taiwan: a lesson from the Chichi earthquake, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 29:1609-1627, 2000.
21. FEMA 350, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, prepared by the SAC Joint Venture, a partnership of the Structural Engineers Association of California, the Applied Technology Council, and universities for Research in Earthquake Engineering; published by the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. USA, 2000.
22. FEMA 356, Prestandard and Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings, prepared by ASCE, published by the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. USA, 2000.
23. FEMA 368, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1: Provisions. BSSC, Washington, D.C. USA, 2000.
24. IBC 2000, International Building Code 2000, International Code Council, CA, USA, 2000.
25. PIANC/International Navigation Association, Seismic Design Guidelines for Port Structures, A.A Balkema Publishers, 2001.

- 26.Xue, Q., A Direct Displacement-Based Seismic Design Procedure of Inelastic Structures, Engineering Structures, Vol. 23/11, P. 1453-1460, 2001.
- 27.Xue, Q., Assessing the Accuracy of The Damping Model Used in Displacement-Based Seismic Demand Evaluation and Design of Inelastic Structures, International Journal of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Vol. 3(2):37-45, 2001.
- 28.NCHRP, Project 12-49 Report, National Cooperative Highway Research Program, Project 12-49, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2001.
- 29.Seed,et.al,Recent Advances In Soil Liquef Action Engineering And Seismic Site Response Evaluation, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium, California, 2001.
- 30.MCEER, Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, NCHRP Project 12-49, MCEER Highway Project 094, Task F3-1, Buffalo, NY., 2001.
- 31.Ichii, K., A Seismic risk Assessment Procedure for Gravity Type Quay Walls, Structural Eng./Earthquake Eng., JSCE, Vol. 19, No.2, 131s-140s, 2002.
- 32.Xue, Q., A Reliable Capacity-Spectrum Method and Its Application in Seismic Performance Evaluation and Design, ICSSD2002, Singapore, 2002.
- 33.Xue, Q., A Direct Displacement-Based Seismic Design Procedure to Fulfil Multiple Performance Objectives, Journal of The Chinese Institute of Engineers, Vol.25(4):469-472, 2002.
- 34.FEMA 450, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1: Provisions. BSSC, Washington, D.C. USA, 2003.

35. IBC 2003, International Building Code 2003, International Code Council, CA, USA, 2003.
36. FEMA 440, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Prepared by Applied Technology Council (ATC-55 Project) for Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. USA, 2004.
37. IAEE, 13th World Conference on Earthquake Engineering. International Association for Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004.
38. Caltrans, Seismic Design Criteria version 1.3, 2004.
39. Itasca, FLAC & FLAC3D- Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 5.0, User's Guide, Itasca Consulting Group, Inc, Minneapolis, U.S.A, 2005.
40. Caltrans, Seismic Design Criteria version 1.5, 2009.
41. 中華人民共和國國家標準，建築抗震設計規範 GBJ11-89，中國建築工業出版社，北京，1989。
42. 港灣技術研究所，港灣及海岸結構物設計基準，港灣研究所專刊 123 號，1997。
43. 交通技術標準規範港灣類工程設計部，港灣構造物設計基準-碼頭設計基準及說明，1997。
44. 日本港灣協會，港灣の施設の技術上の基準・同解説，運輸省港灣局監修，1999。
45. 交通部運輸研究所港灣技術研究中心，臺中港 1 至 4A 碼頭 921 地震液化災損初步調查研究，第 172 號專刊，1999。
46. 黃俊鴻、陳正興，土壤液化機率分析法之研究，國家地震工程研究中心 NCREE-99-043，1999。

- 47.陳正興、黃國祥，集集地震臺中港沉箱滑移之初步分析，港灣工程耐震安全評估與災害防治研討會論文集，第 3-1~3-18 頁，2000。
- 48.交通部，港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明，2000。
- 49.日本土木學會，Earthquake Resistant Design Codes in Japan (英文版)，2000。
- 50.臺中港務局，九二一地震臺中港北碼頭區港埠設施災損原因研究分析報告書(修訂本)，宇泰工程顧問有限公司，2000。
- 51.倪勝火、賴宏源，常用液化評估法對 921 地震案例適用性探討，921 集集大地震週年紀念學術研討會論文集，pp.233~270，2000。
- 52.內政部營建署，建築物基礎構造設計規範，2001。
- 53.李咸亨、吳志明、郭政彥，本土化液化評估方法之探討，集集地震土壤液化總評估研究研討會，2001。
- 54.張國鎮、黃震興、蔡孟豪、林裕淵、王元利，鋼筋混凝土耐震結構性能設計法(二)－直接位移法及其結構實驗，(專案研究報告 R-ST-01-04)，中興工程顧問社，2001。
- 55.羅俊雄，鐵路橋梁耐震設計可靠度分析(三)－RC 連續橋梁地震反應分析，中興工程顧問社研究報告 SEC/R-ST-01-05，2001。
- 56.李賢華、薛憲文、陳桂清，港灣構造物安全檢測與評估研習會論文集—港灣構造物安全檢測與評估，交通部委託計畫研究成果報告，2001。
- 57.賴瑞應、王慶福、曾文傑、張道光，碼頭構造物耐震設計之研究，交通部運輸研究所報告 MOTC-IOT-IHMT-DA9002，2001。
- 58.賴聖耀、李豐博、蘇吉立、陳志芳，港灣地區大地監測調查與液化防治之研究，交通部運輸研究所報告 MOTC-IOT-91-HA01-01，2002。
- 59.日本道路協會，道路橋示方書同解說-耐震設計編，丸善株式會社，

- 東京，2002。
- 60.日本鐵道綜合技術研究所，鐵道構造物等設計標準同解說-耐震設計，丸善株式會社，東京，2002。
- 61.薛強，地震工程性能設計法之應用(一)—單自由度橋柱及建築物之耐震性能評析與設計，財團法人中興工程顧問社專案研究報告 R-ST-02-06，臺北，2002。
- 62.交通部運輸研究所，港灣構造物設計基準—耐震設計之修訂，國立中山大學執行，2002。
- 63.張景鐘、呂秋水、張權，基隆港區地震危害度分析與可能災損評估，第二十四屆海洋工程研討會論文集，港灣技術研究中心，pp.648-652，2002。
- 64.張權，港灣結構物震害評估分析—以棧橋式碼頭為例，國立臺灣海洋大學河海工程學系，碩士論文，2002。
- 65.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，國立臺灣大學土木工程學研究所博士論文，臺北，2002。
- 66.廖文義、羅俊雄、邱世彬，位移設計法與位移反應譜分析，結構工程，第十八卷，第三期：59-75，2003。
- 67.蔡克銓、翁元滔、林敏郎、陳垂欣、賴俊維、蕭博謙，實尺寸含挫屈束制支撐與鋼管混凝土柱複合構架之擬動態試驗：位移導向耐震設計與性能評估，鋼與混凝土複合構造國際研討會(Proceedings, International Workshop on Steel and Concrete Composite Constructions)，國家地震工程研究中心，2003。
- 68.賴瑞應、曾文傑、張道光、薛強、林澤熙、鄧耀里、陳斌哲、陳正忠、陳國慶、王茂興、辛希，碼頭結構物功能設計分析方法之研究，交通部運輸研究所，臺北，2004。
- 69.宋裕祺、蔡益超，橋梁結構性能耐震設計，結構工程，第十九卷，

第一期：41~73，2004 年 3 月。

- 70.鄧崇任、柴駿甫、廖文義、蘇晴茂、簡文郁、周德光，耐震性能設計規範研究(一)，國家地震工程研究中心 NCREE-04-015，2004。
- 71.蕭江碧、葉祥海、王亭復、薛強、陳柏端、吳嘉偉、陳正忠、王茂興、辛希，建築物耐震性能設計規範架構之研究，內政部建築研究所 093301070000G3015，2004。
- 72.張國鎮、劉光晏，鐵路橋梁耐震設計規範修訂草案之研究-附錄一 鐵路橋梁耐震性能設計法，交通部高速鐵路工程局，2004。
- 73.曾志煌、翁國和、徐順憲、李賢華、陳素惠、蕭清木、錢中弘、張勝評、余宗鴻、鍾沛穎、孫宏華、洪麗珍，港灣構造物設計基準修訂，交通部運輸研究所，2005。
- 74.賴瑞應、曾文傑、張道光、薛強、張景鐘、許文豪，港灣構造物功能性設計法之研究(3/3)，交通部運輸研究所，2005。
- 75.賴瑞應、賴聖耀、謝明志，地震引致板樁式碼頭之變位量分析，交通部運輸研究所，2005。
- 76.王仲宇、李明山，橋梁支承系統功能性設計之非線性數值分析(I)，國家地震工程研究中心 NCREE-05-028，2005。
- 77.內政部營建署建築研究所編輯委員會，建築物耐震設計規範及解說，營建雜誌社，2005。
- 78.薛強、陳國慶、吳嘉偉、陳正忠、石豐銘、周文陽，建築物耐震性能設計規範之研擬子計畫一：規範與解說，內政部建築研究所 094301070000G1018，2005。
- 79.薛強、陳國慶、吳嘉偉、陳正忠，建築物耐震性能設計規範之研擬子計畫二：案例研究，內政部建築研究所 094301070000G1018，2005。
- 80.交通部運輸研究所，港灣構造物設計基準修訂，2005 年 2 月。

- 81.胡道舜，臺中港區某工程護岸碼頭基礎工程相關設計及施工探討，國立中興大學土木工程學系所，碩士論文，2007。
- 82.交通部，鐵路橋梁耐震設計規範，2007。
- 83.日本財團法人沿岸技術研究中心，港灣構造物設計事例集，2007。
- 84.鄧崇任、柴駿甫、廖文義、翁元滔、簡文郁、邱世彬、林凡茹、周德光，耐震與性能設計規範研究(三)，國家地震工程研究中心 NCREE-07-010，2007。
- 85.日本港灣協會，港灣の施設の技術上の基準・同解説，運輸省港灣局監修，2007。
- 86.賴聖耀，謝明志，林雅雯，曾文傑，陳正興，黃富國，邱俊翔，港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(1/4)，交通部運輸研究所，臺北，2008。
- 87.交通部，公路橋梁耐震設計規範，2009。
- 88.賴聖耀，謝明志，林雅雯，曾文傑，陳正興，黃富國，邱俊翔，港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(2/4)，交通部運輸研究所，臺北，2009。
- 89.鄧崇任、柴駿甫、廖文義、翁元滔、簡文郁、邱世彬、林凡茹、周德光，耐震性能設計規範改進先期研究（一、二），國家地震工程研究中心 NCREE-09-012，2009。
- 90.張國鎮、蔡益超、宋裕祺、廖文義、柴駿甫、洪曉慧、劉光晏、吳弘明、戚樹人、陳彥豪，公路橋梁耐震評估及補強準則之研究，國家地震工程研究中心 NCREE-09-028，2009。
- 91.財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心，公共工程性能設計準則之研究，行政院公共工程委員會專案研究計畫，2009。
- 92.賴聖耀、謝明志、林雅雯、曾文傑、陳正興、黃富國、邱俊翔，港

- 灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(3/4)，交通部運輸研究所，臺北，2010。
- 93.張荻薇、廖學瑞、丁金彪，2011 年東日本大震災-震後六個月-港灣及海岸，臺灣世曦股份有限公司，臺北，2011。
- 94.賴聖耀、謝明志、林雅雯、曾文傑、陳正興、黃富國、邱俊翔，港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(4/4)，交通部運輸研究所，臺北，2011。
- 95.賴瑞應、張權、薛強、陳正忠、徐偉誌、石豐銘，港灣構造物耐震性能設計架構之研究(1/4)，交通部運輸研究所，臺北，2011。
- 96.謝明志、陳志芳、張文忠、林炳森、黃安斌，港灣現地碼頭結構與土壤動態互制監測之研究(2/2)，2011。
- 97.賴瑞應、張權、薛強、顧承宇、曾韋鯨、徐偉誌、翁健煌、蔡勇賢，港灣構造物耐震性能設計架構之研究(2/4)，交通部運輸研究所，臺北，2012。
- 98.曾韋鯨、顧承宇、張權、薛強、賴瑞應，重力式碼頭耐震性能設計架構之研究，第 34 屆海洋工程研討會論文集，2012。
- 99.賴瑞應、顧承宇、張景鐘、曾韋鯨、陳明鈺、余孟勳、蔡勇賢，港灣構造物耐震性能設計架構之研究(3/4)，交通部運輸研究所，臺北，2013。
100. 張權、薛強、顧承宇、曾韋鯨、邱天宏、賴瑞應，「應用動力分析於板樁式碼頭之耐震性能設計之研究」，港灣報導季刊，第 96 期，第 1~18 頁，2013 年 10 月。
101. 曾韋鯨、顧承宇、張權、薛強、賴瑞應，「耐震性能設計之研究-以重力式碼頭為例」，第十五屆大地工程學術研究討論會，雲林，臺灣，2013 年 9 月。

102. 曾韋繇、顧承宇、賴瑞應，「動力分析於板樁式碼頭耐震性能設計研究」，第十五屆水下技術研討會暨國科會成果發表會，基隆，臺灣，2013 年 5 月。
103. 張德文、李順敏、蔡立盛，「樁基礎耐震性能分析評估與運用」，臺灣世曦工程顧問股份有限公司，2012。