

MOTC-IOT-101-H1DB006a

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

中華民國 102 年 1 月

MOTC-IOT-101-H1DB006a

港灣構造物耐震性能設計架構之 研究(2/4)

著者：賴瑞應、張 權、薛 強、顧承宇、曾韋鯨
徐偉誌、翁健煌、蔡勇賢

交通部運輸研究所

中華民國 102 年 1 月

港灣構造物耐震性能設計架構之研究(2/4)

著 者：賴瑞應、張 權、薛 強、顧承宇、曾韋懿、徐偉誌、翁健煌、
蔡勇賢

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 102 年 1 月

印 刷 者：

版(刷)次冊數：初版一刷 100 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所網站

定 價：全套 一 冊 320 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：1009500249 ISBN：986-00-4344-2 (全套:平裝)

著作財產權人：中華民國(代表機關：交通部運輸研究所)

本著作保留所有權利，欲利用本著作全部或部份內容者，

須徵求交通部運輸研究所書面授權。

港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

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之研究(2/4)			
國際標準書號 (或叢刊號) ISBN(平裝)	政府出版品統一編號	運輸研究所出版品編號	計畫編號 MOTC-IOT-101-H1DB006a
本所主辦單位：港研中心 主管：邱永芳 計畫主持人：賴瑞應 聯絡電話：04-26587170 傳真號碼：04-26564418	合作研究單位：財團法人中興工程顧問社 計畫主持人：張權 協同主持人：薛強、顧承宇 研究人員：曾韋繇、徐偉誌、翁健煌、蔡勇賢 地址：10570 台北市南京東路五段 171 號 聯絡電話：(02)27692131		研究期間 自 101 年 01 月 至 101 年 10 月
關鍵詞：耐震設計、性能設計、棧橋式碼頭、重力式碼頭			
<p>摘要：</p> <p>本研究為第二期研究計畫，主要是碼頭耐震性能設計案例研究，藉由第一期計畫所研究之成果，如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，建立棧橋式碼頭與重力式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，以進行棧橋式與重力式碼頭的耐震性能設計案例實作，依據各等級碼頭所對應的耐震性能要求與其耐震性能等級之定性規定，以臺中港之碼頭為設計目標，進行簡化分析法、簡化動力分析法與動力分析法之耐震性能設計，另外亦對本案所建議之性能設計法的設計地震力與現行設計基準做比較探討，最後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。</p> <p>由設計案例研究結果可知，本研究建議的耐震性能設計流程與分析方法之可行性與適用性甚佳，其成果可以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。</p>			
出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
102 年 1 月	330	320	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。
<p>機密等級：</p> <p><input type="checkbox"/>限閱 <input type="checkbox"/>機密 <input type="checkbox"/>極機密 <input type="checkbox"/>絕對機密</p> <p>(解密【限】條件：<input type="checkbox"/>年 月 日解密，<input type="checkbox"/>公布後解密，<input type="checkbox"/>附件抽存後解密， <input type="checkbox"/>工作完成或會議終了時解密，<input type="checkbox"/>另行檢討後辦理解密)</p> <p>■普通</p>			
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: A Study on Performance-Based Seismic Design Framework of Port Structures (2/4)			
ISBN(OR ISSN) ISBN	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER	IOT SERIAL NUMBER	PROJECT NUMBER MOTC-IOT- 100-H1DB006a
DIVISION: Harbor & Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: Jui-Ying Lai PHONE: (04) 26587170 FAX: (04) 26564418			PROJECT PERIOD FROM January 2012 TO October 2012
RESEARCH AGENCY: SINOTECH ENGINEERING CONSULTANTS, INC. PRINCIPAL INVESTIGATOR: Chyuan Chang Co-PRINCIPAL INVESTIGATOR: Qiang Xue, Cheng-Yu Ku PROJECT STAFF: Wei-Fan Tseng, Wei-Chih Hsu, Jian-Huang Weng, Yung-Hsien Tsai ADDRESS: 171, NanKing E. RD., Sec. 5, Taipei 10570, Taiwan, R.O.C. PHONE: (02) 27692131			
KEY WORDS: Seismic Design; Performance-Based Design; Pile-Supported Wharves; Gravity Quay Walls			
ABSTRACT:			
<p>This study is the second phase of the research project, and it will focus on the performance-based seismic design case studies of wharf structures. By means of the research results of the first phase of this project, such as the performance objectives and corresponding acceptance criteria of damage parameters and analysis methods of port structures, the performance-based seismic design procedure for the pile-supported wharves and gravity quay walls can be established. Then, the appropriate and representative design conditions of wharves design case can be set by the case planning, and the design case studies of the pile-supported wharves and gravity quay walls will be conducted. Accordingly, we study the performance-based seismic design framework of wharf using the simplified analysis, the simplified dynamic analysis, and the dynamic analysis for evaluating Taichung Harbor's wharf. Furthermore, the difference of seismic force between suggested performance-based design and current design standard will be discussed as well. Finally, according to aforementioned research results, the feasibility of applying performance-based design method on port structures can be discussed.</p> <p>Based on the design case studies results, it is demonstrated that the performance-based seismic design procedure and analysis methods provided are very feasible to design the wharves. The research results will improve domestic design and research standard to catch up with the international technology development accordingly.</p>			
DATE OF PUBLICATION January 2013	NUMBER OF PAGES 330	PRICE 320	CLASSIFICATION <input type="checkbox"/> RESTRICTED <input type="checkbox"/> CONFIDENTIAL <input type="checkbox"/> SECRET <input type="checkbox"/> TOP SECRET <input checked="" type="checkbox"/> 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之研究(2/4)

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
目錄	III
圖目錄	IX
表目錄	XIX
第一章 計畫背景	1-1
1.1 研究緣起	1-1
1.2 研究目的	1-5
1.3 研究範圍與對象	1-5
1.4 研究內容與工作項目	1-6
1.5 研究方法及進行步驟	1-6
第二章 棧橋式與重力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
2.2.1 第一階段設計	2-4
2.2.2 第二階段驗證	2-15
2.3 棧橋式碼頭耐震第一階段設計	2-18
2.3.1 設計範例基本條件	2-18
2.3.2 建立性能可接受標準	2-18

2.3.3	結構系統.....	2-24
2.3.4	土壤液化評估	2-26
2.3.5	初步設計.....	2-26
2.4	棧橋式碼頭耐震第二階段驗證.....	2-27
2.4.1	簡化分析法.....	2-27
2.4.2	簡化動力分析-容量震譜法(非線性側推分析).....	2-30
2.4.3	動力分析法.....	2-49
2.5	重力式碼頭耐震第一階段設計.....	2-50
2.5.1	設計範例基本條件	2-50
2.5.2	建立性能可接受標準	2-51
2.5.3	結構系統.....	2-54
2.5.4	土壤液化評估	2-57
2.5.5	初步設計.....	2-58
2.6	重力式碼頭耐震第二階段檢核.....	2-59
2.6.1	簡化分析法.....	2-59
2.6.2	簡化動力分析法(滑動塊體分析法).....	2-70
2.6.3	動力分析法.....	2-74
第三章	棧橋式碼頭設計實例操作.....	3-1
3.1	碼頭概述.....	3-1
3.1.1	設計目標.....	3-1
3.1.2	設計基準.....	3-1
3.2	耐震性能要求與規定.....	3-2
3.2.1	性能要求.....	3-2

3.2.2	性能規定.....	3-3
3.3	構造物系統規劃.....	3-5
3.4	土壤液化評估.....	3-6
3.5	初步設計.....	3-9
3.5.1	結構模擬.....	3-9
3.5.2	構件斷面設計	3-11
3.5.3	土壤承载力檢核(容許應力設計).....	3-14
3.6	驗證分析.....	3-16
3.6.1	等級 I 地震性能驗證檢核	3-17
3.6.2	等級 II 地震性能驗證檢核.....	3-33
3.6.3	等級 III 地震性能驗證檢核	3-47
3.7	設計結果說明.....	3-61
第四章	重力式碼頭設計實例操作.....	4-1
4.1	碼頭概述.....	4-1
4.1.1	一般性設計考量	4-1
4.1.2	設計目標.....	4-4
4.1.3	設計基準.....	4-4
4.2	耐震性能要求與規定.....	4-5
4.2.1	性能要求.....	4-5
4.2.2	性能規定.....	4-5
4.3	構造物系統規劃.....	4-9
4.4	土壤液化評估.....	4-10
4.5	初步設計.....	4-12

4.5.1	地震力係數計算	4-12
4.5.2	沉箱設計斷面及材料參數	4-13
4.5.3	安全性檢核.....	4-15
4.6	驗證分析.....	4-17
4.6.1	等級 I 地震性能驗證檢核	4-17
4.6.2	等級 II 地震性能驗證檢核.....	4-19
4.6.3	等級 III 地震性能驗證檢核	4-36
4.7	設計結果說明.....	4-63
第五章	性能設計與現行基準之設計地震力比較.....	5-1
5.1	設計地震力說明.....	5-1
5.2	設計地震力比較.....	5-1
第六章	探討性能設計法之適宜性.....	6-1
6.1	棧橋式碼頭耐震性能設計法適宜性探討	6-1
6.1.1	容量震譜法與非線性歷時分析結果之比較	6-1
6.1.2	非線性歷時分析之使用時機	6-2
6.2	重力式碼頭耐震性能設計法適宜性探討	6-3
6.2.1	案例分析方法適宜性探討	6-3
6.2.2	非線性動力分析適宜性探討	6-5
第七章	結論與建議.....	7-1
7.1	研究目的與問題.....	7-1
7.2	結論.....	7-1
7.2.1	耐震性能設計流程之建立	7-1
7.2.2	棧橋式碼頭設計例	7-1

7.2.3 重力式碼頭設計例	7-3
7.2.4 設計地震力比較	7-3
7.2.5 耐震性能設計法之適宜性	7-4
7.3 建議.....	7-4
參考文獻.....	參-1
附錄一 FLAC 模型有效應力分布與分析參數	附錄 1-1
附錄二 期中報告審查意見處理情形表.....	附錄 2-1
附錄三 期末報告審查意見處理情形表.....	附錄 3-1
附錄四 期末報告簡報資料.....	附錄 4-1

圖目錄

圖 1.1 神戶地震重力式沉箱碼頭側移滑動破壞.....	1-2
圖 1.2 神戶地震沉箱側移引起起重機柱腳降伏彎曲.....	1-2
圖 1.3 集集地震臺中港沉箱碼頭沉陷.....	1-3
圖 1.4 集集地震臺中港土壤液化引起破壞.....	1-3
圖 1.5 集集地震臺中港倉儲輸送設備因土壤液化產生嚴重下陷傾斜	1-4
圖 1.6 研究步驟流程圖.....	1-7
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 棧橋式碼頭之破壞模式.....	2-19
圖 2.7 棧橋式碼頭之性能參數.....	2-20
圖 2.8 棧橋式碼頭理想的破壞次序.....	2-21
圖 2.9 直樁棧橋式碼頭標準斷面示意圖.....	2-25
圖 2.10 斜樁棧橋式碼頭標準斷面示意圖.....	2-25
圖 2.11 棧橋式碼頭假想地表面示意圖.....	2-28
圖 2.12 棧橋式碼頭基樁之特徵長度示意圖.....	2-29
圖 2.13 容量震譜法分析簡介圖.....	2-31
圖 2.14 工址彈性反應譜.....	2-34
圖 2.15 彈性地震需求震譜.....	2-34

圖 2.16	非彈性地震需求震譜	2-35
圖 2.17	ATC-40 等效阻尼比折減法	2-36
圖 2.18	雙線性模式之遲滯迴圈	2-37
圖 2.19	ATC-40 彈性需求震譜之折減示意圖	2-39
圖 2.20	軸向土壤彈簧力-位移曲線	2-43
圖 2.21	土壤彈簧與塑性鉸設定位位置示意圖	2-44
圖 2.22	\bar{N} 值與橫向抵抗常數 k_S 之關係	2-46
圖 2.23	N 值與橫向抵抗常數 k_c 之關係	2-46
圖 2.24	橫向土壤彈簧力-位移曲線	2-47
圖 2.25	鋼管樁及 RC 構件彎矩-曲率關係曲線	2-48
圖 2.26	日本 311 地震小名濱港 7 號重力式碼頭破壞機制	2-52
圖 2.27	重力式碼頭之性能參數	2-52
圖 2.28	重力式碼頭之破壞模式	2-54
圖 2.29	沉箱重力式碼頭標準斷面示意圖	2-55
圖 2.30	L 型塊重力式碼頭斷面示意圖	2-55
圖 2.31	方塊重力式碼頭斷面示意圖	2-56
圖 2.32	空心方塊重力式碼頭斷面示意圖	2-56
圖 2.33	重力式碼頭工址土壤可能液化狀態	2-58
圖 2.34	背填土壤未液化之重力式碼頭示意圖	2-60
圖 2.35	背填土未液化之重力式碼頭受力示意圖	2-61
圖 2.36	背填土壤全液化之重力式碼頭示意圖	2-63
圖 2.37	背填土全液化之重力式碼頭受力示意圖	2-64
圖 2.38	背填土壤部分液化之重力式碼頭示意圖	2-65

圖 2.39 背填土部分液化之重力式碼頭受力示意圖.....	2-66
圖 2.40 重力式碼頭受震傾覆穩定性分析示意圖.....	2-68
圖 2.41 Newmark 之滑動塊體分析法的觀念.....	2-70
圖 2.42 重力式碼頭簡便動力分析(滑動塊體分析法)評估流程圖.....	2-71
圖 2.43 FLAC 程式模擬重力式碼頭之分析流程圖.....	2-78
圖 3.1 棧橋式碼頭標準斷面圖.....	3-5
圖 3.2 棧橋式碼頭標準平面配置圖.....	3-6
圖 3.3 棧橋式碼頭基樁假想固定法模型(初步設計).....	3-10
圖 3.4 棧橋式碼頭鋼管樁斷面尺寸.....	3-11
圖 3.5 棧橋式碼頭鋼管樁分析所得最大應力比.....	3-12
圖 3.6 棧橋式碼頭上部結構最大縱向鋼筋比.....	3-12
圖 3.7 棧橋式碼頭上部結構最大剪力鋼筋比.....	3-13
圖 3.8 棧橋式碼頭上部結構斷面配筋圖.....	3-13
圖 3.9 棧橋式碼頭驗證分析模型.....	3-25
圖 3.10 棧橋式碼頭軸向(平行法線)之側推曲線.....	3-25
圖 3.11 棧橋式碼頭橫向(垂直法線)之側推曲線.....	3-26
圖 3.12 棧橋式碼頭軸向(平行法線)等級 I 地震之性能點.....	3-26
圖 3.13 棧橋式碼頭橫向(垂直法線)等級 I 地震之性能點.....	3-27
圖 3.14 棧橋式碼頭軸向(平行法線)等級 II 地震之性能點.....	3-27
圖 3.15 棧橋式碼頭軸向等級 II 地震之性能點塑鉸發展情形.....	3-28
圖 3.16 棧橋式碼頭橫向(垂直法線)等級 II 地震之性能點.....	3-28
圖 3.17 棧橋式碼頭橫向等級 II 地震之性能點塑鉸發展情形.....	3-29
圖 3.18 棧橋式碼頭軸向(平行法線)等級 III 地震之性能點.....	3-29

圖 3.19	棧橋式碼頭軸向等級 III 地震之性能點塑鉸發展情形	3-30
圖 3.20	棧橋式碼頭橫向(垂直法線)等級 III 地震之性能點	3-30
圖 3.21	棧橋式碼頭橫向等級 III 地震之性能點塑鉸發展情形	3-30
圖 3.22	棧橋式碼頭軸向(平行法線)塑性鉸產生次序	3-31
圖 3.23	棧橋式碼頭橫向(垂直法線)塑性鉸產生次序	3-32
圖 3.24	棧橋式碼頭等級 II 地震之設計反應譜	3-34
圖 3.25	棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震反應譜	3-34
圖 3.26	棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時 ...	3-35
圖 3.27	棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震反應譜	3-35
圖 3.28	棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時 ...	3-36
圖 3.29	棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜	3-36
圖 3.30	棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時 ...	3-37
圖 3.31	棧橋碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震反應譜	3-37
圖 3.32	棧橋碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時 ...	3-38
圖 3.33	棧橋碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震反應譜	3-38
圖 3.34	棧橋碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時 ...	3-39
圖 3.35	棧橋碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜	3-39
圖 3.36	棧橋碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時 ...	3-40
圖 3.37	棧橋碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震反應譜	3-40
圖 3.38	棧橋碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時 ...	3-41
圖 3.39	棧橋碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震反應譜	3-41
圖 3.40	棧橋碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時 ...	3-42
圖 3.41	棧橋碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜	3-42

圖 3.42	棧橋碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時...	3-43
圖 3.43	棧橋式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析橋面位移軌跡.....	3-44
圖 3.44	棧橋式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析橋面位移軌跡.....	3-44
圖 3.45	棧橋式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析橋面位移軌跡.....	3-45
圖 3.46	棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析之塑性鉸分佈	3-45
圖 3.47	棧橋碼頭等級 II 地震歷時分析鋼管樁最大塑鉸遲滯迴圈...	3-46
圖 3.48	棧橋碼頭等級 II 地震歷時最大位移對應之韌性容量	3-46
圖 3.49	棧橋式碼頭鋼管樁塑性轉角與鋼材壓應變對照值.....	3-47
圖 3.50	棧橋式碼頭等級 III 地震之設計反應譜.....	3-48
圖 3.51	棧橋碼頭等級 III 地震第 1 組南北向人造地震反應譜	3-48
圖 3.52	棧橋碼頭等級 III 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時 .	3-49
圖 3.53	棧橋碼頭等級 III 地震第 1 組東西向人造地震反應譜	3-49
圖 3.54	棧橋碼頭等級 III 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時 .	3-50
圖 3.55	棧橋碼頭等級 III 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜	3-50
圖 3.56	棧橋碼頭等級 III 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時 .	3-51
圖 3.57	棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組南北向人造地震反應譜	3-51
圖 3.58	棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時 .	3-52
圖 3.59	棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組東西向人造地震反應譜	3-52
圖 3.60	棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時 .	3-53
圖 3.61	棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜	3-53
圖 3.62	棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時 .	3-54
圖 3.63	棧橋碼頭等級 III 地震第 3 組南北向人造地震反應譜	3-54
圖 3.64	棧橋碼頭等級 III 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時 .	3-55

圖 3.65	棧橋碼頭等級 III 地震第 3 組東西向人造地震反應譜	3-55
圖 3.66	棧橋碼頭等級 III 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時 .	3-56
圖 3.67	棧橋碼頭等級 III 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜	3-56
圖 3.68	棧橋碼頭等級 III 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時 .	3-57
圖 3.69	棧橋式碼頭等級 III 地震第 1 組歷時分析橋面位移軌跡	3-58
圖 3.70	棧橋式碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析橋面位移軌跡	3-58
圖 3.71	棧橋式碼頭等級 III 地震第 3 組歷時分析橋面位移軌跡	3-58
圖 3.72	棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析之塑性鉸分佈	3-59
圖 3.73	棧橋碼頭等級 III 地震歷時分析鋼管樁最大塑鉸遲滯迴圈 .	3-59
圖 3.74	棧橋碼頭等級 III 地震歷時最大位移對應之韌性容量	3-60
圖 4.1	重力式碼頭標準斷面圖	4-9
圖 4.2	重力式碼頭標準平面配置圖	4-9
圖 4.3	重力式碼頭沉箱斷面尺寸	4-14
圖 4.4	重力式碼頭等級 II 地震之設計反應譜	4-20
圖 4.5	重力碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震反應譜	4-20
圖 4.6	重力碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時	4-21
圖 4.7	重力碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震反應譜	4-21
圖 4.8	重力碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時	4-22
圖 4.9	重力碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜	4-22
圖 4.10	重力碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時	4-23
圖 4.11	重力碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震反應譜	4-23
圖 4.12	重力碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時	4-24
圖 4.13	重力碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震反應譜	4-24

圖 4.14	重力碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時...	4-25
圖 4.15	重力碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜.....	4-25
圖 4.16	重力碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時...	4-26
圖 4.17	重力碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震反應譜.....	4-26
圖 4.18	重力碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時...	4-27
圖 4.19	重力碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震反應譜.....	4-27
圖 4.20	重力碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時...	4-28
圖 4.21	重力碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜.....	4-28
圖 4.22	重力碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時...	4-29
圖 4.23	重力碼頭等級 II 地震第 1 組人造加速度歷時與臨界加速度...	4-30
圖 4.24	重力碼頭等級 II 地震第 2 組人造加速度歷時與臨界加速度...	4-30
圖 4.25	重力碼頭等級 II 地震第 3 組人造加速度歷時與臨界加速度...	4-31
圖 4.26	重力碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析速度及位移變化量...	4-32
圖 4.27	重力碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移.....	4-33
圖 4.28	重力碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析速度及位移變化量...	4-33
圖 4.29	重力碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移.....	4-34
圖 4.30	重力碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析速度及位移變化量...	4-34
圖 4.31	重力碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移.....	4-35
圖 4.32	重力式碼頭等級 III 地震之設計反應譜.....	4-36
圖 4.33	重力碼頭等級 III 地震第 1 組南北向人造地震反應譜.....	4-36
圖 4.34	重力碼頭等級 III 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時.	4-37
圖 4.35	重力碼頭等級 III 地震第 1 組東西向人造地震反應譜.....	4-37
圖 4.36	重力碼頭等級 III 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時.	4-38

圖 4.37	重力碼頭等級 III 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜	4-38
圖 4.38	重力碼頭等級 III 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時 .	4-39
圖 4.39	重力碼頭等級 III 地震第 2 組南北向人造地震反應譜	4-39
圖 4.40	重力碼頭等級 III 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時 .	4-40
圖 4.41	重力碼頭等級 III 地震第 2 組東西向人造地震反應譜	4-40
圖 4.42	重力碼頭等級 III 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時 .	4-41
圖 4.43	重力碼頭等級 III 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜	4-41
圖 4.44	重力碼頭等級 III 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時 .	4-42
圖 4.45	重力碼頭等級 III 地震第 3 組南北向人造地震反應譜	4-42
圖 4.46	重力碼頭等級 III 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時 .	4-43
圖 4.47	重力碼頭等級 III 地震第 3 組東西向人造地震反應譜	4-43
圖 4.48	重力碼頭等級 III 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時 .	4-44
圖 4.49	重力碼頭等級 III 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜	4-44
圖 4.50	重力碼頭等級 III 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時 .	4-44
圖 4.51	重力式碼頭 FLAC 程式網格建置	4-46
圖 4.52	楊氏模數與標準貫入試驗值之關係.....	4-48
圖 4.53	FLAC 程式材料參數分層圖	4-49
圖 4.54	FLAC 程式模型之邊界條件	4-50
圖 4.55	界面元素模型	4-51
圖 4.56	海水側向力模型建立.....	4-52
圖 4.57	地下水位面模型建立	4-52
圖 4.58	Finn 模式模型建立	4-53
圖 4.59	FLAC 動態邊界條件	4-54

圖 4.60	FLAC 第 1 組人造地震加速度歷輸入.....	4-56
圖 4.61	FLAC 第 2 組人造地震加速度歷輸入.....	4-56
圖 4.62	FLAC 第 3 組人造地震加速度歷輸入.....	4-57
圖 4.63	重力式碼頭等級 III 地震第 1 組歷時分析破壞情況	4-58
圖 4.64	重力式碼頭等級 III 地震第 1 組歷時分析水平位移	4-58
圖 4.65	重力式碼頭等級 III 地震第 1 組歷時分析孔隙水壓	4-59
圖 4.66	重力式碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析破壞情況	4-59
圖 4.67	重力式碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析水平位移	4-60
圖 4.68	重力式碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析孔隙水壓	4-60
圖 4.69	重力式碼頭等級 III 地震第 3 組歷時分析破壞情況	4-61
圖 4.70	重力式碼頭等級 III 地震第 3 組歷時分析水平位移	4-61
圖 4.71	重力式碼頭等級 III 地震第 3 組歷時分析孔隙水壓	4-62
圖 5.1	基隆港、高雄港設計地震力係數與週期關係圖.....	5-2
圖 5.2	臺中港設計地震力係數與週期關係圖.....	5-3
圖 5.3	蘇澳港設計地震力係數與週期關係圖.....	5-3
圖 5.4	臺北港設計地震力係數與週期關係圖.....	5-4

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 棧橋式碼頭性能可接受標準	2-21
表 2-7 棧橋式碼頭第 I、II 及性能等級之材料應變上限值	2-23
表 2-8 棧橋式碼頭結構之性能驗證分析法	2-27
表 2-9 結構物分類及所屬型式	2-38
表 2-10 阻尼修正因子 κ	2-38
表 2-11 最小容許 SRA 及 SRV	2-39
表 2-12 重力式碼頭性能可接受標準	2-53
表 2-13 非液化工址重力式碼頭變位與安全係數之相關性	2-57
表 2-14 重力式碼頭結構之性能驗證分析法	2-59
表 3-1 棧橋式 A 級碼頭特性	3-2
表 3-2 棧橋式 A 級碼頭之耐震性能要求	3-3
表 3-3 棧橋式碼頭性能設計三等級地震力	3-3
表 3-4 棧橋式碼頭性能可接受標準	3-4
表 3-5 棧橋式碼頭工址土層鑽探資料表	3-7
表 3-6 棧橋式碼頭等級 I 地震土壤液化潛能評估結果	3-7
表 3-7 棧橋式碼頭等級 II 地震土壤液化潛能評估結果	3-8

表 3-8 棧橋式碼頭等級 III 地震土壤液化潛能評估結果	3-8
表 3-9 棧橋式碼頭構件內力檢核之載重因子	3-10
表 3-10 棧橋式碼頭基樁土壤承载力檢核之載重因子	3-11
表 3-11 棧橋式碼頭各載重組合之基樁軸向內力 (Unit: kgf)	3-14
表 3-12 棧橋式碼頭基樁軸向土壤彈簧勁度計算	3-17
表 3-13 棧橋式碼頭基樁軸向非線性土壤彈簧設定	3-18
表 3-14 棧橋式碼頭基樁各深度橫向非線性土壤彈簧設定	3-19
表 3-15 棧橋式碼頭 B1 大梁塑性鉸曲線.....	3-21
表 3-16 棧橋式碼頭 B2 大梁塑性鉸曲線.....	3-22
表 3-17 棧橋式碼頭 G1 大梁塑性鉸曲線	3-22
表 3-18 棧橋式碼頭 G2 大梁塑性鉸曲線	3-23
表 3-19 棧橋式碼頭 G3 大梁塑性鉸曲線	3-23
表 3-20 棧橋式碼頭鋼管樁直樁塑性鉸曲線	3-24
表 3-21 棧橋式碼頭鋼管樁斜樁塑性鉸曲線	3-24
表 3-22 棧橋式碼頭等級 I 地震時之性能規定檢核.....	3-33
表 3-23 棧橋式碼頭等級 II 地震時之性能規定檢核.....	3-47
表 3-24 棧橋式碼頭等級 III 地震時之性能規定檢核	3-71
表 4-1 碼頭之特性等級.....	4-6
表 4-2 重力式 B 級碼頭之耐震性能要求.....	4-6
表 4-3 重力式碼頭性能設計三等級地震力	4-7
表 4-4 重力式碼頭性能可接受標準	4-8
表 4-5 重力式碼頭工址地層鑽探資料表	4-10
表 4-6 重力式碼頭等級 I 地震土壤液化潛能評估結果.....	4-11

表 4-7 重力式碼頭等級 II 地震土壤液化潛能評估結果.....	4-11
表 4-8 重力式碼頭等級 III 地震土壤液化潛能評估結果	4-12
表 4-9 重力式碼頭參數表	4-14
表 4-10 重力式碼頭等級 I 地震滑動穩定性分析檢核	4-15
表 4-11 重力式碼頭等級 I 地震傾覆穩定性分析檢核	4-16
表 4-12 重力式碼頭等級 I 地震時之性能規定檢核	4-18
表 4-13 重力式碼頭等級 II 地震臨界加速度值.....	4-31
表 4-14 重力式碼頭等級 II 地震時之性能規定檢核.....	4-35
表 4-15 包松比選用參考 (Kulhawy and Mayne, 1990)	4-47
表 4-16 摩擦角選用參考.....	4-48
表 4-17 土壤滲透係數 (Das, 2010)	4-49
表 4-18 界面參數.....	4-51
表 4-19 重力式碼頭等級 III 地震時之性能規定檢核	4-62
表 5-1 性能設計與現行基準之設計地震力公式	5-1
表 6-1 棧橋碼頭設計例容量震譜與歷時分析之最大位移反應比較 ...	6-2

第一章 計畫背景

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，以使所設計之構造物能滿足預期之安全度一直是目前熱門的研究課題，特別是過去之十年內，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、港口、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，以確保構造物能之性能滿足使用、運作、安全、經濟等目標。

針對港灣地區，過去曾發生了許多擋土設施受震破壞之案例，而且，通常是沿著碼頭法線同時發生（長達數十或是數百公尺），因此造成港灣功能完全癱瘓，而其損失與復原工作所需費用與時間則難以估計。關於港灣擋土結構容易引致嚴重的地震災害，原因可能為：(1)側向土壓力的增加；(2)水側水壓力的減少；(3)背填土壤的強度喪失或是液化。而 1995 年日本的神戶地震，重力式沈箱碼頭的滑動位移平均達 3 公尺之多，外傾角約 4 度(如圖 1.1、圖 1.2)。至於臺灣地區，於 1999 年遭受集集地震之災害，造成臺中港受損，引致臺中港區之重力式沈箱碼頭最大外傾位移量高達 170 公分（圖 1.3），以及碼頭後方區域土壤液化(圖 1.4)；另外，臺中港倉儲輸送設備也因回填砂發生土壤液化而產生嚴重下陷及傾斜（圖 1.5）。



圖 1.1 神戶地震重力式沉箱碼頭側移滑動破壞



圖 1.2 神戶地震沉箱側移引起起重機柱腳降伏彎曲



圖 1.3 集集地震臺中港沉箱碼頭沉陷



圖 1.4 集集地震臺中港土壤液化引起破壞



圖 1.5 集集地震臺中港倉儲輸送設備因土壤液化產生嚴重下陷傾斜

「性能工程(Performance-Based Engineering)」是一種全新的工程觀念，它包含工程構造物之設計、施工、維護及監測的全過程，以滿足構造物之預估性能要求，其目的在使構造物之設計及施工，均能保證在各種規模的荷載作用時，它們的性能特性可滿足業主和社會之各種安全、經濟、文化、歷史需求，且對構造物整個壽命期之性能特性具有一定的可靠性。「性能地震工程」(Performance-Based Earthquake Engineering 簡稱 PBEE)是「性能工程」之一支，著重於構造物之整體系統、結構和非結構構件以及附屬設備之耐震性能，並以構造物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，鑒於美國、日本等國對於性能設計已有相當之研究成果，而臺灣也已著手推動橋梁及建築物之耐震性能設計法，本所也考慮將耐震性能設計方法應用在港灣構造物，俾提升國內之港灣工程技術水準，使本國與國際上之工程技術接軌，以便將來進一步建立臺灣之港灣構造物耐震性能設計規範，使國內之港灣工程界採用合理之工程設計，故擬與國內具港灣研究、設計實務經驗之相關研究機構、顧問公司合作研究，以使本研究之成果能落實及充分應用於國內之港灣工程界。

過去十數年來，性能設計理念已是國際工程界研訂技術規範的重要議題，發展至今，美國、歐洲與日本皆已採用其精神與內涵，納為編訂技術規範之基本架構；為順應此國際潮流，行政院公共工程委員會自民國 97 年開始推動國內公共工程設計規範性能設計化之研究，已於 98 年 6 月完成適用於國內之「公共工程性能設計準則」^[28]，可為未來國內公共工程相關設計規範朝性能化發展所依循。

要使港灣結構之耐震設計朝性能化發展，除重新檢討現行基準耐震設計相關內容外，亦應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，才能使新訂的設計基準確實可行。目前本計畫已執行至第二期，第一期計畫已針對各類碼頭結構之性能要求、性能規定及驗證方法作詳細之探討與說明，並做出明確之定義，因此第二期將進入設計例實作之階段，以驗證第一期計畫成果之可行性，未來可將設計例實作結果反饋進行規範修訂。

1.2 研究目的

本計畫主要是依據 99 年度交通部年度施政目標中第十項、提升研發量能，並就主管法規進行檢討訂修，以推動法規鬆綁為基礎，在順應國際潮流，並參照公共工程委員會所提出之「公共工程性能設計準則」架構下，對港灣構造物耐震設計之性能化進行研究，期能提升港灣構造物耐震設計方面之技術，並研擬出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。

1.3 研究範圍與對象

本研究以碼頭結構物為研究對象，目前第二期計畫主要是進行棧橋式碼頭與重力式碼頭之設計例實作。

1.4 研究內容與工作項目

本研究目的為發展一港灣構造物耐震性能設計架構，與國際工程規範之潮流接軌，供日後港灣構造物耐震設計之用。工作重點包含現行港灣結構物設計基準耐震設計之檢討與國外相關規範之研析，對於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方面進行港灣構造物耐震性能設計準則架構之研擬。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、板樁式碼頭與棧橋式碼頭耐震性能設計程序之研擬，未來建立此三大類型港灣碼頭構造物之設計檢核示範例，供工程師設計參考之用。

本研究計畫第一期(100年)完成國內設計基準及美、歐、日性能設計準則探討，並針對國內基準未來朝耐震性能設計修訂，如何制訂性能要求、性能規定與相關分析方法做初步的探討。第二期(101年)則基於第一期的研究成果，針對棧橋式碼頭與重力式碼頭做性能設計實例探討，以瞭解設計流程與結果跟現行基準之差異，並探討性能設計的適宜性。故第二期主要工作內容如下：

1. 棧橋式與重力式碼頭設計流程之建立
2. 棧橋式碼頭設計例實作
3. 重力式碼頭設計例實作
4. 性能設計與現行基準之設計地震力比較
5. 探討性能設計法之適宜性

1.5 研究方法及進行步驟

本研究係藉由設計案例蒐集與設計分析，以及與港研中心合作之方式，進行棧橋式碼頭與重力式碼頭的耐震性能設計案例實作探討，採用本計畫第一期所研究之成果，如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，建立棧橋式碼頭與重力式碼頭

耐震性能設計程序，之後經由過去設計案例資料規劃本案設計範例，訂定適當且具代表性的設計條件，進行棧橋式與重力式碼頭的耐震性能設計實作，另外亦對本案所建議之性能設計法的設計地震力與現行設計基準做比較探討，最後再針對前述各項研究之結果來探討目前建議之性能設計法的適宜性，本案並分期中、期末提送研究成果。

因第一期研究案已對重要文獻進行詳細完整的回顧，則本案第二期研究將不再作文獻回顧探討，直接按第一期研究成果^[30]、日本港灣構造物設計相關規範^{[24][25]}與國際航海協會港灣構造物設計規範^[11]等相關資料接續進行棧橋式與重力式碼頭設計流程之建立，以及設計示範例之耐震性能設計實作，並對其實作結果作討論。

採用之研究步驟如圖 16 所示。

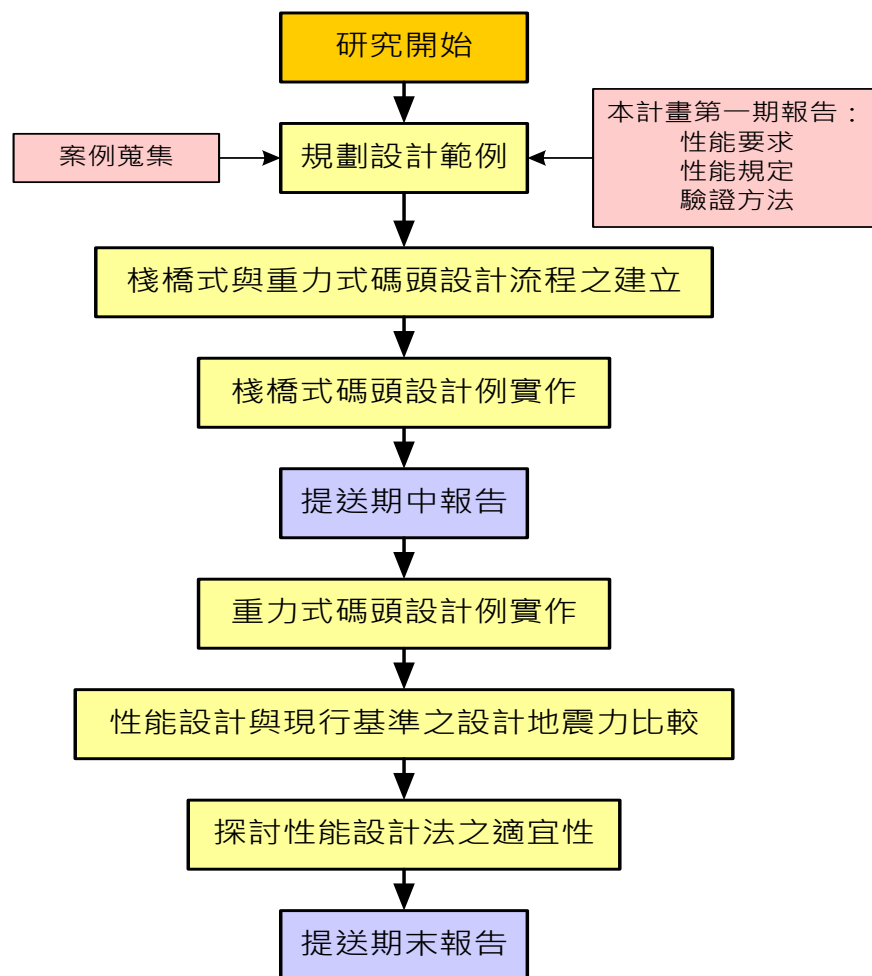


圖 1.6 研究步驟流程圖

第二章 棧橋式與重力式碼頭設計流程之建立

2.1 耐震性能設計概念

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要求。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時的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要求

(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(即性能規定 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要求直觀透明；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要求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。

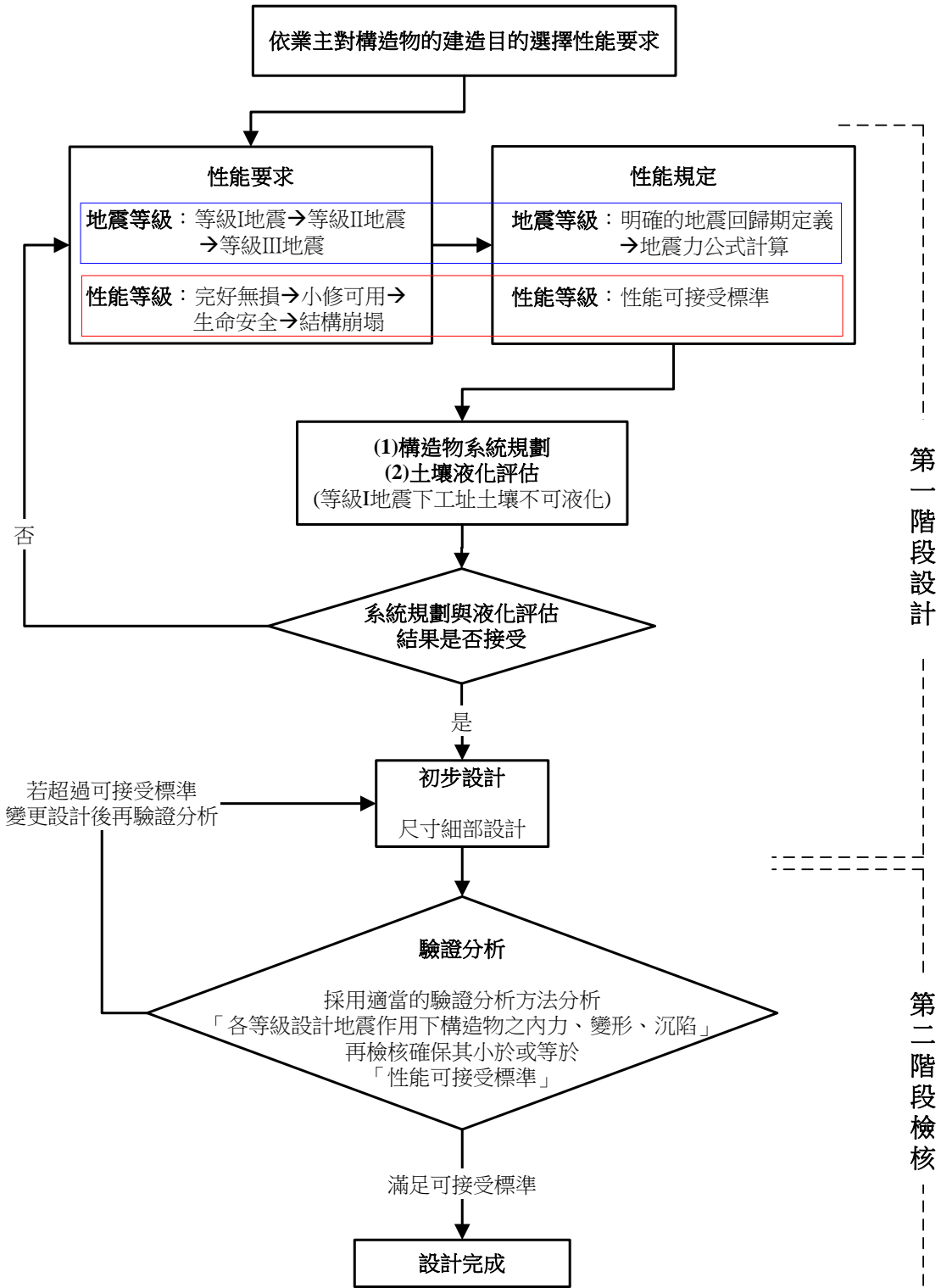


圖 2.1 碼頭耐震性能設計基本設計流程

2.2.1 第一階段設計

1. 選擇性能要求

概念設計階段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^[24]與國際航海協會港灣構造物設計規範^[11]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	第 IV 級
等級 I (50 回歸期地震)	A 級 B 級	C 級	—	—
等級 II (475 年回歸期地震)	特定級	A 級	B 級	C 級
等級 III (2500 年回歸期地震)	—	特定級	A 級	B 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」^[28]三等級設計地震力的要求，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
特定	明顯具有 A 級結構物之特性 1 至 3 項之情形者
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。
B	凡不屬於特定、A 級、C 級者
C	特定及 A 級以外之小規模結構物復舊作業容易者。

(2)地震等級：

本研究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
等級 I 地震	50 年回歸期地震	$V_I = \frac{S_{aD}}{3.25\alpha_y} W$
等級 II 地震	475 年回歸期地震	$V_{II} = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_{uD}} \right)_m W$
等級 III 地震	2500 年回歸期地震	$V_{III} = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$
註：剛性結構 F_{uD} 或 F_{uM} 為 1.0		

(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4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

性能等級	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)
第 IV 等級	無法恢復營運	須拆除重建	結構崩塌 (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，對於重力式碼頭，土壤液化極可能為導致其破壞的原因，如 921 地震對臺中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線陸地多處開裂、塌陷，碼頭沉箱與背填陸地錯開分離，導致碼頭沉箱向海側位移及傾倒，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。

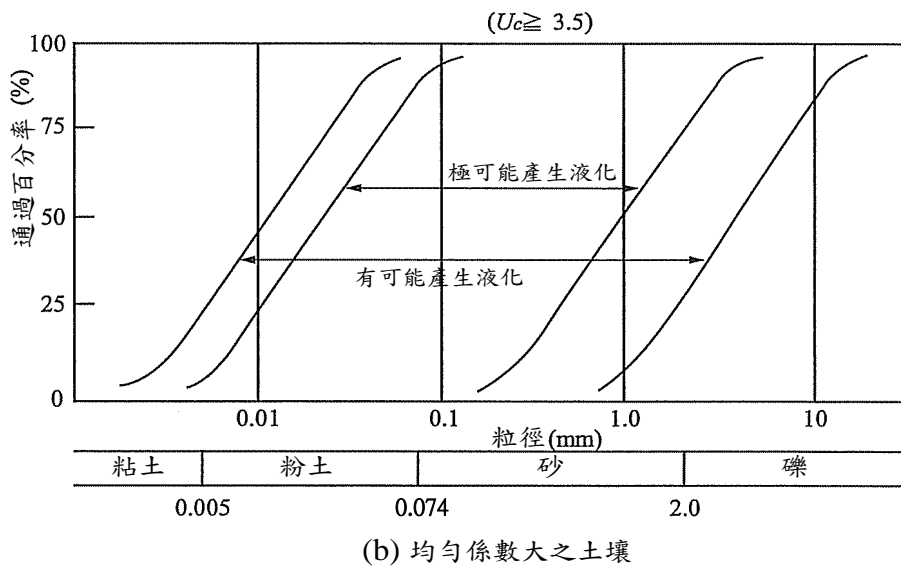
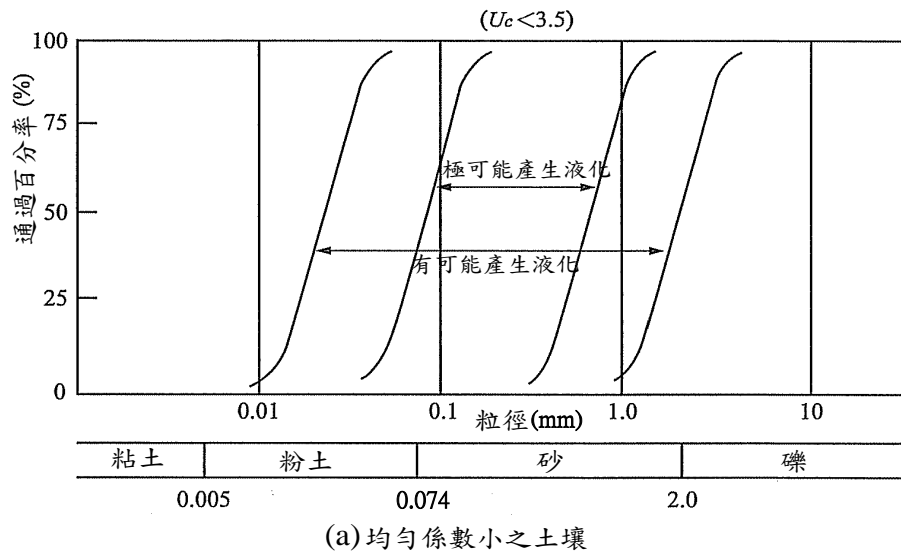


圖 2.2 現行港灣構造物設計基準土壤粒徑與土壤液化分析圖

資料來源：參考文獻^{[24][21]}

(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」^[12]作為液化之判定基礎，說明如下。

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

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。

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。

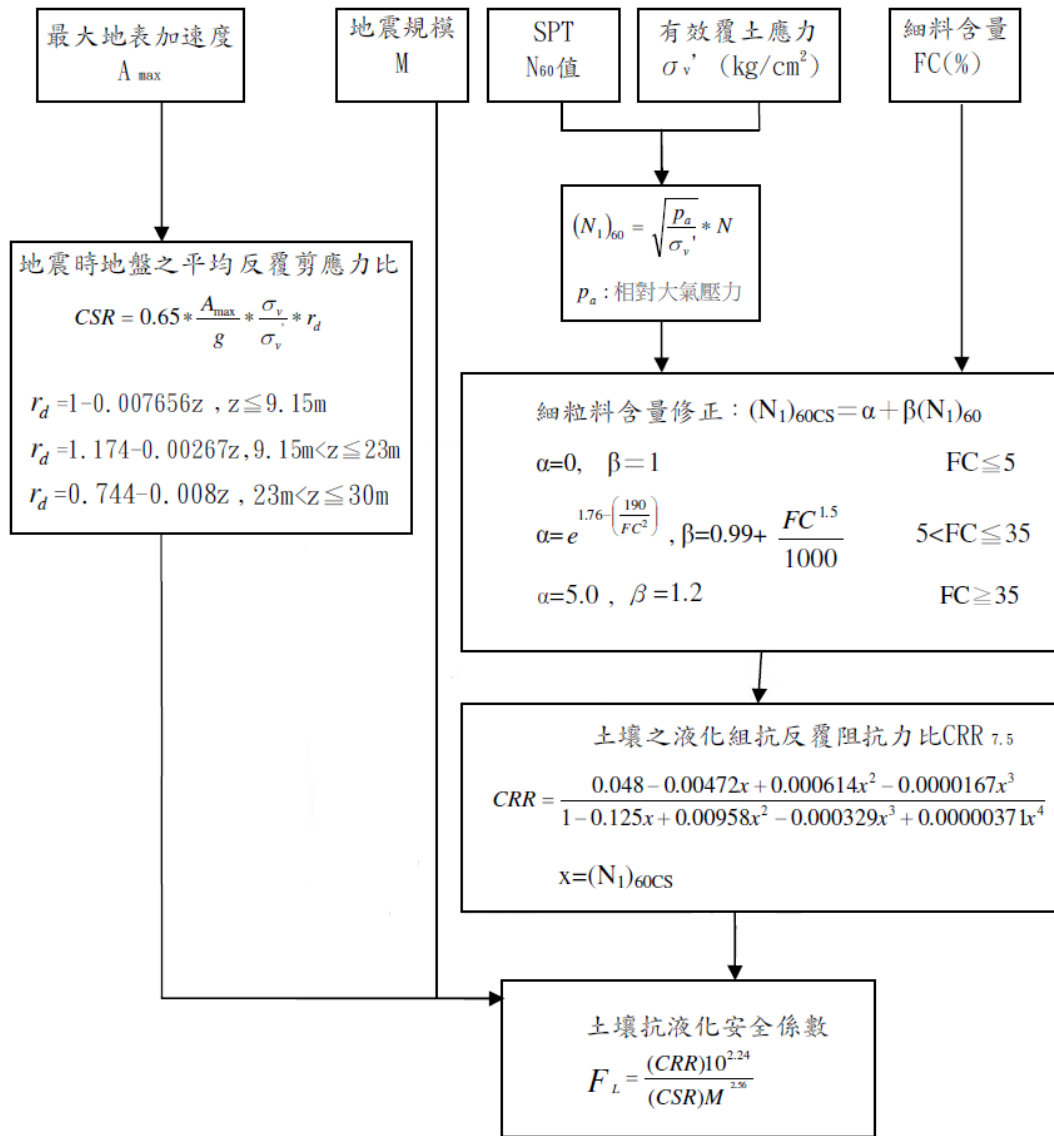


圖 2.3 NCEER 土壤液化潛能評估流程

資料來源：參考文獻^[12]

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。

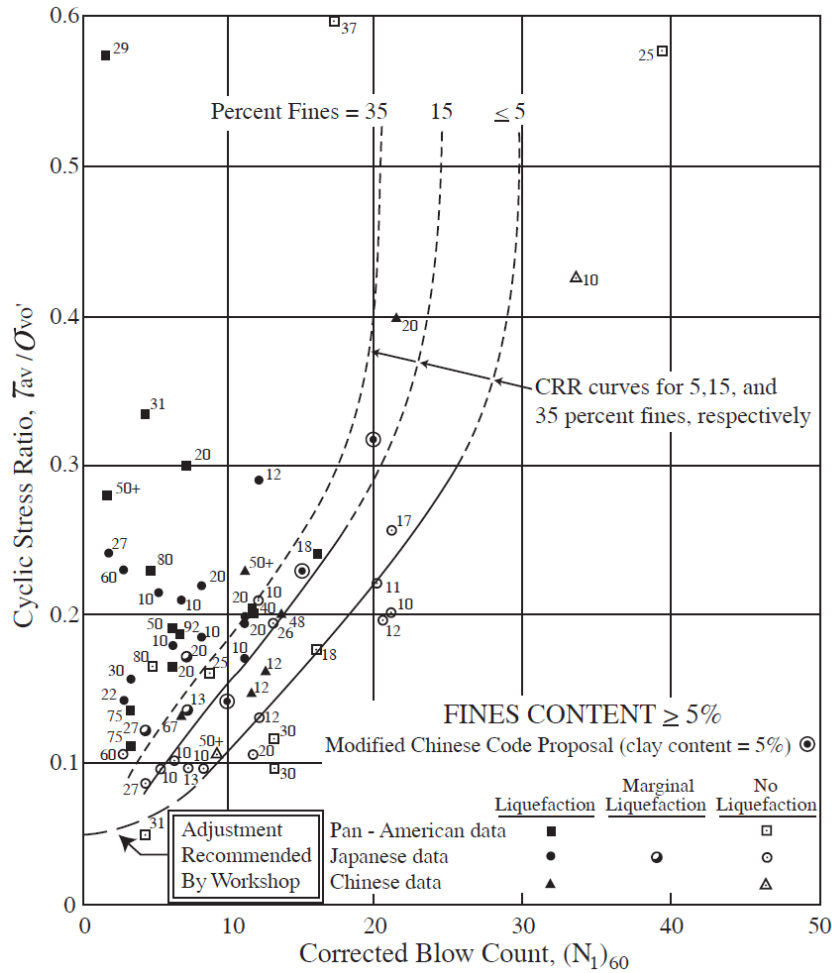


圖 2.4 土層之有效覆土剪應力比與修正後 SPT-N 值之關係

資料來源：Seed et al. 1985^[5]

而深度折減係數(如圖 2.5 所示)其公式如下：

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

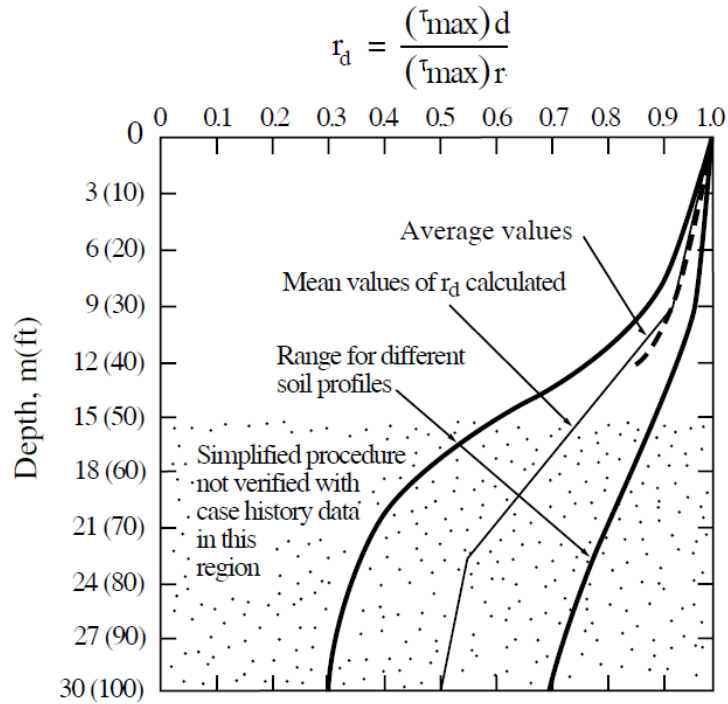


圖 2.5 土壤之深度-折減係數關係圖

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，

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

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(FL)

$$F_L = \frac{(CRR_{7.5}) \cdot 10^{2.24}}{(CSR) \cdot M^{2.56}} \dots\dots\dots(2.5)$$

(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^[11]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

針對耐震能力驗證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，一般為簡化設計而僅考量效應，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。

在性能設計流程之具體設計階段，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)	—	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	簡化動力分析 或 動力分析	—

2.3 棧橋式碼頭耐震第一階段設計

2.3.1 設計範例基本條件

以下列出棧橋式碼頭設計例所需之基本條件，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」。

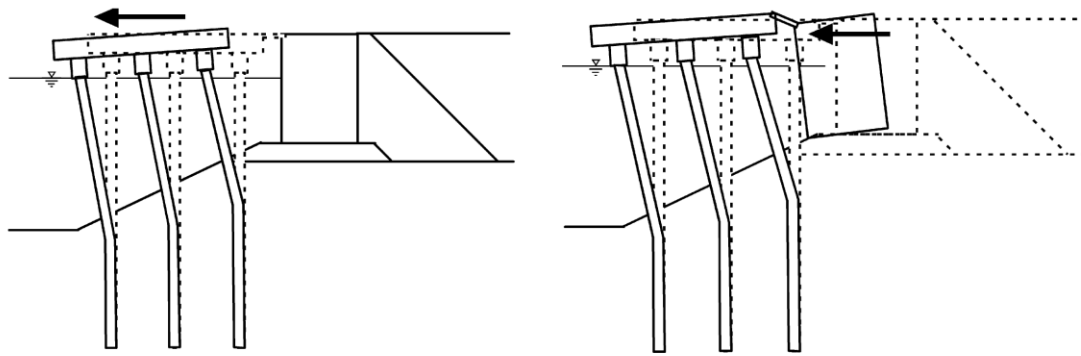
(2)地震力(地震係數)。

4. 材料條件

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

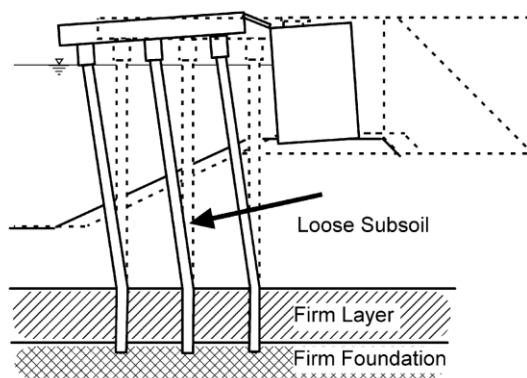
2.3.2 建立性能可接受標準

棧橋式碼頭形如橋梁，由橋面版、樁基承台、樁基、與擋土設施組成，此類碼頭在地震中的行為主要受到土壤與結構互制效應之影響。其破壞型式主要有：地震太強烈使結構本身無法抵抗施加於其上之慣性力及其他土、水壓力之作用，造成樁基或頂面之破壞，或/和因擋土設施背填土較軟或液化使得擋土設施向海側移動，產生水平推力，導致樁基彎矩過大，形成塑性鉸，或/和因地基含有較軟土層，在地震中發生位移導致基樁破壞。一般棧橋式碼頭的破壞模式如圖 2.6 所示。



(A) 橋面板慣性力作用破壞

(B) 擋土設施水平慣性力破壞



(C) 基底土壤流失破壞

圖 2.6 棧橋式碼頭之破壞模式

在過去的震害中發現，以原設計規範設計之 RC 斜樁棧橋式碼頭雖然可以有效抵抗水平側向力，但相較於直樁棧橋式碼頭，其剛性較大，震害案例中斜樁有較多應力集中造成斜樁剪力破壞現象，由於 RC 樁彎矩破壞較易修復，因此若要採用 RC 樁，最好用直樁，使結構發生彎曲破壞而非剪力破壞，或者採用其他消能減震技術來提高消能能力，如在樁帽設計容易置換的消能裝置，其強度可抵抗常時載重及等級 I 地震力，但大地震時則允許其降伏消能。另外地震發生頻繁之日本多採用韌性較佳的鋼管樁。

考量碼頭運作之可行性，此類碼頭之破壞參數應以：應力(包括基盤面上下樁基部分、橋面版與樁基承台、連接擋土設施之橋梁)、位移(包括樁基、橋面版與樁基承台之沉陷量、傾斜角與位移量，橋面版與擋

土設施在岸肩部分之沉陷差、岸肩傾斜角、連接擋土設施之橋梁變位等)，或位移韌性比等表示。如圖 2.7 所示。

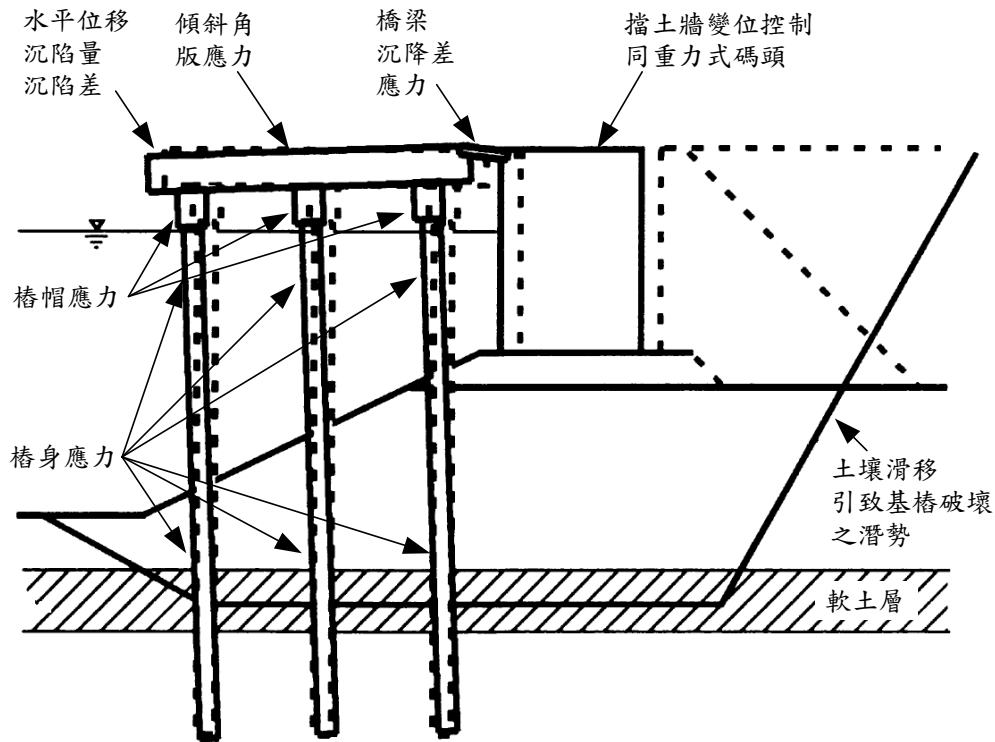


圖 2.7 棧橋式碼頭之性能參數

資料來源：INA 2001^[11]

為使棧橋式碼頭在震後具有較佳的修復性，國際航海協會建議設計者在設計時應掌握棧橋結構的破壞次序，其順序為樁帽、樁頂、橋面版及被埋入土層之樁身，然而本研究鑒於樁帽與樁頂位置甚近，雖樁帽斷面強度高於樁頂處，但樁帽卻又位於樁頂上方，依據彎矩梯度之觀念很難判定何者會先發生降伏，且兩者皆位於結構易於修復之處，因此本研究建議修改為樁帽與樁頂同列於第一破壞順位，其理想的各部位破壞次序條列如下：

1. 樁帽(樁-版接頭處)或樁頂(樁帽下方)。
2. 埋入土層之樁身。
3. 橋面版。

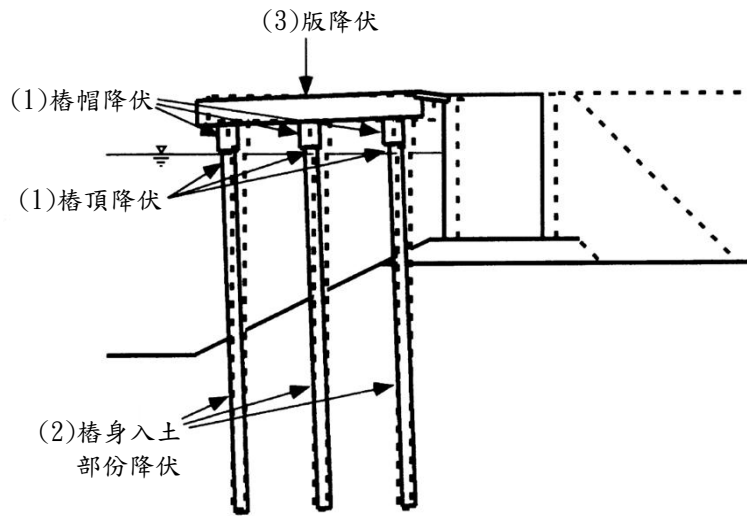


圖 2.8 棧橋式碼頭理想的破壞次序

根據本研究第一期計劃之探討結果，參考國際航海協會所頒布之港灣結構物耐震設計準則^[11]加以修定，將各等級性能以性能參數之可接受標準值加以建立，橋面板與岸肩之沉陷差、向海側傾斜角僅對第 I 等級性能有量化限制，分別為：小於 10cm~30cm、小於 2°~3°。另外，對基樁之性能可接受標準值亦可參考表 2-6，其第 I 等級性能要求保持彈性、第 II 等級性能要求控制韌性、第 III 等級性能要求韌性容量未用完(結構不倒：僅允許一根或限量基樁上同時出現兩處塑性鉸)、第 IV 等級性能超過第 III 等級要求，同時基樁應避免剪力破壞，至少在剪力破壞出現以前發生彎曲破壞。

表 2-6 棧橋式碼頭性能可接受標準

性能等級		第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
殘餘變位	橋面板與岸肩沉陷差異	<10~30cm	N/A	N/A	N/A
	向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A	N/A
最大反應	基樁(須避免剪力破壞發生)	保持彈性(僅輕微或無殘餘變形)	控制韌性(結構可修復)	小於韌性容量(韌性反應接近崩塌狀態)	超過第 III 級要求

註：擋土設施與岸肩相關部分可參考重力式碼頭

N/A 為「Not Applicable」，設計時不予檢核。

針對棧橋結構之服務性與修復性，以構材受力之應變量來判斷其是否可修復是最直觀可信的方法，為滿足棧橋式碼頭之修復性，以及避免強震後崩塌，則設計時必須對於結構韌性及桿件材料應變作合理限制，因此對 RC 棧橋式碼頭樁基之性能，可如同 RC 橋柱採用混凝土或鋼筋之應變來表示(Priestley et al. 1996)，另外鋼管樁亦同。本研究建議可參照 INA 規範之規定，例如 INA 2001 指出若採用簡便分析方法計算結構之動態反應，在超越機率較高之等級一地震力作用下，混凝土表面不脫落，考量混凝土圍束效應，斷面邊緣混凝土最大應變不超過 0.004、鋼筋拉應變不超過 0.01；在超越機率較低之等級二地震力作用下，破壞得以控制，對於塑性鉸出現在樁頂與下部埋設處之兩情形，斷面邊緣混凝土最大應變分別不超過 0.025 與 0.008、鋼筋拉應變非埋設與埋設部分分別不超過 0.05 與 0.01。斷面邊緣混凝土最大應變以 $\varepsilon_{cu} = 0.004 + (1.4\rho_{sh}f_{yh}\varepsilon_{smh})/f'_c \geq 0.005$ 計算，其中， ρ_{sh} 為圍束鋼筋之有效體積比、 f_{yh} 為圍束鋼筋之降伏應力、 ε_{smh} 圍束鋼筋最大應力對應之應變（對降伏應力為 40psi 之鋼筋為 0.15、60psi 為 0.12）、 f'_c 為圍束混凝土之抗壓強度，約為混凝土 28 天極限壓應力 f'_c 之 1.5 倍，可參考(Mander 1988) 圍束混凝土理論採用計算公式 $f'_{cc} = \left(1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f'_l}{f'_c} - \frac{2f'_l}{f'_c}} \right) f'_c$ ，其中， $f'_l = K_e f_l$ 、 $f_l = \frac{1}{2} \rho_{sh} \times f_{yh}$ ， $K_e = \frac{A_{ce}}{A_{cc}}$ 為圍束區混凝土面積與有效圍束面積之比，通常對圓形斷面為 0.95，矩形斷面為 0.75。

對直樁棧橋式碼頭之位移韌性比標準值，可以上述應變標準值經由應變與曲率之關係、曲率與位移之關係而得到。對預應力 RC 構造，預應力鋼筋束之應變增量在第 I 級性能等級要求下不超過 0.005，而在第 II 級性能等級要求下，非埋設與埋設部分應變增量分別不超過 0.04 與 0.015。對鋼結構而言，鋼構件壓應變量在第 I 級性能等級要求下不超過 0.008，而在第 II 級性能等級要求下，鋼構件及內灌混凝土鋼管樁之壓應變量不超過 0.035，而中空鋼管樁之壓應變量不超過 0.025。上述各應變值整理如表 2-7。

表 2-7 棧橋式碼頭第 I、II 及性能等級之材料應變上限值

性能等級	材料類別		應變上限值
第 I 級 (滿足服務性)	混凝土壓應變		0.004
	鋼筋拉應變		0.010
	預力鋼絞線應變增量		0.005
	鋼構件與內灌混凝土鋼管樁壓應變		0.008
	中空鋼管樁壓應變		0.008
第 II 級 (滿足可修復性)	樁-版 接頭 塑性鉸	混凝土壓應變	採註解公式 但小於 0.025
		鋼筋拉應變	0.05
		預力鋼絞線應變增量	0.04
		鋼構件與內灌混凝土鋼管樁壓應變	0.035
		中空鋼管樁壓應變	0.025
	樁身 入土部 塑性鉸	混凝土壓應變	採註解公式 但小於 0.008
		鋼筋拉應變	0.010
		預力鋼絞線應變增量	0.015
		鋼構件與內灌混凝土鋼管樁壓應變	0.035
		中空鋼管樁壓應變	0.025

註： $\varepsilon_{cu} = 0.004 + (1.4\rho_{sh}f_{yh}\varepsilon_{smh})/f'_c \geq 0.005$

資料來源：INA 2001^[11], (Ferritto et al., 1999; with modification)

綜上所述，各類碼頭之各等級性能可以經由與其破壞相關的各種參數之可接受極限值來反應，這些極限標準值主要根據「實際震害調查」、「數值分析」及「專家意見」之總結而訂定，在進行設計時，除了參照規範規定之標準值(最低要求)以外，亦可根據業主之實際要求加以修訂。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關注，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。

2.3.3 結構系統

棧橋式碼頭之構造型式類似橋梁結構，係以頂版作為碼頭工作平台，利用樁基礎作為支柱，用於支撐頂版立於岸邊斜坡之上，故提供棧橋式碼頭穩定之作用力，即來自於樁基礎之承载力。此類碼頭之主要特性有：(1)結構自重較重力式與板樁式（含背填土體）碼頭為輕，常運用於當地層軟弱無法提供足夠承载力時，或於地震活躍地區為了降低地震引致之慣性力時等情況。(2)對水流與漂沙之妨礙較小，故對自然狀態平衡之衝擊較小。(3)較能配合既有地形，通常無需大量挖填土。(4)因基樁之施作，單位面積之工程費用較其他型式之碼頭為高。(5)對水平力之抵抗較弱。

為克服棧橋式碼頭對水平力之抵抗較弱的特性，常會採用更能有效提供側向勁度之斜樁型式，以幫助抵抗因船隻停泊、起重機運轉、或地震作用所引致的側向力。因此，根據支撐頂板之支柱結構型式，棧橋式碼頭可概分為直樁式與斜樁式。然而，在斜樁式棧橋碼頭中，由於斜樁之水平勁度相較其它直樁明顯為大，當碼頭整體受側力作用時，分配在斜樁樁頭上之水平剪力亦較大，而易產生應力集中或剪力破壞。因此，在棧橋式碼頭之設計分析上，需特別考量樁體之位移需求、強度與韌性。

進行棧橋式碼頭設計前應先將所設計之碼頭結構形式及配置定義清楚，如平面配置方式、採用斜樁棧橋或直樁棧橋、基樁為鋼管樁或混凝土樁等，圖 2.9 與圖 2.10 為棧橋式碼頭標準斷面示意圖。

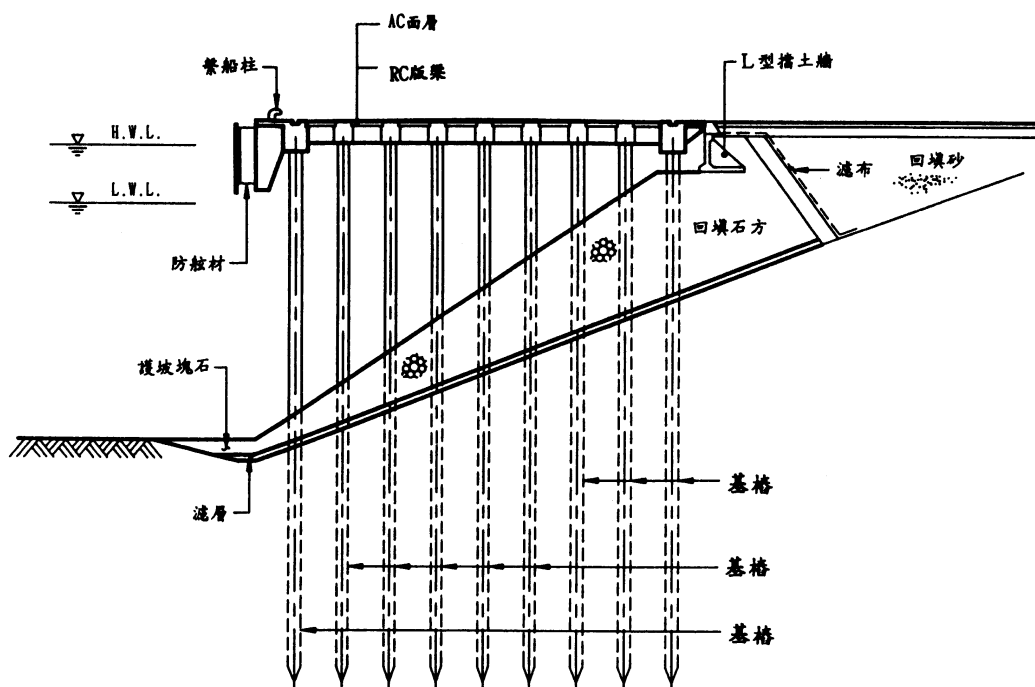


圖 2.9 直樁棧橋式碼頭標準斷面示意圖

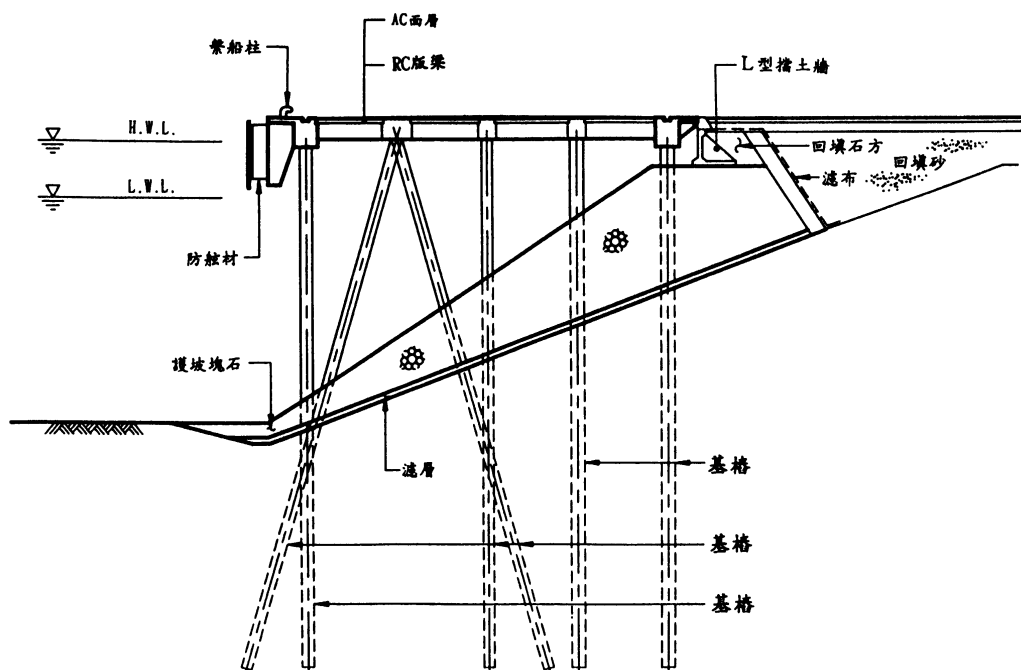


圖 2.10 斜樁棧橋式碼頭標準斷面示意圖

2.3.4 土壤液化評估

本研究建議在等級 I 地震下，工址土壤不允許發生液化，因此概念設計階段即須先進行等級 I 地震的土壤液化潛能評估。在等級 II 與 III 地震下，液化的機會大增，若硬性規定不得液化，土質改良的處理費用可能所費不貲，故規定容許液化發生，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。另外由於土壤液化導致基面下降，基樁之塑鉸位置亦可能會下降，因此在棧橋式碼頭分析時，應於原基面至降低後之基面範圍間的基樁增設塑性鉸加以分析，以便對樁構材進行圍束箍筋設計增進其韌性，以因應塑鉸發生的可能。

另外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，其要求應對土壤參數進行折減，但折減方式係由工程師應進行相關試驗研究分析後決定。此處土壤參數係指地盤反力係數，極軟弱粘土層及沉泥層之強度與承載能力在地震時可能無法提供貢獻，故將耐震設計用土壤參數設為零。另在地震時承載力降低之土層，其土壤參數須予折減，故對於土壤條件差的土層，須採取基樁貫入深度加大，勁度增加，土壤改良等必要措施，以增進棧橋式碼頭之耐震性。

2.3.5 初步設計

棧橋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，由於碼頭在等級 I 地震作用下之性能要求大多為結構保持彈性，因此可用傳統之靜力設計法做構件內力設計，即先前所述之簡化分析，目的是先將棧橋結構之所有構件的斷面尺寸與配筋算得一初步的結果，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 棧橋式碼頭耐震第二階段驗證

本章詳細說明 2.2.2 節中關於棧橋式碼頭的驗證分析法，在參照碼頭所需之耐震性能要求，依不同地震等級與碼頭重要度下，選擇簡化分析、簡化動力分析及動力分析。簡化分析為傳統的靜力分析法，可應用於初步設計及等級 I 地震作用下之性能驗證，甚至允許應用於 C 級碼頭等級 II 地震的性能檢核。而容量震譜法(非線性靜力側推分析)與動力分析法(動力歷時分析)則通常應用於等級 II 與等級 III 地震的性能驗證分析。

棧橋式碼頭耐震性能設計的原則，是以能提供港口正常營運為基本考量，因此耐震性能分析時將主要關注與營運功能直接相關之構造物應力狀態及變位。本研究第一期計畫參考現有耐震設計規範、耐震性能準則與相關研究報告所建議的分析方法，加以整理歸納為簡化分析法、容量震譜法(非線性靜力側推分析)與動力分析法(動力歷時分析)，如表 2-8 所示，以下將分別詳細說明。

表 2-8 棧橋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
棧橋式碼頭	<ul style="list-style-type: none"> 擬靜力分析法 反應譜法 	<ul style="list-style-type: none"> 容量震譜法 (非線性側推) 反應譜法 	<ul style="list-style-type: none"> 動力歷時分析法 	<ul style="list-style-type: none"> 非線性土壤彈簧

2.4.1 簡化分析法

本研究參考國內「港灣構造物設計基準」中之簡化分析法，運用於既有棧橋式碼頭之耐震能力評估，於分析中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。分析步驟簡述如下：

1. 載重分析與外力計算

進行棧橋式碼頭耐震能力之檢核時，其外力係考量由上部結構、超載、操作機具及基樁等項目，所引致的垂直荷重與水平荷重，可依下列流程計算。

(1) 樁之特徵長度與假想固定點推求

首先將基樁之埋入部分理想化為位於 Winkler 型式基礎上之梁模型，接著採用張有齡之等效固定端法。分析時，編號*i*基樁之固定端設定於假想地表面以下之 $1/\beta_i$ 處深度，其中編號*i*基樁之樁—土系統之特徵係數 β_i 之計算方式如下：

$$\beta_i = \sqrt[4]{\frac{k_{h,i} D_{p,i}}{4(EI)_i}} \dots\dots\dots(2.7)$$

式中， $k_{h,i}$ 為編號*i*基樁之橫向地層反力係數(kN/m^3)，該值應以橫向載重試驗求得為原則。於設計階段，如無試驗值，可依 $k_{h,i} = 1500N$ 估算之，其中*N*為標準貫入試驗 SPT-N 值； $D_{p,i}$ 為編號*i*基樁的樁直徑或等效寬度； $(EI)_i$ 為編號*i*基樁的抗彎剛度。

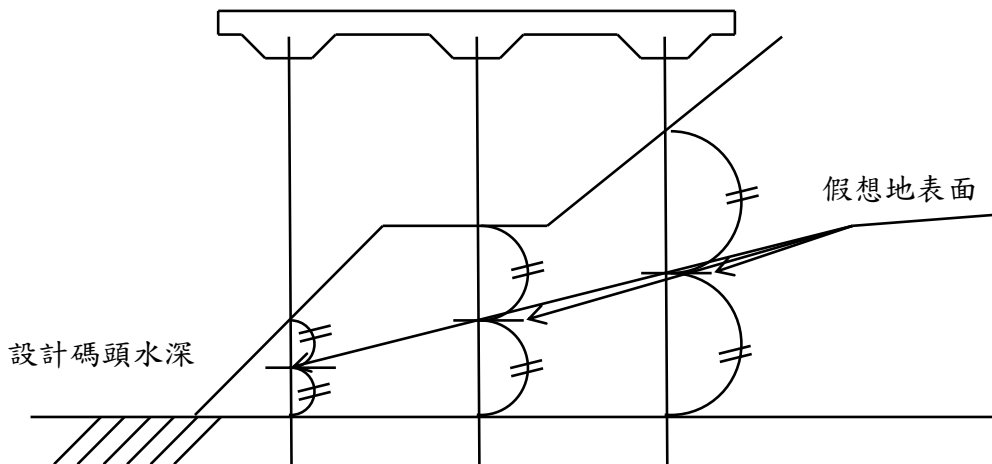


圖 2.11 棧橋式碼頭假想地表面示意圖

對基樁之假想地表面，如圖 2.11 所示，原則上可簡單假設為各基樁位置水深與碼頭設計水深之平均值。如圖 2.12 所示，若定義假想地表面上編號*i*基樁之樁長為 l_i ，則編號*i*基樁樁頭至假想固定點長度 L_i 即為：

$$L_i = l_i + \frac{1}{\beta_i} \dots\dots\dots(2.8)$$

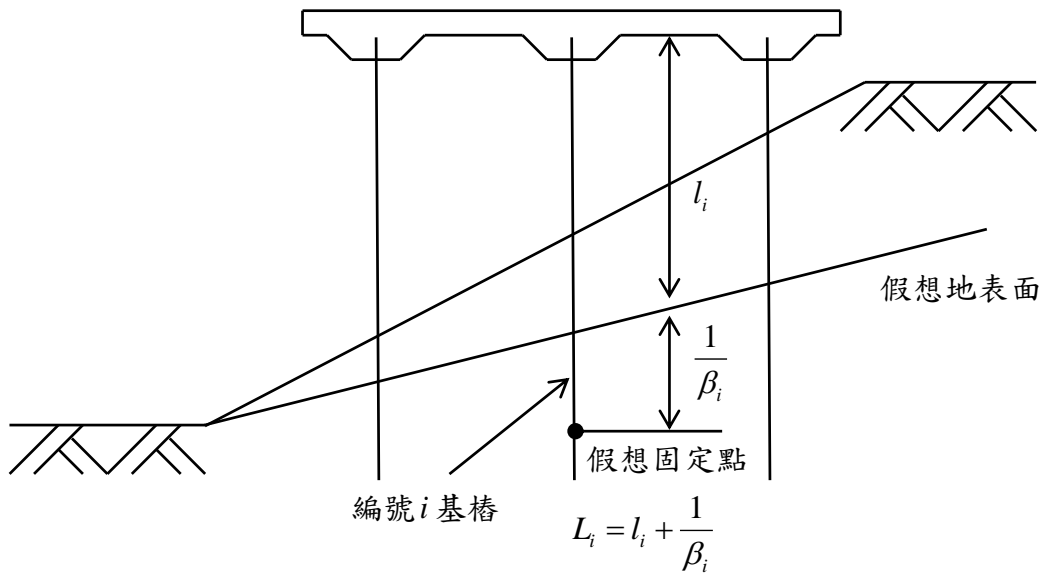


圖 2.12 棧橋式碼頭基樁之特徵長度示意圖

(2)各構件與基樁之內力分析

經由基樁假想固定點求得後，棧橋式碼頭之整體結構確定，即可施加碼頭垂直與水平載重，並以載重組合進行結構靜力分析，可分別得到上部結構大梁與橋面板，以及下部結構直樁與斜樁的構件內力。

2. 上部結構斷面檢核

檢核上部結構構件之彎矩與剪力容量，確保構件容量滿足前述靜力分析所得之構件內力。

3. 基樁斷面及樁頭彎矩檢核

檢核基樁斷面與樁頭之彎矩與剪力容量，確保構件容量滿足前述靜力分析所得之構件內力。

4. 基樁土壤承载力檢核

基樁土壤承载力檢核以容許應力設計為主，包含樁之「抗壓承载力」與「抗拉拔承载力」，並分「常時」與「短期」荷重分別依規範以不同的安全係數進行檢核設計。

2.4.2 簡化動力分析-容量震譜法(非線性側推分析)

棧橋式碼頭結構系統包括頂版、基樁與土壤，其受震反應分析為典型之土壤與結構互制問題。為因應當前性能設計理念之潮流趨勢，常需採用位移分析法，一般可採 Winkler 基礎模式，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。

棧橋式碼頭運用簡化動力分析法在進行耐震性能驗證時，工程界常採取美國 ATC-40^[9]所建議之容量震譜法，ATC-40 所提出之容量震譜法，可用來合理地評估結構在設計耐震性能要求需求下之結構反應，現已被廣泛運用於結構耐震能力評估與耐震性能設計。

此方法的兩個關鍵要項，即為「容量」與「需求」，其具體詳述如下：

1. 容量震譜法之概念

容量震譜法(Capacity Spectrum Method)之基本原理，是將結構物視為一廣義單自由度振動系統，由結構物的頂層側推曲線(pushover curve)及地震反應譜經 ADRS 轉換後求得結構側推容量震譜(capacity spectrum)與地震需求震譜(demand spectrum)，如下圖所示。所得之交點，可視為結構物承受地震力作用時，其近似的最大地震反應。如

以容量震譜法分析一單自由度之結構物，當結構在地震力作用下仍保持於彈性狀態時，亦即結構側推容量震譜與地震需求震譜交於側推容量震譜之直線段，如圖 2.13 中之 A 點。當結構物因地震力作用進入塑性狀態時，則結構側推容量震譜與地震需求震譜將交於側推容量震譜之曲線段，如圖 2.13 中之 B 點甚至是 C 點，則 A、B、C 各點即為不同等級地震作用下所得到的性能點(performance point)，也就是結構物在不同地震需求時所表現的最大反應。

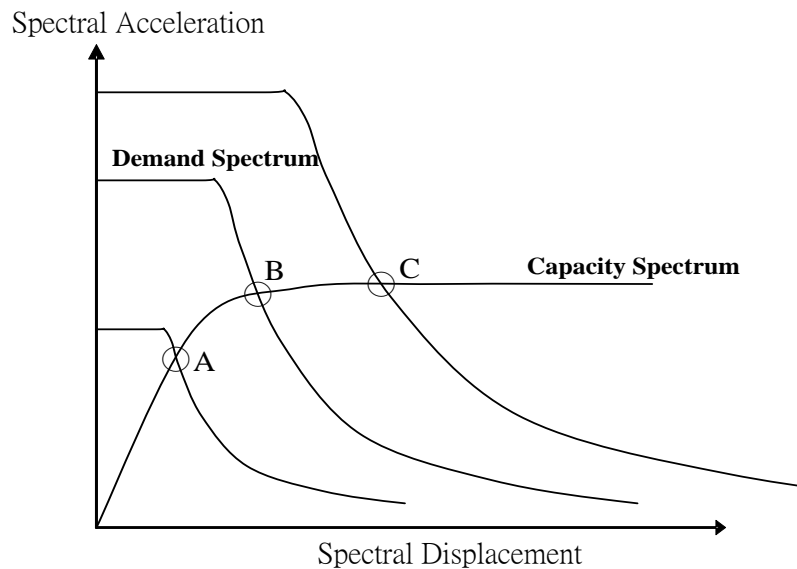


圖 2.13 容量震譜法分析簡介圖

2. ADRS 座標轉換

ADRS (Acceleration–Displacement Response Spectra)格式為以譜位移(Sd)及譜加速度(Sa)為座標之關係圖。容量震譜法(Capacity Spectrum Method)中最後的功能績效點的求得，是將結構側推曲線及地震反應譜轉換成 ADRS 格式之結構側推容量震譜及地震需求震譜，再經結構非彈性之韌性的消能折減進而疊代計算得到。

結構之側推曲線原為基底剪力及頂層位移量之關係圖，經基本震態因子轉換所得之 Sd 及 Sa 關係圖。其轉換公式如下列所示：

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{i,1})}{\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{i,1}^2)} \dots\dots\dots(2.9)$$

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{i,1})}{\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{i,1}^2)} \dots\dots\dots(2.10)$$

$$Sa = \frac{V/W}{\alpha_1} \dots\dots\dots(2.11)$$

$$Sd = \frac{\Delta}{PF_1 \cdot \phi_{roof,1}} \dots\dots\dots(2.12)$$

上列各式參數之意義：

PF_1 = 第一模態之模態參與係數

α_1 = 第一模態之模態質量參與係數

$\phi_{i,1}$ = 正規化第一模態第 i 層振幅

V = 基底剪力

Δ = 橋柱頂層位移量

m_i = 第 i 層質量

W = 結構總重

N = 結構離散質量總數

而地震反應譜為結構物週期 T 與 Sa 之關係圖，則地震需求震譜亦為由地震反應譜經轉換所得之 Sd 及 Sa 關係圖。轉換公式如下列所示：

$$Sd = \frac{T^2}{4\pi^2} Sa \cdot g \dots\dots\dots(2.13)$$

由上述之轉換公式亦可得知，在 ADRS 座標格式中，與座標原點輻射向之結構週期保持常數。

3. 地震需求震譜(Demand Spectrum)

地震需求震譜乃反應橋梁結構所承受地震力的大小，經由工址地層資料、土壤特性及震區等因素而求得，並考慮橋梁結構進入非線性後非彈性變形產生之消能折減反應譜，其可使用結構之韌性程度對彈性反應譜做折減，此處列舉兩種折減方法：

(1)Newmark and Hall 之 R-T- μ 折減法

所謂的 R-T- μ 修正方法主要是將彈性反應譜，依結構之韌性與長短週期之反應譜特性，分段加以折減而產生非彈性反應譜，因此對於折減因子、結構自然週期與結構韌性的交互關係稱為 R-T- μ 關係。

由於結構物在強震下進入非彈性階段可產生遲滯消能之作用，以降低結構系統於強震時所須提供之耐震強度，因此如何準確的求出非彈性反應譜，即為影響耐震評估結果之關鍵步驟，其非彈性反應譜的求取方法為將結構之彈性反應譜除上一折減因子 R 而形成非彈性反應譜。

一般折減因子 R 的取得主要是以彈性反應譜為基準，再根據特定韌性比之非彈性反應譜，來計算彈性極限強度與非彈性降伏強度之比值，其值即為折減因子 R，其定義如式(2.14)所示：

$$R = \frac{V_u(\mu=1)}{V_y} \dots\dots\dots(2.14)$$

其中： $V_u(\mu=1)$ 為彈性極限強度、 V_y 為非彈性降伏強度

唯式(2.14)為簡化之折減模式，實際上彈性反應譜與非彈性反應譜間之轉換受甚多因素影響，當然其中最重要的是週期與韌性比，而目前對於 R-T- μ 非彈性反應譜修正方法已有大量之研究成

果，其結果大致相近。

基本上強度折減因子 R 與韌性比 μ 的關係，可依長短週期分為等位移與等能量兩種法則，其關係如下所示：

短週期時，依等能量法則： $R = \sqrt{2\mu - 1}$

長週期時，依等位移法則： $R = \mu$

而折減因子 R 之使用方法，將以下列各圖按流程說明之。

a. 取得受評估之工址彈性反應譜，如圖 2.14。

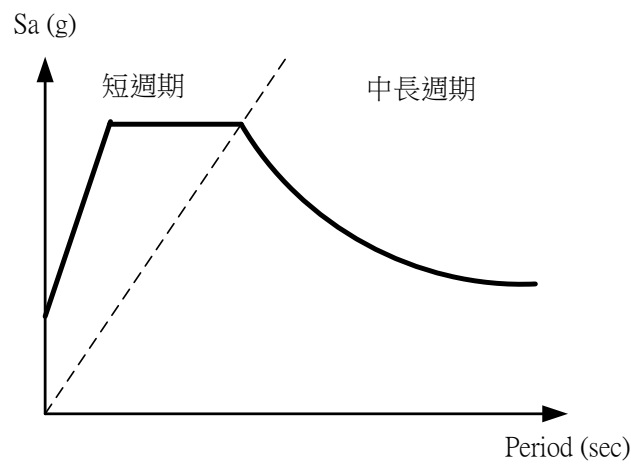


圖 2.14 工址彈性反應譜

b. 如圖 2.15 所示，經 ADRS 格式轉換後求得彈性地震需求震譜。

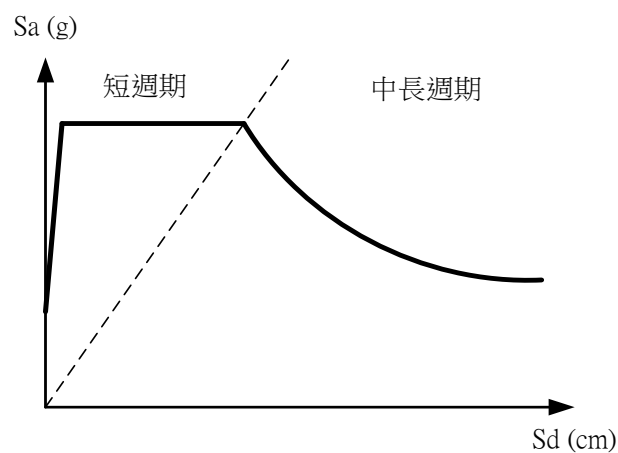


圖 2.15 彈性地震需求震譜

c.如圖 2.16 所示，經由折減因子 R，折減為非彈性地震需求震譜。

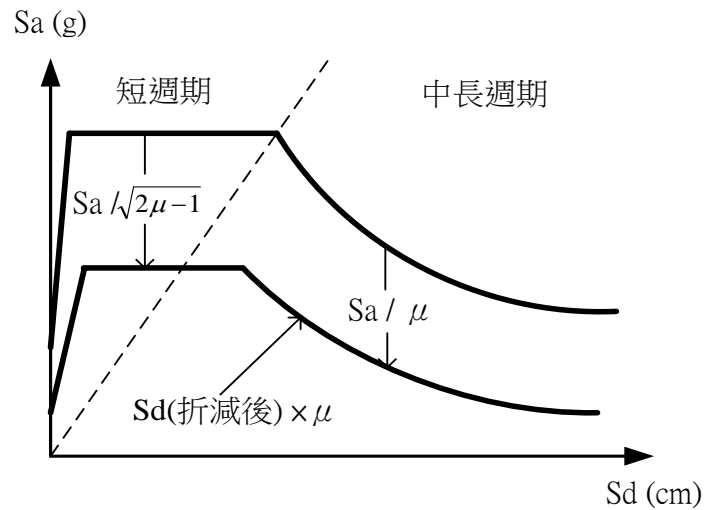


圖 2.16 非彈性地震需求震譜

(2)ATC-40 之等效阻尼比折減法

結構物之最大反應可視為是「自然振動週期」與「阻尼比」的函數，關於結構物非彈性模式的研究有許多文章的發表，這些研究都涵蓋結構系統的韌性考量和彈性系統性質的修正，ATC-40 的方法是使用結構物的等效阻尼的性質，來修正彈性系統性質，以模擬非彈性的反應，當地震力使結構物進入非線性時，其阻尼可視為黏滯阻尼(viscous damping)與遲滯阻尼(hysteretic damping)的組合，而遲滯阻尼可以等效黏滯阻尼比(equivalent viscous damping ratio)來代表其效應，其兩者相加後以等效阻尼表示之。

以前述之 ADRS (Acceleration - Displacement Response Spectra)格式轉換，可將傳統的以週期和譜加速度所構成之地震反應譜，轉成 ADRS 格式之地震需求震譜(demand spectrum)，如圖 2.17 所示。

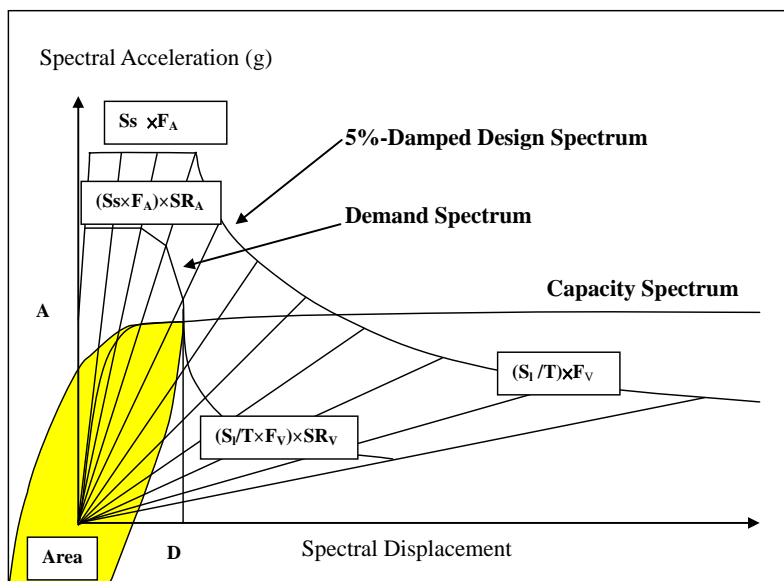


圖 2.17 ATC-40 等效阻尼比折減法

而等效阻尼 β_{eff} ，定義為在地震尖峰的反應期間結構物消散的總能量，而且是結構在彈性時之黏滯阻尼部份 β_E ，和遲滯阻尼部份 β_H 的和，假設超過降伏點有著非彈性反應，則等效阻尼將以下列式 (2.15) 來表示：

$$\beta_{eff} = \beta_E + \beta_H \dots\dots\dots(2.15)$$

彈性阻尼的部份 β_E ，是一個常數，而遲滯阻尼的部份 β_H ，是靠著結構降伏後的遲滯圈在尖峰反應位移為 D 、加速度為 A 時所圍出的面積，如圖 2.17。遲滯阻尼， β_H ，定義如式(2.16)。

$$\beta_H = \kappa \left(\frac{Area}{2\pi DA} \right) \dots\dots\dots(2.16)$$

上式：

Area 是遲滯迴圈所圍的面積

D 是容量曲線的尖峰位移反應

A 是在尖峰位移 D 時的尖峰加速度反應

κ 是阻尼修正因子

於 ATC-40 中，為考量實際結構物狀況，以阻尼修正因子 κ 來修正結構物實際遲滯迴圈與理想情況下之遲滯迴圈的差異，式(2.16)裡的 κ 因子折減了遲滯阻尼的大小，以所設計的結構物韌性與地震振動時間來模擬循環反應期間遲滯迴圈的衰減。振動時間以短、中、長來作各別定性的描述，而振動的時間對於結構物的損害仍是最重要的因素。

在實際的需求震譜修正計算上，其遲滯迴圈可以雙線性模式模擬之，如圖 2.18，而所求得之非彈性需求震譜是將彈性需求震譜乘以震譜折減因子(SRA 和 SRV)，此處之修正方法亦和 R-T- μ 修正方法類似，亦即 SRA 是用在反應譜中等加速度段之週期範圍作折減，而 SRV 是用在反應譜中等速度段之週期範圍作折減。

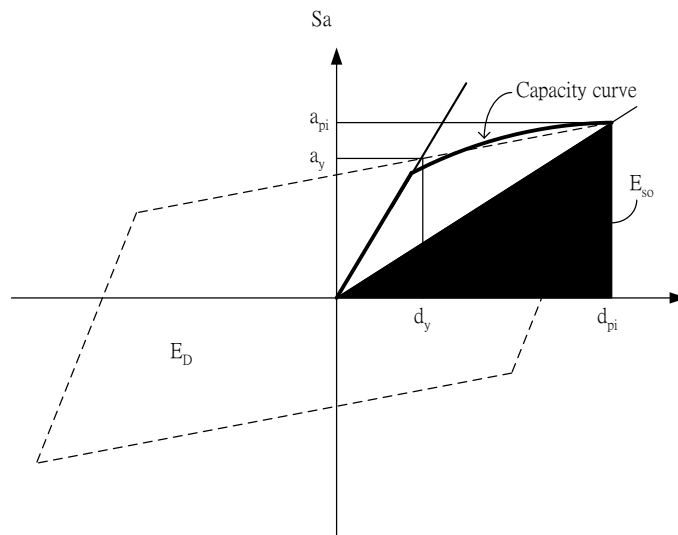


圖 2.18 雙線性模式之遲滯迴圈

如圖 2.18 所示，其等效阻尼比可以下列式子表示：

$$\beta_{eq} (\%) = 5 + \beta_0 \dots\dots\dots (2.17)$$

其中：5 代表 5% 之結構本身的黏性阻尼

β_0 則代表理想遲滯迴圈下所計算之遲滯阻尼，並轉化為等效黏滯阻尼。

$$\beta_0(\%) = \left(\frac{Area}{2\pi DA} \right) = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{so}} = \frac{63.7 \cdot (a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} \cdot d_{pi}} \dots\dots\dots(2.18)$$

其中：E_D 是阻尼之消耗能量，E_{so} 是最大應變能

若為考量實際結構物之狀況，以阻尼修正因子 κ 來修正結構物實際遲滯迴圈與理想情況下之遲滯迴圈的差異時，則等效阻尼比改為下式(2.19)表示：

$$\beta_{eff}(\%) = 5 + \kappa \beta_0 = 5 + \frac{63.7 \cdot \kappa \cdot (a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} \cdot d_{pi}} (\%) \dots\dots\dots(2.19)$$

其中 κ 依 ATC-40 中之建議值計算，如表 2-9 及表 2-10 所示，按結構型式及強震歷時分類之。

表 2-9 結構物分類及所屬型式

強震延時	新結構物	一般現存結構物	結構行為較差的現存結構物
短	TYPE A	TYPE B	TYPE C
長	TYPE B	TYPE C	TYPE C

表 2-10 阻尼修正因子 κ

結構行為種類	β_0 (%)	κ
TYPE A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
TYPE B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.85 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
TYPE C	Any value	0.33

彈性需求震譜因等效阻尼而折減為非彈性需求震譜，其折減量為 SR_A 和 SR_V 兩反應譜折減因子決定之，震譜折減因子是結構物等效阻尼(β_{eff})的函數，定義如下式(2.20)和式(2.21)。

$$SR_A = (3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})) / 2.12 \dots \dots \dots (2.20)$$

$$SR_V = (2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})) / 1.65 \dots \dots \dots (2.21)$$

而 SR_A 和 SR_V 兩反應譜折減因子必須大於等於表 2-11 所規定之最小值，則最後反應譜折減之結果如圖 2.19 所示。

表 2-11 最小容許 SRA 及 SRV

結構物行為種類	SR_A	SR_V
TYPE A	0.33	0.50
TYPE B	0.44	0.56
TYPE C	0.56	0.67

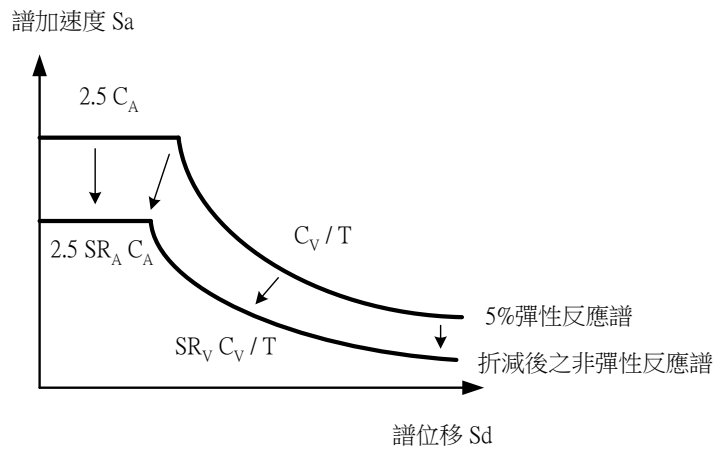


圖 2.19 ATC-40 彈性需求震譜之折減示意圖

4. 結構側推容量震譜(Capacity Spectrum)

結構側推曲線是由側向位移與所對應結構物側向的抵抗力而成的函數所繪製出的曲線，也就是棧橋式碼頭基底剪力-頂層變位關係圖，用以代表碼頭的受震行為，ATC-40 規定，以結構基本振態分佈

豎向力進行結構側推分析，求得結構基底剪力對應結構物頂層位移。為了方便對照地震需求震譜，基底剪力轉變為譜加速度而頂層位移轉換為譜位移，也就是 ADRS 轉換。

結構側推分析為逐步靜力加載，來求取棧橋式碼頭之側推曲線，許多的結構分析商業軟體皆有提供此項功能，且分析程序皆大致相同，所以本文僅介紹結構非線性側推分析之一般程序，其分析流程步驟如下：

- 步驟 1： 建立結構物模型。
- 步驟 2： 設定非線性彈簧，以及塑性轉角特性與位置。(詳參後續 (1)、(2)、(3)項說明)
- 步驟 3： 加上側向力，依規範豎向分配 或 基本振態分配。
- 步驟 4： 計算考慮垂直載重和側向力載重之桿件內力。
- 步驟 5： 調整側向力大小，讓桿件群組能調整在所需之次數程序內完成。因為當桿件達到它的容許強度後就不能承受多餘的側向力。
- 步驟 6： 紀錄基底剪力及控制點位移。
- 步驟 7： 修正降伏桿件的勁度。
- 步驟 8： 施加一個新的增量側力在修正後的結構上使其再產生桿件降伏。
- 步驟 9： 將側向力增量和其相對應的控制點位移增量，加到先前的紀錄中。
- 步驟 10： 重複步驟 7、8、9，直到控制點達到設定位移，所求得之結構側推曲線。
- 步驟 11： 經 ADRS 格式轉換後得到結構物之容量震譜。

(1) 樁軸向非線性土壤彈簧設定^{[24][25][21]}

a. 樁軸向土壤抗壓承载力上限

軸向極限承载力，應視基樁打設於砂質地層中或粘性土壤地層中，採適宜之公式推算之。

打設於砂質地層中基樁之軸向極限承载力，可依下式計算之。

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s \dots\dots\dots(2.22)$$

式中，

R_U ：基樁軸向極限承载力(kN)

A_p ：樁端面積(m²)

A_s ：基樁表面積(m²)

N_m ：基樁入土全長之平均標準貫入實驗值(N)

N ：樁端地層之 N 值 $\rightarrow N = (N_1 + N_2) / 2$

N_1 ：樁端處之 N 值

N_2 ：樁端上端 4B 範圍內之平均 N 值

B ：基樁直徑或寬度

打設於粘性土壤地層中基樁之軸向極限承载力，可依下式計算之。

$$R_U = 8 \cdot C_p \cdot A_p + C_a \cdot A_s \dots\dots\dots(2.23)$$

式中，

R_U ：基樁軸向極限承载力(kN)

A_p ：樁端面積(m²)

A_s ：基樁表面積(m²)

C_p ：樁端處土壤凝聚力(kN/m²)

C_a ：基樁入土全長之平均附著力(kN/m²)

b. 樁軸向土壤抗拉拔承载力上限

基樁上拔試驗，應進行至達最大拉拔力為止，如不可行時，以上拔載重之最大值為最大拉拔力。軟弱粘性土壤層中之摩擦樁，樁端抵抗較小，依載重試驗所求得之極限承载力與拉拔力差異不大，故可以略小於極限承载力之值作為最大拉拔力。

單樁軸向最大拉拔力之推算，原則上應依拉拔試驗決定，未有試驗結果又須進行設計，則採用靜力承载公式推算基樁最大拉拔力，所述靜力承载公式之極限承载力推算方法為準，但不考慮樁端承载力項，即：

砂質地層時

$$R_{Ut} = 2 \cdot N_m \cdot A_s \dots\dots\dots(2.24)$$

粘土地層時

$$R_{Ut} = C_a \cdot A_s \dots\dots\dots(2.25)$$

式中，

R_{Ut} ：基樁軸向極限拉拔力(kN)

N_m ：基樁入土全長之平均標準貫入實驗值(N)

A_s ：基樁表面積(m²)

C_a ：基樁入土全長之平均附著力(kN/m²)

c. 樁軸向土壤彈簧勁度

軸向土壤彈簧設定在樁頭，其勁度 K_{vp} 如下式計算：

$$K_{vp} = K_{v1} \times K_{v2} / (K_{v1} + K_{v2}) \dots\dots\dots(2.26)$$

$$K_{V1} = E \cdot A_1 / L_1 \quad (\text{土面以上的樁軸向勁度 kN/m})$$

$$K_{V2} = a \cdot E \cdot A_2 / L_2 \quad (\text{土面以下的樁軸向勁度 kN/m})$$

$$a = 0.72 + 0.014 \cdot L_2 / D \quad (\text{打擊鋼管樁的補正係數})$$

E ：樁的彈性模數

A_1 ：土面以上的樁斷面積

A_2 ：土面以下的樁斷面積

L_1 ：土面以上的樁長

L_2 ：土面以下的樁長

D ：樁徑

利用樁軸向土壤抗壓承载力上限值、抗拉拔承载力上限值、軸向土壤彈簧勁度等，可決定軸向土壤彈簧的力-位移關係，如圖 2.20 所示。而軸向土壤彈簧設定位置為基樁底部如圖 2.21 所示。

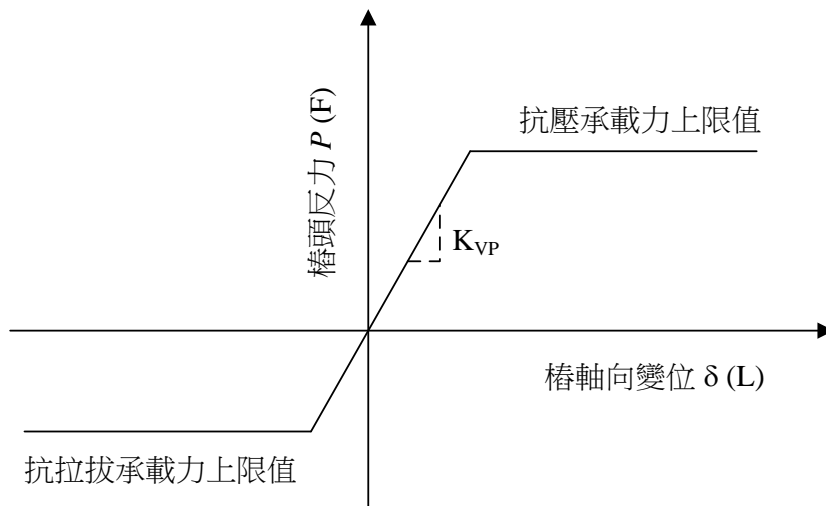


圖 2.20 軸向土壤彈簧力-位移曲線

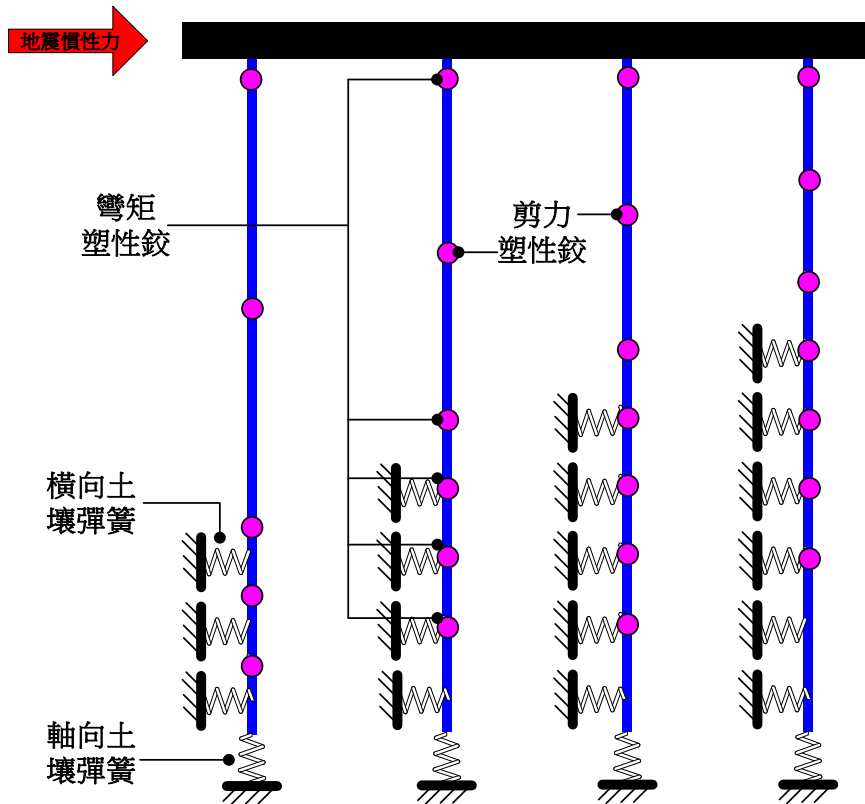


圖 2.21 土壤彈簧與塑性鉸設定位置示意圖

(2) 樁橫向非線性土壤彈簧設定^{[24][25][11][21]}

本研究採用日本運輸省港灣技術研究所所發展之樁橫向抵抗分析法(p-y curve)^[24]，此法亦為我國規範^[21]採用，其將地盤分為 S 型地盤與 C 型地盤，地盤反力與樁之變位關係假設如下。

$$p = k_s \cdot x \cdot y^{0.5} \quad (\text{S 型地盤}) \dots\dots\dots(2.27)$$

$$p = k_c \cdot y^{0.5} \quad (\text{C 型地盤}) \dots\dots\dots(2.28)$$

式中，

p：深度 x 點，基樁單位面積所受地盤反力(kN/m²)

k_s：S 型地盤之橫向抵抗常數(kN/m^{3.5})

k_c：C 型地盤之橫向抵抗常數(kN/m^{2.5})

x ：由地面算起之深度(m)

y ：深度 x 點之基樁變位或撓度(m)

地盤屬 S 型地盤或 C 型地盤，依地盤 N 值依下述原則研判。於決定 S 型或 C 型地盤時，僅須考慮影響樁橫向抵抗範圍內土層即可。雖然地盤常介於 S 型與 C 型中間，但以取較接近者為原則。

S 型地盤： N 隨深度直線增加，如密度均勻之砂質地盤，或正規壓密之粘土地盤。

C 型地盤： N 值不隨深度改變而為一定時，如表面緊密之砂地盤，或受很大預壓密之粘土地盤等。

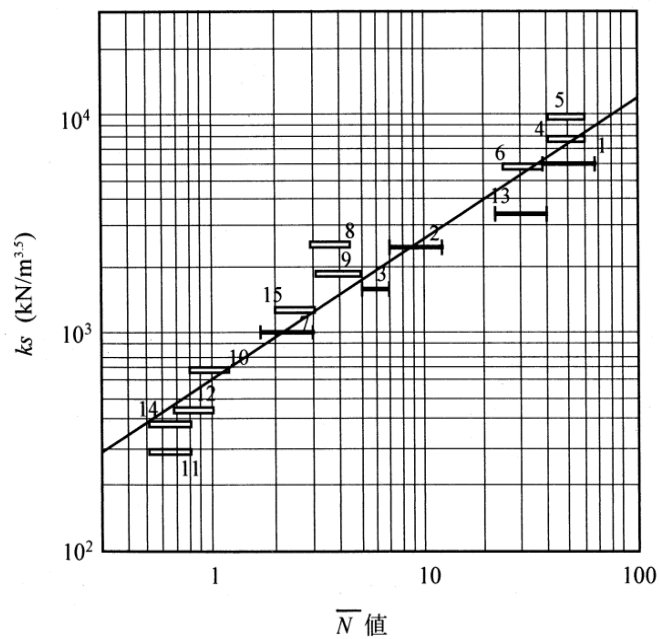
橫向抵抗常數 k_s 與 k_c 之值，可由 N 值來推定。在 S 型地盤中，深度每 1.0 公尺 N 值之增加率 \bar{N} 與橫向抵抗常數間之關係，如圖 2.22 所示。C 型地盤之 N 值與 k_c 之關係，如圖 2.23 所示。

N ：標準貫入試驗值

\bar{N} ：S 型地盤 N 值每 1.0 公尺之增加率

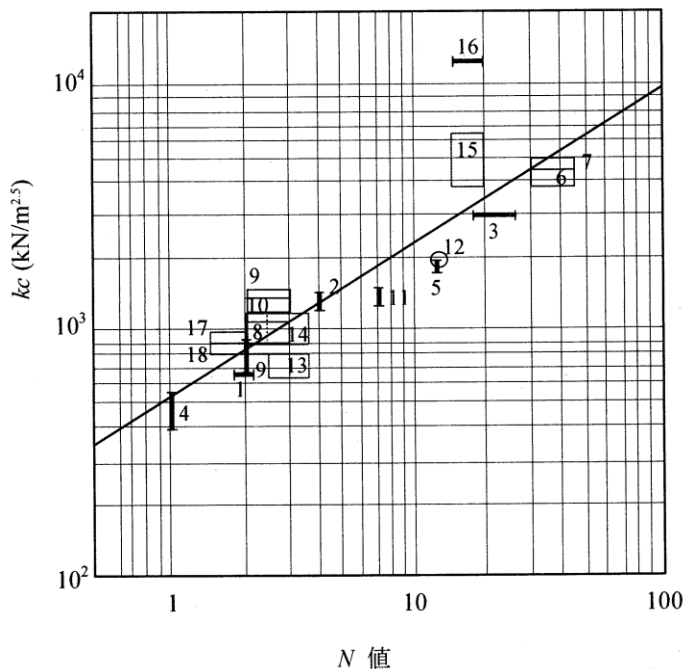
依上述計算法可決定橫向土壤彈簧的力-位移關係，如圖 2.24 所示，根據載重試驗結果，土壤彈簧彈性側位移量約為 0.01D(樁徑)，而極限側位移量可依 Terzaghi 建議取 0.1D。而橫向土壤彈簧設定位置為樁身覆土部分如圖 2.21 所示。

無論是軸向土壤彈簧或是橫向土壤彈簧，使用 SPT- N 值作計算是一相當務實的做法，因為大多數工址皆會進行 SPT 試驗，然而若重要構造物有進行現地載重試驗者，則土壤彈簧設定應以載重試驗結果為依據。



1. ALTON.ILLINOIS (FEAGIN)
2. WINFIELD.MONTANA (GLESER)
3. PORT HUENEME (MASON)
- 4.5. 八軒堀 NO.1, NO.2
6. 茨木川 (後藤)
7. 大阪国鉄 (別府)
- 8.9. 戸畑 NO.6, NO.9
10. 戸畑 K-I (運研)
11. 戸畑K-II (運研)
12. 戸畑L-II (運研)
13. 久里浜模型実験
14. 新葛西橋 (立石)
15. 山ノ下 (井口)

圖 2.22 \bar{N} 值與橫向抵抗常數 k_s 之關係



1. 戸畑 K-I (運研)
2. 戸畑 K-III (運研)
3. 戸畑 K-IV (運研)
4. 戸畑 L-II (運研)
5. 戸畑 L-IV (運研)
6. 八軒堀 NO.1
7. 八軒堀 NO.2
8. 大阪 国鉄
9. 八幡製鉄 NO.6
10. 八幡製鉄 NO.9
11. 戸畑予備試験 (運研) -1
12. 戸畑予備試験 (運研) -2
13. Wagner (Calif.) NO.15
14. Wagner (Calif.) NO.25
15. Wagner (Alaska) -1
16. Wagner (Alaska) -2
17. 東京 国鉄 b
18. 東京 国鉄 A4
19. 東京 国鉄 B

圖 2.23 N 值與橫向抵抗常數 k_c 之關係

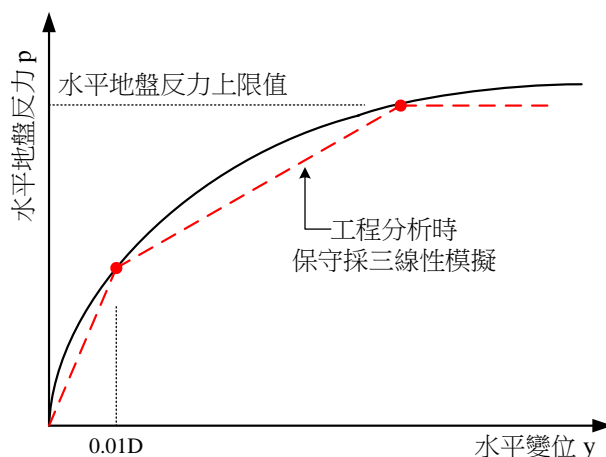


圖 2.24 橫向土壤彈簧力-位移曲線

(3) 構件塑性鉸設定^{[24][25][11]}

本研究之構件彎矩塑性鉸設定係參考日本港灣設施技術基準的定義，如圖 2.25 所示，且性能規範對新建設計皆規定需避免構件剪力破壞，在初步設計時即需以斷面容量設計之觀念設計構件剪力強度，因此各構件僅須在可能發生最大彎矩之位置設定彎矩塑性鉸進行非線性分析，依 INA 規範建議 RC 構材塑鉸長度可以公式：

$$L_p = 0.08L + 0.0022d_b f_y > 0.0044d_b f_y$$

其中， L 為構材受力撓曲之反曲點間距離(cm)， d_b 為主筋直徑(cm)， f_y 為主筋降伏強度(kgf/cm²)。

鋼管樁塑鉸長度則可假設為 0.5 樁徑或依實際基樁受力之彎矩梯度作計算。

另外，工程師若希望第二階段驗證時再次檢核確保基樁不會發生剪力破壞，亦可增設剪力塑性鉸，其可用結構分析軟體(如 SAP2000)中預設的剪力塑性鉸加以設定，由於僅需知道剪力破壞是否發生，因此斷面剪力塑性轉角量設定採用軟體預設值即可。相關塑性鉸設定示意位置可參考圖 2.21。

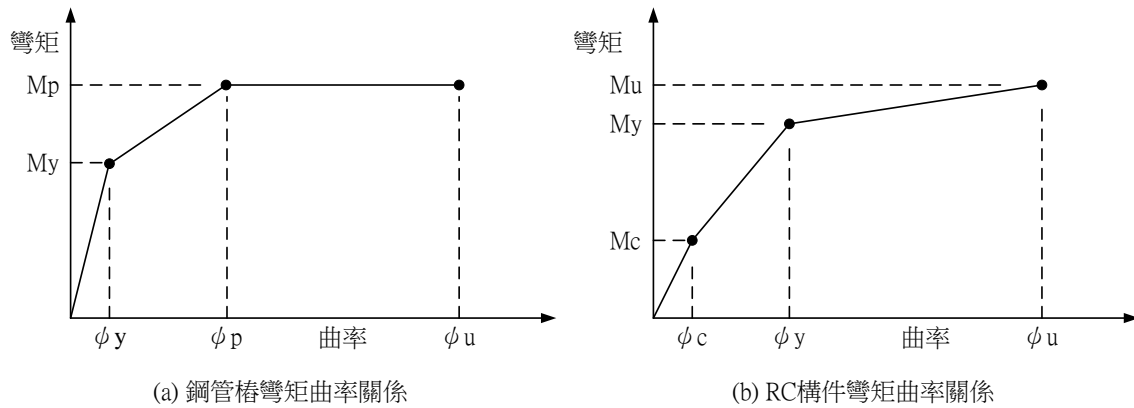


圖 2.25 鋼管樁及 RC 構件彎矩-曲率關係曲線

M_y ：降伏彎矩強度

M_p ：塑性彎矩強度

M_c ：開裂彎矩強度

M_u ：極限彎矩強度

5. 性能點(Performance Point)

性能點(performance point)代表結構物在承受之地震強度下的最大反應。性能點為已表示成 ADRS 座標格式的結構側推容量震譜及地震需求震譜迭代計算而得。其中彈性地震需求震譜隨著結構物進入非線性區域，因構件降伏而使得週期延長且勁度降低，非彈性變形消散部份地震能量，使得結構物耐震能力需求減少，允許依結構韌性程度折減地震需求震譜。當折減後之非彈性地震需求震譜及結構側推容量震譜迭代產生交點時，該點便為性能點。

6. 由性能點之結構反應檢核性能等級要求

由上述容量震譜法產生性能點時，其整體結構行為代表著棧橋式碼頭的最大反應，此時可依其各部構件之應力或應變狀態去判定所設計之碼頭的受震反應是否滿足性能可接受標準。

2.4.3 動力分析法

為求取棧橋式碼頭在實際地震作用下的受震反應，可由有限元素法程式來進行非線性動力歷時分析，分析時考慮棧橋式碼頭之土壤與結構互制作用。結構之模擬亦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。棧橋式碼頭受震反應分析屬於典型之土壤與結構互制問題，分析時為了保守之故，可採用 Winkler 基礎模式來考慮柔性基礎效應。相關塑性鉸與土壤彈簧之設定可參考容量震譜法(非線性側推分析)。

至於基礎之阻尼與散射效應，由於較為複雜，且通常會造成結構物實際承受之地震強度，較地表自由場運動為低，因此若直接以地表加速度歷時作為輸入運動是較保守的設計。

另外所輸入的地表加速度歷時應為符合規範彈性設計反應譜之人造地震歷時，一般製作人造地震歷時之規定，其必須能反映工址之實際地震特性，歷時分析每一方向地動分量須使用至少三個不同地震事件下與工址附近測站設計反應譜相符之地震紀錄，並取各主軸反應最大者為設計依據。非線性分析時，須同時輸入三正交方向地動分量之地震歷時。近斷層水平地震記錄應能反應其近斷層地震特性，且應轉換為垂直於斷層方向之平面主方向。針對任一組人造地震歷時，其 5% 阻尼比之譜加速度值在 $0.2T$ 至 $1.5T$ 週期範圍內不得低於設計地震規定之譜加速度值之 90%，且在此週期範圍內之平均值不得低於上述規定之譜加速度值之平均值，其中 T 為所考慮方向之構造物基本振動週期。

利用非線性動力歷時分析，其優勢為可以充分考量真實情況，獲得可信的受震反應結果，但其運算成本耗費過於龐大乃最大缺點。

2.5 重力式碼頭耐震第一階段設計

2.5.1 設計範例基本條件

以下列出重力式碼頭設計例所需之基本條件，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：船舶尺寸、碼頭泊船噸位、設計水深、碼頭面高程、繫船柱能力等。

2. 自然條件

包含：風、波浪、潮位及暴潮位、水流、地質條件等。

3. 外力條件

船舶所產生之外力、作用於浮體之外力及其搖動、地質、地震、土壓、水壓、自重、載重、摩擦係數、其他必要之設計條件等。

(1)超載：分為「地震時」與「常時」。

(2)耐震設計外力條件：設計地震力、水平與垂直加速度係數、設計加速度反應譜、動土壓、動水壓等。

4. 材料條件

(1)土壤基本性質：包含土壤單位重、土壤分類、土壤粒徑、土壤透水係數等。

(2)土壤工程性質：彈性常數、壓密特性、土壤之剪力特性、土壤動態性質土壤 SPT-N 值等。

2.5.2 建立性能可接受標準

重力式碼頭由壁體與背填料組成，這種碼頭屬於剛性結構，水平地震力比垂直地震力之影響來的大。過去之地震災害中，依照傳統耐震設計規範設計的此類碼頭，常見破壞型式為：向海側之位移(滑動)、沉陷與傾倒，當基礎地層較堅硬時，較典型之破壞型式為向海側之位移與傾倒，若基礎地層較軟弱時，較易發生較大的向海側之位移、傾倒以及沉陷。值得注意的是：土壤液化可能是導致重力式碼頭破壞的原因之一，例如：921 集集地震對臺中港 1~4 號碼頭造成嚴重損害，除了地震力已超過設計震度以外，因土壤液化致使碼頭後線陸地多處開裂、地層塌陷並形成坑洞、碼頭沉箱與背填陸地龜裂並錯開分離，導致碼頭沉箱向海側位移及傾倒，並且碼頭上各種相關設施及結構物易發生傾倒、破壞等。另 2011 年日本 3 月 11 日在日本三陸外海，牡鹿半島東南東 130 公里附近，深度 24km 為震央，發生規模 M9.0 地震。此地震在日本亦造成日本沿海諸多港灣設施之破壞，如圖 2.26 小名濱港 7 號重力式碼頭即受到損壞，其受損原因包含背填土之液化、地震所致伴隨地殼變動的地盤下、與沉箱滑動及傾斜等。

所以，除了確保基礎具有足夠之承载力，以及避免土壤液化潛能過高以外，保持這類構造物在背填土壓與水壓下，其抗傾覆與抗滑動之穩定性，一直是這類構造物之設計指標。考量這類碼頭之破壞與使用運作之性能，表達性能之參數可由下列變位參數表達，如圖 2.27，壁體相關參數為：向海側之水平位移或正規化水平位移(=水平位移 d /壁體高度 H)、向海側不均勻沉陷量或沉陷量差(註：豎向的均勻沉陷不會引起結構不穩定問題)、向海側傾斜角，岸肩(Apron)變形相關之參數：碼頭壁體與岸肩(Apron)之沉陷差、岸肩不均勻沉陷量或傾斜角等。(註：以下文中所謂位移，若未特別說明，均指永久水平位移)。

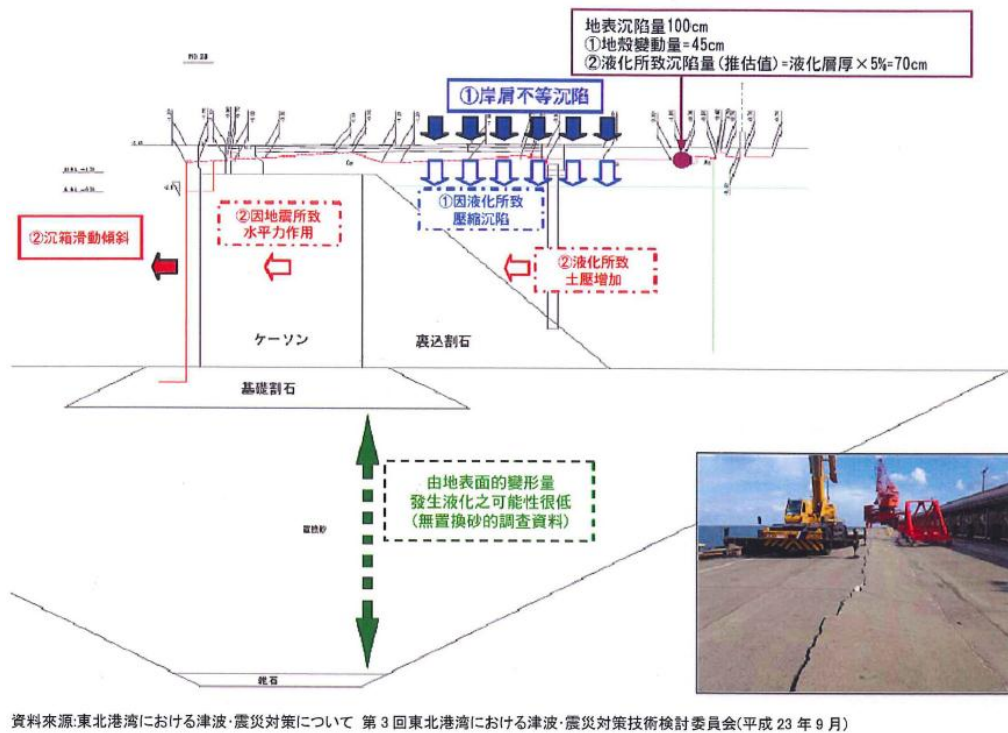


圖 2.26 日本 311 地震小名濱港 7 號重力式碼頭破壞機制

資料來源：日本 311 東北地震的省思與檢討^[29]

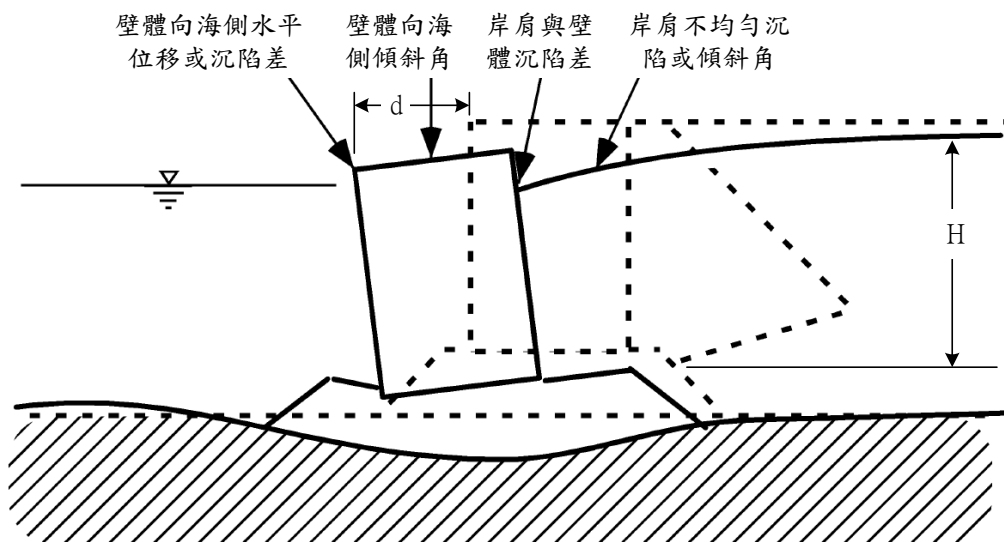


圖 2.27 重力式碼頭之性能參數

資料來源：INA 2001^[11]

國際航海協會所頒布之港灣結構物耐震設計準則^[11]中，將各性能等級以性能參數之可接受標準值加以限定，如表 2-12 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 2-12 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 2-12 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。

表 2-12 重力式碼頭性能可接受標準

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

註：d 為壁頂的殘餘水平變位

N/A 為「Not Applicable」，設計時不予檢核。

資料來源：INA 2001^[11]

最後，由於重力式碼頭典型破壞原因之一來自於土壤液化，所以，對土壤液化潛能較高之工址進行液化防治處理，可以提高這類型碼頭之性能；另外，此類碼頭之破壞通常不是結構整體之倒塌損壞，而是過大變形引起之破壞，其可能之破壞情形可參考圖 2.28，因此以位移來定義此類碼頭之耐震性能，並以此作為設計之依據可能更顯適宜；

再者，重力式碼頭之耐震性能雖可以如上述由壁體之水平位移、沉陷、傾斜角與岸肩之沉降量、沉陷差等作表示，但其中部分參數之間具有相關性，初步設計與耐震性能檢核時，不必同時選擇所有參數，例如初步設計時，可選擇性能等級第 I 級之性能參數進行設計，第 I 級性能等級多在結構彈性範圍，因此在分析設計上應有相當之把握，待構造物初步設計完成後，再以適當之分析方法來進行其他性能等級之可接受標準值驗證分析，以完成整體耐震設計。上述適當驗證分析方法將於 2.6 節作詳述。

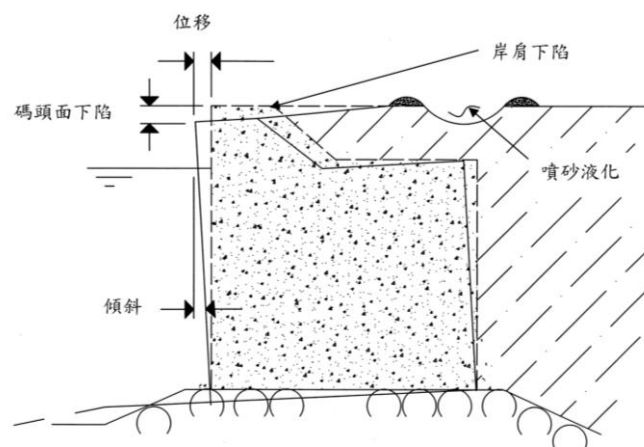


圖 2.28 重力式碼頭之破壞模式

2.5.3 結構系統

重力式碼頭是由壁體與背填料所組成，壁體是構成重力式碼頭之主要的部份，所以必須要有充分之強度，足以抵抗外力的作用。而壁體的製造除可採用場鑄混凝土外，一般設計均採用預鑄混凝土，如方塊、沉箱、L 型塊...等。就背填料的部分來說，若採用良好的石塊、碎石或礫石作為背填石料時，可使作用於碼頭壁體之土壓力強度降低。背填石料宜採用形狀相互配合之級配石料以增加其效果，易於風化之石料則不可作為背填石料。

重力式碼頭是係屬於剛性結構，易受水平地震力而產生位移。由過去之震害中可發現，按傳統耐震設計規範所設計的重力式碼頭，常見破壞模式為：向海側之位移(滑動)、沉陷與傾倒。

進行重力式碼頭設計前應先將所設計之碼頭結構形式及配置定義清楚，如沉箱式、方塊式、L型塊式、空心方塊式、場鑄混凝土式等，標準斷面示意圖分別如圖 2.29、圖 2.30、圖 2.31、圖 2.32。

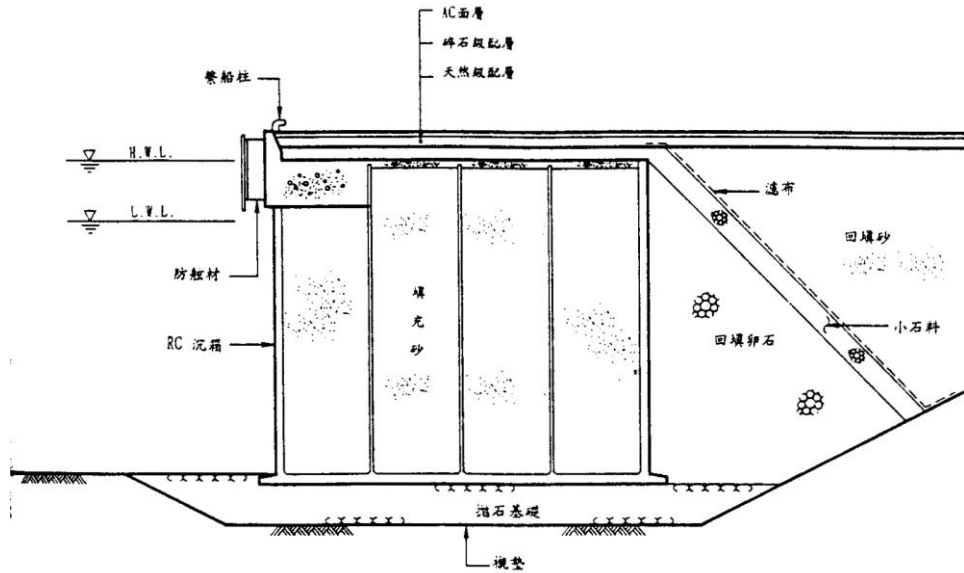


圖 2.29 沉箱重力式碼頭標準斷面示意圖

資料來源：港灣構造物設計基準修訂 [21]

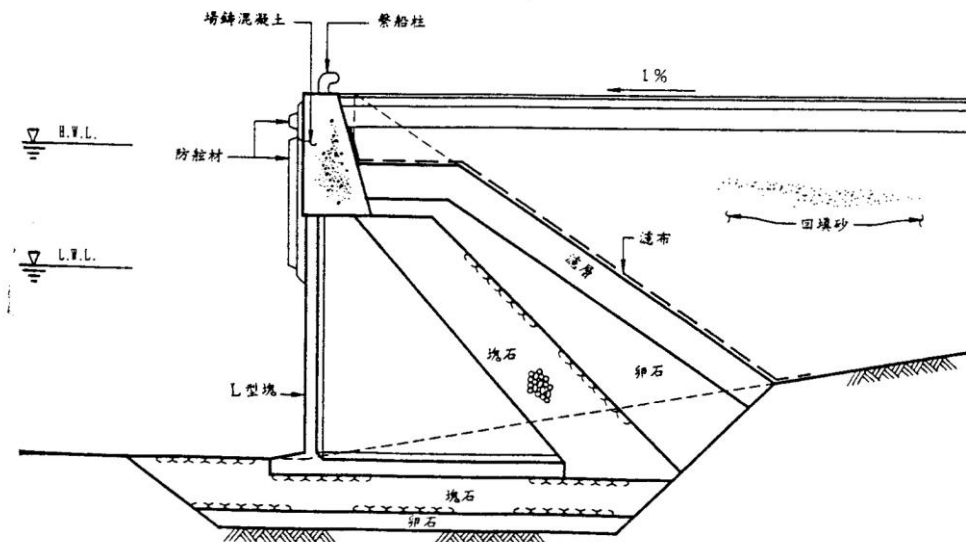


圖 2.30 L 型塊重力式碼頭斷面示意圖

資料來源：港灣構造物設計基準修訂 [21]

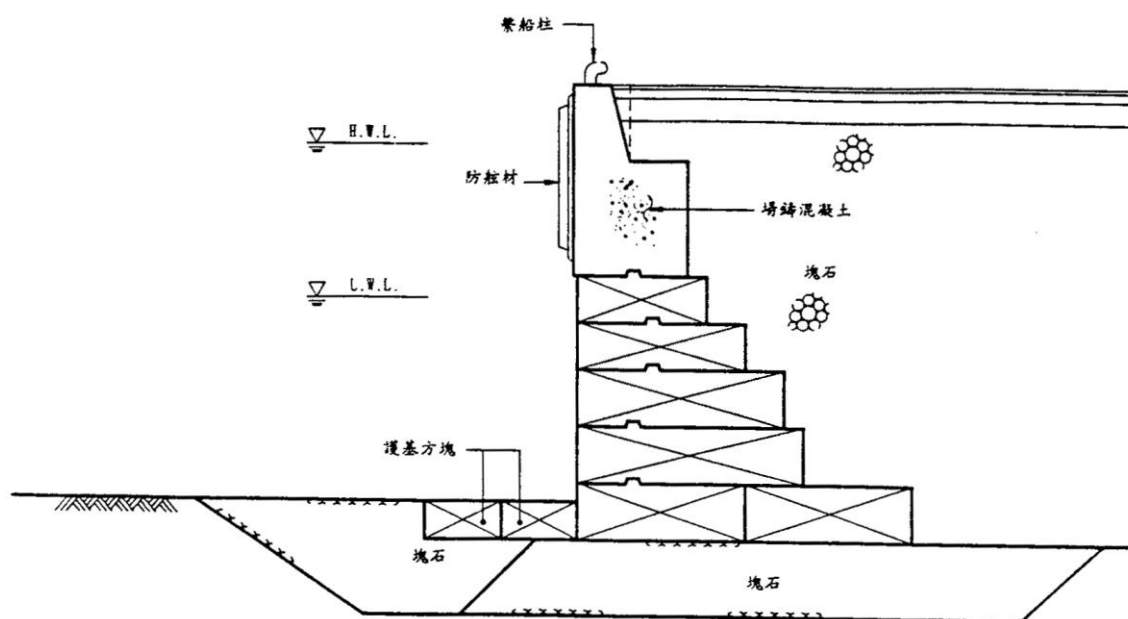


圖 2.31 方塊重力式碼頭斷面示意圖

資料來源：港灣構造物設計基準修訂^[21]

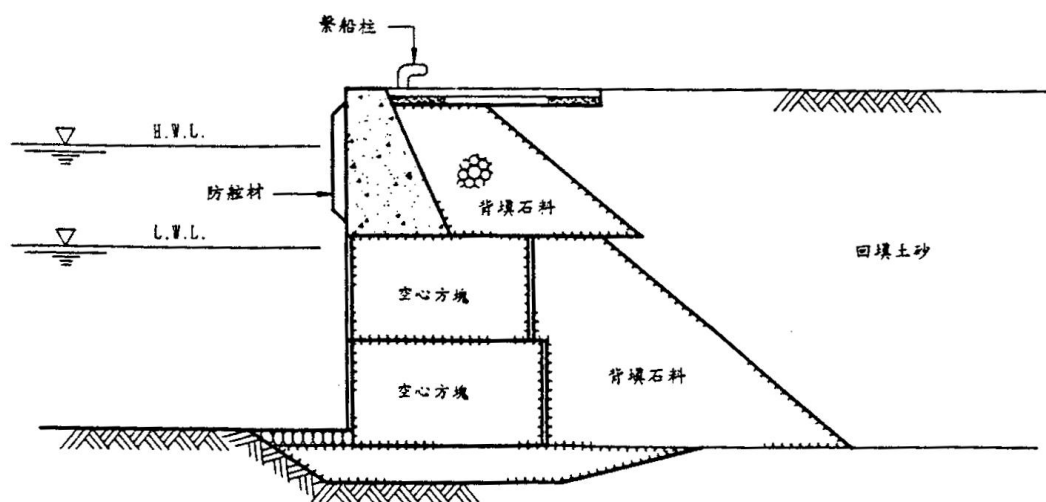


圖 2.32 空心方塊重力式碼頭斷面示意圖

資料來源：港灣構造物設計基準修訂^[21]

2.5.4 土壤液化評估

港灣構造物性能設計法所採用之簡化分析法與傳統設計所採用之分析方法類似，但設計原理完全不同，傳統設計法將地震力以一等效之靜態側向力施加於結構主體上，以確保結構主體在所考量之設計外力作用下，具有一定安全餘裕(以安全係數 F_s 表示)之安定計算(壁體滑移、壁體傾倒、圓弧滑動及沉陷等分析，基礎足夠承载力之保證)來確定結構之細部設計；性能設計法雖然在具體設計階段採用類似擬靜力分析方法，但其設計原理是以確保在各等級地震力作用下，結構主體之反應滿足預期之性能要求，即計算所得之性能參數值不超過預定性能可接受標準值。例如：若以壁體位移或沉陷量等作為性能參數，在性能設計法中，需要計算壁體位移或沉陷量，並與所建立之性能可接受標準做比較，以確定所預期之性能是否滿足標準。一些研究已根據統計數據之迴歸分析，建立了位移指標與傳統設計法中安定計算的安全係數間之相關性經驗公式，如表 2-13 適用於非液化工址之重力式碼頭。由表 2-13 可知，線性迴歸公式中，水平位移相關參數(d 與 d/H)之線性迴歸相關係數均較小；而標準偏差顯示，對 d/H 之線性迴歸與 d 相比較為準確。對於該類碼頭在具有液化潛能工址之位移量，「Iai,S.1999」^[10]對日本既有碼頭之案例分析統計指出：在規範設計地震力作用下，對非液化、僅背填土液化、背填土與基礎土壤均液化等三類工址(如圖 2.33 所示)，正規化位移 d/H 分別為 0~5%、5~10%、10~20%；在 1.5~2.0 倍規範設計地震力作用下，三類工址正規化位移 d/H 分別為 5~10%、10~20%、20~40%，這些參數可用於設計時粗略估算水平位移之大小範圍。其中 $FS = K_t / K_e$ ，當 K_h 為臨界值時， $K_h = K_t$ ， K_e 為設計地震力 K_h 。

表 2-13 非液化工址重力式碼頭變位與安全係數之相關性

變位參數	經驗公式	相關係數	標準偏差
最大水平位移 d (cm)	$d = -74.2 + 98.2(1/FS)$	0.34	130
沉陷量 s (cm)	$s = -16.5 + 32.9(1/FS)$	0.50	30
正規化水平位移 d/H (%)	$d/H = -7.0 + 10.9(1/FS)$	0.38	13

資料來源：Uwabe, T. 1983^[4]

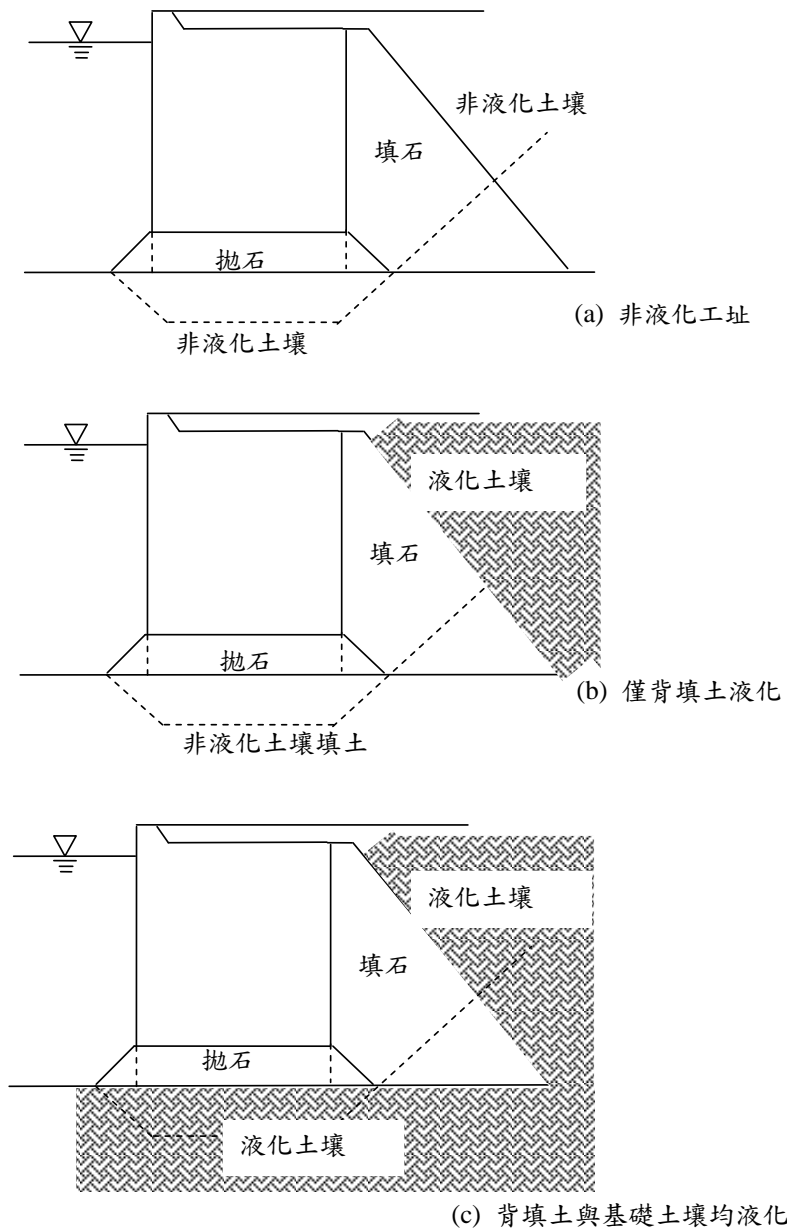


圖 2.33 重力式碼頭工址土壤可能液化狀態

資料來源：INA 2001^[11]

2.5.5 初步設計

重力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，依據重力式碼頭在等級 I 地震作用下所須滿足的性能可接受標準，按表 2-13 經驗公式反算得到的安全係數 F_s 值，再用傳統之靜力設計法進行穩性分析，即先前所述之簡化分析，目的是先將沉箱尺寸與配重算得

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 2.6.1 節。

2.6 重力式碼頭耐震第二階段檢核

本章詳細說明 2.2.2 節具體設計階段中關於重力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，甚至允許應用於 C 級碼頭等級 II 地震的性能檢核。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)等三種方法進行重力式碼頭的耐震能力評估，如表 2-14 所示，以下將分別詳細說明。

表 2-14 重力式碼頭結構之性能驗證分析法

碼頭種類	簡化分析	簡化動力分析	動力分析	
			結構模擬	土壤模擬
重力式碼頭	<ul style="list-style-type: none"> 經驗公式或靜力分析法(考量有或無土壤液化) 	<ul style="list-style-type: none"> 滑動塊分析 利用簡化圖表的參數分析法 	<ul style="list-style-type: none"> 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 	<ul style="list-style-type: none"> 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

2.6.1 簡化分析法

重力式碼頭耐震性能分析之簡化分析方法，係參考國際航海協會(INA)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，而地震力為施加於構造物側向之靜態慣性力，地震力由設計最大地表加速度 PGA 或震度

係數 K_h 表示，分析時，逐步地增加 PGA 或 K_h ，透過一系列的穩定分析，計算結構達到臨界穩定狀態時(即安全係數 $F_s = 1$ 的情況)之臨界滑動、臨界傾覆或臨界穩定性狀態之最大地表加速度或震度係數，取其最小值作為結構臨界安定最大地表加速度或震度係數 K_l ，而結構抵抗實際發生之地震(有效震度係數為 K_e)具有之耐震安全係數即可表示為 $FS = K_l/K_e$ ，可搭配相關準則用於評估碼頭結構之耐震性能。設計分析時，需以預期要抵抗之設計地震力對應之震度係數 K_h 作為 K_e 。

以下針對重力式碼頭受震時滑動穩定性、傾覆穩定性與基礎承载力穩定性等三項檢核分析，以及耐震性能分析進行說明。

1. 重力式碼頭滑動穩定性分析

重力式碼頭耐震性能分析法中的滑動穩定性分析法，係以擬靜力方式，將構造物所承受的地震力簡化為施加於構造物側向的靜態慣性力，並計算作用於構造物上之各項動態作用力以及滑動面上之正向作用力與抗滑動力，以檢討其滑動穩定性。

(1)背填土壤未液化之重力式碼頭模型示意圖如圖 2.34 所示。

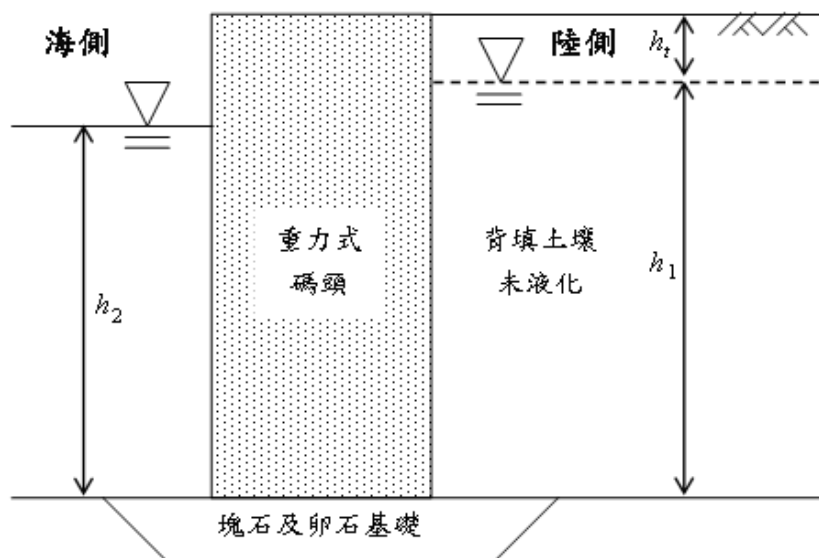


圖 2.34 背填土壤未液化之重力式碼頭示意圖

(修改自賴聖耀等，2008)

當其受地震力作用時，受力分析示意圖如圖 2.35 所示：重力式碼頭在水平方向之作用力，包含了碼頭本身之水平慣性力 $K_h \cdot W$ 、碼頭兩側之靜水壓力 P_{WL} (陸側) 和 P_{WS} (海側)、陸側水位與海側潮位震盪變化之動水壓力 P_{WEL} (陸側) 和 P_{WES} (海側)、以及背填土壤之動態主動壓力 P_{AE} ；在不考慮碼頭趾部護基拋石所提供之被動土壓力阻抗下，碼頭結構之抗滑動力僅有摩擦力阻抗 $\mu_b \cdot (W' - K_v \cdot W)$ 。

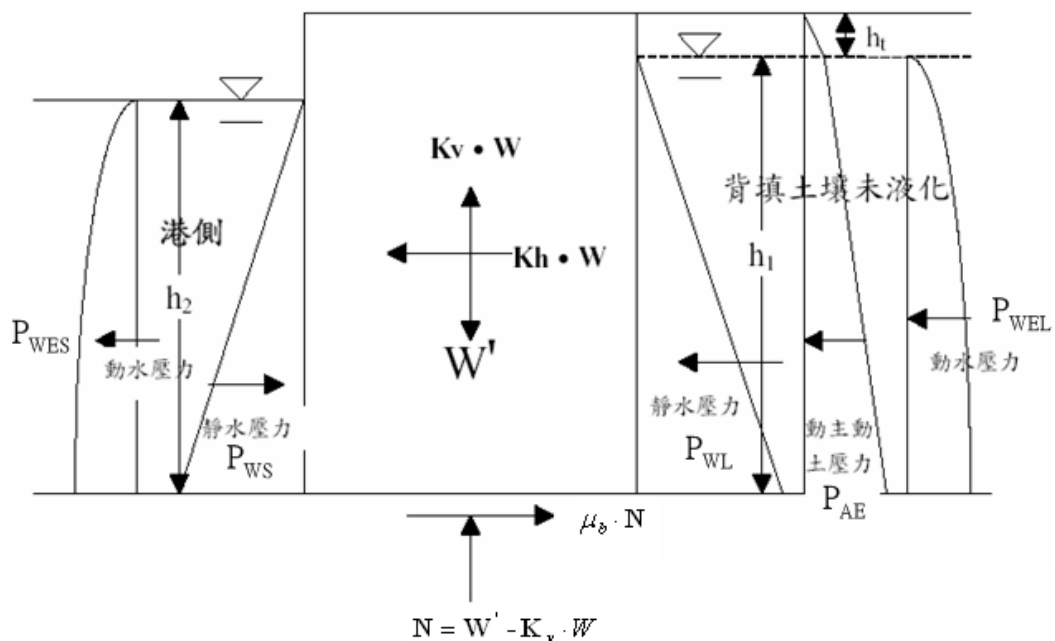


圖 2.35 背填土未液化之重力式碼頭受力示意圖

(修改自賴聖耀等，2008)

因此背填土壤未液化之碼頭受地震力時，其抗滑動之安全係數 F_s ，可以表示如下：

$$F_s = \frac{\mu_b \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_{WL} - P_{WS}) + (P_{WEL} - P_{WES})} \dots\dots\dots (2.29)$$

上式中， μ_b 為碼頭底面與基礎接觸面之摩擦係數； W' 為碼頭總重減去浮力，即重力式碼頭的有效重量。 W 為碼頭之總重量；

K_v 為垂直地震力係數； K_h 為水平地震力係數； P_{WL} 與 P_{WS} 分別為陸側靜水壓力與海側靜水壓力，可表示如下：

$$P_{WL} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_1^2 \dots\dots\dots(2.30)$$

$$P_{WS} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_2^2 \dots\dots\dots(2.31)$$

其中， γ_w 為海水之單位重 $1.03t/m^3$ ； h_1 為陸側地下水位面至碼頭底部之深度(m)； h_2 為海側潮位至碼頭底部之深度(m)。

$$P_{WEL} = 0.7 \cdot \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot h_1^2 \dots\dots\dots(2.32)$$

若以水中震度計算動態主動土壓力時，由於已經包含背填土壤地下水水位震盪所引致之動水壓力，因此不必另外計算動水壓力。

P_{WES} 為海側潮位震盪變化之動水壓力，根據現行設計基準建議將碼頭前之動水壓力以外力設計計算之。

$$P_{WES} = \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot h_2^2 \dots\dots\dots(2.33)$$

P_{AE} 為背填土壤之動態主動土壓力，包含殘留水位以上及殘留水位以下至碼頭底部的動態主動土壓力，以修正之 Mononobe-Okabe 公式計算，此修正後公式乃是以水中震度計算，因此其計算之動態主動土壓力已包含地下水水位震盪之動水壓力，計算公式如式(2.34)及(2.35)所示：

$$P_{AE} = \left[K_{AE} \left(\frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t^2 \right) + K'_{AE} \left(\gamma_t \cdot h_t + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_L \right) h_L \right] \cos \psi \dots\dots\dots(2.34)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos \psi}} \right]^2} \dots\dots\dots(2.35)$$

式中， K_{AE} 與 K'_{AE} 為土層動態主動土壓力係數，在地下水位面上為 K_{AE} ，地下水位面以下為 K'_{AE} ； γ' 為地下水位以下之土壤有效單位重，約為 $1t/m^3$ ； γ_t 為地下水位以上之土壤單位重，約為 $1.8t/m^3$ ； h_t 為陸側地下水位以上之土層厚度(m)； ψ 為碼頭壁面與垂直面所夾之角度(度)； ϕ 為土層土壤內摩擦角(度)； δ 為碼頭壁面與土壤間之摩擦角(度)； θ 為地震合成角，地下水位以上時，

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right) \dots\dots\dots (2.36)$$

地下水位以下時，

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - 1} \cdot \frac{K_h}{1 - K_v} \right) \dots\dots\dots (2.37)$$

其中， γ_{sat} 為土壤之飽和單位重。

(2)背填土壤全液化之重力式碼頭模型示意圖如圖 2.36 所示。

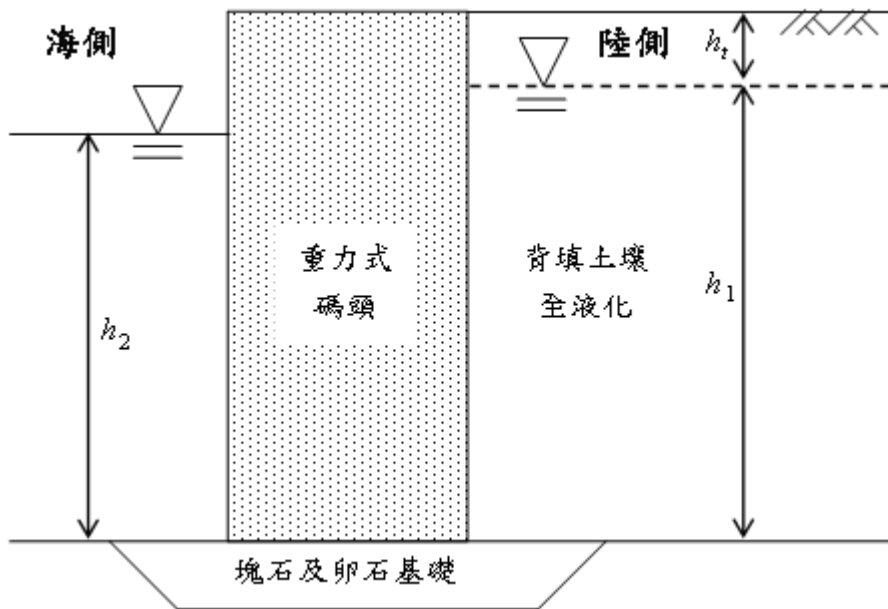


圖 2.36 背填土壤全液化之重力式碼頭示意圖

(修改自賴聖耀等，2008)

當背填土壤液化時，超額孔隙水壓上升至與土壤覆土應力相等，此時土壤之有效應力為零，因此不再有動態土壓力，而以液化時所激發之超額孔隙水壓力取代，由於超額孔隙水壓上升至與土壤原先之有效應力相等，因此超額孔隙水壓力等於土壤原來之有效應力，此時背填土壤液化之沉箱式碼頭，其受力示意圖如圖 2.37。

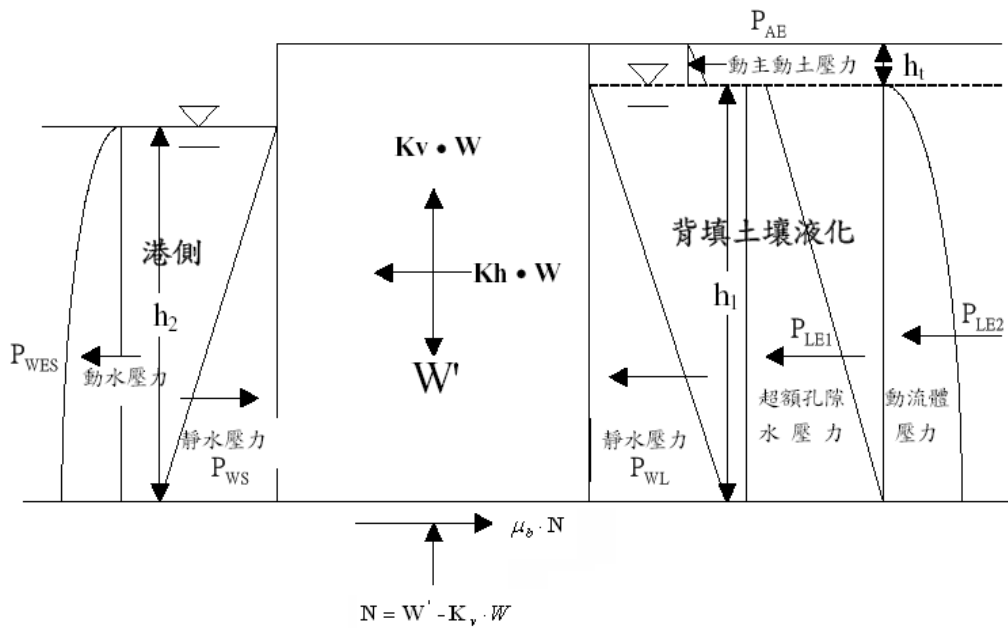


圖 2.37 背填土全液化之重力式碼頭受力示意圖

(修改自賴聖耀等，2008)

由圖 2.37 可知，此時碼頭在水平方向之驅動力與背填土壤未液化時之驅動力有所不同，沉箱本身之慣性力與兩側之靜水壓力不變，而背填土壤因液化而不再有動態土壓力，而是以液化時激發之超額孔隙水壓力取代，海側潮位震盪變化之動水壓力不變，但陸側地下水位震盪變化之動水壓力以液化時重流體之動流體壓力取代，而抗滑動力仍然是 $\mu_b \cdot (W' - K_v \cdot W)$ ，因此背填土液化時，沉箱抗滑動之安全係數 F_S 為

$$F_S = \frac{\mu_b \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_{WL} - P_{WS}) + P_{WES} + (P_{LE1} + P_{LE2})} \dots\dots\dots (2.38)$$

式中，

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

P_{LE1} ：為液化時之超額孔隙水壓力，等於土壤原來之有效應力，

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

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

P_{AE} ：為地下水位以上與地下水位以下至沉箱底部動態主動土壓力

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

(3)背填土壤部分液化之重力式碼頭模型示意圖如圖 2.38 所示。

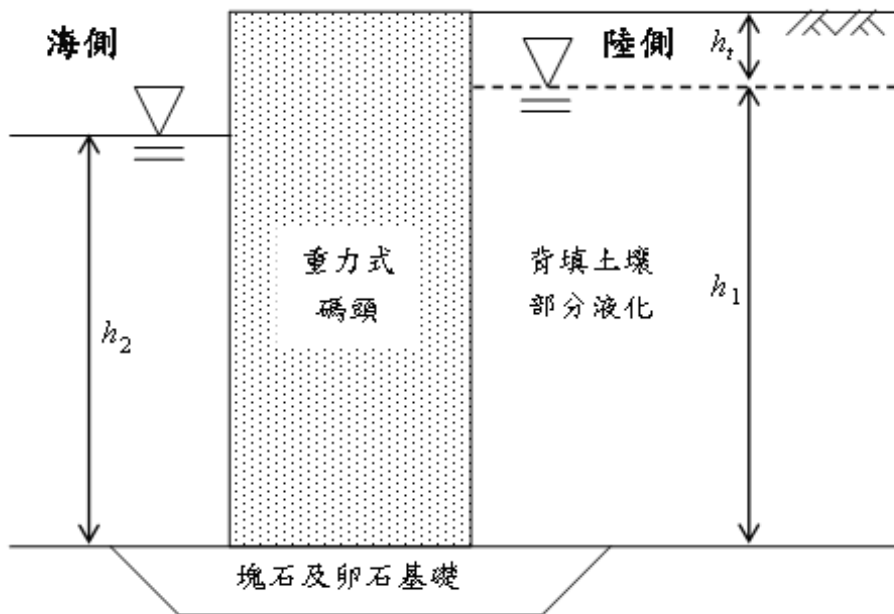


圖 2.38 背填土壤部分液化之重力式碼頭示意圖

(修改自賴聖耀等，2008)

當背填土壤部分深度液化，其餘部分非液化時，其沉箱之受力示意圖如圖 2.39 所示。當碼頭背填土壤受震發生液化時，其液化範圍隨著地表最大水平加速度 PGA 值增大而會從沉箱底部處之土層向上發展至地下水位面處。因此，本研究碼頭背填土壤部分液化之分析模型即設定液化土層範圍是從沉箱底部高度之背填土層由下往上發展，其中背填土液化層之高度為 h_L ，非液化土層之高度為 h_{NL} 。

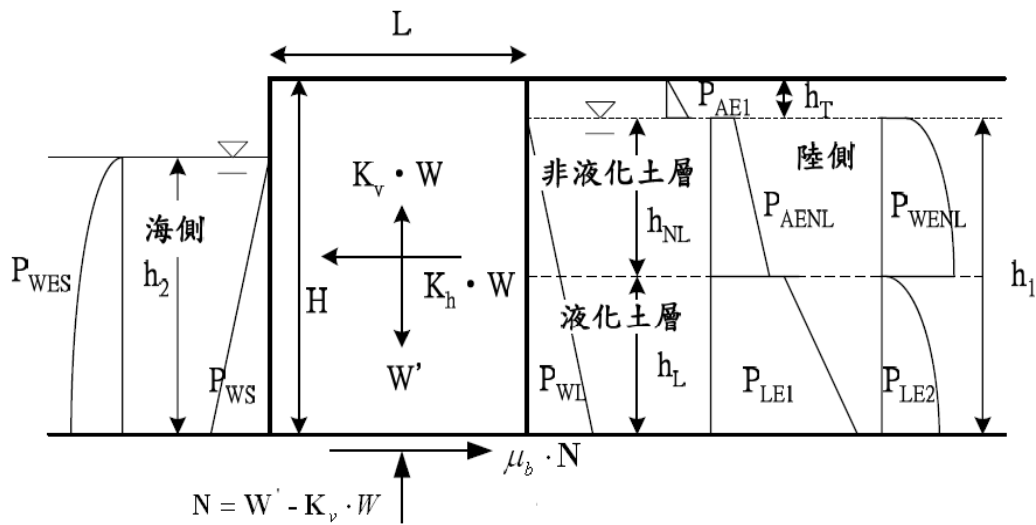


圖 2.39 背填土部分液化之重力式碼頭受力示意圖

(修改自賴聖耀等，2008)

由圖 2.39 可知碼頭背填土壤部分深度液化在水平方向之驅動力為液化部分與非液化部分之總合，而抗滑動力仍是 $\mu_b \cdot (W' - K_v \cdot W)$ ，因此其抗滑動之安全係數 F_s 可以寫成：

$$F_s = \frac{\mu_b \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE1} + (P_{WL} - P_{WS}) + P_{WES} + (P_{LE1} + P_{LE2}) + (P_{AENL} + P_{WENL})} \dots\dots\dots(2.39)$$

其中，

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

非液化側壓力=非液化部分之動態土壓力+非液化部分之動水壓力= $P_{AENL} + P_{WENL}$ 。

P_{LE1} ：為液化土層厚度 h_L 之超額孔隙水壓力，

$$P_{LE1} = \left(\gamma_t \cdot h_t + \gamma' \cdot h_{NL} + \frac{1}{2} \gamma' h_L \right) h_L。$$

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

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

P_{AENL} ：為非液化土層厚度 h_{NL} 之動態主動土壓力，

$$P_{AENL} = K_{AENL} \left(\gamma_t h_t + \frac{1}{2} \gamma' h_{NL} \right) h_{NL}。$$

K_{AENL} 為地下水位以下非液化土層之動態主動土壓係數。

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

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

2. 重力式碼頭傾覆穩定性分析

重力式碼頭耐震評估中，碼頭受震後之傾覆穩定性係以擬靜力方式計算構造物所承受之各項動態作用力及其距沉箱趾部端點之力矩，以檢討碼頭傾覆穩定性。

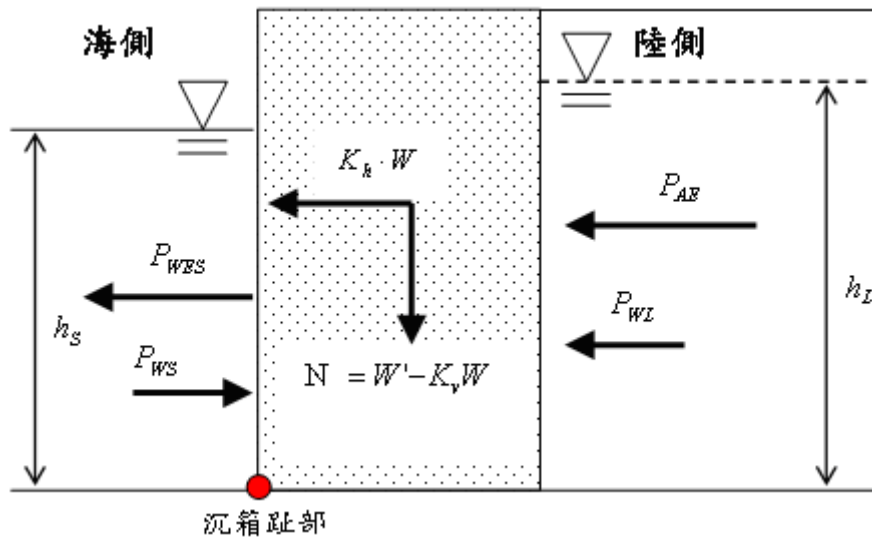


圖 2.40 重力式碼頭受震傾覆穩定性分析示意圖

(修改自賴聖耀等，2008)

當碼頭受地震力作用時，整體碼頭受力示意圖如圖 2.40 所示：碼頭朝海側傾覆之驅動力包含了碼頭本身之水平慣性力 $K_h \cdot W$ 、碼頭陸側之靜水壓力 P_{WL} 、海側潮位震盪變化之動水壓力 P_{WS} 、以及背填土壤之動態主動土壓力 P_{AE} (已包含陸側動水壓力 P_{WEL})；而抗傾覆力包括碼頭正向力 $N = (W' - K_v \cdot W)$ 、碼頭海側之靜水壓力 P_{WS} 、碼頭基礎因埋置效應所提供的動態被動土壓力 P_{PE} 與由拉桿或錨定鋼索所提供的額外抗拉力 P_R 。因此碼頭受地震力時，針對碼頭基礎趾部之傾覆穩定性之安全係數 F_S ，可以表示如下

$$F_S = \frac{N \cdot L_N + P_{WS} \cdot L_{WS} + P_{PE} \cdot L_{PE} + P_R \cdot L_R}{K_h \cdot W \cdot L_I + P_{AE} \cdot L_{AE} + P_{WL} \cdot L_{WL} + P_{WES} \cdot L_{WES}} \dots\dots\dots(2.40)$$

其中， L_N 為碼頭正向力 N 對沉箱趾部之力臂，正向力作用於碼頭質心處； L_{WS} 為海側靜水壓力 P_{WS} 對碼頭趾部之力臂， P_{WS} 作用於距基礎底面起算 $h_s/3$ 處， h_s 為海側水面距碼頭基礎底面之深度(m)； L_{PE} 為碼頭基礎埋置所提供的動態被動土壓力 P_{PE} 對碼頭趾部之力臂； L_I 為碼頭受震水平慣性力 $K_h \cdot W$ 對碼頭趾部之力臂， $K_h \cdot W$ 作用於碼頭質心處； L_{AE} 為背填土壤之動態主動壓力 P_{AE} 對碼頭趾部之力臂； L_{WL} 為

陸側靜水壓力 P_{WL} 對碼頭趾部之力臂， P_{WL} 作用於距基礎底面起算 $h_L/3$ 處， h_L 為陸側地下水水位面距碼頭基礎底面之深度； L_{WES} 為海側動水壓力 P_{WES} 對碼頭趾部之力臂， P_{WES} 作用於距基礎底面起算 $0.4h_s$ 處； L_R 為拉桿或錨定鋼索之拉力 P_R 對碼頭趾部之力臂。

3. 重力式碼頭基礎承载力穩定性分析

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

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma_a D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_b B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \dots\dots\dots(2.41)$$

上式中， q_u 為淺基礎極限承载力； c 為基礎版底面以下之土壤凝聚力； B 為基礎版寬度； γ_a 為基礎版底以上之土壤平均單位重，在地下水水位以下者，應為其有效單位重； γ_b 為基礎版底以下 B 深度範圍內之土壤平均單位重，在地下水水位以下者，應為其有效單位重； D_f 為基礎附近之最低地面至基礎版底面之深度； N_c 、 N_q 與 N_γ 為承载力因數，其與土壤摩擦角 ϕ 有關，當 ϕ 在 40° 以上時， $N_c = 95.7$ 、 $N_q = 81.2$ 、 $N_\gamma = 114.0$ 。當 ϕ 在 30° 以上時， $N_c = 37.16$ 、 $N_q = 22.46$ 、 $N_\gamma = 19.13$ ； F_{cs} 、 F_{qs} 與 $F_{\gamma s}$ 為形狀影響因子； F_{cd} 、 F_{qd} 與 $F_{\gamma d}$ 為埋置深度影響因子； F_{ci} 、 F_{qi} 與 $F_{\gamma i}$ 為載重偏心影響因子。上述各項基礎形狀、埋置深度及載重偏心影響因子為了保守起見皆假設為 1。而碼頭基礎所承載垂直向作用力 F_v 可表示成下式：

$$F_v = W' + K_v \cdot W + P_{AE} \sin \delta + w_d \dots\dots\dots(2.42)$$

式中， F_v 為基礎所承受之垂直力； W' 為碼頭有效重量； $K_v \cdot W$ 為因垂直向地震力所引致額外垂直力，在此考慮 $K_v = K_h/3$ ； $P_{AE} \sin \delta$ 為地震時土壤動態土壓力合力 P_{AE} 於垂直向的分力； w_d 為碼頭地表之設計載重。因此，碼頭基礎承载力檢核之安全係數 F_s 可定義為：

$$F_S = \frac{q_u \cdot B}{F_V} \dots\dots\dots(2.43)$$

2.6.2 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) 的精神是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。為了評估重力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 2.41 所示，假設質量 m 的塊體為剛體，放置於水平表面上，而滑動面的力學行為與彈塑性模式相符合；當地震發生時，塊體之水平方向慣性力由滑動面之抗剪力來維持塊體的動態平衡，所以塊體之運動狀態與滑動面所提供的抗剪力有關。

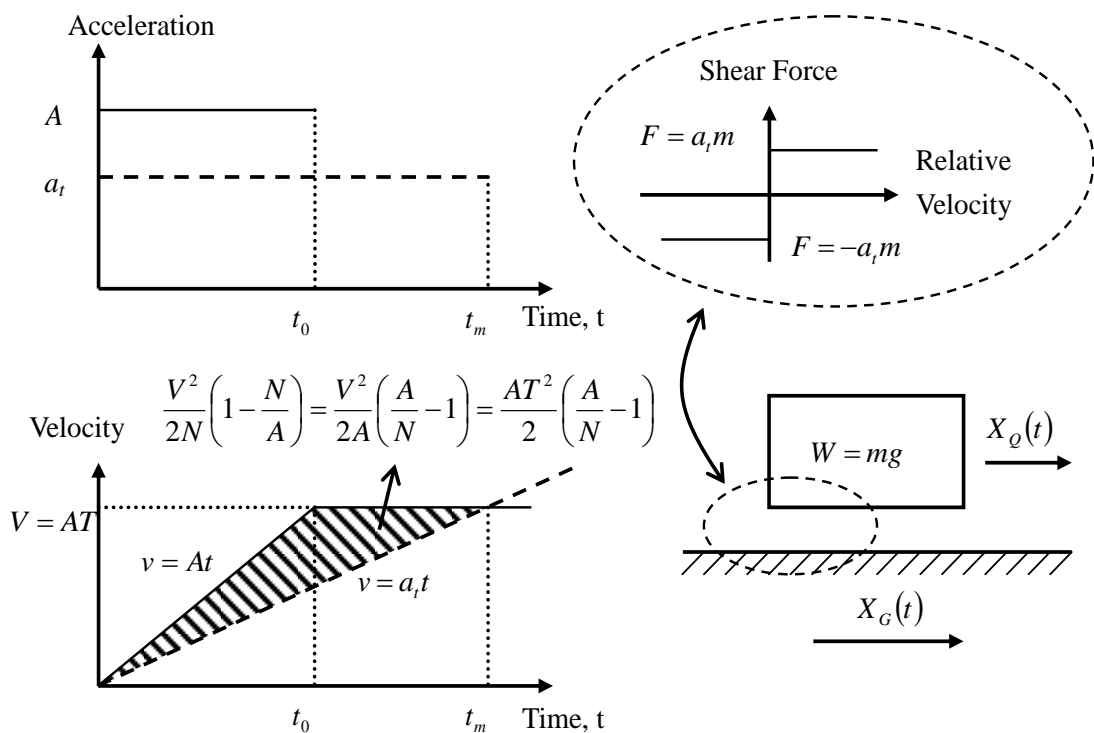


圖 2.41 Newmark 之滑動塊體分析法的觀念

資料來源：Newmark, N.M. 1965 [1]

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_i ；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_i 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。重力式碼頭利用滑動塊體分析法之簡便動力分析流程如圖 2.42 所示，詳細分析方法說明如下。

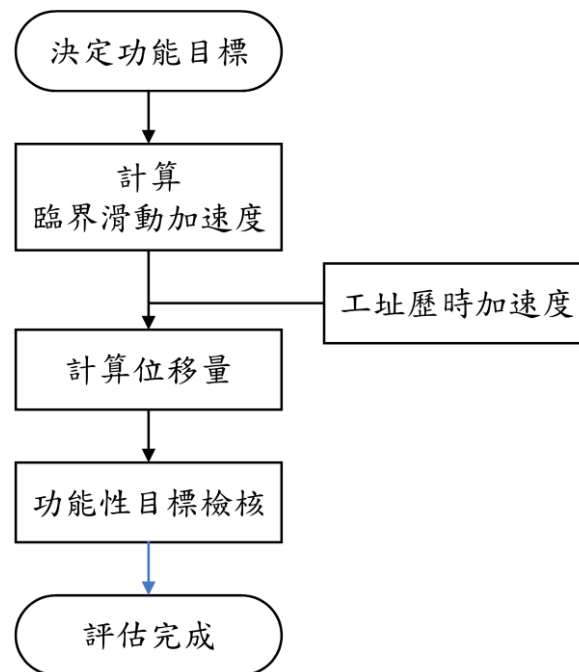


圖 2.42 重力式碼頭簡便動力分析(滑動塊體分析法)評估流程圖

1. 計算臨界滑動加速度

採用滑動塊模型簡化計算重力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，仍然如同簡便分析得到臨界滑動加速度 a_i ，例如垂直擋土壁之臨界滑動加速度 a_i 可以由下式計算(Richards, 1979) [3]：

$$a_t = \left[\mu_b - \frac{P_{AE} \cos \delta - \mu_b P_{AE} \sin \delta}{W_g} \right] g \dots\dots\dots(2.44)$$

其中， W_g 為壁體每單位寬度之重量。由於動態主動土壓力 P_{AE} 本身與臨界滑動加速度 a_t 相關，故需以疊代方式計算臨界滑動加速度 a_t 。

另一方法則是利用 2.6.1 節之重力式碼頭滑動穩定性分析之公式推導可知，當 $F_s = 1$ 時，此為臨界之情況，且此時所產生之加速度值為臨界加速度。臨界值 K_h 為 K_v 的 1.5 倍，加速度公式為 $a_t = 1.2 \cdot \alpha_y \cdot K_h$ ，其中起始降伏放大倍數 α_y 取 1.2。

加速度公式之參數，參考 2.6.1 節之重力式碼頭滑動穩定性分析。

2. 計算塊體滑移量

臨界滑動加速度 a_t 確定以後，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。

基於此方法，可得到地震強度與其所導致之變形之關係。INA 的設計準則中呈現 Franklin 與 Chang (Franklin, and Chang, 1977)^[2] 基於近 200 組地震歷時 ($PGA = a_{max} = 0.5g$ ， $PGV = v_{max} = 76cm/s$) 之分析發展出滑動位移量與臨界滑動加速度 a_t 及設計地震最大地表加速度 a_{max} 之關係曲線圖，對於 $a_t \geq 0.3a_{max}$ 之情形，Richards 與 Elms^[3] 提出簡化公式計算永久側向位移：

$$d = 0.087 \frac{v_{max}^2 a_{max}^2}{a_t^4} \dots\dots\dots(2.45)$$

雖然滑動塊理論顯示垂直向地震力會影響滑動位移量，但

Nagao 等人(Nagao, 1995)^[8]之參數分析指出該誤差在約±10%以內。除了地震歷時特性以外，Whitman 與 Liao (Whitman, and Liao, 1985)^[6]採用 14 組地動，對影響滑動位移量之相關參數(如背填土之動態反應、回填楔型塊之運動、壁體之傾斜以及垂直地震加速度等)之敏感度分析後，建議平均滑動位移 \bar{d} 計算公式：

$$\bar{d} = \left(\frac{37v_{\max}^2}{a_{\max}} \right) \exp \left(- \frac{9.4a_t}{a_{\max}} \right) \dots\dots\dots(2.46)$$

也基於此建議設計時採用

$$\frac{a_t}{a_{\max}} = 0.66 - \frac{1}{9.4} \ln \frac{d \cdot a_{\max}}{v_{\max}^2} \dots\dots\dots(2.47)$$

而 1994 年之歐洲暫時性規範提出水平震度係數 K_h 及垂直震度係數 K_v 與設計加速度 a_{design} 及容許滑動位移量之關係

$$K_h = \frac{a_{\text{design}} / g}{r} \dots\dots\dots(2.48)$$

$$K_v = \frac{a_{\text{design}} / g}{r} \dots\dots\dots(2.49)$$

其中，折減係數 r 對於容許位移達 $30 \left(\frac{a_{\text{design}}}{g} \right)$ (cm)之重力式碼頭取 2.0，對於容許位移達 $20 \left(\frac{a_{\text{design}}}{g} \right)$ (cm)者取 1.5，不容許有滑動位移者取 1.0。

影響滑動塊分析結果之敏感因素包括：評估臨界滑動加速度之方法與準確度，所採用地震加速度歷時之特性等。INA 的設計準則指出：由於滑動塊分析基於剛性地盤、壁體僅滑動而無傾斜、回填土楔型塊剛性運動等假設，應用時也需十分小心，一些研究顯示，若實際基礎土壤可能變形時，此方法計算結果可能遠遠低估實際壁體之位移量，而當基礎堅實但壁體可能發生扭動時，此法又可能過於保守，對於有可能液化之回填土，建議採用其他方法來計算。

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重力式碼頭的安全性。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：

$$a_{rel}(t) = a_b(t) - a_t = A - a_t \dots\dots\dots(2.50)$$

$$v_{rel}(t) = \int_{t_0}^t a_{rel}(t) dt = (A - a_t)(t - t_0) \dots\dots\dots(2.51)$$

$$d_{rel}(t) = \int_{t_0}^t v_{rel}(t) dt = \frac{1}{2}(A - a_t)(t - t_0)^2 \dots\dots\dots(2.52)$$

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

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(2.50)式經過一次積分後，可獲得速度公式(2.51)式，再將速度公式積分一次，即可獲得累積位移量公式(2.52)式。

2.6.3 動力分析法

重力式碼頭的動力分析法，一般可採用有限元素(finite element method, FEM)或有限差分(finite difference method, FDM)等數值方法，模擬「碼頭-基礎拋石」與「碼頭-背填材料」兩者結構土壤介面之滑動行為，並考慮超額孔隙水壓激發對碼頭穩定性及變位之影響，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，重力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。

以有限元素法(FEM)或有限差分法(FDM)進行土壤-結構互制動力

分析，地震力由作用於分析模型中土壤-結構系統區域之基線(Base)的地震歷時來表示；剛性結構可模擬為線彈性；土壤可根據可能發生之應變等級採用(等效線性或非線性)總應力模型(Equivalent Linear/Total Stress)或非線性有效應力(Non-linear/Effective Stress)模型。總應力分析，主要係考慮重力式碼頭內之土壤材料在地震過程中是不排水的，同時使用總應力分析法分析時，並不推估土壤材料在強震時孔隙水壓之動態變化量。反之有效應力分析假設土壤內之有效應力代表土體骨架(soil skeleton)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擔剪應力，土體骨架為土壤剪力阻抗與勁度之來源，因此土壤之力學行為受有效應力之絕對影響。

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，其真正的機制為土壤在反覆剪應力作用下有體積變化之情形，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。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模型，則在有效應力動態分析得知重力式碼頭內之土壤材料孔隙水壓分佈、有效應力分佈與變形分佈等。

日本 1999 年版港灣設施技術基準同解說^[14]也提到：考量土壤液化後，因孔隙水壓上升，致使土壤之有效應力減低，土壤之恢復力與阻尼特性的改變引起地盤反應變化，採用有效應力分析法可以計算土壤液化之孔隙水壓，通過有效應力變化去計算結構反應之變化。而總應力法無法計算土壤液化之孔隙水壓變化，當孔隙水壓超過某等級(通常孔隙水壓比為 0.5 或以上)，以總應力法計算之結果與實際結構耐震反應相差較大，但總應力法較簡便因此常被應用於工程實務，而有效應力分析法所得位移量結果通常比總應力法來得小，所以工程實務設計中採用總應力法分析得到之結果也較安全、保守。此類分析結果將包括整個系統之破壞型態與相關之位移、應力及應變狀態，由於該方法將土壤以有限元素模擬，所以土壤液化不需單獨分析。

若要進行重力式碼頭之有效應力分析，分析模式需考慮有效應力與應變之間的關係。有效應力分析過程中，應該先決定地震前之重力式碼頭土體內之有效應力分佈狀態（含總應力及孔隙水壓分佈）。之後進一步進行動態分析計算，分析過程亦需考慮以有效應力為基礎之組合律關係，強制在重力式碼頭分析邊界面上輸入位移或加速度隨時間改變之歷時條件，以獲得土體內之各個位置之有效應力分佈、孔隙水壓分佈與變形分佈等。

本計畫中之有效應力動態分析中考慮重力式碼頭之土壤材料為：(1) 孔隙水壓隨地震動態剪應力作用下而提昇；(2) 土壤剪力模數為靜態（地震前）有效應力之函數；以及(3) 土壤不可恢復應變（以彈塑性力學模式模擬）。在反覆剪應力作用下，非凝聚性土壤可能或因為孔隙水壓逐漸受反覆剪應力作用激發上昇發生液化或反覆流動性（cyclic mobility）現象。有效應力動態分析中為了計算出隨地震動態剪應力作用下孔隙水壓力之激發提昇量，必須配合孔隙水壓力之激發模式。因此，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與設計地震下之動態分析。而土壤材料皆假設為標準的 Mohr-Coulomb 模式。唯在靜力平衡分析階段，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；只有在設計地震下之動態分析，才開啟土壤之孔隙水壓激發模式，本研究採用 Mohr-Coulomb 模式再加入 Finn 模式。

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，因此本研究為了執行整個分

析之工作，將撰寫了一系列之 FLAC 輸入檔及與其配合之 FISH 副程式，以方便有效應力動態分析之系統化作業。以下則簡介有限差分法程式 FLAC 於重力式碼頭之動力分析原理。

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 為顯示(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 也提供了阻尼與吸能邊界。

如圖 2.43 所示，以 FLAC 進行重力式碼頭之動態數值模擬分析主要分為九大步驟：(1)建立網格；(2)輸入材料強度參數；(3)設定邊界條件；(4)加入界面元素並重力平衡；(5)施加海水之側向力；(6)指定地下水位面；(7)力學平衡；(8)設定阻尼參數和動態邊界條件；(9)施加地震力。

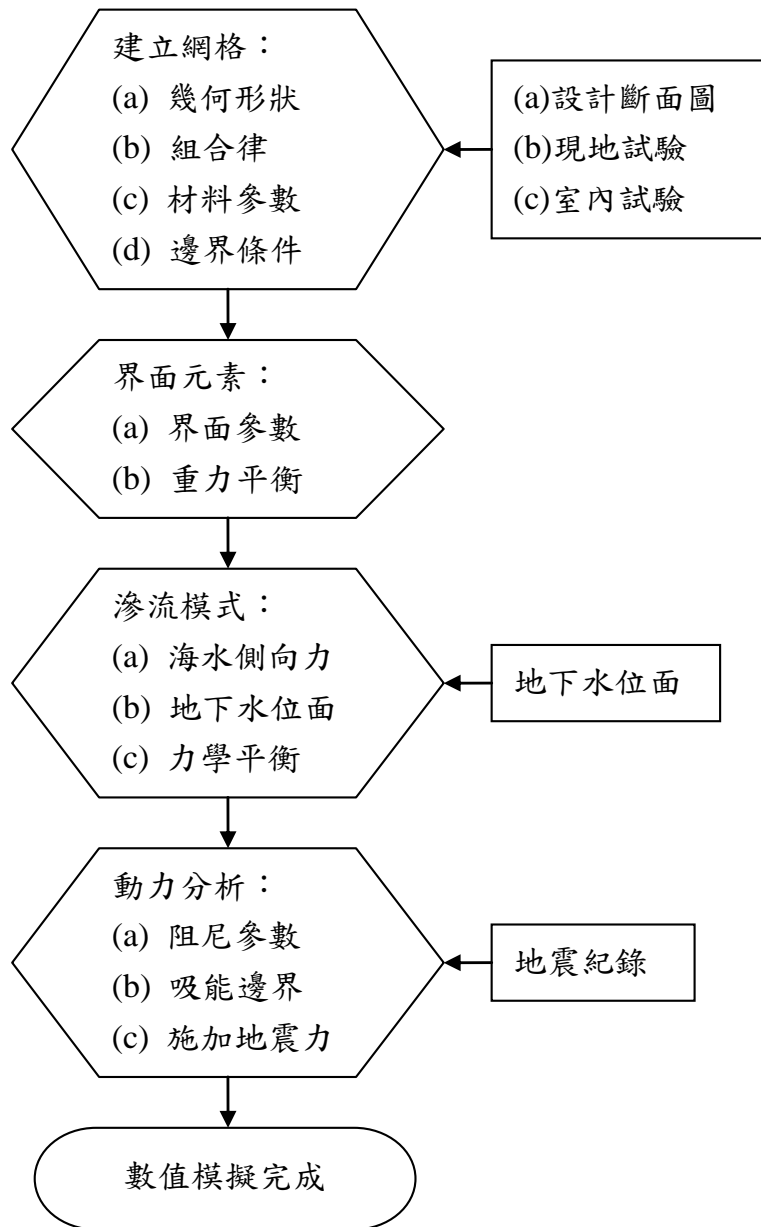


圖 2.43 FLAC 程式模擬重力式碼頭之分析流程圖

資料來源：李佳翰 2001^[18]

第三章 棧橋式碼頭設計實例操作

3.1 碼頭概述

3.1.1 設計目標

本示範例設計目標為臺中港 A 級碼頭，構造型式採用棧橋式，一單元長 36 公尺，寬 28.75 公尺，設計高水位水深-14 公尺。

3.1.2 設計基準

1. 設計規範

- (1)內政部一百年一月頒「混凝土結構設計規範」。
- (2)交通部運輸研究所九十四年二月「港灣構造物設計基準修訂」。
- (3)港灣構造物耐震性能設計架構研究(第一期)。

2. 分析程式

SAP2000 V11 程式 (COMPUTERS & STRUCTURE INC. Interegrated Finite Element Analysis and Design of Structures)。

3. 材料強度

- (1)鋼筋為竹節鋼筋，強度 $F_y = 2,800 \text{ kgf/cm}^2$ 及 $F_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ 。
- (2)混凝土第 28 天齡期抗壓強度， $f_c' = 280 \text{ kgf/cm}^2$ 。
- (3)鋼管樁 SS41 (SS400)。

4. 設計荷重

- (1)碼頭靜荷重(DL)依實際情況計算。
- (2)碼頭裝載荷重(SL)為 2 T/m^2 。
- (3)碼頭活荷重(LL)為 4 T/m^2 。

(4)防舷材推力(PUSH)，垂直碼頭 120 T，平行碼頭分力 30 T。

(5)繫纜柱拉力(BITT) 100 T。

(6)地震係數計算(EQ)。

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，近屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山斷層，工址之 $S_S^D=0.7$ 、 $S_I^D=0.4$ 、 $S_S^M=0.9$ 、 $S_I^M=0.5$ (S_S^D 、 S_I^D 、 S_S^M 、 S_I^M 之值請查閱現行設計規範^[21])，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。

3.2 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，本設計例設定為棧橋式 A 級碼頭，其特性定義詳表 3-1，而 A 級碼頭之耐震性能要求如表 3-2 所示。

表 3-1 棧橋式 A 級碼頭特性

等級	碼頭之特性
A	<ol style="list-style-type: none">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動大損失者。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。

表 3-2 棧橋式 A 級碼頭之耐震性能要求

地震等級	對應之性能等級描述			
	等級數	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	短期功能喪失	可快速修復	損壞輕微
等級 III (2500 年回歸期地震)	第 III 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)

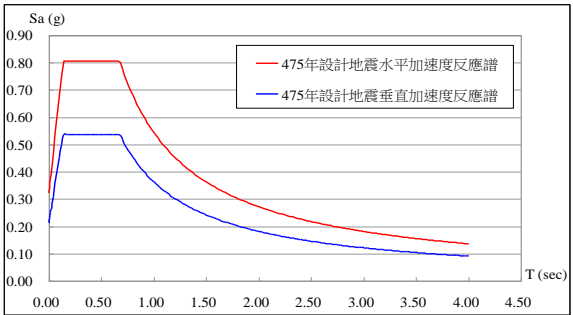
3.2.2 性能規定

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

A 級棧橋式碼頭之三等級地震力如表 3-3。

表 3-3 棧橋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 $V_I = \frac{S_{aD}}{3.25\alpha_y} W$ ，結構設計採強度設計法，依現行規範規定 $\alpha_y = 1.0$ 。
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_{aD} 作表示如下。 

地震等級	地震力定量
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_{aM} 作表示如下。

2. 性能等級(可接受標準)

將 A 級棧橋式碼頭各性能等級以性能參數之可接受標準值加以建立，橋面板與岸肩之沉陷差、向海側傾斜角僅對第 I 等級性能有量化限制，分別為小於 10cm~30cm、小於 2° ~ 3° ，且構件要求保持彈性；第 II 等級性能要求控制韌性；第 III 等級性能要求韌性容量未用完(結構不倒，並避免剪力破壞)。另外，材料應變之上限值在性能等級 I 與等級 II 亦有規定，如表 3-4。

表 3-4 棧橋式碼頭性能可接受標準

性能等級		第 I 級	第 II 級	第 III 級
殘餘變位	橋面板與岸肩沉陷差異	<10~30cm	N/A	N/A
	向海側傾斜角	< 2° ~ 3°	N/A	N/A
最大反應	基樁 (須避免剪力破壞發生)	保持彈性 (僅輕微或無殘餘變形)	控制韌性 (結構可修復)	小於韌性容量 (韌性反應接近崩塌狀態)
材料應變上限	混凝土壓應變	0.004	採註 2 公式 但小於 0.025	N/A
	鋼筋拉應變	0.01	0.05	N/A
	鋼管樁壓應變	0.008	0.025	N/A

註 1：N/A 為「Not Applicable」，設計時不予檢核。

註 2： $\varepsilon_{cu} = 0.004 + (1.4\rho_{sh}f_{yh}\varepsilon_{smh}) / f'_{cc} \geq 0.005$

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，確保所設計之棧橋碼頭耐震性能滿足性能要求。

3.3 構造物系統規劃

本案例係以重要度較高之 A 級碼頭為例，並假設以載運大宗物資為主，依過去設計經驗，為有效抵抗船舶靠岸時之衝擊力，本案例碼頭採用斜樁式棧橋碼頭。一般碼頭向海延伸之寬度與設計水深以業主之需求決定，本國規範針對碼頭單一振動單元的長度規定係依據施工時澆鑄混凝土的能力，其約為 30 m 左右，因此本案例碼頭規劃之標準斷面及平面配置假設如圖 3.1 及圖 3.2 所示。碼頭單元上部結構主要為鋼筋混凝土梁版系統，振動單元長為 36 m，寬 28.75 m，面版厚 30 cm(含鋪面)；下部結構則先假設為直徑 70 cm 鋼板厚 2 cm 鋼管樁系統組成，基樁貫入至 SPT-N 值大於 50 之土層，其深度為 32 公尺。得到上述之碼頭結構系統規劃後即可繼續下一步土壤液化評估檢核。

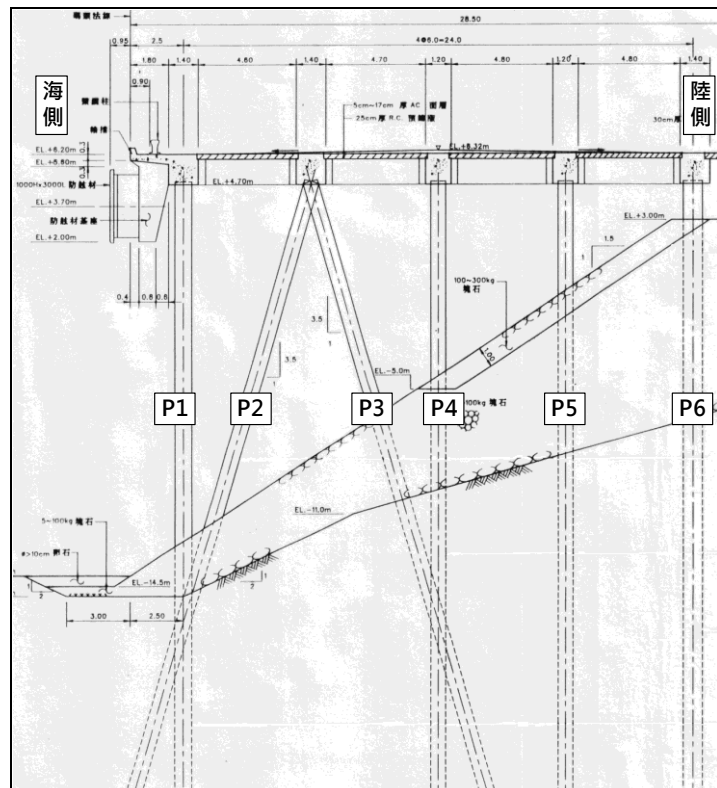


圖 3.1 棧橋式碼頭標準斷面圖

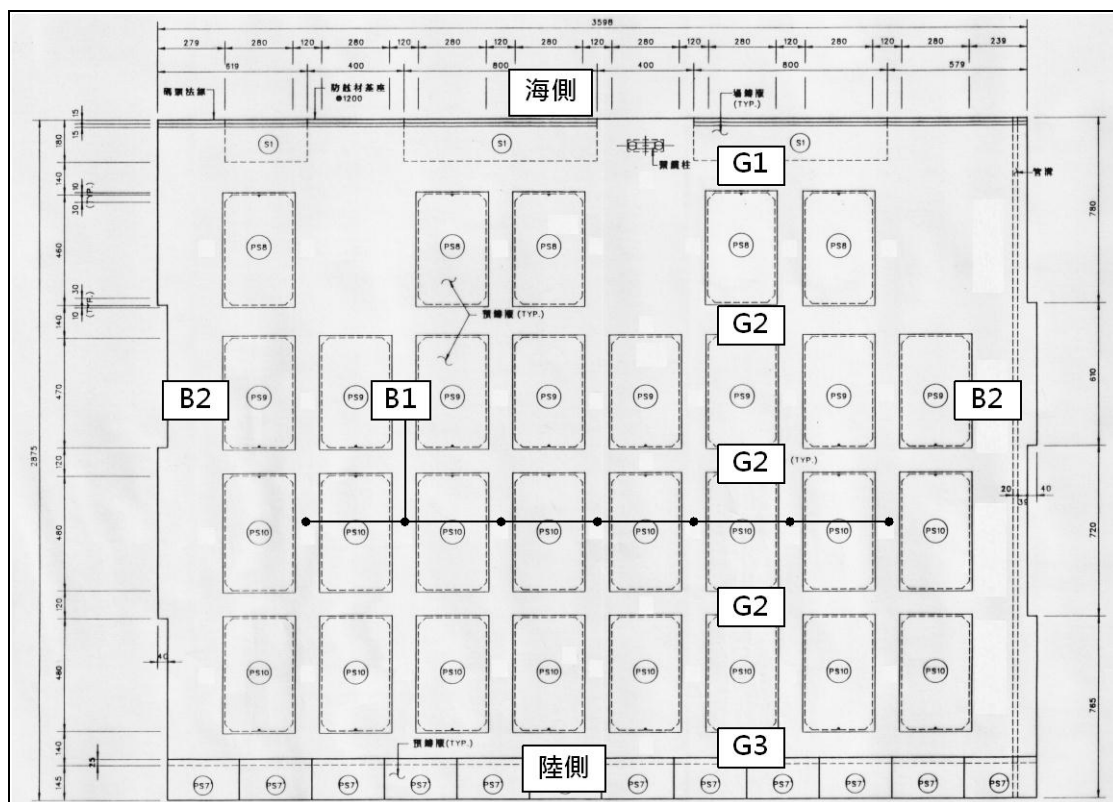


圖 3.2 棧橋式碼頭標準平面配置圖

3.4 土壤液化評估

工址土層鑽探資料如表 3-5，三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，因臺中港臨近彰化、大甲、鐵砧山斷層，以及次近之車籠埔斷層，其有紀錄之最大地震規模皆為 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 $PGA=0.4S_{DS}/3.25=0.1g$ ，等級 II 地震 $PGA=0.4 S_{DS}=0.322g$ ，等級 III 地震 $PGA=0.4S_{MS}=0.407g$ 。

表 3-5 棧橋式碼頭工址土層鑽探資料表

地下水位深度：-3.55 m
日期：1979/01/17

深度 (m)	土壤岩層說明	土壤岩石分類	取樣率	RQD	N 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 tm^3	比重 G_s	孔隙比 e
1.85	灰色細砂	SP-SM	0	0	22	S001	0	0	0	0	19.3	0.0	0.0	2.11	2.69	0.52
2.0																
3.85	灰色細砂	SP	0	0	20	S002	0	0	0	0	25.0	0.0	0.0	2.01	2.7	0.68
4.0																
5.85	灰色細砂	SP-SM	0	0	30	S003	0	0	0	0	23.5	0.0	0.0	2.04	2.7	0.63
6.0																
7.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	28	S004	0	0	0	0	27.1	0.0	0.0	1.98	2.68	0.73
8.0																
9.85	灰色細砂	SP-SM	0	0	37	S005	0	0	0	0	25.7	0.0	0.0	1.98	2.65	0.68
10.0																
11.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	31	S006	0	0	0	0	24.2	0.0	0.0	2.02	2.67	0.64
13.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	32	S007	0	0	0	0	31.2	0.0	0.0	1.91	2.66	0.83
15.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	38	S008	0	0	0	0	29.1	0.0	0.0	1.94	2.68	0.78
17.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	17	S009	0	0	0	0	32.0	0.0	0.0	1.91	2.69	0.86
19.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	55	S010	0	0	0	0	25.9	0.0	0.0	1.99	2.68	0.69
21.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	26	S011	0	0	0	0	32.6	0.0	0.0	1.9	2.68	0.87
24.15	灰色粉土質細砂	SM	0	0	37	S012	0	0	0	0	32.5	0.0	0.0	1.9	2.69	0.88
25.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	33	S013	0	0	0	0	28.6	0.0	0.0	1.95	2.67	0.77
26.0																
27.85	灰色細砂	SP-SM	0	0	40	S014	0	0	0	0	29.6	0.0	0.0	1.93	2.67	0.79
28.0																
29.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	46	S015	0	0	0	0	30.7	0.0	0.0	1.91	2.66	0.82
31.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	49	S016	0	0	0	0	29.3	0.0	0.0	1.94	2.67	0.78
32.0																
33.85	灰色細砂	SP-SM	0	0	52	S017	0	0	0	0	28.3	0.0	0.0	1.95	2.67	0.76
34.0																
35.85	灰色細砂	SM	0	0	53	S018	0	0	0	0	25.2	0.0	0.0	2.01	2.69	0.68
36.0																
37.85	灰色細砂	SP	0	0	81	S019	0	0	0	0	24.3	0.0	0.0	2.02	2.68	0.65
38.0																
39.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	80	S020	0	0	0	0	20.7	0.0	0.0	2.09	2.69	0.56
40.0																

表 3-6 棧橋式碼頭等級 I 地震土壤液化潛能評估結果

孔號： 地下水位=GL- 3.55 地震規模= 7.3 PGA= 0.1

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 C_n	地震規模修正 MSF	α	β	N1	應力折減係數 γ_d	CSR (1)	CRR _{7.5} (2)	CRR _M (3)	F _L (3)/(1)
1.9	SP/SM	2.1	3.9	3.9	22	1.60	1.07	0.87	1.02	28	0.99	0.06	0.36	0.39	not susceptible
3.9	SP	2.0	7.6	7.9	20	1.15	1.07	0.03	1.00	18	0.97	0.07	0.20	0.21	3.21
5.9	SP/SM	2.0	9.7	12.0	30	1.02	1.07	0.87	1.02	27	0.96	0.08	0.35	0.37	4.82
7.9	SM	2.0	11.7	16.0	28	0.93	1.07	1.55	1.03	27	0.94	0.08	0.34	0.36	4.31
9.9	SP/SM	2.0	13.6	19.9	37	0.86	1.07	0.87	1.02	32	0.91	0.09	0.65	0.70	8.06
11.9	SM	2.0	15.7	24.0	31	0.80	1.07	4.29	1.12	32	0.87	0.09	0.71	0.76	8.80
13.9	SM	1.9	17.5	27.8	32	0.76	1.07	4.39	1.12	32	0.81	0.08	0.64	0.68	8.18
15.9	SM	1.9	19.4	31.7	38	0.72	1.07	4.64	1.15	36	0.74	0.08	>1	>1	not susceptible
17.9	SM	1.9	21.2	35.5	17	0.69	1.07	4.18	1.11	17	0.68	0.07	0.18	0.20	2.63
19.9	SM	2.0	23.2	39.5	55	0.66	1.07	4.71	1.15	46	0.63	0.07	>1	>1	not susceptible
21.9	SM	1.9	25.0	43.3	26	0.63	1.07	4.48	1.13	23	0.59	0.07	0.26	0.28	4.14

表 3-7 棧橋式碼頭等級 II 地震土壤液化潛能評估結果

孔號：		地下水位=GL- 3.55					地震規模= 7.3					PGA= 0.322			
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 C _n	地震規模修正 MSF	α	β	N1	應力折減係數 γ_d	CSR (1)	CRR _{7.5} (2)	CRR _M (3)	F _L (3)/(1)
1.9	SP/SM	2.1	3.9	3.9	22	1.60	1.07	0.87	1.02	28	0.99	0.21	0.36	0.39	not susceptible
3.9	SP	2.0	7.6	7.9	20	1.15	1.07	0.03	1.00	18	0.97	0.21	0.20	0.21	1.00
5.9	SP/SM	2.0	9.7	12.0	30	1.02	1.07	0.87	1.02	27	0.96	0.25	0.35	0.37	1.50
7.9	SM	2.0	11.7	16.0	28	0.93	1.07	1.55	1.03	27	0.94	0.27	0.34	0.36	1.34
9.9	SP/SM	2.0	13.6	19.9	37	0.86	1.07	0.87	1.02	32	0.91	0.28	0.65	0.70	2.50
11.9	SM	2.0	15.7	24.0	31	0.80	1.07	4.29	1.12	32	0.87	0.28	0.71	0.76	2.73
13.9	SM	1.9	17.5	27.8	32	0.76	1.07	4.39	1.12	32	0.81	0.27	0.64	0.68	2.54
15.9	SM	1.9	19.4	31.7	38	0.72	1.07	4.64	1.15	36	0.74	0.25	>1	>1	not susceptible
17.9	SM	1.9	21.2	35.5	17	0.69	1.07	4.18	1.11	17	0.68	0.24	0.18	0.20	0.82
19.9	SM	2.0	23.2	39.5	55	0.66	1.07	4.71	1.15	46	0.63	0.23	>1	>1	not susceptible
21.9	SM	1.9	25.0	43.3	26	0.63	1.07	4.48	1.13	23	0.59	0.22	0.26	0.28	1.29

表 3-8 棧橋式碼頭等級 III 地震土壤液化潛能評估結果

孔號：		地下水位=GL- 3.55					地震規模= 7.3					PGA= 0.407			
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 C _n	地震規模修正 MSF	α	β	N1	應力折減係數 γ_d	CSR (1)	CRR _{7.5} (2)	CRR _M (3)	F _L (3)/(1)
1.9	SP/SM	2.1	3.9	3.9	22	1.60	1.07	0.87	1.02	28	0.99	0.26	0.36	0.39	not susceptible
3.9	SP	2.0	7.6	7.9	20	1.15	1.07	0.03	1.00	18	0.97	0.27	0.20	0.21	0.79
5.9	SP/SM	2.0	9.7	12.0	30	1.02	1.07	0.87	1.02	27	0.96	0.31	0.35	0.37	1.18
7.9	SM	2.0	11.7	16.0	28	0.93	1.07	1.55	1.03	27	0.94	0.34	0.34	0.36	1.06
9.9	SP/SM	2.0	13.6	19.9	37	0.86	1.07	0.87	1.02	32	0.91	0.35	0.65	0.70	1.98
11.9	SM	2.0	15.7	24.0	31	0.80	1.07	4.29	1.12	32	0.87	0.35	0.71	0.76	2.16
13.9	SM	1.9	17.5	27.8	32	0.76	1.07	4.39	1.12	32	0.81	0.34	0.64	0.68	2.01
15.9	SM	1.9	19.4	31.7	38	0.72	1.07	4.64	1.15	36	0.74	0.32	>1	>1	not susceptible
17.9	SM	1.9	21.2	35.5	17	0.69	1.07	4.18	1.11	17	0.68	0.30	0.18	0.20	0.65
19.9	SM	2.0	23.2	39.5	55	0.66	1.07	4.71	1.15	46	0.63	0.28	>1	>1	not susceptible
21.9	SM	1.9	25.0	43.3	26	0.63	1.07	4.48	1.13	23	0.59	0.27	0.26	0.28	1.02

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 17.9 m 之土層 F_L 為 0.82(小於 1.0)，表示可能會發生液化，因此後續進行等級 II 地震性能驗證分析時，將保守地不考慮該土層之土壤承载力；由表 3-8 可知在等級 III 地震作用下，深度 3.9 m 以上之土層，以及深度 17.9 m 之土層 F_L 為小於 1.0，表示可能會發生液化。

本案在研究棧橋基樁模擬時皆參考日本港灣設施技術上基準與本國港灣構造物設計基準，而在本國規範 11.7 節土壤液化安全係數之選擇中有說明：「對重要港灣結構物耐震設計用土壤參數之折減，工程

師應進行相關試驗研究分析後審慎決定」，其並無如橋梁有確定之折減係數規定，故於本案設計例中因無詳細之相關試驗資料所以保守的以折減係數=0 來作模擬分析，另日本港灣設施技術上基準中亦無如日本道路橋示方書有確定的土壤液化折減係數，因此後續進行等級 III 地震性能驗證分析時，將保守地不考慮該 3.9 m 以上及 17.9 m 之土層的土壤承载力。

3.5 初步設計

3.5.1 結構模擬

1. 假設條件

- (1)取一標準獨立單元分析，考慮橫向單元間束制作用假設為不動模式。
- (2)上部結構橋面板部分以殼(shell)元素模擬，基樁及上部梁以梁元素(beam)模擬，版與基樁間設為剛接。
- (3)假設基樁之固定端於假設地表面下之 $1/\beta$ 處深度，其中 β 為樁-土系統之特徵係數。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D_p}{4EI}}$$
 其中；側向地盤反力係數 $k_h=1500 \times N$ (kN/m^3)， N 為標準貫入試驗 SPT-N 值； D_p 為樁直徑或等效寬度； EI 為斷面撓曲剛度。

本碼頭之基樁斷面為鋼管樁，直徑為 70 cm，厚度為 2 cm；土壤平均 N 值為 31；可計算特徵係數如下：

$$k_h=1500 \times 31=46500 \text{ kN}/\text{m}^3$$

$$EI=1.999\text{E}+8 \times 2.472\text{E}-3=548125 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$$

$$\beta=0.349, \quad 1/\beta=2.865 \text{ m}$$

此外，考量斜坡效應之影響，取原斜坡角度 α 之一半($\alpha/2$)之斜面作為假想地表面。故基樁假設固定於此假想面以下 $1/\beta=2.865$ m 處。

2. 結構模型

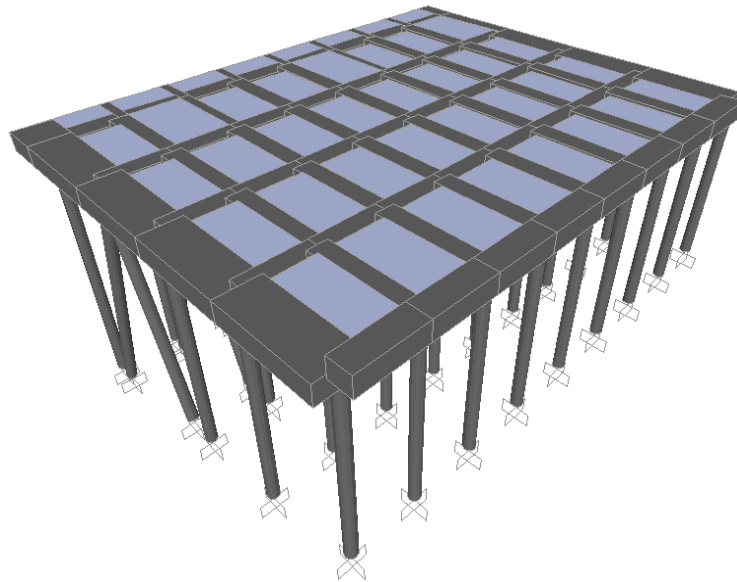


圖 3.3 棧橋式碼頭基樁假想固定法模型(初步設計)

3. 載重組合

(1)構件內力檢核所採用之載重因子(含基樁)，如表 3-9 所示。

表 3-9 棧橋式碼頭構件內力檢核之載重因子

編號	DL	SL	LL	PUSH	BITT	EQX	EQY
1	1.2	1	1.6	-	-	-	-
2	1.2	1	1.6	1.6	-	-	-
3	1.2	1	1.6	-	1.6	-	-
4	1.2	0.5 (計入質量)	0.5 (計入質量)	-	-	±1	±0.3
5	1.2	0.5 (計入質量)	0.5 (計入質量)	-	-	±0.3	±1
6	0.9	-	-	-	-	±1	±0.3
7	0.9	-	-	-	-	±0.3	±1

(2)基樁土壤承载力檢核採用容許應力設計，其載重因子如表 3-10 所示。

表 3-10 棧橋式碼頭基樁土壤承载力檢核之載重因子

編號	DL	SL	LL	PUSH	BITT	EQX	EQY
1(常時)	1	1	1	-	-	-	-
2(常時)	1	1	1	1	-	-	-
3(常時)	1	1	1	-	1	-	-
4(短期)	1	0.5	0.5	-	-	±1	±0.3
5(短期)	1	0.5	0.5	-	-	±0.3	±1
6(短期)	1	-	-	-	-	±1	±0.3
7(短期)	1	-	-	-	-	±0.3	±1

3.5.2 構件斷面設計

1. 基樁斷面設計

鋼管樁斷面尺寸如圖 3.4，經由各載重組合分析得到鋼管樁最大應力比如圖 3.5 所示，約介於 0.75~0.85 之間，該鋼管樁之斷面設計為安全亦不失其經濟性。

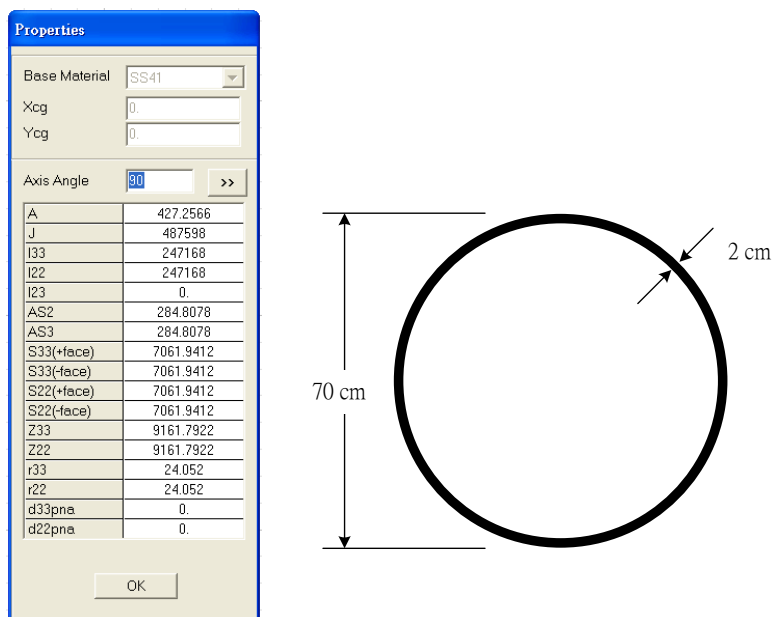


圖 3.4 棧橋式碼頭鋼管樁斷面尺寸

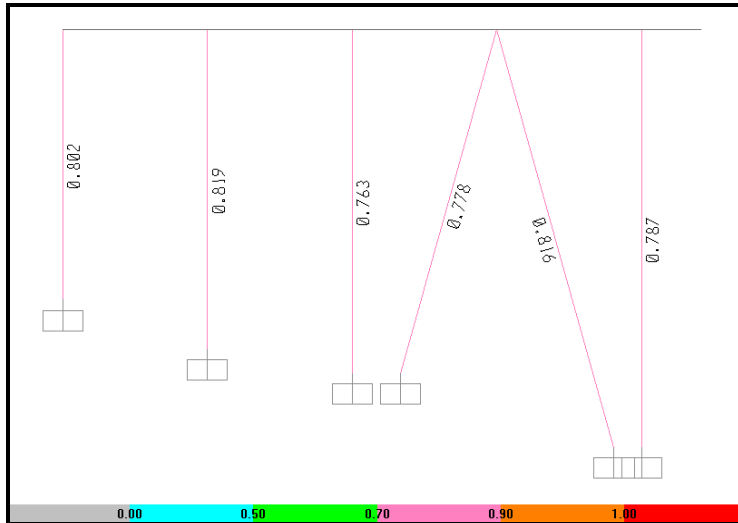


圖 3.5 棧橋式碼頭鋼管樁分析所得最大應力比

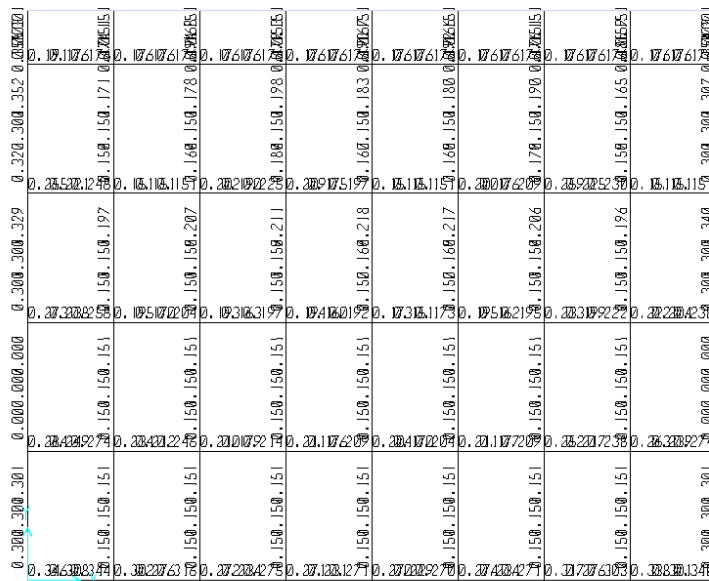
2. 上部結構梁斷面設計

依所設定的載重組合進行結構分析後可得上部結構在常時與等級 I 地震作用下之最大受力情況，再經由 SAP2000 結構分析程式進行斷面配筋設計，得到各斷面所需之最大縱向鋼筋比與最大剪力鋼筋比，如圖 3.6、圖 3.7。

0.050, 0.10, 0.03	0.030, 0.10, 0.04	0.10, 0.30, 0.12	0.100, 0.80, 0.15	0.080, 0.22
0.050, 0.50, 0.02	0.020, 0.50, 0.02	0.020, 0.30, 0.06	0.050, 0.40, 0.07	0.050, 0.40, 0.07
0.070, 0.20, 0.04	0.030, 0.10, 0.05	0.020, 0.40, 0.167	0.100, 0.80, 0.14	0.080, 0.22
0.060, 0.50, 0.02	0.020, 0.60, 0.03	0.030, 0.40, 0.08	0.050, 0.30, 0.07	0.050, 0.40, 0.07
0.080, 0.20, 0.04	0.040, 0.10, 0.05	0.020, 0.40, 0.183	0.110, 0.90, 0.15	0.080, 0.22
0.070, 0.50, 0.03	0.030, 0.70, 0.04	0.030, 0.40, 0.09	0.050, 0.40, 0.07	0.050, 0.40, 0.07
0.080, 0.20, 0.04	0.040, 0.10, 0.05	0.020, 0.40, 0.17	0.130, 1.10, 0.17	0.080, 0.22
0.070, 0.60, 0.03	0.020, 0.70, 0.04	0.040, 0.40, 0.08	0.060, 0.40, 0.09	0.050, 0.40, 0.08
0.080, 0.20, 0.04	0.040, 0.10, 0.05	0.020, 0.50, 0.197	0.110, 0.90, 0.15	0.080, 0.22
0.070, 0.60, 0.03	0.030, 0.70, 0.04	0.030, 0.50, 0.09	0.050, 0.40, 0.08	0.050, 0.40, 0.08
0.080, 0.20, 0.04	0.040, 0.10, 0.05	0.020, 0.50, 0.193	0.110, 0.90, 0.15	0.080, 0.22
0.070, 0.60, 0.03	0.030, 0.70, 0.04	0.030, 0.50, 0.09	0.050, 0.40, 0.08	0.050, 0.40, 0.08
0.080, 0.20, 0.04	0.040, 0.10, 0.05	0.020, 0.40, 0.168	0.130, 1.00, 0.16	0.080, 0.22
0.070, 0.60, 0.03	0.020, 0.60, 0.03	0.040, 0.40, 0.08	0.060, 0.40, 0.08	0.050, 0.40, 0.08
0.080, 0.20, 0.04	0.030, 0.10, 0.05	0.020, 0.40, 0.163	0.100, 0.70, 0.13	0.080, 0.22
0.060, 0.50, 0.02	0.020, 0.60, 0.03	0.030, 0.40, 0.08	0.050, 0.30, 0.07	0.050, 0.40, 0.07
0.050, 0.10, 0.03	0.030, 0.10, 0.04	0.020, 0.50, 0.14	0.090, 0.60, 0.12	0.080, 0.22
0.050, 0.50, 0.02	0.020, 0.50, 0.02	0.010, 0.30, 0.07	0.040, 0.30, 0.06	0.040, 0.30, 0.06

Unit: kgf, cm

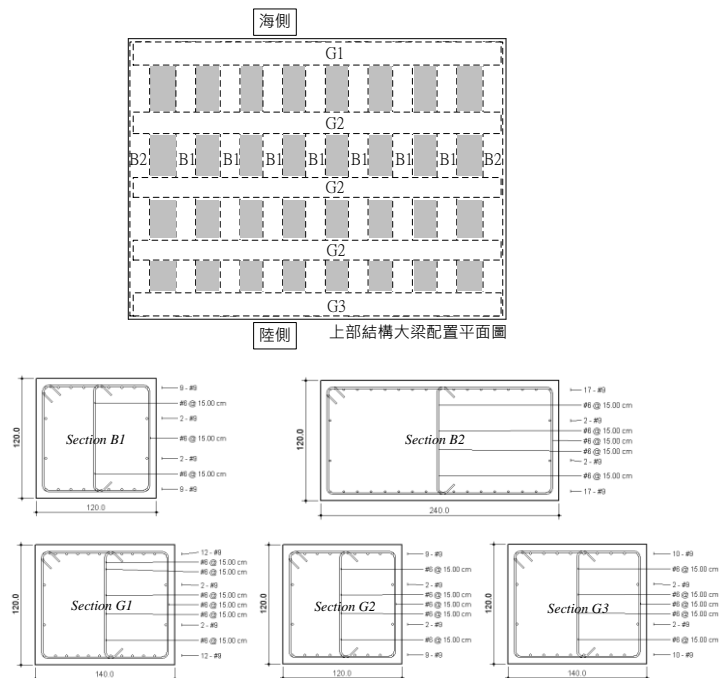
圖 3.6 棧橋式碼頭上部結構最大縱向鋼筋比



Unit: kgf, cm

圖 3.7 棧橋式碼頭上部結構最大剪力鋼筋比

除按最大設計縱向鋼筋比與設計剪力鋼筋比配筋外，在進行剪力筋設計時，需考慮避免梁產生塑性鉸時發生剪力破壞，基於上述原則繪製斷面細部配筋圖，如圖 3.8。



Unit: kgf, cm

圖 3.8 棧橋式碼頭上部結構斷面配筋圖

3.5.3 土壤承载力檢核(容許應力設計)

1. 基樁軸向內力

表 3-11 棧橋式碼頭各載重組合之基樁軸向內力 (Unit: kgf)

載重組合	P1 樁	P2 樁	P3 樁	P4 樁	P5 樁	P6 樁
1(常時)	-304095	-155986	-154951	-250088	-267055	-150330
2(常時)	-302778	-123014	-188965	-249414	-266578	-151525
3(常時)	-305154	-184148	-125715	-250624	-267451	-149325
4(短期)	-186889	-324833	81371	-133872	-143183	-74136
5(短期)	-169065	75889	-332479	-124813	-136278	-91657
6(短期)	-89846	-274260	106580	-51225	-55198	-25314
7(短期)	-72022	101176	-282061	-42166	-48293	-42835
最大軸壓力	-305154	-324833	-332479	-250624	-267451	-151525
最大軸拉力	-	101176	106580	-	-	-

2. 抗壓承载力檢核

(1)P1 樁

$$\begin{aligned}
 R_U &= 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 50 \times 0.3848 + 2 \times 39.46 \times 28.5886 \\
 &= 5772.690 + 2256.297 \\
 &= 8028.987 \text{ kN} = 819284 \text{ kgf}
 \end{aligned}$$

$$819284 \text{ kgf} / 2.5 (\text{FS 常時}) = 327714 \text{ kgf} > 305154 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

$$819284 \text{ kgf} / 2.0 (\text{FS 短期}) = 409642 \text{ kgf} > 186889 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

(2)P2 樁

$$\begin{aligned}
 R_U &= 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 50 \times 0.3848 + 2 \times 41.94 \times 35.1859 \\
 &= 5772.690 + 2951.219
 \end{aligned}$$

$$=8723.909 \text{ kN}=890195 \text{ kgf}$$

$$890195 \text{ kgf}/2.5(\text{FS 常時})=356078 \text{ kgf} > 184148 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

$$890195 \text{ kgf}/2.0(\text{FS 短期})=445098 \text{ kgf} > 324833 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

(3)P3 樁

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 50 \times 0.3848 + 2 \times 41.59 \times 37.3850$$

$$=5772.690 + 3109.556$$

$$=8882.246 \text{ kN}=906352 \text{ kgf}$$

$$906352 \text{ kgf}/2.5(\text{FS 常時})=362541 \text{ kgf} > 188965 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

$$906352 \text{ kgf}/2.0(\text{FS 短期})=453176 \text{ kgf} > 332479 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

(4)P4 樁

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 50 \times 0.3848 + 2 \times 38.81 \times 35.1859$$

$$=5772.690 + 2731.307$$

$$=8503.997 \text{ kN}=867755 \text{ kgf}$$

$$867755 \text{ kgf}/2.5(\text{FS 常時})=347102 \text{ kgf} > 250624 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

$$867755 \text{ kgf}/2.0(\text{FS 短期})=433878 \text{ kgf} > 133872 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

(5)P5 樁

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 50 \times 0.3848 + 2 \times 38.12 \times 37.3850$$

$$=5772.690 + 2850.060$$

$$=8622.750 \text{ kN}=879872 \text{ kgf}$$

$$879872 \text{ kgf}/2.5(\text{FS 常時})=351949 \text{ kgf} > 267451 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

$$879872 \text{ kgf}/2.0(\text{FS 短期})=439936 \text{ kgf} > 143183 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

(6)P6 樁

$$\begin{aligned}R_U &= 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s = 300 \times 50 \times 0.3848 + 2 \times 38.11 \times 39.5842 \\ &= 5772.690 + 3017.193 \\ &= 8789.883 \text{ kN} = 896927 \text{ kgf}\end{aligned}$$

$$896927 \text{ kgf} / 2.5 (\text{FS 常時}) = 358771 \text{ kgf} > 151525 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

$$896927 \text{ kgf} / 2.0 (\text{FS 短期}) = 448464 \text{ kgf} > 91657 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

3. 抗拉承载力檢核

(1)P2 樁

$$\begin{aligned}R_U &= 2 \cdot N_m \cdot A_s = 2 \times 41.94 \times 35.1859 \\ &= 2951.219 \text{ kN} \\ &= 301145 \text{ kgf}\end{aligned}$$

$$301145 \text{ kgf} / 2.5 (\text{FS 短期}) = 120458 \text{ kgf} > 101176 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

(2)P3 樁

$$\begin{aligned}R_U &= 2 \cdot N_m \cdot A_s = 2 \times 41.59 \times 37.3850 \\ &= 3109.556 \text{ kN} \\ &= 317302 \text{ kgf}\end{aligned}$$

$$317302 \text{ kgf} / 2.5 (\text{FS 短期}) = 126921 \text{ kgf} > 106580 \text{ kgf} \dots (\text{OK})$$

3.6 驗證分析

本節詳細說明棧橋式碼頭的驗證分析，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，而本示範例為 A 級棧橋式碼頭，其等級 I 地震之驗證分析法可為「靜力分析」、「非線性側推分析」、「非線性歷時分析」，而等級 II 與等級 III 地震之驗證分析則須「非線性歷時分析」。

本章初步設計已使用靜力分析法進行設計，因此本節驗證分析時擬採用「非線性側推分析法」檢核等級 I 地震之性能規定，以及採用「非線性歷時分析法」檢核等級 II 與等級 III 地震之性能規定。

3.6.1 等級 I 地震性能驗證檢核

本設計例等級 I 地震之驗證分析採用側推分析容量震譜法，並運用側推分析檢核棧橋式碼頭之破壞機制是否符合要求，為準確得到結構之非線性分析結果，基樁與土壤之互制行為必須以非線性土壤彈簧加以模擬，另構件之塑性行為亦以塑性鉸模擬之，而經由前述結構模擬方式所得之結構模型，亦得用於等級 II 與等級 III 性能驗證之非線性歷時分析。

1. 土壤彈簧計算

a. 樁軸向非線性土壤彈簧設定

按公式 2.26 計算基樁軸向土壤彈簧勁度，如表 3-12 所示，再按基樁之抗壓承載力與抗拉承載力，設定樁軸向非線性土壤彈簧，如表 3-13。

表 3-12 棧橋式碼頭基樁軸向土壤彈簧勁度計算

	P1 樁勁度	P2 樁勁度	P3 樁勁度	P4 樁勁度	P5 樁勁度	P6 樁勁度
樁彈性模數 (kN/m ²)	199900000	199900000	199900000	199900000	199900000	199900000
土面以上樁斷面積 A ₁ (m ²)	0.38485	0.38485	0.38485	0.38485	0.38485	0.38485
土面以上的樁長 L ₁ (m)	19	18	17	16	15	14
土面以上樁軸向勁度 K _{V1}	4048985	4273928	4525336	4808169	5128714	5495051
打擊鋼管樁補正係數 a	0.98	1.04	1.06	1.04	1.06	1.08
土面以下樁斷面積 A ₂ (m ²)	0.38485	0.38485	0.38485	0.38485	0.38485	0.38485
土面以下的樁長 L ₂ (m)	13	16	17	16	17	18
土面以下樁軸向勁度 K _{V2}	5799392	5000496	4796856	5000496	4796856	4615842
軸向彈簧勁度 K _{VP} (kN/m ²)	2384316	2304376	2328571	2451223	2478618	2508610

表 3-13 棧橋式碼頭基樁軸向非線性土壤彈簧設定

P1 樁-軸向土壤彈簧設定		P2 樁-軸向土壤彈簧設定		P3 樁-軸向土壤彈簧設定	
位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)
-0.35	-8028.987	-0.35	-8723.909	-0.35	-8882.246
-0.00337	-8028.987	-0.00379	-8723.909	-0.00381	-8882.246
0	0	0	0	0	0
0.00095	2256.297	0.00128	2951.219	0.00134	3109.556
0.35	2256.297	0.35	2951.219	0.35	3109.556
P4 樁-軸向土壤彈簧設定		P5 樁-軸向土壤彈簧設定		P6 樁-軸向土壤彈簧設定	
位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)
-0.35	-8503.997	-0.35	-8622.750	-0.35	-8789.883
-0.00347	-8503.997	-0.00348	-8622.750	-0.00350	-8789.883
0	0	0	0	0	0
0.00111	2731.307	0.00115	2850.060	0.00120	3017.193
0.35	2731.307	0.35	2850.060	0.35	3017.193

b. 樁橫向非線性土壤彈簧設定

按公式 2.27 計算基樁在砂質地盤的 p-y curve，再按圖 2.24 之原則，設定樁橫向非線性土壤彈簧，如表 3-14。

表 3-14 棧橋式碼頭基樁各深度橫向非線性土壤彈簧設定

深度 15m-橫向土壤彈簧設定		深度 16m-橫向土壤彈簧設定		深度 17m-橫向土壤彈簧設定	
位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)
-0.35	-3020.472	-0.35	-2470.052	-0.35	-1863.879
-0.07	-3020.472	-0.07	-2470.052	-0.07	-1863.879
-0.007	-955.157	-0.007	-781.099	-0.007	-589.410
0	0	0	0	0	0
0.007	0	0.007	0	0.007	0
0.07	0	0.07	0	0.07	0
0.35	0	0.35	0	0.35	0
深度 18m-橫向土壤彈簧設定		深度 19m-橫向土壤彈簧設定		深度 20m-橫向土壤彈簧設定	
位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)
-0.35	-3105.381	-0.35	-4174.598	-0.35	-3450.423
-0.07	-3105.381	-0.07	-4174.598	-0.07	-3450.423
-0.007	-982.008	-0.007	-1320.124	-0.007	-1091.120
0	0	0	0	0	0
0.007	0	0.007	0	0.007	0
0.07	0	0.07	0	0.07	0
0.35	0	0.35	0	0.35	0
深度 21m-橫向土壤彈簧設定		深度 22m-橫向土壤彈簧設定		深度 23m-橫向土壤彈簧設定	
位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)
-0.35	-2647.581	-0.35	-3018.544	-0.35	-3441.363
-0.07	-2647.581	-0.07	-3018.544	-0.07	-3441.363
-0.007	-837.239	-0.007	-954.548	-0.007	-1088.255
0	0	0	0	0	0
0.007	0	0.007	0	0.007	0
0.07	0	0.07	0	0.07	0
0.35	0	0.35	0	0.35	0

深度 24m-橫向土壤彈簧設定		深度 25m-橫向土壤彈簧設定		深度 26m-橫向土壤彈簧設定	
位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)
-0.35	-3367.769	-0.35	-3286.731	-0.35	-3526.723
-0.07	-3367.769	-0.07	-3286.731	-0.07	-3526.723
-0.007	-1064.982	-0.007	-1039.356	-0.007	-1115.248
0	0	0	0	0	0
0.007	0	0.007	0	0.007	0
0.07	0	0.07	0	0.07	0
0.35	0	0.35	0	0.35	0
深度 27m-橫向土壤彈簧設定		深度 28m-橫向土壤彈簧設定		深度 29m-橫向土壤彈簧設定	
位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)
-0.35	-3827.964	-0.35	-4064.188	-0.35	-4299.343
-0.07	-3827.964	-0.07	-4064.188	-0.07	-4299.343
-0.007	-1210.509	-0.007	-1285.209	-0.007	-1359.572
0	0	0	0	0	0
0.007	0	0.007	0	0.007	0
0.07	0	0.07	0	0.07	0
0.35	0	0.35	0	0.35	0
深度 30m-橫向土壤彈簧設定		深度 31m-橫向土壤彈簧設定		深度 32m-橫向土壤彈簧設定	
位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)
-0.35	-4411.687	-0.35	-4585.304	-0.35	-4697.611
-0.07	-4411.687	-0.07	-4585.304	-0.07	-4697.611
-0.007	-1395.098	-0.007	-1450.000	-0.007	-1485.515
0	0	0	0	0	0
0.007	0	0.007	0	0.007	0
0.07	0	0.07	0	0.07	0
0.35	0	0.35	0	0.35	0

2. 塑性鉸計算

依第二章構件塑性鉸設定方式，計算碼頭上部結構大梁與鋼管樁之塑性鉸設定值，如表 3-15 至表 3-20 所示，且性能設計對新建構造物之構件皆須避免剪力破壞，因此各構件初步設計時皆以彎矩破壞之極限狀態進行剪力容量設計，所以各構件僅須在可能發生最大彎矩之位置設定彎矩塑性鉸進行非線性分析。另外，本案例為斜樁碼頭，其斜樁受地震歷作用時會產生較大的軸力，因此分析模型亦有考慮以降伏時之基樁軸力作用下計算基樁的彎矩-曲率關係，以設定所有基樁的塑性鉸。

此外，性能等級 I、II 之構件設計可接受標準為材料應變量，其係用於驗證分析作非線性變形量的檢核，因此主要是檢核塑性鉸的發展程度，而塑性鉸的計算是藉材料應力應變關係經由斷面分析所得到，所以由塑性轉角的程度可反算對應的材料應變，目前結構分析軟體大多含有斷面分析的功能。

表 3-15 棧橋式碼頭 B1 大梁塑性鉸曲線

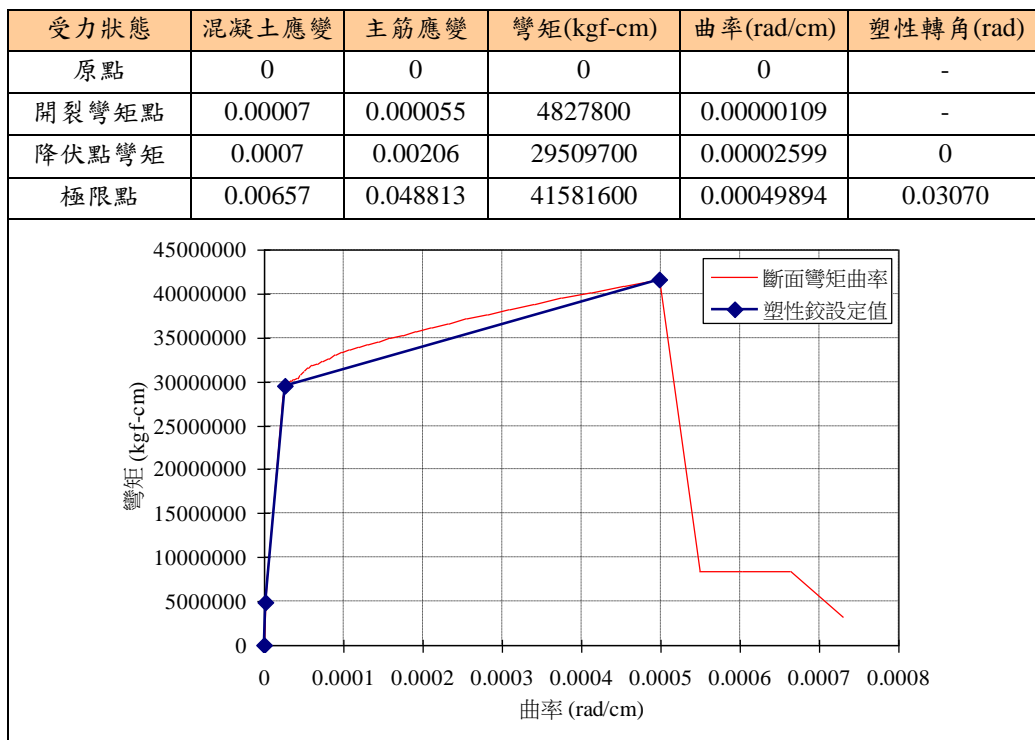


表 3-16 棧橋式碼頭 B2 大梁塑性鉸曲線

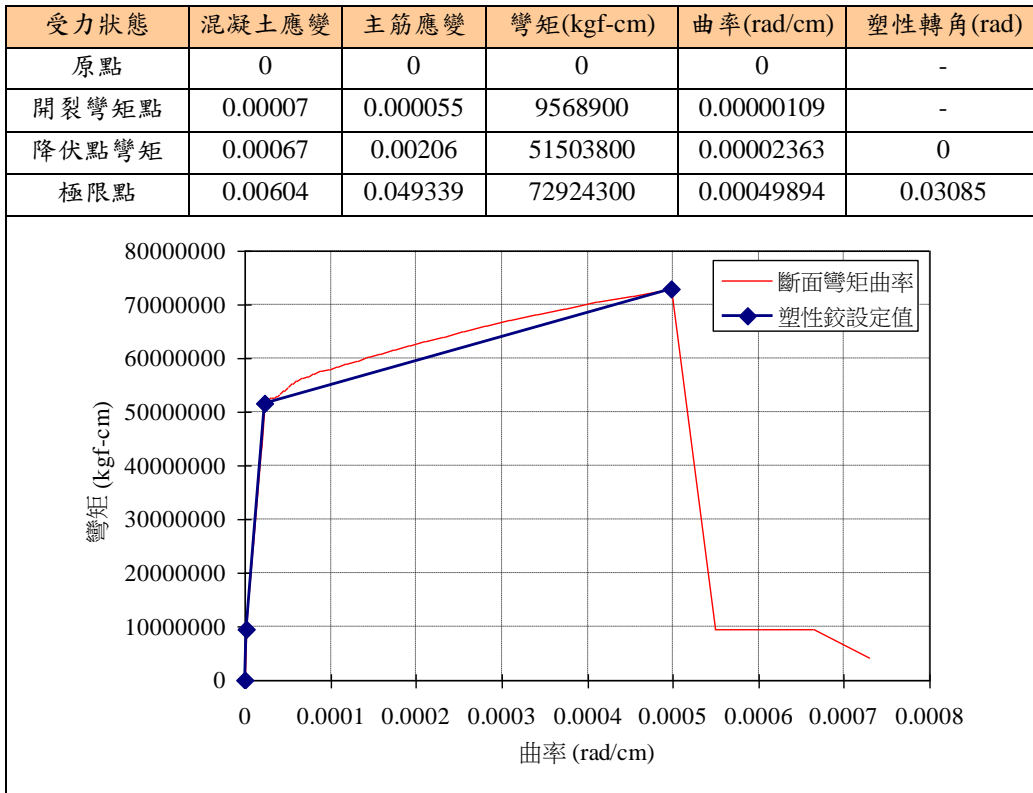


表 3-17 棧橋式碼頭 G1 大梁塑性鉸曲線

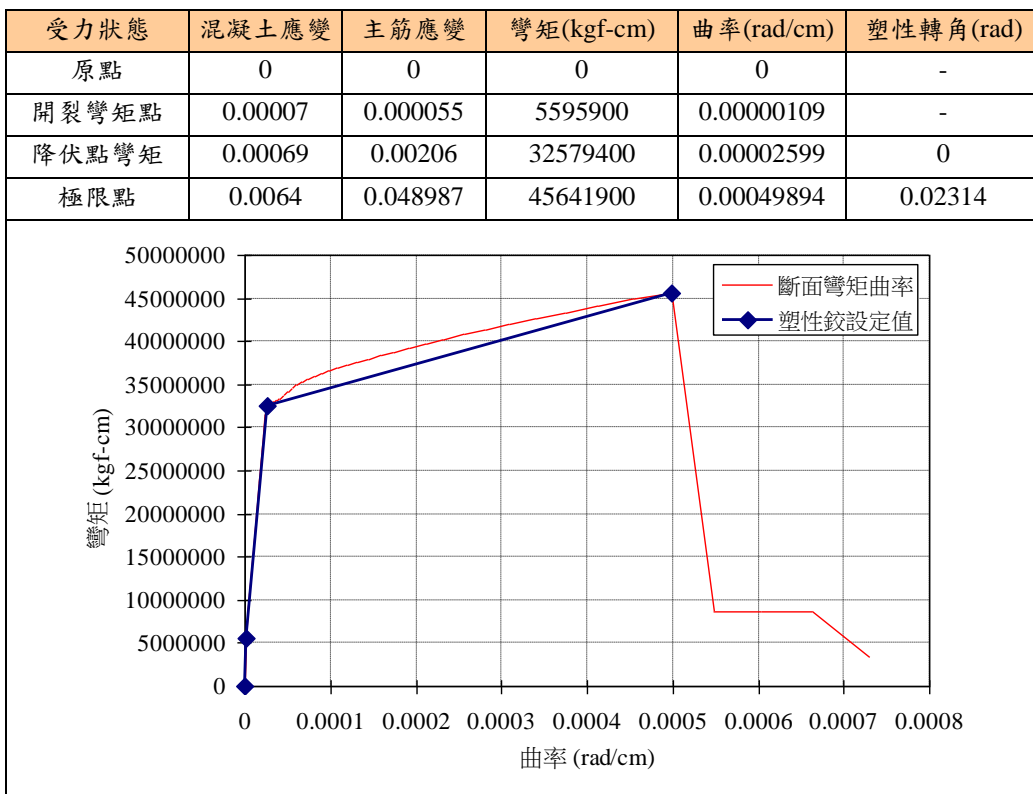


表 3-18 棧橋式碼頭 G2 大梁塑性鉸曲線

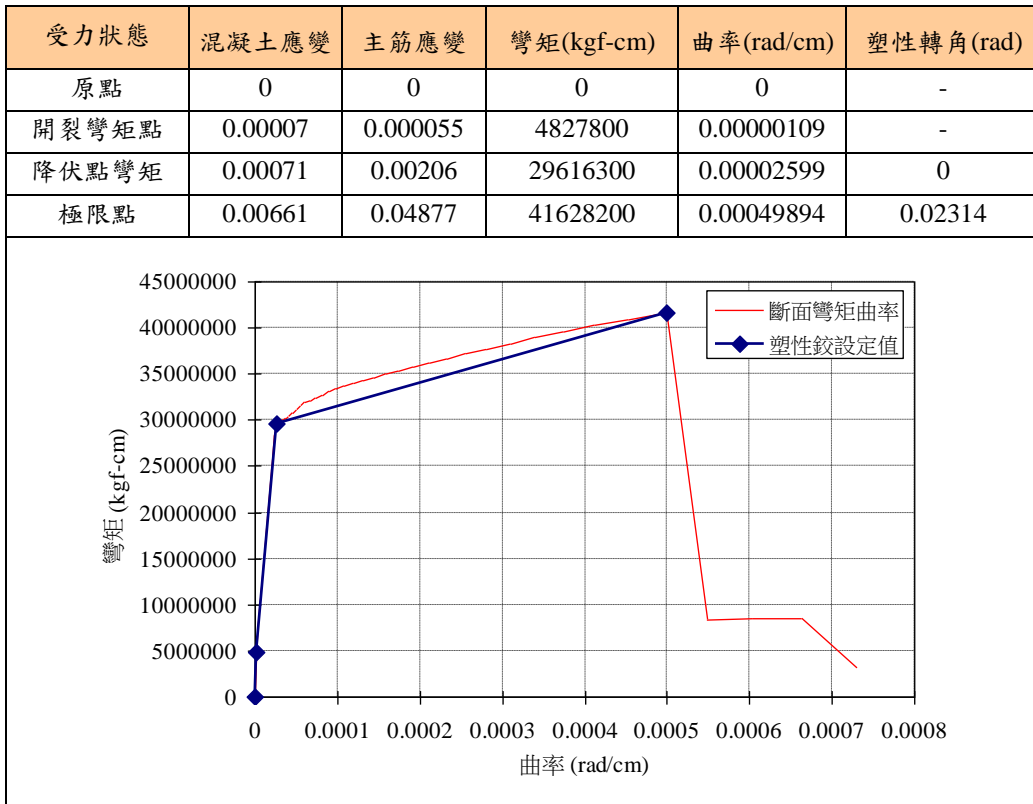


表 3-19 棧橋式碼頭 G3 大梁塑性鉸曲線

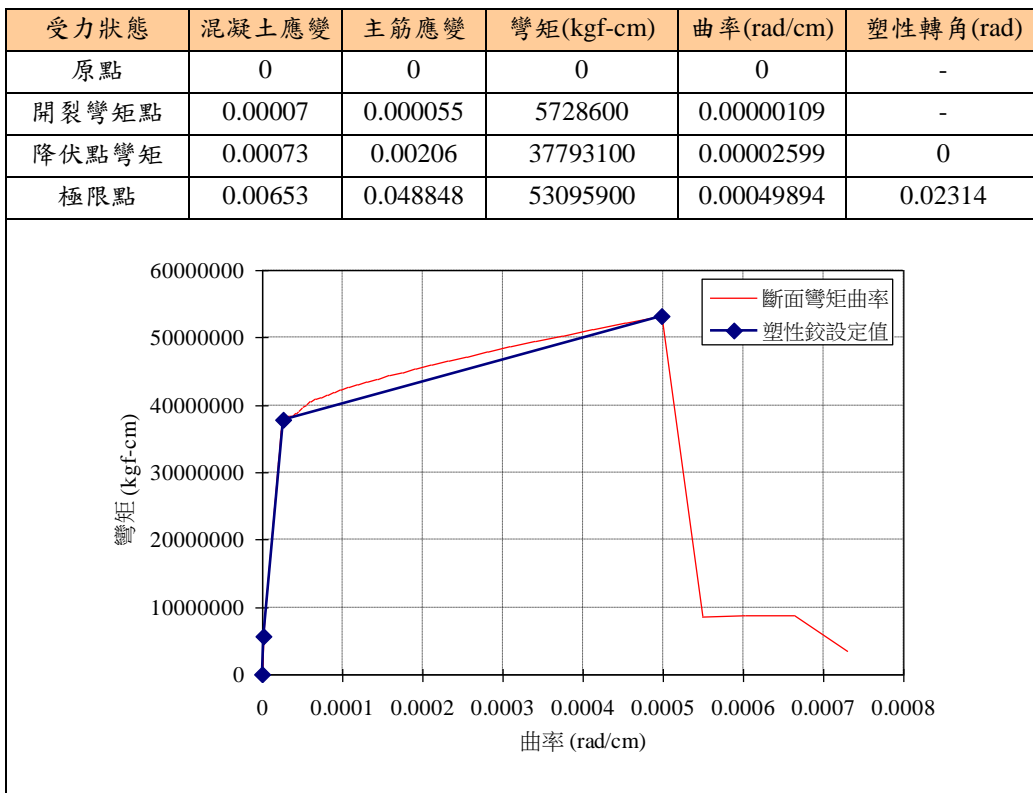


表 3-20 棧橋式碼頭鋼管樁直樁塑性鉸曲線

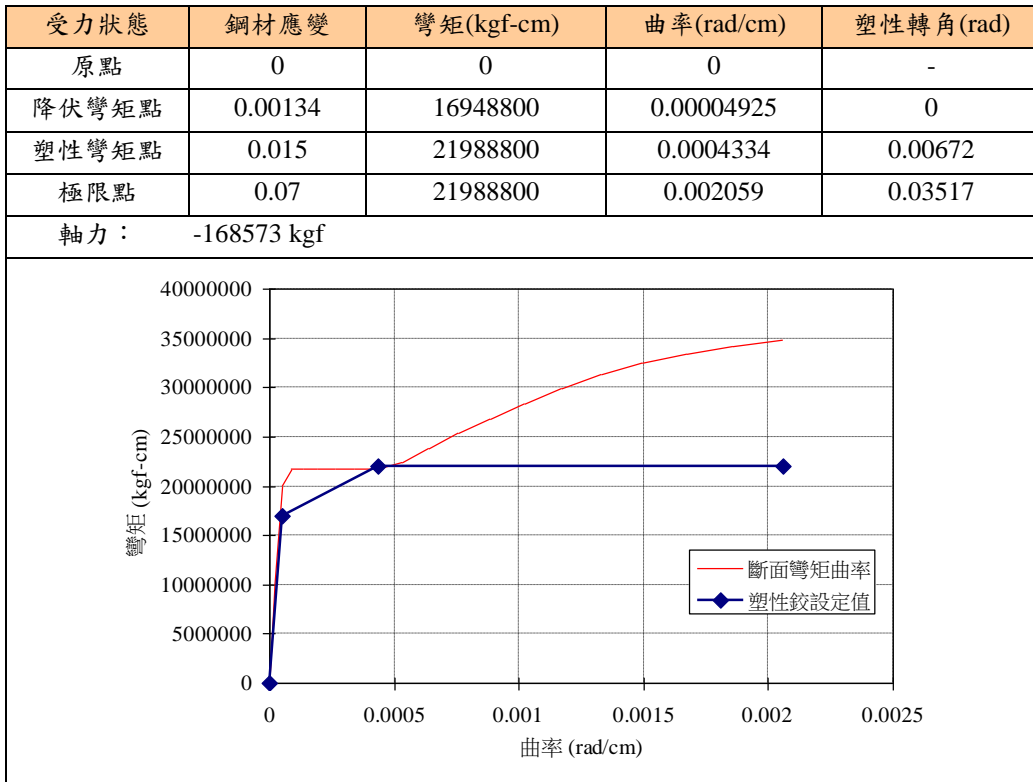
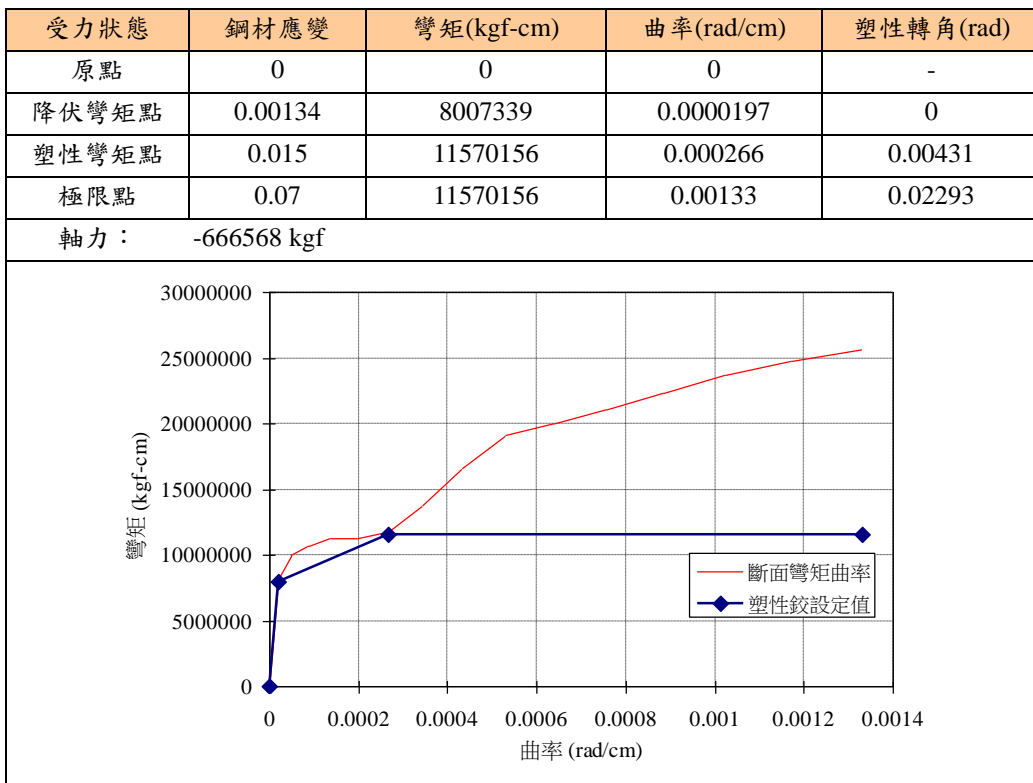


表 3-21 棧橋式碼頭鋼管樁斜樁塑性鉸曲線



3. 結構模型建立

驗證分析模型如圖 3.9，模型中加入非線性土壤彈簧及塑性鉸。

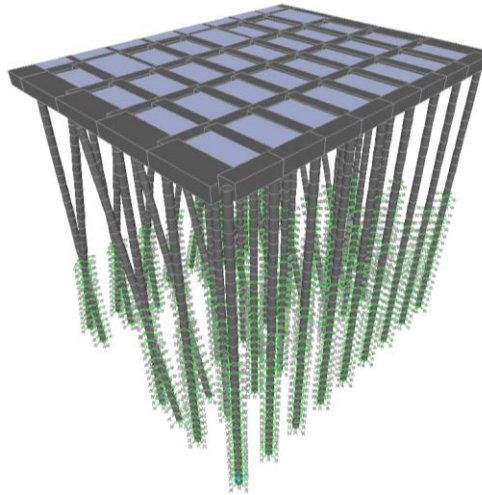


圖 3.9 棧橋式碼頭驗證分析模型

4. 容量震譜分析

(1)側推曲線

經結構模型側推分析得到「基底剪力-頂層位移關係」的側推曲線，分為軸向(平行法線)與橫向(垂直法線)兩個主軸方向，分別如圖 3.10 與圖 3.11 所示。由兩圖比較可知，碼頭橫向之基底剪力約為軸向基底剪力之 3 倍，此係因棧橋碼頭為抵抗船舶撞擊力於橫向打設斜樁所致。

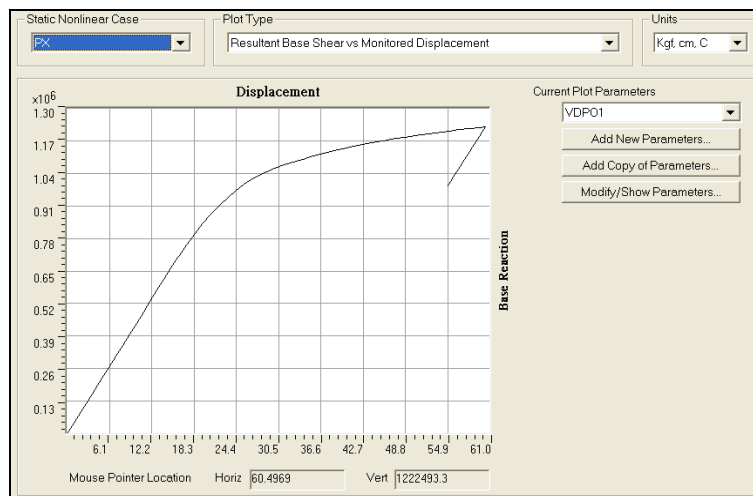


圖 3.10 棧橋式碼頭軸向(平行法線)之側推曲線

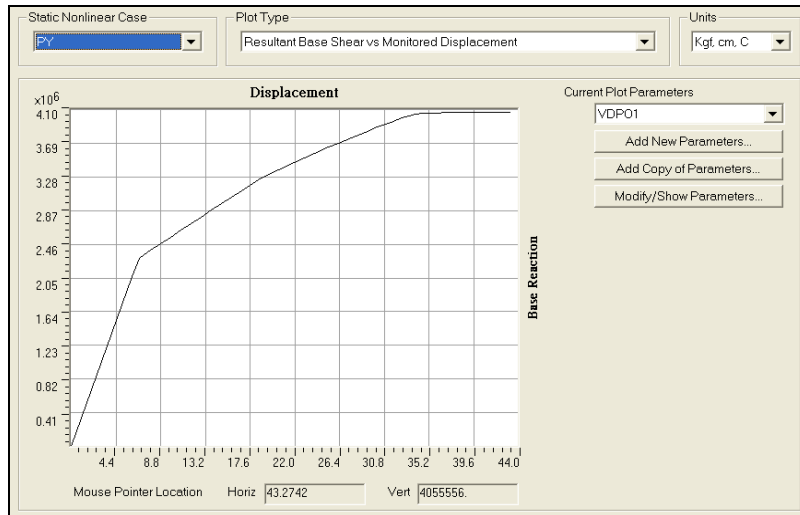


圖 3.11 棧橋式碼頭橫向(垂直法線)之側推曲線

(2)ATC-40 之等效阻尼比折減法求性能點

a. 等級 I 地震

等級 I 地震作用時，其經地震需求震譜與結構容量震譜迭代後所求得之性能點如圖 3.12 與圖 3.13 所示，碼頭軸向之性能點為(基底剪力=416157 kgf、頂層位移=9.445 cm)，所有桿件仍保持彈性，而碼頭橫向之性能點為(基底剪力=1163872 kgf、頂層位移=3.409 cm)，所有桿件亦保持彈性。

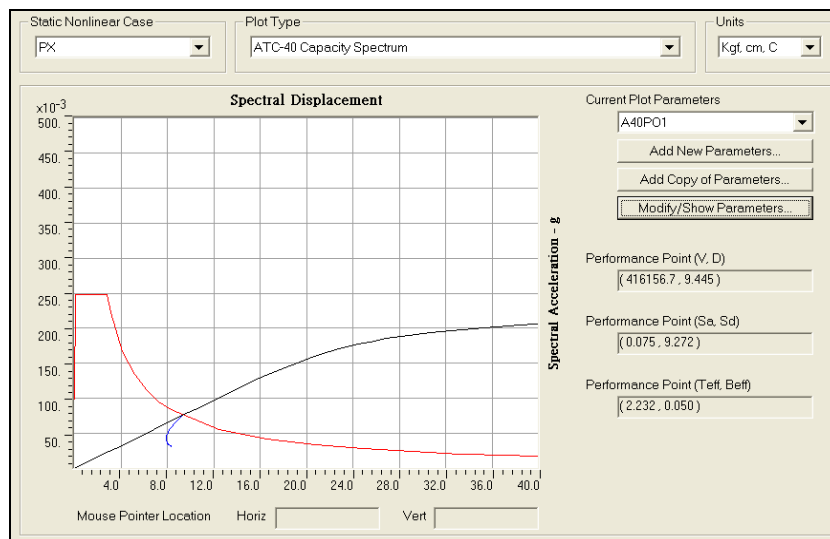


圖 3.12 棧橋式碼頭軸向(平行法線)等級 I 地震之性能點

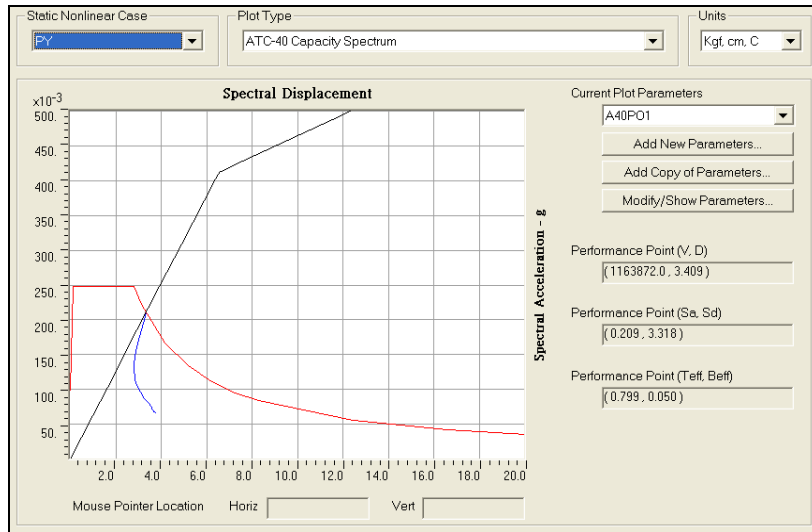


圖 3.13 棧橋式碼頭橫向(垂直法線)等級 I 地震之性能點

b. 等級 II 地震

等級 II 地震作用時，其經地震需求震譜與結構容量震譜迭代後所求得之性能點如圖 3.14 與圖 3.16 所示，碼頭軸向之性能點為(基底剪力=1029274 kgf、頂層位移=27.420 cm)，89%基樁之樁帽進入降伏，而 50%樁底進入降伏，但塑性鉸之發展僅輕微進入塑性；另外碼頭橫向之性能點為(基底剪力=2518867 kgf、頂層位移=9.416 cm)，所有桿件依然保持彈性。

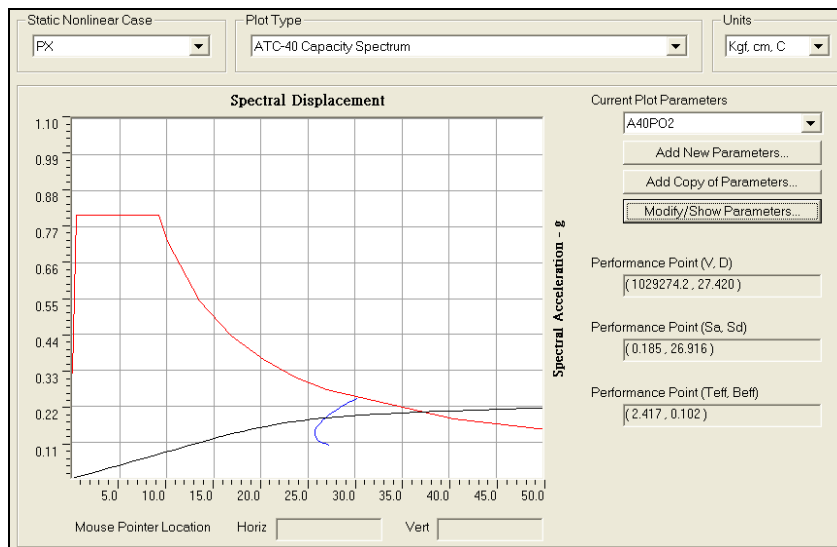


圖 3.14 棧橋式碼頭軸向(平行法線)等級 II 地震之性能點

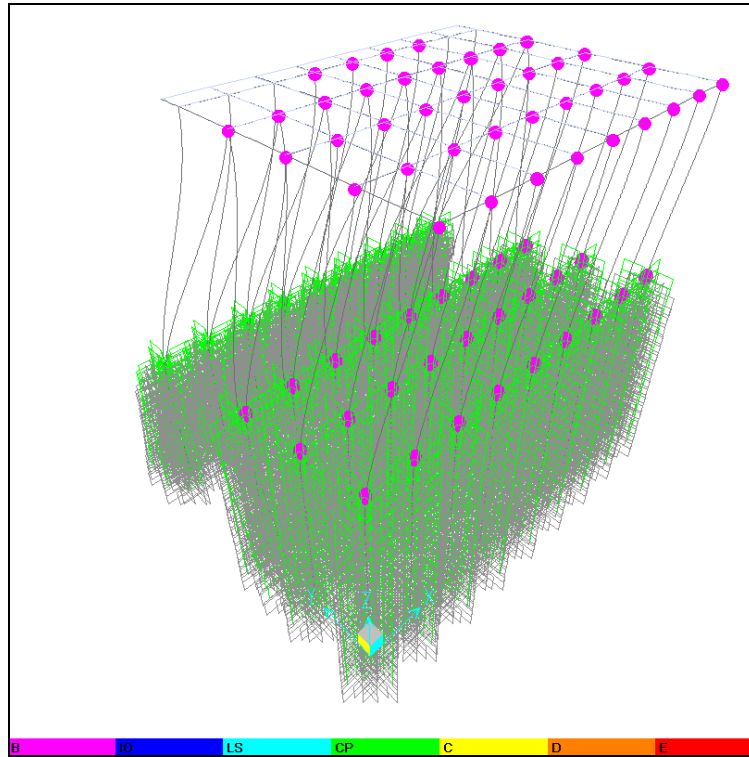


圖 3.15 棧橋式碼頭軸向等級 II 地震之性能點塑鉸發展情形

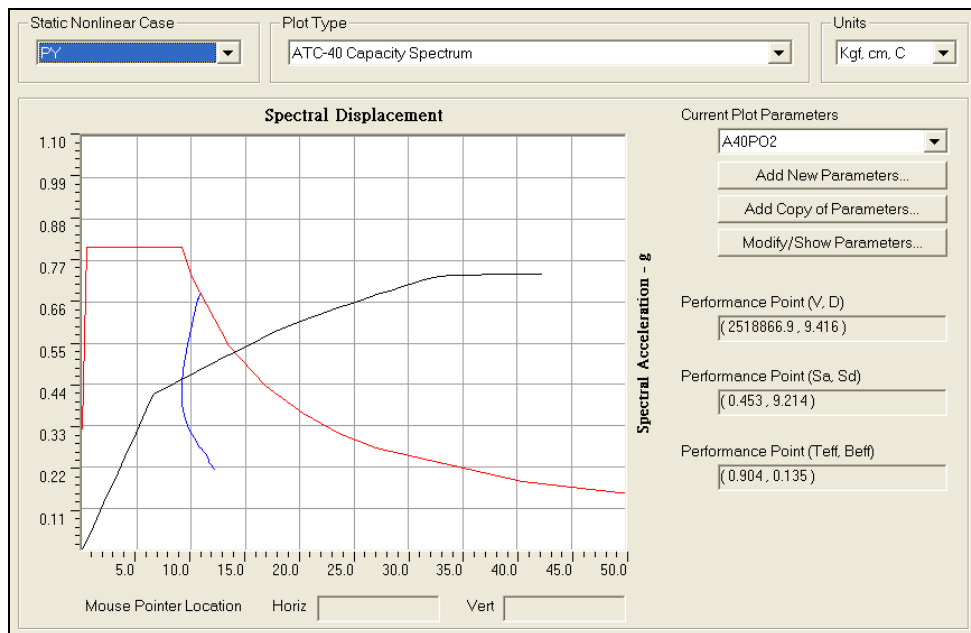


圖 3.16 棧橋式碼頭橫向(垂直法線)等級 II 地震之性能點

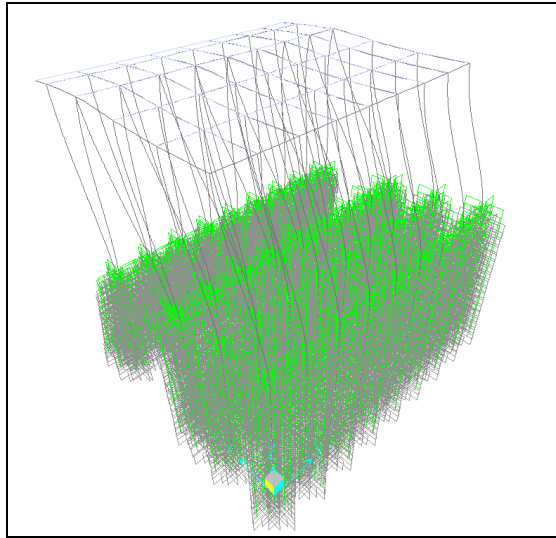


圖 3.17 棧橋式碼頭橫向等級 II 地震之性能點塑鉸發展情形

c. 等級 III 地震

等級 III 地震作用時，其經地震需求震譜與結構容量震譜迭代後所求得之性能點如圖 3.18 與圖 3.20 所示，碼頭軸向之性能點為(基底剪力=1086020 kgf、頂層位移=32.673 cm)，所有基樁之樁帽進入降伏，而大部份樁底亦進入降伏，但塑性鉸之發展僅輕微進入塑性；另外碼頭橫向之性能點為(基底剪力=2694960 kgf、頂層位移=11.574 cm)，所有桿件依然保持彈性。

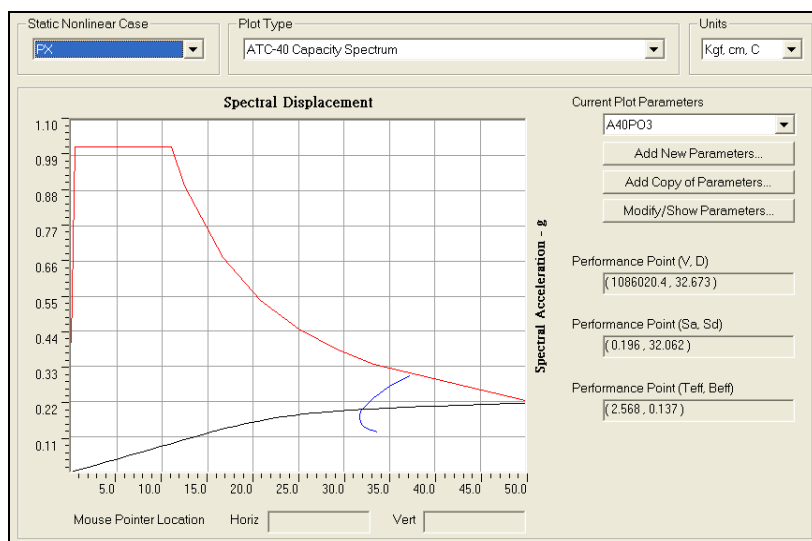


圖 3.18 棧橋式碼頭軸向(平行法線)等級 III 地震之性能點

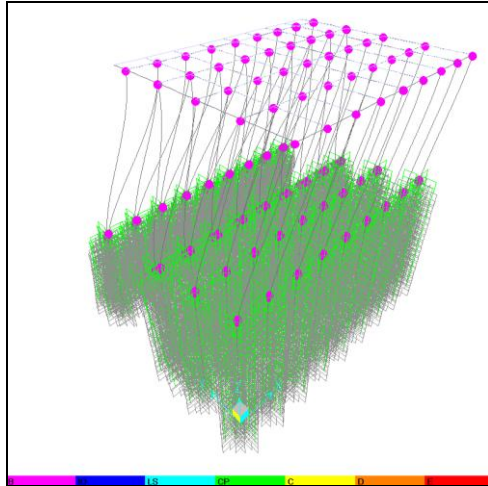


圖 3.19 棧橋式碼頭軸向等級 III 地震之性能點塑鉸發展情形

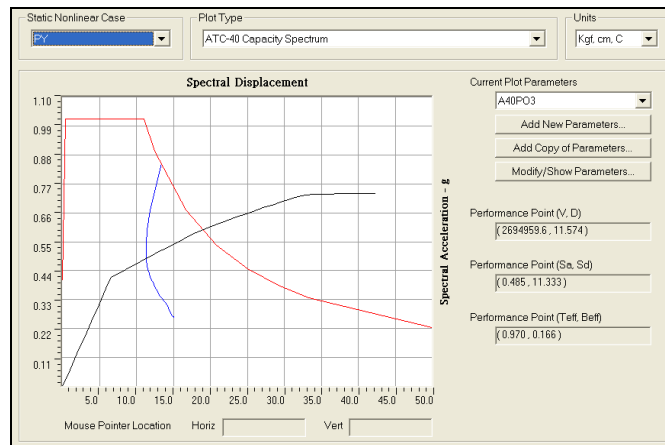


圖 3.20 棧橋式碼頭橫向(垂直法線)等級 III 地震之性能點

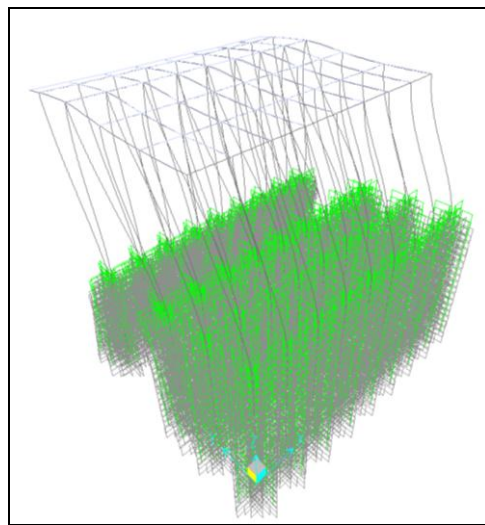


圖 3.21 棧橋式碼頭橫向等級 III 地震之性能點塑鉸發展情形

(3)破壞次序：

a.軸向塑性鉸產生次序

由圖 3.22 的 A 至 D 圖可知，棧橋式碼頭軸向塑性鉸產生次序是先由樁頂發生降伏後，樁身入土部分之頂部再發生降伏，而後樁頂再依序產生較嚴重的塑性鉸破壞，此現象滿足棧橋式碼頭理想的破壞次序，可使棧橋式碼頭於震後具有較佳的修復性。

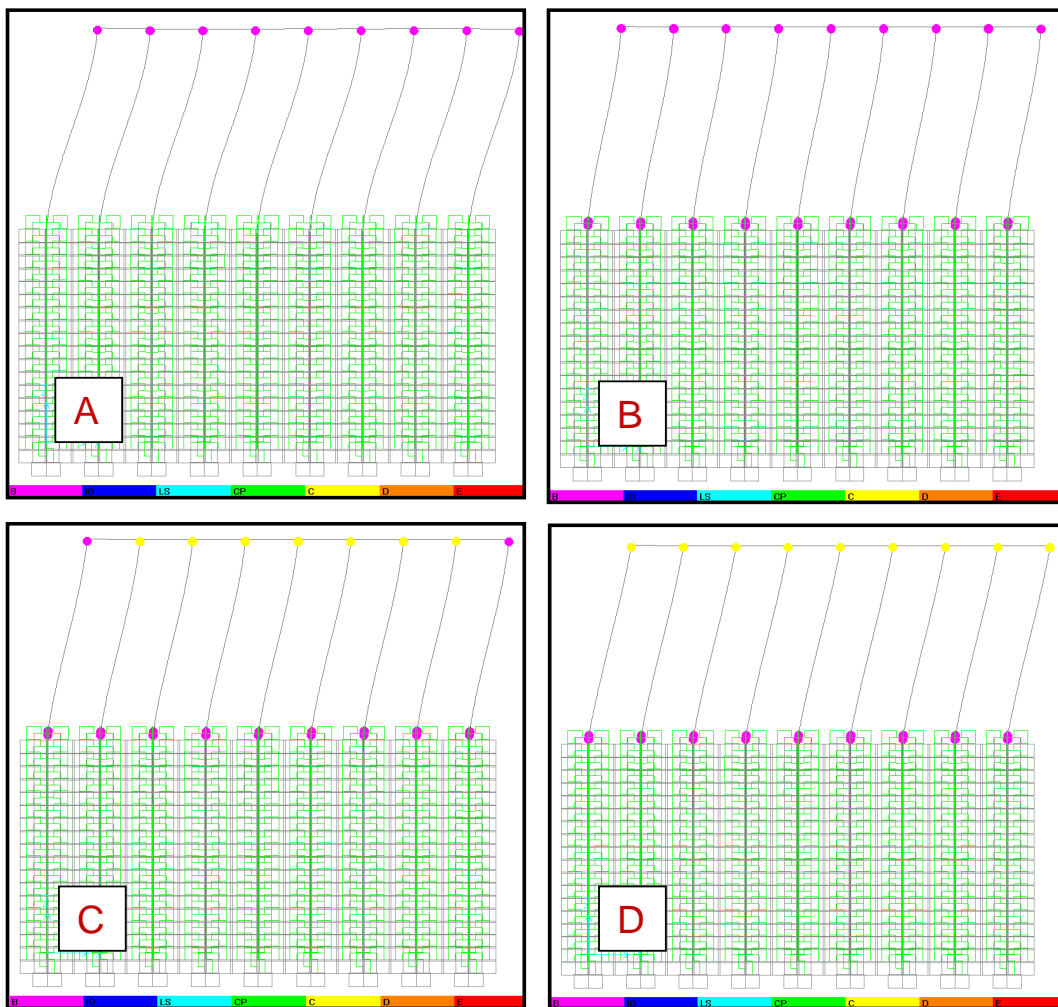


圖 3.22 棧橋式碼頭軸向(平行法線)塑性鉸產生次序

b. 橫向塑性鉸產生次序

由圖 3.23 的 A 至 D 圖可知，棧橋式碼頭橫向塑性鉸產生次序是先由樁頂發生降伏後，樁身入土部分之頂部再發生降伏，而後樁頂再依序產生較嚴重的塑性鉸破壞，此現象與軸向破壞次序相同，棧橋式碼頭破壞次序之目標。

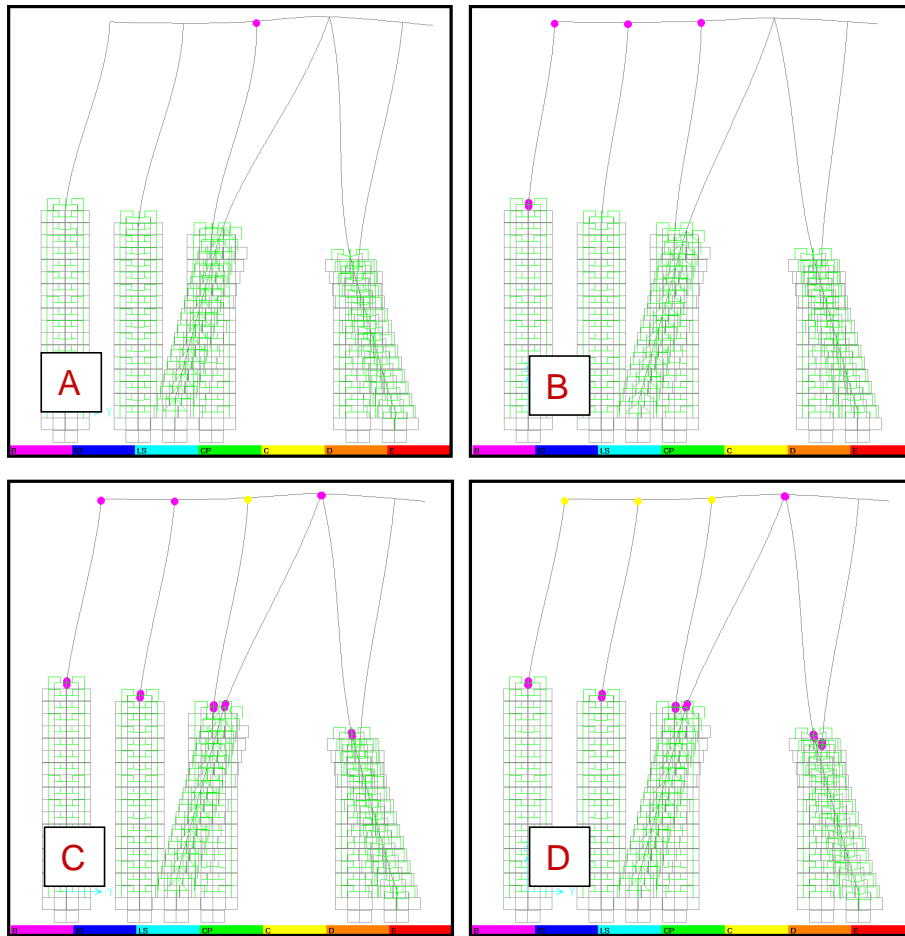


圖 3.23 棧橋式碼頭橫向(垂直法線)塑性鉸產生次序

5. 性能規定驗證

由上述容量震譜法產生性能點時，其整體結構行為代表著棧橋式碼頭的最大反應，此時可依其各部構件之應力或應變狀態去判定所設計之碼頭的受震反應是否滿足性能可接受標準，如表 3-22 之檢核內容，碼頭在等級 I 地震作用下，其碼頭變位與構件應變量皆滿足性能可接受標準與耐震性能要求。

表 3-22 棧橋式碼頭等級 I 地震時之性能規定檢核

性能等級		第 I 級
參數		
殘餘變位	橋面板與肩岸沉陷差異	碼頭橋面板最大沉陷量為 0.106cm < 10~30cm 滿足使用性要求 →OK
	向海側傾斜角	碼頭向海側最大傾角為 $0.4093^\circ < 2^\circ \sim 3^\circ$ 滿足使用性要求 →OK
最大反應	基樁 (須避免剪力破壞發生)	碼頭基樁保持彈性滿足使用性要求 →OK
材料應變上限	混凝土壓應變	碼頭 RC 上部結構仍保持彈性滿足使用性要求 →OK
	鋼筋拉應變	碼頭 RC 上部結構仍保持彈性滿足使用性要求 →OK
	鋼管樁壓應變	碼頭鋼管樁仍保持彈性滿足使用性要求 →OK

3.6.2 等級 II 地震性能驗證檢核

1. 人造地震製作

本設計例輸入的地表加速度歷時是依據現行規範對人造地震之規定所製作而得，符合規範彈性設計反應譜之人造地震歷時必須能反映工址之實際地震特性，因此所製作之人造地震歷時必須與工址附近測站所記錄之地震歷時波相符，而其轉換成反應譜之譜加速度亦須與等級 II 地震設計反應譜相符，歷時分析每一方向地動分量須至少使用三個人造地震，並取各主軸反應最大者為設計依據。

針對任一組人造地震歷時，其 5% 阻尼比之譜加速度值在 0.2T 至 1.5T 週期(T 為基本振動週期)範圍內不得低於設計地震規定之譜加速度值之 90%，且在此週期範圍內之平均值不得低於上述規定之譜加速度值之平均值。

本設計例工址位置係假設為臺中港，因此人造地震之製作，係由港研中心提供該中心於臺中港區所佈設之測站加速度紀錄，擷取該測

站於民國 90 年 8 月至今之最大三筆地震三方向紀錄為基準，來調整製作與地震彈性反應譜相符的三方向人造地震加速度歷時，以上完全符合規範對於人造地震製作之規定。

等級 II 地震之三組三方向人造地震歷時如圖 3.25 至圖 3.42 所示。

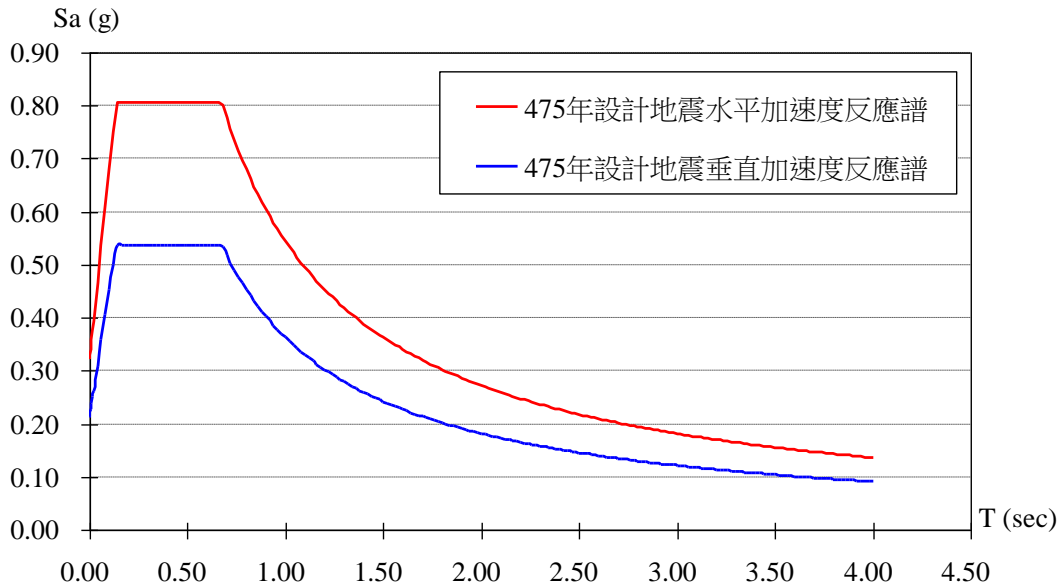


圖 3.24 棧橋式碼頭等級 II 地震之設計反應譜

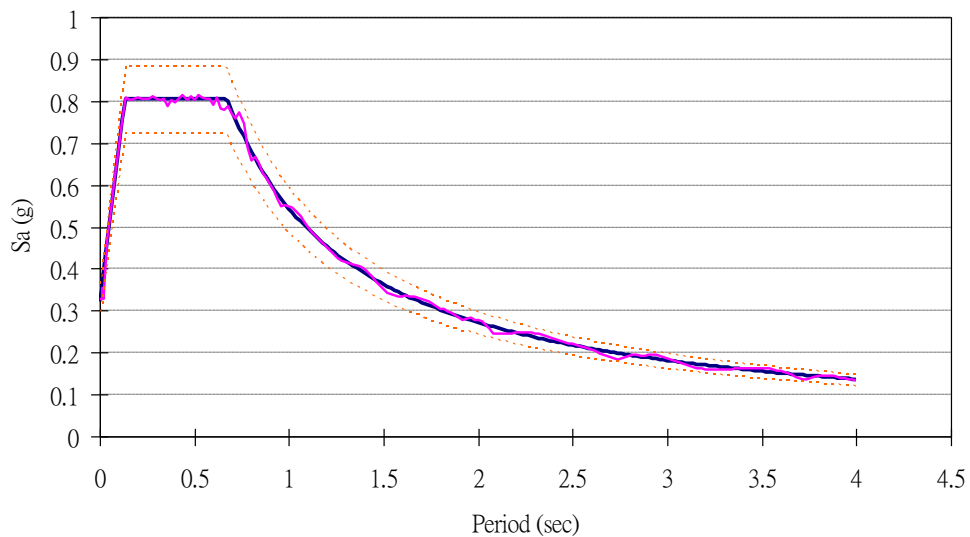


圖 3.25 棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震反應譜

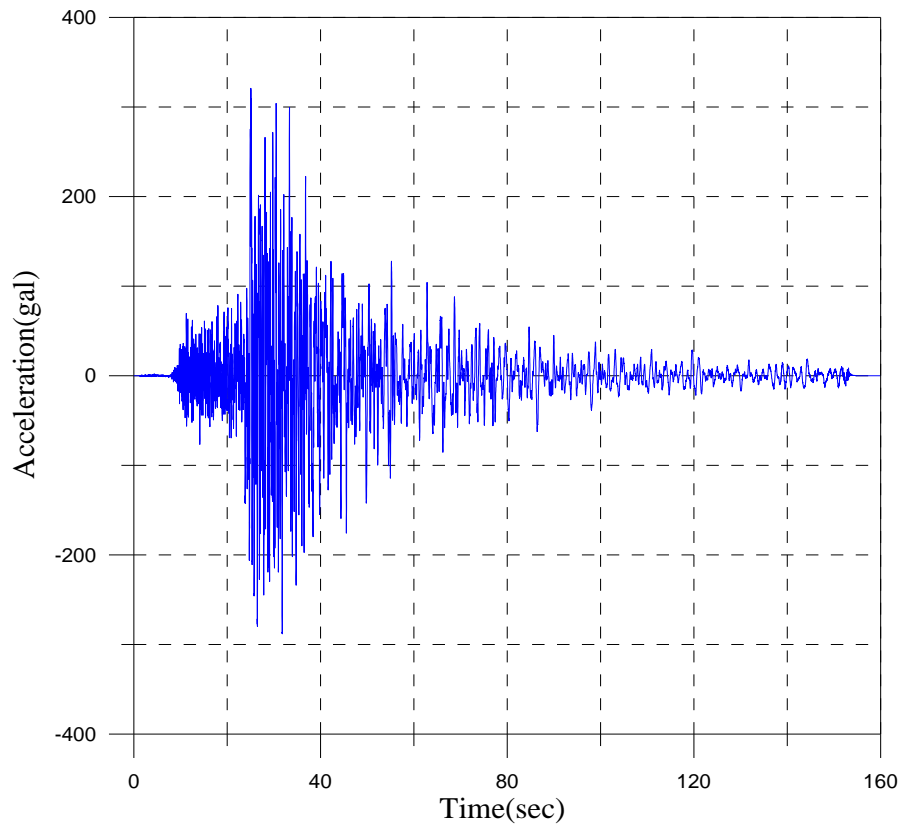


圖 3.26 棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時

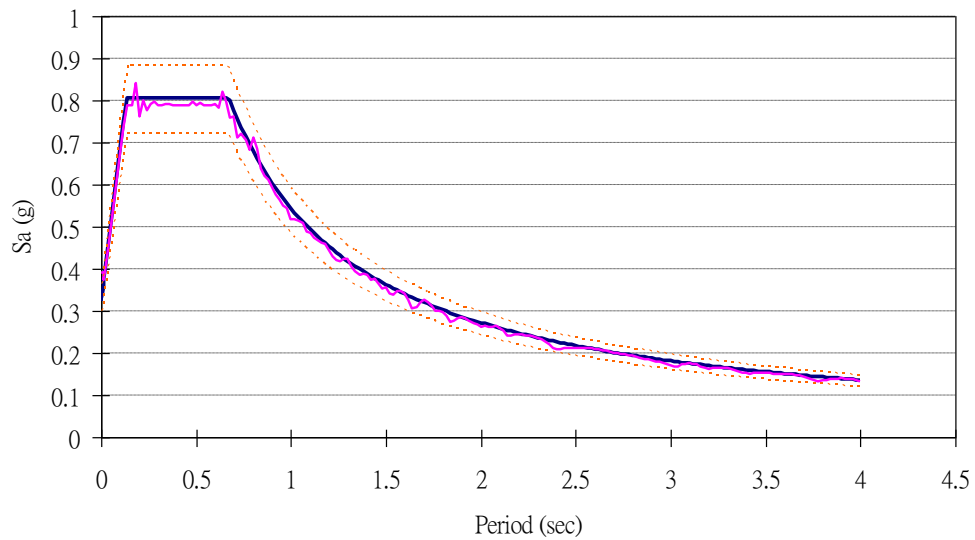


圖 3.27 棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震反應譜

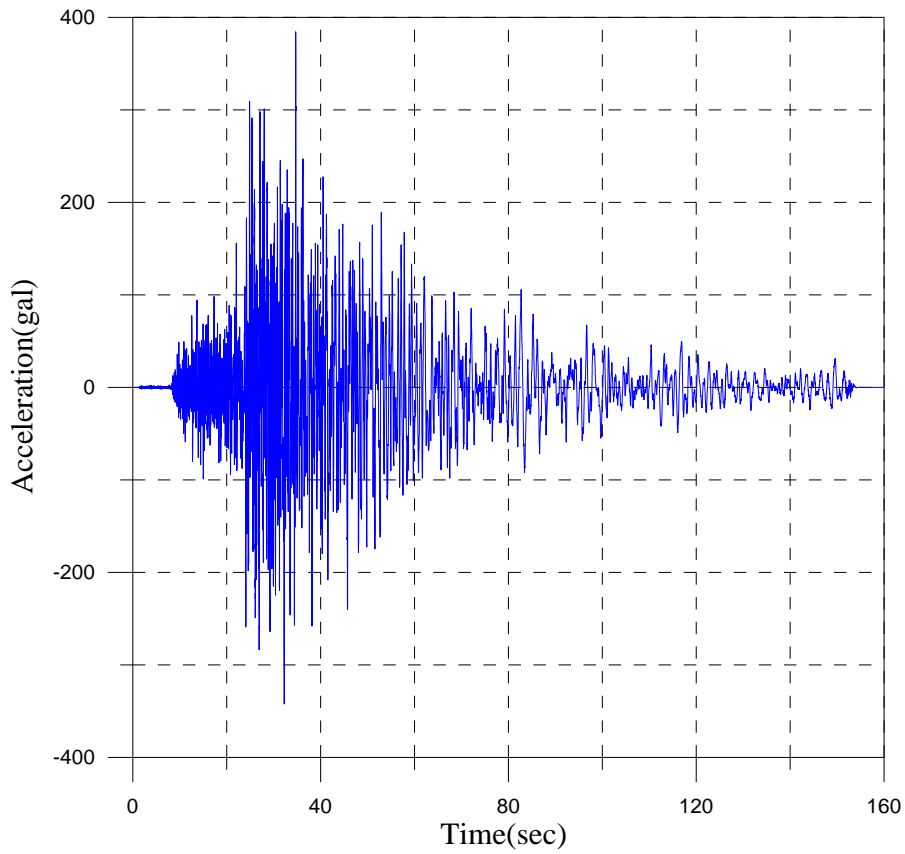


圖 3.28 棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時

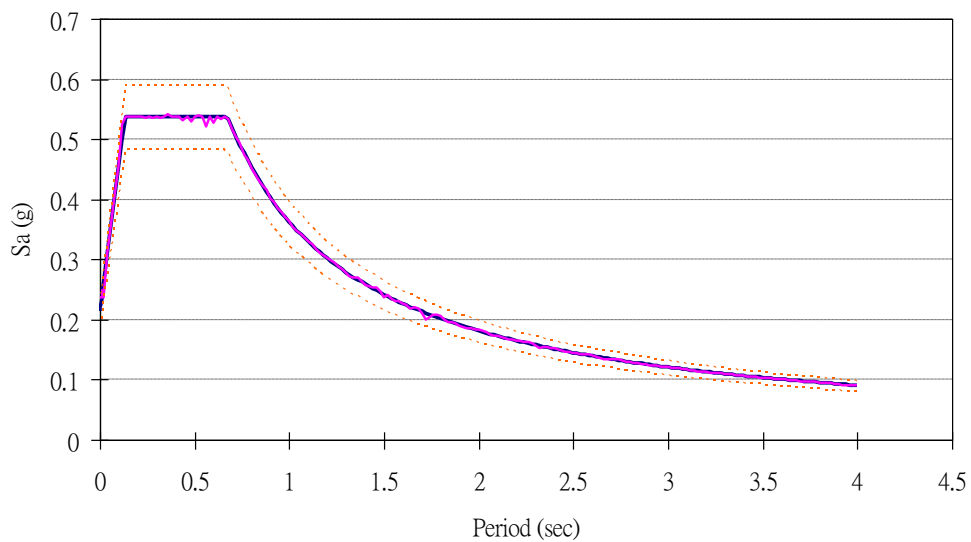


圖 3.29 棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜

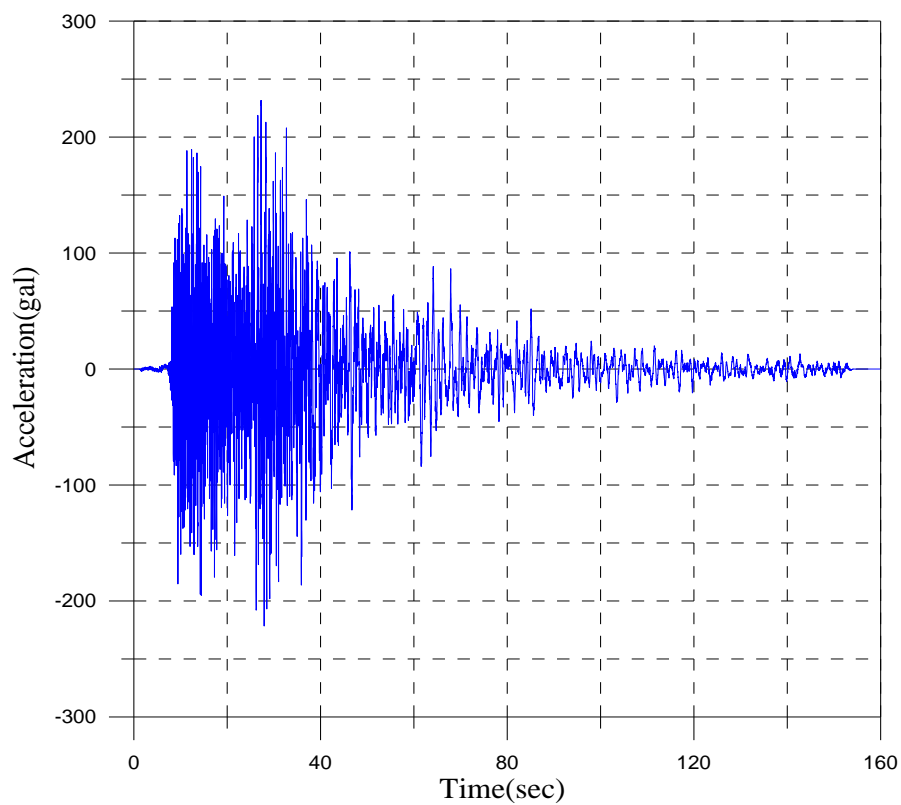


圖 3.30 棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時

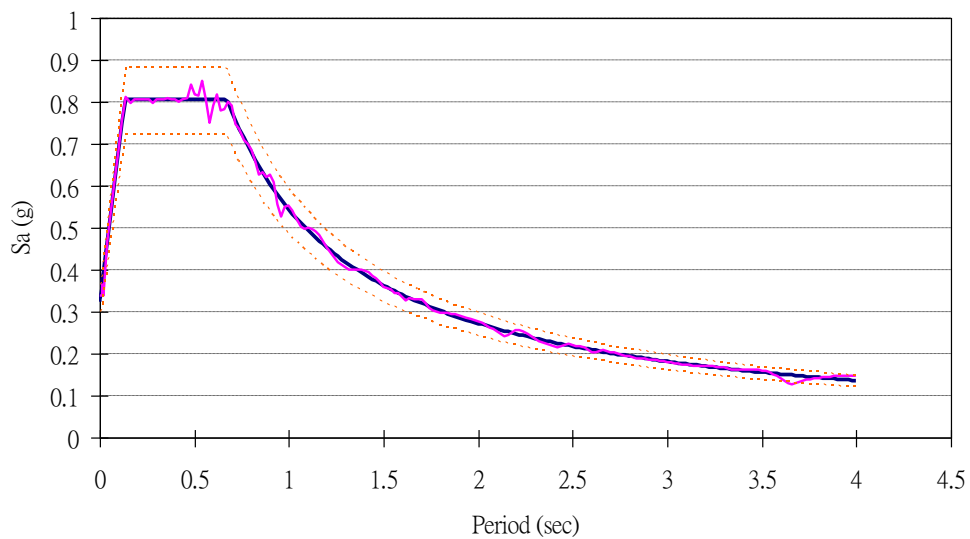


圖 3.31 棧橋碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震反應譜

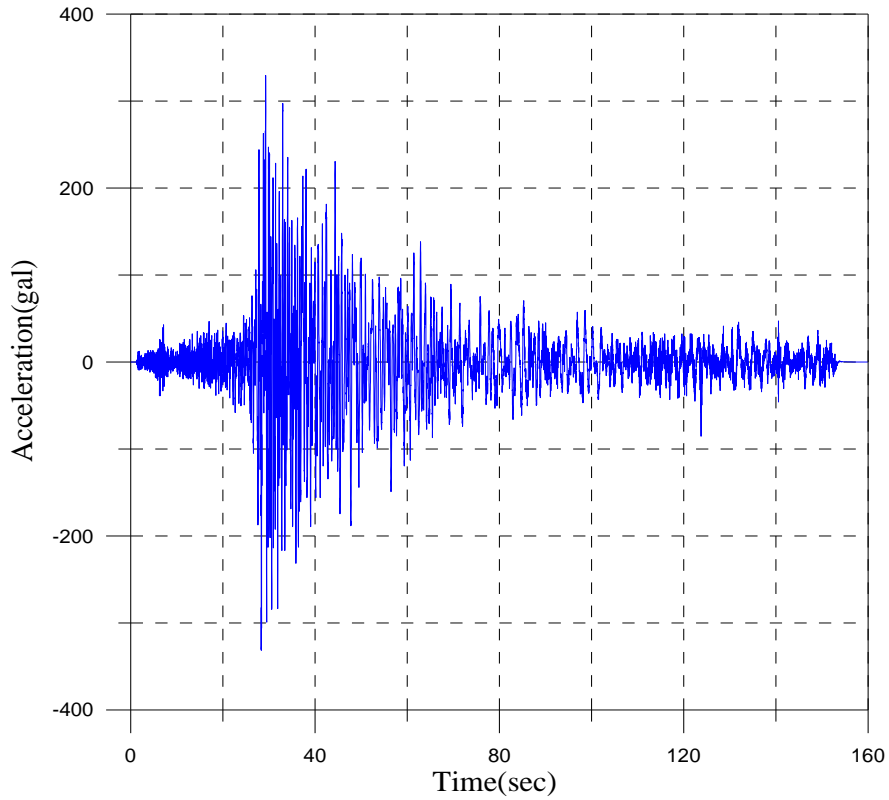


圖 3.32 棧橋碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時

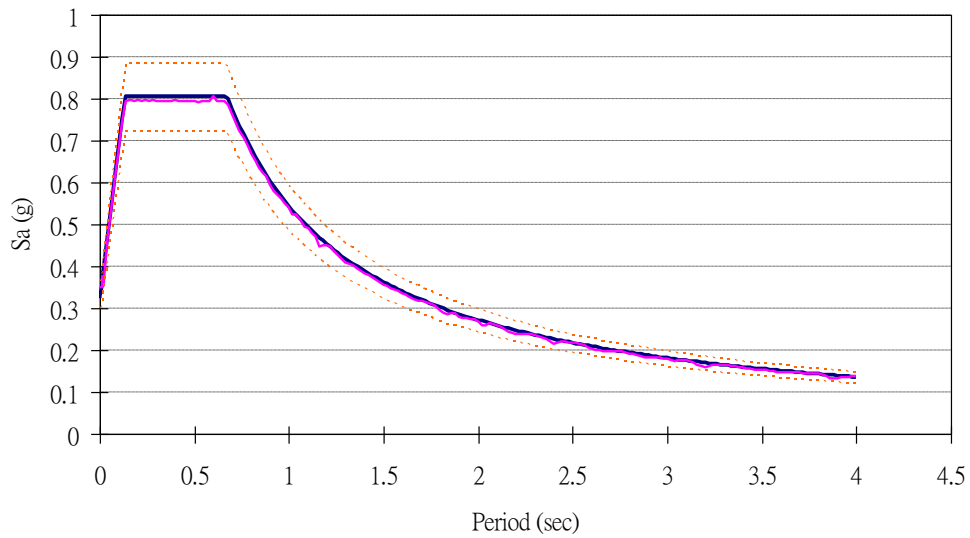


圖 3.33 棧橋碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震反應譜

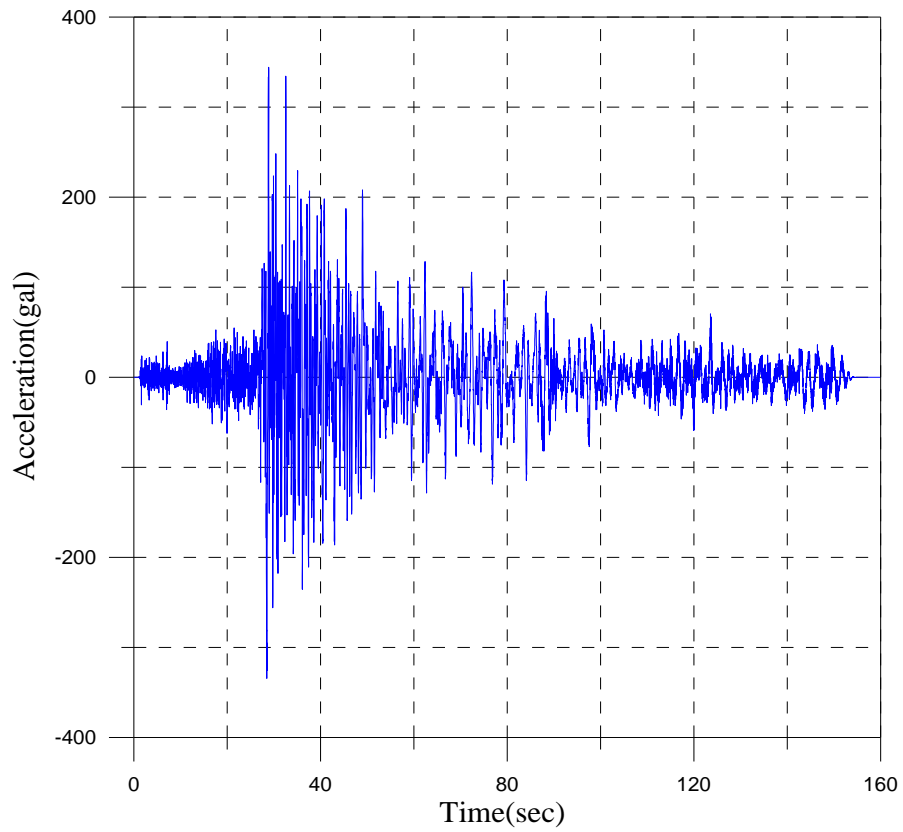


圖 3.34 棧橋碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時

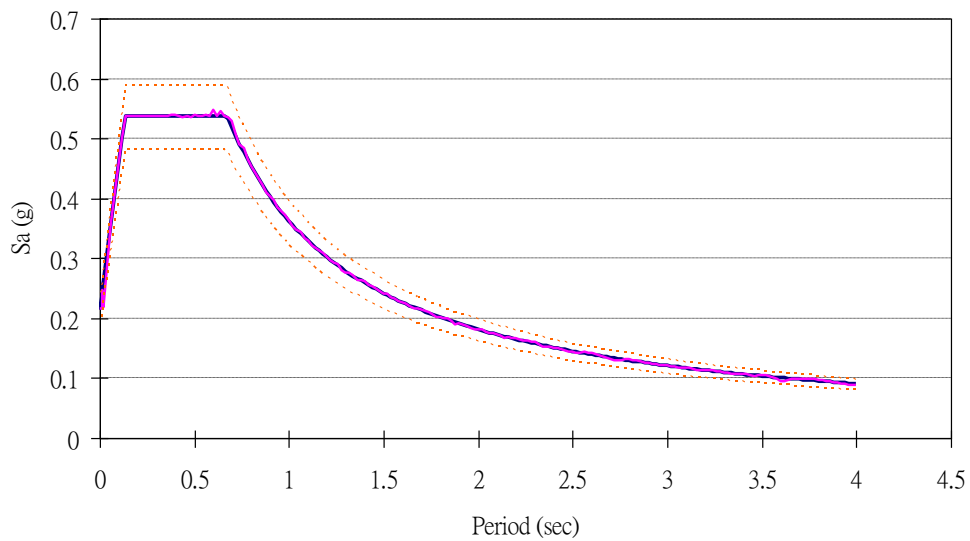


圖 3.35 棧橋碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜

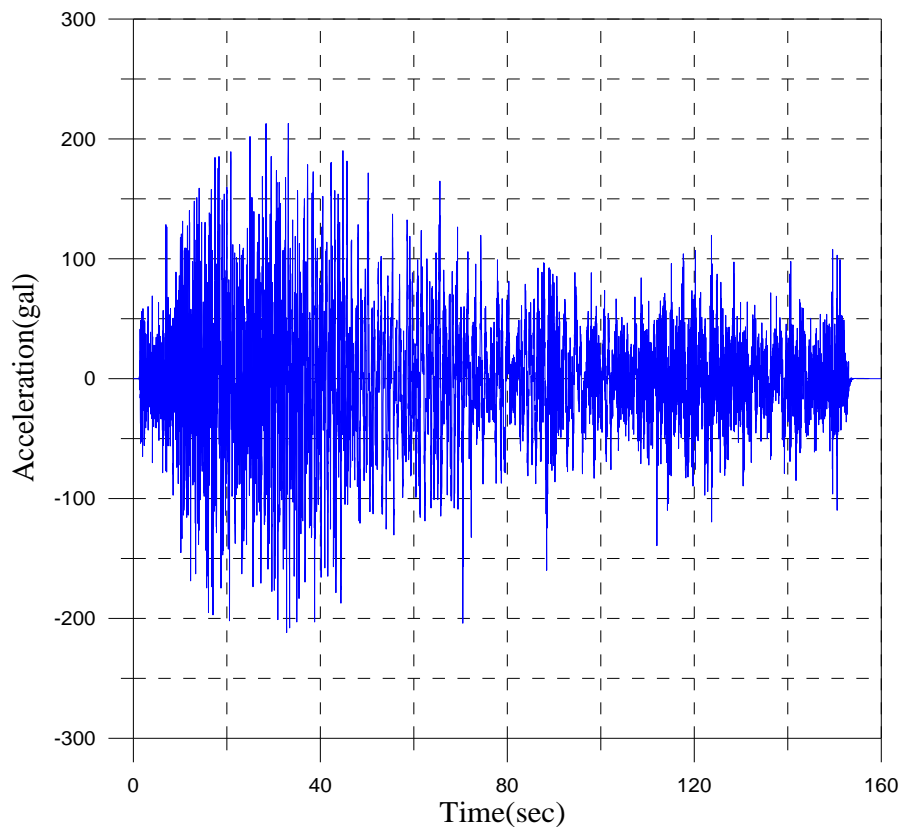


圖 3.36 棧橋碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時

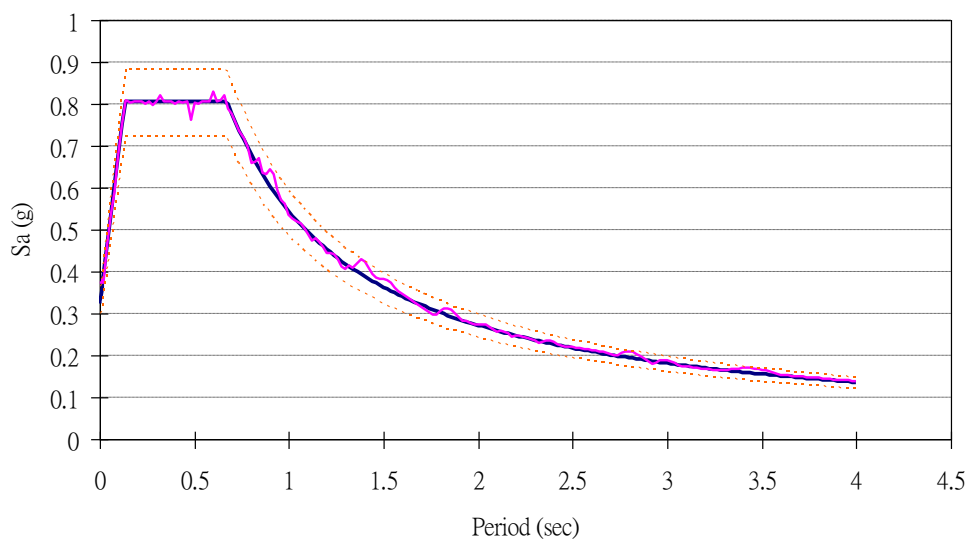


圖 3.37 棧橋碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震反應譜

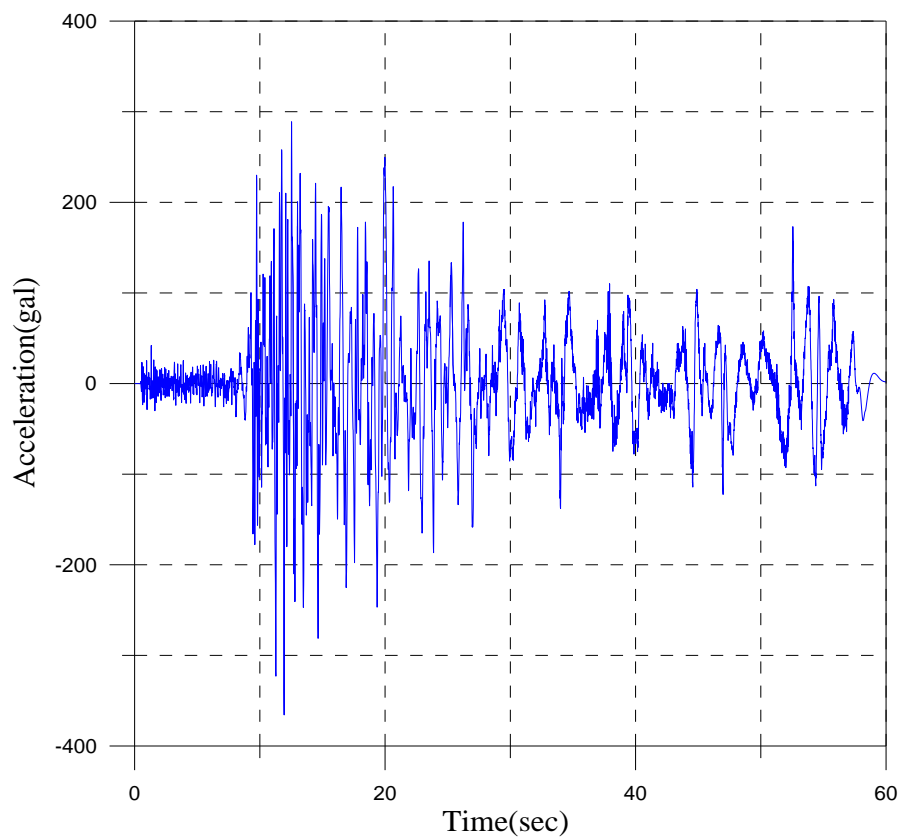


圖 3.38 棧橋碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時

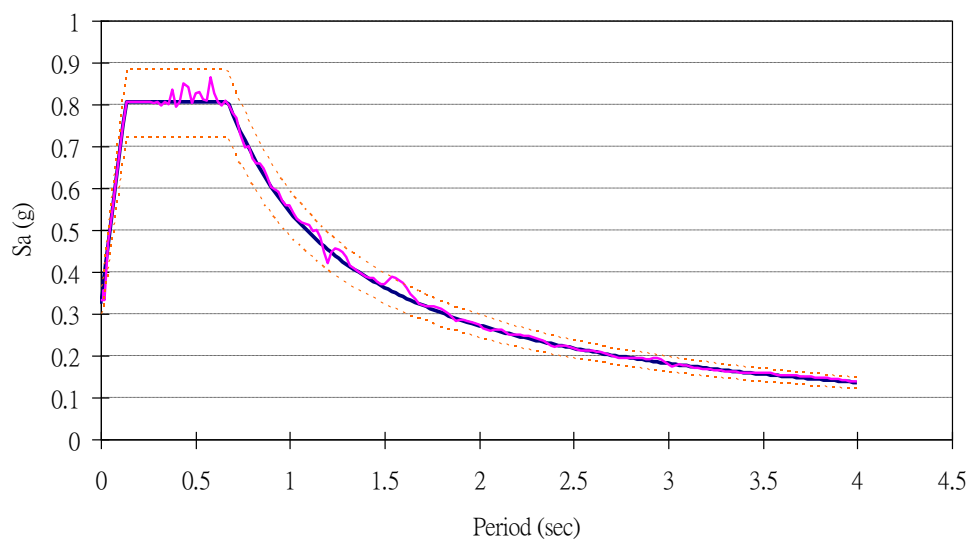


圖 3.39 棧橋碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震反應譜

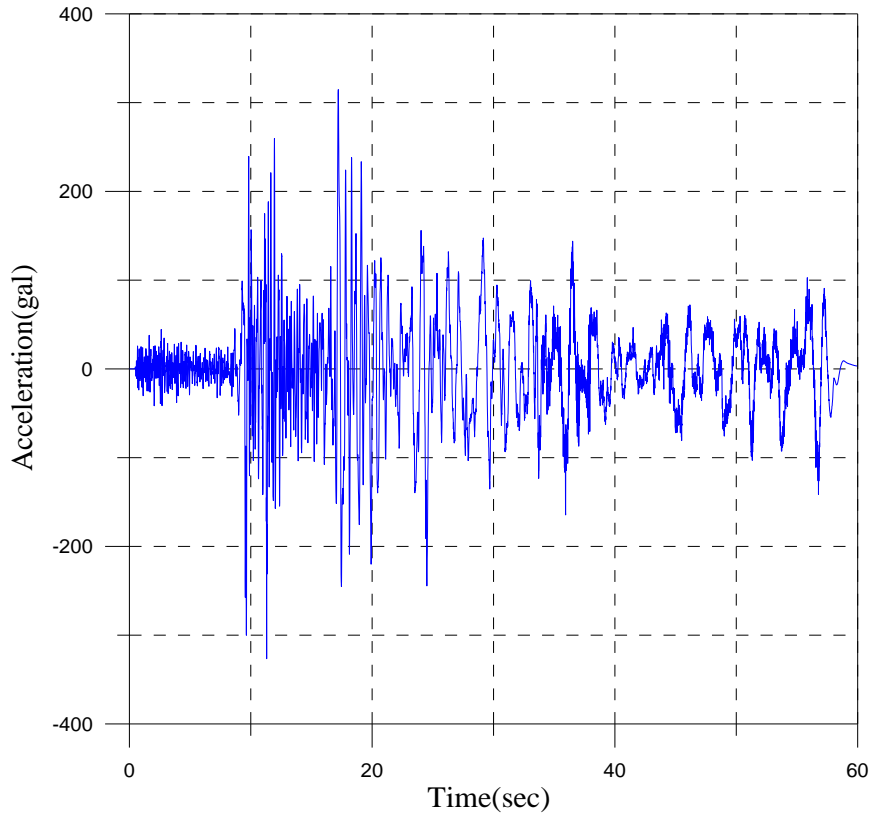


圖 3.40 棧橋碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時

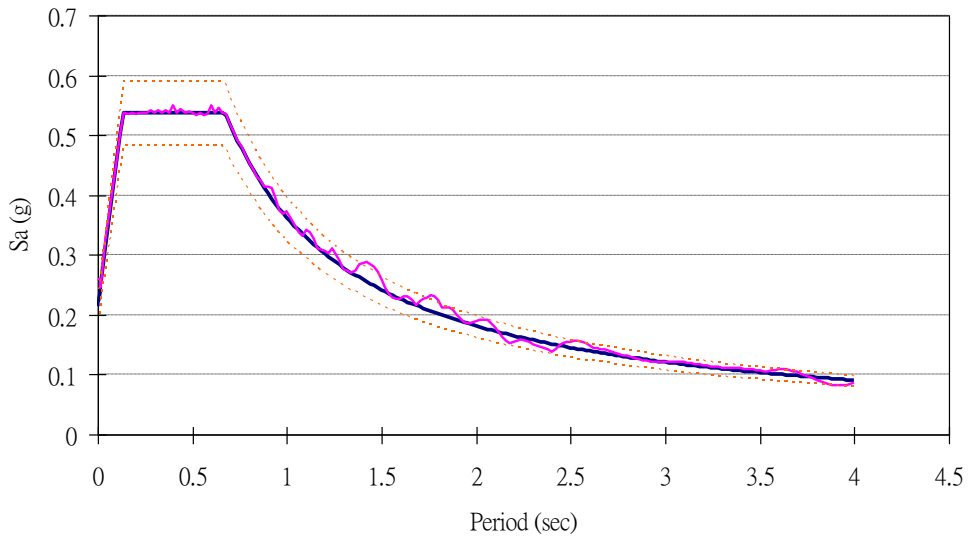


圖 3.41 棧橋碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜

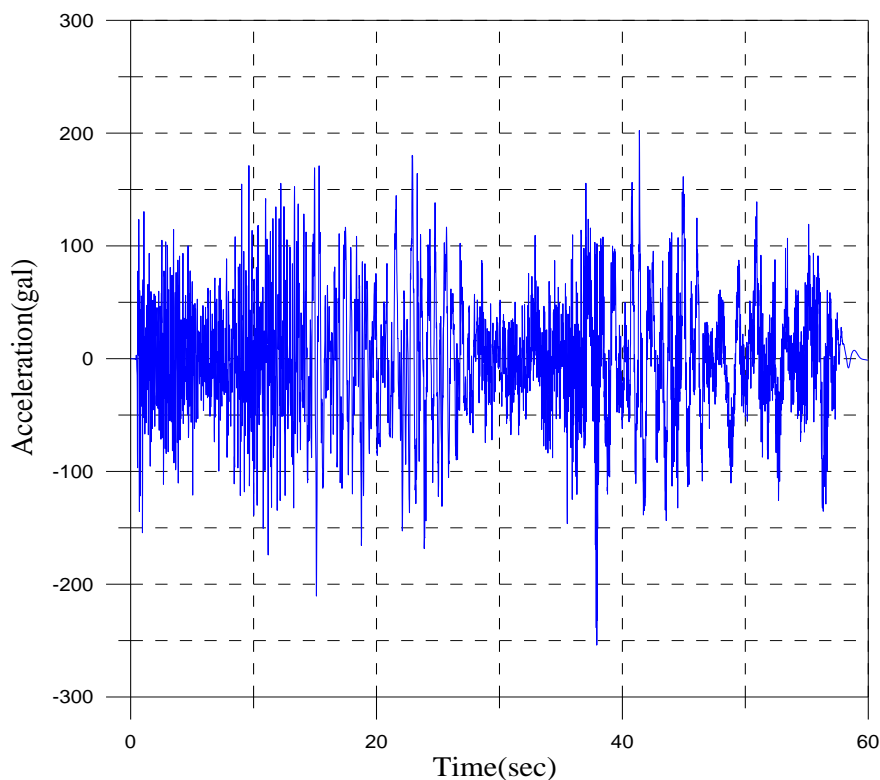


圖 3.42 棧橋碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時

2. 非線性歷時分析

為求取棧橋式碼頭在實際地震作用下的受震反應，分析時考慮棧橋式碼頭之土壤與結構互制作用，土壤同容量震譜法(非線性側推分析)採用非線性土壤彈簧模擬，結構模擬亦採用基樁可能發生最大彎矩處設定塑性鉸來模擬碼頭結構之塑性行為。

非線性分析時，須同時輸入三正交方向地動分量之地震歷時，藉以考慮水平與垂直地震同時作用之狀況。

分析結果：

(1) 上部結構水平位移軌跡

第 1 組歷時作用之棧橋碼頭橋面軸向及橫向水平位移軌跡，如圖 3.43 所示，軸向最大位移為 33.2 cm，橫向最大位移為 12.1 cm。第 2 組歷時作用之棧橋碼頭橋面軸向及橫向水平位移軌跡，

如圖 3.44 所示，軸向最大位移為 31.2cm，橫向最大位移為 11.0 cm。第 3 組歷時作用之棧橋碼頭橋面軸向及橫向水平位移軌跡，如圖 3.45 所示，軸向最大位移為 28.9 cm，橫向最大位移為 11.6 cm。

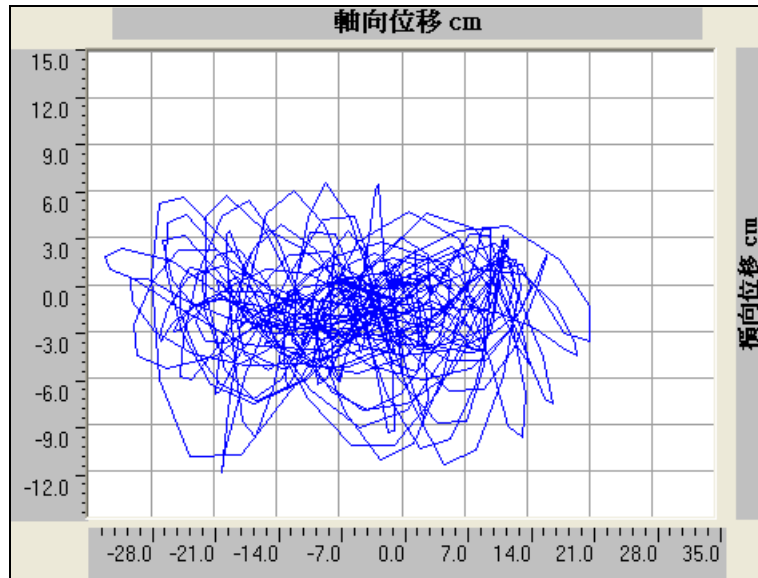


圖 3.43 棧橋式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析橋面位移軌跡

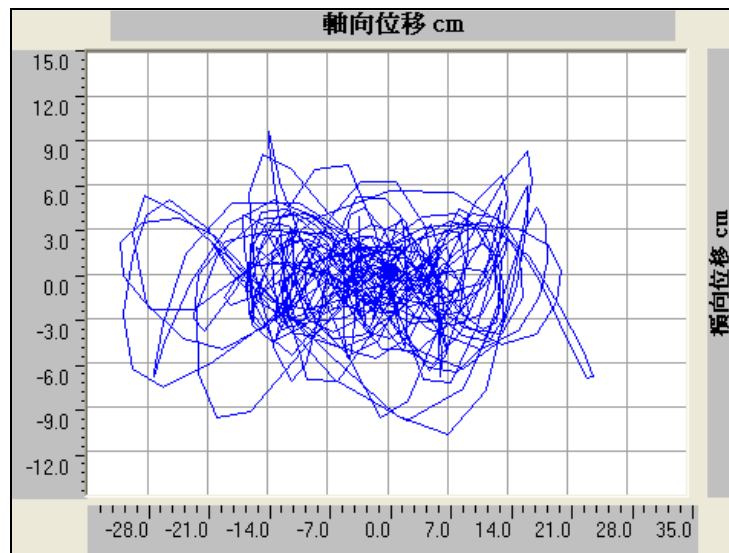


圖 3.44 棧橋式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析橋面位移軌跡

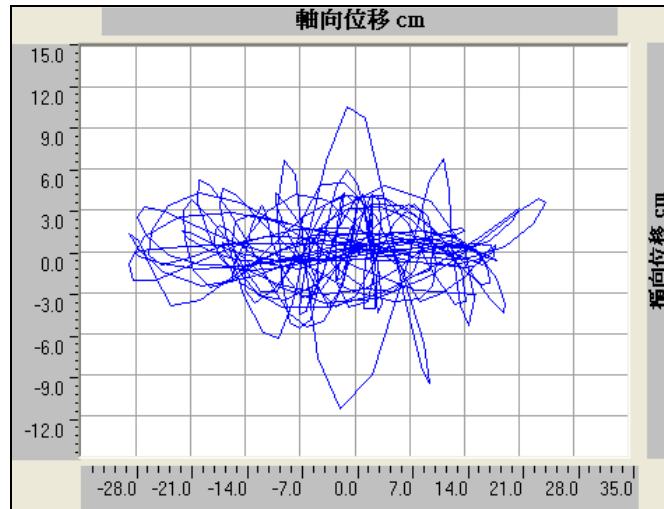


圖 3.45 棧橋式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析橋面位移軌跡

(2)鋼管樁最大塑性鉸遲滯迴圈

由上部結構水平位移量可知，軸向與橫向最大位移皆發生在第 1 組歷時分析，因此等級 II 地震性能驗證檢核以第 1 組歷時分析為準，等級 II 地震第 1 組歷時分析之碼頭基樁塑性鉸分佈如圖 3.46，所有基樁塑性鉸皆發生在碼頭軸向上，碼頭橫向因具斜樁抵抗，因此所有基樁不發生任何塑性鉸。另外，等級 II 地震加速度歷時作用時，上部結構之大梁並未發生塑性鉸，僅鋼管樁之樁帽與樁身入土處產生塑性鉸，因此以下將列出鋼管樁最大塑性鉸遲滯迴圈，其最大塑性轉角為 0.0115 rad.，如圖 3.47。

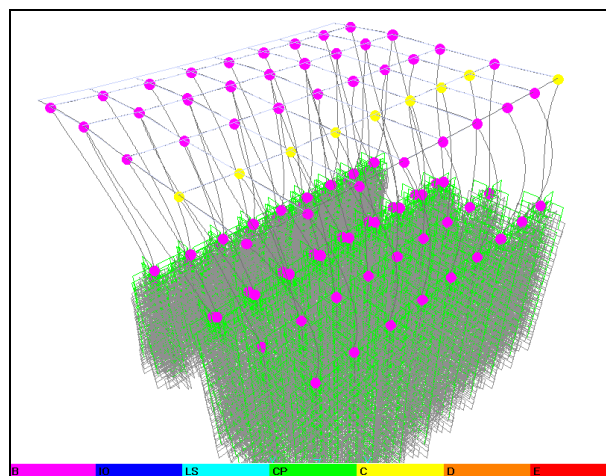


圖 3.46 棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析之塑性鉸分佈

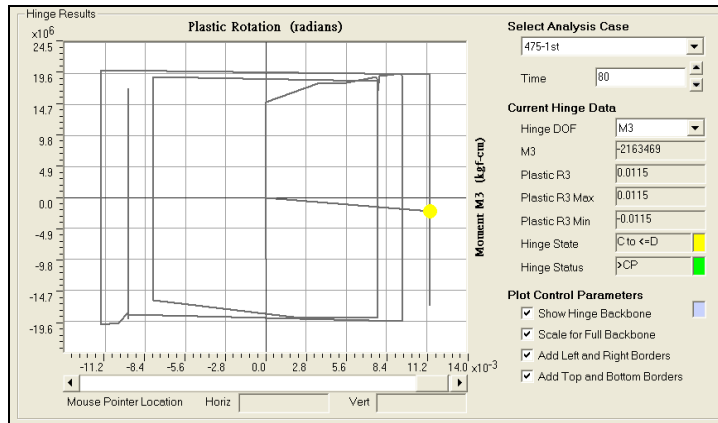


圖 3.47 棧橋碼頭等級 II 地震歷時分析鋼管樁最大塑鉸遲滯迴圈

3. 性能規定驗證

棧橋結構軸向韌性發展尚在初始階段，滿足控制韌性之要求，如圖 3.48，橫向則保持彈性；而鋼管樁樁頂塑性鉸之塑性轉角量亦相當低。另外，針對鋼管樁壓應變量檢核，從等級 II 地震作用下歷時分析所得之鋼管樁最大塑性轉角為 0.0115，該塑性轉角量由圖 3.49 棧橋式碼頭鋼管樁塑性轉角與鋼材壓應變對照值可得到對應之鋼管樁壓應變量為 0.0237，小於可接受標準值 0.025，故仍在可修復範圍內，而棧橋碼頭上部結構仍在彈性範圍內，因此在等級 II 地震作用後僅需進行基樁修復即可恢復正常營運。由表 3-23 可知，碼頭在等級 II 地震作用下，其碼頭變位與構件應變量皆滿足性能可接受標準與耐震性能要求。

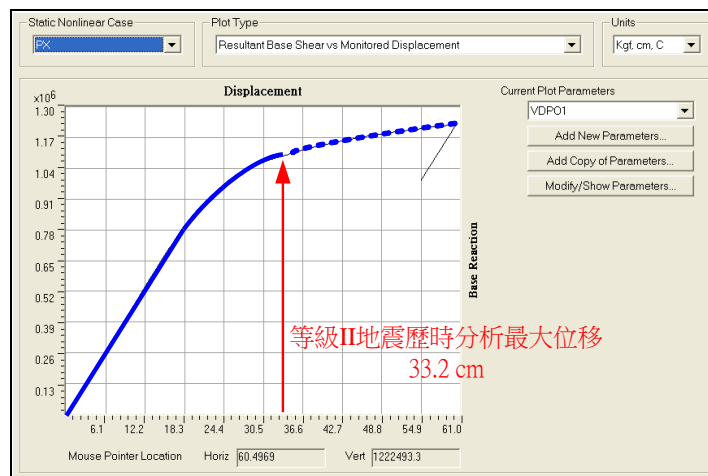


圖 3.48 棧橋碼頭等級 II 地震歷時最大位移對應之韌性容量

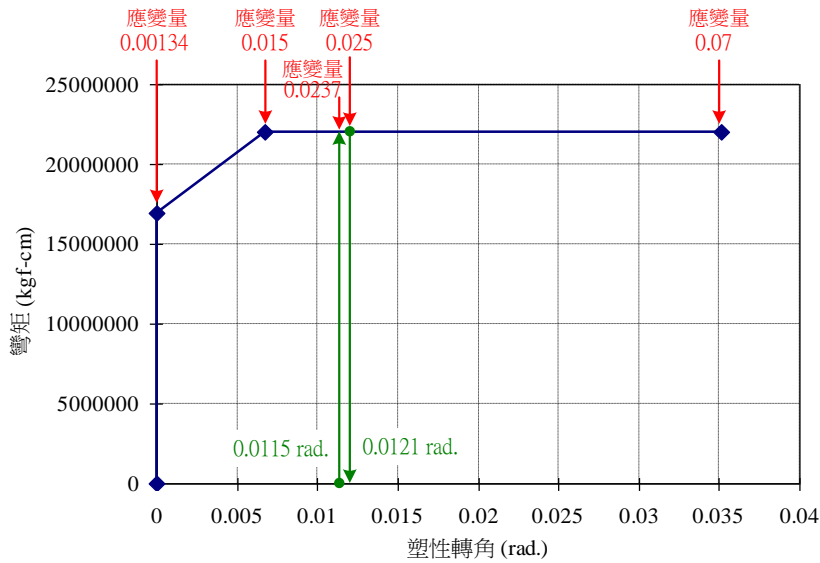


圖 3.49 棧橋式碼頭鋼管樁塑性轉角與鋼材壓應變對照值

表 3-23 棧橋式碼頭等級 II 地震時之性能規定檢核

性能等級		第 II 級
殘餘變位	橋面板與肩岸沉陷差異	N/A
	向海側傾斜角	N/A
最大反應	基樁 (須避免剪力破壞發生)	韌性發展尚在初始階段 滿足控制韌性之要求 →OK (結構可修復)
材料應變上限	混凝土壓應變	碼頭 RC 上部結構不產生塑性鉸不需修復 →OK
	鋼筋拉應變	碼頭 RC 上部結構不產生塑性鉸不需修復 →OK
	鋼管樁壓應變	最大鋼管樁壓應變量為 0.0237 < 0.025 滿足可修復性要求 →OK

3.6.3 等級 III 地震性能驗證檢核

1. 人造地震製作

等級 III 地震之人造地震製作與等級 II 地震相同，唯其轉換所得反應譜之譜加速度亦須與等級 III 地震設計反應譜相符，三組三方向之人造地震歷時如圖 3.50 至圖 3.68 所示。

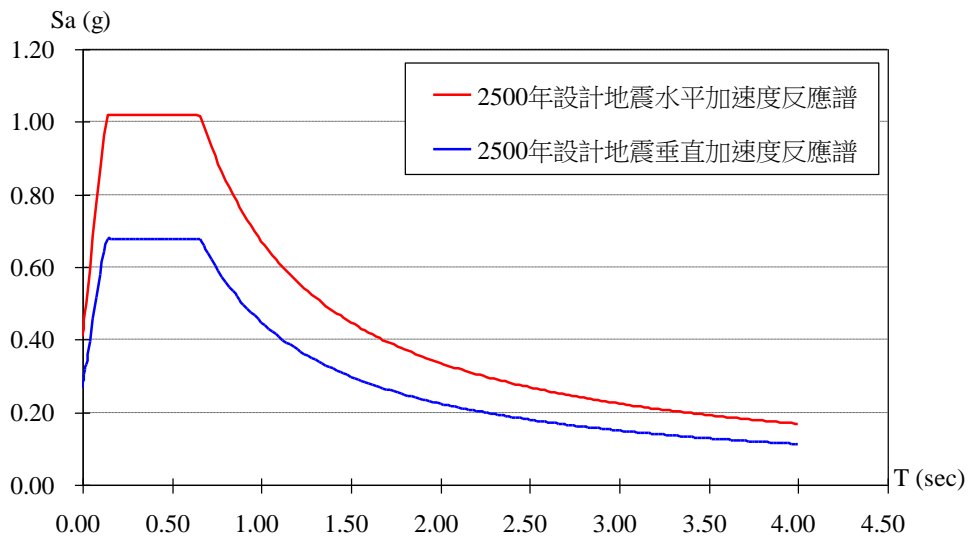


圖 3.50 棧橋式碼頭等級 III 地震之設計反應譜

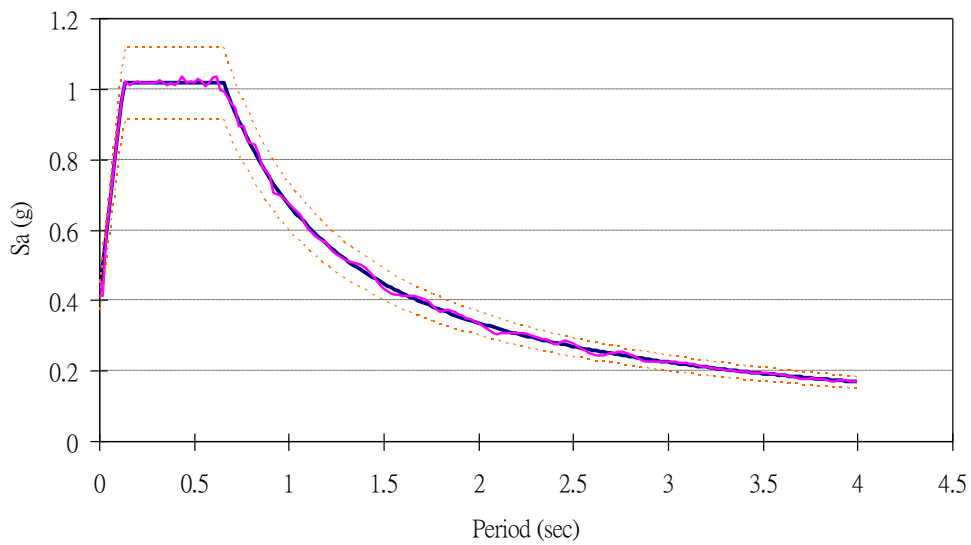


圖 3.51 棧橋碼頭等級 III 地震第 1 組南北向人造地震反應譜

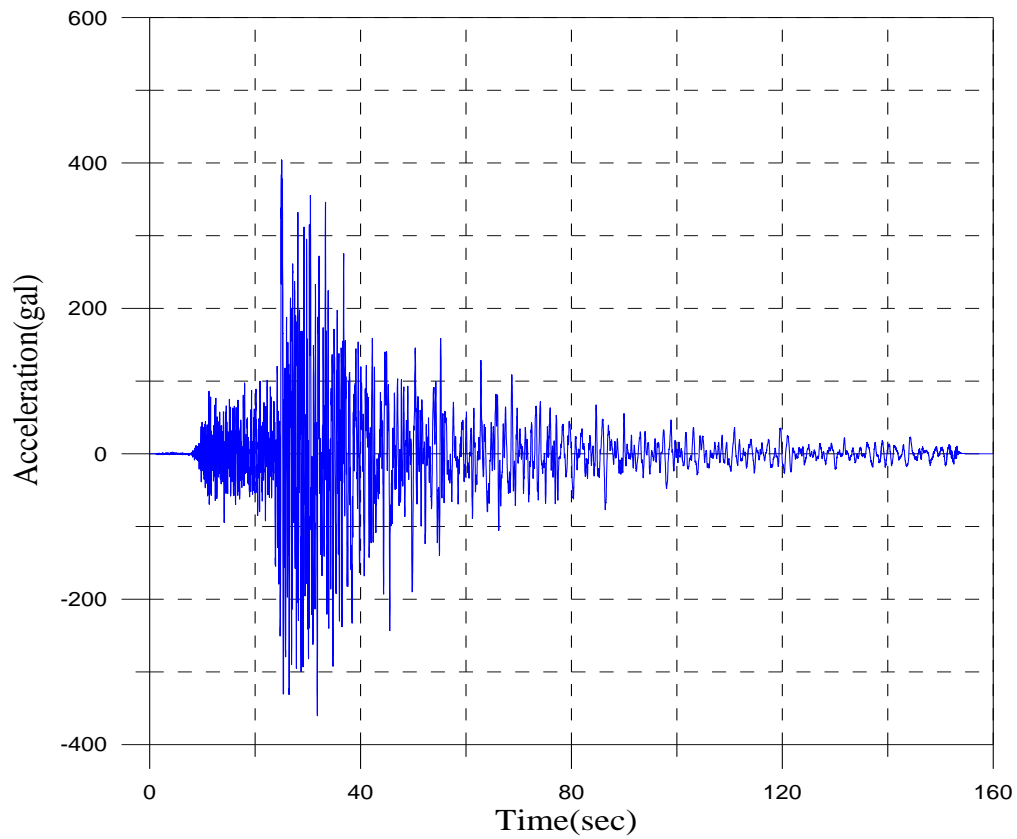


圖 3.52 棧橋碼頭等級 III 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時

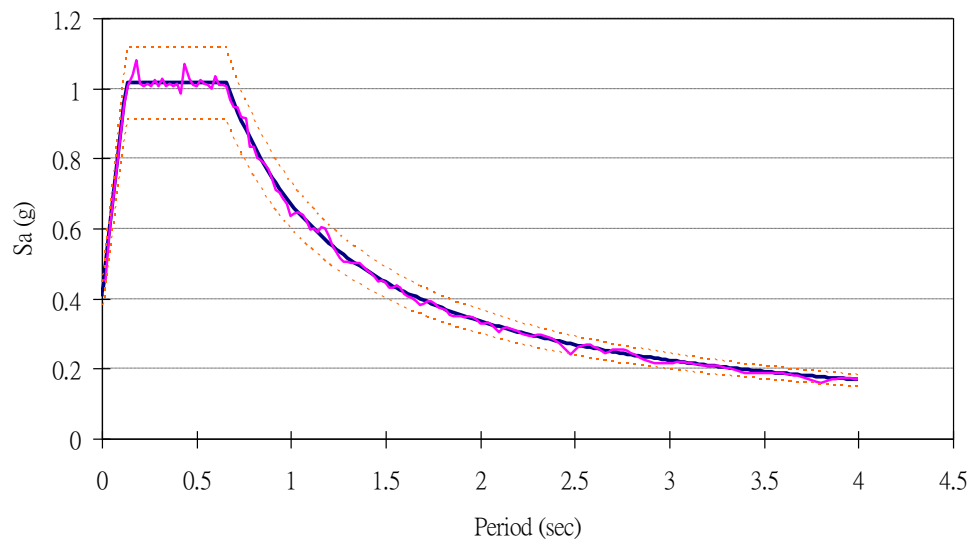


圖 3.53 棧橋碼頭等級 III 地震第 1 組東西向人造地震反應譜

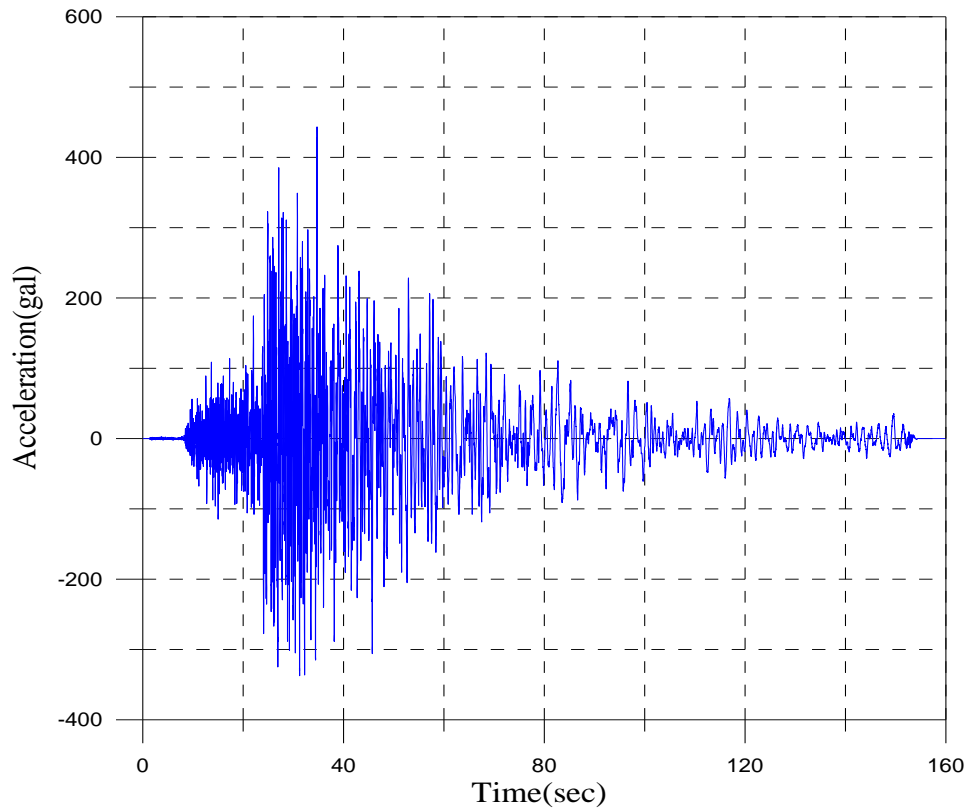


圖 3.54 棧橋碼頭等級 III 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時

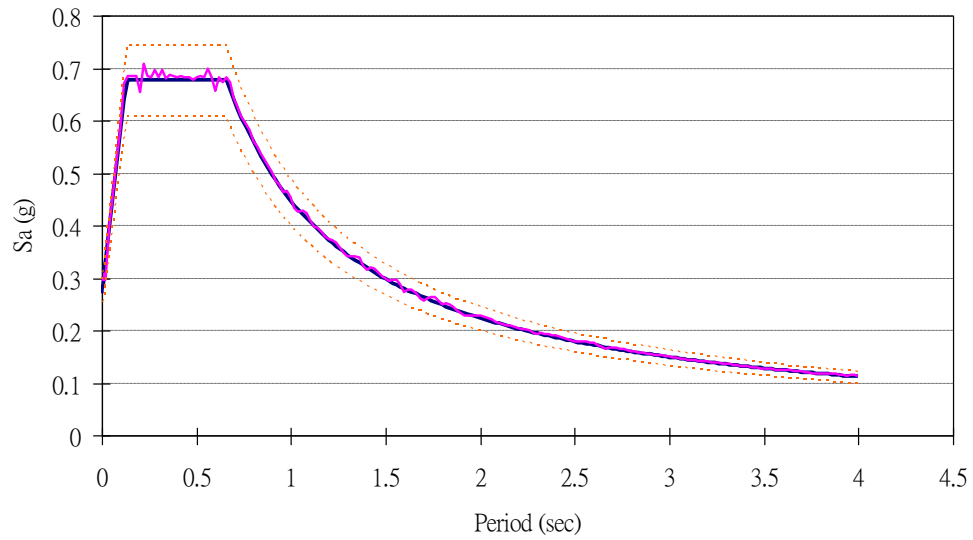


圖 3.55 棧橋碼頭等級 III 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜

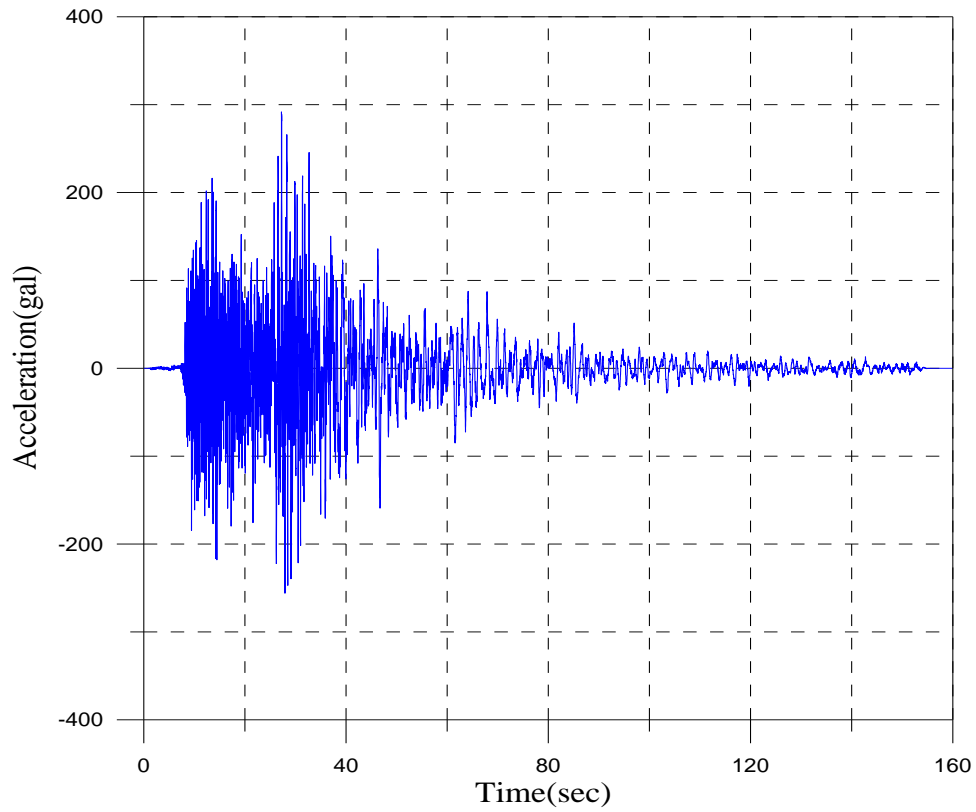


圖 3.56 棧橋碼頭等級 III 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時

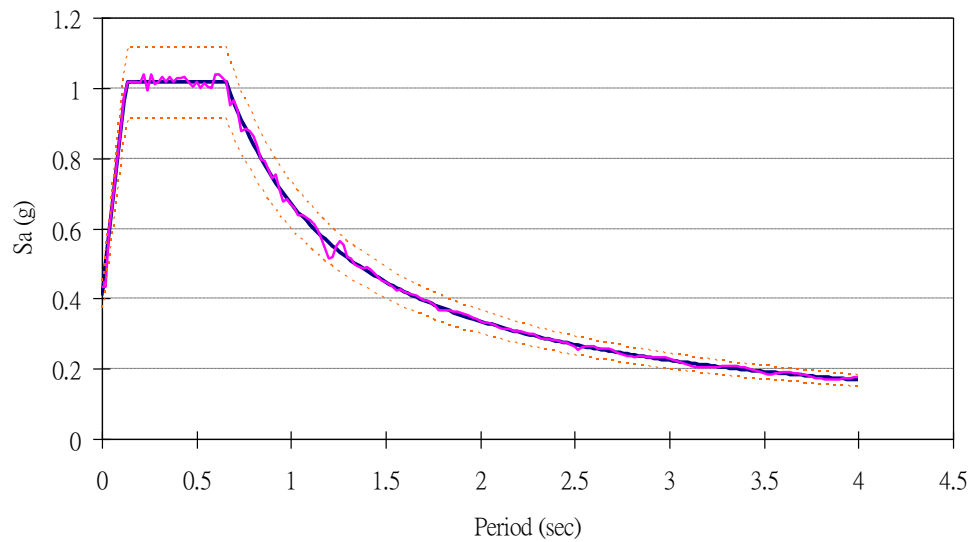


圖 3.57 棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組南北向人造地震反應譜

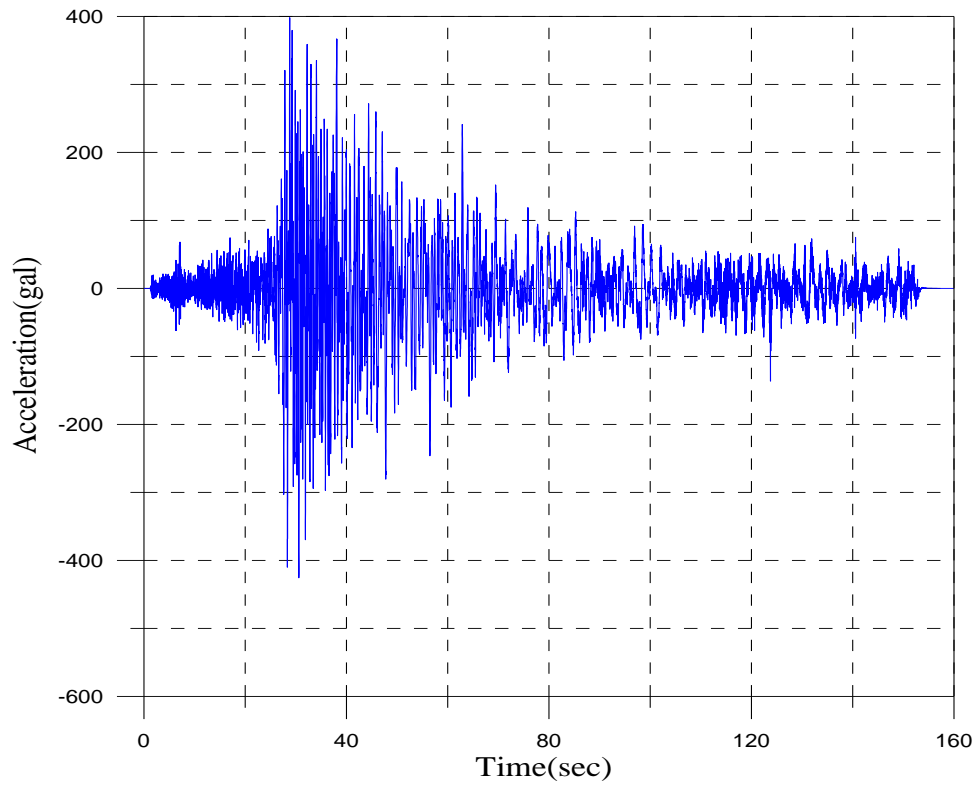


圖 3.58 棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時

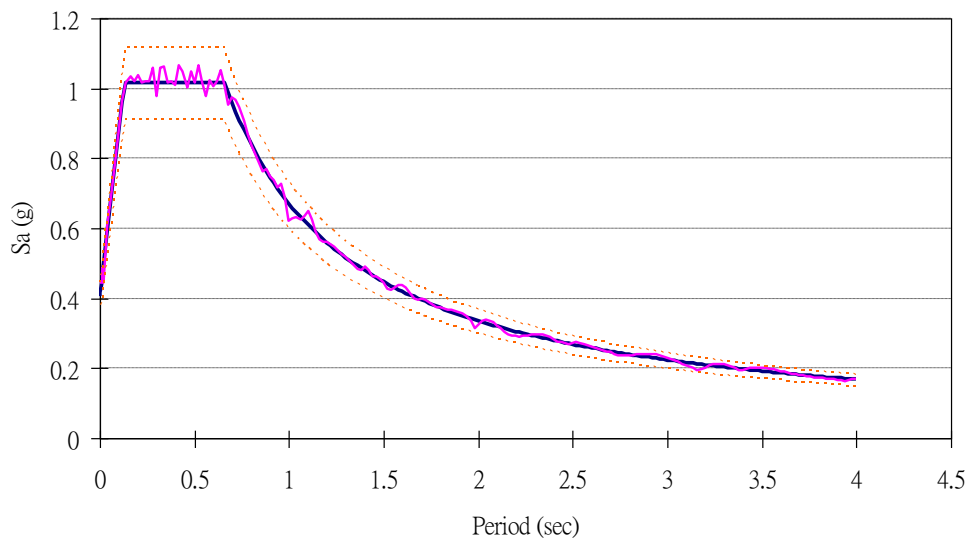


圖 3.59 棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組東西向人造地震反應譜

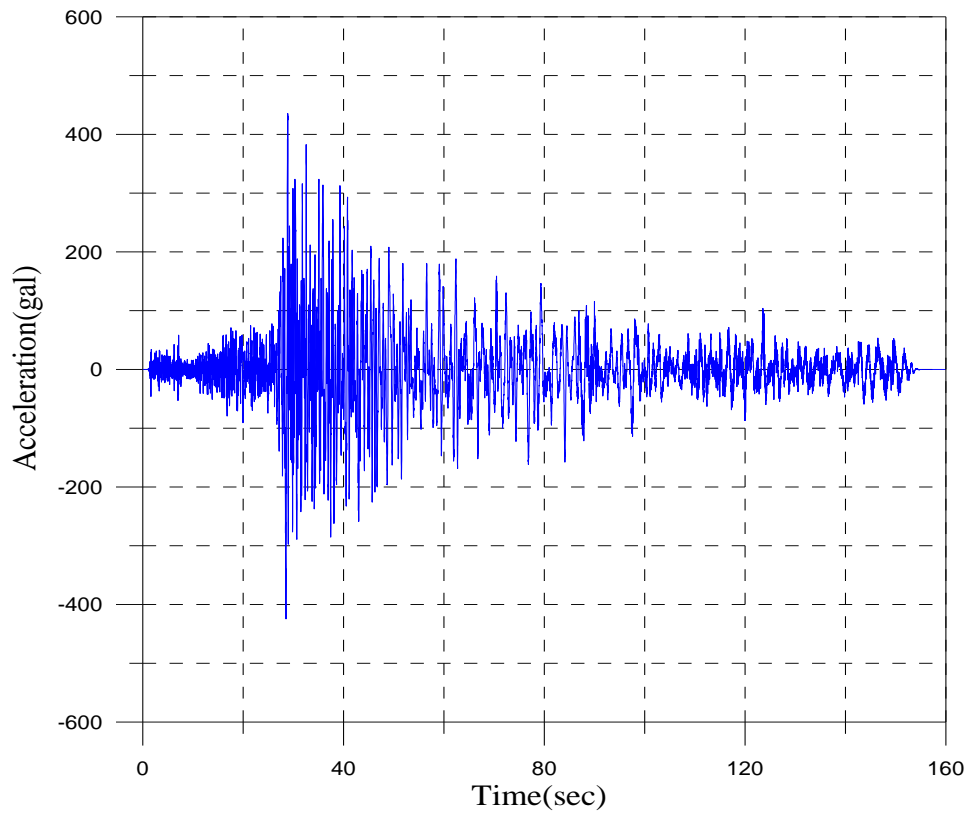


圖 3.60 棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時

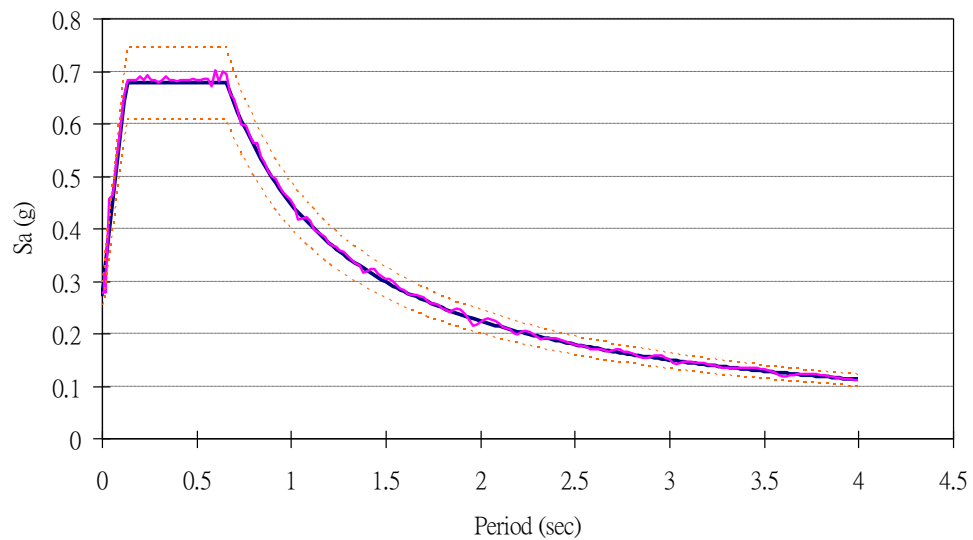


圖 3.61 棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜

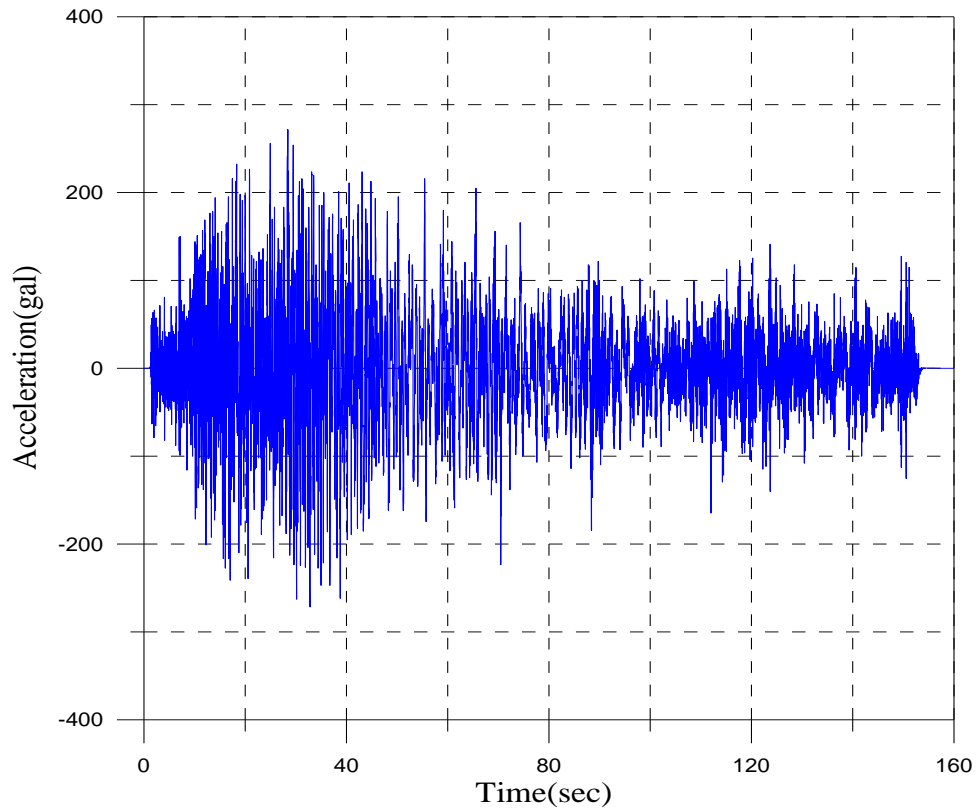


圖 3.62 棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時

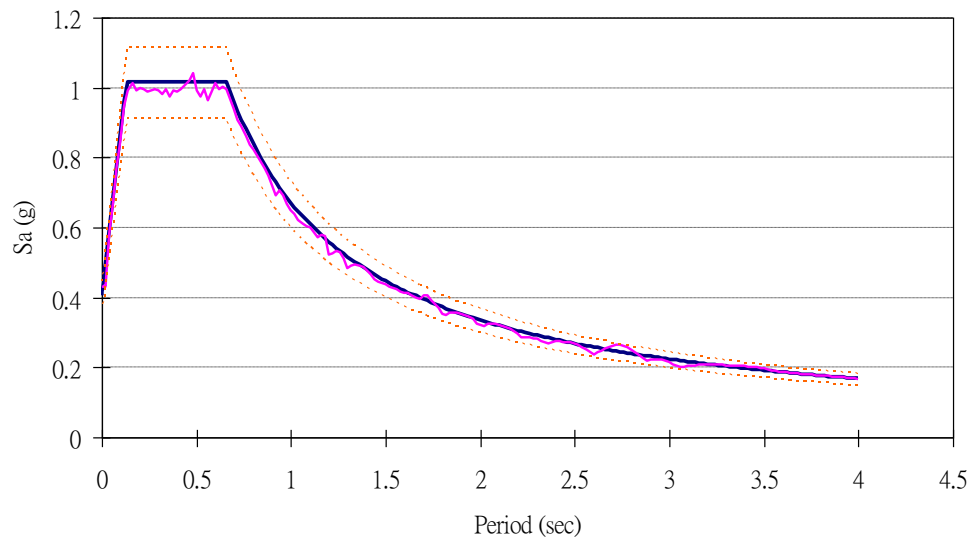


圖 3.63 棧橋碼頭等級 III 地震第 3 組南北向人造地震反應譜

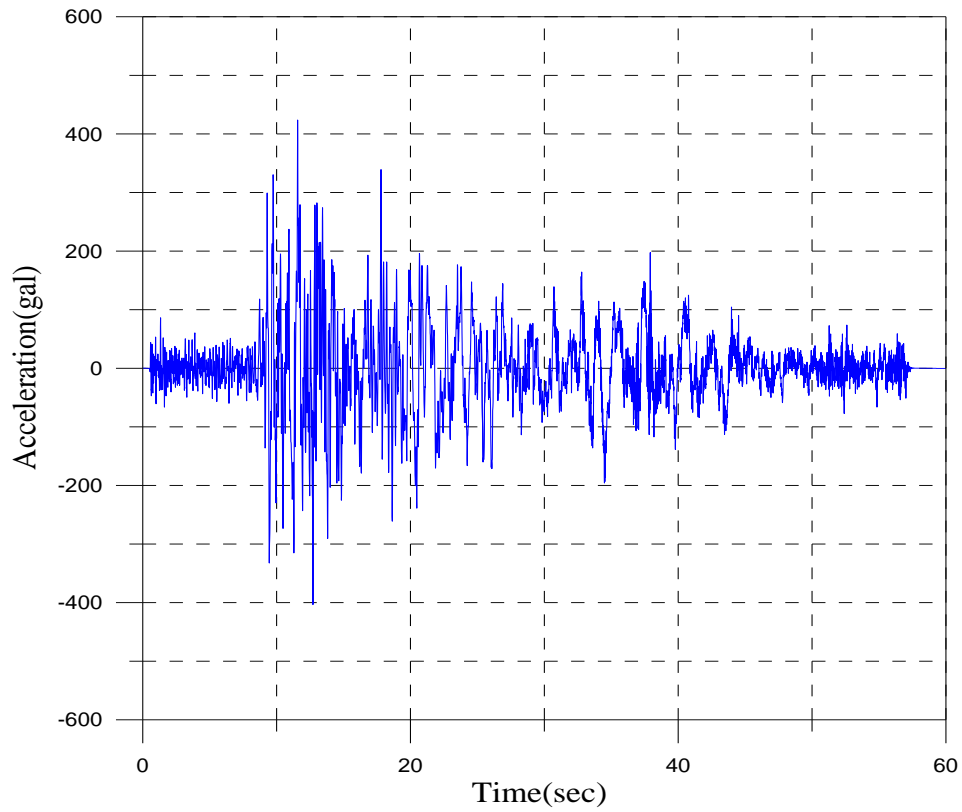


圖 3.64 棧橋碼頭等級 III 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時

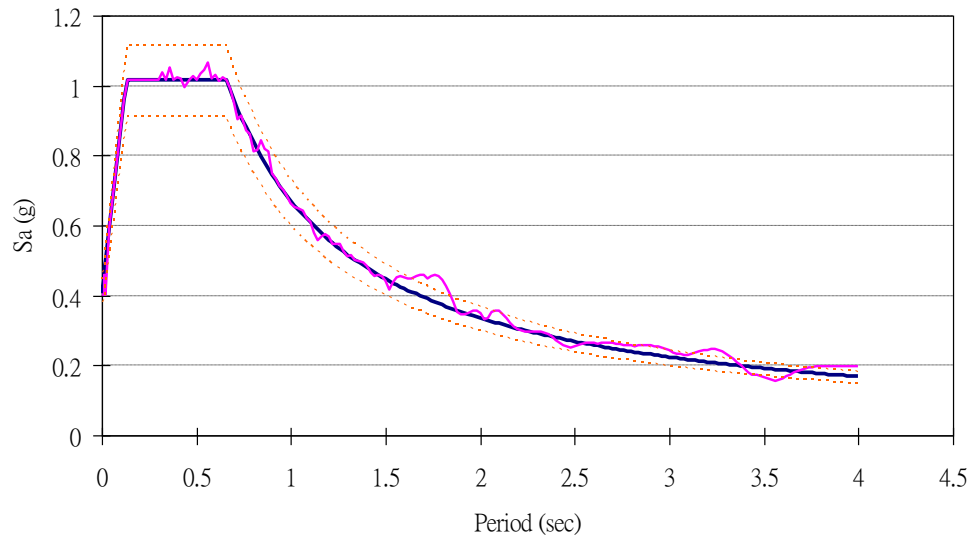


圖 3.65 棧橋碼頭等級 III 地震第 3 組東西向人造地震反應譜

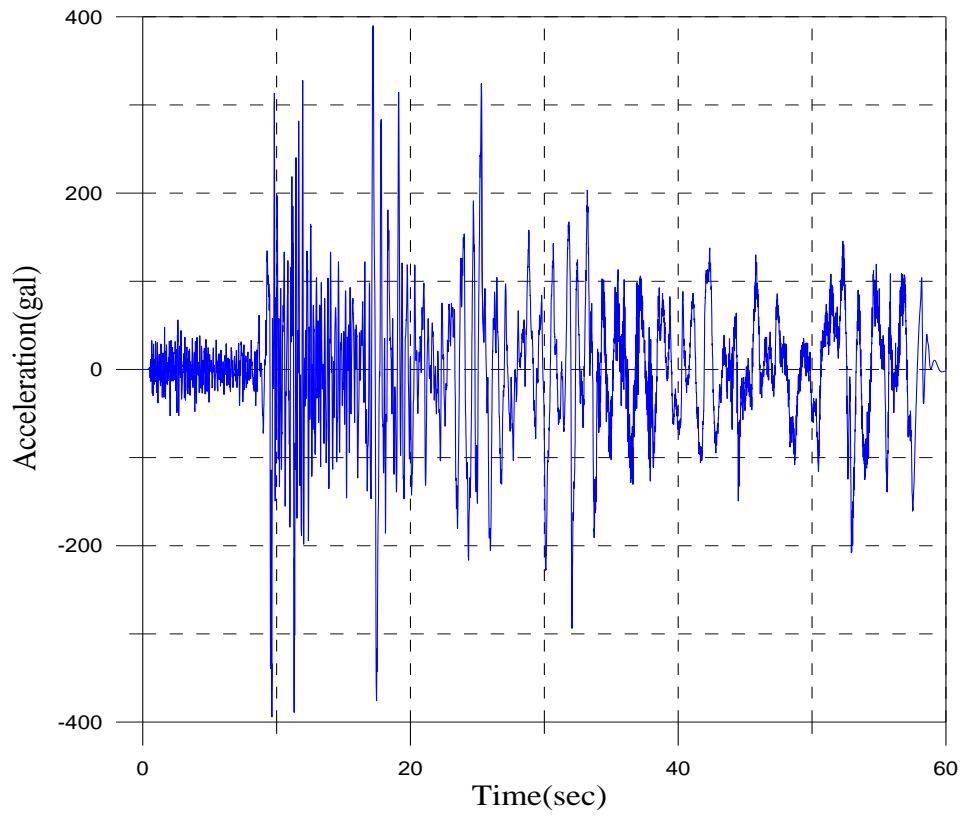


圖 3.66 棧橋碼頭等級 III 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時

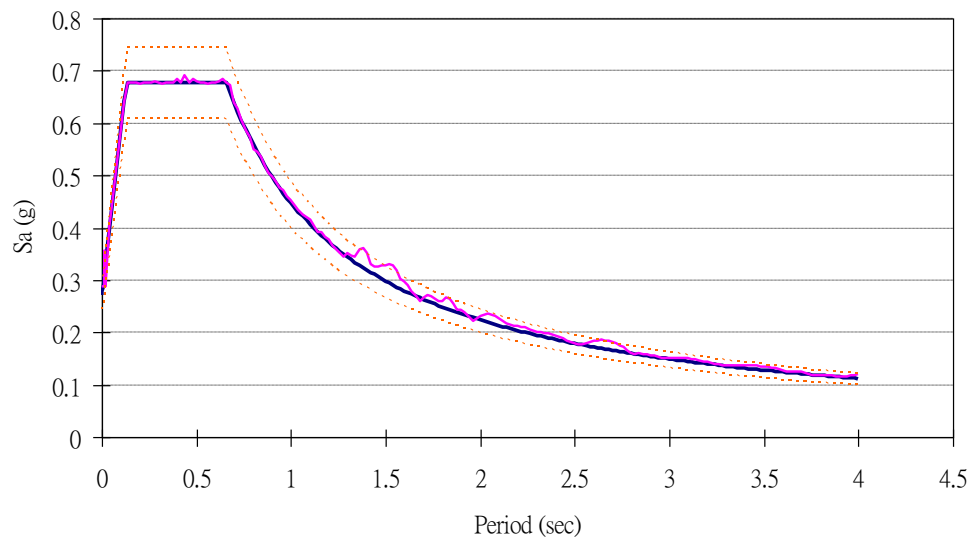


圖 3.67 棧橋碼頭等級 III 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜

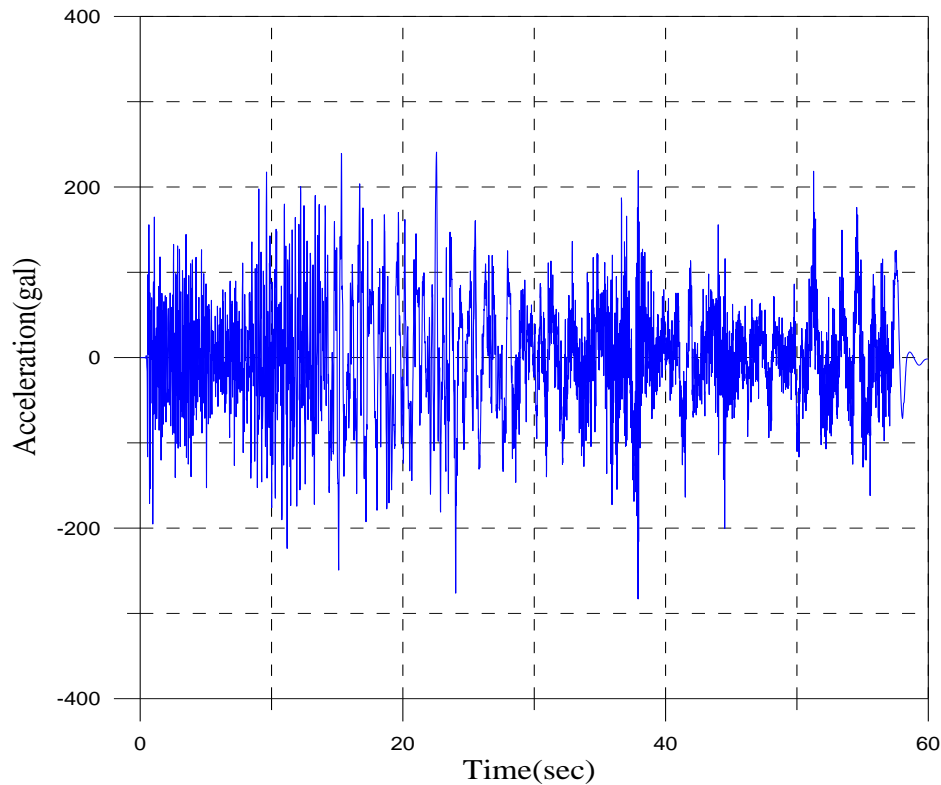


圖 3.68 棧橋碼頭等級 III 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時

2. 非線性歷時分析

等級 III 地震作用時，同時輸入三正交方向地動分量之地震歷時，藉以考慮水平與垂直地震同時作用之狀況，其非線性分析結果如下：

(1) 上部結構水平位移軌跡

第 1 組歷時作用之棧橋碼頭橋面軸向及橫向水平位移軌跡，如圖 3.69 所示，軸向最大位移為 40.1 cm，橫向最大位移為 14.0 cm。第 2 組歷時作用之棧橋碼頭橋面軸向及橫向水平位移軌跡，如圖 3.70 所示，軸向最大位移為 42.7cm，橫向最大位移為 14.6 cm。第 3 組歷時作用之棧橋碼頭橋面軸向及橫向水平位移軌跡，如圖 3.71 所示，軸向最大位移為 29.7 cm，橫向最大位移為 13.3 cm。

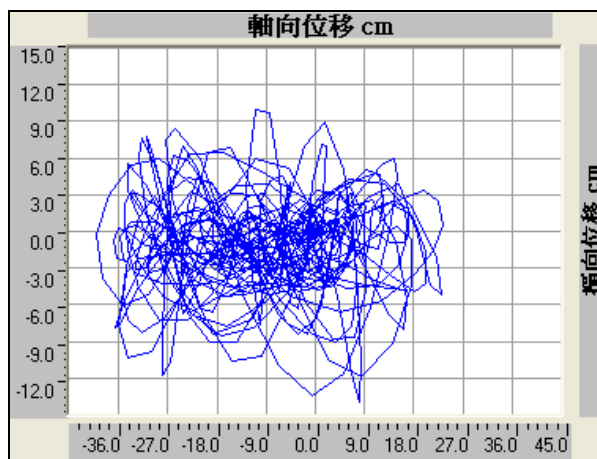


圖 3.69 棧橋式碼頭等級 III 地震第 1 組歷時分析橋面位移軌跡

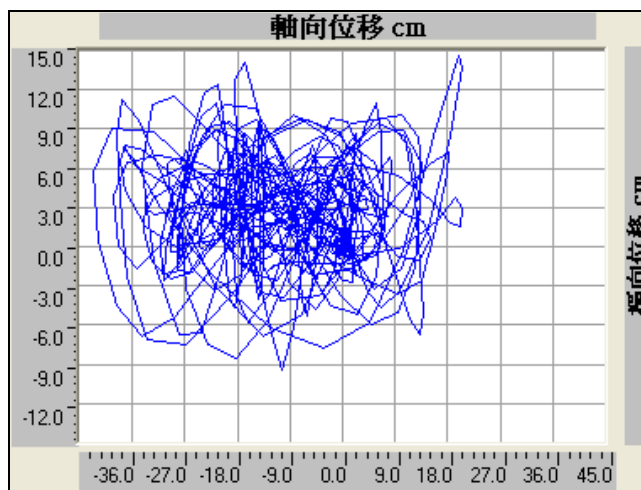


圖 3.70 棧橋式碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析橋面位移軌跡

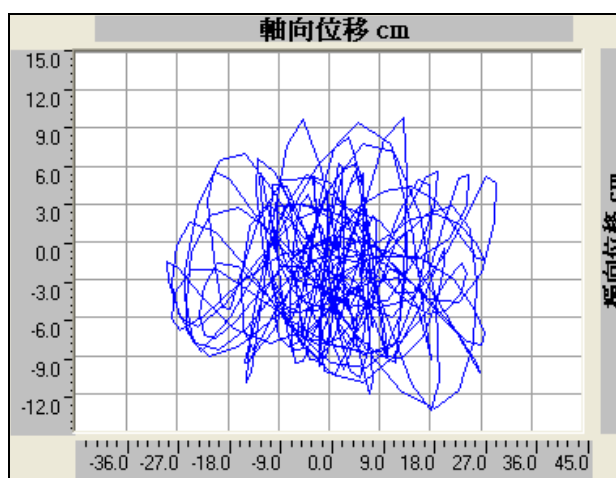


圖 3.71 棧橋式碼頭等級 III 地震第 3 組歷時分析橋面位移軌跡

(2)鋼管樁最大塑性鉸遲滯迴圈

由上部結構水平位移量可知，軸向與橫向最大水平位移皆發生在第 2 組歷時分析，因此等級 III 地震性能驗證檢核以第 2 組歷時分析為準，等級 III 地震第 2 組歷時分析之碼頭塑性鉸分佈如圖 3.72，在碼頭軸向上所有基樁皆已發生塑性鉸，且部分基樁有較嚴重的塑性轉角，而碼頭橫向有斜樁抵抗，因此部份基樁僅產生輕微之塑性鉸。另外，等級 III 地震加速度歷時作用時，上部結構之大梁並未發生塑性鉸，僅鋼管樁之樁帽與樁身入土處產生塑性鉸，因此以下將列出鋼管樁在等級 III 地震之最大塑性鉸遲滯迴圈，其最大塑性轉角為 0.0219 rad.，如圖 3.73。

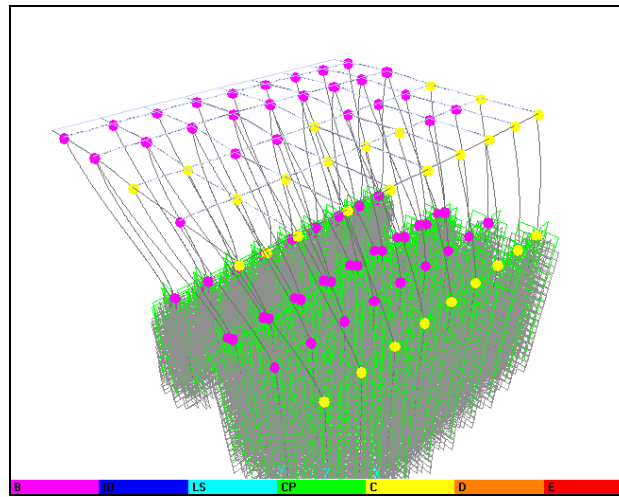


圖 3.72 棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析之塑性鉸分佈

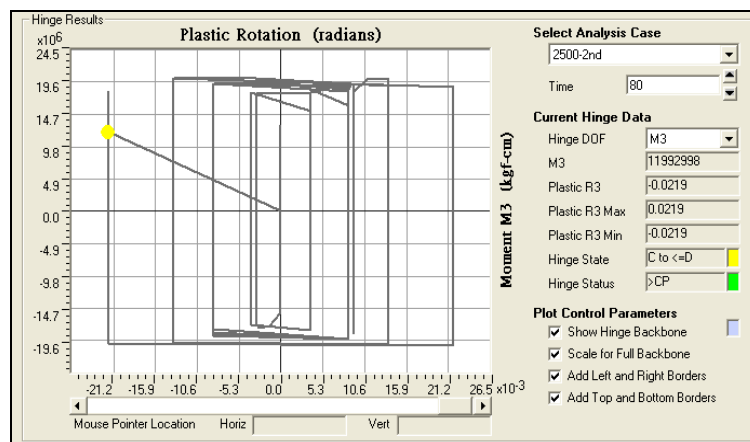


圖 3.73 棧橋碼頭等級 III 地震歷時分析鋼管樁最大塑鉸遲滯迴圈

3. 性能規定驗證

等級 III 地震作用下棧橋結構軸向韌性發展約至 1/2 極限韌性容量，橫向則進入初始塑性階段，皆滿足小於韌性容量之要求，如圖 3.74。而由

表 3-24 可知，碼頭在等級 III 地震作用下，其碼頭變位與構件應變量皆滿足性能可接受標準與耐震性能要求。

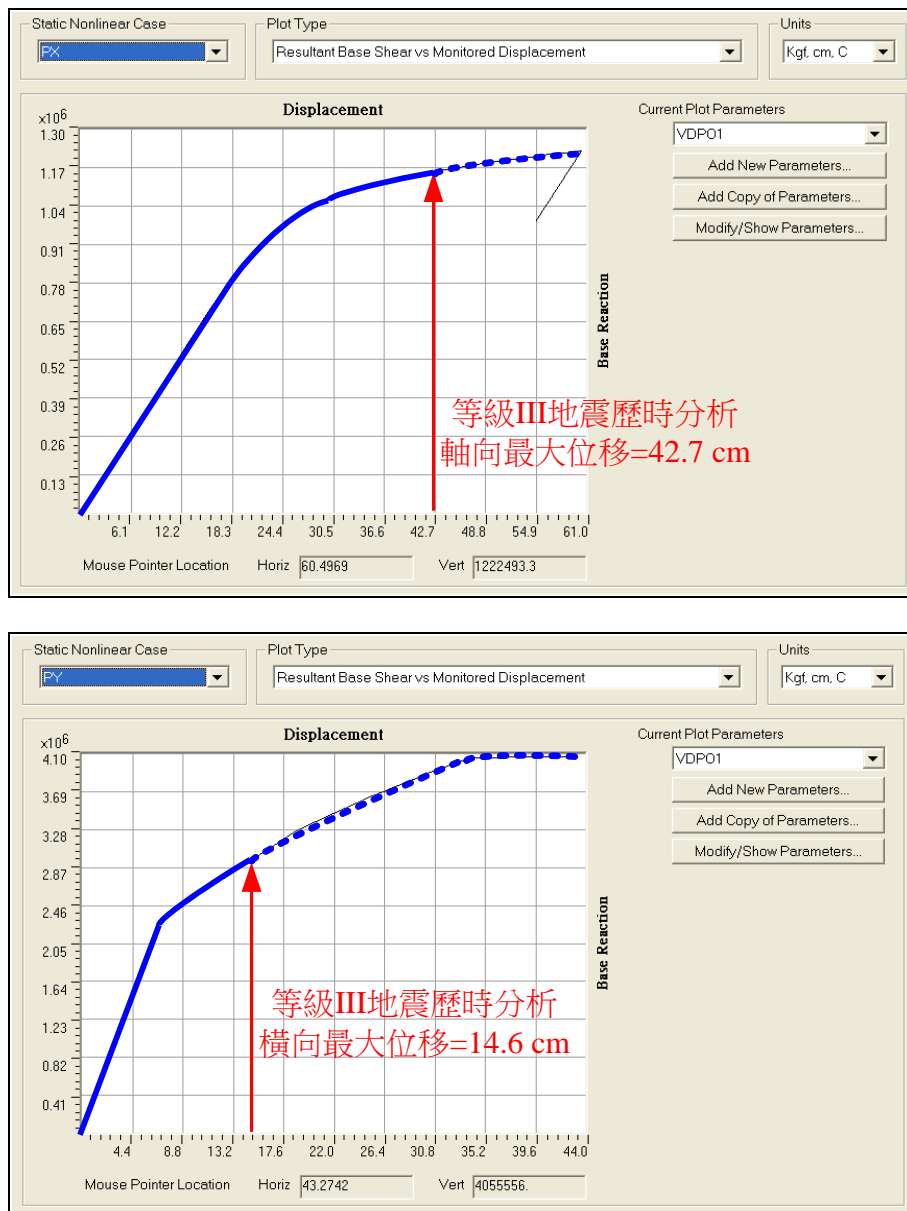


圖 3.74 棧橋碼頭等級 III 地震歷時最大位移對應之韌性容量

表 3-24 棧橋式碼頭等級 III 地震時之性能規定檢核

性能等級		第 III 級
參數		
殘餘變位	橋面板與肩岸沉陷差異	N/A
	向海側傾斜角	N/A
最大反應	基樁 (須避免剪力破壞發生)	約至 1/2 極限韌性容量 滿足小於韌性容量之要求 →OK (結構安全不崩塌)
材料應變上限	混凝土壓應變	N/A
	鋼筋拉應變	N/A
	鋼管樁壓應變	N/A

3.7 設計結果說明

等級 I 地震容量震譜法分析結果，碼頭所有構件皆保持彈性，基樁受力小於其土壤容許承载力，且不發生土壤液化，其構件應變量皆小於性能可接受標準為不需維修，整體驗證結果滿足功能正常結構保持彈性之性能要求；等級 II 地震歷時分析檢核結果，其構件應變量皆小於性能可接受標準，滿足可修復性之性能要求；等級 III 地震歷時分析則主要檢核整體韌性容量，其分析結果約為 1/2 極限韌性容量，滿足結構不崩塌之性能要求。

三等地震檢核皆通過，則棧橋式碼頭可依初步設計之構件斷面進行施工，並確保其耐震性能符合要求。

第四章 重力式碼頭設計實例操作

4.1 碼頭概述

重力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，其特性為：

1. 堤體使用混凝土做成，較為耐久且堅固，水深較淺時採用。
2. 水深較深時，由水壓及土壓所造成之外力增大，所需牆體之重量急遽增加，岩層及基礎良好之處除外，故此非為經濟之設計。
3. 作為耐震結構時，與牆體重量比例之地震力作用於牆體，較為不利。
4. 沉箱及混凝土塊之製造需廣大場地及起重船、拖船等船隊，因此，如為短期及少量工程配合上述設備時，較不經濟。
5. 與規劃水深相比，如現有之地層較淺，亦較為不利。

4.1.1 一般性設計考量

1. 碼頭設計條件

碼頭結構物之設計條件，應依該結構物之特性及結構物所處之狀況，就下列設計條件項目中，選定設計應考量之項目。對所選定之設計條件項目，應再考量自然條件、該結構物之利用狀況、該結構物之施工條件、結構特性、社會對該結構物之需求等因素，以訂定該結構物之設計條件。

- 船舶尺寸
- 船舶所產生之外力
- 風

- 波浪
- 潮位及暴潮位
- 水流
- 作用於浮體之外力及其搖動
- 地質
- 地震
- 土壓
- 水壓
- 自重
- 載重
- 摩擦係數
- 其他必要之設計條件

2. 影響碼頭設計因素

於設計碼頭結構物時，應考慮下列因素：

- 功能
- 重要性
- 使用年限
- 自然條件
- 景觀
- 載重
- 材料

- 安全係數
- 施工方法
- 施工精度
- 工期
- 工程費
- 維護費

3. 作用於壁體之外力與載重

作用於重力式碼頭壁體之外力與載重，須考慮下列各項：

- 上載載重
- 壁體自重
- 土壓力及殘留水壓力
- 浮力
- 地震力
- 船舶拉力
- 船舶衝擊力

4. 安定計算

重力式碼頭之安定計算，應檢討下列各項：

- 壁體滑動檢討
- 壁體傾覆檢討
- 基礎承载力檢討

4.1.2 設計目標

本示範例設計目標為臺中港 B 級碼頭，構造型式採用重力式，一單元長 15.6 公尺，寬 16.2 公尺，設計高水位水深-12.9 公尺。

4.1.3 設計基準

1. 設計規範

- (1)內政部九十年十月頒「建築物基礎構造設計規範」。
- (2)交通部運輸研究所九十四年二月「港灣構造物設計基準修訂」。
- (3)港灣構造物耐震性能設計架構研究(第一期)。

2. 分析程式

採用美國 Itasca 公司所發展之 Fast Lagrangian Analysis of Continua 程式 FLAC 5.00 程式。

3. 材料條件

- (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 t/m^3 至 2.0 t/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)沉箱單位重：外層屬於剛性材質，內部則填充大地材料，沉箱整體之單位重約為 2.0 t/m^3 。

4. 設計地震

地震係數計算(EQ)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，近屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山斷層，工址之 $S_S^D=0.7$ 、 $S_1^D=0.4$ 、 $S_S^M=0.9$ 、 $S_1^M=0.5$ (S_S^D 、 S_1^D 、 S_S^M 、 S_1^M 之值請查閱現行設計規範^[21])，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。

4.2 耐震性能要求與規定

4.2.1 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 級重力式碼頭，其特性定義詳表 4-1。

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 4-2 所示。

4.2.2 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

重力式碼頭性能設計之地震等級可分為等級 I 之地震(50 年回歸期地震)、等級 II 之地震(475 年回歸期地震)、等級 III 之地震(2500 年回歸期地震)，本研究所採用之 B 級重力式碼頭之三等級地震力如表 4-3 所示。

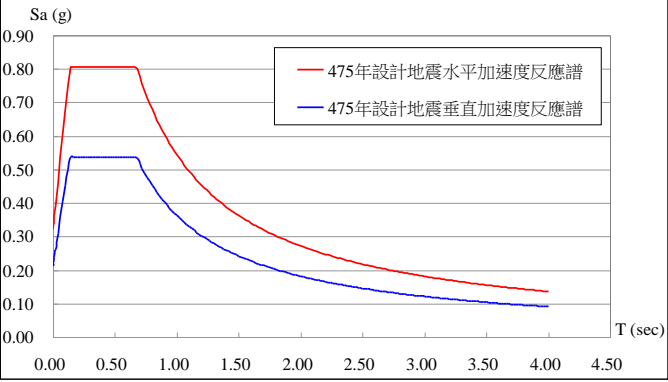
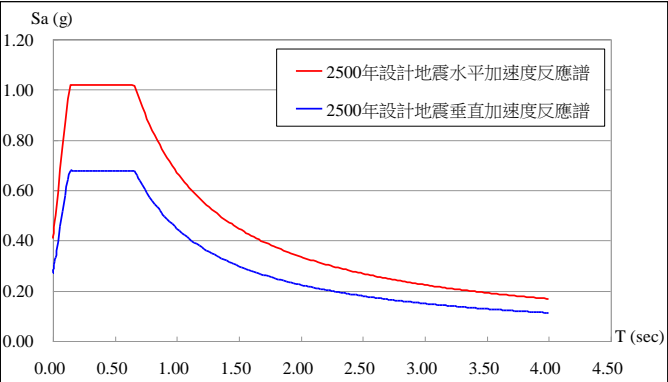
表 4-1 碼頭之特性等級

等級	碼頭之特性
特定	明顯具有 A 級結構物之特性 1 至 3 項之情形者
A	<ol style="list-style-type: none"> 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。
B	凡不屬於特定、A 級、C 級者
C	A 級以外之小規模結構物復舊作業容易者。

表 4-2 重力式 B 級碼頭之耐震性能要求

地震等級	對應之性能等級描述			
	等級數	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 III 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 IV 級	無法恢復營運	須拆除重建	結構崩塌 (超過韌性容量)

表 4-3 重力式碼頭性能設計三等級地震力

地震等級	地震力定量
<p>等級 I 地震 50 年回歸期地震</p>	<p>靜力分析中等級 I 地震力計算為 $V_I = \frac{S_{aD}}{3.25\alpha_y} W$，結構設計採強度設計法，依現行規範規定 $\alpha_y = 1.2$。</p>
<p>等級 II 地震 475 年回歸期地震</p>	<p>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_{aD} 作表示如下。</p> 
<p>等級 III 地震 2500 年回歸期地震</p>	<p>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_{aM} 作表示如下。</p> 

2. 性能等級(可接受標準)

重力式碼頭性能可接受標準參考 INA 2001^[11]資料，可將 B 級重力式碼頭之各性能等級以性能參數之可接受標準值加以建立，可接受標準值分別針對壁體與岸肩進行設定。其中壁體正規化水平位移對第 I 等級性能、第 II 等級性能及第 III 等級性能有量化限制，分別為小於 1.5%、5%~10% 及大於 10%，壁體向海側傾斜角對第 I

等級性能、第 II 等級性能及第 III 等級性能亦有量化限制，分別為小於 3° 、 $5^\circ\sim 8^\circ$ 及大於 8° ；而岸肩不均勻沉陷、岸肩與後線陸地之沉陷差、及岸肩向海側傾斜角僅對第 I 等級性能有量化限制，分別為 3cm~10cm、30cm~70cm 及小於 $2^\circ\sim 3^\circ$ ，重力式碼頭性能可接受標準如表 4-4 所示。

表 4-4 重力式碼頭性能可接受標準

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

註：d 為壁頂的殘餘水平變位

N/A 為「Not Applicable」，設計時不予檢核。

資料來源：INA 2001^[11]

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，確保所設計之重力式碼頭耐震性能滿足性能要求。

4.3 構造物系統規劃

本案例係以重要度中等之 B 級碼頭為例，並假設以載運散雜貨為主，本案例碼頭採用沉箱重力式碼頭。一般碼頭向海延伸之寬度與設計水深以業主之需求決定，本案例碼頭規劃之標準斷面及平面配置假設如圖 4.1 及圖 4.2 所示。碼頭結構主要為一剛性結構物，標準單元長度為 15.6 m，高度為 16.2 m，土層鑽探深度為 40 m，得到上述之碼頭結構系統規劃後即可繼續下一步土壤液化評估檢核。

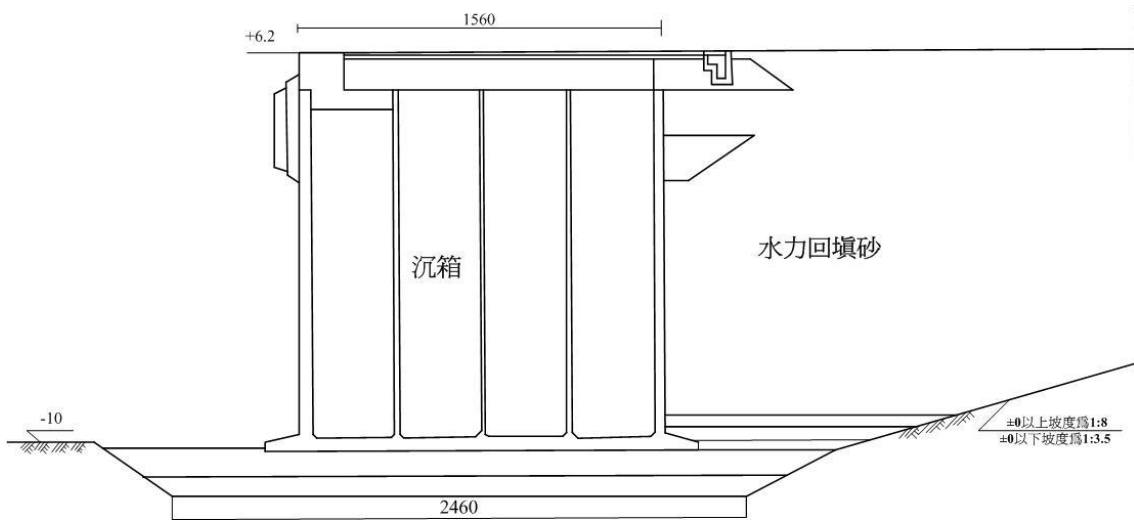


圖 4.1 重力式碼頭標準斷面圖

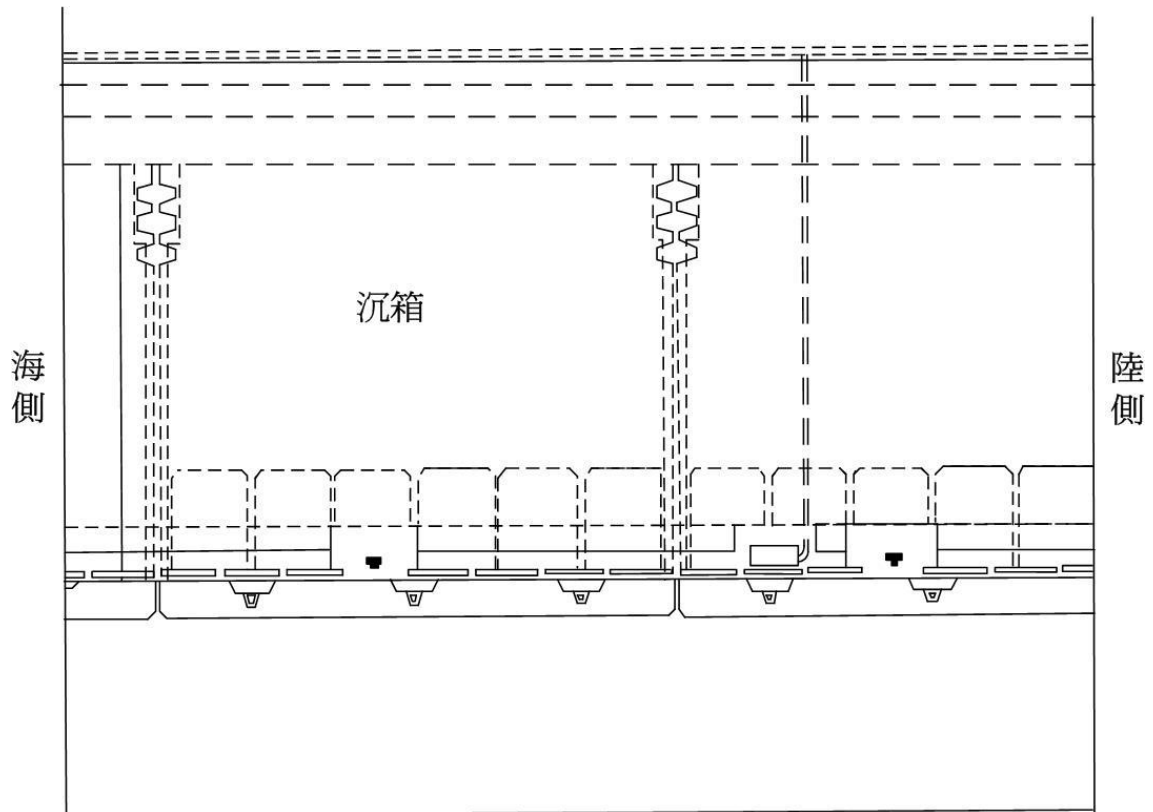


圖 4.2 重力式碼頭標準平面配置圖

4.4 土壤液化評估

本案例重力式碼頭之工址地層鑽探資料如表 4-5 所示，遵照 2.2.1 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，因此概念設計階段即須先進行等級 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，土質改良的處理費用可能所費不貲，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，其要求應對土壤參數進行折減，但折減方式係由工程師應進行相關試驗研究分析後決定。

三等級地震下之土壤液化潛能評估結果詳表 4-6、表 4-7，因臺中港臨近彰化、大甲、鐵砧山斷層，以及次近之車籠埔斷層，其有紀錄之最大地震規模皆為 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 $PGA=0.4S_{DS}/3.25=0.1\text{ g}$ ，等級 II 地震 $PGA=0.4 S_{DS}=0.322\text{ g}$ ，等級 III 地震 $PGA=0.4S_{MS}=0.407\text{ g}$ 。

表 4-5 重力式碼頭工址地層鑽探資料表

深 度 (m)	土壤岩層說明	土壤 岩石 分類	取 樣 率	N RQD 值	探 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 tm^3	比 重 Gs	孔 隙 比 e
地下水位深度：-3.66 m															
日期：1979/03/16															
2.0	灰色細砂	SP-SM	0 0	19	S001	0	0	0	0	23.8	0.0	0.0	2.03	2.7	0.64
3.85	灰色細砂	SP-SM	0 0	25	S002	0	0	0	0	23.1	0.0	0.0	2.04	2.69	0.62
6.35	灰色細砂	SP-SM	0 0	22	S003	0	0	0	0	27.3	0.0	0.0	1.97	2.69	0.62
6.6															
8.15	灰色粉土質細砂	SM	0 0	23	S004	0	0	0	0	31.1	0.0	0.0	1.93	2.71	0.84
9.85	灰色粉土質細砂	SM	0 0	22	S005	0	0	0	0	33.5	0.0	0.0	1.9	2.73	0.92
11.85	灰色粉土質細砂	SM	0 0	22	S006	0	0	0	0	32.0	0.0	0.0	1.92	2.71	0.87
13.85	灰色粉土質細砂	SM	0 0	13	S007	0	0	0	0	33.3	0.0	0.0	1.89	2.69	0.9
15.85	灰色粉土質細砂	SM	0 0	14	S008	0	0	0	0	29.0	0.0	0.0	1.96	2.71	0.79
16.5															
16.7	灰色粉土	ML	0 0	-	T001	0	0	0	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16.85															
16.9															
17.85	灰色粉土質細砂	SM	0 0	16	S009	0	0	0	0	28.8	0.0	0.0	1.97	2.72	0.78
19.85	灰色粉土質細砂	SM	0 0	15	S010	0	0	0	0	29.6	0.0	0.0	1.95	2.73	0.81
21.85	灰色粉土質細砂	SM	0 0	17	S011	0	0	0	0	29.7	0.0	0.0	1.95	2.71	0.81
23.85	灰色粉土質細砂	SM	0 0	17	S011	0	0	0	0	33.4	0.0	0.0	1.89	2.7	0.9
23.85	灰色粉土質細砂	SM	0 0	33	S012	0	0	0	0	27.4	0.0	0.0	1.97	2.69	0.74
25.85	灰色粉土質細砂	SM	0 0	34	S013	0	0	0	0	28.9	0.0	0.0	1.95	2.69	0.78
26.0															
27.85	灰色細砂	SP-SM	0 0	41	S014	0	0	0	0	23.6	0.0	0.0	2.02	2.65	0.63
29.2															
29.85	灰色粉土質細砂	SM	0 0	46	S015	0	0	0	0	26.8	0.0	0.0	1.98	2.68	0.72
31.85	灰色粉土質細砂	SM	0 0	53	S016	0	0	0	0	26.5	0.0	0.0	1.98	2.67	0.71
33.85	灰色粉土質細砂	SM	0 0	56	S017	0	0	0	0	30.0	0.0	0.0	1.94	2.7	0.81
35.5															
35.85	灰色細砂	SP-SM	0 0	32	S018	0	0	0	0	26.8	0.0	0.0	1.97	2.66	0.71
37.7															
37.85	灰色細砂	SP	0 0	54	S019	0	0	0	0	25.2	0.0	0.0	2.0	2.68	0.68
40.0															

表 4-6 重力式碼頭等級 I 地震土壤液化潛能評估結果

孔號:															
地下水位=GL- 3.66															
地震規模= 7.3															
PGA= 0.1															
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 C _n	地震規模修正 MSF	α	β	N1	應力折減係數 γ_d	CSR (1)	CRR _{7.5} (2)	CRR _{0.1} (3)	F.S. (3)/(1)
2.0	SM/SP	2.0	4.1	4.1	19	1.57	1.07	5.00	1.20	32	0.99	0.06	0.69	0.74	not susceptible
3.9	SM/SP	2.0	7.6	7.8	25	1.14	1.07	5.00	1.20	32	0.97	0.06	0.88	0.94	14.55
6.4	SM/SP	2.0	10.1	12.8	22	1.00	1.07	5.00	1.20	30	0.96	0.08	0.47	0.50	6.36
8.2	SM	1.9	11.7	16.2	23	0.92	1.07	5.00	1.20	29	0.94	0.08	0.42	0.45	5.34
9.9	SM	1.9	13.3	19.5	22	0.87	1.07	5.00	1.20	27	0.91	0.09	0.33	0.36	4.09
11.9	SM	1.9	15.1	23.3	22	0.81	1.07	5.00	1.20	26	0.87	0.09	0.32	0.35	4.00
13.9	SM	1.9	16.9	27.1	13	0.77	1.07	5.00	1.20	17	0.81	0.08	0.18	0.19	2.30
15.9	SM	2.0	18.8	31.0	14	0.73	1.07	5.00	1.20	17	0.74	0.08	0.18	0.20	2.47
16.7	ML	0.0	18.0	31.0	-	0.75	1.07	5.00	1.20	-	0.72	0.08	>1	>1	not susceptible
16.9	SM	2.0	18.2	31.4	16	0.74	1.07	5.00	1.20	19	0.71	0.08	0.21	0.22	2.77
17.9	SM	2.0	19.1	33.2	16	0.72	1.07	5.00	1.20	19	0.68	0.08	0.20	0.22	2.80
19.9	SM	2.0	21.0	37.1	15	0.69	1.07	5.00	1.20	17	0.63	0.07	0.19	0.20	2.73
21.9	SM	1.9	22.7	40.9	17	0.66	1.07	5.00	1.20	19	0.59	0.07	0.20	0.21	3.06
23.9	SM	2.0	24.7	44.9	33	0.64	1.07	5.00	1.20	30	0.56	0.07	0.48	0.52	7.76
25.9	SM	2.0	26.6	48.8	34	0.61	1.07	5.00	1.20	30	0.54	0.06	0.47	0.50	7.79
27.9	SP/SM	2.0	28.6	52.8	41	0.59	1.07	5.00	1.20	34	0.52	0.06	>1	>1	not susceptible
29.9	SM	2.0	30.6	56.8	46	0.57	1.07	5.00	1.20	37	0.51	0.06	>1	>1	not susceptible
31.9	SM	2.0	32.5	60.7	53	0.55	1.07	5.00	1.20	40	0.50	0.06	>1	>1	not susceptible
33.9	SM	1.9	34.4	64.6	56	0.54	1.07	5.00	1.20	41	0.49	0.06	>1	>1	not susceptible
35.9	SP/SM	2.0	36.4	68.5	32	0.52	1.07	5.00	1.20	25	0.48	0.06	0.29	0.32	5.38
37.9	SP	2.0	38.4	72.5	54	0.51	1.07	5.00	1.20	38	0.47	0.06	>1	>1	not susceptible

表 4-7 重力式碼頭等級 II 地震土壤液化潛能評估結果

孔號:															
地下水位=GL- 3.66															
地震規模= 7.3															
PGA= 0.322															
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 C _n	地震規模修正 MSF	α	β	N1	應力折減係數 γ_d	CSR (1)	CRR _{7.5} (2)	CRR _{0.1} (3)	F.S. (3)/(1)
2.0	SM/SP	2.0	4.1	4.1	19	1.57	1.07	5.00	1.20	32	0.99	0.21	0.69	0.74	not susceptible
3.9	SM/SP	2.0	7.6	7.8	25	1.14	1.07	5.00	1.20	32	0.97	0.21	0.88	0.94	4.52
6.4	SM/SP	2.0	10.1	12.8	22	1.00	1.07	5.00	1.20	30	0.96	0.25	0.47	0.50	1.97
8.2	SM	1.9	11.7	16.2	23	0.92	1.07	5.00	1.20	29	0.94	0.27	0.42	0.45	1.66
9.9	SM	1.9	13.3	19.5	22	0.87	1.07	5.00	1.20	27	0.91	0.28	0.33	0.36	1.27
11.9	SM	1.9	15.1	23.3	22	0.81	1.07	5.00	1.20	26	0.87	0.28	0.32	0.35	1.24
13.9	SM	1.9	16.9	27.1	13	0.77	1.07	5.00	1.20	17	0.81	0.27	0.18	0.19	0.71
15.9	SM	2.0	18.8	31.0	14	0.73	1.07	5.00	1.20	17	0.74	0.26	0.18	0.20	0.77
16.7	ML	0.0	18.0	31.0	-	0.75	1.07	5.00	1.20	-	0.72	0.26	>1	>1	not susceptible
16.9	SM	2.0	18.2	31.4	16	0.74	1.07	5.00	1.20	19	0.71	0.26	0.21	0.22	0.86
17.9	SM	2.0	19.1	33.2	16	0.72	1.07	5.00	1.20	19	0.68	0.25	0.20	0.22	0.87
19.9	SM	2.0	21.0	37.1	15	0.69	1.07	5.00	1.20	17	0.63	0.23	0.19	0.20	0.85
21.9	SM	1.9	22.7	40.9	17	0.66	1.07	5.00	1.20	19	0.59	0.22	0.20	0.21	0.95
23.9	SM	2.0	24.7	44.9	33	0.64	1.07	5.00	1.20	30	0.56	0.21	0.48	0.52	2.41
25.9	SM	2.0	26.6	48.8	34	0.61	1.07	5.00	1.20	30	0.54	0.21	0.47	0.50	2.42
27.9	SP/SM	2.0	28.6	52.8	41	0.59	1.07	5.00	1.20	34	0.52	0.20	>1	>1	not susceptible
29.9	SM	2.0	30.6	56.8	46	0.57	1.07	5.00	1.20	37	0.51	0.20	>1	>1	not susceptible
31.9	SM	2.0	32.5	60.7	53	0.55	1.07	5.00	1.20	40	0.50	0.19	>1	>1	not susceptible
33.9	SM	1.9	34.4	64.6	56	0.54	1.07	5.00	1.20	41	0.49	0.19	>1	>1	not susceptible
35.9	SP/SM	2.0	36.4	68.5	32	0.52	1.07	5.00	1.20	25	0.48	0.19	0.29	0.32	1.67
37.9	SP	2.0	38.4	72.5	54	0.51	1.07	5.00	1.20	38	0.47	0.19	>1	>1	not susceptible

表 4-8 重力式碼頭等級 III 地震土壤液化潛能評估結果

孔號:															
地下水位=GL- 3.66															
地震規模= 7.3															
PGA= 0.407															
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 C _u	地震規模修正 MSF	α	β	N1	應力折減係數 γ_d	CSR (1)	CRR _{0.1} (2)	CRR _{0.3} (3)	F.S. (3)/(1)
2.0	SM/SP	2.0	4.1	4.1	19	1.57	1.07	5.00	1.20	32	0.99	0.26	0.69	0.74	not susceptible
3.9	SM/SP	2.0	7.6	7.8	25	1.14	1.07	5.00	1.20	32	0.97	0.26	0.88	0.94	3.58
6.4	SM/SP	2.0	10.1	12.8	22	1.00	1.07	5.00	1.20	30	0.96	0.32	0.47	0.50	1.56
8.2	SM	1.9	11.7	16.2	23	0.92	1.07	5.00	1.20	29	0.94	0.34	0.42	0.45	1.31
9.9	SM	1.9	13.3	19.5	22	0.87	1.07	5.00	1.20	27	0.91	0.35	0.33	0.36	1.01
11.9	SM	1.9	15.1	23.3	22	0.81	1.07	5.00	1.20	26	0.87	0.35	0.32	0.35	0.98
13.9	SM	1.9	16.9	27.1	13	0.77	1.07	5.00	1.20	17	0.81	0.34	0.18	0.19	0.56
15.9	SM	2.0	18.8	31.0	14	0.78	1.07	5.00	1.20	17	0.74	0.32	0.18	0.20	0.61
16.7	ML	0.0	18.0	31.0	-	0.75	1.07	5.00	1.20	-	0.72	0.33	>1	>1	not susceptible
16.9	SM	2.0	18.2	31.4	16	0.74	1.07	5.00	1.20	19	0.71	0.32	0.21	0.22	0.68
17.9	SM	2.0	19.1	33.2	16	0.72	1.07	5.00	1.20	19	0.68	0.31	0.20	0.22	0.69
19.9	SM	2.0	21.0	37.1	15	0.69	1.07	5.00	1.20	17	0.63	0.30	0.19	0.20	0.67
21.9	SM	1.9	22.7	40.9	17	0.66	1.07	5.00	1.20	19	0.59	0.28	0.20	0.21	0.75
23.9	SM	2.0	24.7	44.9	33	0.64	1.07	5.00	1.20	30	0.56	0.27	0.48	0.52	1.91
25.9	SM	2.0	26.6	48.8	34	0.61	1.07	5.00	1.20	30	0.54	0.26	0.47	0.50	1.91
27.9	SP/SM	2.0	28.6	52.8	41	0.59	1.07	5.00	1.20	34	0.52	0.26	>1	>1	not susceptible
29.9	SM	2.0	30.6	56.8	46	0.57	1.07	5.00	1.20	37	0.51	0.25	>1	>1	not susceptible
31.9	SM	2.0	32.5	60.7	53	0.55	1.07	5.00	1.20	40	0.50	0.25	>1	>1	not susceptible
33.9	SM	1.9	34.4	64.6	56	0.54	1.07	5.00	1.20	41	0.49	0.24	>1	>1	not susceptible
35.9	SP/SM	2.0	36.4	68.5	32	0.52	1.07	5.00	1.20	25	0.48	0.24	0.29	0.32	1.32
37.9	SP	2.0	38.4	72.5	54	0.51	1.07	5.00	1.20	38	0.47	0.24	>1	>1	not susceptible

由表 4-6 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 4-7 可知在等級 II 地震作用下，深度 13.9 m 至深度 21.9 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 4-8 可知在等級 III 地震作用下，深度 11.9 m 至深度 21.9 m 之土層 F_L 為小於 1.0，表示可能會發生液化。

4.5 初步設計

4.5.1 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：

$$K_h = \frac{0.4 \cdot S_{DS}}{1.2 \cdot \alpha_y} \dots\dots\dots(4.1)$$

其中 $0.4 \cdot S_{DS}$ 單位為 g ， α_y 為起始降伏放大倍數。目前由規範查表算得：

$$\text{等級 I 地震 } PGA = 0.4 \cdot S_{DS} / 3.25 = 0.1 g ;$$

$$\text{等級 II 地震 } PGA = 0.4 \cdot S_{DS} = 0.322 g ;$$

$$\text{等級 III 地震 } PGA = 0.4 \cdot S_{MS} = 0.407 g \text{。}$$

港灣構造物設計規範規定 RC 強度設計法 α_y 取 1.0，因此容許應力設計法 α_y 則保守取 1.2。故水平地震力係數計算可得：

$$\text{等級 I 地震 } K_h = 0.1 / (1.2 \times 1.2) = 0.069 ;$$

$$\text{等級 II 地震 } K_h = 0.322 / (1.2 \times 1.2) = 0.224 ;$$

等級 III 地震 $K_h = 0.407 / (1.2 \times 1.2) = 0.283$ 。而此時之 K_h 即為 2.6.1 節所描述之有效震度係數 K_e 。

2. 垂直地震力係數

垂直地震力係數為水平地震力係數的三分之二倍，計算可得：

$$\text{等級 I 地震 } K_v = 0.1 / (1.2 \times 1.2) \times (2/3) = 0.046 ;$$

$$\text{等級 II 地震 } K_v = 0.322 / (1.2 \times 1.2) \times (2/3) = 0.149 ;$$

$$\text{等級 III 地震 } K_v = 0.407 / (1.2 \times 1.2) \times (2/3) = 0.189 \text{。}$$

4.5.2 沉箱設計斷面及材料參數

本研究案例之沉箱設計斷面為沉箱長度為 15.6 公尺，沉箱高度為 16.2 公尺，如圖 4.3 所示。各項材料參數係參考「港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究(第一期)」如表 4-9 所示。

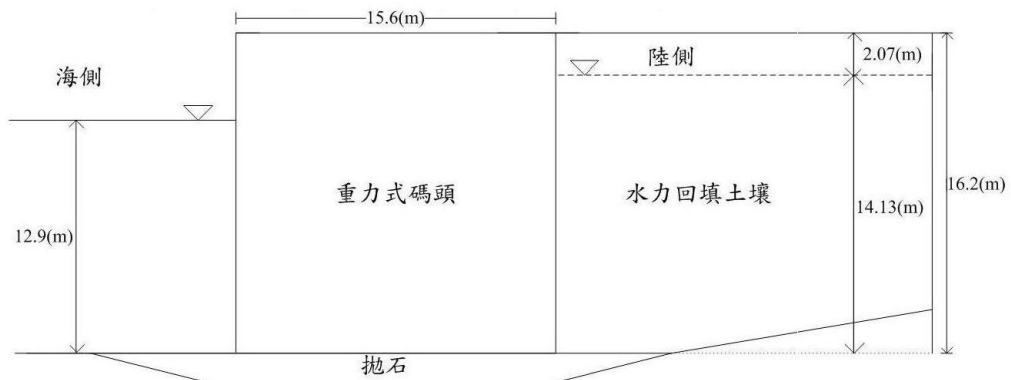


圖 4.5 重力式碼頭沉箱斷面尺寸

表 4-9 重力式碼頭參數表

沉箱底部摩擦係數 u_b	0.6
碼頭壁面與土壤間之摩擦角 $\delta(\text{deg})$	15
土層內摩擦角 $\varphi(\text{deg})$	35
碼頭壁面與垂直面之摩擦角 $\Psi(\text{deg})$	0
殘留水位(m)	1.23
沉箱高度 $h(\text{m})$	16.2
沉箱長度 $L(\text{m})$	15.6
海側平均水面高度 $h_s(\text{m})$	12.9
陸側水面高度 $h_f(\text{m})$	14.13
海水單位重 $\gamma_w(\text{t/m}^3)$	1.03
沉箱總單位重 $\gamma_{st}(\text{t/m}^3)$	2
水位上背填土單位重 $\gamma_t(\text{t/m}^3)$	1.8
水位下背填土單位重 $\gamma(\text{t/m}^3)$	1
陸側地下水位以上之土層厚度 $h_t(\text{m})$	2.07

4.5.3 安全性檢核

1. 滑動穩定性分析

本研究案例之滑動穩定性分析依據 2.6.1 節之滑動穩定性分析所述之方法進行安全性檢核，分析成果如表 4-10 所示，計算結果安全係數為 1.466 大於 1，故設計之沉箱斷面尺寸通過檢核，不需進行修改，可進行下一階段之傾覆穩定性分析檢核。

表 4-10 重力式碼頭等級 I 地震滑動穩定性分析檢核

碼頭單位總重 $W(t/m)$	505.440
碼頭有效單位重量 $W'(t/m)$	301.386
地下水位以上 $\theta_u(deg)$	0.072
地下水位以下 $\theta_d(deg)$	0.144
土層動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.289
土層動態主動土壓力係數 K'_{AE}	0.337
背填土壤動態主動土壓力 $P_{AE}(t/m)$	52.498
靜水壓力(陸側) $P_{WL}(t/m)$	102.823
靜水壓力(海側) $P_{WS}(t/m)$	83.064
潮位震盪變化動水壓力(陸側) $P_{WEL}(t/m)$	5.794
潮位震盪變化動水壓力(海側) $P_{WES}(t/m)$	6.687
安全係數 F_s	1.466(通過)

2. 傾覆穩定性分析

本研究案例之傾覆穩定性分析依據 2.6.1 節之傾覆穩定性分析所述之方法進行安全性檢核，分析成果如表 4-11 所示，計算結果安全係數為 2.325 大於 1，故設計之沉箱斷面尺寸通過檢核，不需進行修改，可進行下一階段之基礎承载力分析檢核。

表 4-11 重力式碼頭等級 I 地震傾覆穩定性分析檢核

碼頭單位總重 W(t/m)	505.440
靜水壓力(陸側)P _{WL} (t/m)	102.823
靜水壓力(海側)P _{WS} (t/m)	83.064
潮位震盪變化動水壓力(海側)P _{WES} (t/m)	10.660
碼頭正向力 N(t)	278.126
背填土壤之動態主動土壓力 P _{AE} (t/m)	52.498
碼頭基礎埋置效應所提供之被動土壓力 P _{PE} (t/m)	0
N 對沉箱底部力臂 L _N (m)	7.8
P _{WS} 對碼頭趾部力臂 L _{WS} (m)	4.233
P _{PE} 對碼頭趾部力臂 L _{PE} (m)	0
K _h · W 對碼頭趾部力臂 L _I (m)	8.1
P _{AE} 對碼頭趾部力臂 L _{AE} (m)	5.4
P _{WL} 對碼頭趾部力臂 L _{WL} (m)	4.71
P _{WES} 對碼頭趾部力臂 L _{WES} (m)	5.08
安全係數 F _s	2.325(通過)

3. 基礎承載力分析

本研究案例之基礎承載力分析依據 2.6.1 節之基礎承載力分析所述之方法進行安全性檢核，檢核分析之過程如下：

淺基礎極限承載力：

$$\begin{aligned}
 q_u &= cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma_a D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_b BN_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \\
 &= 0 + 0 + 0.5 \times 2 \times 15.6 \times 19.13 \times 1 \times 1 \times 1 \\
 &= 298.428 \text{ (t/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

基礎承受之垂直力：

$$\begin{aligned}
 F_v &= W' + K_v \cdot W + P_{AE} \sin \delta + w_d \\
 &= 301.386 + 0.023 \times 505.440 + 52.498 \times \sin 15^\circ + 0 \\
 &= 326.599 \text{ (t/m)}
 \end{aligned}$$

碼頭基礎承载力檢核之安全係數：

$$F_s = \frac{q_u \cdot B}{F_v} = \frac{298.428 \times 15.6}{326.599} = 14.254 \quad (\text{通過})$$

由上述計算過程可知碼頭基礎承载力檢核之安全係數的計算結果為大於 1，故設計之沉箱斷面尺寸通過檢核，不需進行修改，可進行下一階段之驗證分析。

4.6 驗證分析

本節詳細說明重力式碼頭的驗證分析，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 級重力式碼頭，其等級 I 地震之驗證分析法可為「簡化分析」、「簡化動力分析」、「動力分析」，而等級 II 與等級 III 地震之驗證分析則須使用「簡化動力分析」或「動力分析」。

本章初步設計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中之「滑動穩定性分析法」結合經驗公式(Uwabe, T. 1983)檢核等級 I 地震之性能規定，以及採用「滑動塊分析法」檢核等級 II 地震之性能規定，而等級 III 地震之性能規定則採用「動力分析法」進行檢核。

4.6.1 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滑動穩定性分析法，檢核重力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，本研究使用穩定性分析法，並結合表 2.13 之經驗公式(Uwabe, T. 1983)進行量化之驗證檢核，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

依照前一小節之滑動穩定性分析過程所示，如表 4-10 重力式碼頭等級 I 地震滑動穩定性分析檢核所示，其安全係數 $F_s = 1$ 時， $K_h = 0.117$ 。由 2.6.1 節可知安全係數值為 $FS = K_t/K_e$ ，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：

$$FS = K_t/K_e$$

$$= 0.117/0.069 = 1.696$$

安全係數大於 1，表示沉箱穩定不會產生滑動與傾倒，故位移(d)為零， $d/H = 0/1620 = 0.00\%$

2. 性能規定驗證

本研究案例之性能規定驗證可由上述正規化水平位移 d/H 之計算結果來判定所設計之碼頭的受震反應是否滿足性能可接受標準，如表 4-12 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 4-12 重力式碼頭等級 I 地震時之性能規定檢核

參數		性能等級	
		第 I 級	
殘 餘 變 位	壁 體	正規化水平位移 d/H	正規化水平位移為 $<1.5\%$ 或 $d < 30\text{cm}$ 滿足使用性要求 → 通過
		向海側傾斜角	$<3^\circ$ 在此無法定量得知，不予檢核
	岸 肩	不均勻沉陷量	3cm~10cm 在此無法定量得知，不予檢核
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm 在此無法定量得知，不予檢核
		向海側傾斜角	$<2^\circ \sim 3^\circ$ 在此無法定量得知，不予檢核

4.6.2 等級 II 地震性能驗證檢核

1. 人造地震製作

本研究案例輸入的地表加速度歷時是依據現行規範對人造地震之規定所製作而得，符合規範之彈性設計反應譜所生成之人造地震歷時必須能反映工址之實際地震特性，因此所製作之人造地震歷時必須與工址附近測站所記錄之地震歷時波相符。而其轉換成反應譜之譜加速度亦須與等級 II 地震設計反應譜相符，歷時分析每一方向地動分量須至少使用三個人造地震，並取各主軸反應最大者為設計依據。

針對任一組人造地震歷時，其 5% 阻尼比之譜加速度值在 $0.2T$ 至 $1.5T$ 週期(T 為基本振動週期)範圍內不得低於設計地震規定之譜加速度值之 90%，且在此週期範圍內之平均值不得低於上述規定之譜加速度值之平均值。

本研究案例工址位置係位於臺中港，因此以港灣技術研究中心在臺中港所設測站之地震紀錄，進行人造地震製作。等級 II 地震之設計反應譜如圖 4.4 所示，等級 II 地震第 1 組南北向、東西向、與垂直向之人造地震反應譜與人造地震加速度歷時如圖 4.5 至 4.10 所示，而第 2 組南北向、東西向、與垂直向之人造地震反應譜與人造地震加速度歷時如圖 4.11 至 4.16 所示，而第 3 組南北向、東西向、與垂直向之人造地震反應譜與人造地震加速度歷時如圖 4.17 至 4.22 所示。

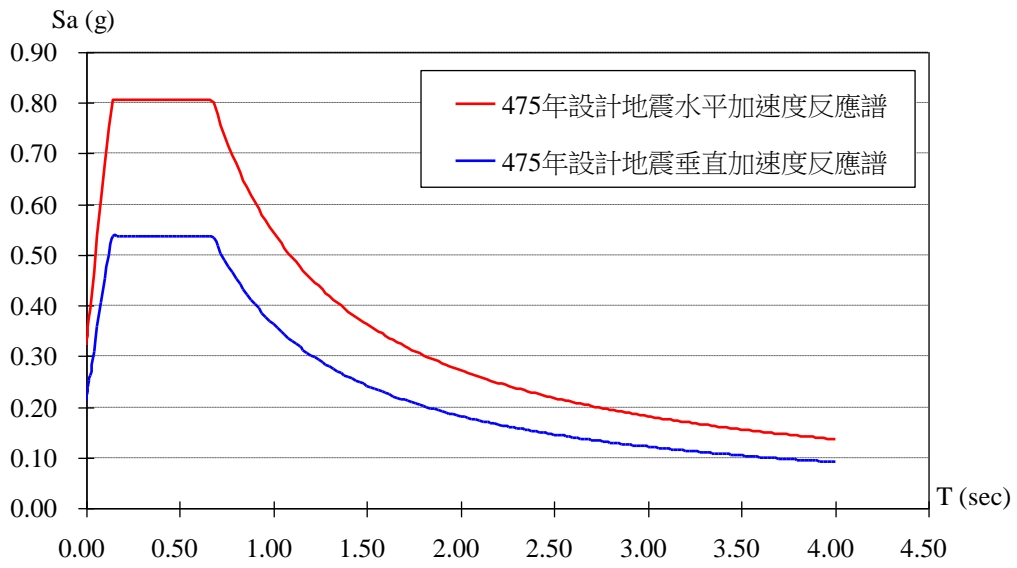


圖 4.4 重力式碼頭等級 II 地震之設計反應譜

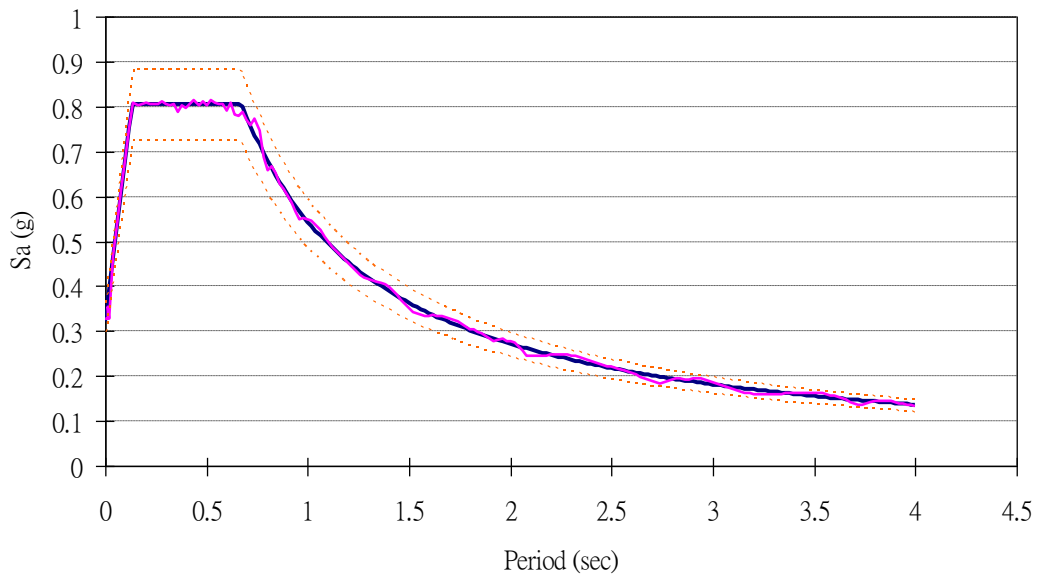


圖 4.5 重力碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震反應譜

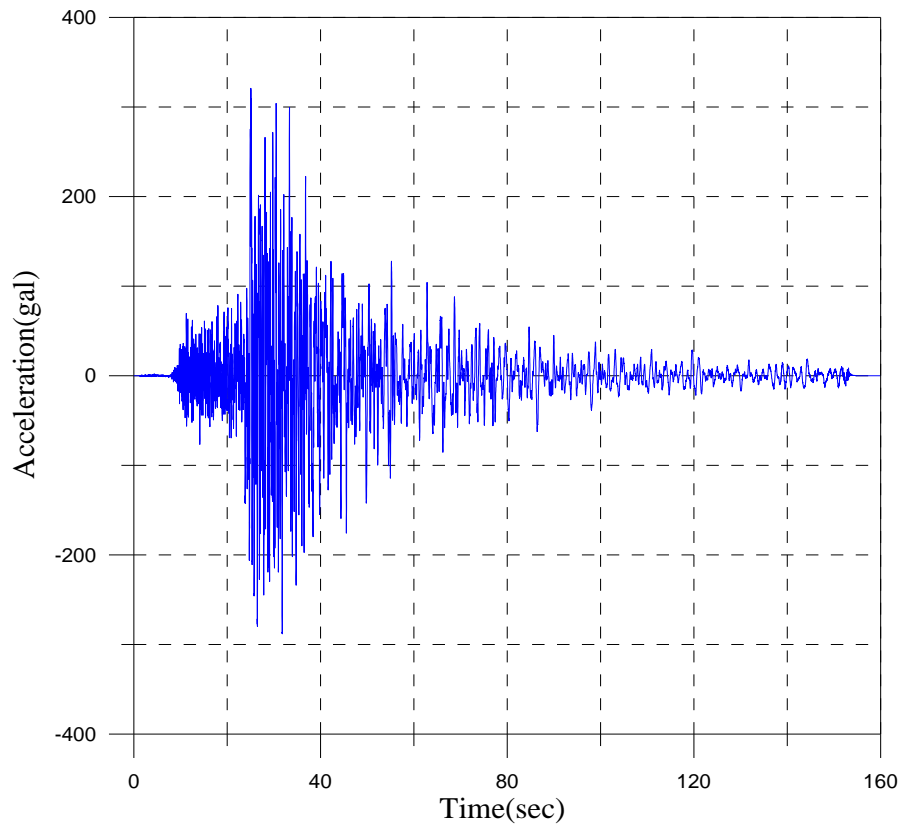


圖 4.6 重力碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時

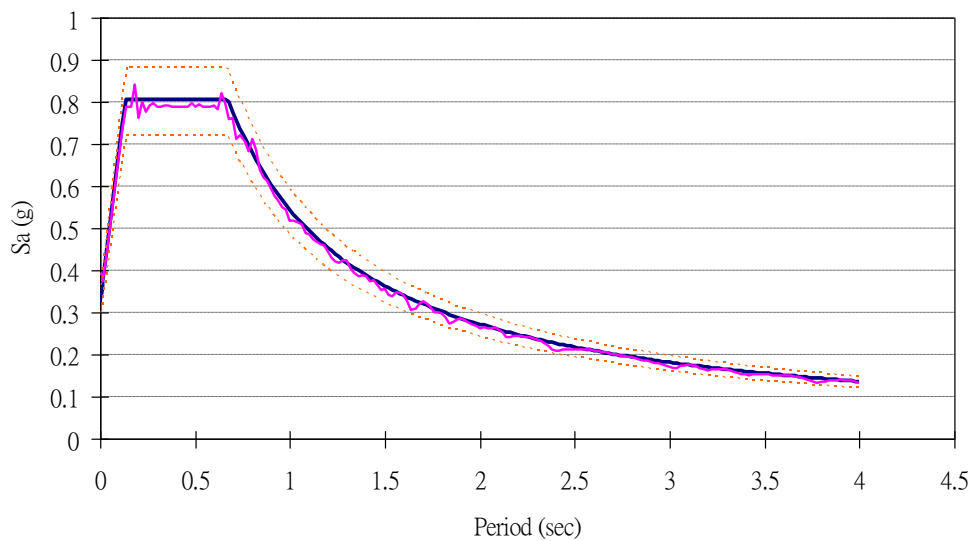


圖 4.7 重力碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震反應譜

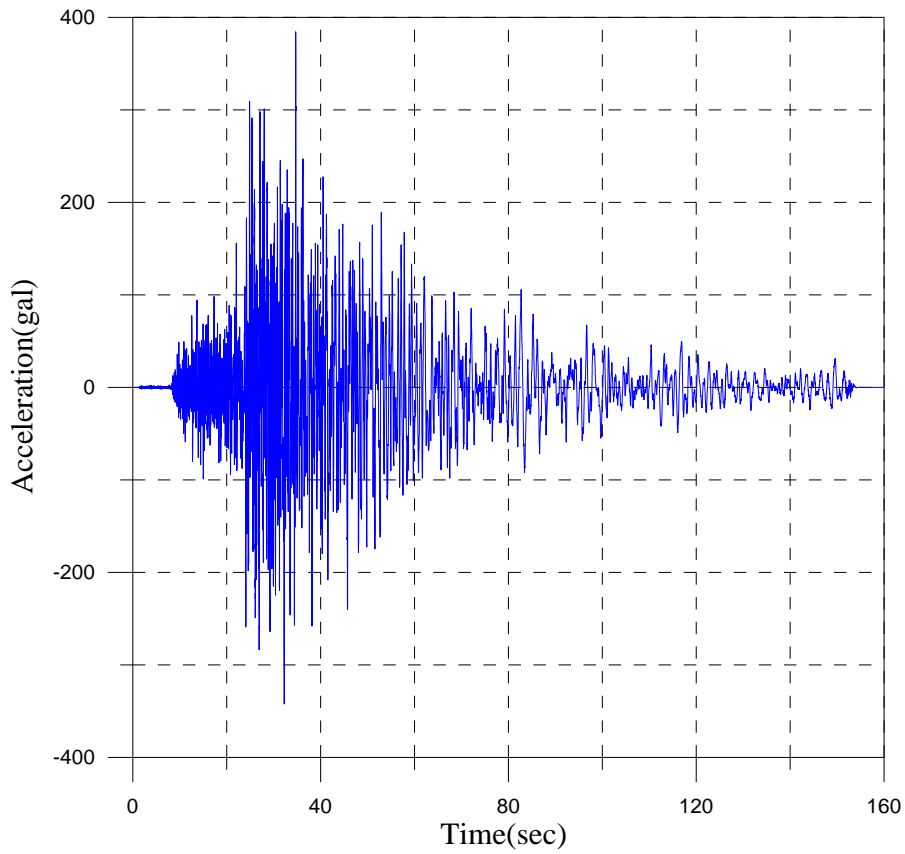


圖 4.8 重力碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時

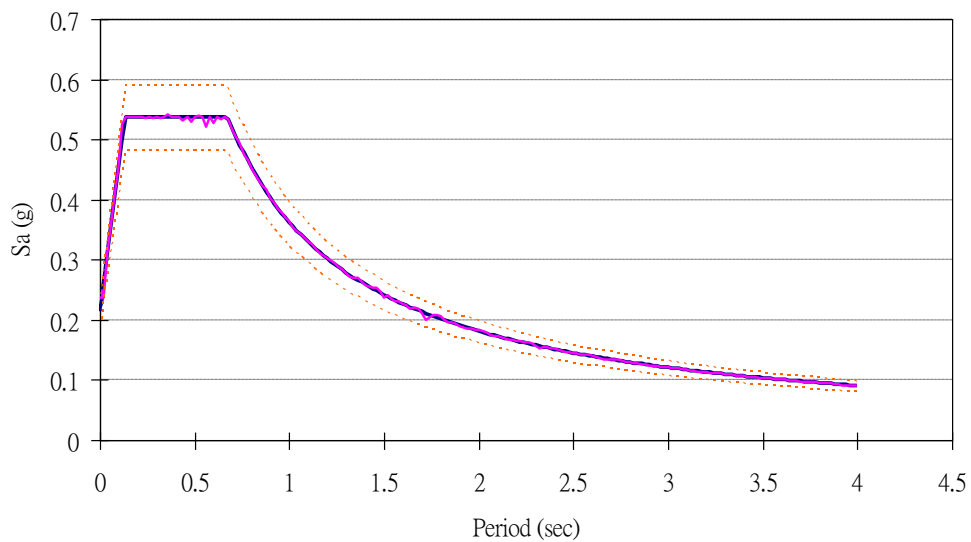


圖 4.9 重力碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜

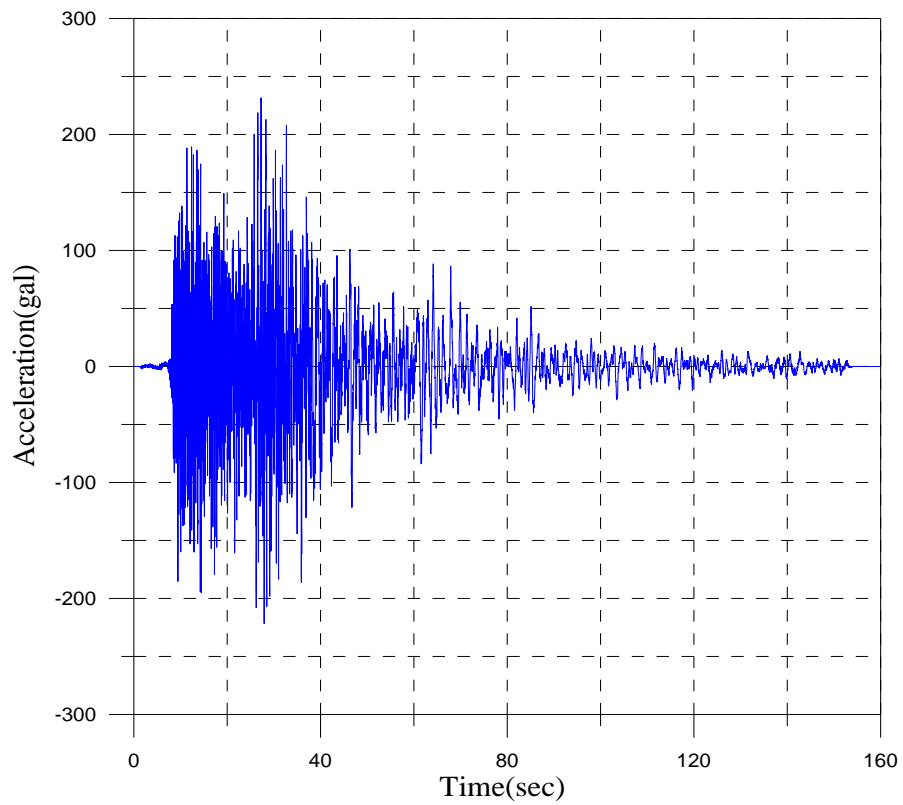


圖 4.10 重力碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時

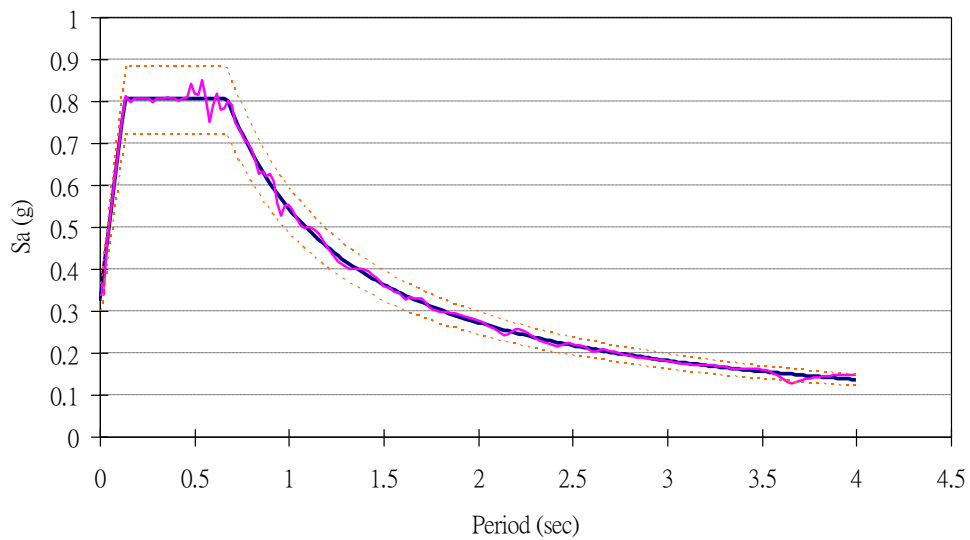


圖 4.11 重力碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震反應譜

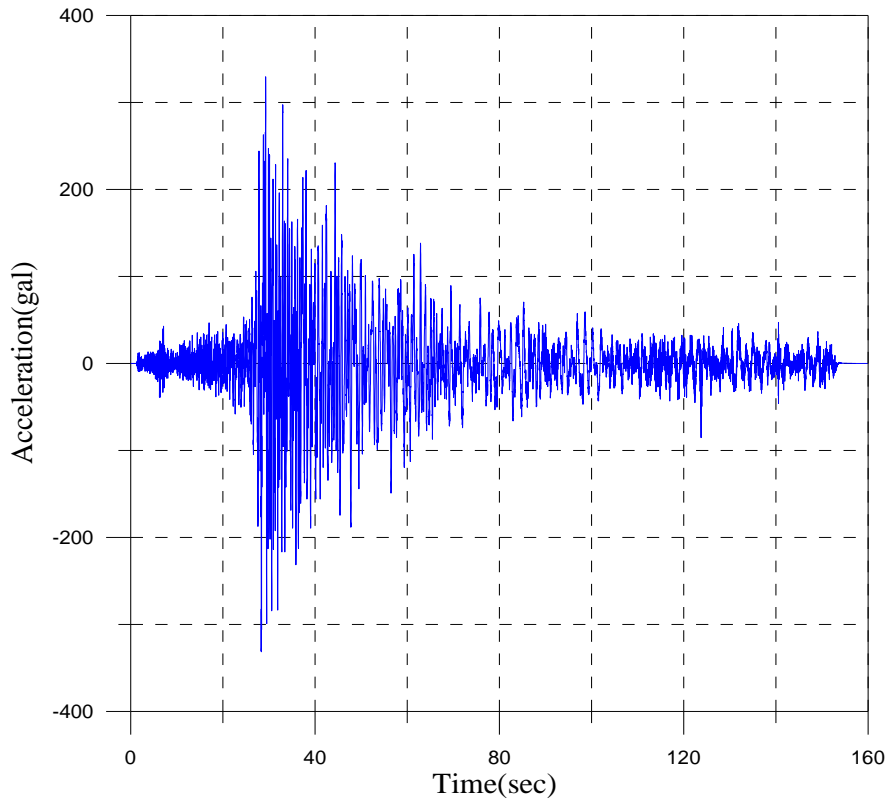


圖 4.12 重力碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時

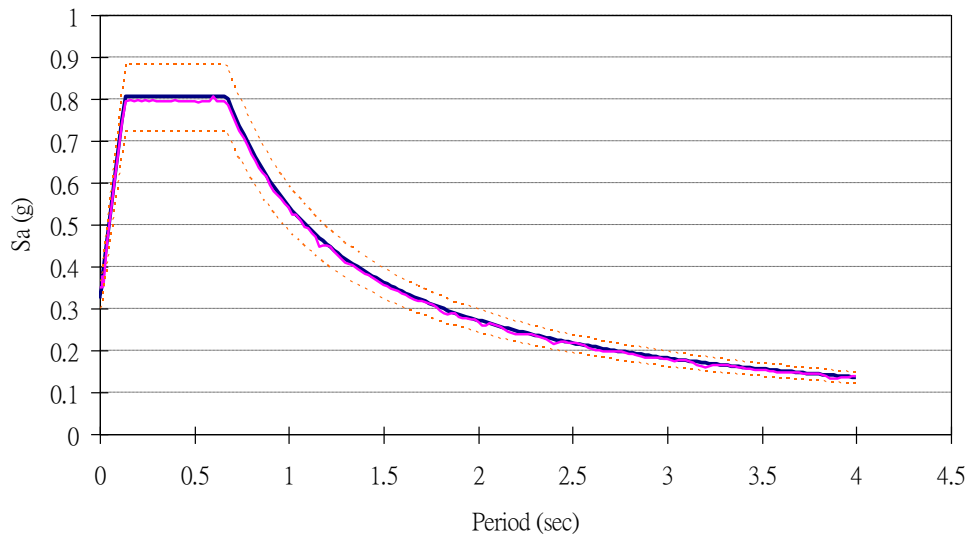


圖 4.13 重力碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震反應譜

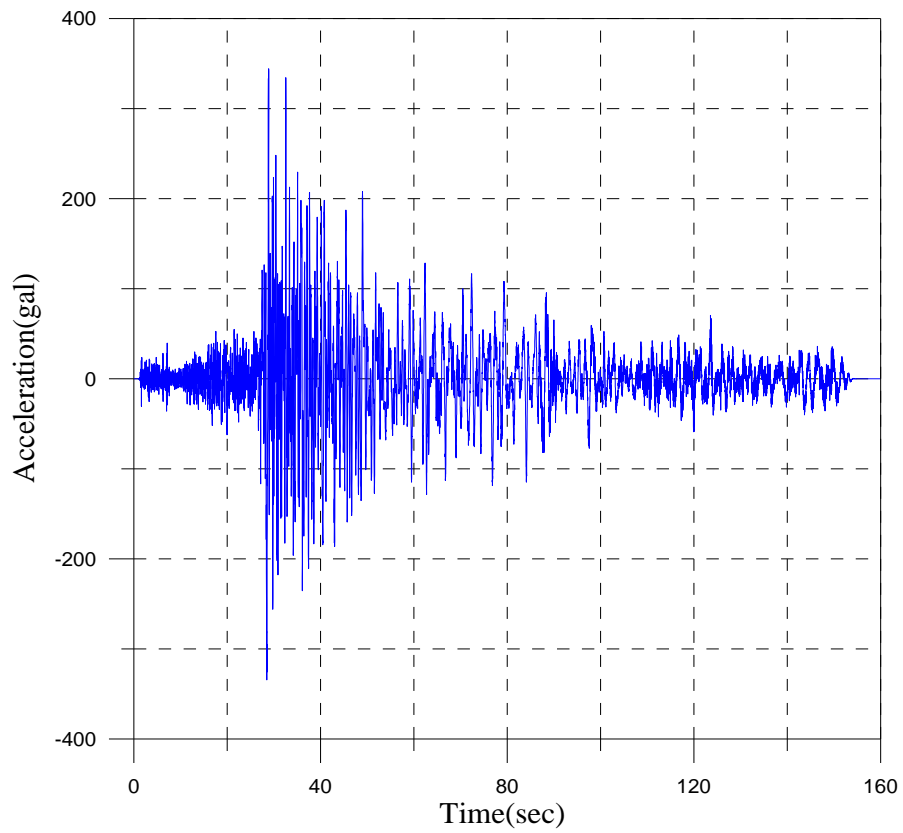


圖 4.14 重力碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時

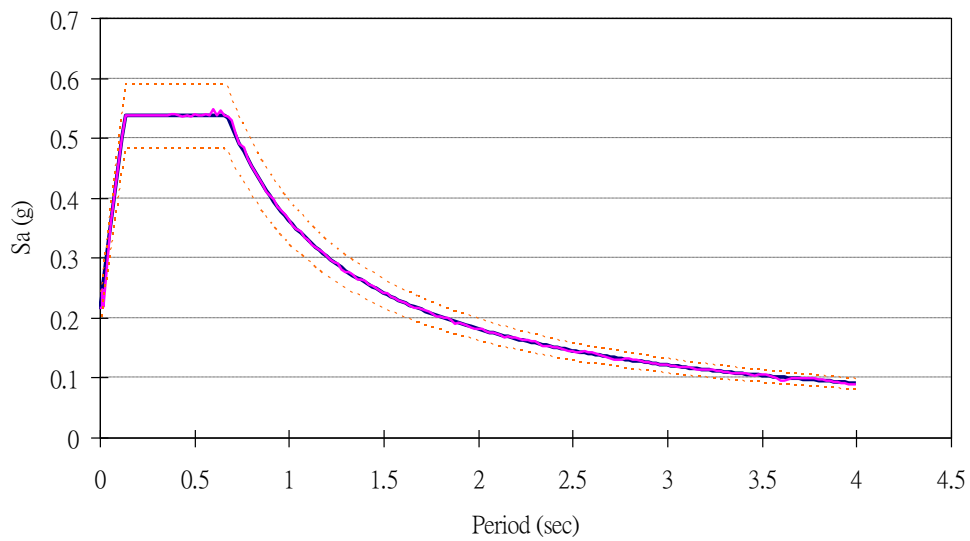


圖 4.15 重力碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜

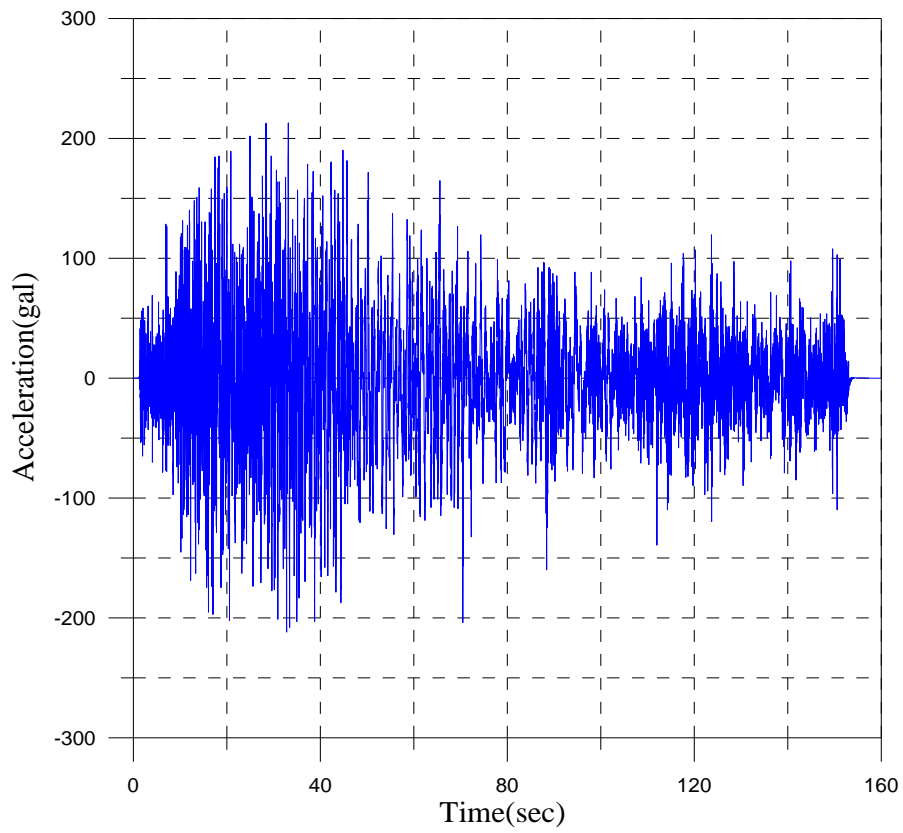


圖 4.16 重力碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時

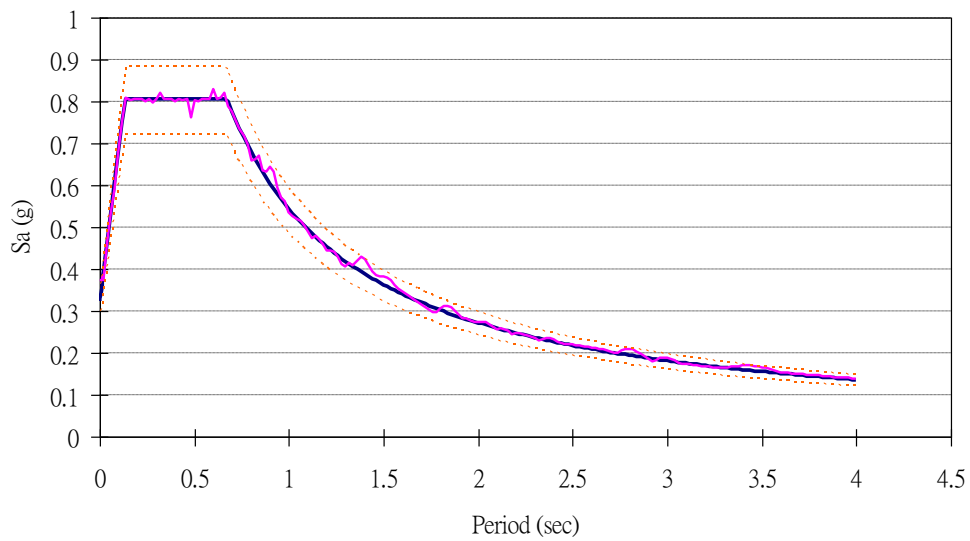


圖 4.17 重力碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震反應譜

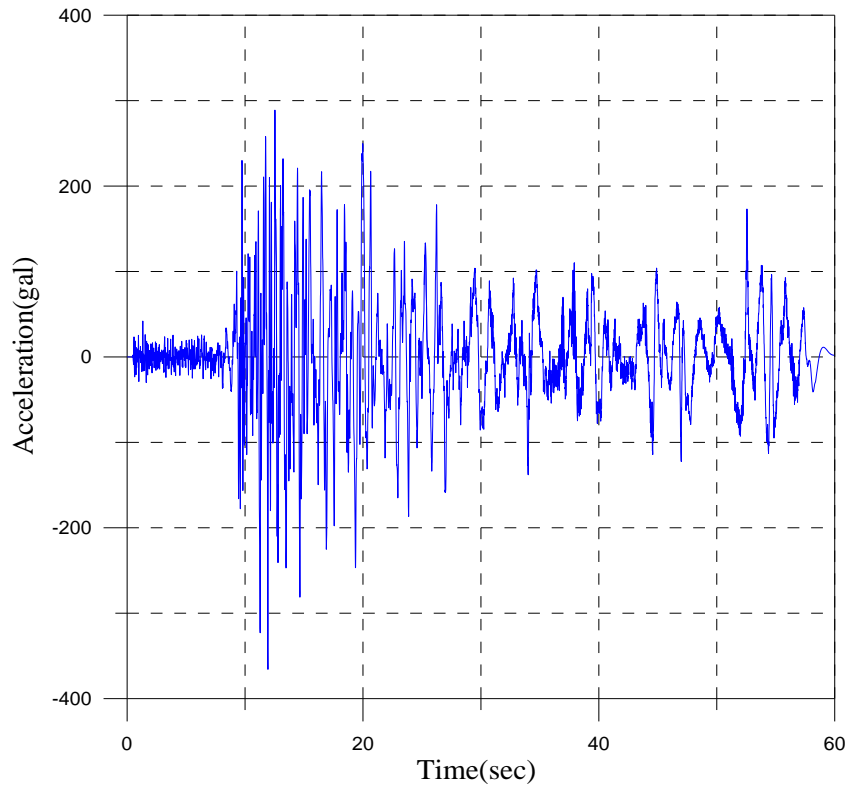


圖 4.18 重力碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時

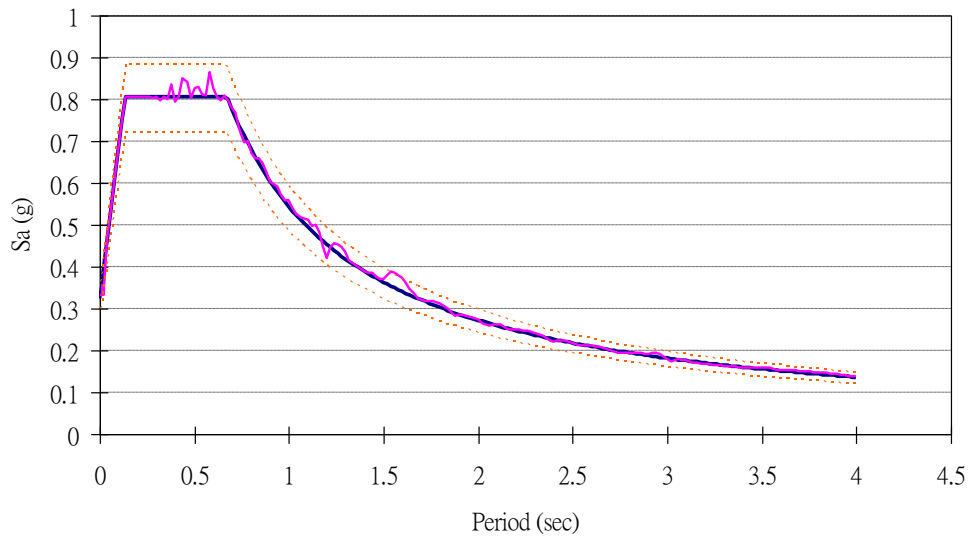


圖 4.19 重力碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震反應譜

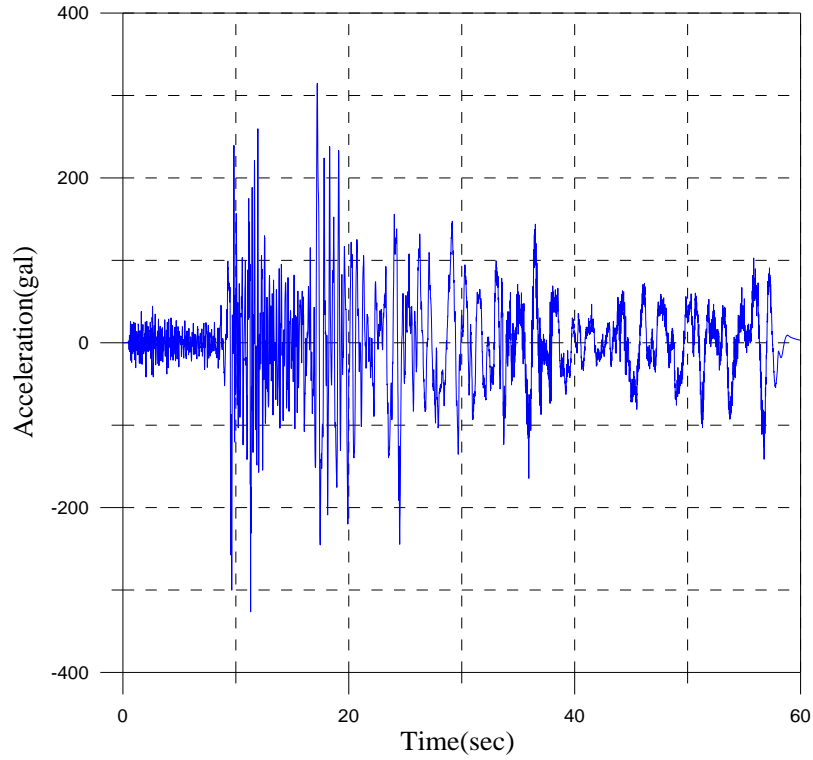


圖 4.20 重力碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時

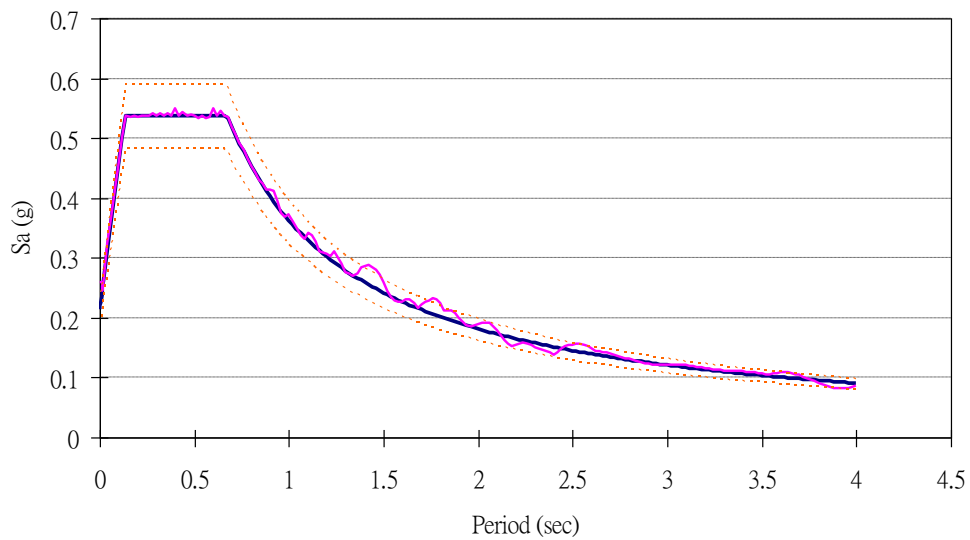


圖 4.21 重力碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜

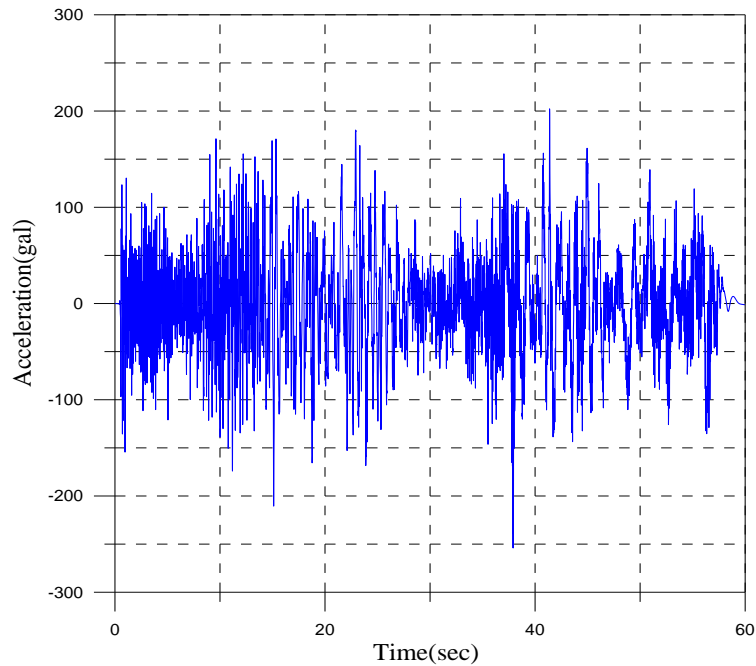


圖 4.22 重力碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時

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 2.6.1 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重力式碼頭在實際地震作用下的受震反應，分析時需找出重力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，考慮重力式碼頭的座落方向，選擇影響程度最劇的地動分量之地震歷時進行輸入，在本案例中選擇東西向之地震歷時進行分析。

◆分析結果：

(1) 臨界加速度

由表 4-7 重力式碼頭等級 II 地震土壤液化潛能評估結果可知，重力式碼頭底部之土層部分液化約為 6 公尺，因此選用

(2.39)式進行分析計算，其公式內各項參數值計算結果如表 4-13 所示。臨界加速度值 $a_t = 1.2 \cdot \alpha_y \cdot K_h$ ，其值為 $0.0475g$ 。三組歷時與其臨界加速度分別如圖 4.23、圖 4.24、與圖 4.25 所示。

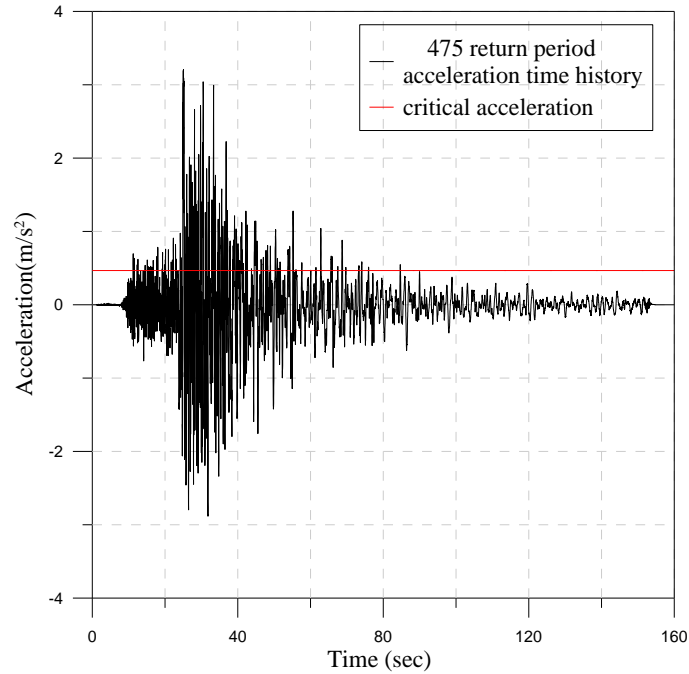


圖 4.23 重力碼頭等級 II 地震第 1 組人造加速度歷時與臨界加速度

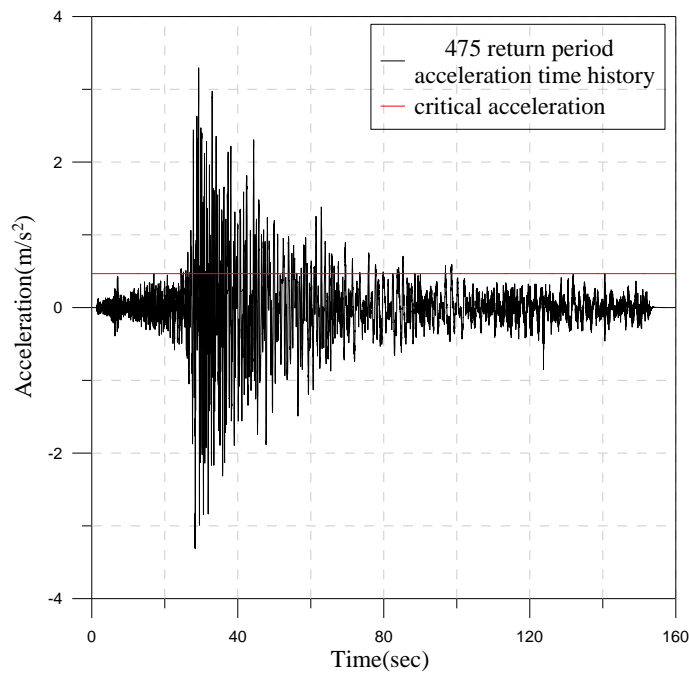


圖 4.24 重力碼頭等級 II 地震第 2 組人造加速度歷時與臨界加速度

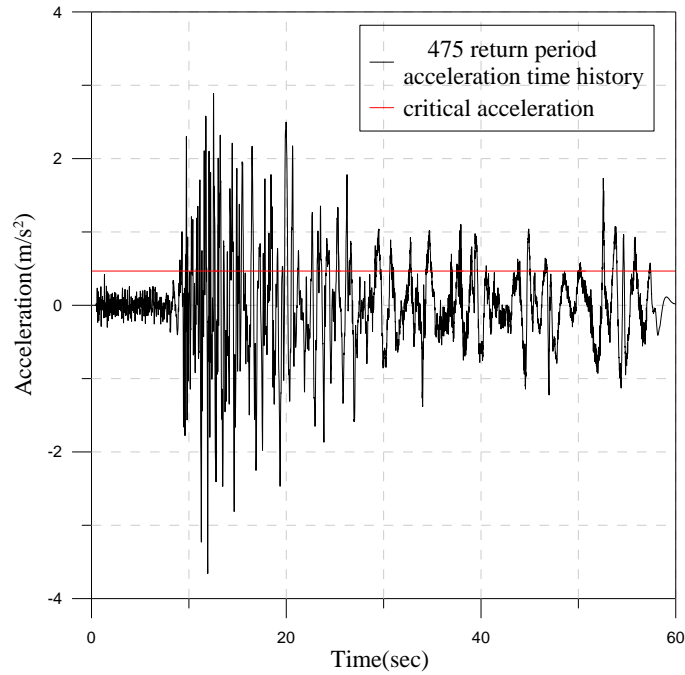


圖 4.25 重力碼頭等級 II 地震第 3 組人造加速度歷時與臨界加速度

表 4-13 重力式碼頭等級 II 地震臨界加速度值

碼頭總重 $W(t)$	505.440
碼頭有效重量 $W'(t)$	301.386
地下水以上 $\theta_u(\text{deg})$	0.034
地下水以下 $\theta_d(\text{deg})$	0.067
土層動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.266
土層動態主動土壓力係數 K'_{AE}	0.286
水位上動態土壓力 $P_{AE1}(t/m)$	1.027
靜水壓力(陸側) $P_{WL}(t/m)$	102.823
靜水壓力(海側) $P_{WS}(t/m)$	83.064
液化土層厚度 $h_L(m)$	6.000
非液化土層厚度 $h_{NL}(m)$	10.200
液化時超額孔隙水壓力 $P_{LE1}(t/m)$	101.556
陸側液化時動流體壓力 $P_{LE2}(t/m)$	3.681
非液化土層之動態主動土壓力 $P_{AENL}(t/m)$	25.751
非液化土層之動水土壓力 $P_{WNEL}(t/m)$	1.444
潮位震盪變化動水壓力(海側) $P_{WES}(t/m)$	3.198
臨界水平震度係數 $K_h(F_S = 1)$	0.033
臨界垂直震度係數 $K_v(F_S = 1)$	0.022

(2) 水平位移

經由第 1 組歷時作用之重力式碼頭，其超過臨界加速度所產生之速度及位移之變化，如圖 4.27 所示，而永久水平位移如圖 4.27 所示，最大累積位移量為 139 公分。第 2 組歷時作用之重力式碼頭，其超過臨界加速度所產生之速度及位移之變化，如圖 4.28 所示，而永久水平位移如圖 4.29 所示，最大累積位移量為 134 公分。第 3 組歷時作用之重力式碼頭，其超過臨界加速度所產生之速度及位移之變化，如圖 4.30 所示，而永久水平位移如圖 4.31 所示，最大累積位移量為 112 公分。

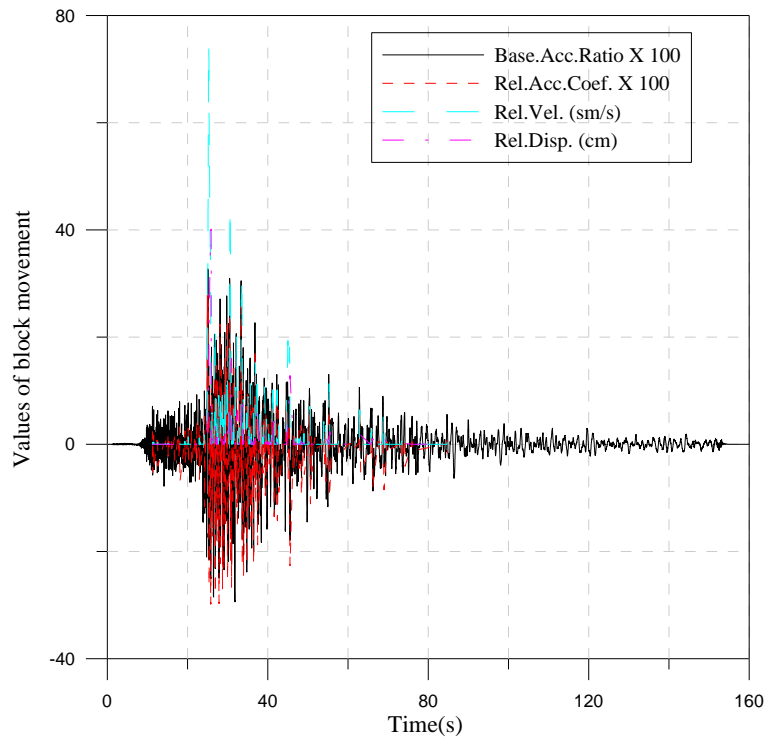


圖 4.26 重力碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析速度及位移變化量

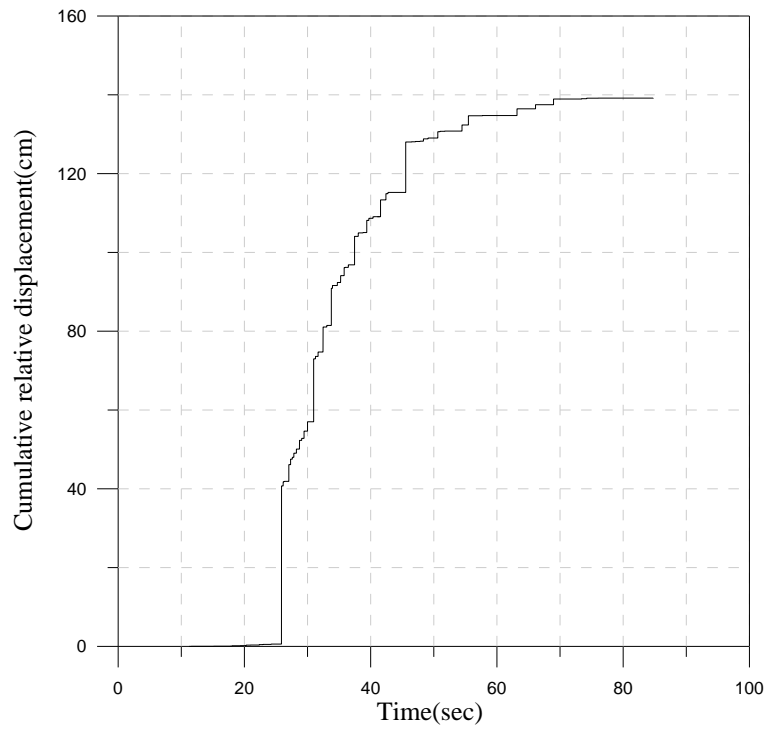


圖 4.27 重力碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移

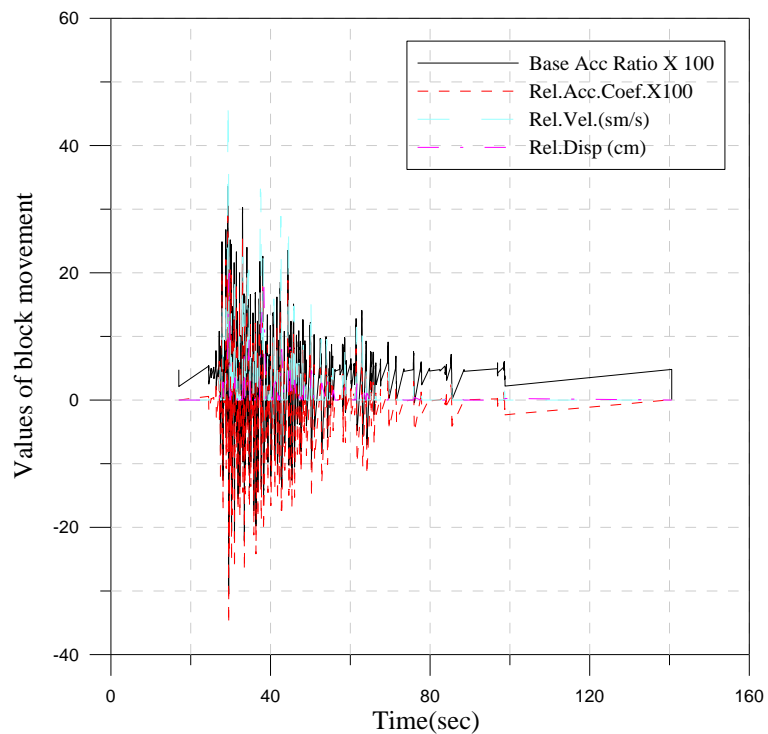


圖 4.28 重力碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析速度及位移變化量

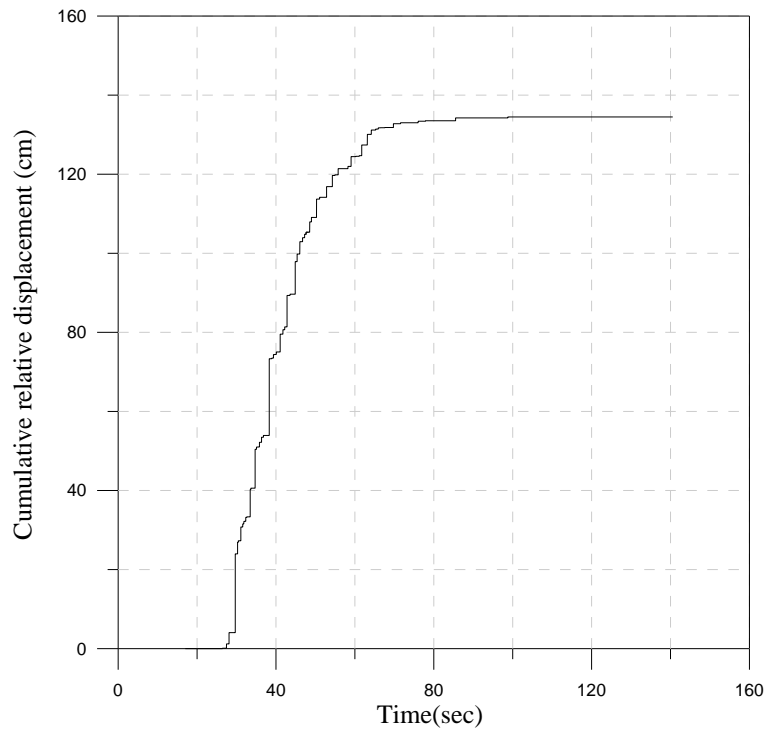


圖 4.29 重力碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移

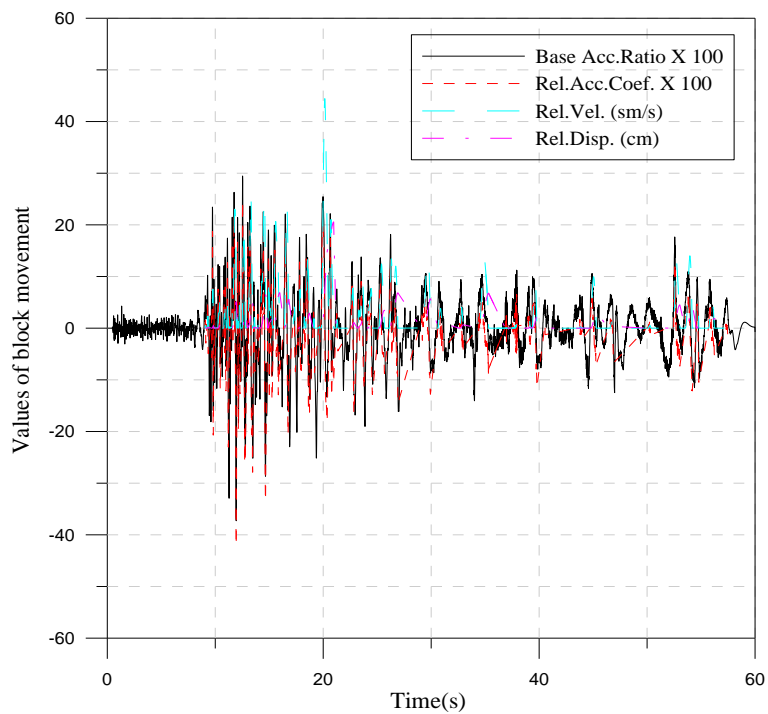


圖 4.30 重力碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析速度及位移變化量

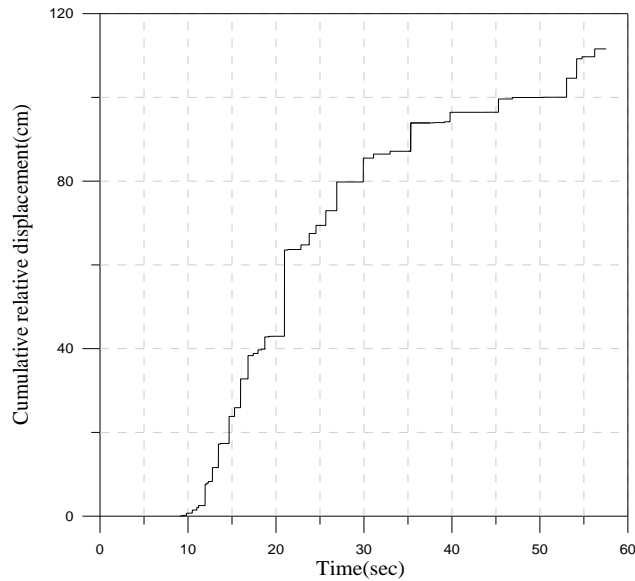


圖 4.31 重力碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移

由上述永久水平位移量之計算結果可知，最大累積位移量發生在第 1 組歷時分析為 139 公分，應採納最為保守之結果為原則，因此等級 II 地震性能驗證檢核以第 1 組歷時分析為準。

3. 性能規定驗證

由上述之滑動塊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 4-14 重力式碼頭等級 II 地震時之性能規定檢核之檢核內容，碼頭在等級 II 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 4-14 重力式碼頭等級 II 地震時之性能規定檢核

參數		性能等級	第 III 級
殘餘變位	壁體	正規化水平位移 d/H	5%~10% 第 1 組:139/1620=8.58%→通過 第 2 組:134/1620=8.27%→通過 第 3 組:112/1620=6.91%→通過
		向海側傾斜角	5°~8° 在此無法定量得知，不予檢核
岸肩		不均勻沉陷量	N/A
		岸肩與後線陸地之沉陷差	N/A
		向海側傾斜角	N/A

4.6.3 等級 III 地震性能驗證檢核

1. 人造地震製作

等級 III 地震之人造地震製作與等級 II 地震相同，唯其轉換所得反應譜之譜加速度亦須與等級 III 地震設計反應譜相符，三組三方向之人造地震歷時如圖 4.32 至圖 4.50 所示。

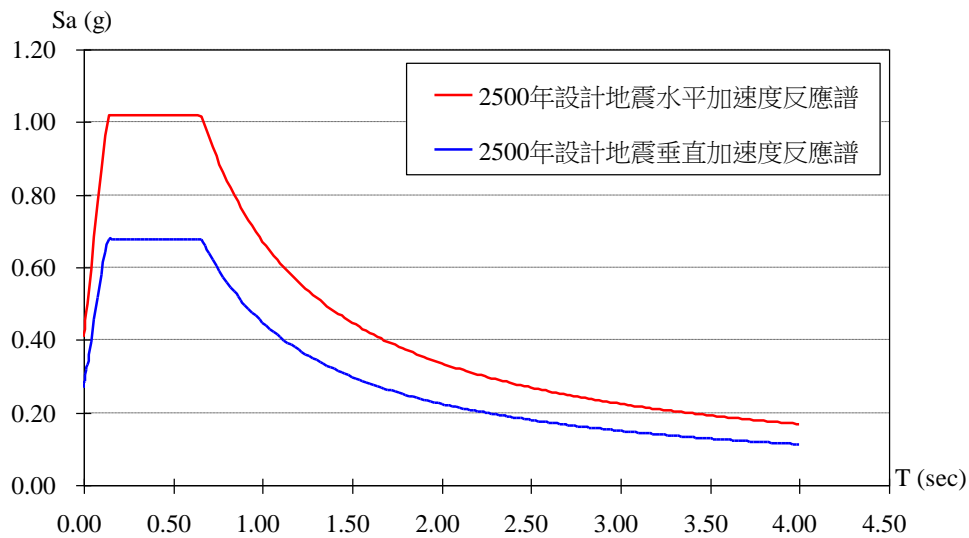


圖 4.32 重力式碼頭等級 III 地震之設計反應譜

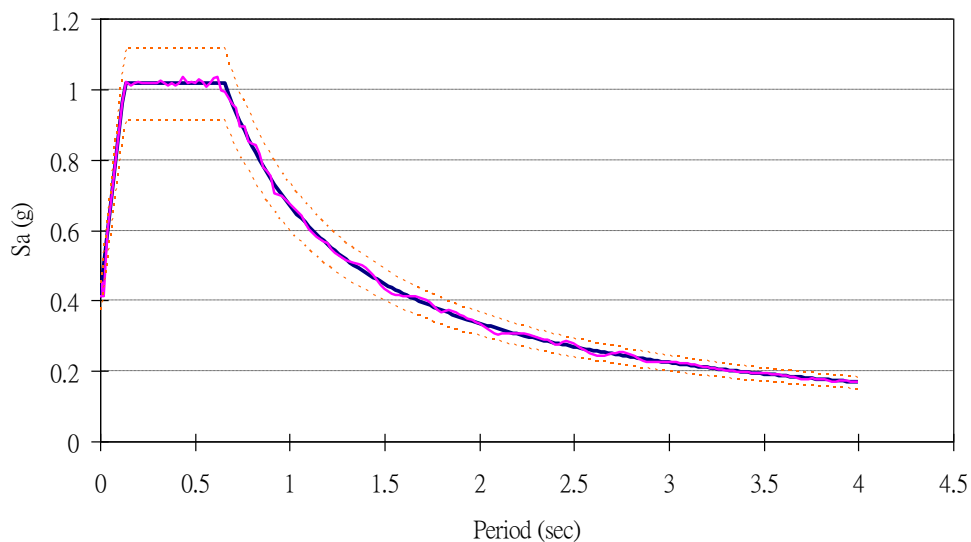


圖 4.33 重力碼頭等級 III 地震第 1 組南北向人造地震反應譜

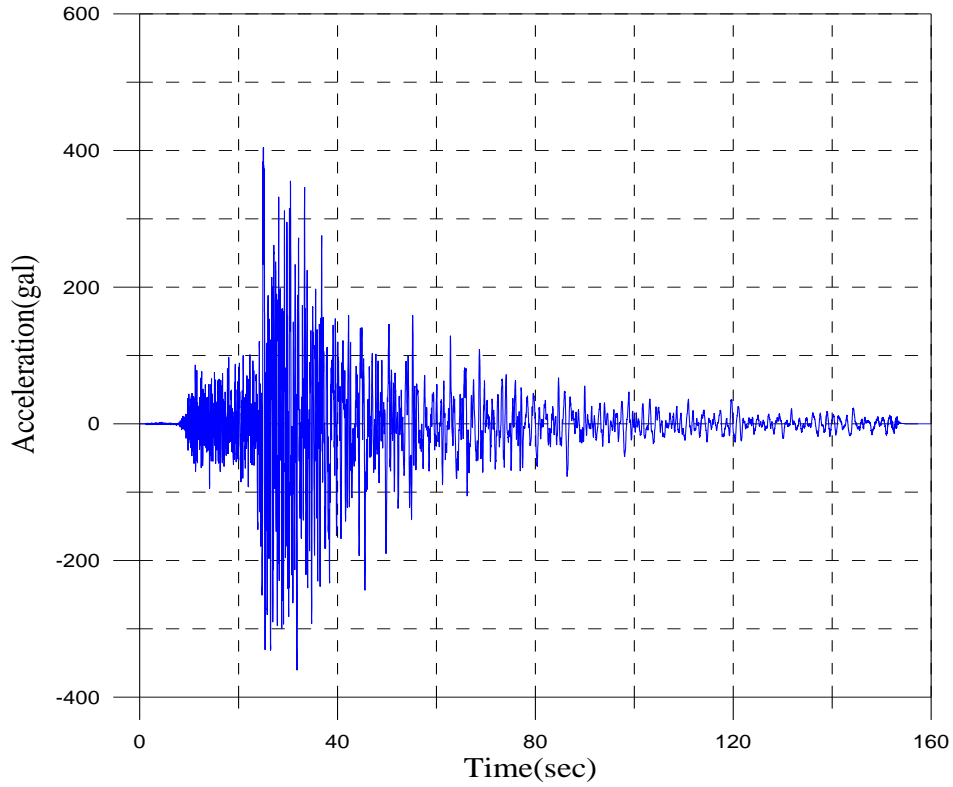


圖 4.34 重力碼頭等級 III 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時

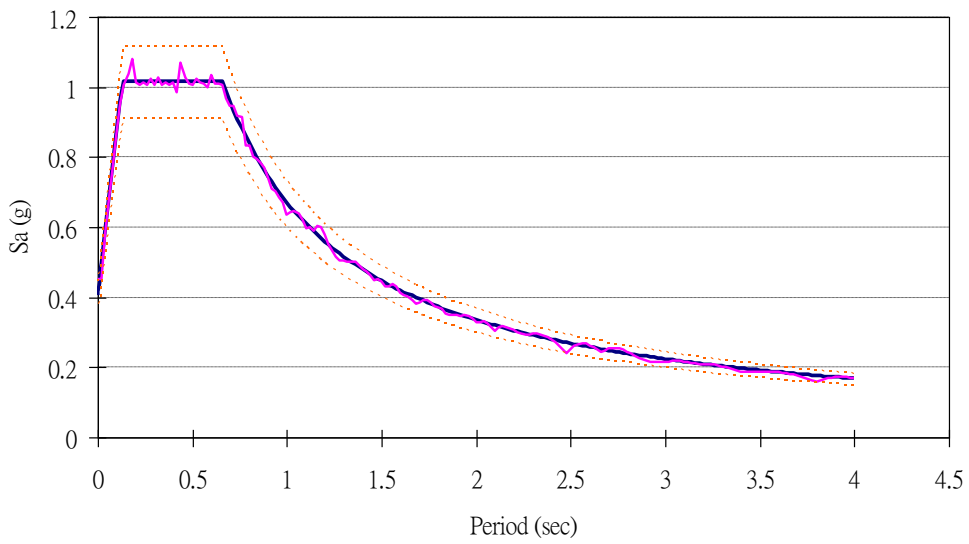


圖 4.35 重力碼頭等級 III 地震第 1 組東西向人造地震反應譜

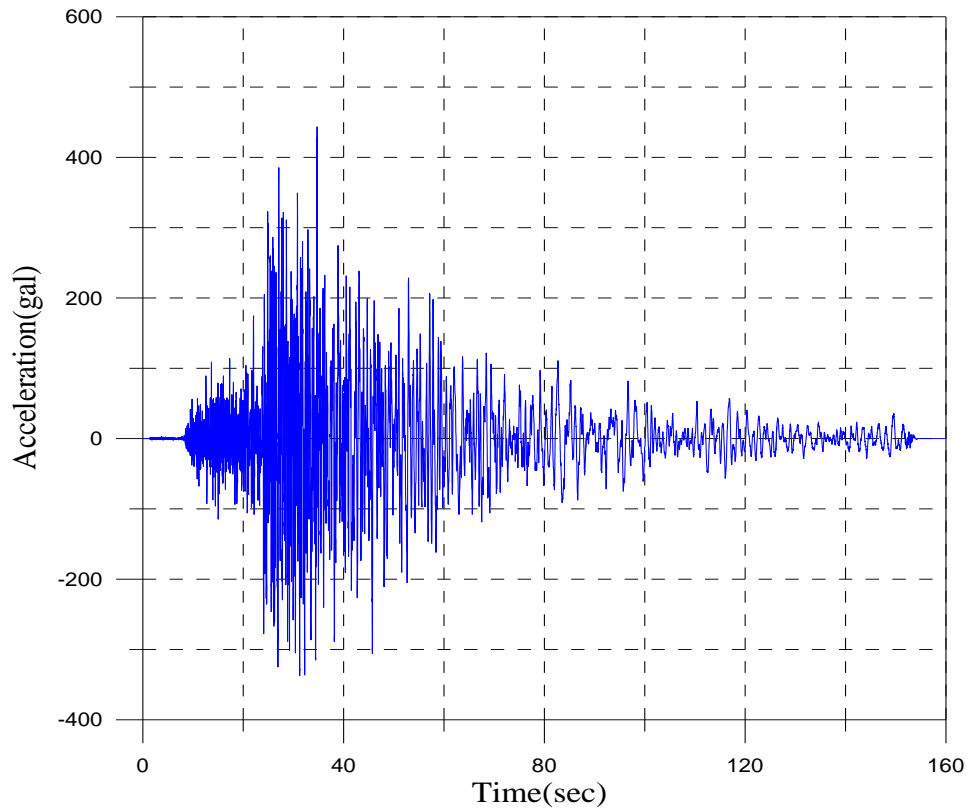


圖 4.36 重力碼頭等級 III 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時

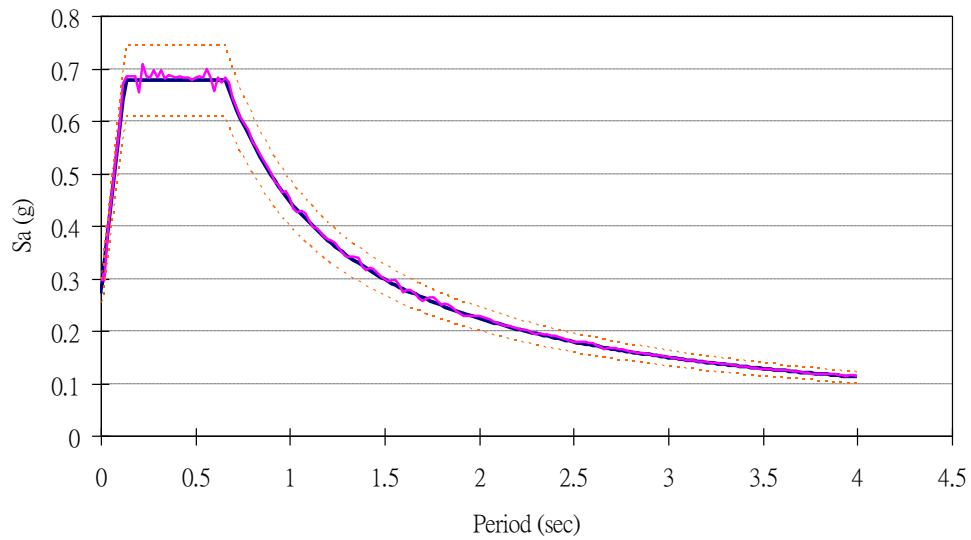


圖 4.37 重力碼頭等級 III 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜

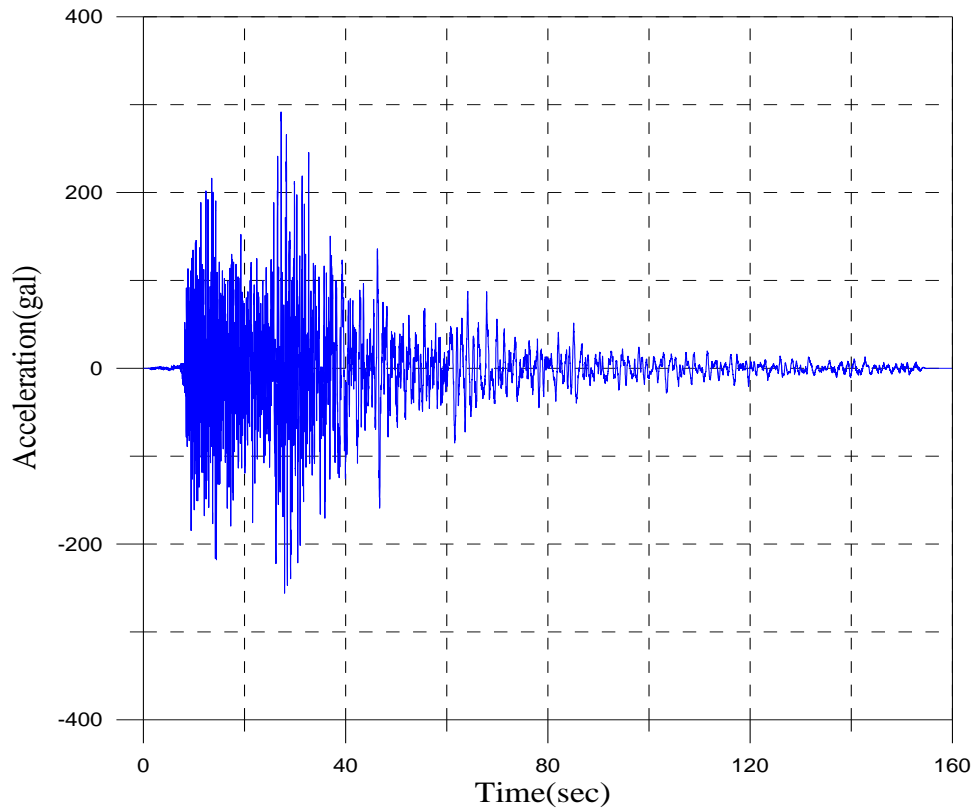


圖 4.38 重力碼頭等級 III 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時

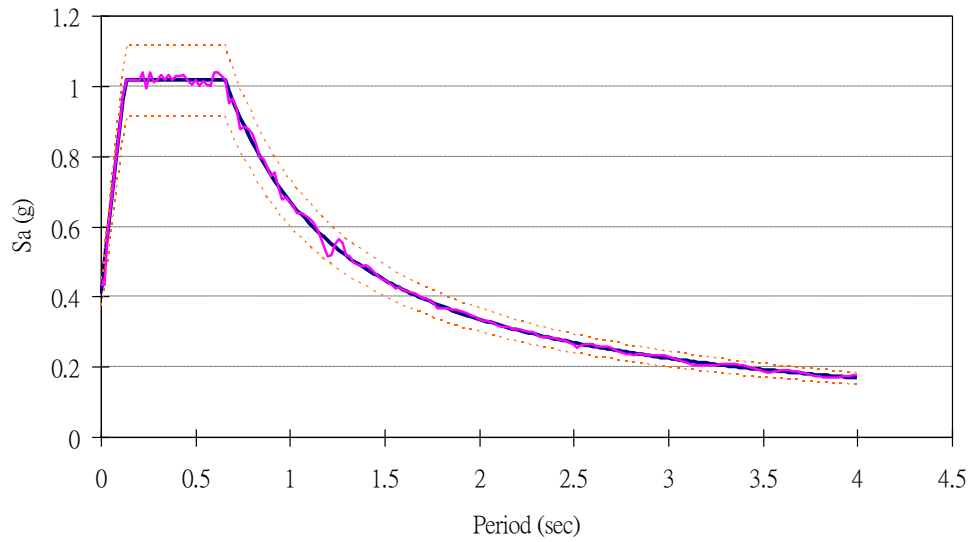


圖 4.39 重力碼頭等級 III 地震第 2 組南北向人造地震反應譜

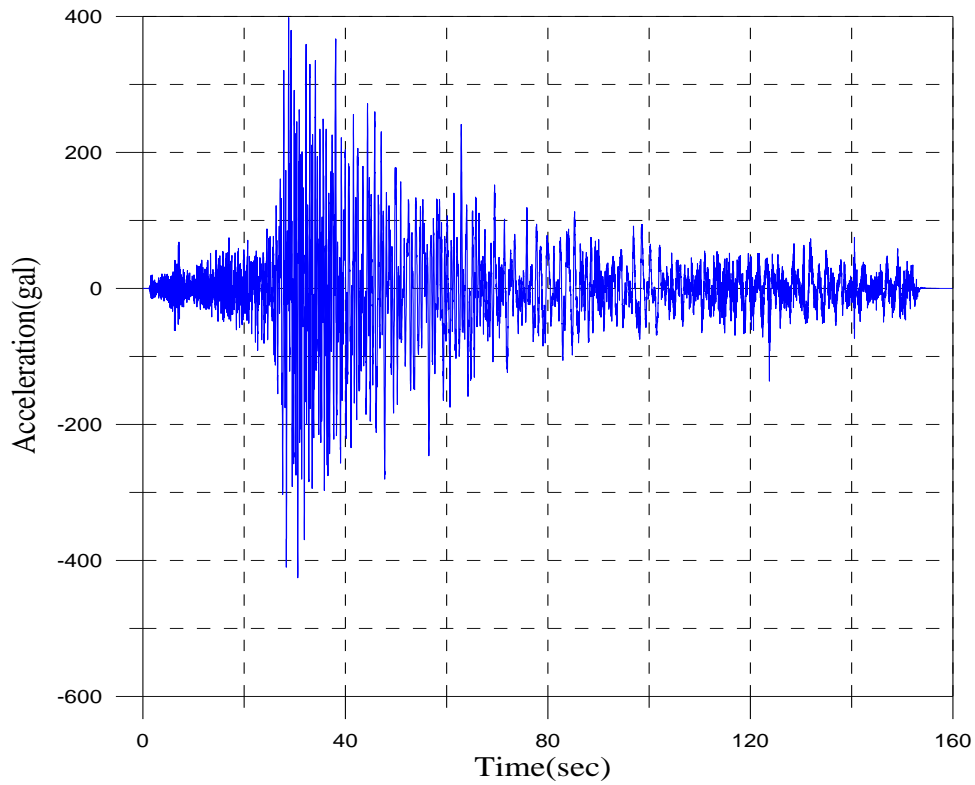


圖 4.40 重力碼頭等級 III 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時

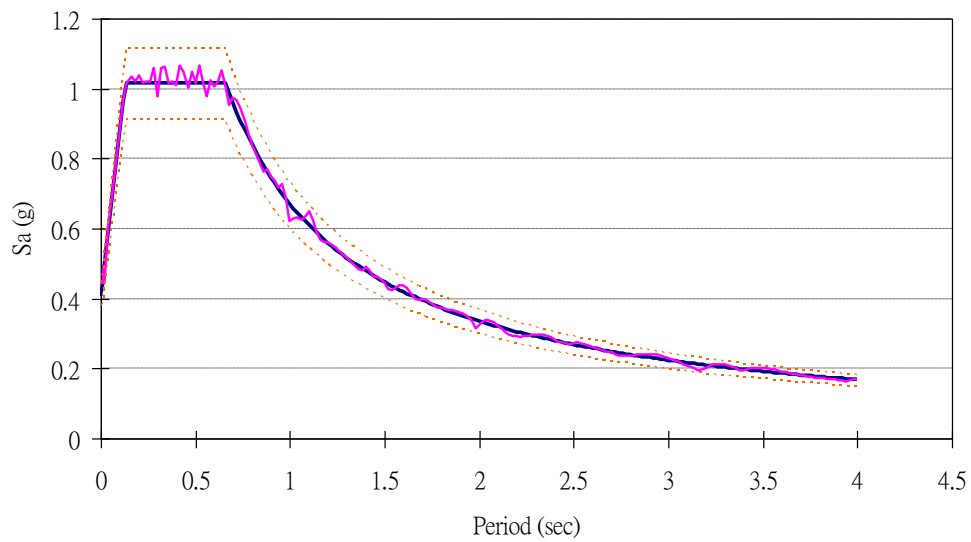


圖 4.41 重力碼頭等級 III 地震第 2 組東西向人造地震反應譜

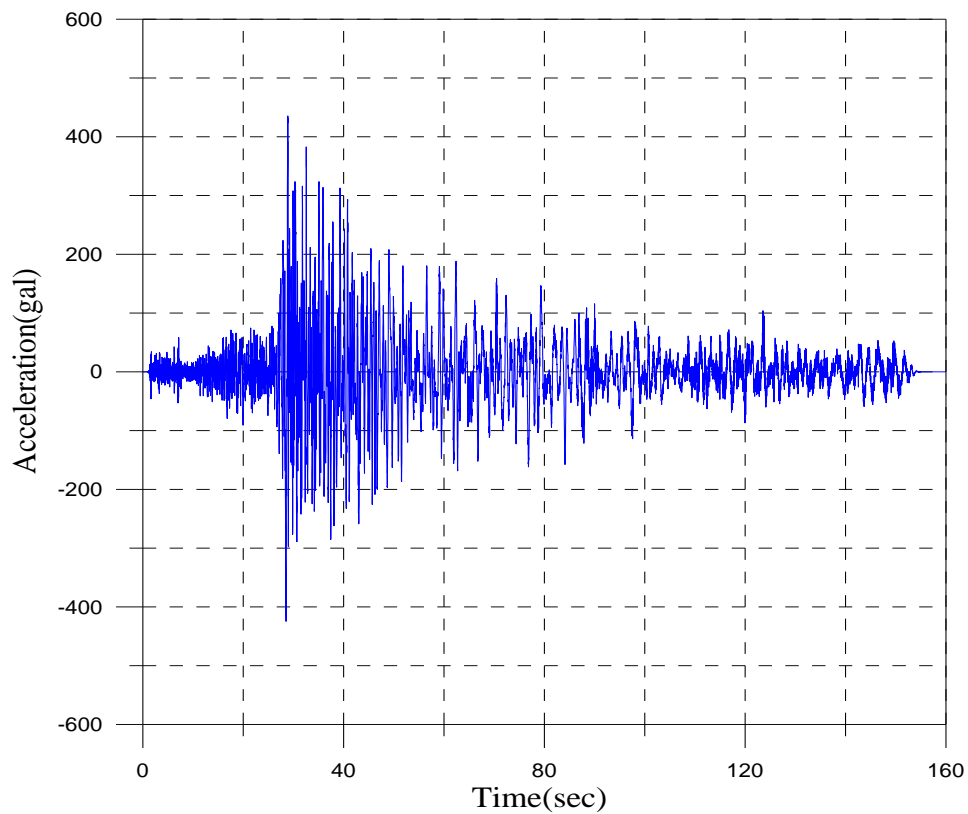


圖 4.42 重力碼頭等級 III 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時

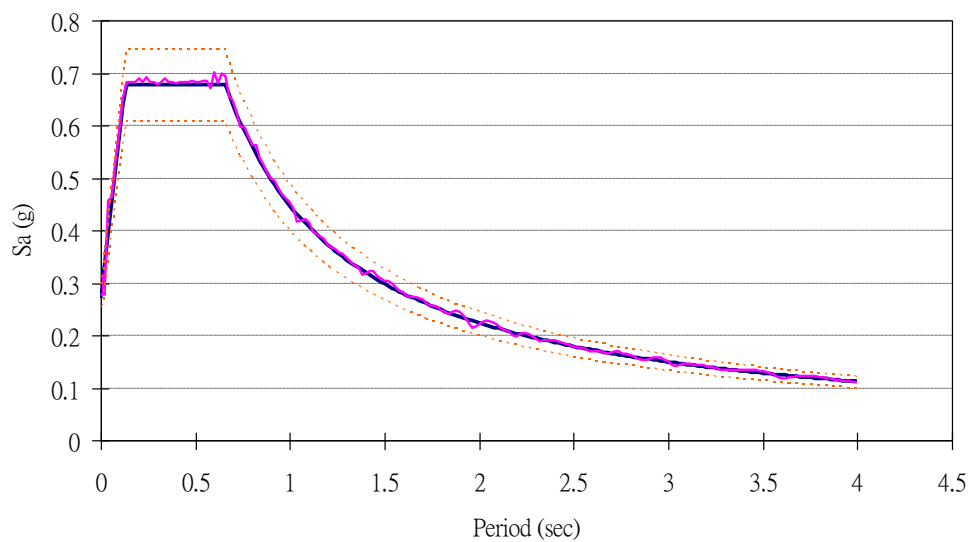


圖 4.43 重力碼頭等級 III 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜

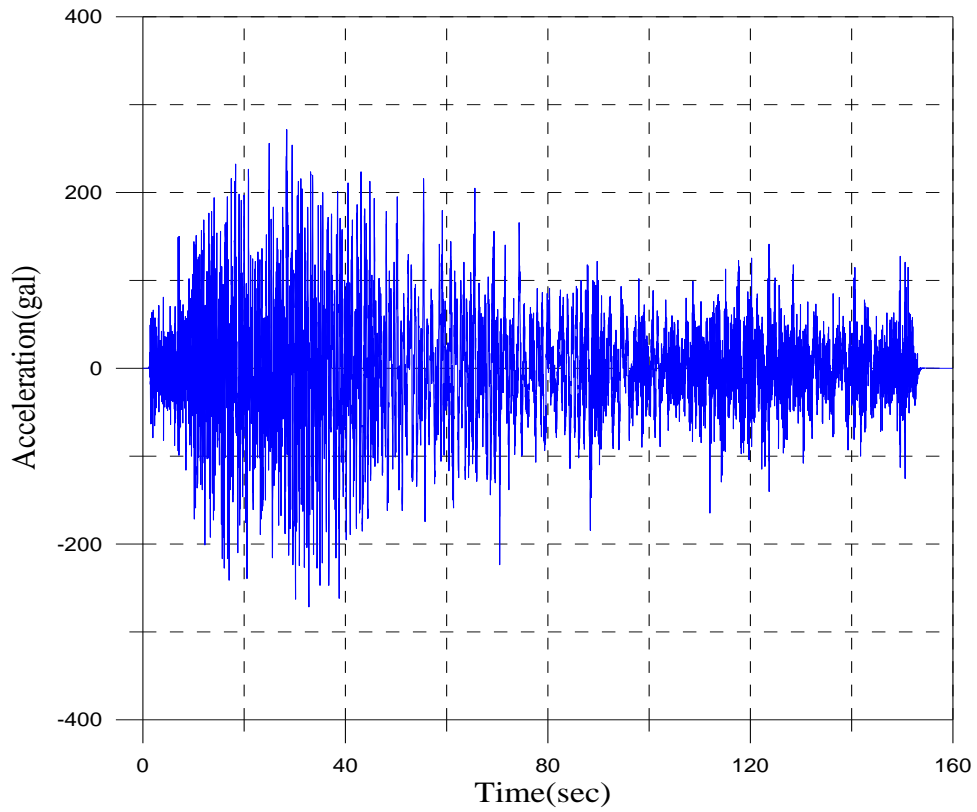


圖 4.44 重力碼頭等級 III 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時

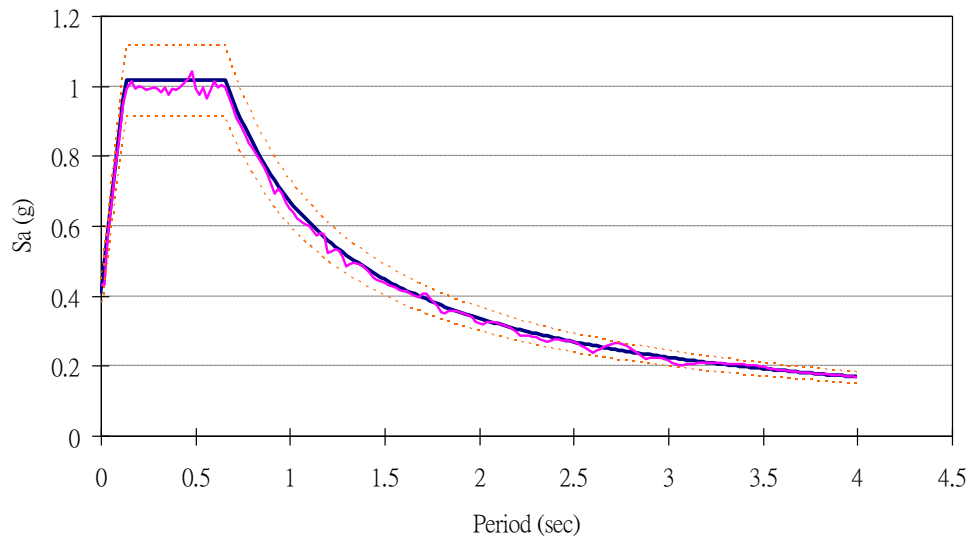


圖 4.45 重力碼頭等級 III 地震第 3 組南北向人造地震反應譜

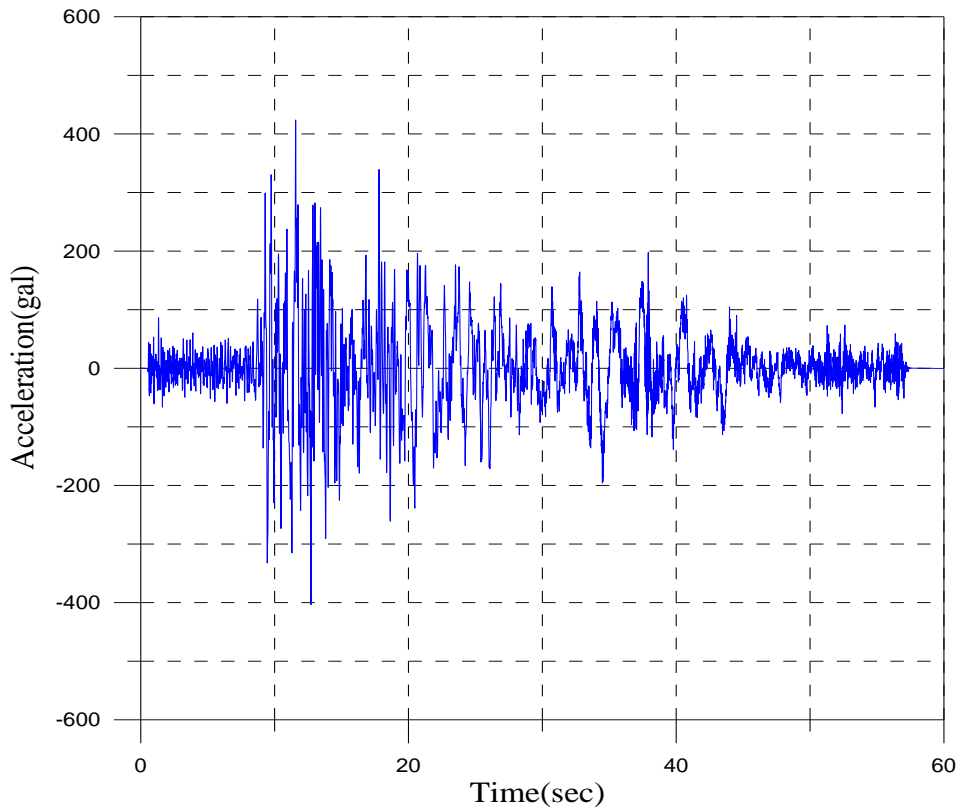


圖 4.46 重力碼頭等級 III 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時

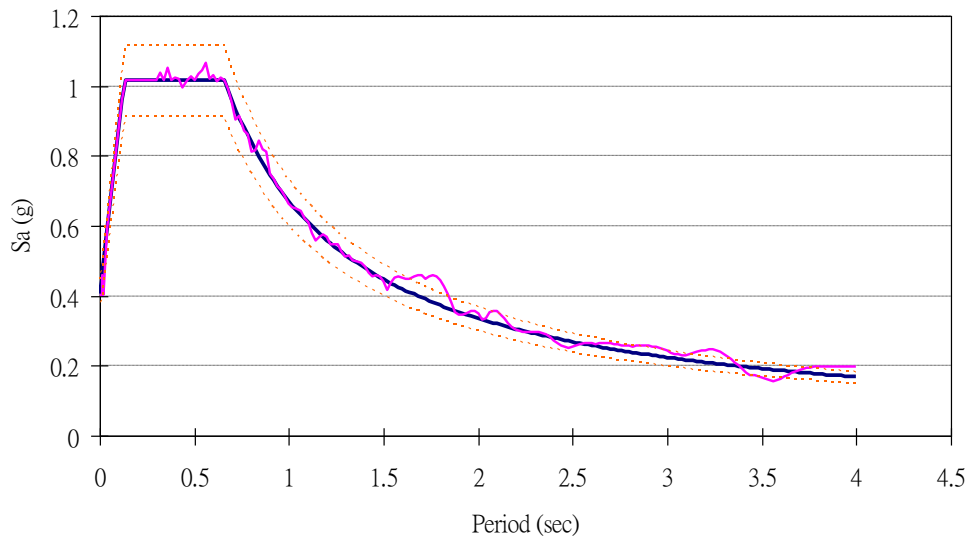


圖 4.47 重力碼頭等級 III 地震第 3 組東西向人造地震反應譜

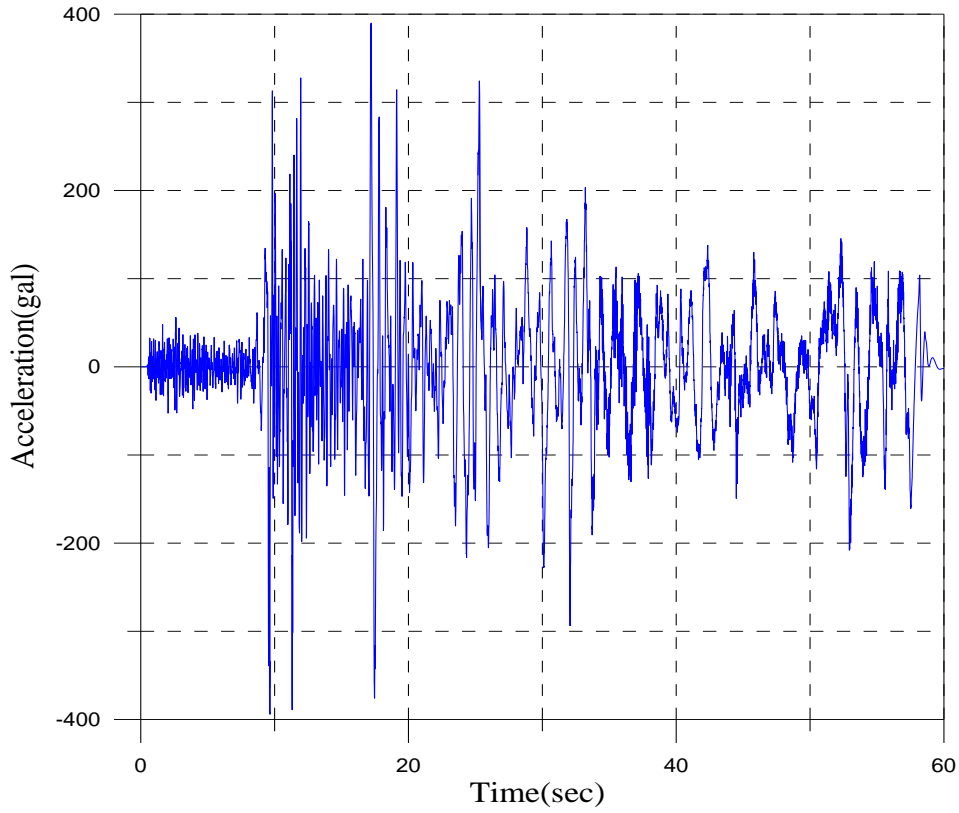


圖 4.48 重力碼頭等級 III 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時

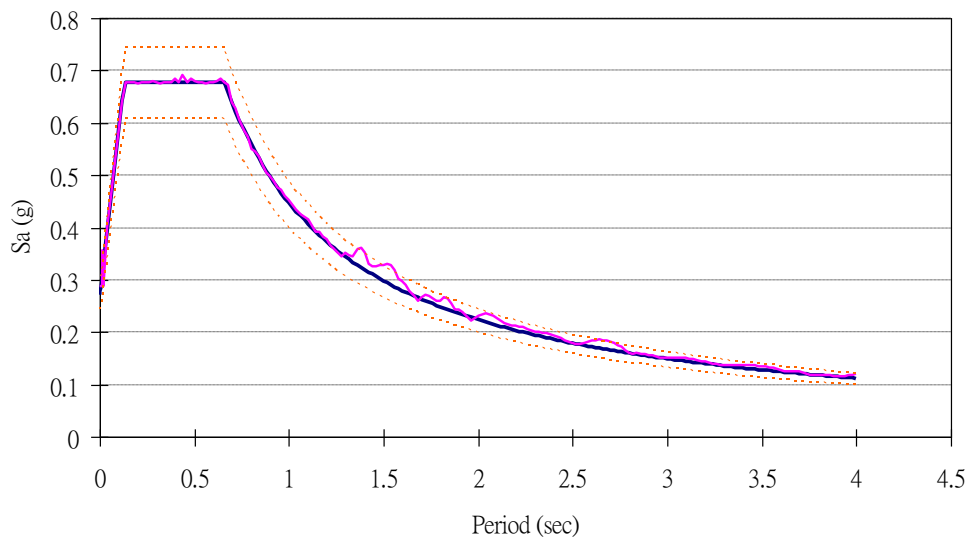


圖 4.49 重力碼頭等級 III 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜

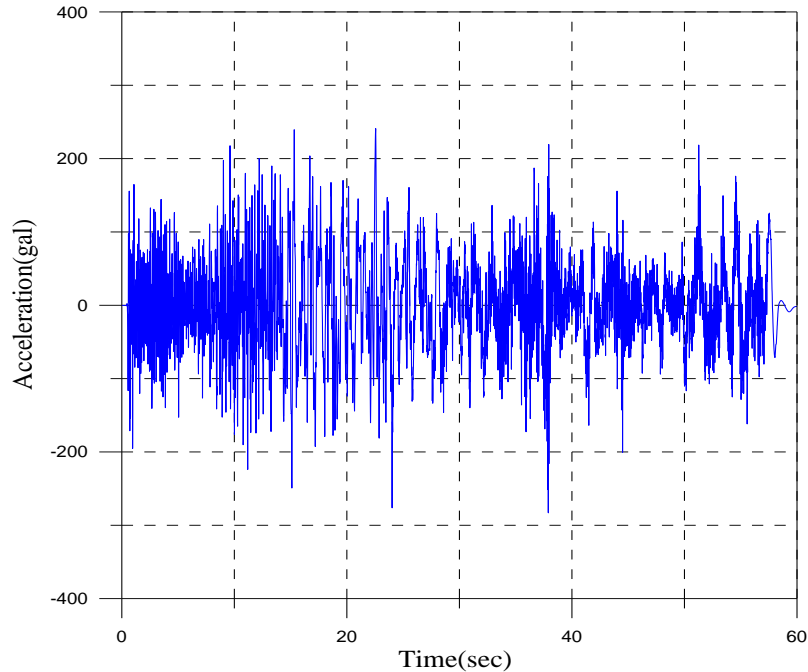


圖 4.50 重力碼頭等級 III 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時

2. 分析方法

◆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 2.6.3 節，可詳知重力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 4.1 及表 4-5 之資訊，將重力式碼頭的沉箱尺寸與附近土層之分析範圍，依其計算之複雜程度，進行網格疏密之建置如圖 4.51 所示，分析網格劃分為 50×30 計 1500 個差分網

格，沉箱與地底土層總體高度為 40.14 公尺，垂直網格數為 30；向海側之土層範圍長為 23.4 公尺，網格數為 15；沉箱之網格數為 10；陸側之土層範圍長為 39 公尺，網格數為 25。本案例以沉箱周圍之網格較為緻密，主要係考量當重力式碼頭破壞時，破壞機制主要為沉箱滑動、傾倒或沉陷，緻密之網格劃分較可充分掌握沉箱周圍之應力精度要求。

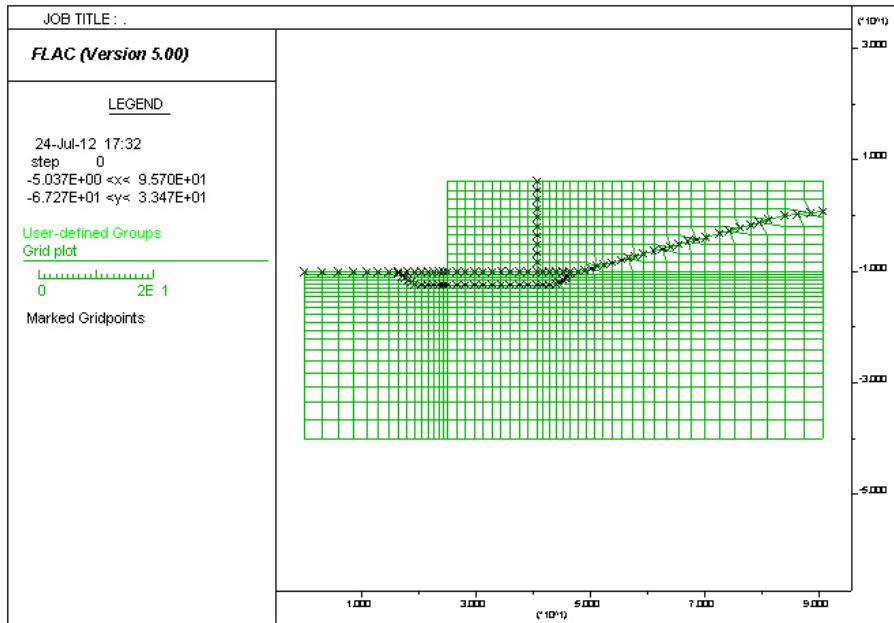


圖 4.51 重力式碼頭 FLAC 程式網格建置

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 4-5 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^[7]所建議參考值與 SPT-N 值之轉換公式獲得，其參數值分別表 4-15、表 4-16 與、圖 4.52 所示。剪力模數、統體模數之轉換公式分別利用式(4.2)與式(4.3)分別求出，如下所示：

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots(4.2)$$

$$B = \frac{E}{3(1-2\nu)} \dots\dots\dots(4.3)$$

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 4-17 所示，細粒砂土粗粒砂土之孔隙率介於 0.3 至 0.5 之間；滲透係數則如表 4-17 所示。材料參數設定完成後，將地層材料性質依序在 FLAC 程式內建立分層，成果如圖 4.53 所示。

表 4-15 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

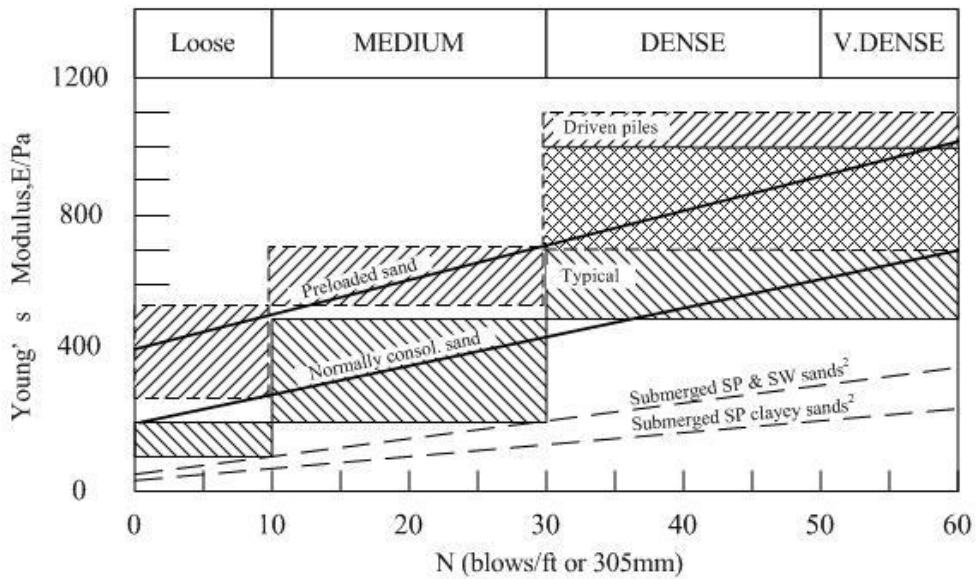
表 4-16 摩擦角選用參考

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

$E/Pa \approx 5 N$ (sands with fines)

$E/Pa \approx 10 N$ (clean NC sands)



Comparative Plot of Drained Modulus Correlations for Sand

Source : Callanan and Kulhawy

圖 4.52 楊氏模數與標準貫入試驗值之關係

表 4-17 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

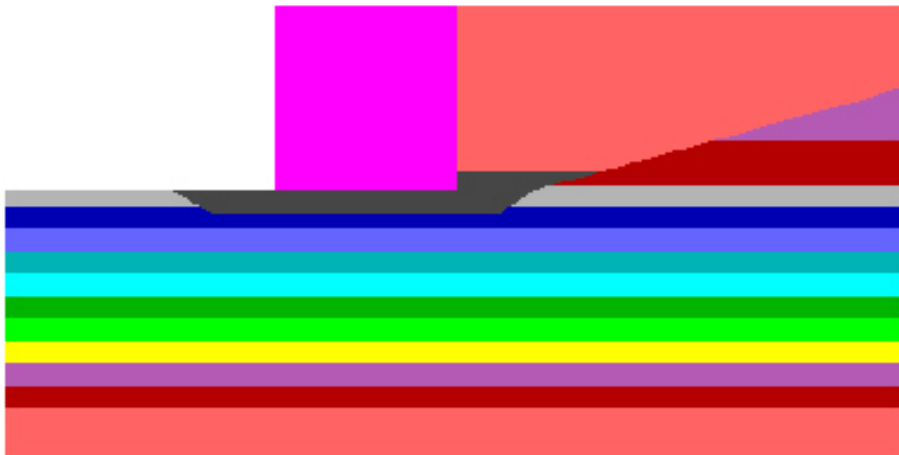


圖 4.53 FLAC 程式材料參數分層圖

(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 4.54 所示。

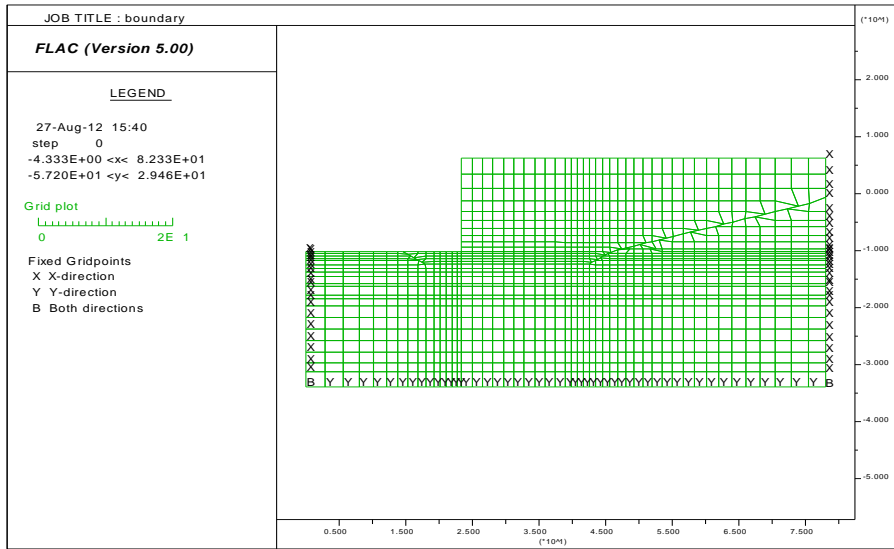


圖 4.54 FLAC 程式模型之邊界條件

(4) 界面元素

本研究案例之重力式碼頭主要構造物包含沉箱與水力回填砂，沉箱係為一剛性結構物，而沉箱後方之水力回填砂與沉箱下方之土層係較為柔性之土壤，為模擬真實土壤與剛性結構體之間之不連續界面，同時考量不連續界面之變形行為，故需於沉箱與鄰近土壤間加入界面元素以模擬沉箱之滑動與剪切行為，同時反應土壤與結構互制情況。

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，亦可使用建議公式進行設定，如式(4.4)所示，另軟弱土層與堅硬岩盤之摩擦角則介於 15 度至 30 度之間。本研究案例選用參數及圖示分別如表 4-18 與圖 4.55 所示。

$$K_n = 10K_s = \max \left[\frac{(K + \frac{4}{3}G)}{\Delta z_{\min}} \right] \dots\dots\dots(4.4)$$

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； Δz_{\min} 界面鄰近網格之最小寬度。

表 4-18 界面參數

部位	正向勁度 K_n (Mpa)	切向勁度 K_s (Mpa)	界面摩擦角 (度)
沉箱基礎與背填土間	100	10	15
沉箱基礎與卵礫石間	800	80	20

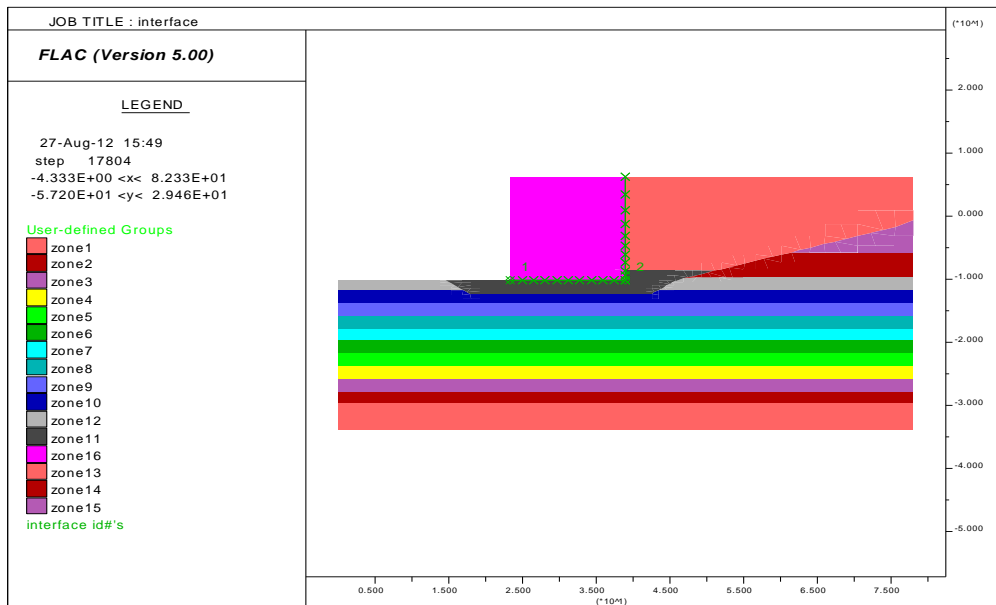


圖 4.55 界面元素模型

(5) 海水側向力與地下水位面

海水側向力之壓力公式計算如式(4.5)所示，計算完成之海水側向力在 FLAC 模型建置後，如圖 4.56 所示，而地下水位面設定為-3.66 公尺，FLAC 模型設定結果如圖 4.57 所示。

$$P = \gamma_w H \dots\dots\dots(4.5)$$

其中 P 為壓力，單位 Pa； γ_w 為海水單位重；H 為水深。

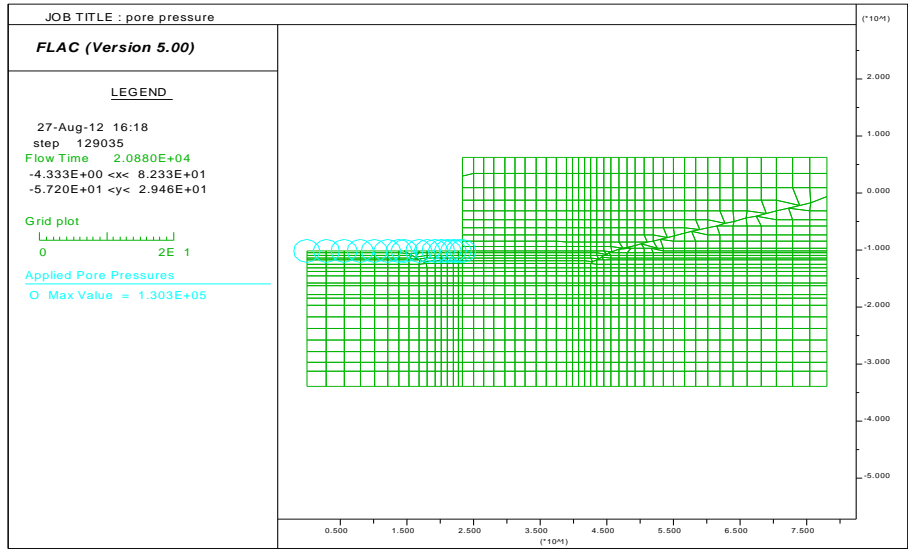


圖 4.56 海水側向力模型建立

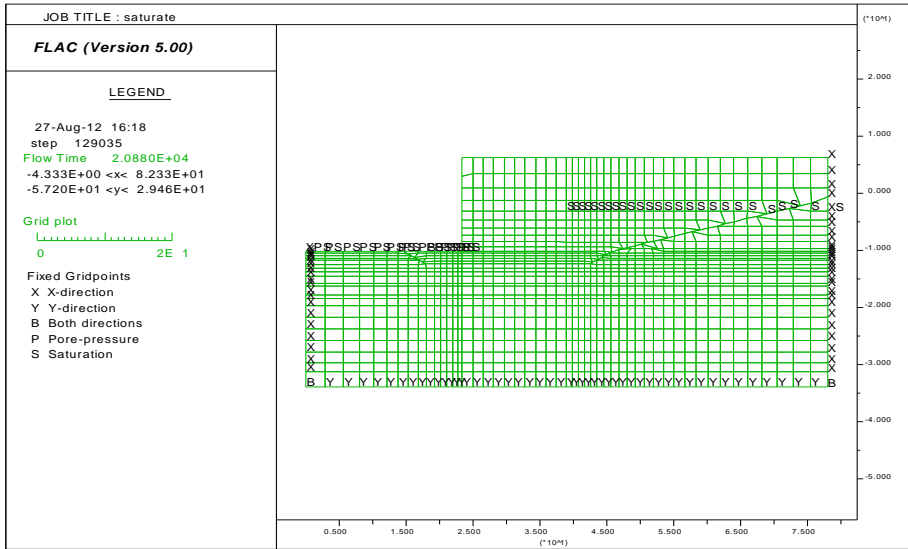


圖 4.57 地下水位面模型建立

(6)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(4.6)所示，而 Byrne 於 1991 發展兩參數模式，如式(4.7)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(如表 4-5 所示)所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 4.58 所示。

$$\Delta\varepsilon_{vd} = C_1(\gamma - C_2\varepsilon_{vd}) + \frac{C_3\varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4\varepsilon_{vd}} \dots\dots\dots(4.6)$$

$$\frac{\Delta\varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp\left(-C_2 \frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right) \dots\dots\dots(4.7)$$

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。

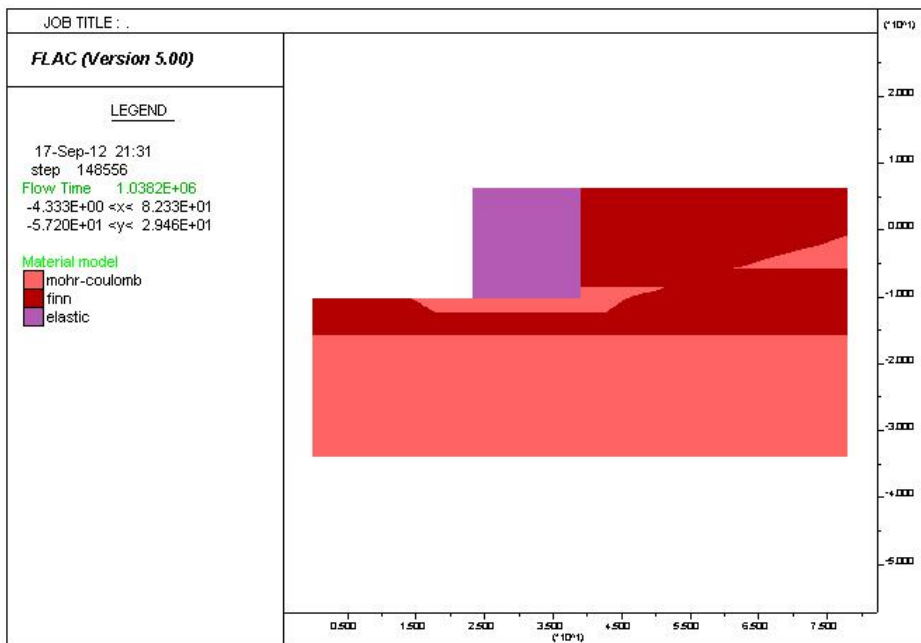


圖 4.58 Finn 模式模型建立

(7) 動態邊界條件

於動力分析時需考慮邊界效應，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)。

由於外傳震波傳至邊界，使得反射波回傳進入模型內，進而干擾近域震波之運動。故吸能邊界主要採用足夠大之模型，藉由材料阻尼來消除反射波，但若使用過大之模型，則會造成高數值運算量，計算時間過久的問題。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。

為消除洩漏的問題，可使用自由場邊界條件，其主要採用足夠遠之邊界來消除反射波的影響。優點為對於高阻尼材料，使用相對較小之距離，即可滿足自由場邊界條件；缺點則為對於低阻尼材料，則需使用較大之距離，才可滿足自由場邊界條件，此舉將會導致計算域之模型過大的問題。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。因為本案例之震源輸入位於下部邊界，故使用自由場邊界為重力式碼頭分析之動態邊界條件較為妥當，如圖 4.59 所示。

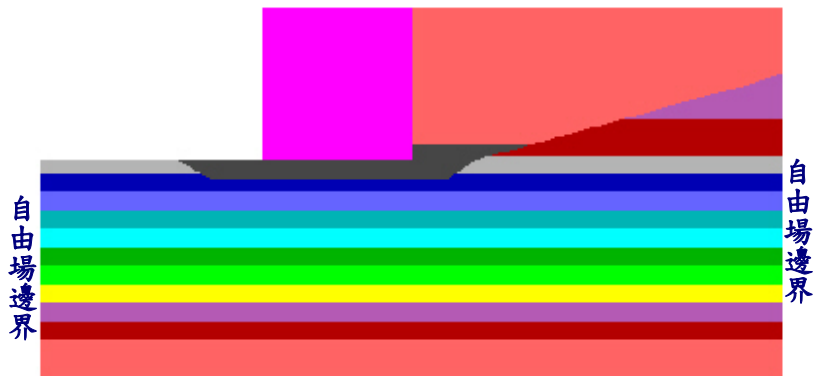


圖 4.59 FLAC 動態邊界條件

(8) 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(4.8)。而臨界阻尼比之計算如式(4.9)，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(4.10)，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 6。

$$C = \alpha M + \beta K \dots\dots\dots(4.8)$$

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \dots\dots\dots(4.9)$$

$$f_{\min} = \omega_{\min} / 2\pi \dots\dots\dots(4.10)$$

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。

(9) 地震力輸入

動力分析時，考慮重力式碼頭的座落方向，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 20 秒至 60 秒，共 40 秒，如圖 4.60 所示；第 2 組人造地震加速度歷時，取 25 秒至 80 秒，共 55 秒，如圖 4.61 所示；而第 3 組人造地震加速度歷時，取 0 秒至 60 秒，共 60 秒，如圖 4.62 所示。

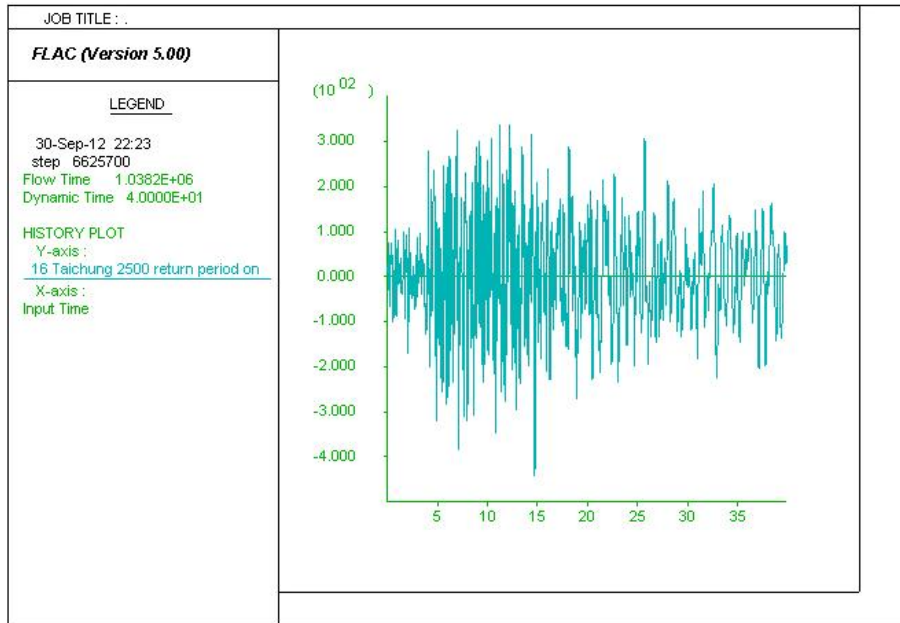


圖 4.60 FLAC 第 1 組人造地震加速度歷輸入

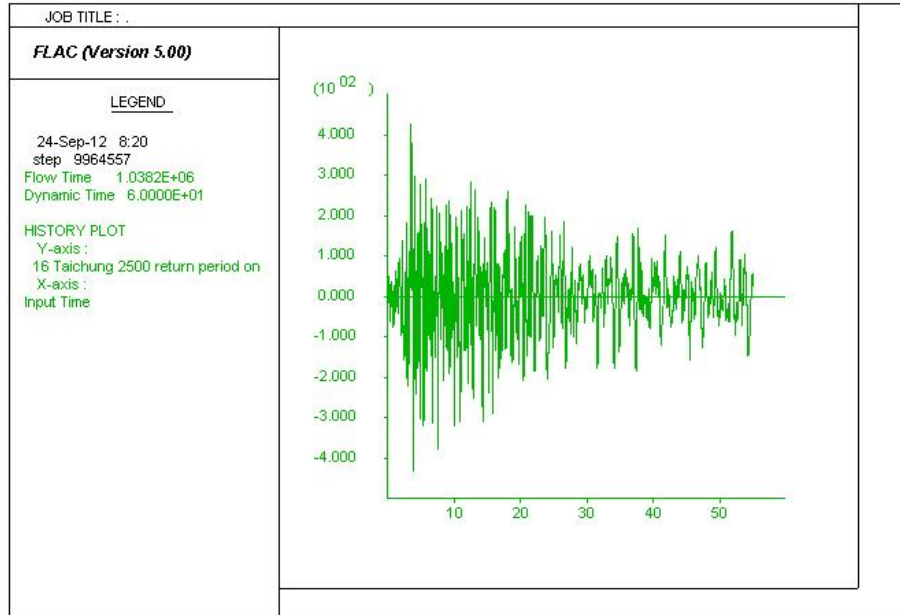


圖 4.61 FLAC 第 2 組人造地震加速度歷輸入

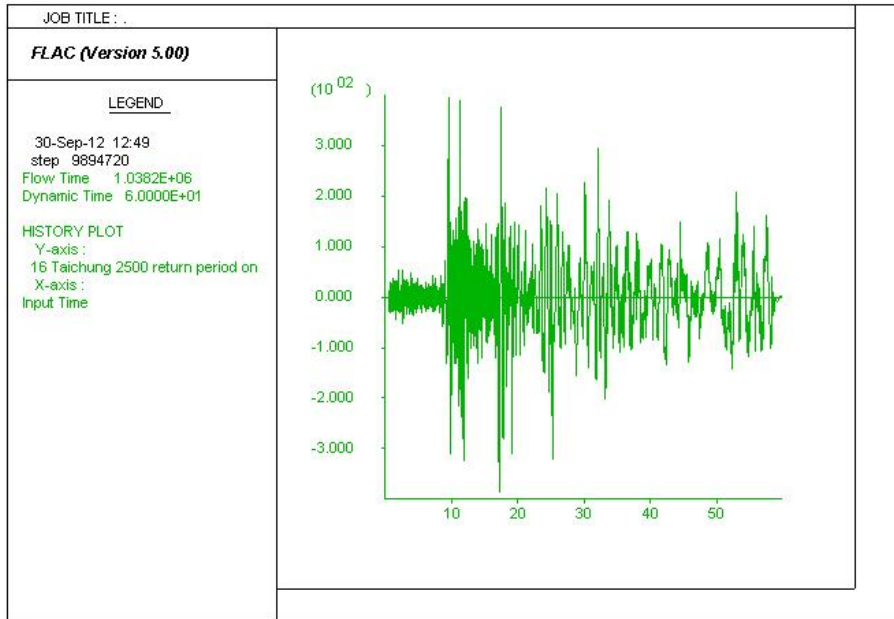


圖 4.62 FLAC 第 3 組人造地震加速度歷輸入

(10)分析結果

經由第 1 組歷時作用之重力式碼頭，其破壞情況如圖 4.63 所示，水平位移如圖 4.64 所示，最大位移為 59 公分，孔隙水壓激發的情況，如圖 4.65 所示，可看出孔隙水壓隨震動之時間遞增。第 2 組歷時作用之重力式碼頭，其破壞情況如圖 4.66 所示，水平位移如圖 4.67 所示，最大位移為 220 公分，孔隙水壓激發的情況，如圖 4.68 所示，可看出孔隙水壓隨震動之時間遞增。第 3 組歷時作用之重力式碼頭，其破壞情況如圖 4.69 所示，水平位移如圖 4.70 所示，最大位移約為 30 公分，孔隙水壓激發的情況，如圖 4.71 所示，可看出孔隙水壓隨加速度作用之時間遞增。

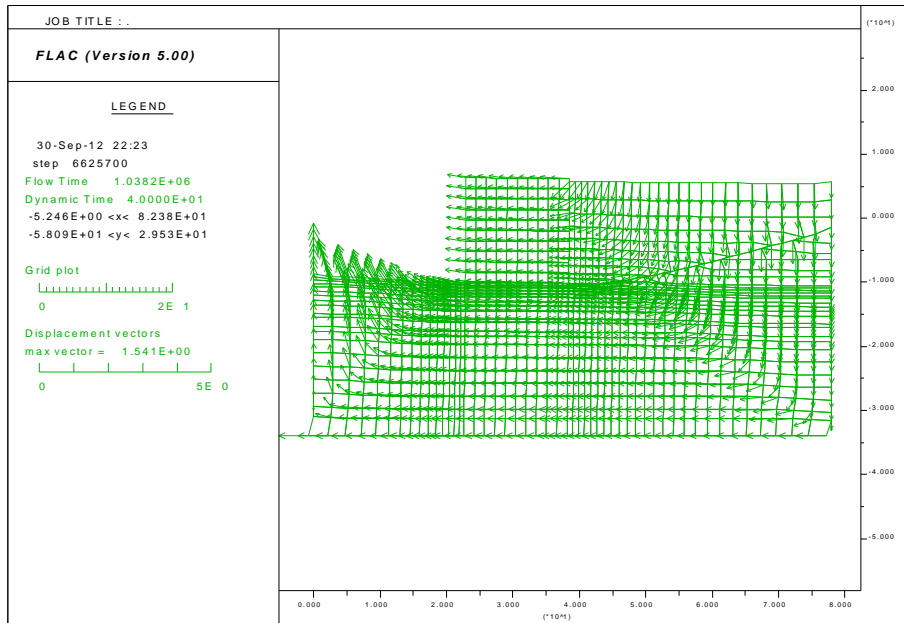


圖 4.63 重力式碼頭等級 III 地震第 1 組歷時分析破壞情況

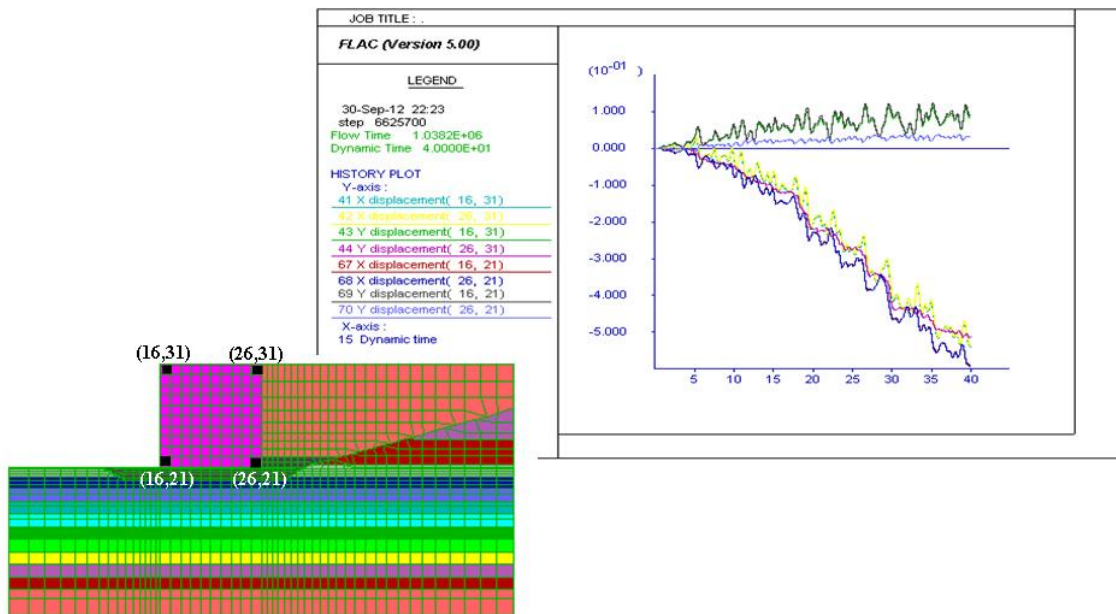


圖 4.64 重力式碼頭等級 III 地震第 1 組歷時分析水平位移

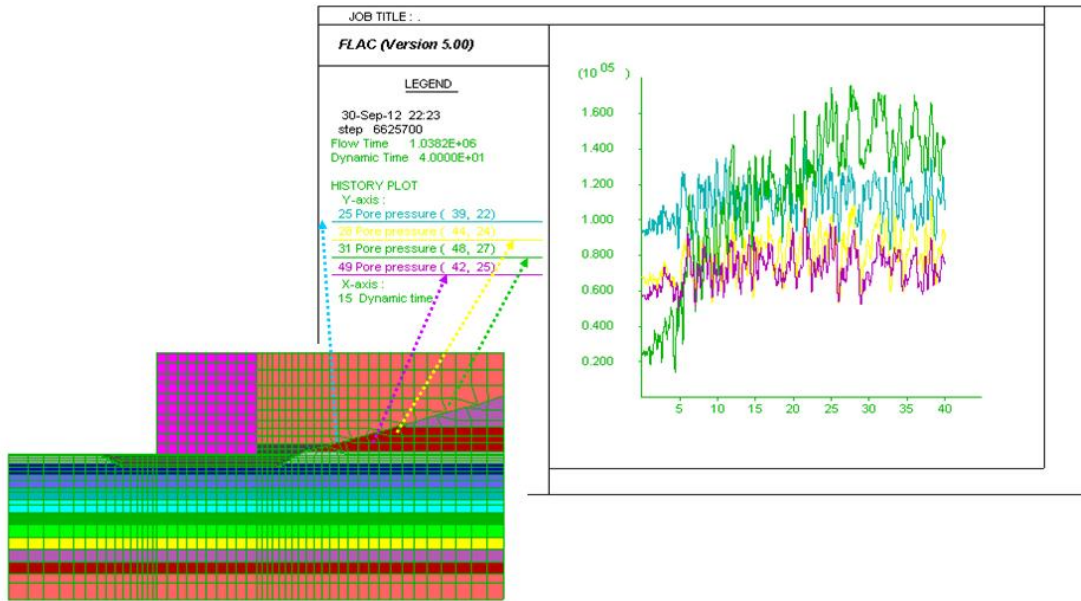


圖 4.65 重力式碼頭等級 III 地震第 1 組歷時分析孔隙水壓

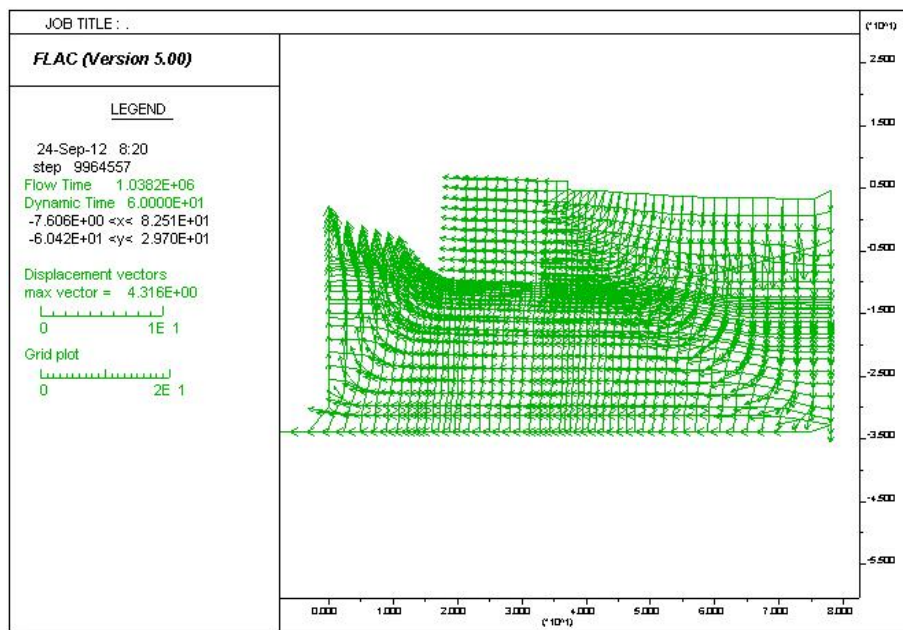


圖 4.66 重力式碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析破壞情況

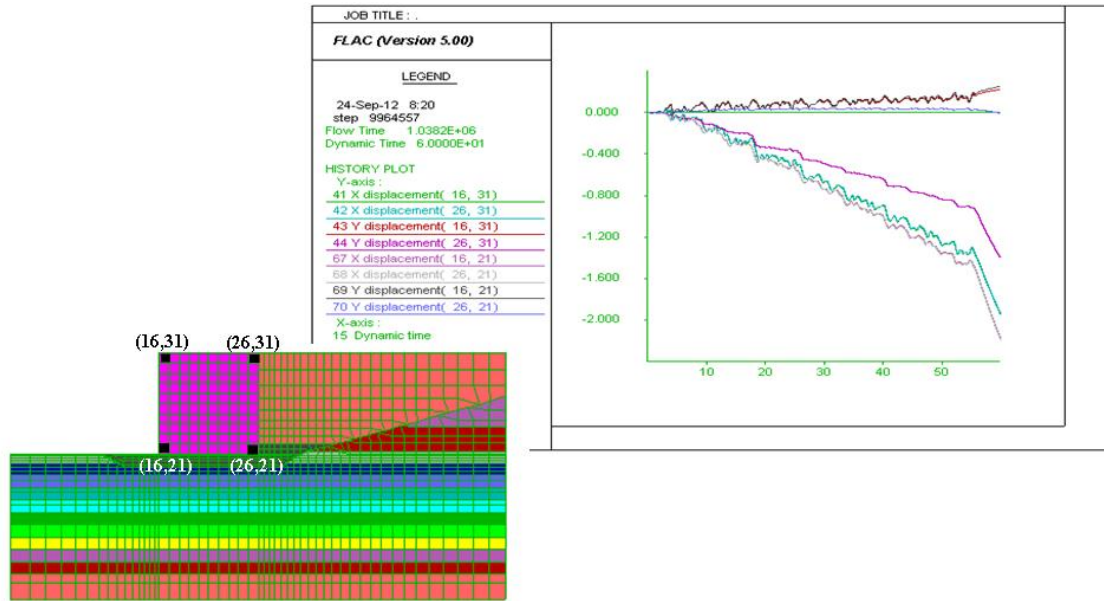


圖 4.67 重力式碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析水平位移

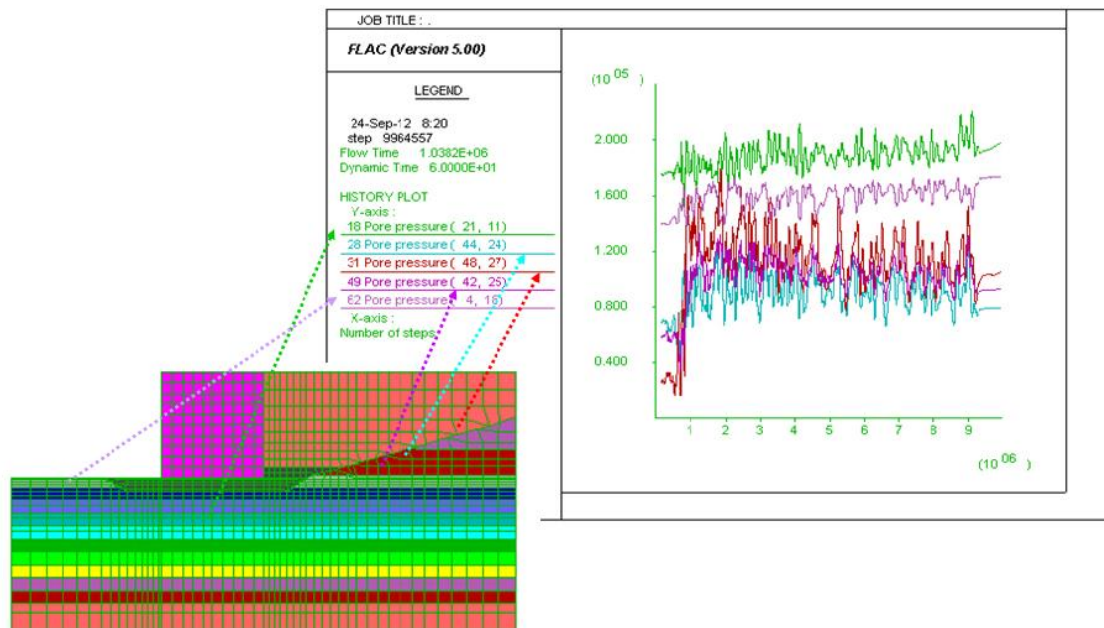


圖 4.68 重力式碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析孔隙水壓

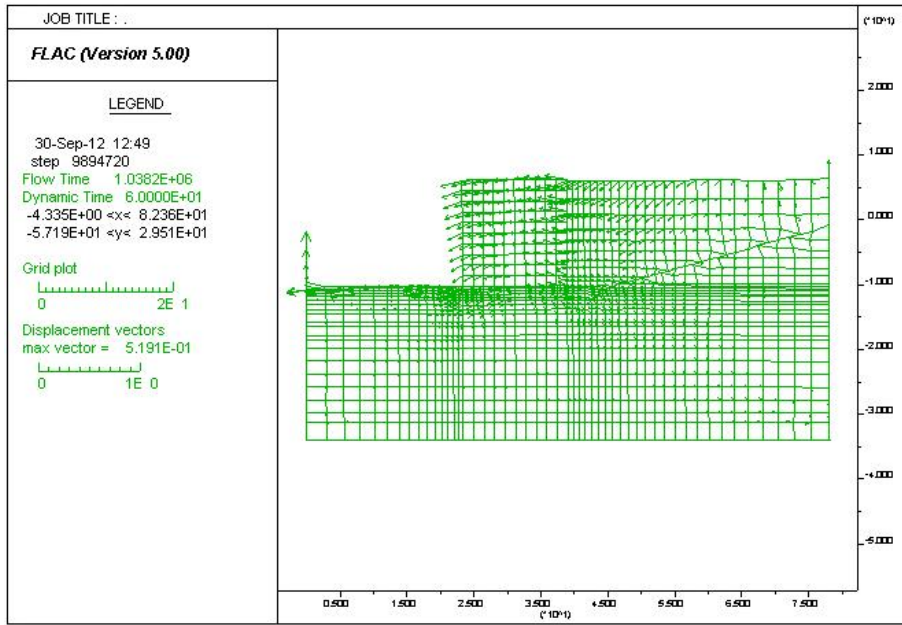


圖 4.69 重力式碼頭等級 III 地震第 3 組歷時分析破壞情況

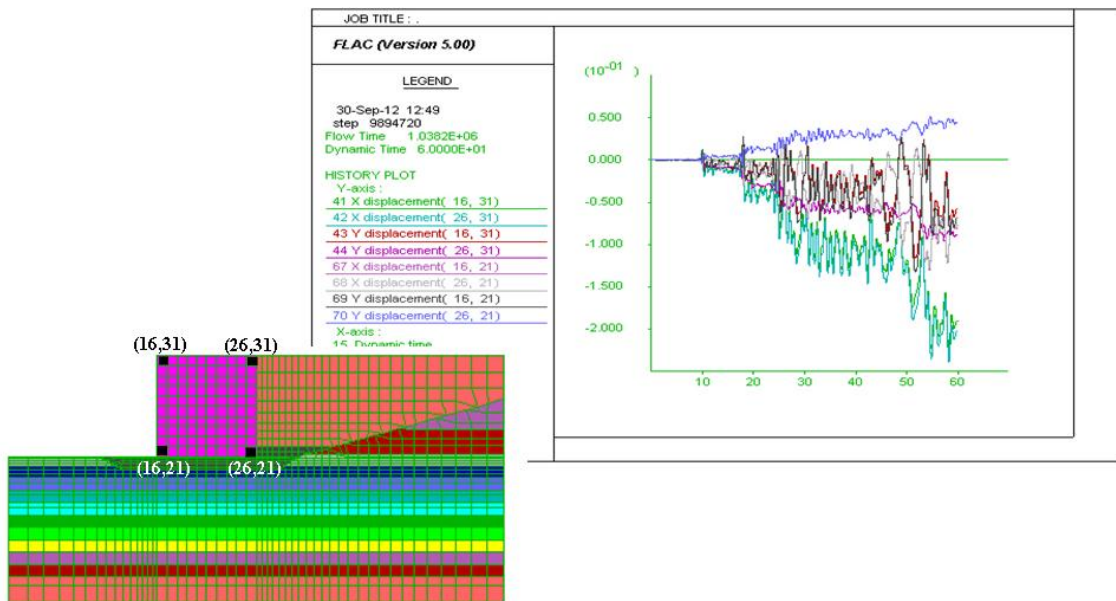


圖 4.70 重力式碼頭等級 III 地震第 3 組歷時分析水平位移

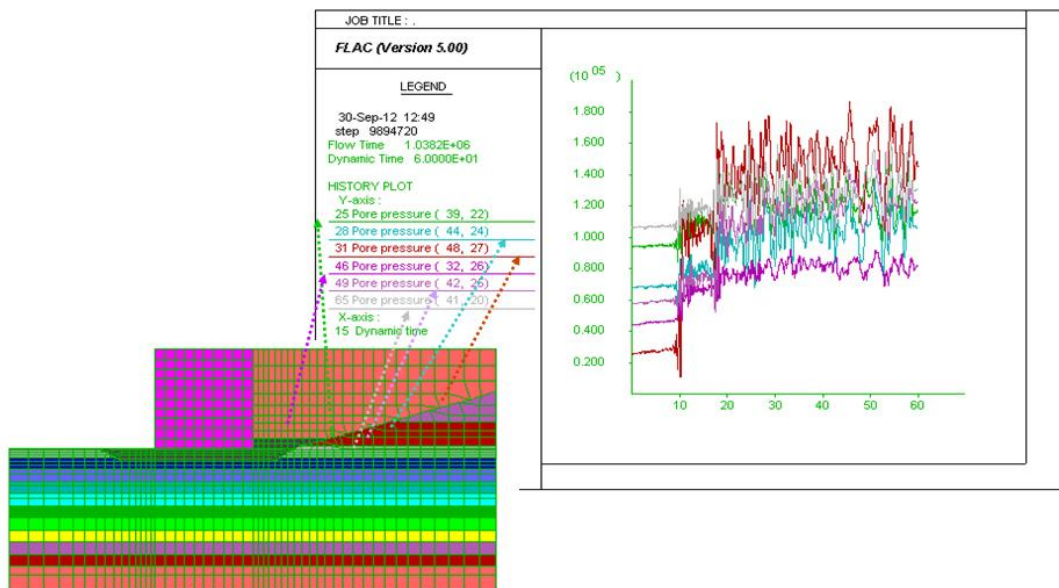


圖 4.71 重力式碼頭等級 III 地震第 3 組歷時分析孔隙水壓

3. 性能規定驗證

由上述之 FLAC 動力分析之結果來判定所設計之碼頭的受震反應是否滿足性能可接受標準，如表 4-19 之檢核內容，碼頭在等級 III 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，只是有兩組人造地震歷時分析之計算結果較為保守。

表 4-19 重力式碼頭等級 III 地震時之性能規定檢核

參數		性能等級	
		第 IV 級	
殘餘變位	壁體	正規化水平位移 d/H	>10% 第 1 組：59/1620=3.64% 第 2 組：220/1620=13.58% > 10% 第 3 組：30/1620=1.85% 滿足經濟性要求
		向海側傾斜角	>8°
岸肩	岸肩	不均勻沉陷量	N/A
		岸肩與後線陸地之沉陷差	N/A
		向海側傾斜角	N/A

4.7 設計結果說明

等級 I 地震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，結合經驗公式檢核其應變量皆小於性能可接受標準為不需維修，整體驗證結果滿足功能正常之性能要求；等級 II 地震滑動塊分析檢核結果，其碼頭應變量皆小於性能可接受標準，滿足修復非常困難，但結構不倒以維持生命安全之性能要求；等級 III 地震動力分析檢核結果亦滿足性能之要求，結構物已嚴重毀損，無法恢復營運作業，需拆除重建。

三等地震檢核皆通過，則重力式碼頭可依初步設計之構件斷面進行施工，並確保其耐震性能符合要求。

第五章 性能設計與現行基準之設計地震力比較

5.1 設計地震力說明

本研究第一期計畫根據既有研究與港區地震危害分析結果，以耐震性能設計理念建立耐震設計目標，提出碼頭耐震性能設計架構，並建立直觀、透明度高之耐震性能要求與規定。該設計要求與規定訂定後，對設計地震力之影響是關係工程師設計結果的重要因素之一。本章針對不同工址之非剛性碼頭，探討第一期計畫所建議的耐震性能設計方法與現行港灣構造設計基準之設計地震力差異，依臺灣不同主要商港位置，比較各港區水平橫力係數與結構週期之關係，詳細探討本研究所提出之耐震性能設計標準建議與現行設計基準之差異，作為評估規範內容適切性依據之一。

於不同等級地震下，本案建議之耐震性能設計法與現行港灣構造設計基準之設計地震力公式如表 5-1。

表 5-1 性能設計與現行基準之設計地震力公式

地震等級 設計基準	等級 I 中度地震	等級 II 回歸期 475 年地震	等級 III 回歸期 2500 年地震
本案建議性能設計 基準	$V = \frac{S_{aD}}{3.25\alpha_y} W$	$V = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$	$V = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$
現行港灣構造設計 基準	$V = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$	$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$	$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$

5.2 設計地震力比較

臺灣本島沿海港灣構造分佈區域廣闊，本研究針對基隆港、臺中港、高雄港、蘇澳港及臺北港之微分震區，於不同等級地震下，比較本案建議耐震性能設計法與現行港灣構造設計基準之設計地震力差異。

現行港灣構造物設計基準對非剛性碼頭是以彈性分析做耐震設計，因此計算設計地震力時須先假設碼頭韌性比，該基準規定棧橋式碼頭結構韌性比 $R=2.5$ ，但依據本案棧橋式碼頭側推分析結果可知，碼頭韌性比在平行法線方向約為 4、垂直法線方向約為 6，而耐震性能設計法著重結構塑性行為，必須將結構真實韌性加以考量，故本節在計算設計地震力時，假設以 $R=4.0$ 做為結構真實韌性，針對表 5-1 之三種等級設計地震力進行比較；由於耐震性能設計係以不同的性能要求來反應碼頭重要度，所以不採用「用途係數」調整設計地震力，因此本節為求在相同條件下進行設計地震力比較，則以 B 級碼頭為例，將用途係數 I 值均取 1.0，起始降伏地震力放大倍數 α_y 依現行設計基準建議取 1.0。性能設計與現行基準在不同微分震區及地震等級下，水平橫力係數與週期之關係如圖 5.1~圖 5.4。

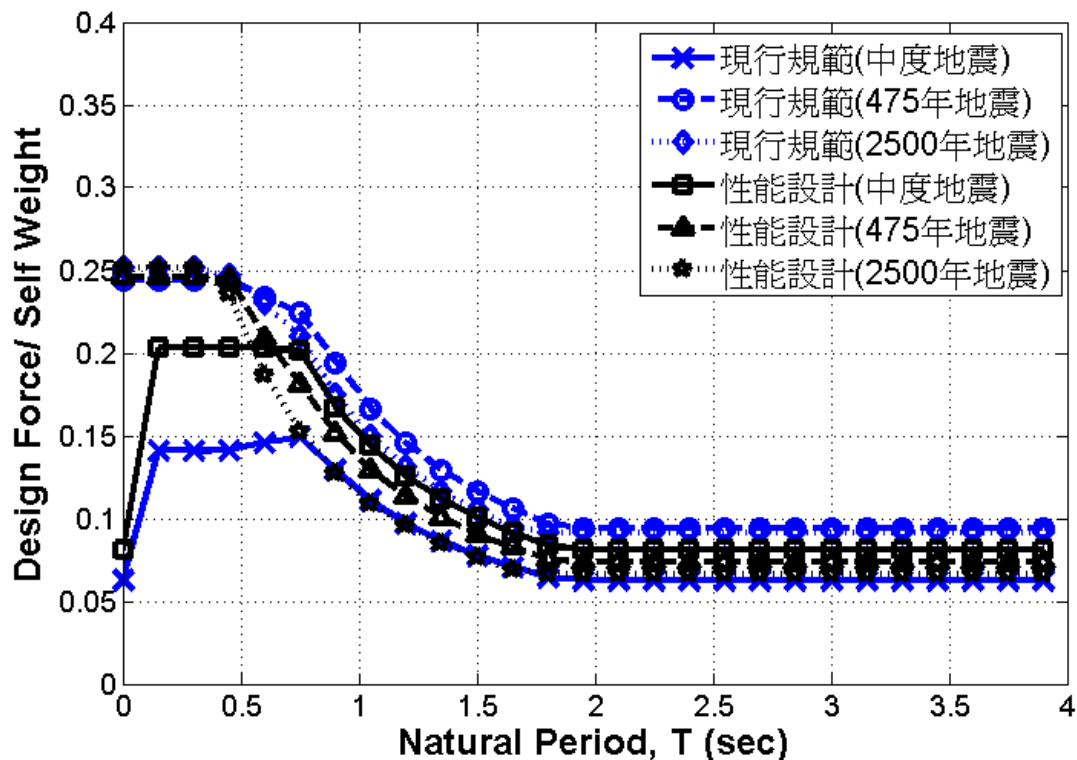


圖 5.1 基隆港、高雄港設計地震力係數與週期關係圖

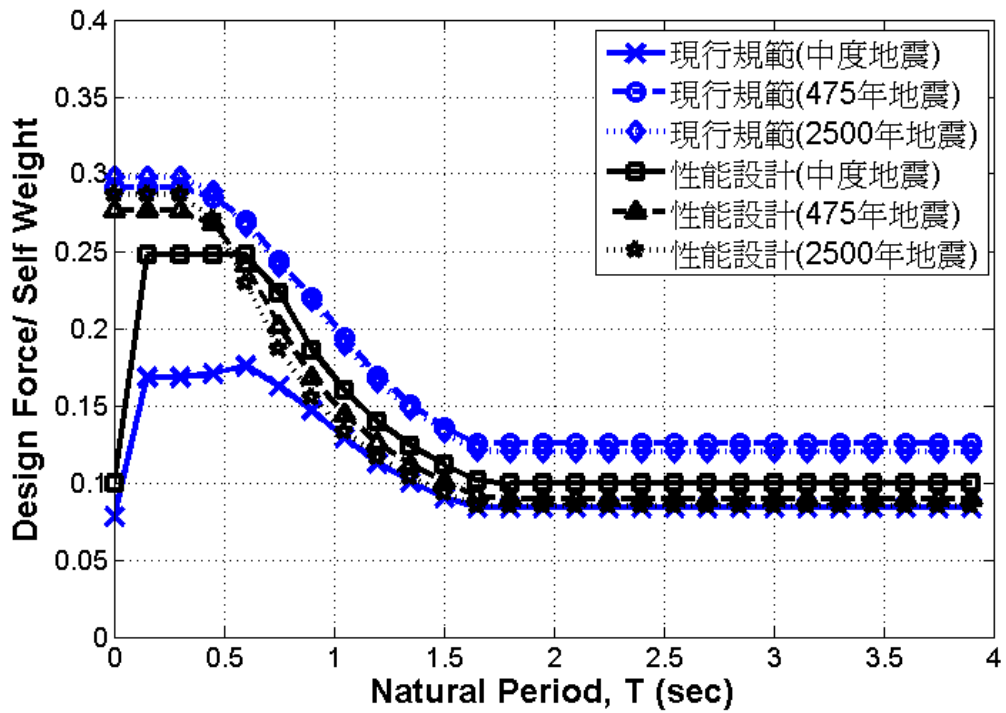


圖 5.2 臺中港設計地震力係數與週期關係圖

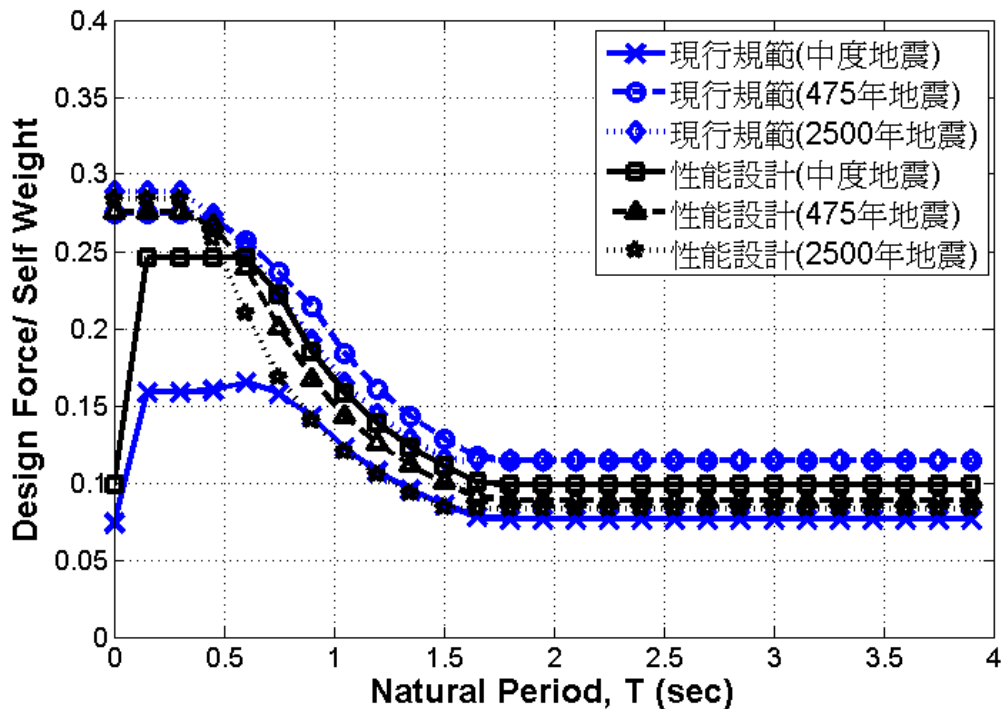


圖 5.3 蘇澳港設計地震力係數與週期關係圖

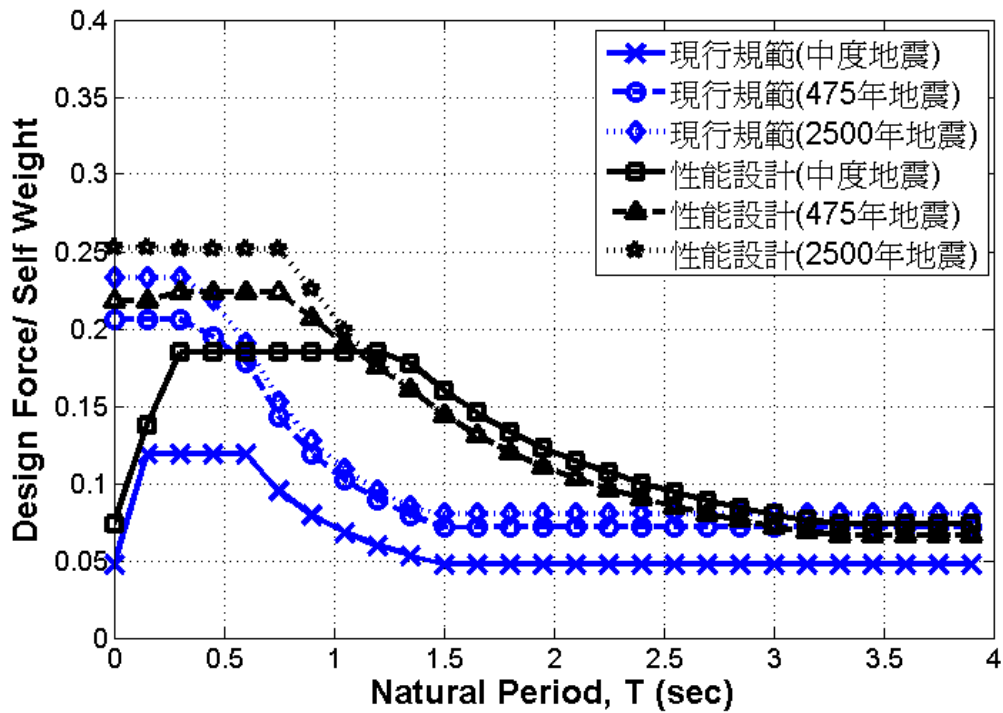


圖 5.4 臺北港設計地震力係數與週期關係圖

由圖 5.1~圖 5.3 可知當微分震區工址位於基隆港、臺中港、高雄港、蘇澳港，耐震性能設計法等級 I(中度地震)設計地震力於短週期範圍內較現行基準設計地震力高出約 45%~55%，於中長週期範圍高出 20%至 30%；等級 II、等級 III (回歸期 475 年、2500 年地震)於短週期範圍內，耐震性能設計法與現行基準設計地震力差異約在 10%以內，而中長週期範圍性能設計法之設計地震力則低於現行基準 20~30%。在實際耐震設計時係取三等級地震力之最大值作為設計標準，則性能設計法之地震力設計標準大多略低於現行設計基準。

現行設計基準並未將臺北盆地範圍另訂譜加速度係數及週期分界，而將臺北港歸屬於一般震區，本研究參考目前最新橋梁耐震設計規範對臺北盆地區域之譜加速度規定，作為本案性能設計法之臺北盆地三等級短週期與中長週期分界及設計地震力計算依據，如圖 5.4 所示，將臺北港納入臺北二區地震微分區，其所算得之三等級地震力與現行港灣構造設計基準規定差異較大，臺北港區於短週期範圍性能設

計法等級 I 設計地震力約高出現行基準 55%，另由於短週期與中長週期分界差異大，性能設計法與現行基準之等級 II、等級 III 設計地震力差異隨不同週期區間漸變，最大差異量約在週期 1.35 秒，性能設計法約高出現行基準 90%。此差異主要來自於微分區譜加速度係數之變革。

針對不同微分震區下，現行基準等級 I(中度地震)設計地震力於全週期範圍內均小於等級 II、III 之設計地震力，此現象並不符合常態，按現行規範規定進行耐震設計時，應將回歸期 475 年、2500 年地震以結構韌性折減後變為設計地震與最大考量地震，再與中度地震三者進行比較取大值作為結構設計地震力，因此中度地震、設計地震、最大考量地震三者所算得之地震力應在各週期範圍內互有高低，而中度地震於全週期範圍內均小於設計地震與最大考量地震之地震力的主要原因有二，即為：1.規範所規定之非剛性碼頭韌性比太低、2.所採用的設計地震力公式係適用於建築類之高韌性容量結構，以上兩點成因於本研究所建議之性能設計法中皆作改善。依本研究所建議之耐震性能設計法，若結構系統韌性容量依結構實際狀況適當提高假設為 $R=4.0$ ，則於中長週期等級 I 之設計地震力將高於等級 II、等級 III 之值，將可確實反應「避免韌性較佳結構(週期較長)於中小度地震時即進入降伏狀態」之設計理念。

第六章 探討性能設計法之適宜性

6.1 棧橋式碼頭耐震性能設計法適宜性探討

本研究忠實地按第二章所述之設計步驟進行第三章棧橋碼頭耐震性能案例設計，過程中尚無窒礙難行之處，順利完成設計，證實本研究所提之設計流程有良好的可行性，若未來碼頭耐震性能設計規範採用此設計方式，工程顧問公司參照相同的設計流程，則可順利完成碼頭耐震性能設計。

本研究第三章棧橋碼頭案例分析雖可證明本研究耐震性能設計的可行性，但其過程中仍用到部份難度較高且較為耗時的分析方法，如非線性歷時分析法，該分析法因較耗時人力成本較高，目前國內業界在橋梁與建築耐震設計上仍以側推分析容量震譜法為主，但容量震譜法有其限制，在不規則或高振態控制的結構上其分析結果會有相當的誤差，所以非線性歷時分析似乎為棧橋碼頭耐震性能設計中之重要項目，而本章亦將針對第三章棧橋碼頭案例作容量震譜法與非線性歷時分析結果之比較，以及非線性歷時分析之使用時機做初步探討。

6.1.1 容量震譜法與非線性歷時分析結果之比較

由下表可知，三組非線性歷時分析的最大位移反應平均值，等級 II 地震分別為軸向：31.1 cm、橫向：11.6 cm，等級 III 地震分別為軸向：37.5 cm、橫向：14.0 cm，上述位移量約較容量震譜法所得結果高出 14%，換言之，採用非線性歷時分析結果作碼頭性能驗證是較為嚴格的；但由第 3 組歷時分析結果可知其位移量反而較容量震譜法分析結果為小，該現象顯示，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，其對結構反應影響甚大，此現象是容量震譜法無法表現的。

表 6-1 棧橋碼頭設計例容量震譜與歷時分析之最大位移反應比較

橋面版水平最大位移反應	等級 II 地震	等級 III 地震
側推分析容量震譜法 分析結果	軸向：27.4 cm	軸向：32.7 cm
	橫向：9.4 cm	橫向：11.6 cm
第 1 組 非線性歷時分析法結果	軸向：33.2 cm	軸向：40.1 cm
	橫向：12.1 cm	橫向：14.0 cm
第 2 組 非線性歷時分析法結果	軸向：31.2 cm	軸向：42.7 cm
	橫向：11.0 cm	橫向：14.6 cm
第 3 組 非線性歷時分析法結果	軸向：28.9 cm	軸向：29.7 cm
	橫向：11.6 cm	橫向：13.3 cm

6.1.2 非線性歷時分析之使用時機

由 6.1.1 節比較之結果可推論，INA 規範採用碼頭重要度等級來規定所須採用的分析驗證法仍有其立論基礎，因為性能設計法對重要度越高的結構物越是需要掌握「外力的不確定性」與「精確的結構行為」，而非線性歷時分析法相對的可掌握較多的設計條件；另一方面，不規則結構採用動力分析設計亦是正確觀念且規範行之有年，由前述比較可知，非線性歷時分析所得之位移量約較容量震譜法所得平均結果高出 14%，其差異量並不大，其主因仍為本研究棧橋碼頭案例尚屬規則，因此若設計對象為規則且重要度較低之碼頭結構，則靜力側推容量震譜法之分析誤差應在安全係數涵蓋之範圍內而可被工程師所接受。

目前業界對於非線性歷時分析多用於不規則結構，而國內建築耐震設計規範中亦明確規定不規則結構進行非線性分析時須採用歷時分析法，另外現階段橋梁耐震性能設計規範草案亦以容量震譜法為主，因此工程顧問公司在人力成本考量與滿足規範的前提下，其多採用容量震譜法進行性能驗證；然而由於本研究棧橋碼頭案例其重要度等級係假設為 A 級碼頭，在國際航海協會港灣構造物設計規範中，對 A 級棧橋碼頭於等級 I 地震之驗證分析並無限制，則本研究選擇靜力側推分

析容量震譜法(簡化動力分析)做驗證，另國際航海協會規範為兩等級地震設計，其在等級 II 地震分析時限制必須採用非線性歷時分析(動力分析)，而我國採用三等級地震做設計，因此本案等級 II、III 地震亦沿用非線性歷時分析法。

國際航海協會港灣構造物設計規範目前仍是碼頭耐震性能設計最具代表性的設計依據，但不論設計標的物的重要等級，規則結構採用靜力側推分析法的準確性已被很多研究所證實，未來對於棧橋碼頭驗證分析法種類之採用要求，應可依我國之公共工程設計環境條件作討論調整。

6.2 重力式碼頭耐震性能設計法適宜性探討

本研究依據第二章所述之設計步驟進行第四章重力式碼頭耐震性能案例設計，過程中尚無窒礙難行之處，可順利完成設計，證實本研究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，設計單位參照相似的設計流程，應可順利完成重力式碼頭耐震性能設計。

6.2.1 案例分析方法適宜性探討

本研究針對 B 級重力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(詳第四章)，分析結果顯示已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(INA)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，故在等級 I 地震性能驗證檢核時，本研究將簡化分析結合 Uwabe 在於 1983 年進行多組試驗之結果，再將其結果進行迴歸分析，以建立位移指標與安全係數之相關性經驗公式。而此經驗公式之標準偏差偏大，因此，其可信度應略帶保留，但為因應檢核位移量之性能要求，在無其他更好方法的情況下，此舉是實務上較為可行之方式。

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(沈箱)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，意即對於重力式碼頭來說，其水力回填土之材料將扮演重要的角色。若此材料液化程度很高，則重力式碼頭破壞程度亦相當大。

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。

6.2.2 非線性動力分析適宜性探討

重力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，為了更精確探討重力式碼頭之沉箱、基礎、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驅勢，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。因此重力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 程式進行重力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。

第七章 結論與建議

7.1 研究目的與問題

所謂港灣構造物之性能設計，簡單而言，即設計時不僅考慮構造物之安全，更考慮其性能之發揮，構造物之安全與材料及荷重之特性有關，性能之發揮與其整體性能之可靠度有關，以目前之設計法而言，大多是在能確保所要之安全係數下決定構造物之尺寸，但卻未明確說明在設計條件或超過此以上之條件發生時，構造物是否還具備原有之性能，或其性能還具有多少之可靠度等之問題，以現行之設計法將無法回答。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，故本研究也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。

7.2 結論

7.2.1 耐震性能設計流程之建立

棧橋式與重力式碼頭之耐震性能設計流程詳細整理於本報告第二章，其中相較於本案第一期研究額外補充：(1)港灣構造物詳細的土壤液化評估法、(2)棧橋式碼頭非線性土壤彈簧設定、(3)棧橋式碼頭構件塑性鉸設定方式、(4)日本 331 地震重力式碼頭之破壞情形、(5)重力式碼頭靜力分析公式與流程綜整、(6)重力式碼頭 Newmark 滑動塊體分析公式與流程綜整。

7.2.2 棧橋式碼頭設計例

1. 本報告第三章之棧橋式碼頭設計例，係按第二章之設計流程進行分析檢核，順利完成設計，過程中尚無窒礙難行之處。
2. 由棧橋式碼頭示範例設計過程，可得到下列設計要點：

- (1)由棧橋式碼頭之受力變形行為可知，斜樁對碼頭側向力抵抗非常有效。
- (2)棧橋式碼頭之基樁可設計深入至低液化潛能土層中，對土壤液化之抵抗亦非常有效。
- (3)初步設計以傳統靜力分析並利用假想固定法模擬土壤結構互制進行設計，此對工程師而言甚為熟悉，而後再利用分析驗證的方式作性能檢核，在未來規範實施上較容易推動。
- (4)棧橋式碼頭示範例係假設以 A 級碼頭做設計，因此等級 I 地震性能檢核採用側推分析容量震譜法(簡化動力分析)，等級 II、III 地震性能檢核採用非線性歷時分析法(動力分析)以滿足設計要求，而檢核韌性容量要求時，本案例是採用側推分析之基底剪力-頂層位移曲線進行比對檢核(如圖 3.48、圖 3.74)，若設計時無側推分析，則可由最大塑性鉸發展之狀況做檢核，本報告示範例亦有列出(如圖 3.47、圖 3.73)。
- (5)棧橋式碼頭示範例於等級 II、III 地震性能檢核時，係採用非線性歷時分析，此分析要求三方向地震加速度必須同時輸入，即考量了垂直地震力檢核。
- (6)棧橋式碼頭示範例之垂直與水平土壤彈簧係參照日本「港灣設施技術基準同解說」，而我國現行港灣構造物設計基準之土壤承载力計算規定亦同日本規範，因此本研究採用日本規範的土壤彈簧設定，對我國未來規範之制定有其延續性。
- (7)棧橋構件之塑性鉸設定，在國際航海協會(INA)規範與日本之港灣、橋梁規範皆相同，因此本研究亦採納其設定方式進行示範案例設計。
- (8)等級 I 地震容量震譜法分析結果，碼頭所有構件皆保持彈性，基樁受力小於其土壤容許承载力，且不發生土壤液化；等級 II 地震歷時分析檢核結果，其構件應變量皆小於性能可接受標

準，滿足可修復性之性能要求；等級 III 地震歷時分析則主要檢核整體韌性容量，其分析結果約為 1/2 極限韌性容量，滿足結構不崩塌之性能要求。

7.2.3 重力式碼頭設計例

1. 本研究利用性能設計法考量重力式碼頭之整體與附屬設施在不同等級的地震危害下之多等級耐震性能要求，並將重力式碼頭在設計地震下所需之耐震性能加以量化，以建立容許限制值，如此重力式碼頭之耐震性能即可進行檢核。本研究之重力式碼頭設計例，依據重力式碼頭性能設計法之設計流程進行分析檢核，可順利完成設計，過程中尚無窒礙難行之處。
2. 由重力式碼頭示範例設計過程，可得到下列設計要點：
 - (1)重力式碼頭對於其被填土的材料與特性之影響甚大，故選擇較不易產生液化之材料，可使碼頭產生破壞之程度降低。
 - (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，亦大大減少選擇眾多分析方法之複雜程度。
 - (3)重力式碼頭受三個等級地震作用，分別由簡化分析、簡化動力分析及動力分析之分析結果，其依照碼頭重要程度及地震震度皆可符合規定之性能要求。

7.2.4 設計地震力比較

本案第一期研究建議之性能設計法，將等級 I 地震(中度地震)由現行約 30 年回歸期調整至 50 年回歸期，針對基隆港、臺中港、高雄港、蘇澳港，等級 I 地震力於短週期範圍內較現行基準中度地震力高出約 45%~55%，於中長週期範圍高出 20%至 30%；而等級 II、等級 III 地震

(回歸期 475 年、2500 年地震)於短週期範圍內與現行基準設計地震力差異約在 10%以內，在中長週期範圍時則低於現行基準 20~30%。在實際耐震設計時係取三等級地震力之最大值作為設計標準，則性能設計法之地震力設計標準大多略低於現行設計基準。

另外，若結構系統韌性容量依結構實際狀況適當提高假設，則於中長週期等級 I 之設計地震力將高於等級 II、等級 III 之值，能確實反應「避免韌性較佳結構(週期較長)於中小度地震時即進入降伏狀態」之設計理念。綜上所述可知，本研究性能設計法所建議之三等級設計地震力是相當恰當，並不會過於保守。

7.2.5 耐震性能設計法之適宜性

本研究目前為碼頭耐震性能設計方法研究階段，故仍以建立完整周詳的設計分析方法為目標。

針對棧橋式碼頭，本研究所列之分析方法已相當完整，且案例分析亦是選擇較為複雜之碼頭結構，並採用難度最高的非線性歷時分析法作性能驗證，證實其性能設計流程的可行性；對於非線性歷時分析未來將以何種程度制定於規範中，以及是否會造成工程顧問公司較高的人力成本，未來可召開專家座談廣納意見後再做考量調整。

另外，對於重力式碼頭分析方法亦完整建立，且案例分析亦以實際之碼頭案例行之，並採用複雜性較高的動力分析法作性能驗證，證實其性能設計流程的可行性。

7.3 建議

1. 棧橋式碼頭振動單元間或振動單元與岸肩相接處等伸縮縫，基於設計及施工方法之不同，於結構分析模型中較難模擬該邊界條件，因此本研究建議未來進行性能驗證分析時，應考量碼頭相鄰單元間之振動行為，並依伸縮縫的設計與施工方式保守模擬其力學行為。

2. 重力式碼頭之結構包含沉箱、基礎、和背填土壤，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，沉箱後方之背填土壤是否液化及其液化之程度對於重力式碼頭之耐震性能影響相當地大，因此重力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。
3. 重力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，建議後續可做一系列之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。
4. 本研究於非線性動力分析採用 FLAC^{2D} 程式，FLAC^{2D} 程式係假設重力式碼頭內地層與幾何形狀為二維分布，同時碼頭在沿海線軸方向無明顯之地層與幾何變化，故分析時僅考慮重力式碼頭受震時之二維平面應變之力學行為。然而對於地層非二維分布或是重力式碼頭之幾何具三維空間變化時，則建議需採用三維程式(諸如 FLAC^{3D} 等)進行分析。
5. 最新橋梁與建築耐震設計規範皆已將新北市八里區臺北港區劃入臺北盆地範圍，基於本研究臺北港區之設計地震力比較結果，若依現行港灣構造物設計基準計算臺北港設計地震力將有偏低之虞，建議臺北港區管理單位可先檢核各碼頭設計時所採用之設計地震力是否滿足最新規範標準，以作為未來是否進行耐震評估之依據。

参考文献

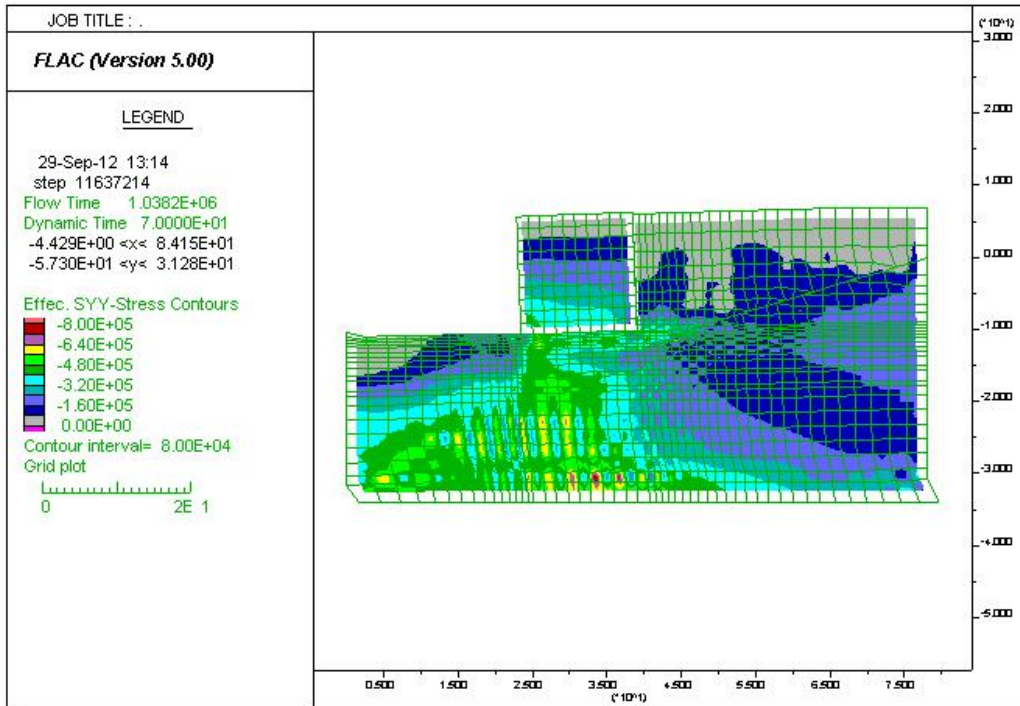
1. Newmark, N. M., Effect of Earthquake on Dam and Embankment, Geotechnique, Vol.15, No. 2, pp.139-159, 1965.
2. Franklin, A. G. and Chang, F. K., Earthquake Resistance of Earth and Rockfill Dams, Report 5: Permanent displacements of earth dams by Newmark analysis, US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Miscellaneous Paper 2-71-17, 1977.
3. Richards, R. Jr. and Elms, D., Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 105(GT4): 449-464, 1979.
4. Uwabe, T., Estimation of Earthquake Damage Deformation and Cost of Quaywalls based on Earthquake Damage Records, Technical Note of Port and Harbour Research Institute, No.473, 1983 (in Japanese)
5. 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.
6. 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.
7. Kulhawy and Mayne, Manual On Estimatumg Soil Properties for foundation design, 1990.
8. 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.
9. ATC, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol. 1,

- ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, 1996.
10. 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.
 11. PIANC/International Navigation Association, Seismic Design Guidelines for Port Structures, A.A. Balkema Publishers, 2001.
 12. Seed, et al., Recent Advances In Soil Liquefaction Engineering And Seismic Site Response Evaluation, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium, California, 2001.
 13. Hans Erickson and Andrew Drescher, the Use of Geosynthetics to Reinforce Low Volume Roads, 2001.
 14. 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。
 15. 孫一鴻、黃安斌、廖志中、潘以文、張嘉偉、王承德、石建愉，寶山第二水庫工程計畫-壩體動態分析與試驗，經濟部水利處中區水資局，臺中，2000。
 16. 內政部，建築物基礎構造設計規範，2001。
 17. 馬志睿，沉箱式碼頭受震反應之數值分析，國立中央大學土木工程學系，碩士論文，2001。
 18. 李佳翰，沉箱碼頭受震引致土壤液化之數值模擬，國立中央大學應用地質研究所，碩士論文，2001。
 19. 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。
 20. 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。

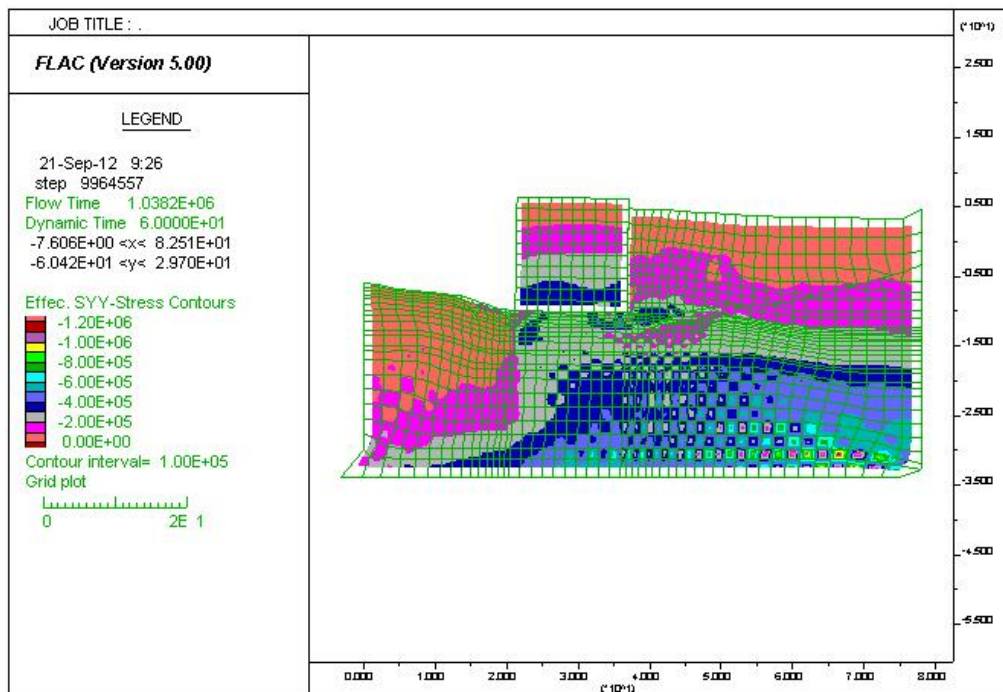
21. 交通部運輸研究所，港灣構造物設計基準修訂，2005年2月。
22. 賴瑞應、曾文傑、張道光、薛強、張景鐘、許文豪，港灣構造物功能性設計法之研究(3/3)，交通部運輸研究所，2005。
23. 薛強、陳正忠、陳國慶，碼頭結構物耐震性能設計目標與分析方法，結構工程，第二十卷，第一期：95-110，2005。
24. 日本港灣協會，港灣の施設の技術上の基準・同解説，運輸省港灣局監修，2007。
25. 日本財團法人沿岸技術研究中心，港灣構造物設計事例集，2007。
26. 交通部，公路橋梁耐震設計規範，2008。
27. 賴聖耀，謝明志，林雅雯，曾文傑，陳正興，黃富國，邱俊翔，港灣地區地震潛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。
28. 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。
29. 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，台灣世曦股份有限公司，臺北，2011。
30. 邱永芳、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。

附錄一

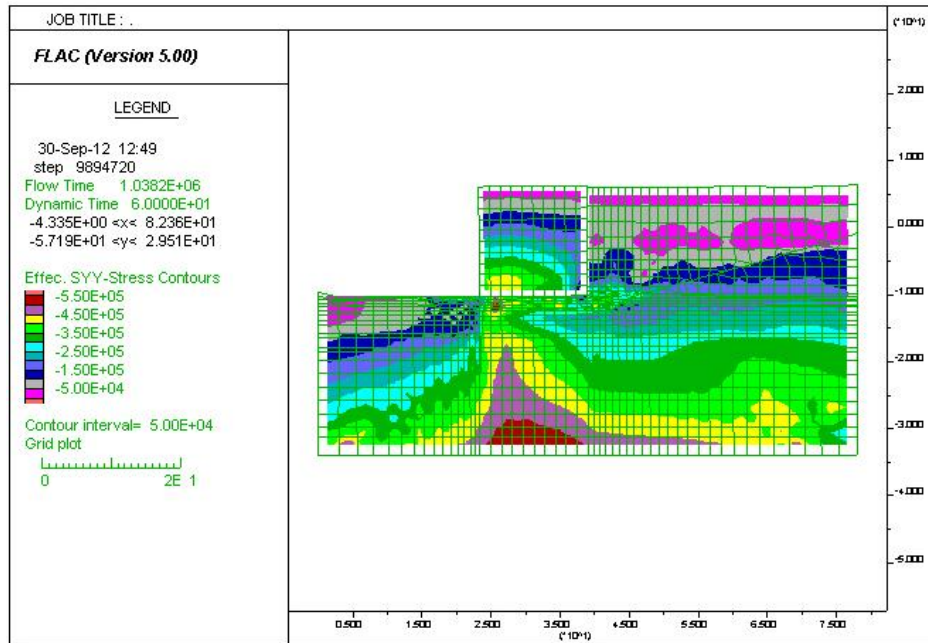
FLAC 模型有效應力分布與分析參數



重力式碼頭等級 III 地震第 1 組動力分析結果之有效應力分布



重力式碼頭等級 III 地震第 2 組動力分析結果之有效應力分布



重力式碼頭等級 III 地震第 3 組動力分析結果之有效應力分布

材料參數說明

分區		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)
碼頭沉箱		Elastic	2	-		10000	8000	0.3	1×10 ⁻⁴
卵礫石		M-C	2	35		233	140	0.5	10
背填土		M-C/ Finn	1.67	30	0.3	30	50	0.3	1×10 ⁻⁴
深度 (m)	地層 位置 (m)								
11.85	-5.79	M-C/ Finn	1.92	34	0.3	9.3	4.3	0.3	1×10 ⁻⁴
13.85	-7.79	M-C/ Finn	1.89	30.5	0.3	5.5	2.5	0.3	1×10 ⁻⁴
15.85	-9.79	M-C/ Finn	1.96	31	0.3	5.9	2.7	0.3	1×10 ⁻⁴
16.9	-10.84	M-C/ Finn	1.97	32	0.3	6.8	3.1	0.3	1×10 ⁻⁴
17.85	-11.79	M-C/ Finn	1.95	32	0.3	6.8	3.1	0.3	1×10 ⁻⁴
19.85	-13.79	M-C/ Finn	1.95	31.5	0.3	6.3	2.9	0.3	1×10 ⁻⁴
21.85	-15.79	M-C/ Finn	1.89	32.5	0.3	7.2	3.3	0.3	1×10 ⁻⁴
23.85	-17.79	M-C	1.97	37	0.4	28	6	0.3	1×10 ⁻⁴
25.85	-19.79	M-C	1.95	37.5	0.4	29	6.2	0.3	1×10 ⁻⁴
27.85	-21.79	M-C	2.02	39.5	0.4	35	7.4	0.3	1×10 ⁻³

Finn 模式參數

分區		$(N_1)_{60}$	C_1	C_2
背填土		10	0.49	0.82
深度(m)	地層位置(m)			
11.85	-5.79	22	0.18	2.19
13.85	-7.79	13	0.35	1.13
15.85	-9.79	14	0.32	1.25
16.9	-10.84	16	0.27	1.47
17.85	-11.79	16	0.27	1.47
19.85	-13.79	15	0.29	1.36
21.85	-15.79	17	0.25	1.59

附錄二

期中報告審查意見處理情形表

交通部運輸研究所合作研究計畫（具委託性質）

☑期中☐期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：H1DB006a 港灣構造物耐震性能設計架構之研究(2/4)

執行單位：財團法人中興工程顧問社

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形
張教授文忠	
1. 計畫執行進度與原規劃符合。	感謝委員肯定。
2. 棧橋式碼頭之設計案例中，液化評估及設計反應譜的 PGA 值是否一致，請檢核。	感謝委員指導，將檢核後於期末報告中修正。
3. 第 2-79 頁說明有效應力分析所得何項結果較總應力小，因此總應力分析較安全保守，請補充說明。	感謝委員指導，本研究將於期末報告中補充說明。
4. 液化土層的彈簧參數設定，日本規範及橋梁設計規範有折減的相關規定，本計畫設計案例分析採不考慮此土層的互制作用，是否能補充說明原因。	感謝委員指導，本案於評選會議時即有討論土壤彈簧參數設定之問題，當時即有委員認為棧橋式碼頭採用橋梁基樁模擬方式可能有疑慮，因此本案在研究棧橋基樁模擬時皆參考日本港灣設施技術上基準與本國港灣構造物設計基準，而在本國規範 11.7 節土壤液化安全係數之選擇中有說明：「對重要港灣結構物耐震設計用土壤參數之折減，工程師應進行相關試驗研究分析後審慎決定」，其並無如橋梁有確定之折減係數規定，故於本案設計中因無詳細之相關試驗資料所以保守的以折減係數=0 來作模擬分析。另日本港灣設施技術上基準中亦無如日本道路橋示方書有確定的土壤液化折減係數。本研究將於期末報告中補充上述說明。
張教授景鐘	
1. 碼頭設計例實作，採初步設計配筋進行檢核性能，缺少結構最佳設計精神目標。	感謝委員指導，工程最佳設計應指兼顧安全性與經濟性，但仍以安全性為優先目標，目前以初步設計加性能檢核的設計流程應足以確保安全性，但經濟性設計取決於設計工程師是否願意在性能檢核後其設計太過保守時而調整原初步設計。若設計者嚴格遵守性能目標勿使碼頭設計性能超越所屬之性能等級，即可維持適當之經濟性，展現最佳設計

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形
	之精神。另直接性能設計法可準確的依耐震性能需求做斷面設計，但站在工程顧問公司工程師的觀點，此法理論更為複雜，不同的設計條件或破壞機制將會對應不同的設計法，對將來規範執行時，工程師更感困惑，因此在目前即將推行的橋梁耐震性能設計規範亦是先行採用初步設計加性能檢核的設計方式。
2. 設計例各材料強度之設計，請再檢討以符合現今與未來工程實務界之主流材料規格。	感謝委員指導，後續將於期末報告中檢討改進。
3. 性能等級 I 之規定檢核各項參數皆採應變量，一般結構分析軟體，無法產生這些應變量參數，計算使用方法宜加以說明。	感謝委員指導，性能等級 I、II 所採用的可接受標準應變量，係用於驗證分析作非線性變形量的檢核，因此主要是檢核塑性鉸的發展程度，而塑性鉸的計算主要是藉材料應力應變關係經由斷面分析所得到，所以由塑性轉角的程度即可得知對應的材料應變，目前結構分析軟體大多含有斷面分析的功能，上述說明將於後續期末報告中補充。
4. 塑性鉸設定在基樁入土段過密，然而分析皆無塑鉸產生。出土段基樁塑鉸設定只有上下二點彎矩塑鉸，建議宜增加樁中段塑鉸設定。	感謝委員提供寶貴建議。出土段基樁由於樁身無特別的外力加載，所以出土段基樁上下兩點為彎矩最大處，因此設定彎矩塑鉸。而樁中段應是設定剪力塑性鉸，但由於本研究對棧橋碼頭之性能要求即有構件不可剪力破壞之規定，故在初步設計階段即考量基樁上下端彎矩破壞狀況下之最大剪力作構件剪力容量設計，因此案例驗證分析時即未再設定剪力塑鉸，但考量設定剪力塑鉸可以再次檢核避免剪力破壞，因此本案將於期末報告中補充說明。
5. 塑鉸產生順序以顏色區分嚴重程度，部份顏色(如黃色)無法於報告印刷上清楚顯示，請改進。	感謝委員指導，後續將於期末報告中改進。
郭教授世榮	
1. 建議圖 2-1 具體設計，可否改為二階段，其中分別是第一階段設計及第二階段驗證。	感謝委員指導，後續將於期末報告中改進。
2. 檢討是否可依結構型式或力學特性區分採用非線性動力分析或是側推分析，以利後續工程師實際設計執行。	感謝委員指導，後續研究團隊將對此問題再做探討。

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形
3. 檢核何種條件須設剪力塑鉸。	由於本研究對棧橋碼頭之性能要求即有構件不可剪力破壞之規定，故在初步設計階段即考量基樁上下端彎矩破壞狀況下之最大剪力作構件剪力容量設計，以及上部結構大梁剪力容量設計，因此案例驗證分析時即未再設定剪力塑鉸，但考量設定剪力塑鉸可以再次檢核避免剪力破壞，因此本案將於期末報告中補充說明。
4. 建議設計例可否比較側推分析與非線性動力分析二者成果的差異。	感謝委員指導，後續將於期末報告中討論說明。
5. 檢核動力分析雙向塑鉸是否考量遲滯迴圈。	感謝委員指導，經檢核本研究設計例動力分析已考量雙向塑鉸遲滯迴圈。
陳教授正興	
1. 期中報告內容已完成預定工作項目，內容完整，符合合約要求。	感謝委員肯定。
2. 概念設計之意義或範圍應補充說明。	感謝委員指導，後續將於期末報告中補充說明。
3. 棧橋式碼頭設計的破壞次序：(1)樁帽(2)樁頂(3)樁土界面。請檢核樁帽是否易發生塑鉸。	感謝委員指導，後續研究團隊將探討此問題，並於期末報告中說明。
4. 棧橋設計例之軸向(長向)之容量遠小於其橫向容量，可能導致設計控制於軸向容量，檢討是否合宜。	感謝委員指導。我國現行港灣構造物設計基準中規定：一般大型碼頭之單元長度為 30m 左右，其設計時除橫向須考量地震力、船舶撞擊力、繫纜柱拉力外，碼頭法線方向(軸向)之地震力亦須予考慮。而本案例為斜樁棧橋碼頭，設立斜樁主要功能，除抵抗地震力外，亦需抵抗貨輪靠岸時的撞擊力及繫纜柱之拉力，以避免碼頭產生過大的側位移，該撞擊力與拉力在碼頭初步設計時即納入考量做斷面設計，因此在後續性能驗證取單一振動單元做兩水平方向耐震分析時，由於設立斜樁的關係，即出現設計控制於軸向容量的現象。針對委員意見研究團隊後續將再做研究探討。
5. 設計例等級 I 地震之驗證分析用容量震譜法，而等級 II 與等級 III 之地震則採非線性歷時分析法，是否為標準或必須的驗證程序。	國際航海協會港灣構造物設計規範對 A 級棧橋碼頭驗證分析程序之要求，其在等級 II 地震分析時限制必須採用非線性歷時分析(動力分析)，而等級 I 地震分析並無限制，則本研究選擇側推分析容量震譜法(簡化動力分

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形
	析)做驗證。另國際航海協會規範為兩等級地震設計，而我國採用三等級地震做設計，因此本案等級 III 地震沿用等級 II 地震之驗證分析法。
主辦單位意見	
1. 圖 2.34~圖 2.40 若有引用相關文獻，請予以標示。	遵照辦理修正。
2. 第 2-56 頁表 2.12 重力式碼頭性能可接受標準，表內角度標示有誤，請修正。	遵照辦理修正。
3. 請確認第 2-60 頁表 2.13 之安全係數(F_s)，是否與第 2-63 頁之安全係數($F_s=K_t/K_e$)是代表相同的意義。	遵照辦理，後續研究團隊將探討此問題，並於期末報告中說明。
4. 第 3-5 頁 3.3 構造物系統規劃部份，似乎過於簡單，請補充相關內容。	遵照辦理，後續將於期末報告中補充說明。
5. 第 3-10 頁「1.假設條件」第(1)項之內容，最後一段應為誤值。	遵照辦理修正。
6. 第 3-20 頁表 3.12 土面以「上」的樁長 $L_2(m)$ ，請修正為下。	遵照辦理修正。

附錄三

期末報告審查意見處理情形表

交通部運輸研究所合作研究計畫（具委託性質）

□期中☑期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：H1DB006a 港灣構造物耐震性能設計架構之研究(2/4)

執行單位：財團法人中興工程顧問社

參與審查人員及其 所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
張委員文忠		
1. 重力式碼頭動力分析須先進行現有案例分析比對，建議以集集地震臺中港破壞案例進行 FLAC 模式驗證。	感謝委員提供意見，本計畫在分析之初已依據臺中港務局集集地震災害情況之資料為參考，並進行 FLAC 程式之驗證，其驗證結果與參考資料之災害現象相符，後續才進行性能設計之案例分析工作。	同意研究單位之說明。
2. 重力式碼頭動力分析結果呈現須加入應力之時間歷時與分布。	感謝委員提供意見，本研究團隊已增加圖示於附錄中。	同意。
3. 重力式碼頭動力分析須將土壤非線性動態特性及模型底部動態邊界加以釐清。	感謝委員提供意見，本研究團隊已於 P4-58 之「動態邊界」中補充說明。	同意。
4. 重力式碼頭簡化分析請說明對相關液化案例之誤差。	感謝委員提供意見，依據黃俊鴻與楊志文(2003)之研究指出，以集集地震案例之驗證結果，Seed(1985)法與NCEER(1997)法之液化預判成功率最高，安全係數誤差指數最小，可認為適用性較佳，本研究為求液化預判之準確率，液化評估方法採用NCEER(1997)評估法(即修正Seed(1985)評估法)。	同意研究單位之說明。
邱委員俊翔		

參與審查人員及其 所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
1. 性能設計法是目前國際規範之發展趨勢，研究團隊之成果已涉及實際之設計內容，並有清楚之設計範例，有助於未來具體落實港灣構造物之性能設計，值得鼓勵。	感謝委員肯定。	同意。
2. 圖 2.21 模型中，垂直彈簧代表長樁之垂直阻抗，應直接加在樁帽底。	感謝委員提供意見。本研究基樁之垂直土壤彈簧係參考日本的規範及示範設計例，分樁身入土段與地上段兩部份來合計垂直土壤彈簧，並按設計例所示方法建置模型。然委員所提意見合乎學理，因此本研究團隊於期末審查會後再變更分析模型，將基樁軸向勁度放大至接近完全剛性後進行分析，最後分析結果與勁度放大前差異甚微。	同意研究單位之說明及處理情形。
3. P2-49， L_p 之公式是否所有樁塑鉸發生之場合？	感謝委員提供意見。P2-49， L_p 之公式依國際航海協會規範係用於鋼筋混凝土材料構建作塑性鉸長度計算，計算立論基礎是建立於一端固定一端自由的邊界條件狀況，而塑性鉸由固定端向自由端發展。因此棧橋式碼頭之基樁與上部結構接合之樁頂處符合此邊界條件狀況可以此公式計算塑性鉸長度，而樁身處之塑性行為會由塑性鉸該點向上下同時發展，因此本研究會取 2 倍之 L_p 作為塑性鉸長	同意研究單位之說明及處理情形。

參與審查人員及其 所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
	度。	
4. P2-3，地震等級不應再出現中度地震、設計地震與最大考量地震。	感謝委員提供意見，將遵照辦理修正。	同意研究單位之說明及處理情形。
5. P3-9，液化結果如何反應於分析中？設計時應包含液化與無液化兩情況。	感謝委員提供意見。本研究土層液化評估係按鑽探資料每一土層 2m 厚進行整體液化評估，若由液化評估得知該土層液化安全係數小於 1 時，本研究即會保守地將分析模型之該土層強度移除進行模擬。本研究設計例針對液化與無液化兩情況皆作分析，再取變位較大的情況進行性能規定檢核。	同意研究單位之說明及處理情形。
6. 簡易液化評估法一般是對於水平地盤，應檢討對邊坡地盤之適用性。	感謝委員提供意見。本研究之液化評估法係完全參照現行規範之公式與流程進行計算。對於液化評估法在邊坡地盤之適用性可於後續相關計畫再做研究探討。	同意研究單位之說明及處理情形。
7. 樁塑鉸如何擺設？從分析結果似乎皆在同一位置。	感謝委員提供意見。本研究對樁塑鉸之設定係採均佈塑鉸，每 1m 設定一個塑性鉸，分析結果樁身塑性鉸皆產生在假想地表面處，原因為工址土層勁度佳所致。	同意研究單位之說明及處理情形。
8. P3-17，建議修改承載檢核計算之表示方式？利用安全係數計算容許承載力，以容許承載力來作比較。	感謝委員提供意見。將於結案報告酌予修正。	同意研究單位之說明及處理情形。

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
9. 表 2.3 所列出之地震力計算公式，應檢討對所有碼頭結構之適用性，尤其是重力式碼頭，採用 $1.2\alpha y$ 是否合宜。	感謝委員提供意見。本研究主要目標在耐震性能設計架構之研究探討，對於重力式碼頭地震力計算公式係完全參照現行規範規定。對於該公式所採用之係數是否合宜，建議可於後續相關計畫再做研究探討。	同意研究單位之說明及處理情形。
10.P4-13, kh、kv 應指地震力係數。	感謝委員提供意見。將於結案報告中修正。	同意研究單位之說明及處理情形。
11. 回歸期 V.S. 迴歸期應統一。	感謝委員提供意見。將於結案報告中修正。	同意。
郭委員世榮		
1. 報告書建議應補充期中、期末審查意見回覆表。	感謝委員提供意見。將於結案報告中補充。	同意。
2. 請確認垂直向人造地震的合理性。	感謝委員提供意見，經查港研中心所提供之現地地震測站紀錄確認垂直人造地震應為合理。而本研究人造地震之製作，係由港研中心提供該中心於臺中港區所佈設之測站加速度紀錄，擷取該測站於民國 90 年 8 月至今之最大三筆地震三方向紀錄為基準，來調整製作與地震彈性反應譜相符的三方向人造地震加速度歷時，以上完全符合規範對於人造地震製作之規定。	同意研究單位之說明。
3. 圖 2.1 基本設計流程是否應補細部設計之相關工作流程。	感謝委員提供意見，結構構件之細部設計方法，應包含在初步設計之內，設計方式與既有	同意研究單位之說明。

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
	方法相同，在耐震性能設計法中並無改變，工程師理應非常熟悉，因此本研究主要設計流程則著重在耐震性能設計之架構。	
4. 建議補充說明棧橋式非線性動力分析之塑鉸是採用雙向滑動塑鉸曲面或單向塑鉸。	感謝委員提供意見，本研究採用的是考慮最大軸力狀況下的雙向塑性鉸，結案報告中將視內容說明不足之處酌予補充。	同意研究單位之說明及處理情形。
5. 請補充說明圖 5.4，T=0 之結構系統設定(如土壤彈簧、基樁)。	感謝委員提供意見，結案報告中將視內容說明不足之處酌予補充。	同意研究單位之說明及處理情形。
劉委員俊秀		
1. 重力式碼頭只要注意(1)滑動與傾倒(2)基礎土壤或背填土壤有無液化。	感謝委員之建議與指導。	同意。
2. 地盤之共振頻率可採用地盤之 predominate frequency。	感謝委員之建議與指導。	同意。
3. 人造地震必須與臺灣之 Response Spectra compatible。	感謝委員提供意見，本研究人造地震之製作，係由港研中心提供該中心於臺中港區所佈設之測站加速度紀錄，擷取該測站於民國 90 年 8 月至今之最大三筆地震三方向紀錄為基準，來調整製作與臺灣 Response Spectra compatible 的三方向人造地震加速度歷時，以上完全符合規範對於人造地震製作之規定。	同意研究單位之說明。

參與審查人員及其 所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
4. 棧橋式碼頭之 soil spring 之非線性必須更精確(如考慮土壤深度等)。	感謝委員之建議與指導，本研究棧橋式碼頭之 soil spring 係確實考慮土壤深度計算而得。	同意研究單位之說明。
5. 棧橋式碼頭之 pile 的 fixed 位置對性能表現有很大影響。	感謝委員之建議與指導。	同意。
徐委員松圻		
1. 建議加期中報告意見及回覆。	感謝委員提供意見。將於結案報告中補充。	同意。
2. 摘要中建議加入研究成果之陳述。	感謝委員提供意見。將於結案報告中視內容酌予修正。	同意研究單位之說明及處理情形。
3. 在棧橋式碼頭中液化層厚度請標明，另地表之土層若不液化時對結構之影響維何?斜坡上之土層液化位置也是相同?	感謝委員提供意見。地表土層在設計上是會被挖除並以拋石護坡代替，因此地表土層是否液化對棧橋碼頭並無明顯影響；本研究土層液化評估係按鑽探資料每一土層 2m 厚進行整體液化評估，若由液化評估得知該土層液化安全係數小於 1 時，本研究即會保守地將分析模型之該土層強度移除進行模擬。	同意研究單位之說明及處理情形。
4. 報告中未列以 FLAC 分析時之參數。	感謝委員提供意見，本研究團隊已將分析時之參數補充說明，並將參數表收列於附錄。	同意研究單位之說明及處理情形。
5. 建議增加說明圖 4.51、4.53、4.54 及 4.55 重力式碼頭之詳細尺寸示意圖及材料參數說明。	感謝委員提供意見，重力式碼頭之詳細尺寸於 P4-48 原已有詳細說明，另材料參數說明，收列於附錄。	同意研究單位之說明及處理情形。

參與審查人員及其 所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
6. 重力式碼頭用 FLAC 分析時，FINN model 材料之位置與土層分布液化潛能分析之分布不太相同。	感謝委員提供意見，由於 P4-1 之表 4.5 重力式碼頭工址地層鑽探資料表之原始高程為 6.06m，將其與 P4-9 之圖 4.1 重力式碼頭標準斷面圖結合並將其建置於 FINN model，確認兩者之一致性。	同意研究單位之說明及處理情形。
7. P4-66 中表 4.19 的性能檢核有誤，請修正。	感謝委員提供意見。將於結案報告中修正。	同意。
8. FLAC 中網格數對分析結果有無影響？	感謝委員提供意見，網格數與網格疏密程度有關，對分析結果略有影響，但若建置之網格數到達一定之精度，此時，其對結果之影響並不顯著。	同意研究單位之說明。
謝科長明志		
1. P3-19~P3-72 棧橋式碼頭理想之破壞次序為樁帽或樁頂→埋入土層之樁身→橋面板，等級 I 地震性能驗證以容量震譜分析方式其破壞符合理想次序，惟等級 II 及 III 地震性能驗證以非線性歷時分析方式其破壞次序為何？請再詳細補充。	感謝科長提供意見。本研究對棧橋式碼頭之破壞次序係採側推分析做驗證，側推分析是對結構逐漸增大側向推力並記錄每一時間點的塑性變形行為，直至結構到達極限強度不穩定為止，以確認各破壞位置的先後產生順序，與地震等級並無關聯。	同意研究單位之說明。
2. P4-62~P4-65 圖 4.64、圖 4.65、圖 4.67、圖 4.68、圖 4.70、圖 4.71，為重力式碼頭等級 III 地震於不同歷時分析之水平位移及孔隙水壓變化，請加註各顏色(監測點)編號於模型網格上，以利比對瞭解	感謝科長提供意見。將於結案報告中補充。	同意研究單位之說明及處理情形。

參與審查人員及其 所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
該物理量變化之意義。		
3. 本研究人造地震部分，請加強說明製作的依據、原理、方法及相關限制。	感謝科長提供意見。將於結案報告中補充。	同意研究單位之說明及處理情形。
主辦單位意見		
1. P1-1 第二段，「沿著港灣全線同時發生」，建議修改為沿著碼頭法線同時發生。	感謝主辦單位提供意見。將於結案報告中修正。	同意。
2. 第 2-35 頁第 6 行，唯式(12)是否為式(2.14)，第 2-38 頁第 8 行最後，式(14)是否為式(2.16)，請確認。	感謝主辦單位提供意見。將於結案報告中修正。	同意。
3. 第 2-60 頁第 2 行末段文字似乎有誤，請確認修正。	感謝主辦單位提供意見。將於結案報告中修正。	同意。
4. 第 2-66 頁第 5 行說明，以水中震度計算動態主動土壓力時，由於已經包含背填土壤地下水位震盪所引致之動水壓力，因此不必另外計算動水壓力。但第 4-16 頁表 4.10 在計算重力式碼頭滑動穩定性時，似乎將陸側潮位震盪變化動水壓力納入計算，是否有誤請確認。	感謝主辦單位提供意見。將於結案報告中修正。	同意。

附錄四

期末報告簡報資料

港灣構造物耐震性能設計架構 委託研究案（第2期） 期末審查簡報

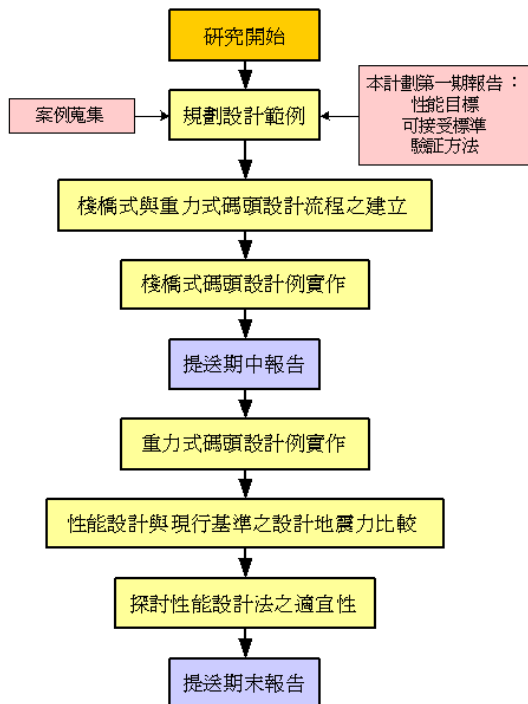
計畫主持人：張權 博士
 協同主持人：薛強 博士、顧承宇 教授
 研究團隊：財團法人中興工程顧問社

101年11月15日



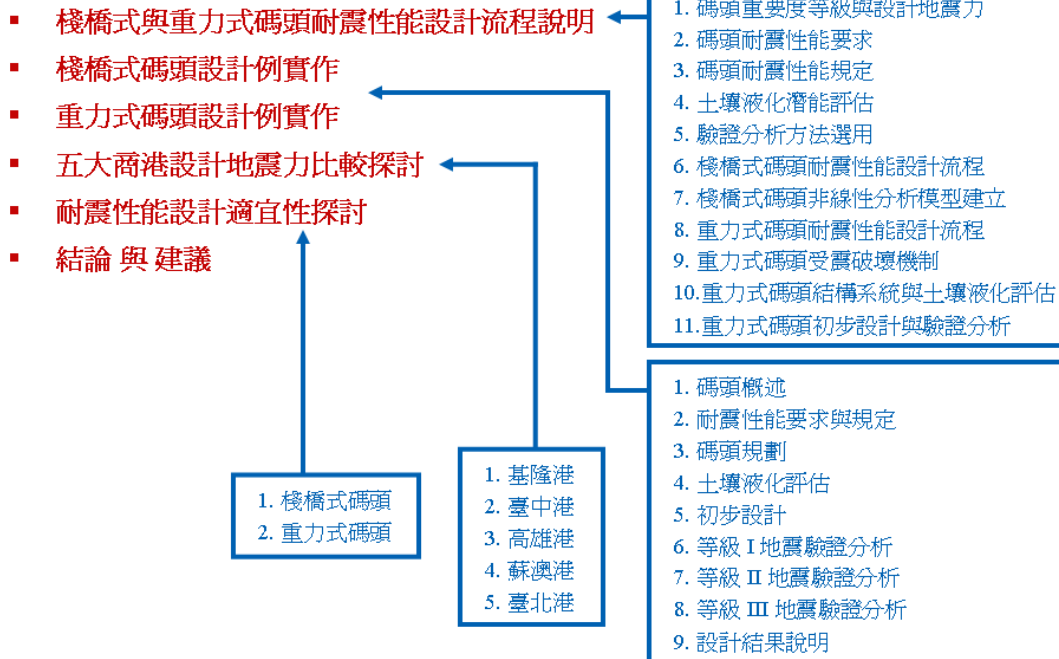
<http://www.sinotech.org.tw>

研究進度



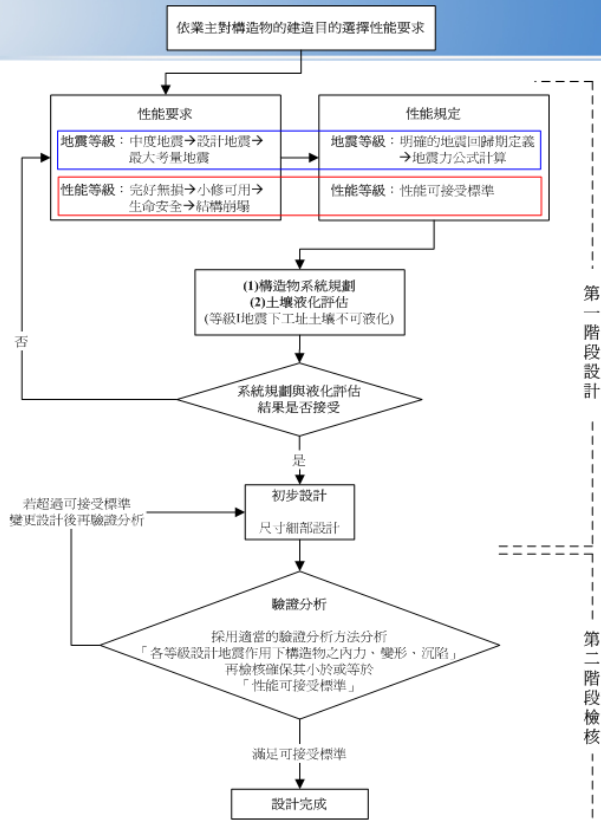
工作項目	第1	第2	第3	第4	第5	第6	第7	第8	第9	第10	第11	備註
	月	月	月	月	月	月	月	月	月	月	月	
1. 案例蒐集與設計範例規劃												
2. 棧橋式與重力式碼頭設計流程之建立												
3. 棧橋式碼頭設計例實作												
4. 期中報告編撰												
5. 重力式碼頭設計例實作												
6. 性能設計與現行基準之設計地震力比較												
7. 探討性能設計法之適宜性												
8. 期末報告編撰及修訂												
工作進度估計百分比(累積數)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	95	100	
預定查核點	6/27 前提送期中報告											
	10/29 前提送期末報告											

簡報內容



棧橋式與重力式碼頭耐震性能設計流程說明

耐震性能設計流程



一、碼頭重要度等級與設計地震力

等級	碼頭之特性
特定	明顯具有A級結構物之特性1至3項之情形者
A	<ol style="list-style-type: none"> 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動大損失者。 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。
B	凡不屬於特定、A級、C級者
C	特定及 A級以外之小規模結構復舊作業容易者。

地震等級	地震力計算公式
等級一地震 中度地震 (約50年回歸期)	$V_{min} = \frac{S_{aD}}{3.25 \alpha_y} W$
等級二地震 475年 回歸期地震	$V_D = \frac{1}{1.2 \alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$
等級三地震 2500年 回歸期地震	$V_M = \frac{1}{1.2 \alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$
註：剛性結構以Fu=1.0計算震度	

二、碼頭耐震性能要求

碼頭耐震性能要求

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

碼頭性能等級定性規定

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)
第 IV 等級	無法恢復營運	須拆除重建	結構崩塌 (超過韌性容量)

三、碼頭耐震性能規定 (1)

重力式碼頭性能規定

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

棧橋式碼頭性能規定

參數 \ 性能水準		第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
殘餘變位	橋面板與岸沉陷差異	$<10\sim 30\text{cm}$	N/A	N/A	N/A
	向海側傾斜角	$<2^\circ\sim 3^\circ$	N/A	N/A	N/A
最大反應	基樁 (須避免剪力破壞發生)	保持彈性 (僅輕微或無殘餘變形)	控制韌性 (結構可修復)	小於韌性容量 (韌性反應接近崩塌狀態)	超過 第 III 級要求

三、碼頭耐震性能規定 (2)

棧橋碼頭第I、II級性能水準之材料應變上限值

性能水準	材料類別		應變上限值
第I級 (滿足服務性)	混凝土壓應變		0.004
	鋼筋拉應變		0.010
	預力鋼絞線應變增量		0.005
	鋼構件與內灌混凝土鋼管樁壓應變		0.008
	中空鋼管樁壓應變		0.008
第II級 (滿足可興復性)	樁-版 接頭 塑性鉸	混凝土壓應變	採註解公式但小於0.025
		鋼筋拉應變	0.05
		預力鋼絞線應變增量	0.04
		鋼構件與內灌混凝土鋼管樁壓應變	0.035
		中空鋼管樁壓應變	0.025
	樁身 入土部 塑性鉸	混凝土壓應變	採註解公式但小於0.008
		鋼筋拉應變	0.010
		預力鋼絞線應變增量	0.015
		鋼構件與內灌混凝土鋼管樁壓應變	0.035
		中空鋼管樁壓應變	0.025

Page 9

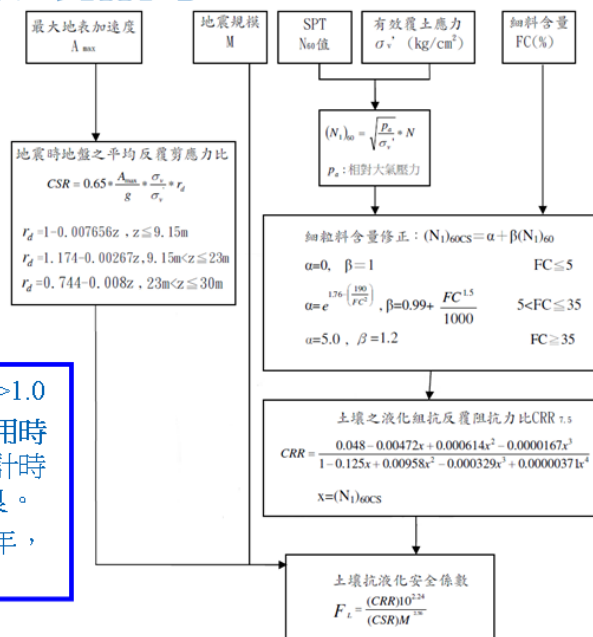
$$\text{註： } \varepsilon_{cu} = 0.004 + (1.4\rho_{sh}f_{yh}\varepsilon_{smh})/f_{ce} \geq 0.005$$

四、土壤液化潛能評估

日本規範 & INA & 本國規範的土壤液化評估法相同

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」作為液化之判定基礎。

等級 I 地震作用時不可發生液化 → $F_L > 1.0$
 日本港灣技術規範規定等級 I 地震作用時工址不可液化，初步設計以等級 I 設計時須先評估液化潛能，NG則需地質改良。
 另外日本規範等級 I 地震回歸期是75年，本研究建議是50年。



Page 10

五、驗證分析方法選用

碼頭重要度 地震等級	特定級	A級	B級	C級
等級I (中度地震)	—	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	簡化動力分析 或 動力分析	—

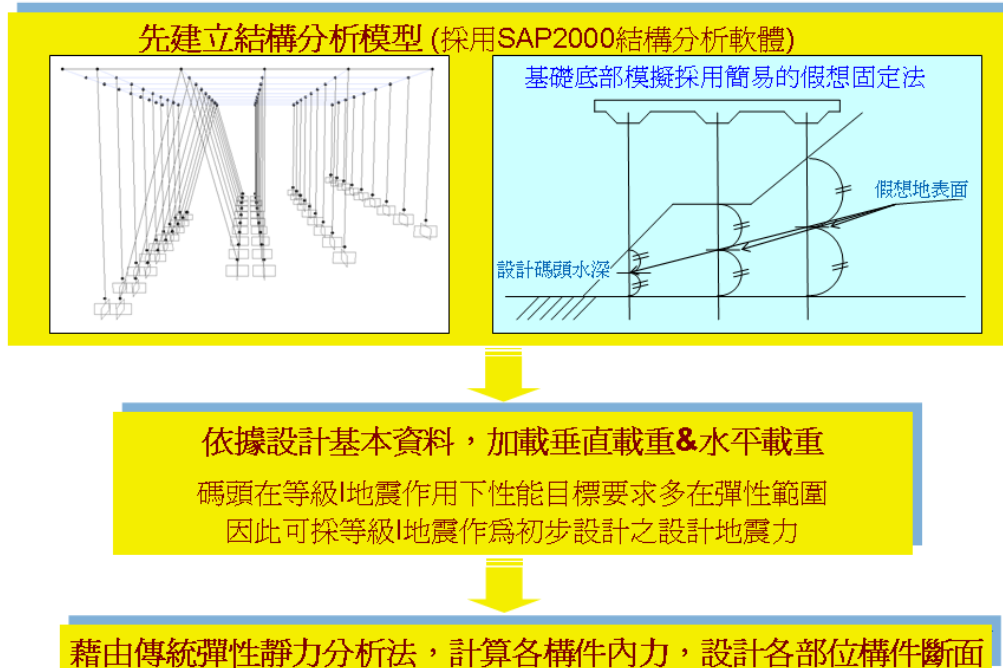
重力式碼頭性能驗證分析法

碼頭種類	簡化分析	簡化動力分析	動力分析	
			結構模擬	土壤模擬
重力式碼頭	<ul style="list-style-type: none"> 經驗公式或靜力分析法(考量有或無土壤液化) 	<ul style="list-style-type: none"> 滑動塊分析 利用簡化圖表的參數分析法 	<ul style="list-style-type: none"> 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 	<ul style="list-style-type: none"> 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

棧橋式碼頭性能驗證分析法

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
棧橋式碼頭	<ul style="list-style-type: none"> 擬靜力分析法 反應譜法 	<ul style="list-style-type: none"> 容量震譜法(非線性側推) 反應譜法 	<ul style="list-style-type: none"> 動力歷時分析法 	<ul style="list-style-type: none"> 非線性土壤彈簧

六、棧橋式碼頭性能設計流程(1)



六、棧橋式碼頭性能設計流程(2)

檢核塑性鉸產生次序是否符合棧橋式碼頭理想之破壞次序



檢核各等級地震作用時結構之最大反應

構造物產生最大反應時

檢核：整體結構變位是否超過可接受標準

檢核：構件的應變量是否超過材料應變上限值



若三等級地震之設計結果皆在標準範圍內→設計OK

反之NG→再變更構件斷面設計

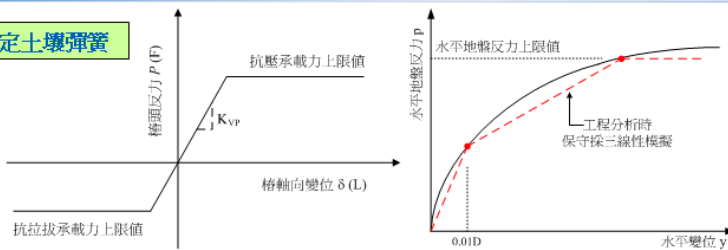
→再進行三等級地震評估檢核直到滿足可接受標準為止

■ 為使棧橋式碼頭在震後具有較佳的修復性，設計者在設計時應掌握棧橋結構的破壞次序，其順序如下：

1. 樁帽 或 樁頂 → 2. 埋入土層之樁身 → 3. 橋面版

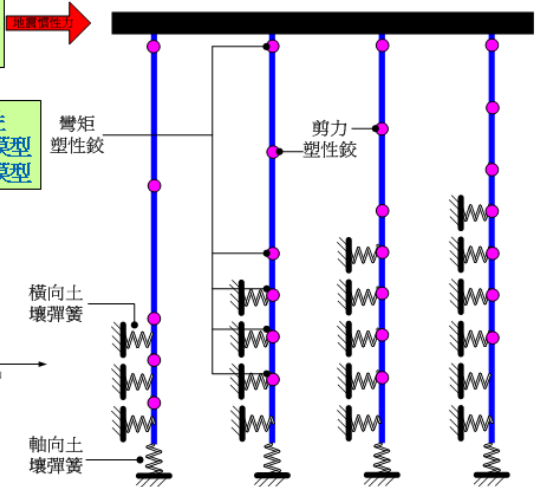
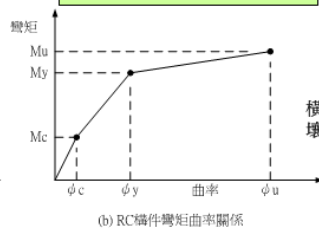
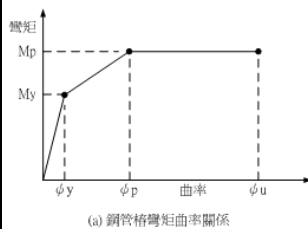
七、棧橋式碼頭非線性分析模型建立

1. 設定土壤彈簧

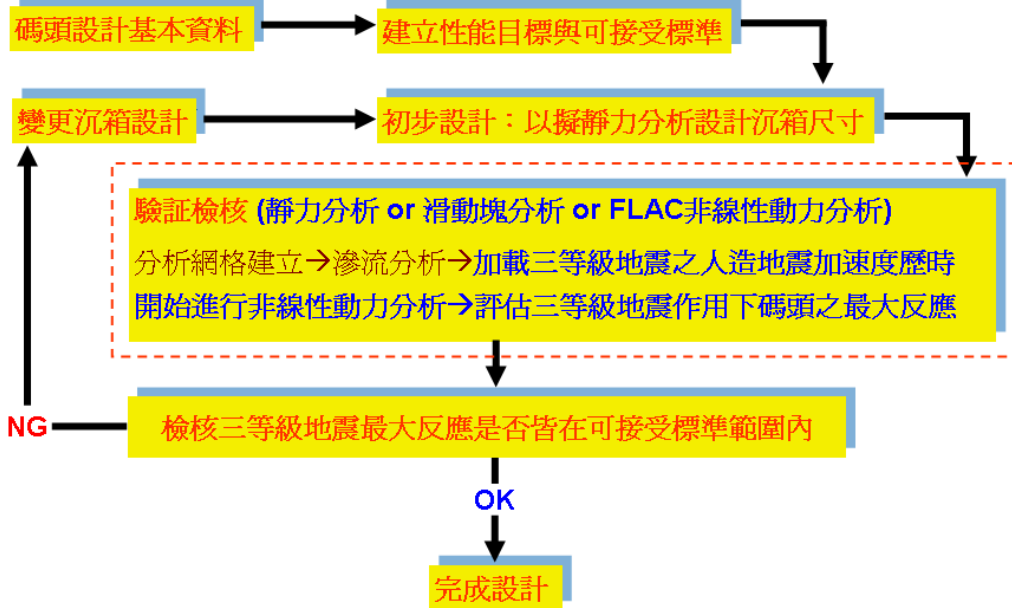


3. 輸入地震力 容量震譜：模態分布側力 動力歷時：人造地震歷時

2. 設定構件非線性特性 容量震譜：用塑性鉸模型 動力歷時：用遲滯圈模型



八、重力式碼頭耐震性能設計流程

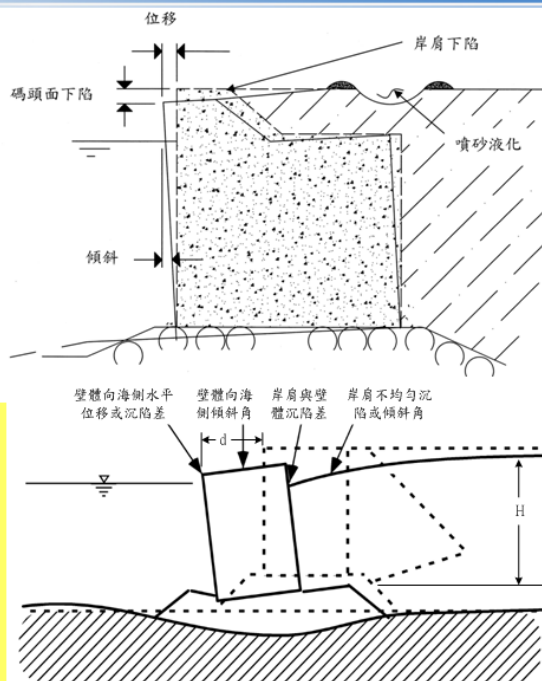


Page • 15

九、重力式碼頭受震破壞機制(1)

■ 重力式碼頭破壞機制

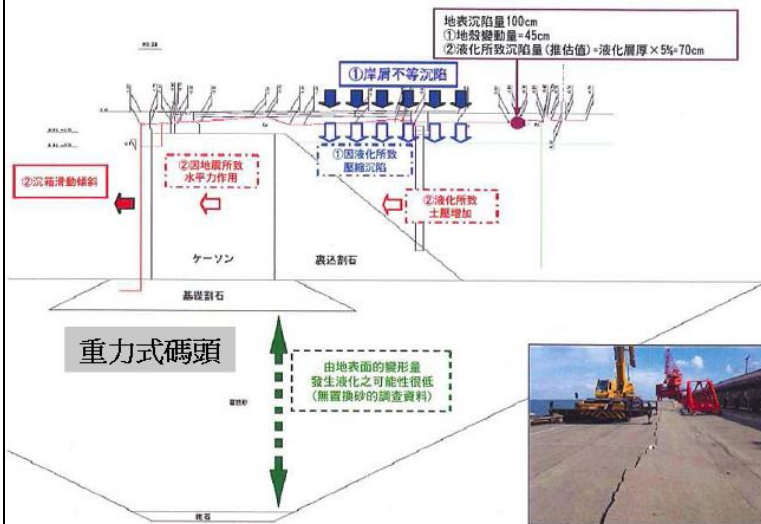
- 由壁體與背填料組成
- 水平地震力比垂直地震力之影響來的大
- 常見破壞型式
 - 向海側之位移(滑動)、沉陷與傾倒
 - 當基礎地層較堅硬時，較典型之破壞型式為向海側之位移與傾倒
 - 若基礎地層較軟弱時，較易發生較大的向海側之位移、傾倒及沉陷
 - 值得注意的是：土壤液化是導致重力式碼頭破壞的原因之一。



Page • 16

九、重力式碼頭受震破壞機制(2)

東日本大地震破壞機制



資料來源:東北港湾における津波・震災対策について 第3回東北港湾における津波・震災対策技術検討委員会(平成23年9月)

Page 17

中興工程顧問社 土木水利及軌道運輸研究中心
SINDTECH ENGINEERING CONSULTANTS, INC.

小名浜港

- 位於福島縣、最南端盤城市沿岸。

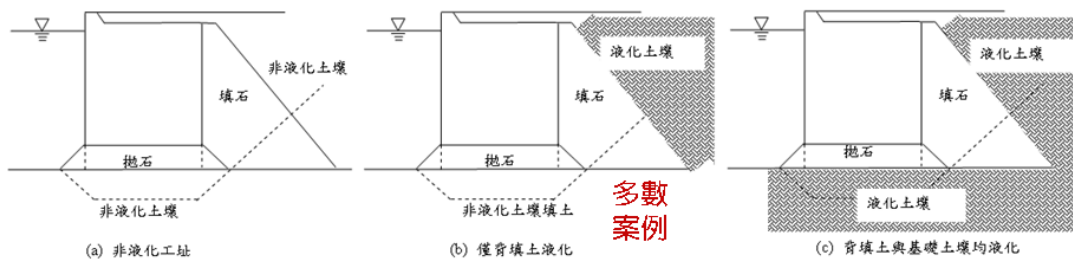
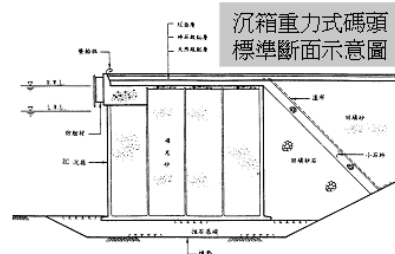
- 311 東日本大地震於小名浜得之最大地表加速度值為1430 gal 約為1.5 G (重力加速度)遠遠超過以往之記錄，小名浜港之破壞主要係由地震所造成，海嘯之破壞程度不大。

- 本次311 地震在小名浜之受損機制為大面積土壤液化引起相關破壞。

十、重力式碼頭結構系統 與 土壤液化評估

碼頭係屬剛性結構，由壁體與背填料所組成。

- ◆ 壁體為碼頭構成之主要部份
 - 需具備充分之強度，足以抵抗外力的作用。
- ◆ 背填料之部分
 - 若採用良好的石塊、碎石或礫石作為背填石料時，可使作用於碼頭壁體之土壓力降低。



重力式碼頭工址土壤可能液化狀態

資料來源：[INA 2001]

Page 18

中興工程顧問社 土木水利及軌道運輸研究中心
SINDTECH ENGINEERING CONSULTANTS, INC.

十一、重力式碼頭初步設計與驗證分析(1)

■ 重力式碼頭分析方法

- 簡化分析
 - 可應用於初步設計階段
- 簡化動力分析
- 動力分析
 - 可考慮加速度歷時
 - 有效應力分析
 - 可考慮孔隙水壓激發
 - 模擬土壤液化
 - 土壤與沈箱結構互制
 - 界面元素
 - 模擬沈箱受土壓動力推擠位移
 - 土壤彈塑性組合率
 - Mohr-Coulomb 模式
 - Finn 動力模式

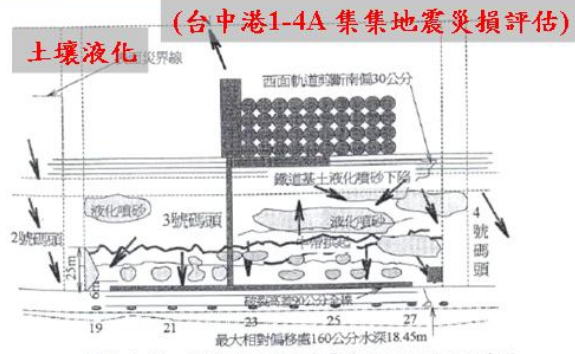


圖 5.1.11 3 號碼頭 921 地震受災狀況平面示意圖

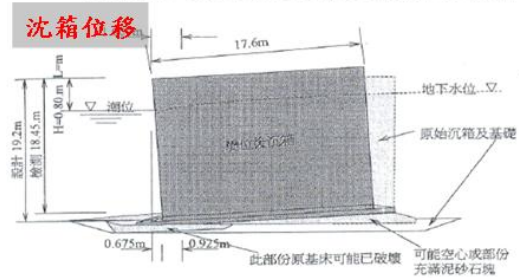
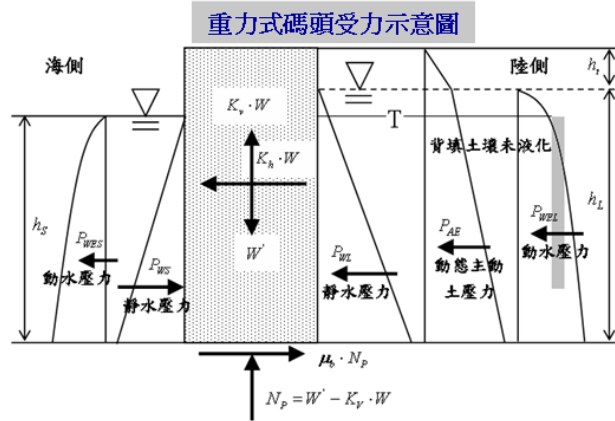


圖 5.1.13 推測沉箱之可能變位狀況示意圖

十一、重力式碼頭初步設計與驗證分析 (2) - 簡化分析

滑動穩定性分析



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

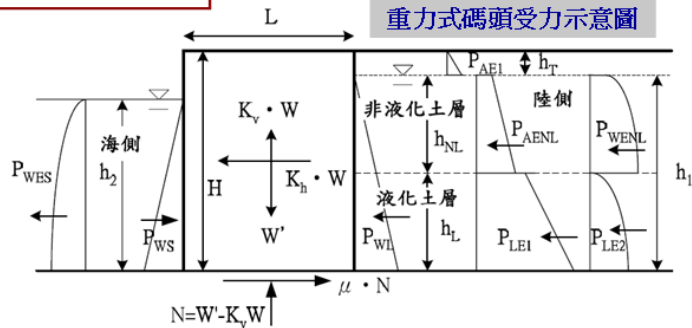
$$P_{AE} = \left[K_{AE} \left(\frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t^2 \right) + K'_{AE} \left(\gamma_t \cdot h_t + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_L \right) h_L \right] \cos \psi$$

$$P_{WL} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_L^2 \quad P_{WEL} = 0.7 \cdot \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot h_L^2 \quad P_{WES} = \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot h_S^2 \quad P_{WES} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_S^2$$

十一、重力式碼頭初步設計與驗證分析 (3) - 簡化分析

考慮液化之滑動穩定性分析

使用機會少，B級以上之碼頭等級I地震性能要求土壤不得產生液化
C級碼頭使用



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

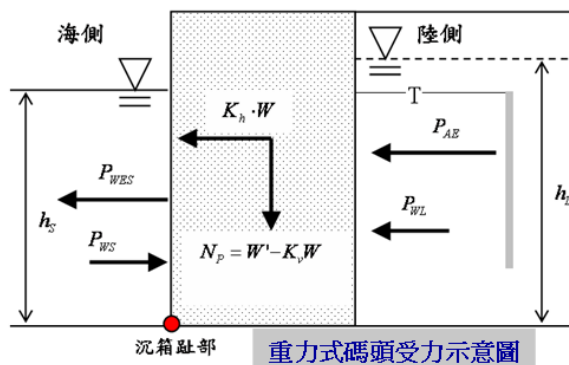
$$P_{AE1} = K_{AE1} \cdot \frac{1}{2} \gamma_t \cdot h^2 \quad P_{LE2} = \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_{sat} \cdot (h^2 - h_{NL}^2) \quad P_{LE1} = \left(\gamma_t \cdot h_t + \gamma' \cdot h_{NL} + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_L \right) h_L \quad P_{WL} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h^2$$

$$P_{AENL} = K_{AENL} \left(\gamma_t \cdot h_t + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_{NL} \right) h_{NL} \quad P_{WENL} = 0.7 \cdot \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot h_{NL}^2 \quad P_{WES} = \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot h^2 \quad P_{WS} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h^2$$

十一、重力式碼頭初步設計與驗證分析 (4) - 簡化分析

傾覆穩定性分析

$$F_S = \frac{N_p \cdot L_N + P_{WS} \cdot L_{WS} + P_{PE} \cdot L_{PE} + P_R \cdot L_R}{K_h \cdot W \cdot L_I + P_{AE} \cdot L_{AE} + P_{WL} \cdot L_{WL} + P_{WES} \cdot L_{WES}}$$



$$N_p = (W' - K_v W)$$

- L_N 為碼頭正向力對沉箱趾部之力臂
- L_{WS} 為海側靜水壓力對碼頭趾部之力臂
- L_{PE} 為碼頭基礎埋置所提供的動態被動土壓力對碼頭趾部之力臂
- L_I 為碼頭受震水平慣性力對碼頭趾部之力臂
- L_{AE} 為背填土壤之動態主動壓力對碼頭趾部之力臂
- L_{WL} 為陸側靜水壓力對碼頭趾部之力臂
- L_{WES} 為海側動水壓力對碼頭趾部之力臂
- L_R 為拉桿或錨定鋼索之拉力對碼頭趾部之力臂

十一、重力式碼頭初步設計與驗證分析 (5) - 簡化分析

基礎承載力穩定性分析

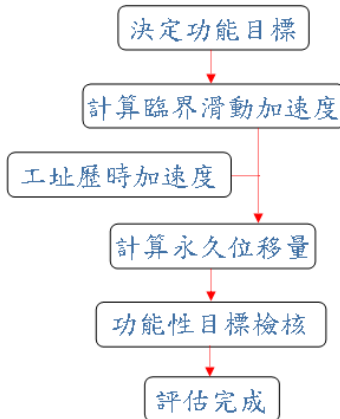
$$F_s = \frac{q_u \cdot B}{F_v}$$

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma_a D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_b B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$F_v = W' + K_v \cdot W + P_{AE} \sin \delta + w_d$$

- q_u 為淺基礎極限承載力
- B 為基礎版寬度
- N_c, N_q, N_γ 重
- $F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ 為承載力因數
- $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ 為埋置深度影響因子
- γ_b
- D_f 為基礎版底以下B深度範圍內之土壤平均單位重
- c 為基礎版底面以下之土壤凝聚力
- γ_a 為基礎版底以上之土壤平均單位重
- $F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ 為形狀影響因子
- $F_{\gamma d}$ 為載重偏心影響因子

十一、重力式碼頭初步設計與驗證分析 (6) - 簡化動力分析



計算臨界加速度

$$F_s = \frac{\mu_b \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE1} + (P_{WL} - P_{WS}) + P_{WES} + (P_{LE1} + P_{LE2}) + (P_{AENL} + P_{WENL})} = 1$$

靜力平衡式：

$$[K_h \cdot W + P_{AE1} + (P_{WL} - P_{WS}) + P_{WES} + (P_{LE1} + P_{LE2}) + (P_{AENL} + P_{WENL})] - \mu_b \cdot (W' - K_v \cdot W) = 0$$

整理得：

$$K_h = \frac{\mu_b \cdot (W' - K_v \cdot W) - [P_{AE1} + (P_{WL} - P_{WS}) + P_{WES} + (P_{LE1} + P_{LE2}) + (P_{AENL} + P_{WENL})]}{W}$$

臨界加速度：

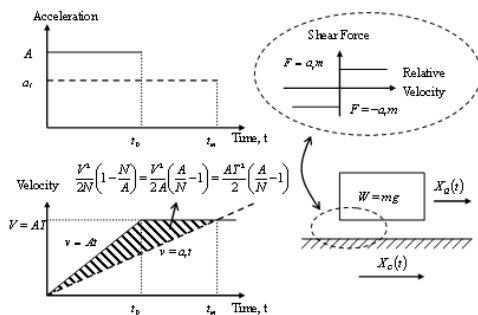
$$a_t = K_h \cdot g = \left\{ \frac{\mu_b \cdot (W' - K_v \cdot W) - [P_{AE1} + (P_{WL} - P_{WS}) + P_{WES} + (P_{LE1} + P_{LE2}) + (P_{AENL} + P_{WENL})]}{W} \right\} g$$

計算永久位移量

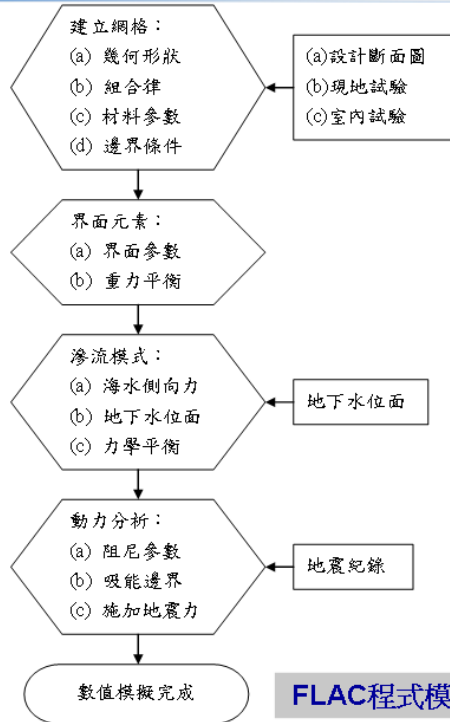
$$a_{rel}(t) = a_b(t) - a_t = A - a_t \quad \text{工址歷時加速度}$$

經一次積分 $v_{rel}(t) = \int_{t_0}^t a_{rel}(t) dt = (A - a_t)(t - t_0)$

經二次積分 $d_{rel}(t) = \int_{t_0}^t v_{rel}(t) dt = \frac{1}{2} (A - a_t)(t - t_0)^2$



十一、重力式碼頭初步設計與驗證分析 (7) –動力分析



以FLAC進行重力式碼頭之動態數
值模擬分析主要分為九大步驟：

- (一) 建立網格
- (二) 輸入材料強度參數
- (三) 設定邊界條件
- (四) 加入界面元素並重力平衡
- (五) 施加海水之側向力
- (六) 指定地下水位面
- (七) 力學平衡
- (八) 設定阻尼參數和動態邊界條件
- (九) 施加地震力

FLAC程式模擬重力式碼頭之分析流程圖

Page ▪ 25

資料來源：參考文獻[李佳翰 2001]

棧橋式碼頭設計例實作

Page ▪ 26

一、碼頭概述 (1)

設計目標

本示範例設計目標為台中港 A 級碼頭，構造型式採用棧橋式，一單元長 36 公尺，寬 28.75 公尺，設計高水位水深-14 公尺。

設計基準

1. 設計規範

- (1) 內政部一百年一月頒「混凝土結構設計規範」。
- (2) 交通部運輸研究所九十四年二月「港灣構造物設計基準修訂」。
- (3) 港灣構造物耐震性能設計架構研究(第一期)。

2. 分析程式

COMPUTERS & STRUCTURE INC.(CSI) Interegrated Finite Element Analysis and Design of Structures 程式 SAP2000 V11。

3. 材料強度

- (1) 鋼筋為竹節鋼筋，強度 $F_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ 及 $F_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ 。
- (2) 混凝土第 28 天齡期抗壓強度， $f_c' = 280 \text{ kgf/cm}^2$ 。
- (3) 鋼管樁 SS41 (SS400)。

一、碼頭概述 (2)

4. 設計荷重

- (1) 碼頭靜荷重(DL)依實際情況計算。
- (2) 碼頭裝載荷重(SL)為 2 T/m^2 。
- (3) 碼頭活荷重(LL)為 4 T/m^2 。
- (4) 防舷材推力(PUSH)，垂直碼頭 120 T，平行碼頭分力 30 T。
- (5) 繫纜柱拉力(BITT) 100 T。
- (6) 地震係數計算(EQ)。

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，近屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山斷層，工址之 $S_s^D=0.7$ 、 $S_1^D=0.4$ 、 $S_s^M=0.9$ 、 $S_1^M=0.5$ (S_s^D 、 S_1^D 、 S_s^M 、 S_1^M 之值請查閱現行設計規範)，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。

二、耐震性能要求與規定 (1)

性能要求

以「定性」的描述方式訂立構造物性能要求，本設計例設定為**棧橋式A級碼頭**，其特性定義與耐震性能要求如表。

棧橋式A級碼頭特性

等級	碼頭之特性
A	<ol style="list-style-type: none"> 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。

棧橋式A級碼頭之耐震性能要求

地震等級	對應之性能等級描述			
	等級數	使用性描述	修復性描述	安全性描述
等級 I (中度地震)	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	短期功能喪失	可快速修復	損壞輕微
等級 III (2500 年回歸期地震)	第 III 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)

二、耐震性能要求與規定 (2)

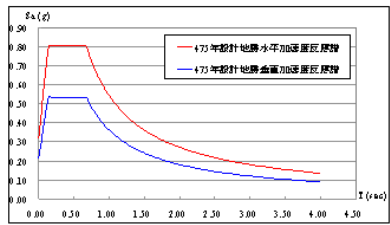
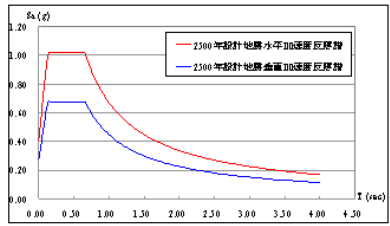
性能規定

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。

「性能等級」之定量表達。

棧橋式碼頭性能設計三等地震力

地震等級	地震力定量
等級 I 地震 中度地震	靜力分析中等級 I 地震力計算為 $V_I = \frac{S_{aD}}{3.25\alpha_y} W$ ，結構設計採強度設計法，依現行規範規定 $\alpha_y = 1.0$ 。
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_{aD} 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_{aD} 作表示如下。 

二、耐震性能要求與規定 (3)

「性能等級」之定量表達，即性能可接受標準。

A 級棧橋式碼頭所採用之性能可接受標準

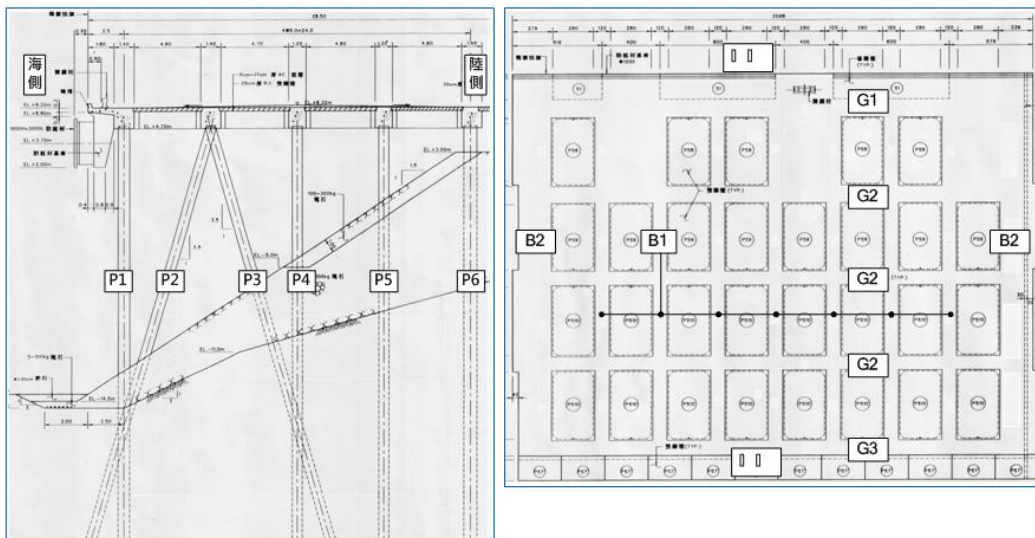
性能等級		第 I 級	第 II 級	第 III 級
殘餘變位	橋面板與肩岸 沉降差異	<10~30cm	N/A	N/A
	向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A
最大反應	基樁 (須避免剪力 破壞發生)	保持彈性 (僅輕微或無殘餘 變形)	控制韌性 (結構可修復)	小於韌性容量 (韌性反應接近崩 塌狀態)
材料應變 上限	混凝土壓應變	0.004	採註 2 公式 但小於 0.025	N/A
	鋼筋拉應變	0.01	0.05	N/A
	鋼管樁壓應變	0.008	0.025	N/A

註 1: N/A 為「Not Applicable」，設計時不予檢核。

註 2: $\epsilon_{cu} = 0.004 + (1.4 \rho_{st} f_{yk} \epsilon_{smk}) / f'_c \geq 0.005$

三、棧橋碼頭系統規劃

為有效抵抗船舶靠岸時之衝擊力，本碼頭採用斜橋式棧橋碼頭，以載運大宗物資為主。碼頭規劃之標準斷面及平面配置如下圖所示。碼頭單元上部結構主要為鋼筋混凝土梁版系統，標準單元長為 36 m，寬 28.75 m，面版厚 30 cm；下部結構則為直徑 70 cm 鋼板厚 2 cm (滿足寬厚比限制) 鋼管樁系統組成，先假設基樁貫入 N=50 的土層，深度為 32 公尺。



四、土壤液化評估 (1)

台中港臨近彰化、大甲、鐵砧山斷層，以及次近之車籠埔斷層，其有紀錄之最大地震規模皆為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_s^D/3.25=0.1 g

等級II地震PGA=0.4S_s^D=0.322 g

等級III地震PGA=0.4S_s^M=0.407 g

地下水位深度: -3.55 m
日期: 1979/01/17

深度 (m)	土壤層說明	土壤分類	取樣率	R00	N	探樣編號	礫石 %	砂 %	粉土 %	黏土 %	自然含水量 %	液性指數	總單位重 (t/m ³)	孔隙比	孔徑比	
1.85	灰色細砂	SP-SM	0	0	22	S001	0	0	0	0	19.3	0.0	0.0	2.11	2.69	0.52
2.9	灰色細砂	SP	0	0	20	S002	0	0	0	0	25.0	0.0	0.0	2.08	2.7	0.68
4.0	灰色細砂	SP-SM	0	0	30	S003	0	0	0	0	23.5	0.0	0.0	2.04	2.7	0.63
6.0	灰色細砂	SP-SM	0	0	28	S004	0	0	0	0	27.1	0.0	0.0	1.98	2.68	0.73
8.0	灰色細砂	SP-SM	0	0	37	S005	0	0	0	0	25.7	0.0	0.0	1.98	2.65	0.68
10.0	灰色粉土質細砂	SM	0	0	31	S006	0	0	0	0	24.2	0.0	0.0	2.02	2.67	0.64
13.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	32	S007	0	0	0	0	31.2	0.0	0.0	1.91	2.66	0.83
15.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	38	S008	0	0	0	0	29.1	0.0	0.0	1.94	2.68	0.78
17.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	17	S009	0	0	0	0	22.0	0.0	0.0	1.91	2.69	0.86
19.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	55	S010	0	0	0	0	25.9	0.0	0.0	1.99	2.68	0.69
21.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	26	S011	0	0	0	0	32.6	0.0	0.0	1.9	2.68	0.87
24.15	灰色粉土質細砂	SM	0	0	37	S012	0	0	0	0	22.5	0.0	0.0	1.9	2.69	0.86
25.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	33	S013	0	0	0	0	26.6	0.0	0.0	1.95	2.67	0.77
27.85	灰色細砂	SP-SM	0	0	40	S014	0	0	0	0	29.6	0.0	0.0	1.93	2.67	0.79
28.0	灰色細砂	SP-SM	0	0	49	S015	0	0	0	0	30.7	0.0	0.0	1.91	2.66	0.82
31.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	49	S016	0	0	0	0	29.3	0.0	0.0	1.94	2.67	0.78
32.0	灰色細砂	SP-SM	0	0	52	S017	0	0	0	0	26.3	0.0	0.0	1.95	2.67	0.76
34.0	灰色細砂	SP-SM	0	0	51	S018	0	0	0	0	25.7	0.0	0.0	2.00	2.69	0.68
35.0	灰色細砂	SP	0	0	81	S019	0	0	0	0	24.3	0.0	0.0	2.02	2.68	0.65
36.0	灰色細砂	SP	0	0	37	S020	0	0	0	0	23.5	0.0	0.0	1.9	2.69	0.86
39.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	80	S020	0	0	0	0	20.7	0.0	0.0	2.09	2.69	0.59
40.0	灰色粉土質細砂	SM	0	0	80	S020	0	0	0	0	20.7	0.0	0.0	2.09	2.69	0.59

棧橋式碼頭等級 I 地震土壤液化潛能評估結果

孔號: 地下水位=GL-3.55 地震規模=7.3 PGA=0.1

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 C _u	地震規模修正 MSF	α	β	N1	應力折減係數 γ _d	CSR (1)	CRR ₉₅ (2)	CRR _{av} (3)	FL (3)(1)
1.9	SP/SM	2.1	3.9	3.9	22	1.60	1.07	0.87	1.02	28	0.99	0.06	0.36	0.39	not susceptible
3.9	SP	2.0	7.6	7.9	20	1.15	1.07	0.03	1.00	18	0.97	0.07	0.20	0.21	3.21
5.9	SP/SM	2.0	9.7	12.0	30	1.02	1.07	0.87	1.02	27	0.96	0.08	0.35	0.37	4.82
7.9	SM	2.0	11.7	16.0	28	0.93	1.07	1.55	1.03	27	0.94	0.08	0.34	0.36	4.31
9.9	SP/SM	2.0	13.6	19.9	37	0.86	1.07	0.87	1.02	32	0.91	0.09	0.65	0.70	8.06
11.9	SM	2.0	15.7	24.0	31	0.80	1.07	4.29	1.12	32	0.87	0.09	0.71	0.76	8.80
13.9	SM	1.9	17.5	27.8	32	0.76	1.07	4.39	1.12	32	0.81	0.08	0.64	0.68	8.18
15.9	SM	1.9	19.4	31.7	38	0.72	1.07	4.64	1.15	36	0.74	0.08	>1	>1	not susceptible
17.9	SM	1.9	21.2	35.5	17	0.69	1.07	4.18	1.11	17	0.68	0.07	0.18	0.20	2.63
19.9	SM	2.0	23.2	39.5	55	0.66	1.07	4.71	1.15	46	0.63	0.07	>1	>1	not susceptible
21.9	SM	1.9	25.0	43.3	26	0.63	1.07	4.48	1.13	23	0.59	0.07	0.26	0.28	4.14

Page 33

中興工程顧問社 土木水利及軌道運輸研究中心
SINDTECH ENGINEERING CONSULTANTS, INC.

四、土壤液化評估 (2)

棧橋式碼頭等級 II 地震土壤液化潛能評估結果

孔號: 地下水位=GL-3.55 地震規模=7.3 PGA=0.322

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 C _u	地震規模修正 MSF	α	β	N1	應力折減係數 γ _d	CSR (1)	CRR ₉₅ (2)	CRR _{av} (3)	FL (3)(1)
1.9	SP/SM	2.1	3.9	3.9	22	1.60	1.07	0.87	1.02	28	0.99	0.21	0.36	0.39	not susceptible
3.9	SP	2.0	7.6	7.9	20	1.15	1.07	0.03	1.00	18	0.97	0.21	0.20	0.21	1.00
5.9	SP/SM	2.0	9.7	12.0	30	1.02	1.07	0.87	1.02	27	0.96	0.25	0.35	0.37	1.50
7.9	SM	2.0	11.7	16.0	28	0.93	1.07	1.55	1.03	27	0.94	0.27	0.34	0.36	1.34
9.9	SP/SM	2.0	13.6	19.9	37	0.86	1.07	0.87	1.02	32	0.91	0.28	0.65	0.70	2.50
11.9	SM	2.0	15.7	24.0	31	0.80	1.07	4.29	1.12	32	0.87	0.28	0.71	0.76	2.73
13.9	SM	1.9	17.5	27.8	32	0.76	1.07	4.39	1.12	32	0.81	0.27	0.64	0.68	2.54
15.9	SM	1.9	19.4	31.7	38	0.72	1.07	4.64	1.15	36	0.74	0.25	>1	>1	not susceptible
17.9	SM	1.9	21.2	35.5	17	0.69	1.07	4.18	1.11	17	0.68	0.24	0.18	0.20	0.82
19.9	SM	2.0	23.2	39.5	55	0.66	1.07	4.71	1.15	46	0.63	0.23	>1	>1	not susceptible
21.9	SM	1.9	25.0	43.3	26	0.63	1.07	4.48	1.13	23	0.59	0.22	0.26	0.28	1.29

在等級II、III地震作用下，深度3.9 m以上之土層，以及深度17.9 m之土層FL為小於1.0，表示可能會發生液化，因此後續進行等級II、III地震性能驗證分析時，將保守地不考慮該3.9 m以上及17.9 m之土層的土壤承載力。

棧橋式碼頭等級 III 地震土壤液化潛能評估結果

孔號: 地下水位=GL-3.55 地震規模=7.3 PGA=0.407

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 C _u	地震規模修正 MSF	α	β	N1	應力折減係數 γ _d	CSR (1)	CRR ₉₅ (2)	CRR _{av} (3)	FL (3)(1)
1.9	SP/SM	2.1	3.9	3.9	22	1.60	1.07	0.87	1.02	28	0.99	0.26	0.36	0.39	not susceptible
3.9	SP	2.0	7.6	7.9	20	1.15	1.07	0.03	1.00	18	0.97	0.27	0.20	0.21	0.79
5.9	SP/SM	2.0	9.7	12.0	30	1.02	1.07	0.87	1.02	27	0.96	0.31	0.35	0.37	1.18
7.9	SM	2.0	11.7	16.0	28	0.93	1.07	1.55	1.03	27	0.94	0.34	0.34	0.36	1.06
9.9	SP/SM	2.0	13.6	19.9	37	0.86	1.07	0.87	1.02	32	0.91	0.35	0.65	0.70	1.98
11.9	SM	2.0	15.7	24.0	31	0.80	1.07	4.29	1.12	32	0.87	0.35	0.71	0.76	2.16
13.9	SM	1.9	17.5	27.8	32	0.76	1.07	4.39	1.12	32	0.81	0.34	0.64	0.68	2.01
15.9	SM	1.9	19.4	31.7	38	0.72	1.07	4.64	1.15	36	0.74	0.32	>1	>1	not susceptible
17.9	SM	1.9	21.2	35.5	17	0.69	1.07	4.18	1.11	17	0.68	0.30	0.18	0.20	0.65
19.9	SM	2.0	23.2	39.5	55	0.66	1.07	4.71	1.15	46	0.63	0.28	>1	>1	not susceptible
21.9	SM	1.9	25.0	43.3	26	0.63	1.07	4.48	1.13	23	0.59	0.27	0.26	0.28	1.02

液化土層

Page 34

中興工程顧問社 土木水利及軌道運輸研究中心
SINDTECH ENGINEERING CONSULTANTS, INC.

五、初步設計 (1)

結構模擬

1. 假設條件

- (1) 取一標準獨立單元分析，考慮橫向單元間束制作用假設為不動模式。背拉桿處以等值彈簧模擬。
- (2) 上部結構橋面板部分以殼(shell)元素模擬，基樁及上部梁以梁元素(beam)模擬，版與基樁間設為剛接。
- (3) 假設基樁之固定端於假設地表面下之 $1/\beta$ 處深度，其中 β 為樁土系統之特徵係數

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_s D_p}{4EI}}$$

其中：側向地盤反力係數 $k_s=1500 \times N$ (kN/m^3)， N 為標準貫入試驗 SPT-N 值； D_p 為樁直徑或等效寬度； EI 為斷面撓曲剛度。

本碼頭之基樁斷面為鋼管樁，直徑為 70 cm，厚度為 2 cm；土壤平均 N 值為 31；可計算特徵係數如下：

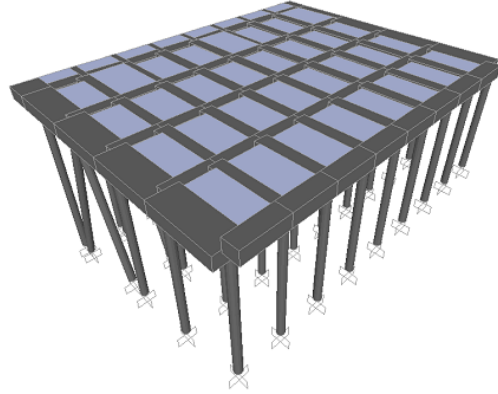
$$k_s=1500 \times 31=46500 \text{ kN/m}^3$$

$$EI=1.999E+8 \times 2.472E-3=548125 \text{ kN-m}^2$$

$$\beta=0.349, \quad 1/\beta=2.865 \text{ m}$$

此外，考量斜坡效應之影響，取原斜坡角度 α 之一半($\alpha/2$)之斜面作為假想地表面。故基樁假設固定於此假想面以下 $1/\beta=2.865 \text{ m}$ 處。

2. 結構模型



棧橋式碼頭基樁假想固定法模型(初步設計)

五、初步設計 (2)

3. 載重組合

- (1) 構件內力檢核採用強度設計法(含基樁)，其載重因子如下。

棧橋式碼頭構件內力檢核之載重因子

編號	DL	SL	LL	PUSH	BITT	EQX	EQY
1	1.2	1	1.6				
2	1.2	1	1.6	1.6			
3	1.2	1	1.6		1.6		
4	1.2	0.5 (計入質量)	0.5 (計入質量)			±1	±0.3
5	1.2	0.5 (計入質量)	0.5 (計入質量)			±0.3	±1
6	0.9					±1	±0.3
7	0.9					±0.3	±1

- (2) 基樁土壤承载力檢核採用容許應力設計，其載重因子如下。

棧橋式碼頭基樁土壤承载力檢核之載重因子

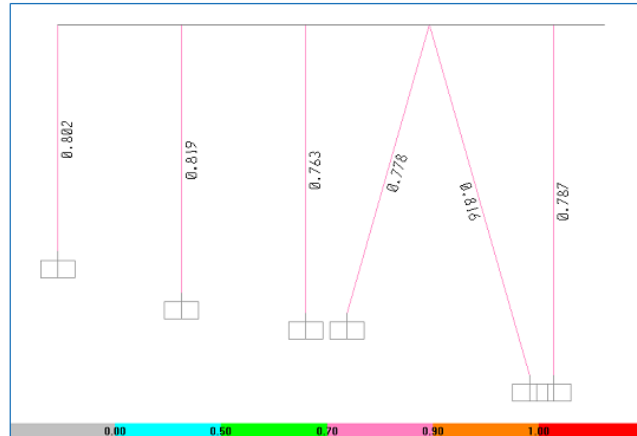
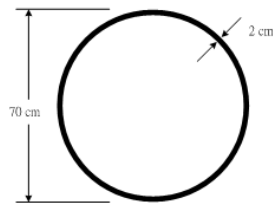
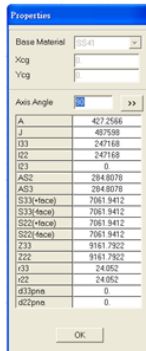
編號	DL	SL	LL	PUSH	BITT	EQX	EQY
1(常時)	1	1	1				
2(常時)	1	1	1	1			
3(常時)	1	1	1		1		
4(短期)	1	0.5	0.5			±1	±0.3
5(短期)	1	0.5	0.5			±0.3	±1
6(短期)	1					±1	±0.3
7(短期)	1					±0.3	±1

五、初步設計 (3)

構件斷面設計

1. 基樁斷面設計

鋼管樁斷面尺寸如圖，經由各載重組合分析得到鋼管樁最大應力比約介於 0.75~0.85 之間，該鋼管樁之斷面設計為安全亦不失其經濟性。



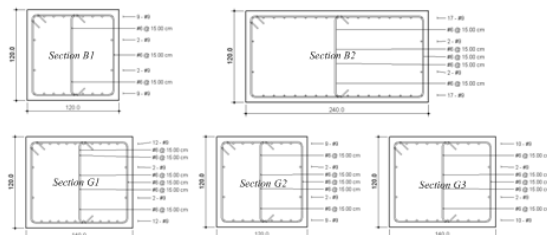
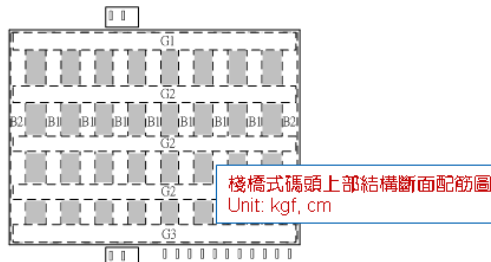
棧橋式碼頭鋼管樁分析所得最大應力比

五、初步設計 (4)

2. 上部結構斷面設計

依所設定的載重組合進行結構分析後可得上部結構在常時與等級 I 地震作用下之最大受力情況，再經由 SAP2000 結構分析程式進行斷面配筋設計，得到各斷面所需之最大縱向鋼筋比與最大剪力鋼筋比。

除按最大設計縱向鋼筋比與設計剪力鋼筋比配筋外，在進行剪力筋設計時，需考慮避免產生塑性絞時發生剪力破壞，基於上述原則繪製斷面細部配筋圖。



最大縱向鋼筋比



最大剪力鋼筋比

五、初步設計 (5)

土壤承载力檢核(容許應力設計)

1. 基樁軸向內力

棧橋式碼頭各載重組合之基樁軸向內力 (Unit: kgf)

載重組合	P1 樁	P2 樁	P3 樁	P4 樁	P5 樁	P6 樁
1(常時)	-304095	-155986	-154951	-250088	-267055	-150330
2(常時)	-302778	-123014	-188965	-249414	-266578	-151525
3(常時)	-305154	-184148	-125715	-250624	-267451	-149325
4(短期)	-186889	-324833	81371	-133872	-143183	-74136
5(短期)	-169065	75889	-332479	-124813	-136278	-91657
6(短期)	-89846	-274260	106580	-51225	-55198	-25314
7(短期)	-72022	101176	-282061	-42166	-48293	-42835
最大軸壓力	-305154	-324833	-332479	-250624	-267451	-151525
最大軸拉力	-	101176	106580	-	-	-

2. 抗壓承载力檢核

(1) P1 樁

$$R_{\gamma} = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_m \cdot A_s$$

$$= 300 \times 50 \times 0.3848 + 2 \times 39.46 \times 28.5886$$

$$= 5772.690 + 2256.297$$

$$= 8028.987 \text{ kN} = 819284 \text{ kgf}$$

大於 305154 × 2.5 (FS 常時) = 762885 kgf (OK)

大於 186889 × 2.0 (FS 短期) = 373778 kgf (OK)

3. 抗拉承载力檢核

(1) P2 樁

$$R_{\gamma} = 2 \cdot N_m \cdot A_y = 2 \times 41.94 \times 35.1859$$

$$= 2951.219 \text{ kN}$$

$$= 301145 \text{ kgf}$$

大於 101176 × 2.5 (FS 短期) = 252940 kgf (OK)

六、等級 I 地震驗證分析 (1)

驗證分析

棧橋式碼頭的驗證分析，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，而本示範例為A級棧橋式碼頭，其：

等級I地震之驗證分析法可為「靜力分析」、「非線性側推分析」採用「線性歷時分析」。

等級II與等級III地震之驗證分析則須「非線性歷時分析」採用「非線性歷時分析」。

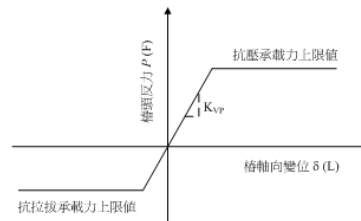
本設計例等級I地震之驗證分析採用側推分析容量震譜法，並運用側推分析檢核棧橋式碼頭之破壞機制是否符合要求，為準確得到結構之非線性分析結果，基樁與土壤之互制行為必須以非線性土壤彈簧加以模擬，另構件之塑性行為亦以塑性鉸模擬之，而經由前述結構模擬方式所得之結構模型，亦得用於等級II與等級III地震性能驗證之非線性歷時分析。

樁軸向非線性土壤彈簧

$$K_{\gamma P} = K_{\gamma 1} \times K_{\gamma 2} / (K_{\gamma 1} + K_{\gamma 2})$$

$$K_{\gamma 1} = E \cdot A_1 / L_1 \text{ (土面以上的樁軸向勁度 kN/m)}$$

$$K_{\gamma 2} = \alpha \cdot E \cdot A_2 / L_2 \text{ (土面以下的樁軸向勁度 kN/m)}$$



六、等級 I 地震驗證分析 (2)

1. 土壤彈簧計算

a. 樁軸向非線性土壤彈簧設定

棧橋式碼頭基樁軸向土壤彈簧勁度計算

	P1 樁勁度	P2 樁勁度	P3 樁勁度	P4 樁勁度	P5 樁勁度	P6 樁勁度
樁彈性模數 (kN/m ²)	199900000	199900000	199900000	199900000	199900000	199900000
土面以上樁斷面積 A ₁ (m ²)	0.38485	0.38485	0.38485	0.38485	0.38485	0.38485
土面以上的樁長 L ₁ (m)	19	18	17	16	15	14
土面以上樁軸向勁度 K _{v1}	4048985	4273928	4523336	4808169	5128714	5495051
打緊鋼管樁矯正係數 α	0.98	1.04	1.06	1.04	1.06	1.08
土面以下樁斷面積 A ₂ (m ²)	0.38485	0.38485	0.38485	0.38485	0.38485	0.38485
土面以下的樁長 L ₂ (m)	13	16	17	16	17	18
土面以下樁軸向勁度 K _{v2}	5799392	5000496	4796856	5000496	4796856	4615842
軸向彈簧勁度 K _{sp} (kN/m ²)	2384316	2304376	2328571	2451223	2478618	2508610

Page ■ 41

棧橋式碼頭基樁軸向非線性土壤彈簧設定

P1 樁-軸向土壤彈簧設定		P2 樁-軸向土壤彈簧設定		P3 樁-軸向土壤彈簧設定	
位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)
-0.35	-8028.987	-0.35	-8723.909	-0.35	-8882.246
-0.00337	-8028.987	-0.00379	-8723.909	-0.00381	-8882.246
0	0	0	0	0	0
0.00095	2256.297	0.00128	2951.219	0.00134	3109.556
0.35	2256.297	0.35	2951.219	0.35	3109.556

P4 樁-軸向土壤彈簧設定		P5 樁-軸向土壤彈簧設定		P6 樁-軸向土壤彈簧設定	
位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)
-0.35	-8503.997	-0.35	-8622.750	-0.35	-8789.883
-0.00347	-8503.997	-0.00348	-8622.750	-0.00350	-8789.883
0	0	0	0	0	0
0.00111	2731.307	0.00115	2850.060	0.00120	3017.193
0.35	2731.307	0.35	2850.060	0.35	3017.193

中興工程顧問社 土木水利及軌道運輸研究中心
SINDTECH ENGINEERING CONSULTANTS, INC.

六、等級 I 地震驗證分析 (3)

b. 樁橫向非線性土壤彈簧設定

按公式計算基樁在砂質地盤的 p-y curve，再設定樁橫向非線性土壤彈簧。

本研究採用日本運輸省港灣技術研究所所發展之樁橫向抵抗分析法(p-y curve)，此法亦為我國規範所採用，其將地盤分為 S 型地盤與 C 型地盤，地盤反力與樁之變位關係假設如下。

$$p = k_s \cdot x \cdot y^{0.5} \quad (\text{S 型地盤})$$

$$p = k_c \cdot y^{0.5} \quad (\text{C 型地盤}) \dots \dots \dots \text{式中,}$$

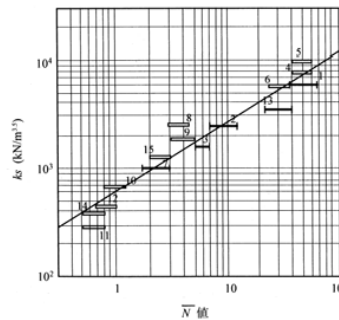
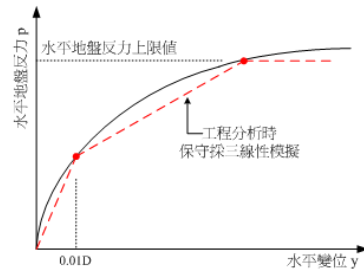
p：深度 x 點，基樁單位面積所受地盤反力(kN/m²)

k_s：S 型地盤之橫向抵抗常數(kN/m^{3.5})

k_c：C 型地盤之橫向抵抗常數(kN/m^{2.5})

x：由地面算起之深度(m)

y：深度 x 點之基樁變位或撓度(m)



1. ALTON, ILLINOIS (FEAGIN)
2. WINFIELD, MONTANA (GLESER)
3. PORT HUENEME (MASON)
- 4.5. 八軒堀 NO.1, NO.2
6. 茨木川 (後藤)
7. 大阪國鉄 (別府)
- 8.9. 戸塚 NO.6, NO.9
10. 戸塚 K-1 (渡研)
11. 戸塚 K-2 (渡研)
12. 戸塚 L-2 (渡研)
13. 九里浜模型実験
14. 新葛西橋 (立石)
15. 山ノ下 (井口)

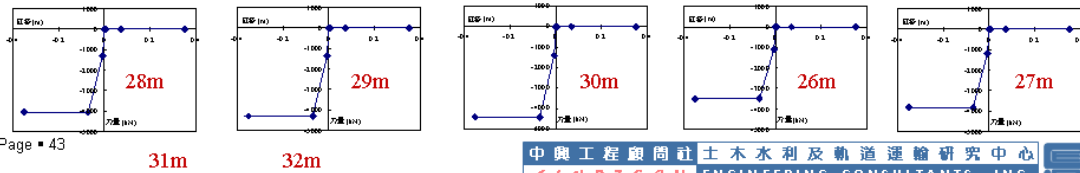
Page ■ 42

中興工程顧問社 土木水利及軌道運輸研究中心
SINDTECH ENGINEERING CONSULTANTS, INC.

六、等級 I 地震驗證分析 (4)

棧橋式碼頭基樁各深度橫向非線性土壤彈簧設定

深度 15m-橫向土壤彈簧設定		深度 16m-橫向土壤彈簧設定		深度 17m-橫向土壤彈簧設定	
位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)	位移 (m)	力量 (kN)
-0.35	-3020.472	-0.35	-2470.052	-0.35	-1863.879
-0.07	-3020.472	-0.07	-2470.052	-0.07	-1863.879
-0.007	-955.157	-0.007	-781.099	-0.007	-589.410
0	0	0	0	0	0
0.007	0	0.007	0	0.007	0
0.07	0	0.07	0	0.07	0
0.35	0	0.35	0	0.35	0



Page # 43

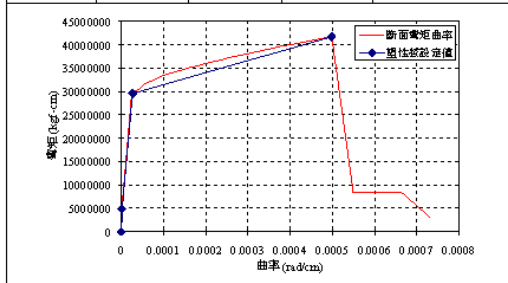
六、等級 I 地震驗證分析 (5)

2. 塑性鉸計算

計算碼頭上部結構大梁與鋼管樁之塑性鉸設定值，且性能設計對新建構造物之構件皆須避免剪力破壞，因此各構件僅須在可能發生最大彎矩之位置設定彎矩塑性鉸進行非線性分析。

棧橋式碼頭 B1 大梁塑性鉸曲線

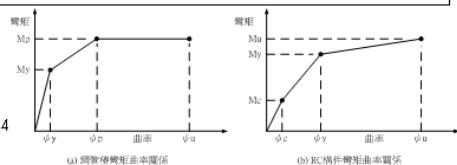
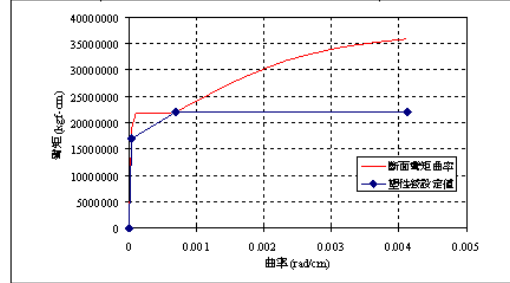
受力狀態	混凝土應變	主筋應變	彎矩 (kgf-cm)	曲率 (rad/cm)
原點	0	0	0	0
開裂彎矩點	0.00007	0.000055	4827800	0.00000109
降伏點彎矩	0.0007	0.00206	29509700	0.00002399
極限點	0.00657	0.048813	41581600	0.00049894



Page # 44

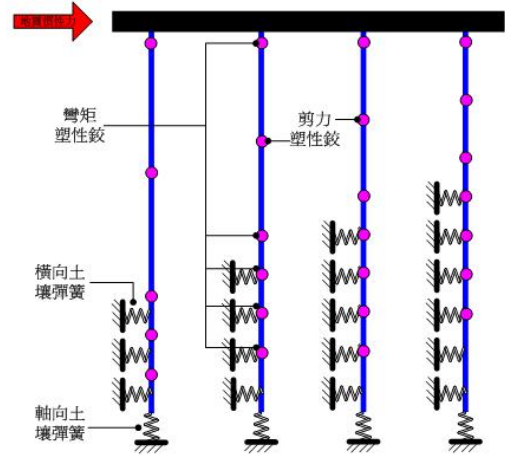
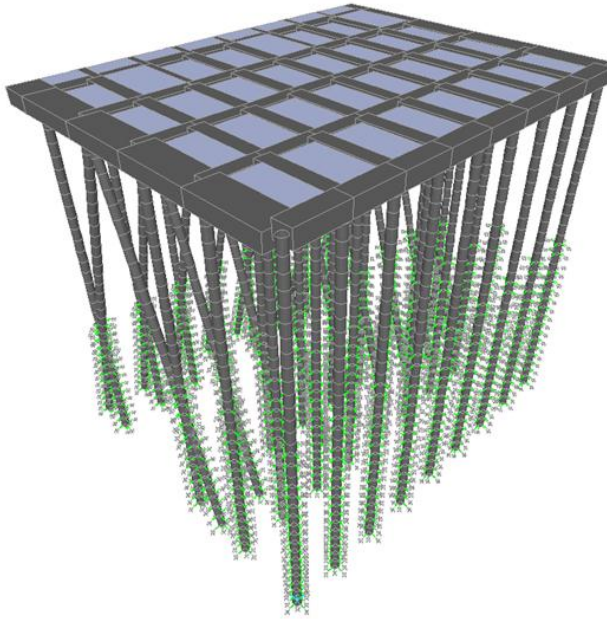
棧橋式碼頭鋼管樁直樁塑性鉸曲線

受力狀態	鋼材應變	彎矩 (kgf-cm)	曲率 (rad/cm)
原點	0	0	0
降伏點彎矩	0.00134	16948800	0.0000394
塑性鉸點	0.0234	21988800	0.0006896
極限點	0.14	21988800	0.004118



六、等級 I 地震驗證分析 (6)

3. 結構模型建立



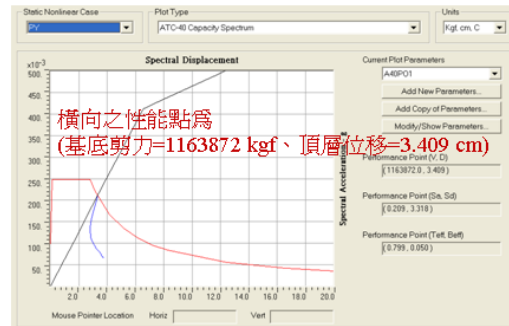
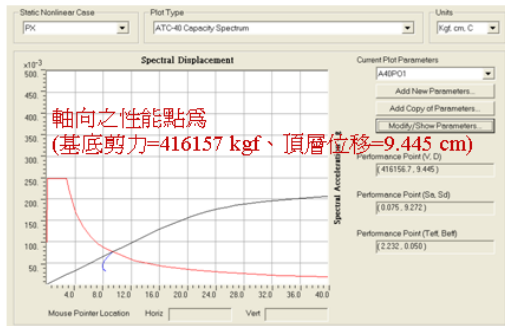
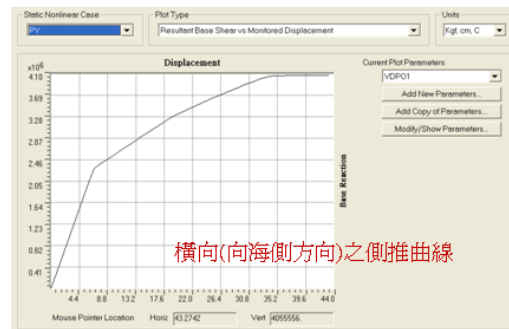
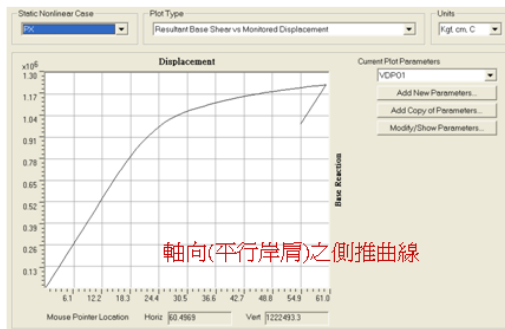
Page 45

中興工程顧問社 土木水利及軌道運輸研究中心
SINDTECH ENGINEERING CONSULTANTS, INC.

六、等級 I 地震驗證分析 (7)

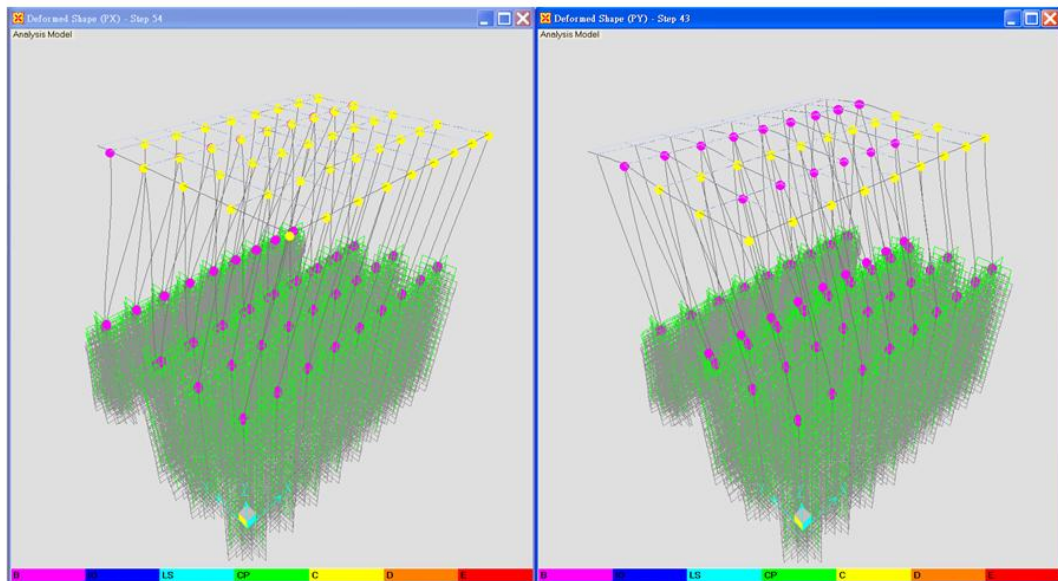
4. 分析結果

碼頭橫向之基底剪力約為軸向基底剪力之3倍，此係因棧橋碼頭為抵抗船舶撞擊力於橫向打設斜樁所致，等級I地震作用時，所有桿件亦保持彈性。



六、等級 I 地震驗證分析 (8)

5. 側推分析極限狀態塑性鉸分佈



軸向(法線方向)之側推極限狀態塑性鉸分佈

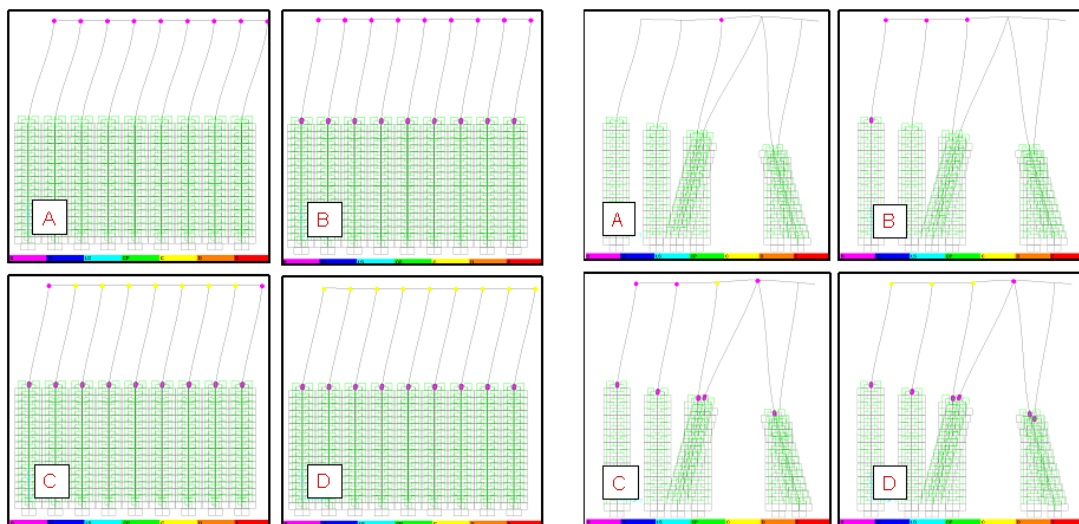
橫向(垂直法線)之側推極限狀態塑性鉸分佈

Page 47

六、等級 I 地震驗證分析 (9)

6. 破壞次序

塑性鉸產生次序是先由樁頂發生降伏後，樁身入土部分之頂部再發生降伏，而後樁頂再依序產生較嚴重的塑性鉸破壞，此現象滿足棧橋式碼頭理想的破壞次序，可使棧橋式碼頭於震後具有較佳的修復性。



軸向(法線方向)塑性鉸產生次序

橫向(垂直法線)塑性鉸產生次序

Page 48

六、等級 I 地震驗證分析 (10)

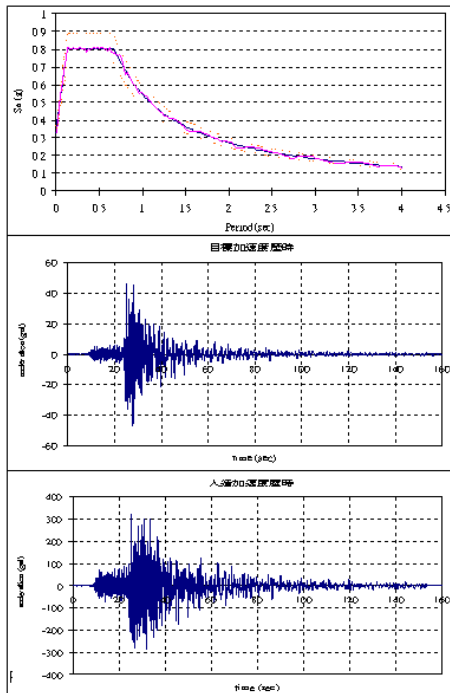
7. 棧橋式碼頭等級 I 地震時之性能規定檢核

容量震譜法產生性能點時，其整體結構行為代表著棧橋式碼頭的最大反應，此時可依其各部件之應力或應變狀態去判定所設計之碼頭的受震反應是否滿足性能可接受標準

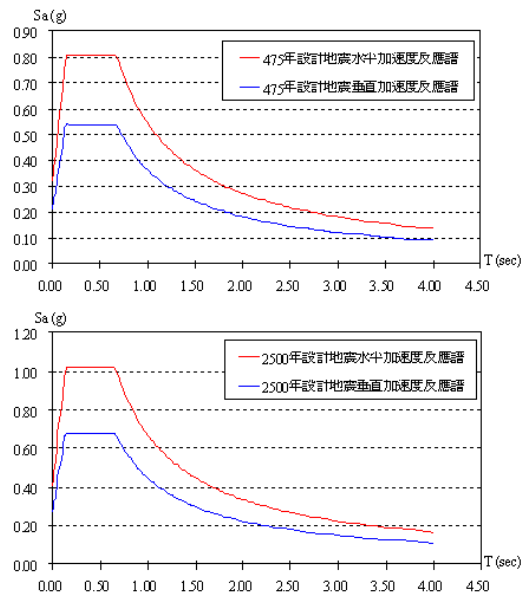
性能等級		第 I 級
殘餘變位	橋面板與岸 沉陷差異	碼頭橋面板最大沉陷量為 0.106cm < 10~30cm 滿足使用性要求 → OK
	向海側傾斜角	碼頭向海側最大傾角為 0.4093° < 2°~3° 滿足使用性要求 → OK
最大反應	基樁 (須避免剪力 破壞發生)	碼頭基樁保持彈性 滿足使用性要求 → OK
材料應變上限	混凝土壓應變	碼頭上構混凝土應變未達 0.0007 < 0.004 滿足使用性要求 → OK
	鋼筋拉應變	碼頭上構主筋拉應變未達 0.002 < 0.01 滿足使用性要求 → OK
	鋼管樁壓應變	碼頭鋼管樁壓應變未達 0.0013 < 0.008 滿足使用性要求 → OK

七、等級 II 地震驗證分析 (1)

1. 非線性動力歷時分析-人造地震製作



本設計例工址位置係假設為台中港，因此以港灣技術研究中心在台中港所設測站之地震紀錄，進行人造地震製作，等級 II、III 地震各三組三方向人造地震歷時。



七、等級 II 地震驗證分析 (2)

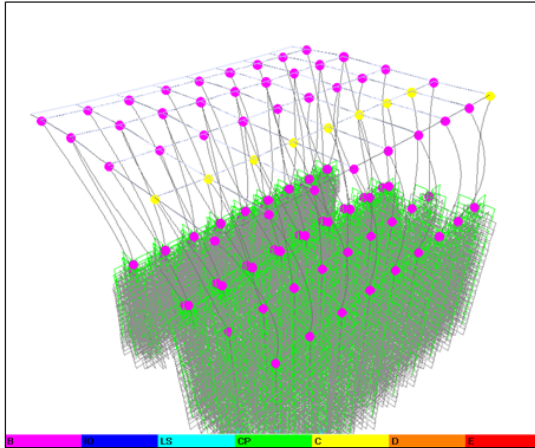
2. 等級 II 地震歷時分析 EQX+EQY+EQV

棧橋碼頭橋面軸向及橫向水平位移軌跡

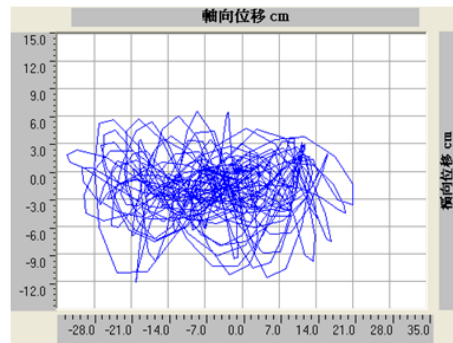
第1組：軸向最大位移為33.2 cm，橫向最大位移為12.1 cm

第2組：軸向最大位移為31.2 cm，橫向最大位移為11.0 cm

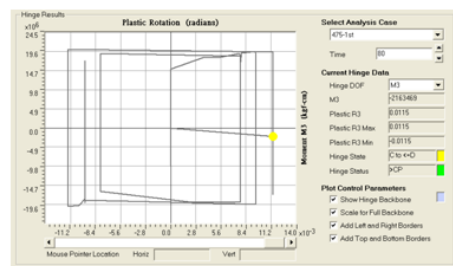
第3組：軸向最大位移為28.9 cm，橫向最大位移為11.6 cm



等級II地震加速度歷時作用時，上部結構之大梁並未發生塑性鉸，僅鋼管樁之樁帽與樁身入土處產生塑性鉸，因此以下將列出鋼管樁最大塑性鉸遲滯迴圈，其最大塑性轉角為0.0115 rad.



等級II地震第1組歷時分析橋面位移軌跡

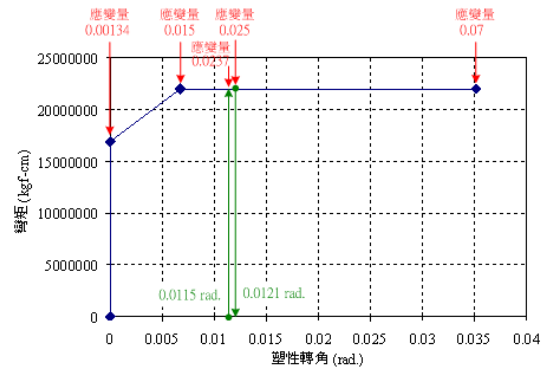


鋼管樁最大塑性鉸遲滯迴圈

七、等級 II 地震驗證分析 (3)

3. 棧橋式碼頭等級II地震時之性能規定檢核

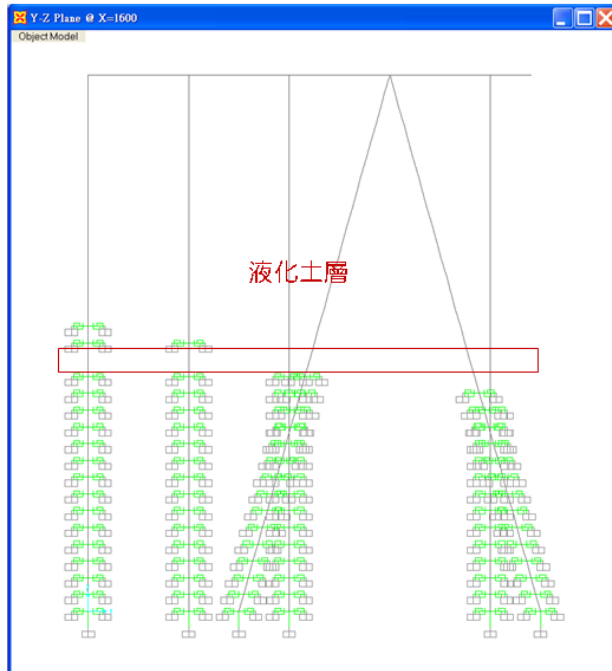
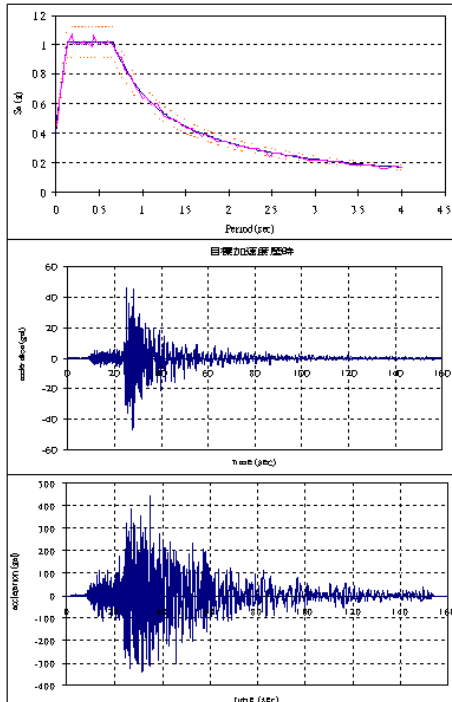
棧橋結構軸向韌性發展尚在初始階段，滿足控制韌性之要求，橫向則保持彈性；而鋼管樁樁頂塑性鉸之塑性轉角量亦相當低。另外，針對鋼管樁壓應變量檢核，從等級II地震作用下歷時分析所得之鋼管樁最大塑性轉角為0.0115，由鋼管樁塑性鉸曲線作內插計算可得對應之鋼管樁壓應變量為0.0237，小於可接受標準值0.025，故仍在可修復範圍內，而碼頭上部結構仍在彈性範圍內，因此在等級II地震作用後僅需進行基樁修復即可恢復正常營運。



參數		性能等級	第II級
殘餘變位	橋面板與肩岸沉陷差異		N/A
	向海側傾斜角		N/A
最大反應	基樁 (須避免剪力破壞發生)		韌性發展尚在初始階段 滿足控制韌性之要求 →OK (結構可修復)
材料應變上限	混凝土壓應變		RC上部結構不產生塑性鉸 →OK
	鋼筋拉應變		RC上部結構不產生塑性鉸 →OK
	鋼管樁壓應變		最大鋼管樁壓應變量為0.0237 < 0.025 →OK

八、等級 III 地震驗證分析 (1)

1. 等級 III 人造地震製作與液化土層設定



中興工程顧問社 土木水利及軌道運輸研究中心
SINDTECH ENGINEERING CONSULTANTS, INC.

八、等級 III 地震驗證分析 (2)

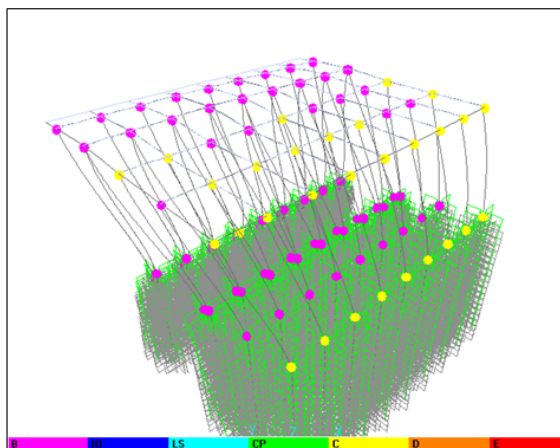
2. 等級 III 地震歷時分析 EQX+EQY+EQV

棧橋碼頭橋面軸向及橫向水平位移軌跡

第1組：軸向最大位移為40.1 cm，橫向最大位移為14.0 cm

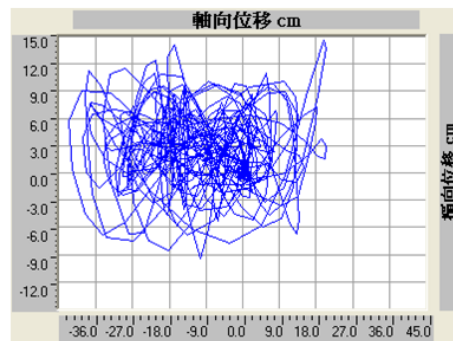
第2組：軸向最大位移為42.7 cm，橫向最大位移為14.6 cm

第3組：軸向最大位移為29.7 cm，橫向最大位移為13.3 cm

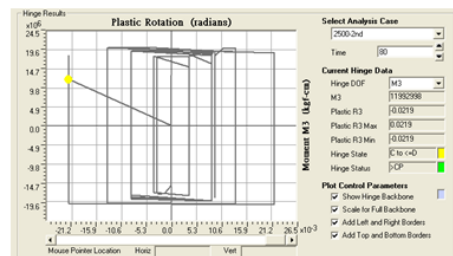


上部結構之大梁並未發生塑性鉸，鋼管樁之樁帽與樁身入土處產生較嚴重的塑性鉸，鋼管樁塑性鉸遲滯迴圈的最大塑性轉角為0.0219 rad.

Page 54



等級 III 地震第 2 組歷時分析橋面位移軌跡



鋼管樁最大塑性鉸遲滯迴圈

中興工程顧問社 土木水利及軌道運輸研究中心
SINDTECH ENGINEERING CONSULTANTS, INC.

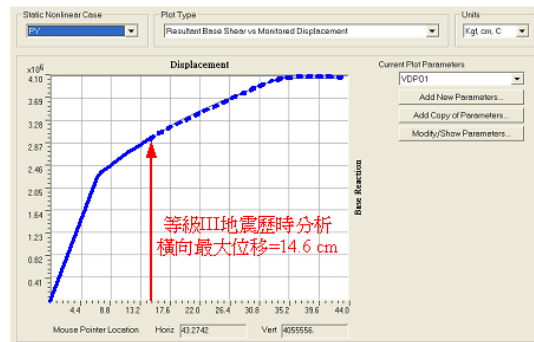
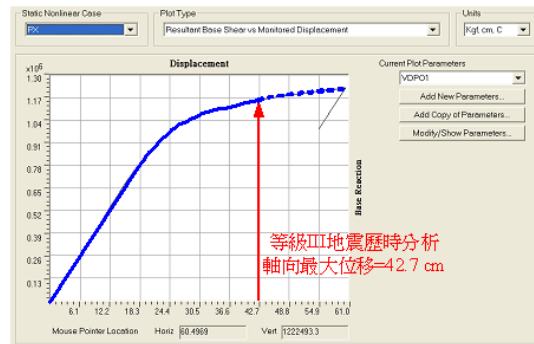
八、等級 III 地震驗證分析 (3)

3. 棧橋式碼頭等級III地震時之性能規定檢核

等級III地震作用下棧橋結構軸向韌性發展約至1/2韌性容量，橫向則進入初始塑性階段，皆滿足未超過韌性容量之要求。而碼頭在等級III地震作用下，其碼頭變位與構件應變量皆滿足性能可接受標準與耐震性能要求。

性能等級		第III級
殘餘變位	橋面板與肩岸沉陷差異	N/A
	向海側傾斜角	N/A
最大反應	基樁 (須避免剪力破壞發生)	約至1/2韌性容量 滿足「未超過韌性容量」 結構不崩塌之要求 → OK
材料應變上限	混凝土壓應變	N/A
	鋼筋拉應變	N/A
	鋼管樁壓應變	N/A

Page ■ 55



九、設計結果說明

- 等級I地震容量震譜法分析結果，碼頭所有構件皆保持彈性，基樁受力小於其土壤容許承载力，且不發生土壤液化，其構件應變量皆小於性能可接受標準為不需維修，整體驗證結果滿足功能正常結構保持彈性之性能要求；
- 等級II地震歷時分析檢核結果，其構件應變量皆小於性能可接受標準，滿足可修復性之性能要求；
- 等級III地震歷時分析則主要檢核整體韌性容量，其分析結果約為1/2韌性容量，滿足結構不崩塌之性能要求。
- 三等地震檢核通過，故碼頭可依初步設計之構件斷面進行施工，並確保其耐震性能符合要求。

Page ■ 56

重力式碼頭設計例實作

碼頭概述

重力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，其特性為：

- 堤體使用混凝土做成，較為耐久且堅固，水深較淺時採用。
- 水深較深時，由水壓及土壓所造成之外力增大，所需牆體之重量急遽增加，岩層及基礎良好之處除外，故此非為經濟之設計。
- 作為耐震結構時，與牆體重量比例之地震力作用於牆體，較為不利。
- 沉箱及混凝土塊之製造需廣大場地及起重船、拖船等船隊，因此，如為短期及少量工程配合上述設備時，較不經濟。
- 與規劃水深相比，如現有之地層較淺，亦較為不利。

碼頭概述

一般性設計考量

1. 碼頭設計條件

碼頭結構物之設計條件，應依該結構物之特性及結構物所處之狀況，就下列設計條件項目中，選定設計應考量之項目。對所選定之設計條件項目，應再考量自然條件、該結構物之利用狀況、該結構物之施工條件、結構特性、社會對該結構物之需求等因素，以訂定該結構物之設計條件。

- 船舶尺寸、船舶所產生之外力、風、波浪、潮位及暴潮位、水流、作用於浮體之外力及其搖動、地質、地震、土壓、水壓、自重、載重、摩擦係數、其他必要之設計條件等

2. 影響碼頭設計因素

功能、重要性、使用年限、自然條件、景觀、載重、材料、安全係數、施工方法、施工精度、工期、工程費、維護費

3. 作用於壁體之外力與載重

上載載重、壁體自重、土壓力及殘留水壓力、浮力、地震力、船舶拉力、船舶衝擊力

4. 安定計算

重力式碼頭之安定計算，應檢討下列各項：

- 壁體滑動檢討
- 壁體傾覆檢討
- 基礎承载力檢討

碼頭概述

設計目標

本示範例設計目標為臺中港B級碼頭，構造型式採用重力式，一單元長15.6公尺，寬16.2公尺，設計高水位水深-12.9公尺。

設計基準

1. 設計規範

- (1) 內政部九十年十月頒「建築物基礎構造設計規範」。
- (2) 交通部運輸研究所九十四年二月「港灣構造物設計基準修訂」。
- (3) 港灣構造物耐震性能設計架構研究(第一期)。

2. 分析程式

採用美國Itasca 公司所發展之Fast Lagrangian Analysis of Continua 程式FLAC 5.00程式。

3. 材料條件

- (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 t/m³至2.0 t/m³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) 沉箱單位重：外層屬於剛性材質，內部則填充大地材料，沉箱整體之單位重約為2.0 t/m³。

4. 設計地震

地震係數計算(EQ)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，近屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山斷層，工址之 $S_{cD}=0.7$ 、 $S_{1D}=0.4$ 、 $S_{cM}=0.9$ 、 $S_{1M}=0.5$ ，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。

耐震性能要求與規定

重力式B級碼頭之耐震性能要求

地震等級	對應之性能等級描述			
	等級數	使用性描述	修復性描述	安全性描述
等級I (中度地震)	第I級	功能正常	不需修復	結構保持彈性
等級II (475年回歸週歸期地震)	第III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年回歸週歸期地震)	第IV級	無法恢復營運	須拆除重建	結構崩塌 (超過韌性容量)

重力式B級碼頭性能可接受標準

參數		性能等級	第I級	第III級	第IV級
			壁體	正規化水平位移d/H	<1.5% 或d<30cm
殘餘變位	岸肩	向海側傾斜角	<3°	5°~8°	>8°
		不均勻沉降量	3cm~10cm	N/A	N/A
	岸肩	岸肩與後綁陸地之沉降差	30cm~70cm	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A

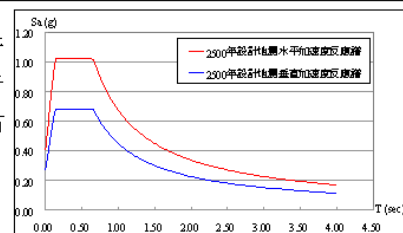
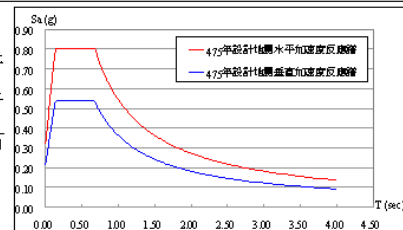
註：d為壁頂的殘餘水平變位
N/A為「Not Applicable」，設計時不予檢核。
資料來源：INA 2001 [10]

Page ■ 61

耐震性能要求與規定

重力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 中度地震	靜力分析中等級I地震力計算為 $V_I = \frac{S_{aD} - W}{3.25\alpha_y}$ ，結構設計採強度設計法，依現行規範規定 $\alpha_y = 1.2$ 。
等級 II 地震 475年回歸週歸期地震	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_{aD} 作表示如右
等級 III 地震 2500年回歸週歸期地震	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_{aM} 作表示如右

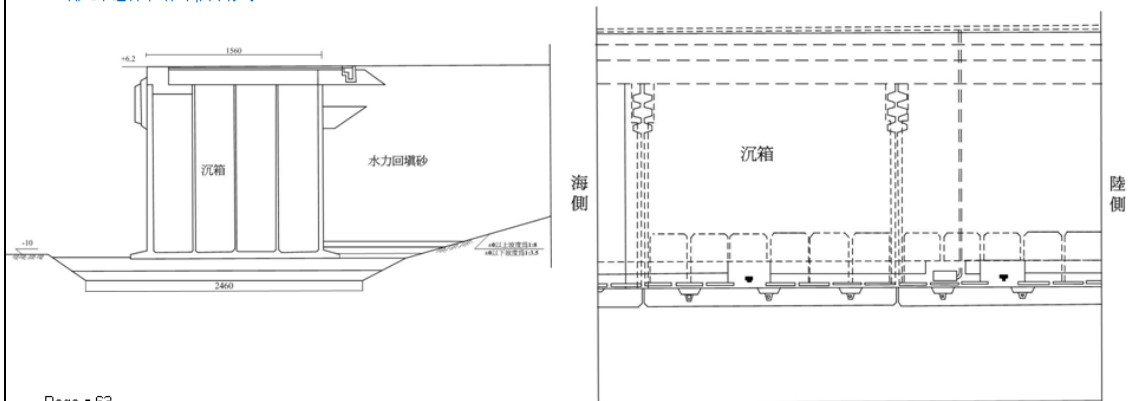


Page ■ 62

構造物系統規劃

本案例係

- 以重要度中等之**B級沉箱重力式碼頭**為例，並假設以載運散雜貨為主。
- 一般碼頭向海延伸之寬度與設計水深以實際之需求決定。
- 本案例碼頭規劃之標準斷面及平面配置假設分別如左下圖、右下圖所示。
- 碼頭結構主要為一剛性結構物，標準單元長度為**15.6 m**，高度為**16.2 m**，土層鑽探深度為**40 m**，得到上述之碼頭結構系統規劃後即可繼續下一步土壤液化評估檢核。



Page ■ 63

土壤液化評估

因臺中港臨近彰化、大甲、鐵砧山斷層，以及次近之車籠埔斷層，其有紀錄之最大地震規模皆為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 $PGA=0.4S_{DS}/3.25=0.1g$

等級II地震 $PGA=0.4S_{DS}=0.322g$

等級III地震 $PGA=0.4S_{MS}=0.407g$

工址土層鑽探資料

地下水位深度：-3.66 m
日期：1979/03/16

深度 (m)	土壤岩層說明	土壤分類	取樣率	ROD	N 值	採樣編號	礫石 %	砂土 %	粉土 %	黏土 %	自然含水量 %	液性指數 %	塑性指數	總單位重 tm^3	比重 G_s	孔隙比 e
2.0	灰色細砂	SP-SM	0	0	19	S001	0	0	0	0	23.8	0.0	0.0	2.03	2.7	0.64
3.85	灰色細砂	SP-SM	0	0	25	S002	0	0	0	0	23.1	0.0	0.0	2.04	2.69	0.62
6.35	灰色細砂	SP-SM	0	0	22	S003	0	0	0	0	27.3	0.0	0.0	1.97	2.69	0.62
6.6																
8.15	灰色粉土質細砂	SM	0	0	23	S004	0	0	0	0	31.1	0.0	0.0	1.93	2.71	0.84
9.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	22	S005	0	0	0	0	33.5	0.0	0.0	1.9	2.73	0.92
11.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	22	S006	0	0	0	0	32.0	0.0	0.0	1.92	2.71	0.87
13.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	13	S007	0	0	0	0	33.3	0.0	0.0	1.89	2.69	0.9
15.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	14	S008	0	0	0	0	29.0	0.0	0.0	1.96	2.71	0.79
16.5																
16.7	灰色粉土	ML	0	0	-	T001	0	0	0	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16.85																
16.9	灰色粉土質細砂	SM	0	0	16		0	0	0	0	28.8	0.0	0.0	1.97	2.72	0.78
17.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	16	S009	0	0	0	0	29.6	0.0	0.0	1.95	2.73	0.81
19.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	15	S010	0	0	0	0	29.7	0.0	0.0	1.95	2.71	0.81
21.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	17	S011	0	0	0	0	33.4	0.0	0.0	1.89	2.7	0.9
23.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	33	S012	0	0	0	0	27.4	0.0	0.0	1.97	2.69	0.74
25.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	34	S013	0	0	0	0	28.9	0.0	0.0	1.95	2.69	0.78
26.0																
27.85	灰色細砂	SP-SM	0	0	41	S014	0	0	0	0	23.6	0.0	0.0	2.02	2.65	0.63
29.2																
29.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	46	S015	0	0	0	0	26.8	0.0	0.0	1.98	2.68	0.72
31.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	53	S016	0	0	0	0	26.5	0.0	0.0	1.98	2.67	0.71
33.85	灰色粉土質細砂	SM	0	0	56	S017	0	0	0	0	30.0	0.0	0.0	1.94	2.7	0.81
35.5																
35.85	灰色細砂	SP-SM	0	0	32	S018	0	0	0	0	26.8	0.0	0.0	1.97	2.66	0.71
37.7																
37.85	灰色細砂	SP	0	0	54	S019	0	0	0	0	25.2	0.0	0.0	2.0	2.68	0.68
40.0																

堅實土層 →

Page ■ 64

土壤液化評估

孔號: 地下水位=RL. 3.66 地震規模= 7.3 PDA= 0.1														孔號: 地下水位=RL. 3.66 地震規模= 7.3 PDA= 0.32																	
深度 (m)	土壤類別	γ (t/m ³)	σ'_v (t/m ²)	σ'_h (t/m ²)	N	有效應土 C _u	地質規模修正 MSF	α	β	N1	應力折減係數 γ_d	CRR (1)	CRR (2)	CRR (3)	F _s (SR1)	深度 (m)	土壤類別	γ (t/m ³)	σ'_v (t/m ²)	σ'_h (t/m ²)	N	有效應土 C _u	地質規模修正 MSF	α	β	N1	應力折減係數 γ_d	CRR (1)	CRR (2)	CRR (3)	F _s (SR1)
2.0	SMGP	2.0	4.1	4.1	19	1.57	1.07	5.00	1.20	32	0.99	0.06	0.69	0.74	not susceptible	2.0	SMGP	2.0	4.1	4.1	19	1.57	1.07	5.00	1.20	32	0.99	0.21	0.69	0.74	not susceptible
3.9	SMGP	2.0	7.6	7.6	25	1.14	1.07	5.00	1.20	32	0.97	0.06	0.88	0.94	14.55	3.9	SMGP	2.0	7.6	7.6	25	1.14	1.07	5.00	1.20	32	0.97	0.21	0.88	0.94	4.32
6.4	SMGP	2.0	10.1	12.8	22	1.00	1.07	5.00	1.20	30	0.96	0.08	0.47	0.50	6.56	6.4	SMGP	2.0	10.1	12.8	22	1.00	1.07	5.00	1.20	30	0.96	0.25	0.47	0.50	1.97
8.2	SM	1.9	11.7	16.2	23	0.92	1.07	5.00	1.20	29	0.94	0.08	0.42	0.45	5.34	8.2	SM	1.9	11.7	16.2	23	0.92	1.07	5.00	1.20	29	0.94	0.27	0.42	0.45	1.66
9.9	SM	1.9	13.3	19.5	22	0.87	1.07	5.00	1.20	27	0.91	0.09	0.33	0.36	4.09	9.9	SM	1.9	13.3	19.5	22	0.87	1.07	5.00	1.20	27	0.91	0.28	0.33	0.36	1.27
11.9	SM	1.9	15.1	23.3	22	0.81	1.07	5.00	1.20	26	0.87	0.09	0.32	0.35	4.00	11.9	SM	1.9	15.1	23.3	22	0.81	1.07	5.00	1.20	26	0.87	0.28	0.32	0.35	1.24
13.9	SM	1.9	16.9	27.1	13	0.77	1.07	5.00	1.20	17	0.81	0.08	0.18	0.19	2.30	13.9	SM	1.9	16.9	27.1	13	0.77	1.07	5.00	1.20	17	0.81	0.27	0.18	0.19	0.71
15.9	SM	2.0	18.8	31.0	14	0.75	1.07	5.00	1.20	17	0.74	0.08	0.18	0.20	2.47	15.9	SM	2.0	18.8	31.0	14	0.75	1.07	5.00	1.20	17	0.74	0.26	0.18	0.20	0.77
16.7	ML	0.0	18.0	31.0	-	0.75	1.07	5.00	1.20	-	0.72	0.08	>1	>1	not susceptible	16.7	ML	0.0	18.0	31.0	-	0.75	1.07	5.00	1.20	-	0.72	0.26	>1	>1	not susceptible
16.9	SM	2.0	18.2	31.4	16	0.74	1.07	5.00	1.20	19	0.71	0.08	0.21	0.22	2.77	16.9	SM	2.0	18.2	31.4	16	0.74	1.07	5.00	1.20	19	0.71	0.26	0.21	0.22	0.86
17.9	SM	2.0	19.1	33.2	16	0.72	1.07	5.00	1.20	19	0.68	0.08	0.20	0.22	2.80	17.9	SM	2.0	19.1	33.2	16	0.72	1.07	5.00	1.20	19	0.68	0.25	0.20	0.22	0.87
19.9	SM	2.0	21.0	37.1	15	0.69	1.07	5.00	1.20	17	0.63	0.07	0.19	0.20	2.73	19.9	SM	2.0	21.0	37.1	15	0.69	1.07	5.00	1.20	17	0.63	0.23	0.19	0.20	0.85
21.9	SM	1.9	22.7	40.9	17	0.66	1.07	5.00	1.20	19	0.59	0.07	0.20	0.21	3.06	21.9	SM	1.9	22.7	40.9	17	0.66	1.07	5.00	1.20	19	0.59	0.22	0.20	0.21	0.95
23.9	SM	2.0	24.7	44.9	33	0.64	1.07	5.00	1.20	30	0.56	0.07	0.48	0.52	7.76	23.9	SM	2.0	24.7	44.9	33	0.64	1.07	5.00	1.20	30	0.56	0.21	0.48	0.52	2.41
25.9	SM	2.0	26.6	48.8	34	0.61	1.07	5.00	1.20	30	0.54	0.06	0.47	0.50	7.79	25.9	SM	2.0	26.6	48.8	34	0.61	1.07	5.00	1.20	30	0.54	0.21	0.47	0.50	2.43
27.9	SPGM	2.0	28.6	52.8	41	0.59	1.07	5.00	1.20	34	0.52	0.06	>1	>1	not susceptible	27.9	SPGM	2.0	28.6	52.8	41	0.59	1.07	5.00	1.20	34	0.52	0.20	>1	>1	not susceptible
29.9	SM	2.0	30.6	56.8	46	0.57	1.07	5.00	1.20	37	0.51	0.06	>1	>1	not susceptible	29.9	SM	2.0	30.6	56.8	46	0.57	1.07	5.00	1.20	37	0.51	0.20	>1	>1	not susceptible
31.9	SM	2.0	32.5	60.7	53	0.55	1.07	5.00	1.20	40	0.50	0.06	>1	>1	not susceptible	31.9	SM	2.0	32.5	60.7	53	0.55	1.07	5.00	1.20	40	0.50	0.19	>1	>1	not susceptible
33.9	SM	1.9	34.4	64.6	56	0.54	1.07	5.00	1.20	41	0.49	0.06	>1	>1	not susceptible	33.9	SM	1.9	34.4	64.6	56	0.54	1.07	5.00	1.20	41	0.49	0.19	>1	>1	not susceptible
35.9	SPGM	2.0	36.4	68.5	32	0.52	1.07	5.00	1.20	25	0.48	0.06	0.29	0.32	5.38	35.9	SPGM	2.0	36.4	68.5	32	0.52	1.07	5.00	1.20	25	0.48	0.19	0.29	0.32	1.67
37.9	SP	2.0	38.4	72.5	54	0.51	1.07	5.00	1.20	38	0.47	0.06	>1	>1	not susceptible	37.9	SP	2.0	38.4	72.5	54	0.51	1.07	5.00	1.20	38	0.47	0.19	>1	>1	not susceptible

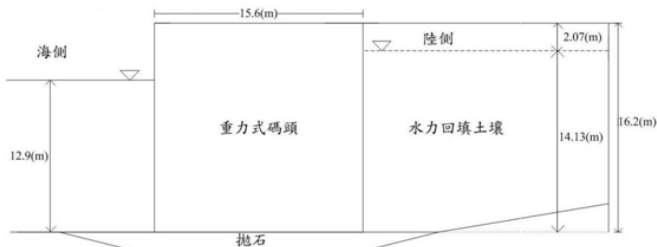
重力式碼頭等級I地震土壤液化潛能評估結果

重力式碼頭等級II地震土壤液化潛能評估結果

孔號: 地下水位=RL. 3.66 地震規模= 7.3 PDA= 0.07															
深度 (m)	土壤類別	γ (t/m ³)	σ'_v (t/m ²)	σ'_h (t/m ²)	N	有效應土 C _u	地質規模修正 MSF	α	β	N1	應力折減係數 γ_d	CRR (1)	CRR (2)	CRR (3)	F _s (SR1)
2.0	SMGP	2.0	4.1	4.1	19	1.57	1.07	5.00	1.20	32	0.99	0.26	0.69	0.74	not susceptible
3.9	SMGP	2.0	7.6	7.6	25	1.14	1.07	5.00	1.20	32	0.97	0.26	0.88	0.94	3.56
6.4	SMGP	2.0	10.1	12.8	22	1.00	1.07	5.00	1.20	30	0.96	0.32	0.47	0.50	1.56
8.2	SM	1.9	11.7	16.2	23	0.92	1.07	5.00	1.20	29	0.94	0.34	0.42	0.45	1.31
9.9	SM	1.9	13.3	19.5	22	0.87	1.07	5.00	1.20	27	0.91	0.35	0.33	0.36	1.01
11.9	SM	1.9	15.1	23.3	22	0.81	1.07	5.00	1.20	26	0.87	0.35	0.32	0.35	0.98
13.9	SM	1.9	16.9	27.1	13	0.77	1.07	5.00	1.20	17	0.81	0.34	0.18	0.19	0.56
15.9	SM	2.0	18.8	31.0	14	0.75	1.07	5.00	1.20	17	0.74	0.32	0.18	0.20	0.61
16.7	ML	0.0	18.0	31.0	-	0.75	1.07	5.00	1.20	-	0.72	0.33	>1	>1	not susceptible
16.9	SM	2.0	18.2	31.4	16	0.74	1.07	5.00	1.20	19	0.71	0.32	0.21	0.22	0.68
17.9	SM	2.0	19.1	33.2	16	0.72	1.07	5.00	1.20	19	0.68	0.31	0.20	0.22	0.69
19.9	SM	2.0	21.0	37.1	15	0.69	1.07	5.00	1.20	17	0.63	0.30	0.19	0.20	0.67
21.9	SM	1.9	22.7	40.9	17	0.66	1.07	5.00	1.20	19	0.59	0.28	0.20	0.21	0.75
23.9	SM	2.0	24.7	44.9	33	0.64	1.07	5.00	1.20	30	0.56	0.27	0.48	0.52	1.91
25.9	SM	2.0	26.6	48.8	34	0.61	1.07	5.00	1.20	30	0.54	0.26	0.47	0.50	1.91
27.9	SPGM	2.0	28.6	52.8	41	0.59	1.07	5.00	1.20	34	0.52	0.26	>1	>1	not susceptible
29.9	SM	2.0	30.6	56.8	46	0.57	1.07	5.00	1.20	37	0.51	0.25	>1	>1	not susceptible
31.9	SM	2.0	32.5	60.7	53	0.55	1.07	5.00	1.20	40	0.50	0.25	>1	>1	not susceptible
33.9	SM	1.9	34.4	64.6	56	0.54	1.07	5.00	1.20	41	0.49	0.24	>1	>1	not susceptible
35.9	SPGM	2.0	36.4	68.5	32	0.52	1.07	5.00	1.20	25	0.48	0.24	0.29	0.32	1.32
37.9	SP	2.0	38.4	72.5	54	0.51	1.07	5.00	1.20	38	0.47	0.24	>1	>1	not susceptible

重力式碼頭等級III地震土壤液化潛能評估結果

初步設計



重力式碼頭沉箱斷面尺寸

沉箱底部摩擦係數 u_b	0.6	海側平均水面高度 h_s (m)	12.9
碼頭壁面與土壤間之摩擦角 δ (deg)	15	陸側水面高度 h_t (m)	14.13
土層內摩擦角 ϕ (deg)	35	海水單位重 γ_w (t/m ³)	1.03
碼頭壁面與垂直面之摩擦角 ψ (deg)	0	沉箱總單位重 γ_{st} (t/m ³)	2
殘留水位 (m)	1.23	水位上背填土單位重 γ_t (t/m ³)	1.8
沉箱高度 h (m)	16.2	水位下背填土單位重 γ (t/m ³)	1
沉箱長度 L (m)	15.6	陸側地下水水位以上之土層厚度 h_1 (m)	2.07

重力式碼頭參數表

初步設計

安全性檢核

■ 滑動穩定性分析

碼頭單位總重 $W(t/m)$	505.440
碼頭有效單位重量 $W(t/m)$	301.386
地下水位以上 $\theta_u(deg)$	0.072
地下水位以下 $\theta_d(deg)$	0.144
土層動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.289
土層動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.337
背填土壤動態主動土壓力 $P_{AE}(t/m)$	52.498
靜水壓力(陸側) $P_{WL}(t/m)$	102.823
靜水壓力(海側) $P_{WS}(t/m)$	83.064
潮位震盪變化動水壓力(陸側) $P_{WEL}(t/m)$	5.794
潮位震盪變化動水壓力(海側) $P_{WES}(t/m)$	6.687
安全係數 F_s	1.288(通過)

Page ■ 67

初步設計

安全性檢核

■ 傾覆穩定性分析

碼頭單位總重 $W(t/m)$	505.440
靜水壓力(陸側) $P_{WL}(t/m)$	102.823
靜水壓力(海側) $P_{WS}(t/m)$	83.064
潮位震盪變化動水壓力(海側) $P_{WES}(t/m)$	10.660
碼頭正向力 $N(t)$	278.126
背填土壤之動態主動土壓力 $P_{AE}(t/m)$	52.498
碼頭基礎埋置效應所提供之被動土壓力 $P_{PE}(t/m)$	0
N 對沉箱底部力臂 $L_N(m)$	7.8
P_{WS} 對碼頭趾部力臂 $L_{WS}(m)$	4.233
P_{PE} 對碼頭趾部力臂 $L_{PE}(m)$	0
$K_h \cdot W$ 對碼頭趾部力臂 $L_1(m)$	8.1
P_{AE} 對碼頭趾部力臂 $L_{AE}(m)$	5.4
P_{WL} 對碼頭趾部力臂 $L_{WL}(m)$	4.71
P_{WES} 對碼頭趾部力臂 $L_{WES}(m)$	5.08
安全係數 F_s	2.325(通過)

Page ■ 68

初步設計

安全性檢核

■ 基礎承载力分析

淺基礎極限承载力：

$$\begin{aligned}
 q_u &= cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma_a D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_b B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \\
 &= 0 + 0 + 0.5 \times 2 \times 15.6 \times 19.13 \times 1 \times 1 \times 1 \\
 &= 298.428 \text{ (t/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

基礎承受之垂直力：

$$\begin{aligned}
 F_v &= W' + K_v \cdot W + P_{AE} \sin \delta + w_d \\
 &= 301.386 + 0.023 \times 505.440 + 52.498 \times \sin 15^\circ + 0 \\
 &= 326.599 \text{ (t/m)}
 \end{aligned}$$

碼頭基礎承载力檢核之安全係數：

$$F_s = \frac{q_u \cdot B}{F_v} = \frac{298.428 \times 15.6}{326.599} = 14.254 \quad (\text{通過})$$

Page • 69

初步尺寸設計予以採用

等級 I 地震驗證分析 (靜力分析+變位經驗公式)

碼頭單位總重W(t/m)	505.440
碼頭有效單位重量W(t/m)	301.386
地下水位以上 θ_u (deg)	0.072
地下水位以下 θ_d (deg)	0.144
土層動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.289
土層動態主動土壓力係數 K'_{AE}	0.337
背填土壤動態主動土壓力 P_{AE} (t/m)	52.498
靜水壓力(陸側) P_{WL} (t/m)	102.823
靜水壓力(海側) P_{WS} (t/m)	83.064
潮位震盪變化動水壓力(陸側) P_{WEL} (t/m)	5.794
潮位震盪變化動水壓力(海側) P_{WES} (t/m)	6.687
安全係數 $F_s = 1$ 時, K_h	0.108
$FS = K_t/K_e$	1.565

$$FS = K_t/K_e$$

$$= 0.108/0.069 = 1.565$$

$$d = -74.2 + 98.2(1/FS)$$

$$= -74.2 + 98.2(1/1.565) = -11.452 \text{ cm}$$

(位移為負視為零)

$$d/H = 0/1620 = 0.00\%$$

驗證結果

參數		性能等級	第 I 級
殘餘變位	壁體	正規化水平位移d/H	正規化水平位移為0cm%<1.5% 或d<30cm 滿足使用性要求 → 通過
		向海側傾斜角	<3° 在此無法定量得知，不予檢核

Page • 70

等級 II 地震驗證分析 (滑動塊體分析)

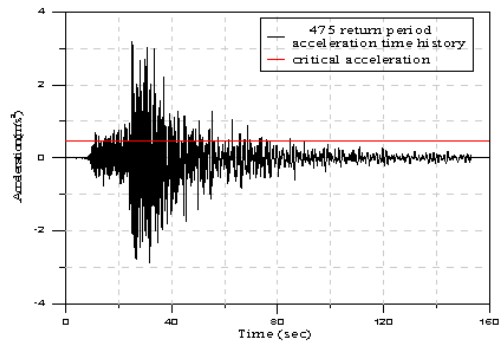
重力式碼頭等級 II 地震臨界加速度值

碼頭總重W(t)	505.440
碼頭有效重量W(t)	301.386
地下水位以上 θ_u (deg)	0.034
地下水位以下 θ_d (deg)	0.067
土層動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.266
土層動態主動土壓力係數 K'_{AE}	0.286
水面上動態土壓力 P_{AE1} (t/m)	1.027
靜水壓力(陸側) P_{WL} (t/m)	102.823
靜水壓力(海側) P_{WS} (t/m)	83.064
液化土層厚度 h_L (m)	6.000
非液化土層厚度 h_{NL} (m)	10.200
液化時超額孔隙水壓力 P_{LE1} (t/m)	101.556
陸側液化時動流體壓力 P_{LE2} (t/m)	3.681
非液化土層之動態主動土壓力 P_{AENL} (t/m)	25.751
非液化土層之動水土壓力 P_{WNEL} (t/m)	1.444
潮位震盪變化動水壓力(海側) P_{WES} (t/m)	3.198
臨界垂直震度係數 K_v ($F_s = 1$)	0.033
臨界水平震度係數 K_h ($F_s = 1$)	0.022

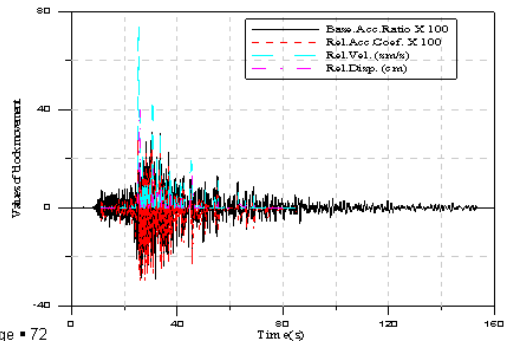
Page 71

臨界加速度值 $a_t = 1.2 \cdot \alpha_y \cdot K_h$, 其值為0.0475g。

等級 II 地震驗證分析 (滑動塊體分析)



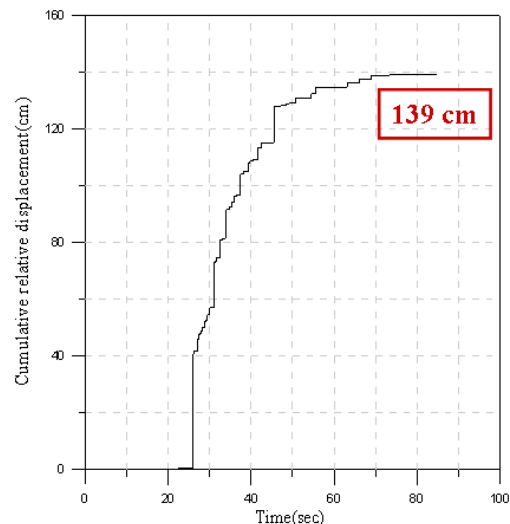
第1組人造加速度歷時與臨界加速度



第1組歷時分析速度及位移之變化量

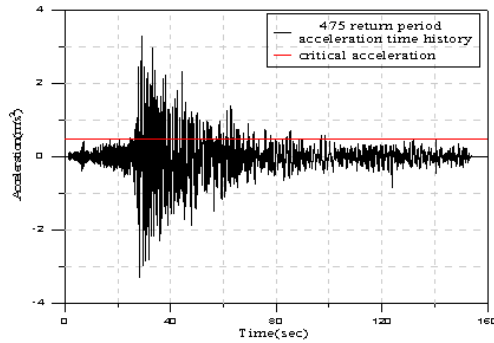
Page 72

Newmark滑動塊體法

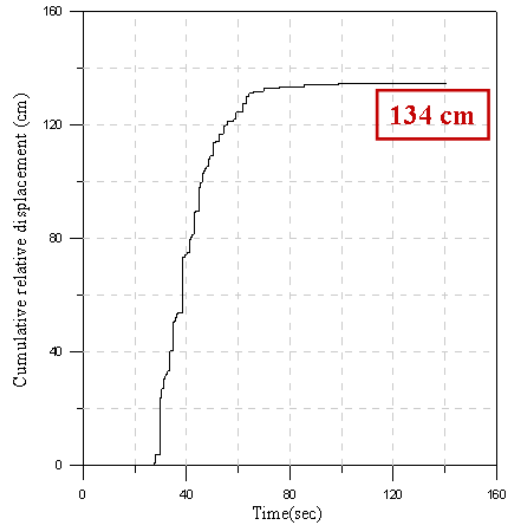


第1組歷時分析永久水平位移

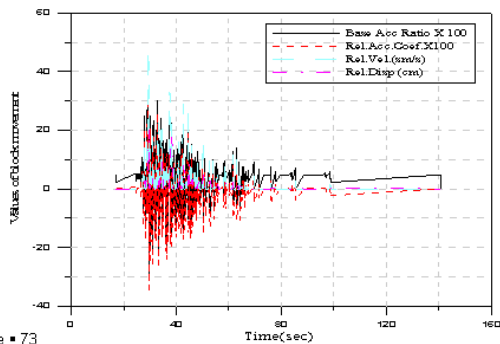
等級 II 地震驗證分析 (滑動塊體分析)



第2組人造加速度歷時與臨界加速度



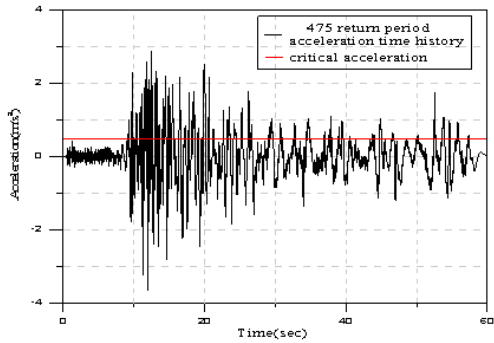
第2組歷時分析永久水平位移



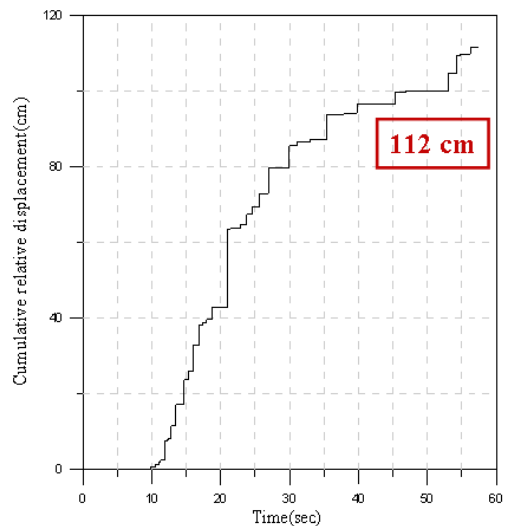
第2組歷時分析速度及位移之變化量

Page # 73

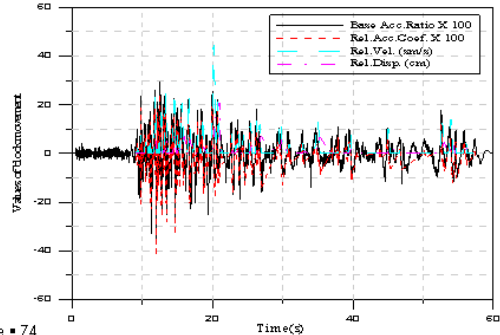
等級 II 地震驗證分析 (滑動塊體分析)



第3組人造加速度歷時與臨界加速度



第3組歷時分析永久水平位移



第3組歷時分析速度及位移之變化量

Page # 74

等級 II 地震驗證分析

驗證結果

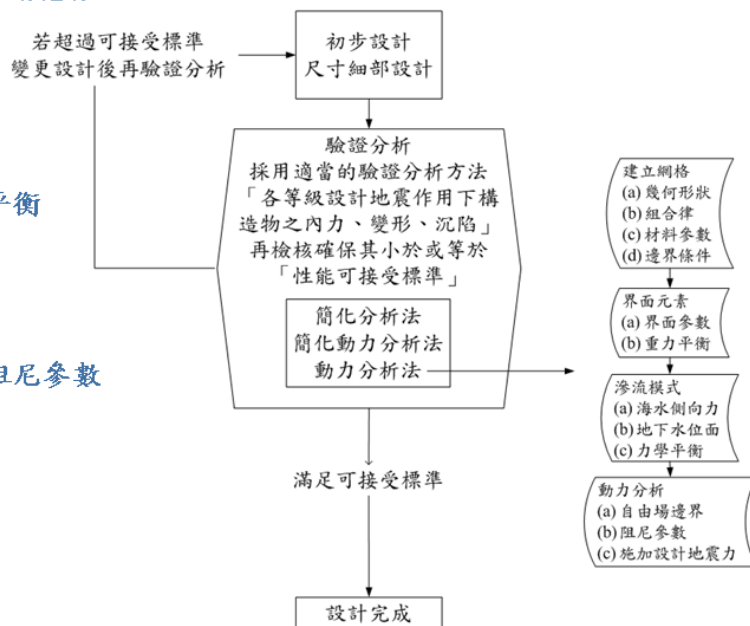
參數		性能等級	第III級
殘餘變位	壁體	正規化水平位移d/H	5%~10% 第1組:139/1620=8.58%→通過 第2組:134/1620=8.27%→通過 第3組:112/1620=6.91%→通過
		向海側傾斜角	5°~8° 在此無法定量得知，不予檢核

等級 III 地震驗證分析 (FLAC非線性動力分析)

以FLAC進行重力式碼頭之動態數

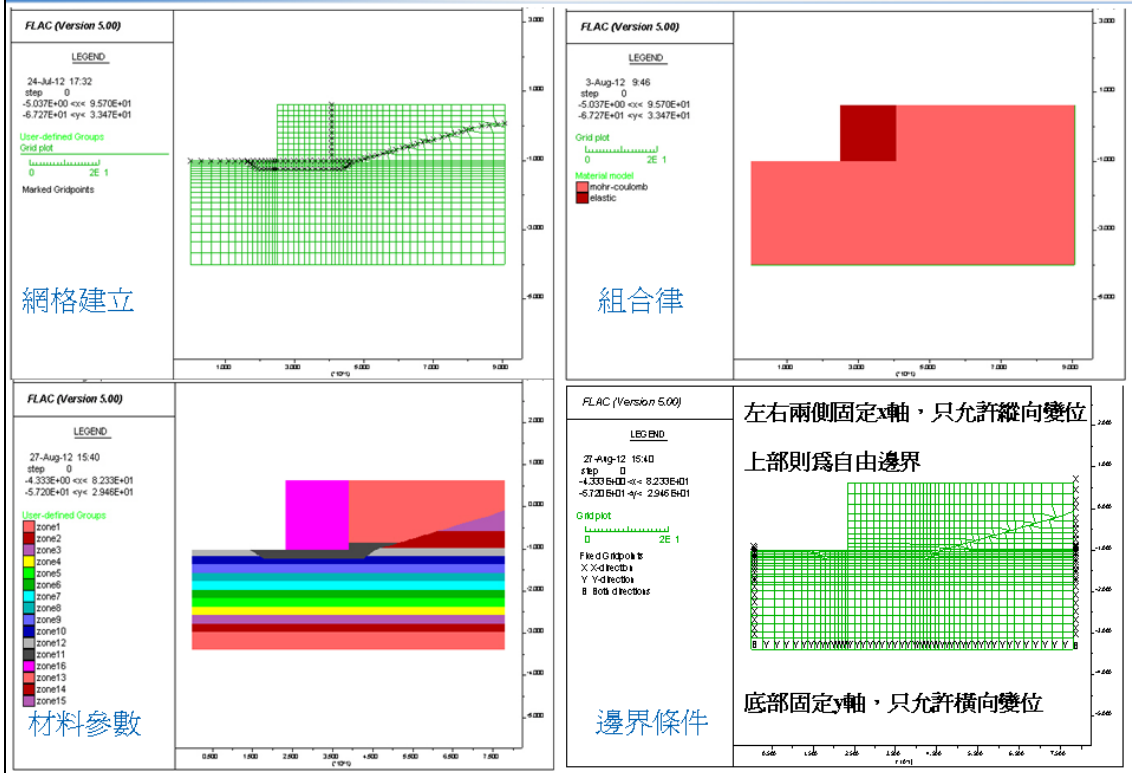
值模擬分析步驟：

- (一) 建立網格
- (二) 輸入材料強度參數
- (三) 設定邊界條件
- (四) 加入界面元素並重力平衡
- (五) 施加海水之側向力
- (六) 指定地下水位面
- (七) 力學平衡
- (八) 設定動態邊界條件和阻尼參數
- (九) 施加地震力
- (十) 符合可接受標準
- (十一) 設計完成



FLAC程式模擬重力式碼頭之分析流程圖

等級 III 地震驗證分析 (FLAC非線性動力分析)



等級 III 地震驗證分析 (FLAC非線性動力分析)

土壤模式及其參數

分區	碼頭沉箱	卵礫石	背填土	地層 (m)	-5.79	-7.79	-9.79	-10.84	-11.79	-13.79
模式型式	Elastic	M-C	M-C/ Finn	M-C/ Finn	M-C/ Finn	M-C/ Finn	M-C/ Finn	M-C/ Finn	M-C/ Finn	M-C/ Finn
單位重 (t/m ³)	2	2	1.67		1.92	1.89	1.96	1.97	1.95	1.95
摩擦角 (度)	-	35	30		34	30.5	31	32	32	31.5
包松比			0.3		0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3

分區	地層(m)	-15.79	-17.79	-19.79	-21.79	-23.79	-25.79	-27.79	-29.79	-33.94
模式型式	M-C/ Finn	M-C	M-C	M-C	M-C	M-C	M-C	M-C	M-C	M-C
單位重 (t/m ³)		1.89	1.97	1.95	2.02	1.98	1.98	1.94	1.97	2
摩擦角 (度)		32.5	37	37.5	39.5	40.5	42	42.5	37.5	42
包松比		0.3	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4

等級 III 地震驗證分析 (FLAC非線性動力分析)

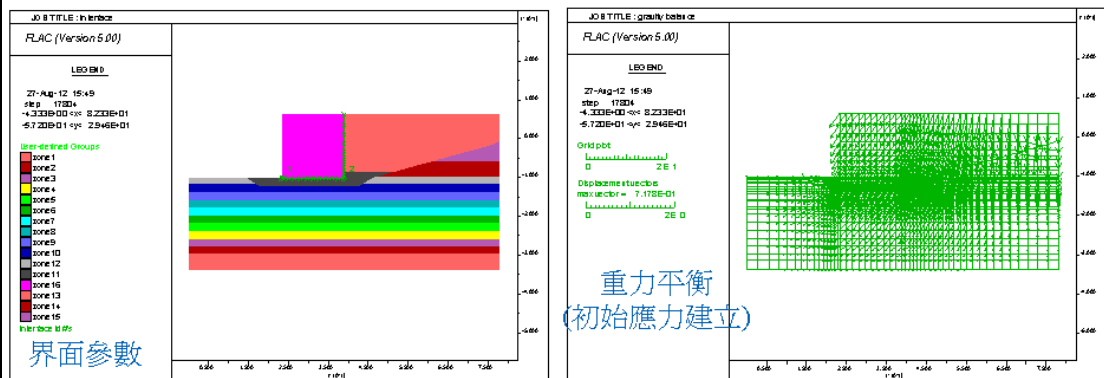
土壤模式及其參數

分區	碼頭沉箱	卵礫石	背填土	地層 (m)	-5.79	-7.79	-9.79	-10.84	-11.79	-13.79
統體模數 (Mpa)	10000	233	30		9.3	5.5	5.9	6.8	6.8	6.3
剪力模數 (MPa)	8000	140	50		4.3	2.5	2.7	3.1	3.1	2.9
孔隙率	0.3	0.5	0.3		0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
滲透係數 (cm/s)	1×10^{-4}	10	1×10^{-4}		1×10^{-4}	1×10^{-4}	1×10^{-4}	1×10^{-4}	1×10^{-4}	1×10^{-4}

分區	地層 (m)	-15.79	-17.79	-19.79	-21.79	-23.79	-25.79	-27.79	-29.79	-33.94
統體模數 (Mpa)		7.2	28	29	35	39	45	47	27	46
剪力模數 (MPa)		3.3	6	6.2	7.4	8.3	9.6	1	5.8	9.8
孔隙率		0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
滲透係數 (cm/s)		1×10^{-4}	1×10^{-4}	1×10^{-4}	1×10^{-3}	1×10^{-4}	1×10^{-4}	1×10^{-4}	1×10^{-4}	1×10^{-4}

Page # 79

等級 III 地震驗證分析 (FLAC非線性動力分析)



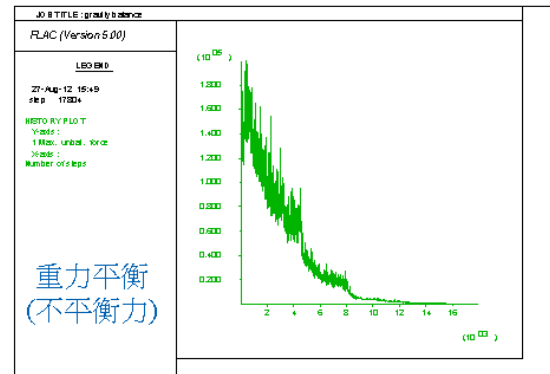
選用原則：

- 切向勁度為附近土壤剪力模數之十倍。
- 正向勁度為切向勁度之四倍。

數值模擬之界面元素參數表

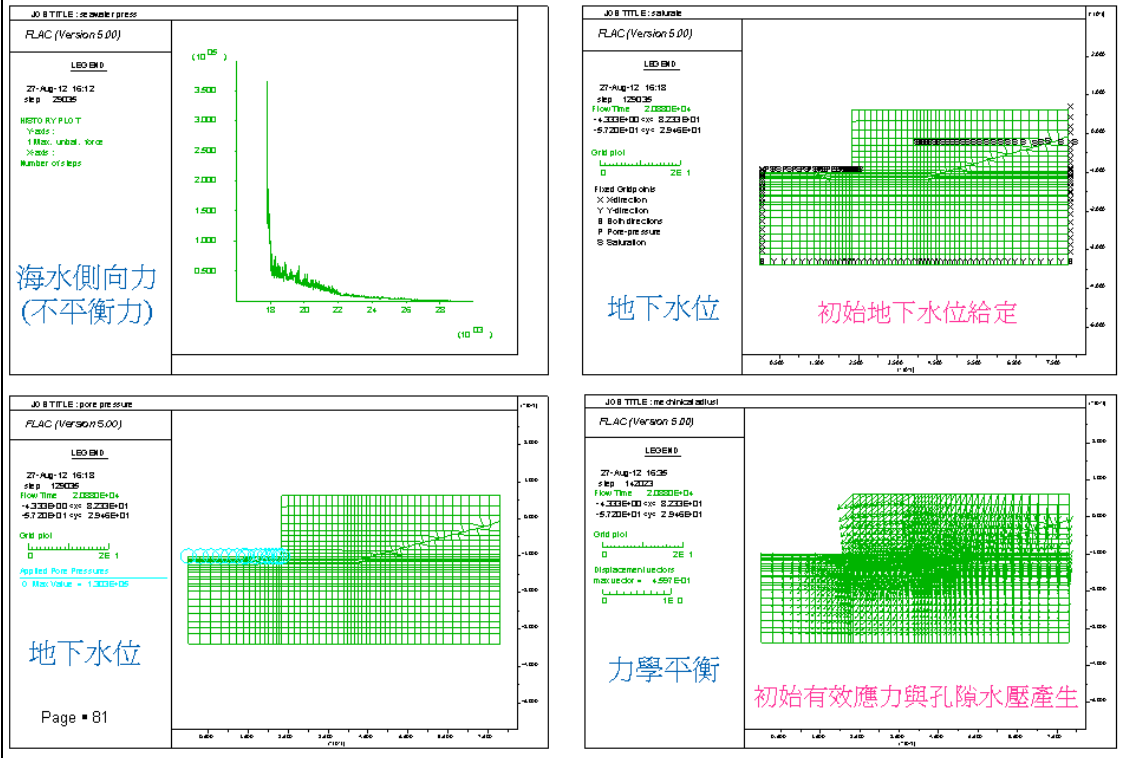
部位	正向勁度 Kn(Mpa)	切向勁度 Ks(Mpa)	界面摩擦角 (度)
沉箱基礎與背填土間	120	30	15
沉箱基礎與卵礫石間	560	140	20

Page # 80

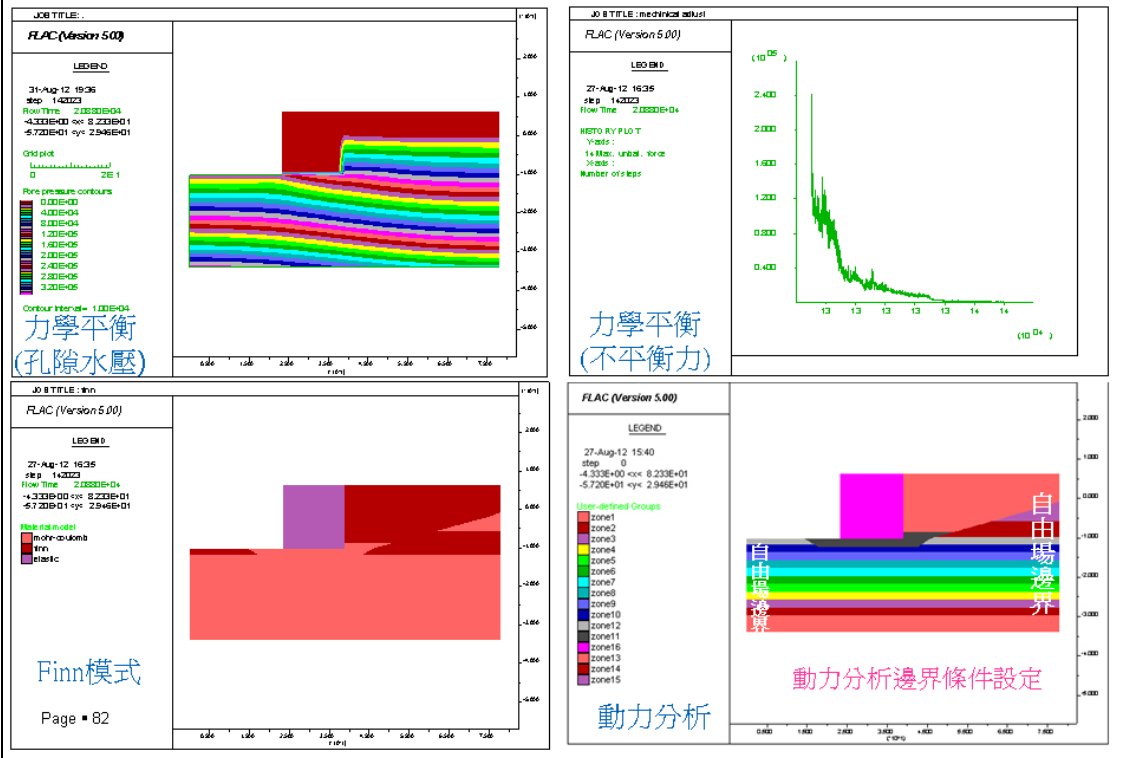


重力平衡
(不平衡力)

等級 III 地震驗證分析 (FLAC非線性動力分析)



等級 III 地震驗證分析 (FLAC非線性動力分析)



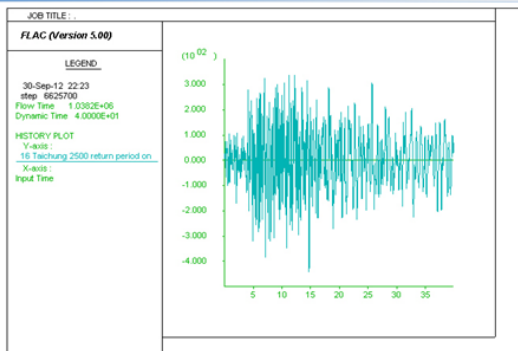
等級 III 地震驗證分析 (FLAC非線性動力分析)

Finn模式

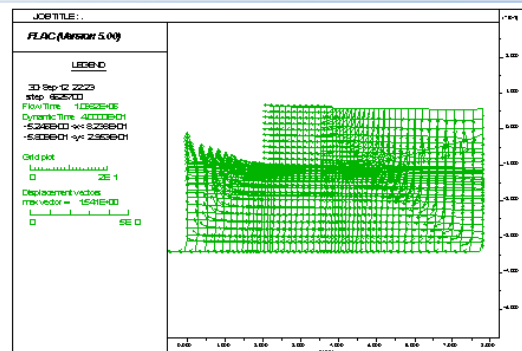
Finn模式參數

分區	$(N_1)_{60}$	C_1	C_2
背填土	10	0.49	0.82
地層(m)			
-7.79	13	0.35	1.13
-9.79	14	0.32	1.25
-10.84	16	0.27	1.47
-11.79	16	0.27	1.47
-13.79	15	0.29	1.36
-15.79	17	0.25	1.59

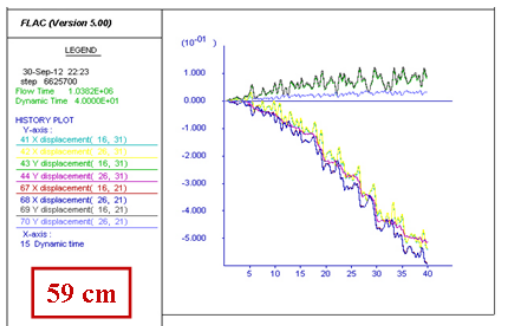
等級 III 地震驗證分析 (FLAC非線性動力分析)



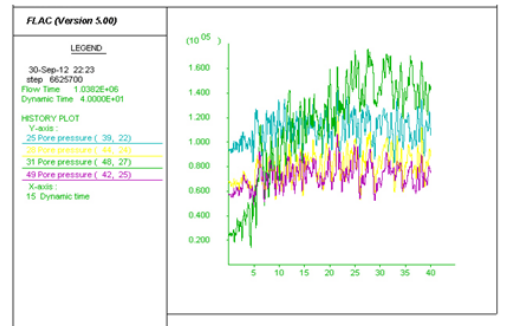
FLAC第1組人造地震加速度歷時輸入



第1組歷時分析破壞情況

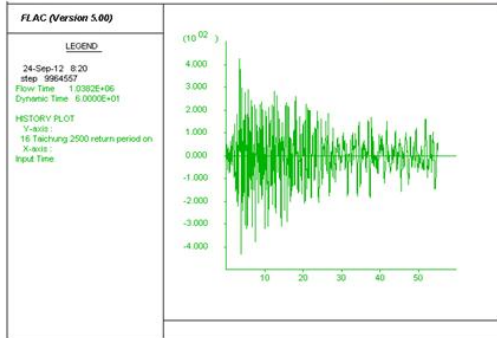


第1組歷時分析水平位移

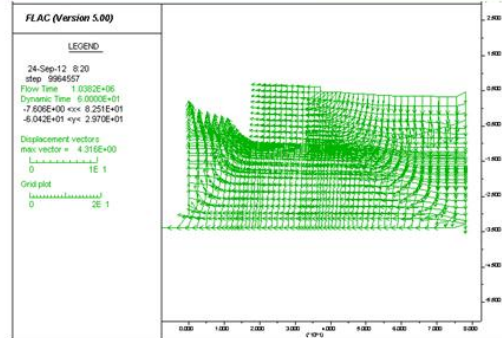


第1組歷時分析孔隙水壓

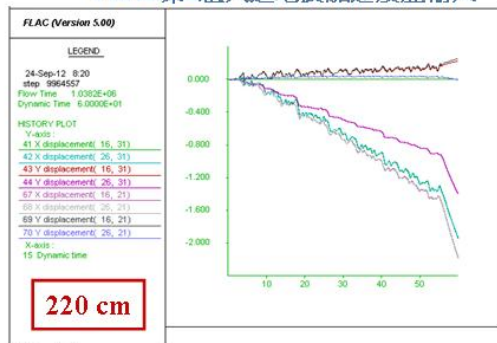
等級 III 地震驗證分析 (FLAC非線性動力分析)



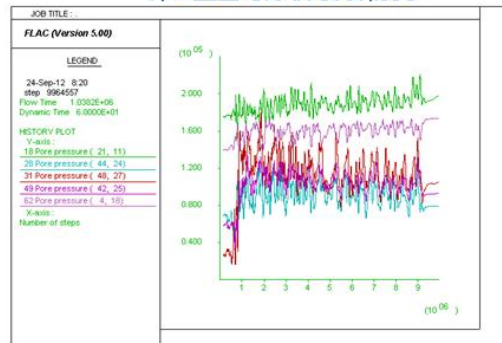
FLAC第2組人造地震加速度歷輸入



第2組歷時分析破壞情況

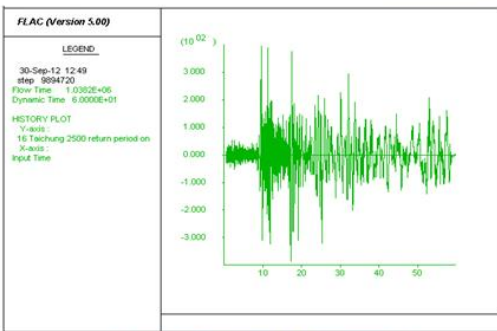


第2組歷時分析水平位移

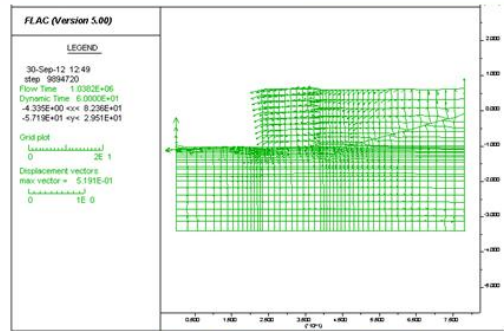


第2組歷時分析孔隙水壓

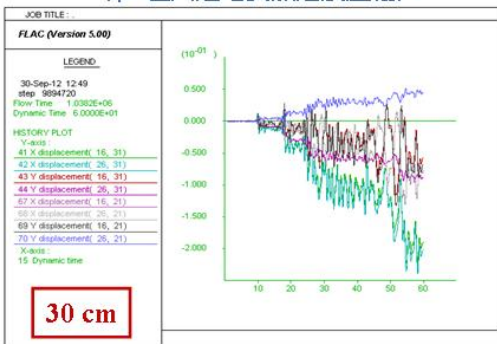
等級 III 地震驗證分析 (FLAC非線性動力分析)



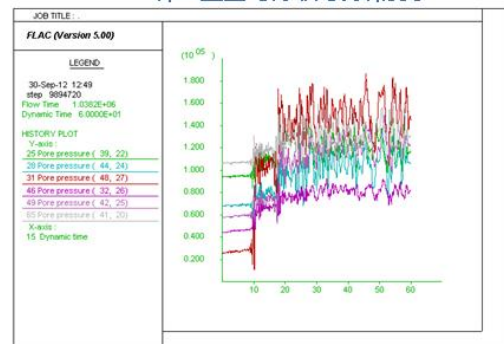
第3組人造地震加速度歷輸入



第3組歷時分析破壞情況



第3組歷時分析水平位移



第3組歷時分析孔隙水壓

等級 III 地震驗證分析

驗證結果

參數		性能等級	第IV級
殘餘變位	壁體	正規化水平位移d/H	$>10\%$ 第1組：59/1620=3.64% 第2組：220/1620=13.58%→通過 第3組：30/1620=1.85% 滿足使用性要求
		向海側傾斜角	$>8^\circ$

設計結果說明

- 等級I地震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，結合經驗公式檢核其應變量皆小於性能可接受標準為不需維修，整體驗證結果滿足功能正常之性能要求；
- 等級II地震滑動塊分析檢核結果，其碼頭應變量皆小於性能可接受標準，滿足修復非常困難，但結構不倒以維持生命安全之性能要求；
- 等級III地震動力分析檢核結果亦滿足性能之要求，結構物已嚴重毀損，無法恢復營運作業，需拆除重建。

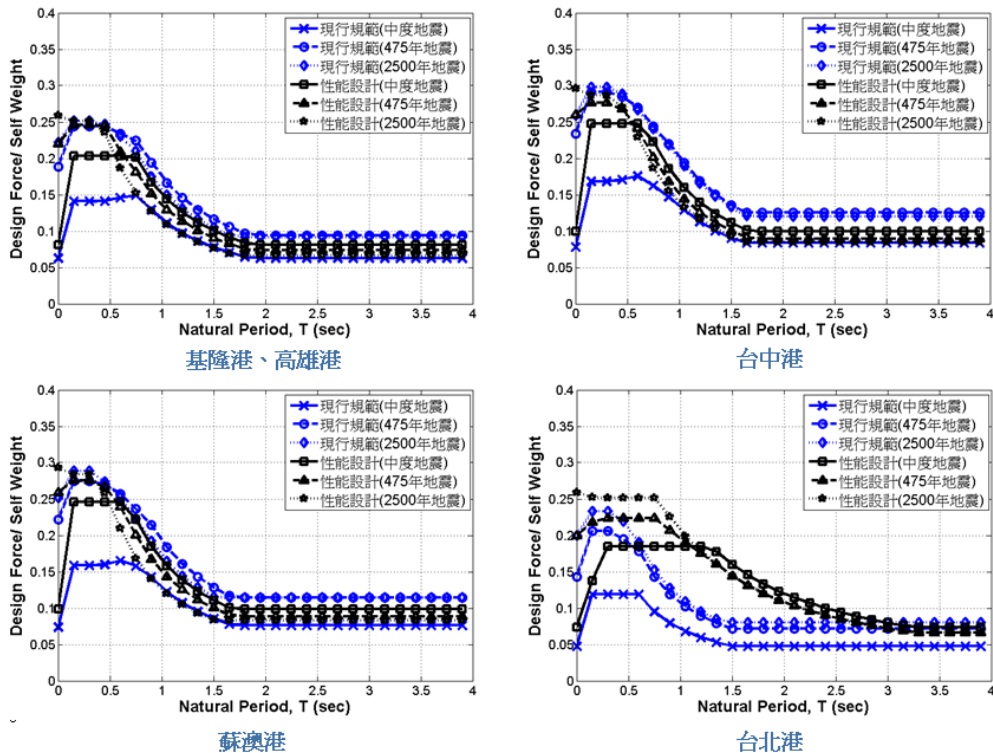
五大商港設計地震力比較探討

性能設計與現行基準之設計地震力比較

- 依台灣不同主要商港位置，比較各港區水平橫力係數與結構週期之關係，探討耐震性能設計標準與現行設計基準之差異。
- 現行港灣構造物設計以彈性分析做耐震設計，該基準規定棧橋式碼頭結構韌性比 $R=2.5$ 。耐震性能設計法著重結構塑性行為，須將結構真實韌性加以考量，以 $R=4.0$ 做為結構真實韌性，針對三種等級設計地震力進行比較。

地震等級 設計基準	等級 I 中度地震	等級 II 回歸期475年地震	等級 III 回歸期2500年地震
本案建議性能設計 基準	$V^* = \frac{S_{aD}}{3.25\alpha_y} W$	$V = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$	$V_M = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$
現行港灣構造設計 基準	$V^* = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$	$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$	$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$

不同微分震區水平橫力係數與週期之關係圖



差異探討

1. 基隆港、台中港、高雄港、蘇澳港，耐震性能設計法等級 I (中度地震) 設計地震力於短週期範圍內較現行基準設計地震力高出約45%~55%，於中長週期範圍高出20%至30%；等級II、等級III 於中長週期範圍性能設計法之設計地震力則低於現行基準20~30%。
2. 現行設計基準未將臺北盆地範圍另訂譜加速度係數及週期分界，而將台北港歸屬於一般震區，本研究參考目前最新橋梁耐震設計規範對臺北盆地區域之譜加速度規定，作為本案性能設計法之臺北盆地三等級短週期與中長週期分界及設計地震力計算依據，將台北港納入台北二區地震微分區，其所算得之三等級地震力與現行港灣構造設計基準規定差異較大
3. 不同微分震區下，現行基準等級I 設計地震力於全週期範圍內均小於等級II、III之設計地震力，此現象並不符合各等級地震力應在各週期範圍內互有高低之常態，主因為規範所規定之非剛性碼頭韌性比太低及所採用的設計地震力公式係適用於建築類之高韌性容量結構。
4. 若結構系統韌性容量依結構實際狀況適當提高假設，則於中長週期等級I之設計地震力將高於等級II、等級III之值，能確實反應「避免韌性較佳結構(週期較長)於中小度地震時即進入降伏狀態」之設計理念。

耐震性能設計適宜性探討

棧橋式碼頭性能設計法之適宜性

- 由表中比較之結果可推論，INA規範採用碼頭重要度等級來規定所須採用的分析驗證法仍有其立論基礎，因為性能設計法對重要度越高的結構物越是需要掌握「外力的不確定性」與「精確的結構行為」，而非線性歷時分析法相對的可掌握較多的設計條件；
- 另一方面，不規則結構採用動力分析設計亦是正確觀念且規範行之有年，由表中比較可知，非線性歷時分析所得之位移量約較容量震譜法所得平均結果高出14%，其差異量並不大，其主因仍為本研究棧橋碼頭案例尚屬規則，因此若設計對象為規則且重要度較低之碼頭結構，則靜力側推容量震譜法之分析誤差應在安全係數涵蓋之範圍內而可被工程師所接受。

橋面版水平最大位移反應	等級 II 地震	等級 III 地震
側推分析容量震譜法 分析結果	軸向：27.4 cm	軸向：32.7 cm
	橫向：9.4 cm	橫向：11.6 cm
第 1 組 非線性歷時分析法結果	軸向：33.2 cm	軸向：40.1 cm
	橫向：12.1 cm	橫向：14.0 cm
第 2 組 非線性歷時分析法結果	軸向：31.2 cm	軸向：42.7 cm
	橫向：11.0 cm	橫向：14.6 cm
第 3 組 非線性歷時分析法結果	軸向：28.9 cm	軸向：29.7 cm
	橫向：11.6 cm	橫向：13.3 cm

重力式碼頭性能設計法之適宜性

- 簡化分析結合了Uwabe在西於元1983年進行多組試驗之結果，再將其結果進行迴歸分析，以建立位移指標與安全係數獲得之相關性經驗公式。而此經驗公式之標準偏差大，但為因應檢核位移量之性能要求，在無其他更好方法的情況下，此舉是實務上較為可行之方式。
- 使用非線性動力分析法之FLAC程式進行分析，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。

結論

結論

- 棧橋式與重力式碼頭之耐震性能設計流程，詳細說明整理於報告第二章。
- 第三章之棧橋式碼頭設計例，係按第二章之設計流程進行分析檢核，過程中尚無窒礙難行之處。
- 由棧橋式碼頭示範例設計過程，可得到下列設計要點：
 - 棧橋式碼頭之基樁可設計深入至低液化潛能土層中，對土壤液化之抵抗非常有效。
 - 初步設計以傳統靜力分析並利用假想固定法模擬土壤結構互制進行設計，此對工程師而言甚為熟悉，而後再利用分析驗證的方式作性能檢核，在未來規範實施上較容易推動。
 - 棧橋式碼頭示範例係假設以 A 級碼頭做設計，因此等級 I 地震性能檢核採用側推分析容量震譜法(簡化動力分析)，等級 II、III 地震性能檢核採用非線性歷時分析法(動力分析)以滿足性能檢核要求，而檢核韌性容量要求時，本案例是採用側推分析之基底剪力-頂層位移曲線進行比對檢核，若設計檢核時無作側推分析，則可由最大塑性鉸發展之狀況做檢核。
 - 非線性歷時分析要求三方向地震加速度必須同時輸入，即考量了垂直地震力檢核。
 - 示範例之垂直與水平土壤彈簧係參照日本「港灣設施技術基準同解說」，亦同國內現行港灣構造物設計基準之土壤承载力計算規定。
 - 塑性鉸設定，在國際航海協會(INA)規範與日本之港灣、橋梁規範皆相同，因此本研究亦採納其設定方式。

Page ▪ 97

結論

- 依據重力式碼頭性能設計法之設計流程進行分析檢核，可順利完成設計，過程中尚無窒礙難行之處。
- 由重力式碼頭示範例設計過程，可得到下列設計要點：
 - 重力式碼頭對於其背填土的材料與特性之影響甚大，故選擇較不易產生液化之材料，可使碼頭產生破壞之程度降低。
 - 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之熟悉度，對工程師在分析及檢核的過程中，亦大大減少選擇眾多分析方法之複雜程度。
 - 重力式碼頭受三個等級地震作用，分別由簡化分析、簡化動力分析及動力分析之分析結果，其依照碼頭重要程度及地震震度皆可符合規定之性能要求。
- 五大商港設計地震力比較
 - 本案第一期研究建議之性能設計法，將等級I地震(中度地震)由現行約30年回歸期調整至50年回歸期，針對基隆港、台中港、高雄港、蘇澳港，等級I地震力於短週期範圍內較現行基準中度地震力高出約45%~55%，於中長週期範圍高出20%至30%；而等級II、等級III地震(回歸期475年、2500年地震)於短週期範圍內與現行基準設計地震力差異約在10%以內，在中長週期範圍時則低於現行基準20~30%。在實際耐震設計時係取三等級地震力之最大值作為設計標準，則性能設計法之地震力設計標準大多略低於現行設計基準。

Page ▪ 98

結論

■ 五大商港設計地震力比較

- 本研究所建議之三等級設計地震力能確實反應「避免韌性較佳結構(週期較長)於中小度地震時即進入降伏狀態」之設計理念。
- 綜上所述可知，本研究性能設計法所建議之三等級設計地震力是相當恰當，並不會過於保守。

■ 耐震性能設計法之適宜性

- 對於重力式碼頭分析方法亦完整建立，且案例分析亦以實際之碼頭案例行之，並採用複雜性較高的動力分析法作性能驗證，證實其性能設計流程的可行性。
- 針對棧橋式碼頭，本研究所列之分析方法已相當完整，且案例分析亦是選擇較為複雜之碼頭結構，並採用難度最高的非線性歷時分析法作性能驗證，證實其性能設計流程的可行性；對於非線性歷時分析未來將以何種程度制定於規範中，以及是否會造成工程顧問公司較高的人力成本，未來可召開專家座談廣納意見後再做考量調整。

簡報結束敬請指教

