104-009-7791
MOTC-IOT-103-H1DB006a

港灣構造物耐震性能設計架構之研究(4/4)

交 通 部 運 輸 研 究 所

中 華 民 國 104 年 3 月

104-009-7791
MOTC-IOT-103-H1DB006a

港灣構造物耐震性能設計架構之研究(4/4)

著 者：賴瑞應、顧承宇、張景鐘、余孟勳
陳明鈺、曾崇偉、蕭靖恩

交 通 部 運 輸 研 究 所
中 華 民 國 104 年 3 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

港灣構造物耐震性能設計架構之研究. (4/4) / 賴瑞應等著. -- 初版. -- 臺北市 : 交通部運研所, 民104.03
面 ; 公分
ISBN 978-986-04-4273-1(平裝)

1.港埠工程

443.3 104001669

港灣構造物耐震性能設計架構之研究(4/4)

著　　者：賴瑞應、顧承宇、張景鐘、余孟勳、陳明鈺、曾崇偉、蕭靖恩
出版機關：交通部運輸研究所
地　　址：10548 臺北市敦化北路 240 號
網　　址：www.ihmt.gov.tw (中文版＞中心出版品)
電　　話：(04)26587176
出版年月：中華民國 104 年 3 月
印 刷 者：九易數碼科技印刷有限公司
版(刷)次冊數：初版一刷 70 冊
本書同時登載於交通部運輸研究所港灣技術研究中心網站
定　　價：400 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：1010400173　　ISBN：978-986-04-4273-1 (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。

104

港灣構造物耐震性能設計架構之研究(4/4)

交通部運輸研究所

GPN: 1010400173
定價 400 元

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

<table>
<tr><td colspan="4">出版品名稱：港灣構造物耐震性能設計架構之研究(4/4)</td></tr>
<tr><td>國際標準書號
ISBN978-986-04-4273-1 (平裝)</td><td>政府出版品統一編號
1010400173</td><td>運輸研究所出版品編號
104-009-7791</td><td>計畫編號
103-H1DB006a</td></tr>
<tr><td>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</td><td colspan="2">合作研究單位：國立臺灣海洋大學
計畫主持人：顧承宇
協同主持人：張景鐘
研究人員：余孟勳、陳明鈺、曾崇偉、蕭靖恩
地址：20224 基隆市中正區北寧路 2 號
聯絡電話：(02)24622192</td><td>研究期間
自 103 年 02 月
至 103 年 11 月</td></tr>
<tr><td colspan="4">關鍵詞：耐震設計、性能設計、圓筒式碼頭、動力分析、液化</td></tr>
<tr><td colspan="4">摘要：

本研究為第四期研究計畫，主要內容是圓筒式碼頭耐震性能設計案例研究，同時整合過去三年期所得之研究成果以編撰碼頭耐震性能設計手冊。本研究藉由前期計畫研究所得之成果，諸如港灣構造物耐震性能設計目標、耐震性能規定與耐震性能驗證方法等，建立圓筒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，以進行圓筒式碼頭的耐震性能設計案例實作，另外再針對前述各項研究結果來探討本研究之耐震性能設計法之適宜性，最後依本研究四年期所得之研究成果，完成碼頭耐震性能設計手冊之編撰。

成果效益與應用情形：

在施政上，本研究成果可提供交通部未來修訂碼頭設計基準之參考。在實務上，本研究成果可提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。</td></tr>
<tr><td>出版日期</td><td>頁數</td><td>定價</td><td>本 出 版 品 取 得 方 式</td></tr>
<tr><td>104 年 3 月</td><td>570</td><td>400</td><td>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。</td></tr>
<tr><td colspan="4">機密等級：
□密 □機密 □極機密 □絕對機密
（解條件：□ 年 月 日解密，□公布後解密，□附件抽存後解密，
□工作完成或會議終了時解密，□另行檢討後辦理解密）
■普通</td></tr>
<tr><td colspan="4">備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。</td></tr>
</table>

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

TITLE: Performance-Based Seismic Design Framework for Port Structures (4/4)

ISBN	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER	IOT SERIAL NUMBER	PROJECT NUMBER
978-986-04-4273-1 (pbk)	1010400173	104-009-7791	103-H1DB006a

DIVISION: Harbor & Marine Technology Center
DIVISION DIRECTOR: Chiu Yung-fang
PRINCIPAL INVESTIGATOR: Lai Jui-ying
PHONE: (04) 26587170
FAX: (04) 26564418

PROJECT PERIOD
FROM February 2014
TO November 2014

RESEARCH AGENCY: National Taiwan Ocean University
PRINCIPAL INVESTIGATOR: Ku Cheng-yu
Co-PRINCIPAL INVESTIGATOR: Chang Ching-chung
PROJECT STAFF: Yu Meng-hsun, Chen Ming-yu, Tseng Chong-wei, Xiao Jing-en
ADDRESS: 2 Pei-Ning Road, Keelung 20224, Taiwan, R.O.C.
PHONE: (02) 24622192

KEY WORDS: Seismic Design, Performance-Based Design, Cellular Quay Wall, Dynamic Analysis, Liquefaction

ABSTRACT:

The fourth year project focuses on the performance-based seismic design case studies of the cellular quay wall. Integrating study results from this four-year project, the design manual of harbor structures can be published. By means of the research results of the previous phases of the project, such as the performance-based methodology, the damage criteria, and seismic analysis methods of port structures, the performance-based seismic design procedure for the cellular quay wall can be established. Then, using the appropriate and representative design conditions, a practical design case study of the cellular quay wall was conducted. Furthermore, the discussion of the applicability of the suggested performance-based design and the current design standard is addressed as well.

BENEFITS AND APPLICATIONS:

The Ministry of Transportation and Communications can refer to the research results for revising design specifications. The research results can improve the standard of design and research related to the domestic sector of the industry, government and science research, to cope with the demands of technological development and internationalization.

DATE OF PUBLICATION	NUMBER OF PAGES	PRICE	CLASSIFICATION
March 2015	570	400	☐RESTRICTED ☐CONFIDENTIAL ☐SECRET ☐TOP SECRET ■UNCLASSIFIED

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

港灣構造物耐震性能設計架構之研究(4/4)

目 錄

中文摘要.....I

英文摘要.....II

圖目錄 VII

表目錄 XIII

第一章 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.....1-6

1.4 研究內容與工作項目.....1-6

1.5 研究方法及進行步驟.....1-7

第二章 圓筒式碼頭設計流程之建立.....2-1

2.1 耐震性能設計概念.....2-1

2.2 耐震性能設計架構與流程.....2-2

2.2.1 第一階段設計.....2-3

2.2.2 第二階段驗證.....2-15

2.3 圓筒式碼頭耐震性能第一階段設計.....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.....2-22

2.3.4 土壤液化評估.....2-23

2.3.5 初步設計.....2-25

2.4 圓筒式碼頭耐震性能第二階段驗證 2-25
2.4.1 簡化分析法 2-26
2.4.2 簡化動力分析法(滑動塊體分析法) 2-33
2.4.3 動力分析法 2-36
第三章 圓筒式碼頭設計例實作 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
3.1.3 自然條件 3-2
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 3-6
3.4 土壤液化評估 3-6
3.5 初步設計 3-9
3.5.1 地震力係數計算 3-9
3.5.2 碼頭設計斷面與參數表 3-9
3.5.3 安全性檢核 3-10
3.6 驗證分析 3-15
3.6.1 等級 I 地震性能驗證檢核 3-15
3.6.2 等級 II 地震性能驗證檢核 3-16
3.6.3 等級 III 地震動力分析 3-53
3.7 設計結果說明 3-59
第四章 圓筒式碼頭之性能適宜性探討 4-1
4.1 性能規定 4-1

4.2 初步設計之適宜性探討.....4-2
4.3 案例分析方法適宜性探討.....4-2
4.4 簡化動力分析對於土壤液化之影響探討.....4-4
4.5 滑動塊體法與非線性動力分析結果之比較.....4-4
4.6 非線性動力分析適宜性探討.....4-5
第五章 碼頭耐震性能設計手冊.....5-1
5.1 概說.....5-1
5.2 適用範圍及適用說明.....5-2
5.2.1 適用範圍.....5-2
5.2.2 適用說明.....5-2
5.3 內容架構.....5-2
5.4 手冊目錄.....5-4
第六章 結論與建議.....6-1
6.1 結論.....6-1
6.1.1 耐震性能設計流程之建立.....6-1
6.1.2 圓筒式碼頭設計例.....6-1
6.1.3 碼頭耐震性能設計手冊.....6-2
6.2 建議.....6-3
6.3 成果效益與應用情形.....6-4
參考文獻.....參-1
附錄一 港灣構造物耐震性能設計理念及設計手冊說明會.....附錄 1-1
附錄二 碼頭結構物耐震性能設計理念與設計手冊教育訓練 ....附錄 2-1
附錄三 期中報告審查意見處理情形表.....附錄 3-1
附錄四 期末報告審查意見處理情形表.....附錄 4-1
附錄五 期末報告簡報資料.....附錄 5-1

圖目錄

圖 1.1 東日本大地震(碼頭的岸壁法線向海側位移).....1-2
圖 1.2 東日本大地震(陸海側軌道間岸間下陷).....1-2
圖 1.3 東日本大地震(後側地盤差異沉陷).....1-3
圖 1.4 東日本大地震(大面積土壤液化).....1-3
圖 1.5 東日本大地震(機械設備軌道彎曲變形).....1-4
圖 1.6 研究步驟流程圖 1-8
圖 2.1 碼頭耐震性能設計基本設計流程 2-3
圖 2.2 現行港灣構造物設計基準土壤粒徑與土壤液化分析圖 2-8
圖 2.3 NCEER 土壤液化潛能評估流程.....2-10
圖 2.4 土層之有效覆土剪應力比與修正後 SPT-N 值之關係 2-11
圖 2.5 土壤之深度-折減係數關係圖.....2-12
圖 2.6 圓筒式碼頭之破壞模式 2-19
圖 2.7 圓筒斷面變形之破壞模式 2-19
圖 2.8 圓筒式碼頭之性能參數 2-21
圖 2.9 圓筒式碼頭標準斷面示意圖.....2-25
圖 2.10 地震時背填土壤未液化鋼板樁圓筒式碼頭受力示意圖 2-26
圖 2.11 圓筒平面形狀及換算壁體寬度.....2-27
圖 2.12 圓筒壁體換算壁高.....2-28
圖 2.13 作用於板樁之水壓力分布示意圖 2-30
圖 2.14 圓筒壁體剪力變形檢討應考慮之外力及抵抗力.....2-31
圖 2.15 NEWMARK 之滑動塊體分析法的觀念.....2-34

圖 2.16 圓筒式碼頭簡便動力分析(滑動塊體分析法)評估流程圖 2-34
圖 2.17 以 FLAC 程式模擬圓筒式碼頭之分析流程圖.....2-38
圖 3.1 圓筒式碼頭標準斷面圖 3-6
圖 3.2 圓筒式碼頭土壤性質分佈圖 3-10
圖 3.3 圓筒平面形狀示意圖.....3-11
圖 3.4 圓筒式碼頭等級 II 地震之設計反應譜 3-17
圖 3.5 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震反應譜 3-17
圖 3.6 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時.3-18
圖 3.7 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震反應譜 3-18
圖 3.8 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時....3-18
圖 3.9 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜 3-19
圖 3.10 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時
.....3-19
圖 3.11 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震反應譜 3-19
圖 3.12 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時
.....3-20
圖 3.13 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震反應譜 3-20
圖 3.14 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時
.....3-20
圖 3.15 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜 3-21
圖 3.16 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時
.....3-21
圖 3.17 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震反應譜 3-21
圖 3.18 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時

.....3-22
圖 3.19 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震反應譜 3-22
圖 3.20 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時
.....3-22
圖 3.21 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜 3-23
圖 3.22 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時
.....3-23
圖 3.23 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移 3-25
圖 3.24 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移 3-25
圖 3.25 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移 3-26
圖 3.26 圓筒式碼頭模型之網格建置 3-27
圖 3.27 楊氏模數與標準貫入試驗值之關係 3-29
圖 3.28 圓筒式碼頭模型之材料參數 3-30
圖 3.29 圓筒式碼頭模型之邊界條件 3-30
圖 3.30 圓筒式碼頭平面分析示意圖 3-31
圖 3.31 圓筒式碼頭結構元素與界面元素模型 3-32
圖 3.32 圓筒式碼頭達重力平衡之不平衡力 3-33
圖 3.33 圓筒式碼頭海水側向力模型建立 3-33
圖 3.34 圓筒式碼頭流體計算達平衡之不平衡力 3-34
圖 3.35 圓筒式碼頭地下水位面模型建立 3-34
圖 3.36 圓筒式碼頭達力學平衡之不平衡力圖示 3-35
圖 3.37 圓筒式碼頭孔隙水壓之分布圖示 3-35
圖 3.38 FINN 模式模型建立 3-36
圖 3.39 不同材料之動力荷載輸入及動態邊界選定示意圖.....3-38

圖 3.40 自由場邊界選用示意圖 3-38
圖 3.41 FLAC 動態邊界條件.....3-39
圖 3.42 圓筒式碼頭等級 II 地震動力分析邊界條件與結構元素之設定 3-41
圖 3.43 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組土層之彈塑性破壞結果.....3-42
圖 3.44 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組破壞水平位移圖.....3-42
圖 3.45 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測.....3-43
圖 3.46 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組板樁受力彎矩圖 3-43
圖 3.47 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖 3-44
圖 3.48 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組之歷時分析孔隙水壓 3-44
圖 3.49 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析位移情況 3-45
圖 3.50 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組土層之彈塑性破壞結果 3-45
圖 3.51 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組破壞水平位移圖 3-46
圖 3.52 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測.....3-46
圖 3.53 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組板樁受力彎矩圖 3-47
圖 3.54 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖 3-47
圖 3.55 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組之歷時分析孔隙水壓 3-48
圖 3.56 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析位移情況 3-48
圖 3.57 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組土層之彈塑性破壞結果 3-49
圖 3.58 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組破壞水平位移圖 3-49

圖 3.59 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測 3-50
圖 3.60 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組板樁受力彎矩圖 3-50
圖 3.61 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖 3-51
圖 3.62 圓筒式碼頭等級 III 地震第 3 組之歷時分析孔隙水壓 3-51
圖 3.63 圓筒式碼頭等級 III 地震南北向人造地震反應譜.....3-53
圖 3.64 圓筒式碼頭等級 III 地震南北向人造地震加速度歷時.....3-53
圖 3.65 圓筒式碼頭等級 III 地震東西向人造地震反應譜.....3-54
圖 3.66 圓筒式碼頭等級 III 地震東西向人造地震加速度歷時.....3-54
圖 3.67 圓筒式碼頭等級 III 地震垂直向人造地震反應譜.....3-54
圖 3.68 圓筒式碼頭等級 III 地震垂直向人造地震加速度歷時.....3-55
圖 3.69 圓筒式碼頭等級 III 地震歷時分析位移情況.....3-56
圖 3.70 圓筒式碼頭等級 III 地震土層之彈塑性破壞結果.....3-56
圖 3.71 圓筒式碼頭等級 III 地震破壞水平位移圖 3-57
圖 3.72 圓筒式碼頭等級 III 地震樁頂地震之歷時分析水平位移監測 3-57
圖 3.73 圓筒式碼頭等級 III 地震板樁受力彎矩圖 3-58
圖 3.74 圓筒式碼頭等級 III 地震板樁最大受力位置歷時-彎矩圖.....3-58
圖 3.75 圓筒式碼頭等級 III 地震之歷時分析孔隙水壓 3-59

表目錄

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

表 3-15 圓筒式碼頭等級 I 地震圓筒壁體剪力變形檢核 3-13
表 3-16 圓筒式碼頭等級 I 地震板樁入土長度檢核 3-14
表 3-17 圓筒式碼頭等級 I 地震圓筒壁體安定檢核 3-14
表 3-18 圓筒式碼頭等級 I 地震時之性能規定檢核 3-16
表 3-19 圓筒式碼頭等級 II 地震臨界加速度計算參數.....3-24
表 3-20 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析.....3-25
表 3-21 包松比選用參考（KULHAWY AND MAYNE, 1990）.....3-28
表 3-22 摩擦角選用參考.....3-28
表 3-23 土壤滲透係數（DAS, 2010）.....3-29
表 3-24 圓筒式碼頭材料參數表.....3-29
表 3-25 圓筒式碼頭結構元素參數.....3-32
表 3-26 圓筒式碼頭界面元素參數.....3-32
表 3-27 圓筒式 B 級碼頭等級 II 地震時之性能規定檢核 3-52
表 4-1 圓筒式碼頭性能可接受標準.....4-1
表 4-2 設計例簡化動力分析有無考慮液化影響之比較.....4-4
表 4-3 圓筒式碼頭設計例滑動塊與動力分析之位移反應比較.....4-5

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、1999 年臺灣 921 集集大地震以及 2011 年東日本大地震等，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。

一般碼頭結構物可分為四大類，分別為板樁式碼頭、重力式碼頭、棧橋式碼頭及圓筒式碼頭。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，使得港灣功能完全癱瘓，而其損失與復原工作所需費用與時間則難以估計。就圓筒式碼頭而言，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)海側水壓力的減少；(3)背填土壤的強度喪失或是液化等。而 2011 年東日本的 311 地震，小名浜港 3 號碼頭的岸壁法線向海側位移約達一百六十公分(如圖 1.1)，陸、海側軌道間之舖面板下陷約三十公分(如圖 1.2)，陸側軌道後側約有一公尺左右之高低差(如圖 1.3）、後線大面積液化(如圖 1.4)、地面設備軌道彎曲變形（如圖 1.5）。

圖 1.1 東日本大地震(碼頭的岸壁法線向海側位移)

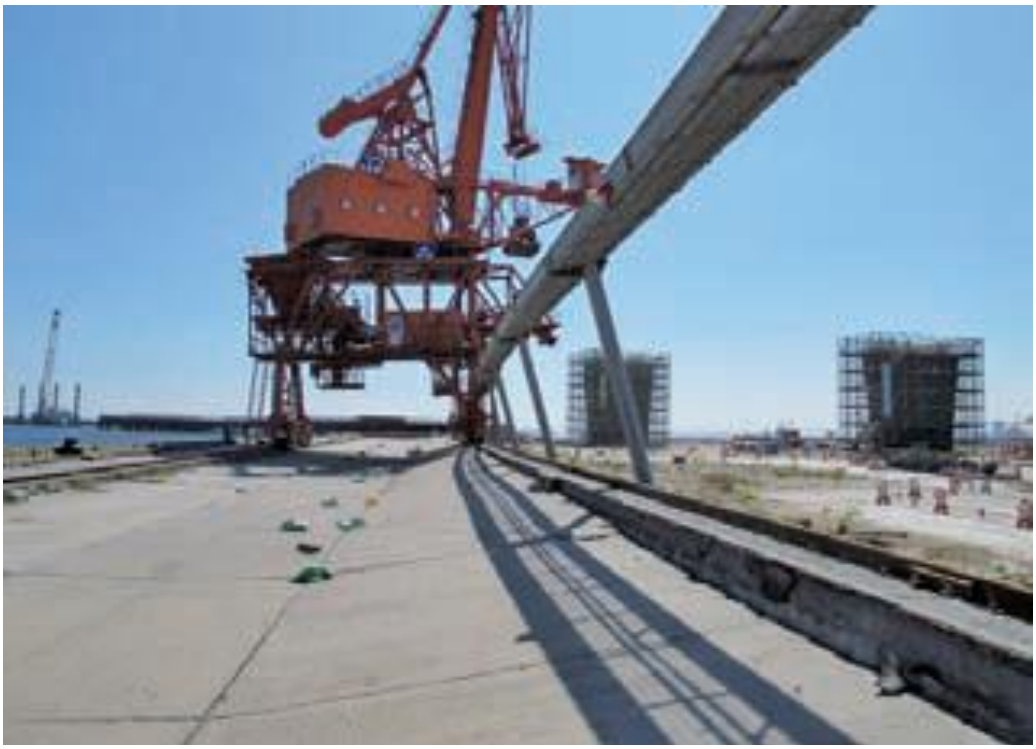


圖 1.2 東日本大地震(陸海側軌道間岸間下陷)

圖 1.3 東日本大地震(後側地盤差異沉陷)

圖 1.4 東日本大地震(大面積土壤液化)

圖 1.5 東日本大地震(機械設備軌道彎曲變形)

「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目標，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，交通部運輸研究所港灣技術研究中心(簡稱「運研所」)也考慮將構造物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。

過去數十年來，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」，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四期，第一期計畫已針對各類碼頭結構之性能目標、性能可接受標準及驗證方法作詳細之探討與說明，並做出明確之定義，而第二期與第三期則已建立棧橋式碼頭、重力式碼頭和板樁式碼頭之設計例實作，以驗證第一期計畫成果之可行性，第四期將接續第三期之設計例實作之建立，針對圓筒式碼頭作耐震性能設計實例探討，以驗證第一期計畫成果之可行性並將前三期所得之研究成果進行現行頭設計基準之研修，逐步編撰碼頭耐震性能設計手冊。

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，目前第四期計畫主要是進行圓筒式碼頭之設計例實作，並將過去三年期所得之研究成果進行現行頭設計基準之研修，逐步編撰碼頭耐震性能設計手冊。

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，包含重力式碼頭、板樁式碼頭、棧橋式碼頭及圓筒式碼頭耐震性能設計程序之研擬，未來建立此四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。

本研究計畫第一年(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、性能目標與相關分析方法做初步的探討。第二年(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，以建立詳細設計流程，並探討棧橋式碼頭與重力式碼頭性能設計法的適宜性。第三年(102 年)基於前二年的研究成果，針對板樁式碼頭做性能設計實例探討，以建立詳細設計流程，並探討板樁式碼頭耐震性能設計法的適宜性並探討現行碼頭設計基準之研修。第四年(103 年)延續前三年的研究成果，針對圓筒式碼頭之性能設計實例探討，以建立詳細設計流程，並探討圓筒式碼頭耐震性能設計法的適宜性。另外，將依過去三年期所得之研究成果，開始著手探討現行碼頭設計基準之研修，並進而編撰碼頭耐震性能設計手冊。故本年度(第四年)主要工作內容如下：

1. 圓筒式碼頭耐震性能要求與規定
2. 圓筒式碼頭耐震性能設計流程之建立
3. 圓筒式碼頭耐震性能設計例實作

    (1)設計範例資料蒐集

    (2)耐震性能要求與規定

    (3)土壤液化評估

    (4)初步設計

    (5)驗證分析

    (6)設計結果說明
4. 探討圓筒式碼頭耐震性能設計法之適宜性
5. 編撰碼頭耐震性能設計手冊

    (1)碼頭的種類及其受震破壞機制

    (2)耐震性能設計理念與性能要求

    (3)各類碼頭之性能設計標準

    (4)耐震性能設計流程

    (5)耐震性能分析方法

    (6)典型的設計示範例

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，進行圓筒式碼頭的耐震性能設計案例實作探討，採用本計畫第一期至第三期所研究之成果，如港灣構造物耐震性能設計目標、耐震

性能規定與耐震性能驗證方法等，建立圓筒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，進行圓筒式碼頭的耐震性能設計實作，並依研究之結果來探討目前建議之性能設計法的適宜性，另外，將依過去三年期所得之研究成果，開始著手探討現行碼頭設計基準之研修，並進而編撰碼頭耐震性能設計手冊，本案並分期中、期末提送研究成果。

採用之研究步驟如研究步驟流圖 1.6 所示。

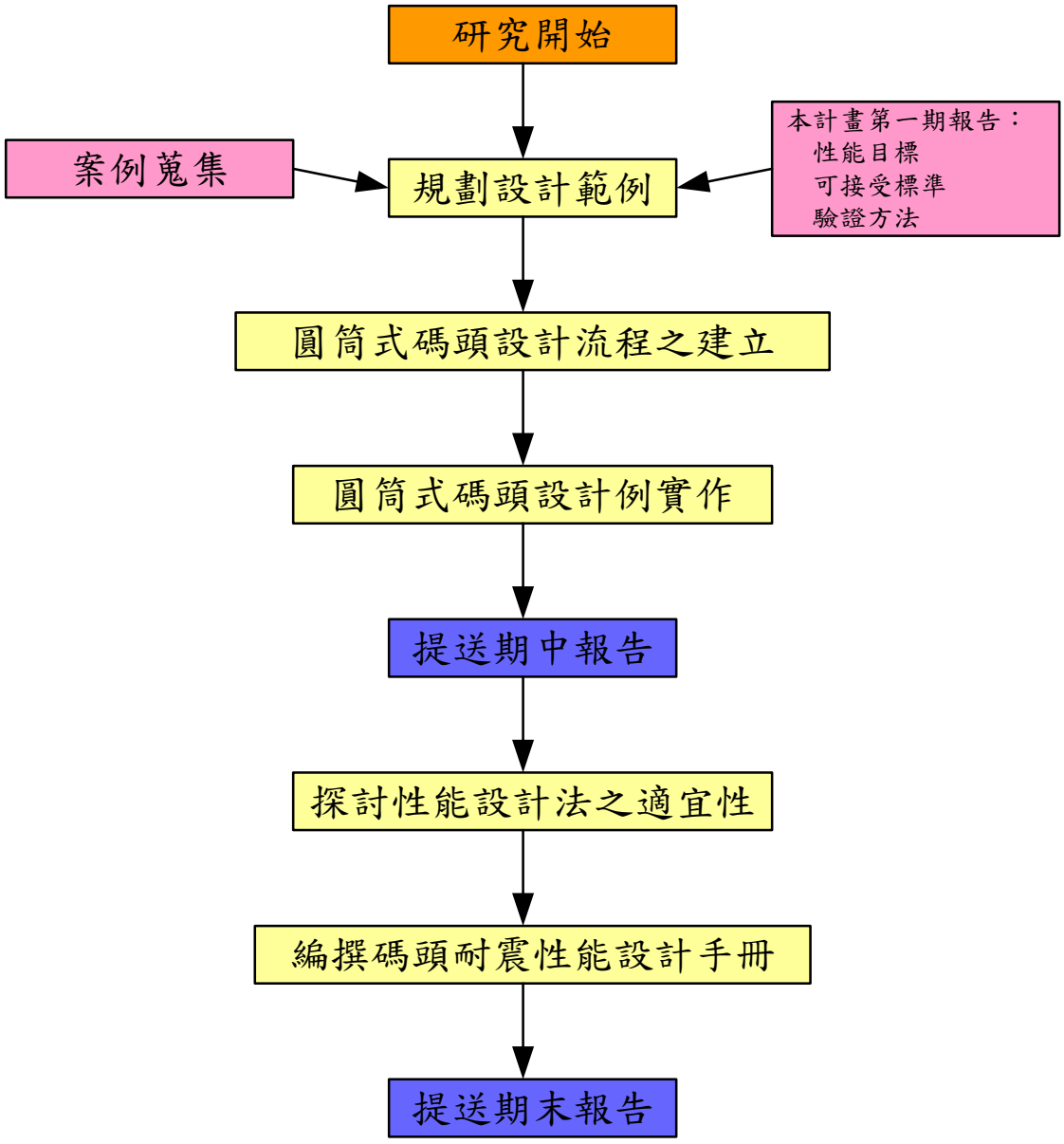


圖 1.6 研究步驟流程圖

第二章 圓筒式碼頭設計流程之建立

2.1 耐震性能設計概念

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

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

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

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

2.2 耐震性能設計架構與流程

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

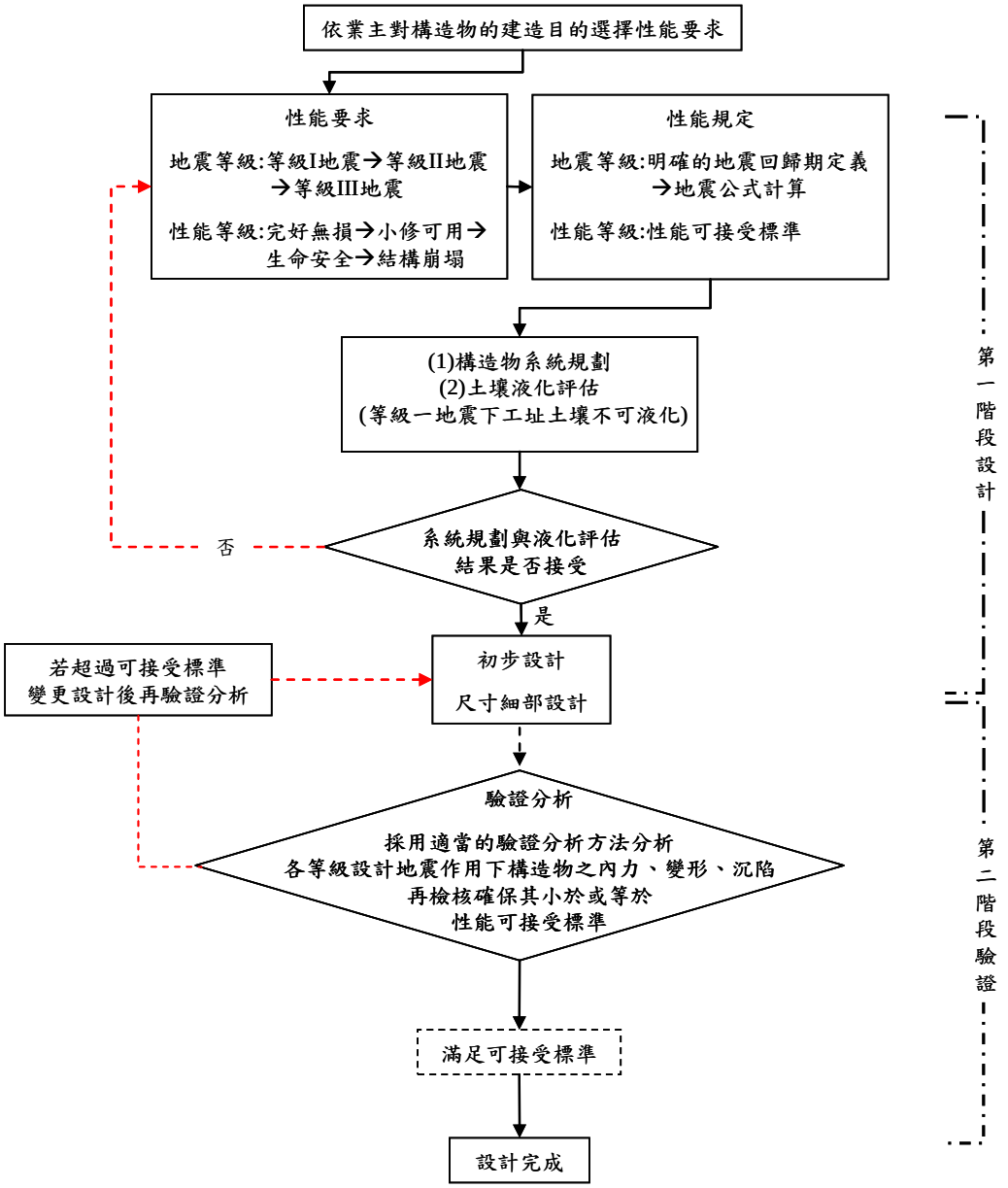


圖 2.1 碼頭耐震性能設計基本設計流程

2.2.1 第一階段設計

1.選擇性能要求

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

對應性能等級之定性劃分與定量表達。

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

表 2-1 本研究建議之各等級碼頭所對應的耐震性能要求

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

本研究所提之碼頭耐震性能要求中，地震等級之建議更以港灣技術研究中心過去對各港區的地震危害度曲線分析結果進行研究，並參考國外規範訂定之地震等級，提出適合國內碼頭設計的地震等級修正建議；另外，亦針對國內「公共工程性能設計準則」[91]三等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	建議適用碼頭構造物
特定	明顯具有 A 級結構物之特性 1 至 3 項之情形者	耐震強化碼頭
A	1. 結構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。 2. 負有震災後復建工作之重要任務者。 3. 儲存有害或危險物品之結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之重大損失者。 4. 結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5. 結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。	危險品碼頭
B	凡不屬於特定、A 級者。	散雜貨碼頭、貨櫃碼頭
C	臨時設施。	非永久性靠泊設施

(2)地震等級：

本研究修改第一期計畫建議之三等級地震力如表 2-3。

表 2-3 碼頭性能設計三等級地震力

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

(3)性能等級：

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

表 2-4 耐震性能等級定性規定之建議

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

2.構造物系統規劃

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

3.土壤液化評估

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

滿足業主及規範之性能要求。

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

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

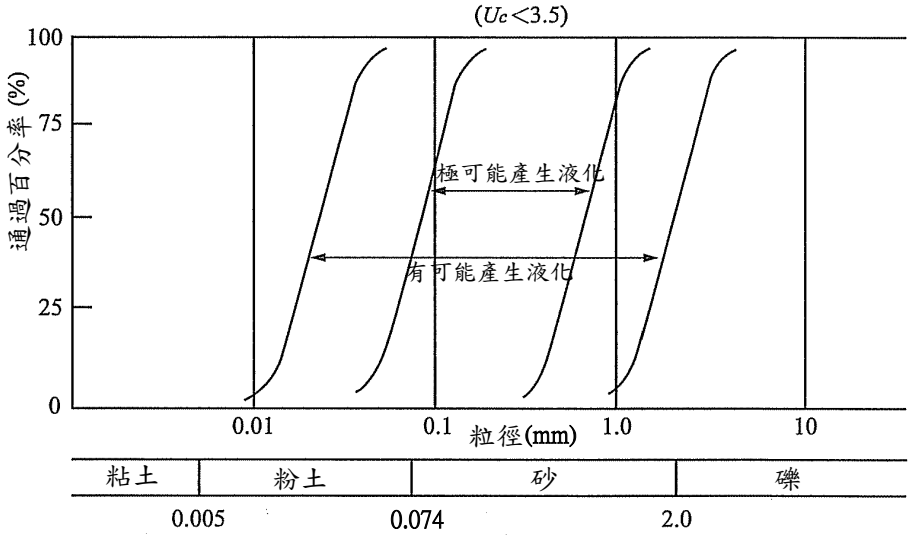
以下將說明國內現行「港灣構造物設計基準」的土壤液化潛能評估法，該法與日本現行規範及國際航海協會規範相同，可用於各等級地震的土壤液化評估：

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

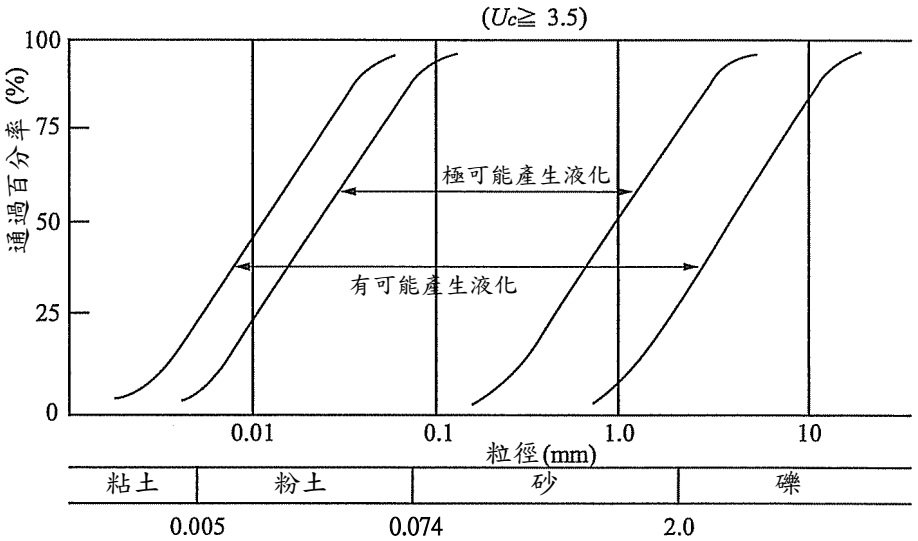
國內港灣構造物設計基準之規定有關砂土層液化分析，可採取下列三種方法。

(1)簡易判斷法

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



(a)均勻係數小之土壤



(b) 均勻係數大之土壤

圖 2.2 現行港灣構造物設計基準土壤粒徑與土壤液化分析圖

資料來源：參考文獻[87][25]

(2)經驗準則法

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

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

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

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

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

式中，

C_N：有效覆土應力修正因數

C_E：能量修正因數

C_B：鑽孔尺寸修正因數

C_R：桿長修正因數

C_S：取樣管型式修正因數

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

依上述參數進行液化分析，分析流程如圖 2.3。

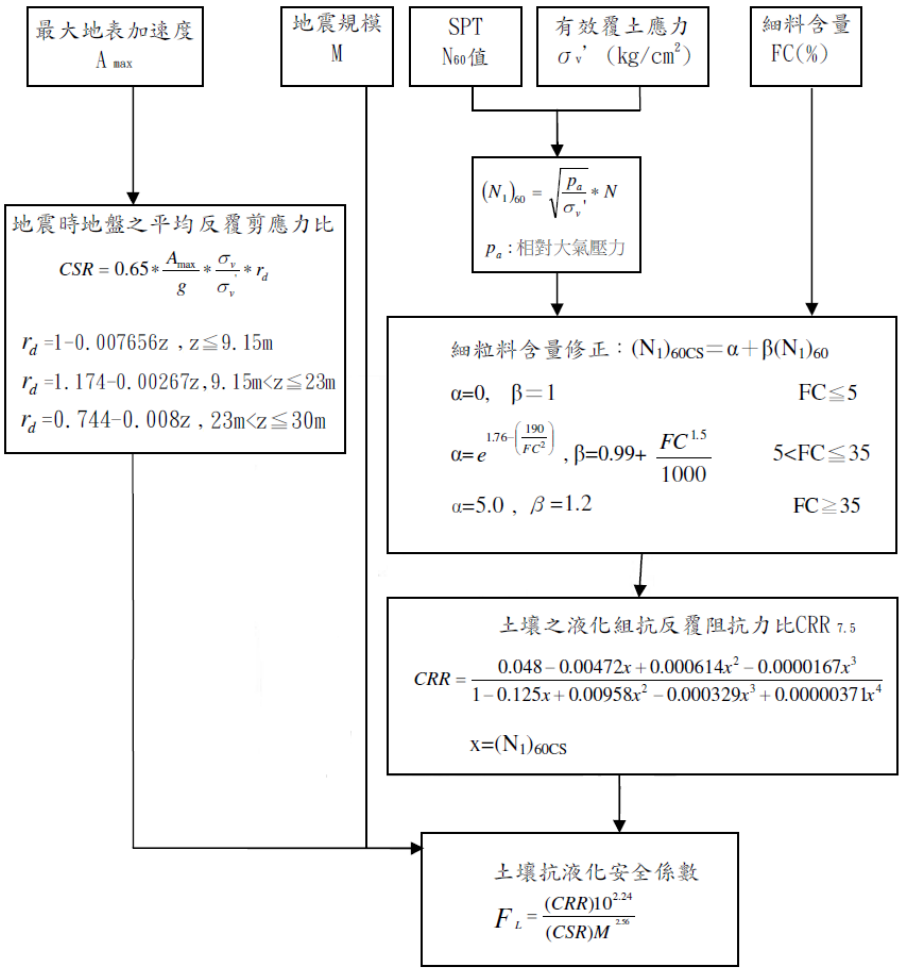


圖 2.3 NCEER 土壤液化潛能評估流程

資料來源：NCEER, 1997 [15]

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

a.反覆剪應力比(Cyclic Stress Ratio,CSR)

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

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

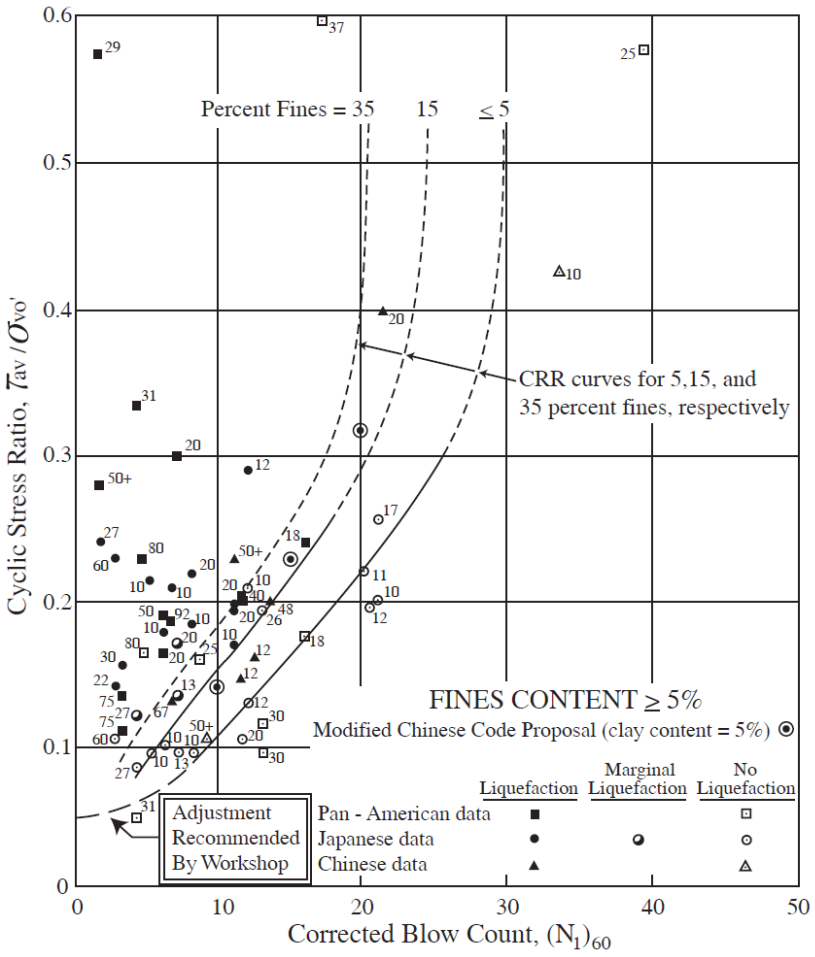


圖 2.4 土層之有效覆土剪應力比與修正後 SPT-N 值之關係

資料來源：Seed et al. 1985 [7]

而深度折減係數(如圖 2.5 所示)其公式如下：

$r_d = 1.0 - 0.00765z$ ，$z \le 9.15m$

$r_d = 1.174 - 0.00267z$ ，$9.15m < z \le 23m$

$r_d = 0.744 - 0.008z$ ，$23m < z \le 30m$

$r_d = 0.5$ ，$30m < z$

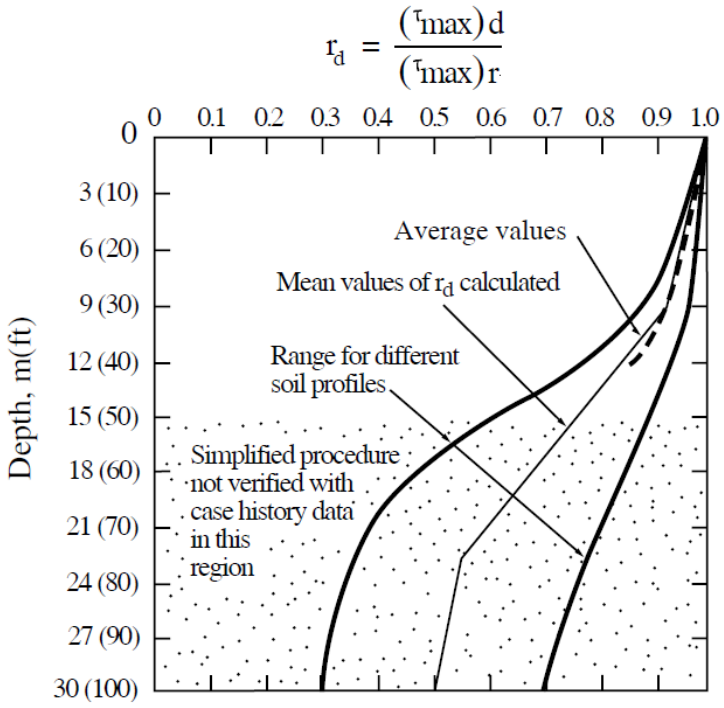


圖 2.5 土壤之深度-折減係數關係圖

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：

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad \text{.....(2.3)}$$

其中，

$\alpha = 0$ ， $C \le 5\%$

$\alpha = \exp\left[1.76 - \frac{190}{FC^2}\right]$ ， $5\% < FC \le 35\%$

$\alpha = 5.0$ ， $35\% \le FC$

$\beta = 1.0$ ， $FC \le 5\%$

$\beta = \left[0.99 - \frac{FC^{1.5}}{1000}\right]$ ， $5\% < FC \le 35\%$

$\beta = 1.2$ ， $35\% \le FC$

而土層抗液化強度$CRR_{7.5}$公式為：

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

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

c. 土壤液化之安全係數值(F_L)

$$F_L = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \times MSF \quad \text{.....(2.5)}$$

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

(3)試驗分析法

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

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

a.建立地下土層資料

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

b.建立土層設計地震資料

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

c.地震引致反覆剪應力比計算

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

d.土壤抗液化強度之剪應力比

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

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

$$(\frac{\tau_1}{\sigma'_V})_f = C_r(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma'_c})_t \quad \text{.....(2.6)}$$

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/m^2)。

σ_{dc}： 動力三軸試驗所施加之反覆應力(kN/m^2)。

σ'_c： 動力三軸試驗所施加之有效圍壓(kN/m^2)。

e.液化之預測及判定

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

f.綜合研判

地盤之液化潛能，需依各土層液化之預測及判定結果，綜合研判之。

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

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

4. 初步設計

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

2.2.2 第二階段驗證

1. 內容概述

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

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

2. 驗證分析方法說明

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

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

越複雜。

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

表 2-5 各類驗證分析法之應用時機

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

2.3 圓筒式碼頭耐震性能第一階段設計

2.3.1 設計範例基本條件

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

1. 一般條件

包含：碼頭泊船噸位、設計水深、碼頭面高程、繫船柱能力。

2. 自然條件

包含：潮位高度、地質條件。

3. 外力條件

(1)超載：分為「地震時」與「常時」。

(2)地震力(地震係數)：分為「水面上」、「水面下」、「碼頭結構體」。

4. 材料條件

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

2.3.2 建立性能可接受標準

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

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

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

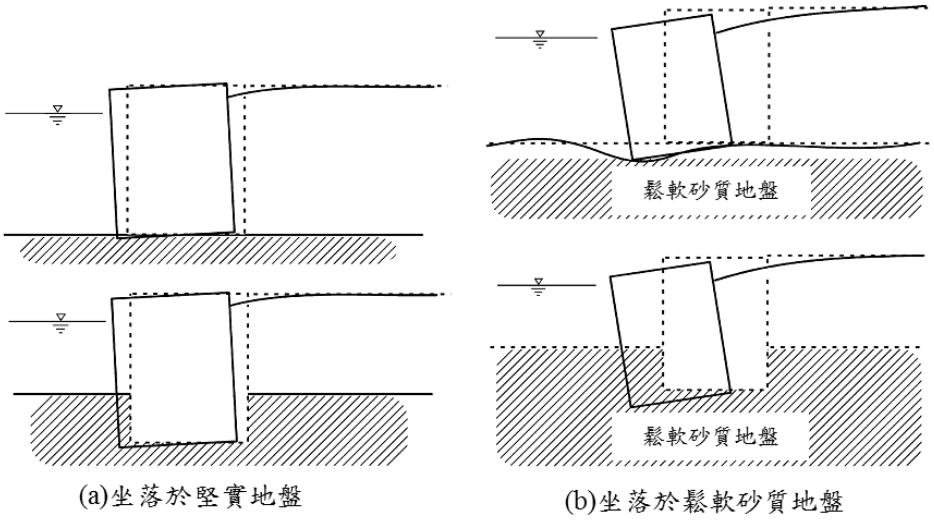


圖 2.6 圓筒式碼頭之破壞模式

資料來源：參考文獻[25]

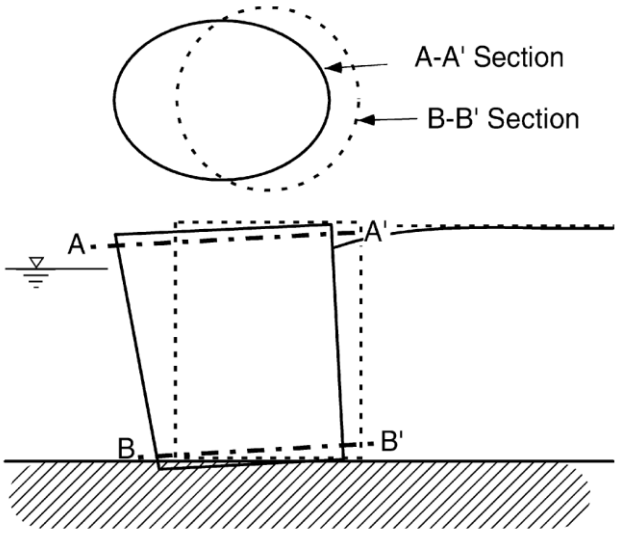


圖 2.7 圓筒斷面變形之破壞模式

資料來源：參考文獻[25]

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

1.以位移為評估參數：

(1)板樁之水平向位移、沉陷、與傾斜

(2)岸肩之沉陷、差異沉陷、與傾斜

2.以應力狀態為評估參數：

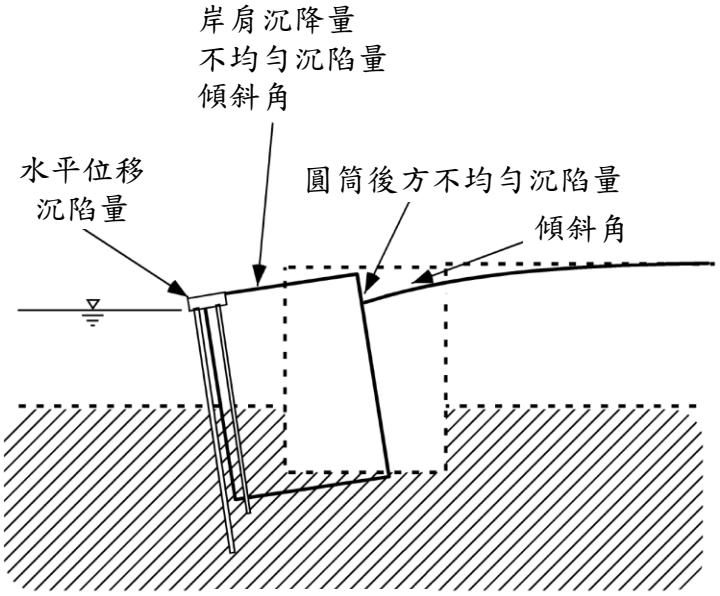
(1)圓筒或板樁圓筒之應力狀態

(2)圓筒或板樁接合處之應力狀態

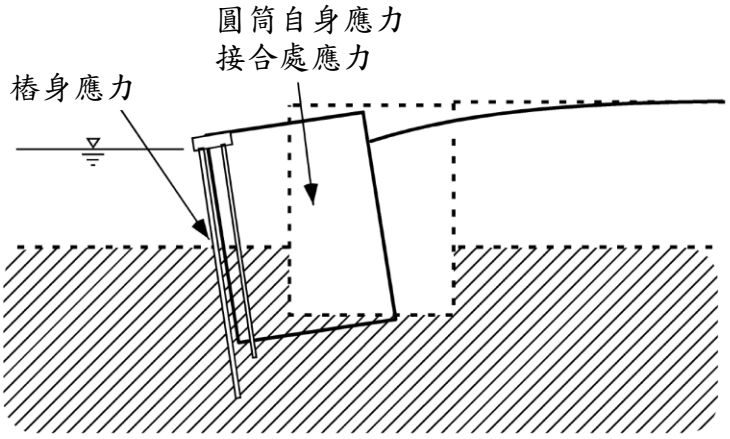
這些參數值大小可反映出圓筒式碼頭結構的損壞情況，透過過去之災損記錄或分析結果，可由不同損壞程度所對應的參數值範圍，建立出圓筒式碼頭結構損害等級之門檻值。

根據本研究第一期計畫之探討結果，參考國際航海協會頒布之港灣結構物耐震設計準則[25]，將各性能等級以性能參數之可接受標準值加以限定，如表 2-6 所示，參考 2.2.1 節之性能要求，依碼頭之重要度等級，其三種等級地震力對應不同的性能等級，再對照表 2-6 得到各性能等級所對應之可接受標準值，經由結構分析所得之構造物反應檢核其是否符合標準值。基本上第 I 級性能等級多用以檢核結構物使用性，因此壁體傾角及岸肩沉陷量皆有所限定，以避免中小地震侵襲時造成碼頭營運中斷，而第 II 級性能等級以上的破壞程度皆必須進行修復後方能恢復營運，且岸肩沉陷修復較為容易，因此原則上岸肩傾角及沉陷量不進行檢核，僅針對壁體分析其受震後剛體運動所產生的正規化位移及傾斜角是否滿足相應性能等級之可接受標準值。另外，表 2-6

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



(a) 位移參數



(b) 應力參數

圖 2.8 圓筒式碼頭之性能參數

資料來源：參考文獻[25]

表 2-6 圓筒式碼頭性能可接受標準

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

註：H 為海底面以上板樁之高度。

資料來源：修改自參考文獻[25]

2.3.3 結構系統

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

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

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

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

圓筒之構成係以鋼板圍成一圓筒，並直接置放於基礎面上者，

稱為鋼板圓筒式碼頭，其適用於良好地層上或具有充份承載力之改良地層上。

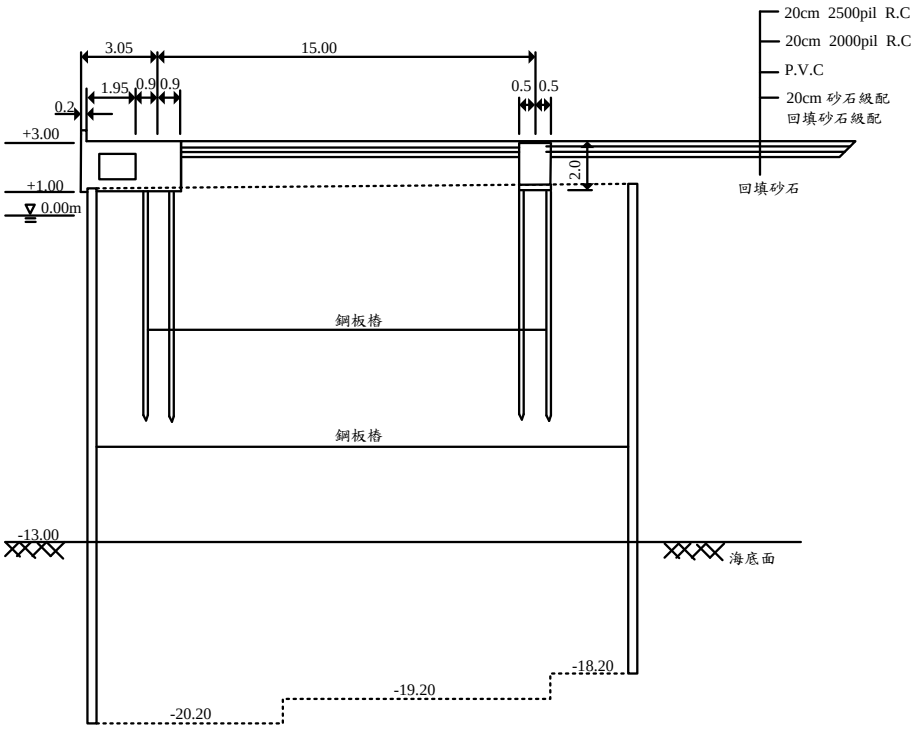


圖 2.9 圓筒式碼頭標準斷面示意圖

資料來源：參考文獻[92]

2.3.4 土壤液化評估

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

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

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

1. 地表下 20m 以內之沖積土層且地下水位在地表下 10m 以內。

2. 通過#200 篩細料含量在 35%以下。

3. 細料含量在 35%以上，但黏土含量在 12%以下。

4. 塑性指數 PI(%)在 15%以下。

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

表 2-7 各類土壤液化評估方法之應用時機

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

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

表 2-8 土壤參數之折減係數 D_E

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

註：F_L 為土壤抗液化安全係數

資料來源：參考文獻[87]

2.3.5 初步設計

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

2.4 圓筒式碼頭耐震性能第二階段驗證

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

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

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

表 2-9 圓筒式碼頭結構之性能驗證分析法

碼頭種類	簡化分析	簡化動力分析	動力分析	
			結構模擬	土壤模擬
圓筒式碼頭	• 靜力分析法	• 滑動塊分析	• 有限元素法或有限差分法 • 線性或非線性分析 • 二或三維分析	• 有限元素法或有限差分法 • 線性(等效線性)或非線性分析 • 二或三維分析

2.4.1 簡化分析法

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

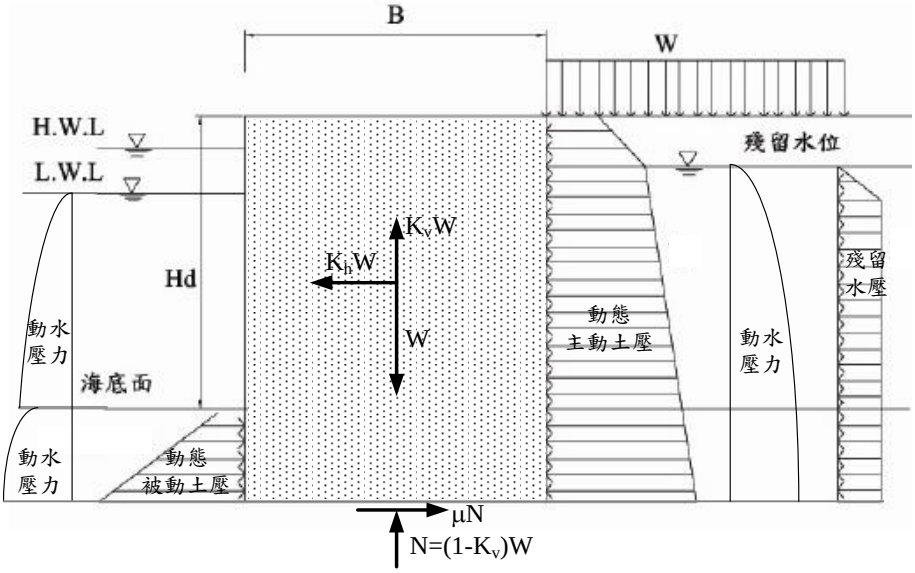


圖 2.10 地震時背填土壤未液化鋼板樁圓筒式碼頭受力示意圖

資料來源：參考文獻[94]

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

1.給定設計震度係數K_e。

2.換算壁體寬度

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

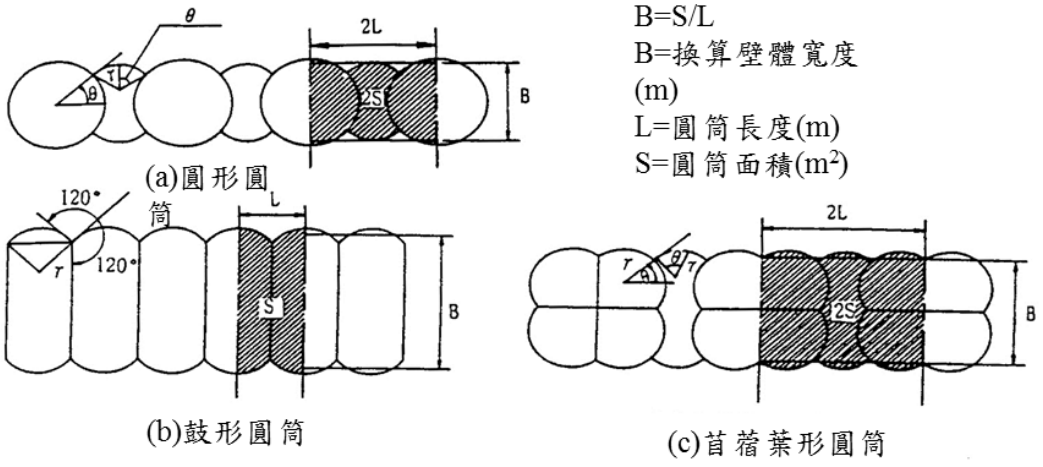


圖 2.11 圓筒平面形狀及換算壁體寬度

資料來源：參考文獻[48]

3. 內填料換算單位體積重量(γ)及換算壁高(H_0)

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

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

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

4. 換算壁高(H_s)

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

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

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

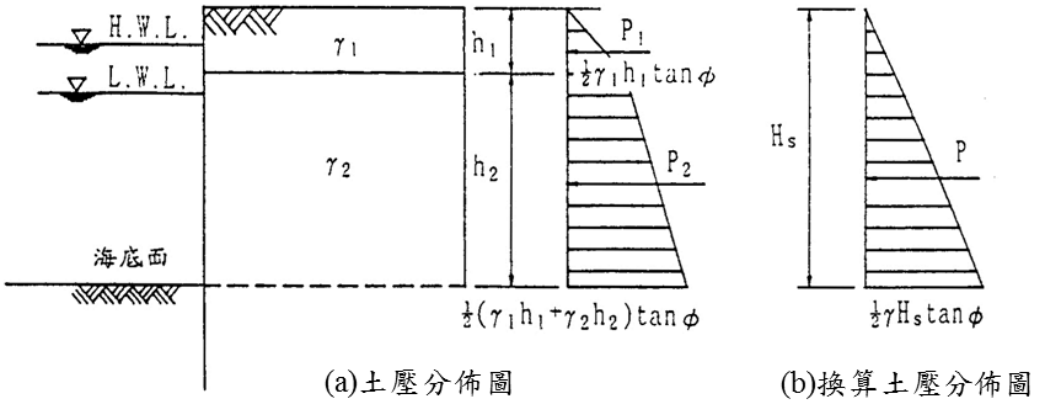


圖 2.12 圓筒壁體換算壁高

資料來源：參考文獻[48]

5. 計算殘留水位 *R.W.L.*

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

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

6. 計算地震時主動土壓力 $P_{AE,i}$

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

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

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

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

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

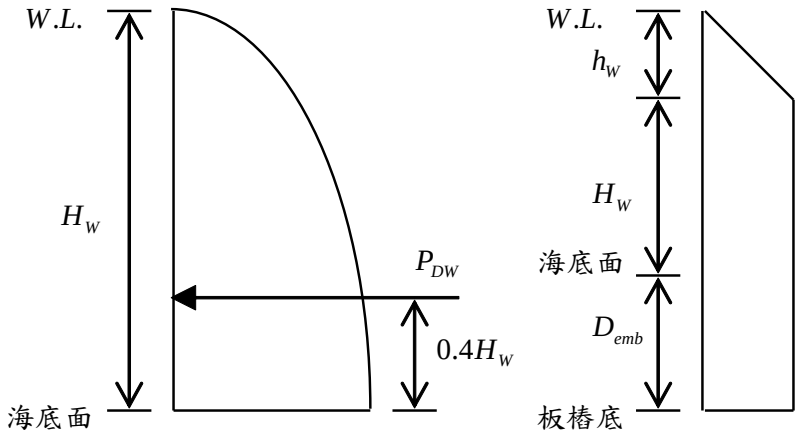
7. 計算地震時之動態水壓合力 P_{DW}

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

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

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

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



(a) 動態水壓　　(b) 殘留水壓

圖 2.13 作用於板樁之水壓力分布示意圖

8. 計算殘留水壓合力 P_{RW}

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

$$P_{RW} = \gamma_w \cdot h_w \quad \text{..... (2-8)}$$

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

$$P_{RW} = \frac{1}{2} \cdot P_{RW} \cdot h_w + P_{RW}\left(H_w + D_{emb}\right) \quad \text{..... (2-9)}$$

式中，D_{emb} 為板樁打設深度(m)。

9. 圓筒壁體剪力變形檢核

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

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

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

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

抵抗力矩計算採用砂為內填料時，其抵抗力矩依下式計算：

$$M_r = \frac{1}{6}\gamma\left(R_0 \cdot {H_0}^3 + R_s \cdot {H_s}^3\right) \quad \text{..... (2-11)}$$

式中，$R_0 = {r_0}^2(3 - r_0 \cdot \cos\phi)\sin\phi$，$r_0 = \dfrac{B}{H_0}$；$R_s = \dfrac{3}{2} r_s \cdot \mu \cdot \tan\phi$，$r_s = \dfrac{B}{H_s}$；$B$為圓筒換算壁體寬度；$\mu$為板樁接頭間摩擦係數。

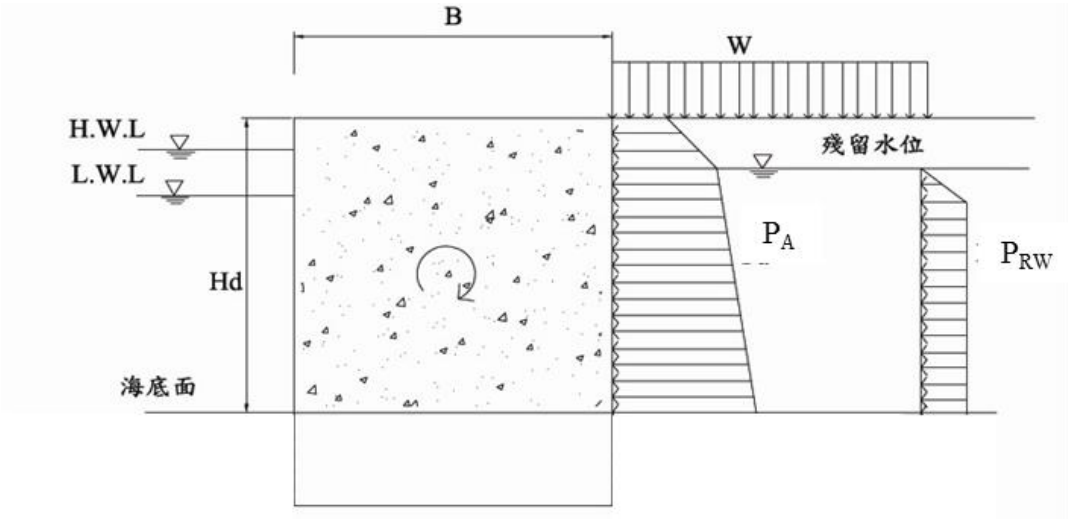


圖 2.14 圓筒壁體剪力變形檢討應考慮之外力及抵抗力

資料來源：參考文獻[48]

10. 板樁入土長度檢核

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

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

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

板樁承載力 R_p 依下式計算：

$$R_p=(P_1+P_2)\mu+R_u\cdot A \quad \text{.....(2-13)}$$

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

板樁下端土壤之極限承載力 R_u 依下式計算：

$$R_u=30\cdot N\cdot A_p+\frac{\overline{N}\cdot A_s}{5} \quad \text{.....(2-14)}$$

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

11. 板樁拉力檢核

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

$$T=[(\gamma\cdot H_0+w)K_i+\gamma_w\cdot h_w]R \quad \text{.....(2-15)}$$

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

12. 圓筒壁體安定檢核

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

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

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

2.4.2 簡化動力分析法(滑動塊體分析法)

相對於靜力分析法與有限元素分析法而言，滑動塊體分析法(sliding block analysis)將結構主體視為可滑動之剛體，地震力為作用於結構基礎之地震加速度歷時，主要分析土工結構受地震超出抗滑能力時的反應，以及計算地震所引致總滑移量。為了評估圓筒式碼頭結構物受地震作用之滑移量，根據 Newmark 提出的簡易滑動塊體法來分析剛性塊體在於水平地表運動過程期間所導致的總滑移量。如圖 2.15 所示，假設質量m的塊體為剛體，放置於水平地表面上，而滑動面的力學行為與彈塑性模式相符合；當地震發生時，塊體之水平方向慣性力由滑動面之抗剪力來維持塊體的動態平衡，所以塊體之運動狀態與滑動面所提供的抗剪力有關。

當地震發生時，假設地表位移歷時為$X_G(t)$，塊體位移歷時為$X_Q(t)$，塊體因受慣性力作用而有向外滑動之趨勢，並由滑動面之抗剪力來維持塊體的動態平衡。當塊體未滑動時，塊體與地盤一起運動；當塊體之水平慣性力大於滑動面之極限抗剪力之瞬時，則塊體與地表之間會就有相對運動發生，此時之加速度稱為臨界滑動加速度a_t；而在滑動期間，若地盤與滑動塊體之相對速度減為零時，則滑動停止，塊

體再次與地表一起運動。根據滑動面為彈塑性模式之假設，滑動期間之滑動塊體以等加速度a_t運動，因而將塊體與地表間之相對加速度積分二次則可求得塊體滑移量。圓筒式碼頭利用滑動塊體分析法之簡便動力分析流程如圖 2.16 所示，詳細分析方法說明如下。

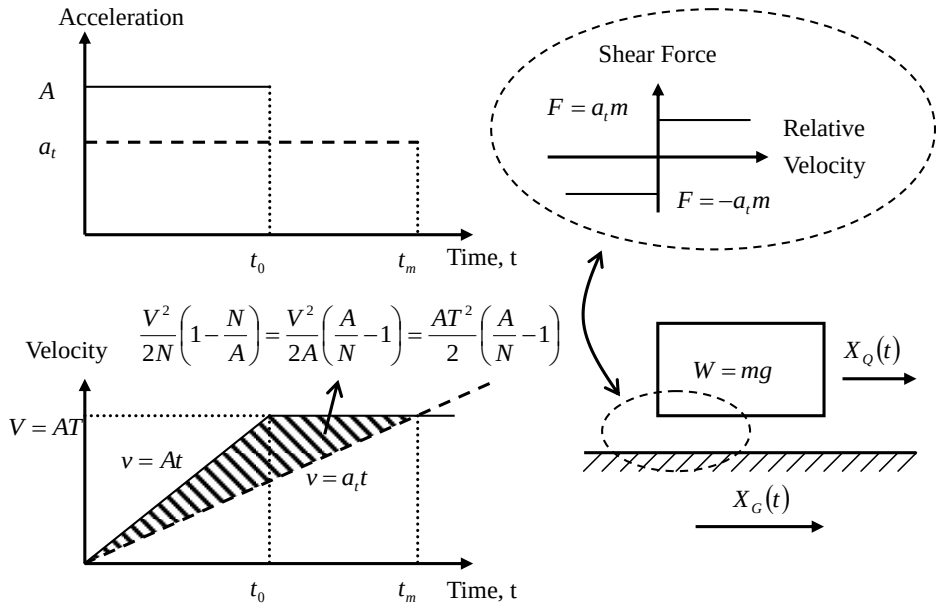


圖 2.15 Newmark 之滑動塊體分析法的觀念

資料來源：Newmark, N.M. 1965 [1]

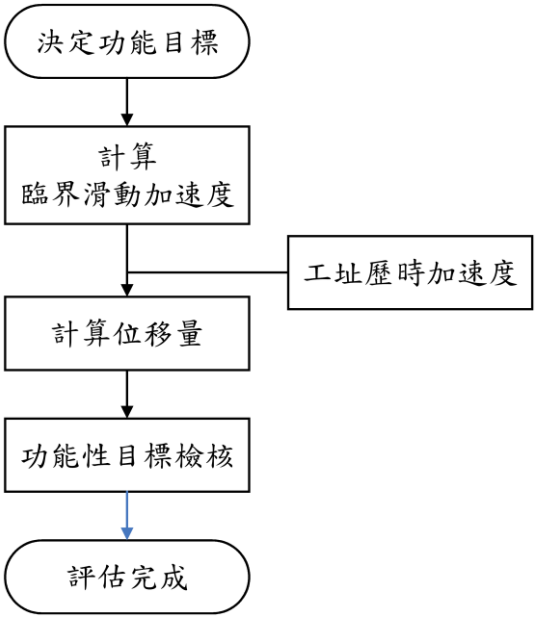


圖 2.16 圓筒式碼頭簡便動力分析(滑動塊體分析法)評估流程圖

1.計算臨界滑動加速度

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

2. 計算塊體滑移量

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

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

累積位移量式計算公式如下：

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

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

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

$$t_0 \le t \le t_0 + \Delta t$$

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

2.4.3 動力分析法

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

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

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

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

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

FLAC 程式簡述：

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

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

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

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

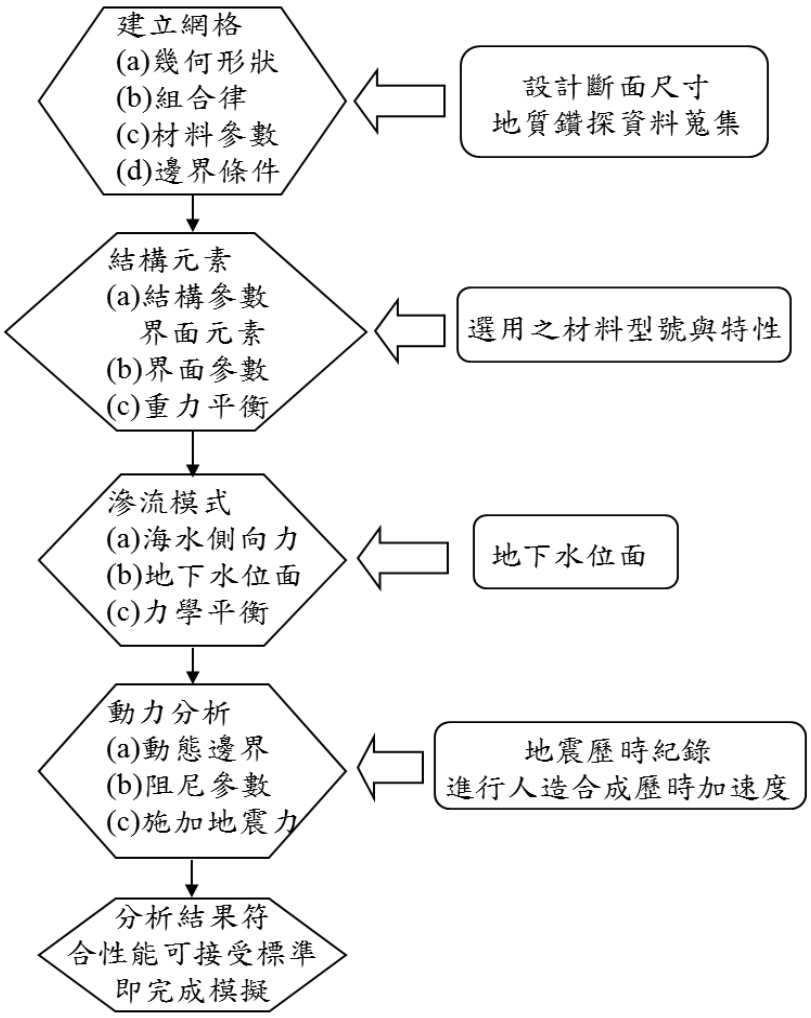


圖 2.17 以 FLAC 程式模擬圓筒式碼頭之分析流程圖

第三章 圓筒式碼頭設計例實作

3.1 碼頭概述

3.1.1 設計目標

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

3.1.2 設計基準

1. 參考資料

(1)交通部運輸研究所八十六年七月「港灣構造物設計基準」。

(2)國際航海協會九十年「港灣構造物耐震設計準則」。

(3)內政部九十五年「建築物耐震設計規範及解說」。

(4)交通部九十八年六月「公路橋梁耐震設計規範」。

2. 分析程式

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

3. 材料強度

(1)土壤單位重：根據鑽探資料可以得知土層多為砂土，其單位重量介於 1.8 tf/m^3 至 2.0 tf/m^3 之間。

(2)土壤透水係數：砂土為中透水性之材料，其透水係數之範圍約為 10^{-1} cm/s 至 10^{-4} cm/s 之間。

(3)鋼板樁單位重：屬剛性材料，依港灣構造物設計基準修訂建議之單位重約為 7.85 tf/m^3。

(4)鋼板樁材料(參考新日本製鐵公司直線型鋼板樁規格)： 種類為

YSP-FA；板樁厚度為 12.7mm；斷面積為 77.5cm^2。

(5)圓筒與土壤間之摩擦角 δ：15 度

(6)超載重：常時 3t/m^2，地震時 1.5t/m^2。

4. 設計地震

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

3.1.3 自然條件

潮位：

H.H.W.L. (最高高潮位)：EL.+ 2.31

M.H.W.L. (朔望平均高潮位)：EL.+ 1.16

M.W.L. (平均海平面)：EL.+ 0.89

M.L.W.L. (朔望平均低潮位)：EL.+ 0.63

L.L.W.L. (最低低潮位)：EL. －0.25

3.2 耐震性能要求與規定

3.2.1 性能要求

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

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

表 3-1 碼頭之特性等級

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

表 3-2 圓筒式 B 級碼頭之耐震性能要求

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

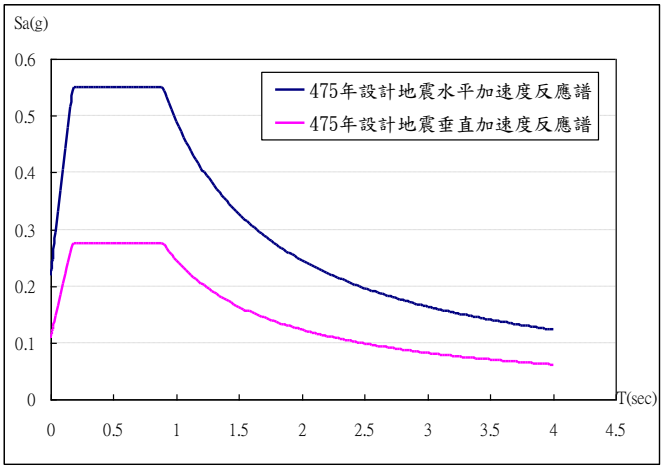
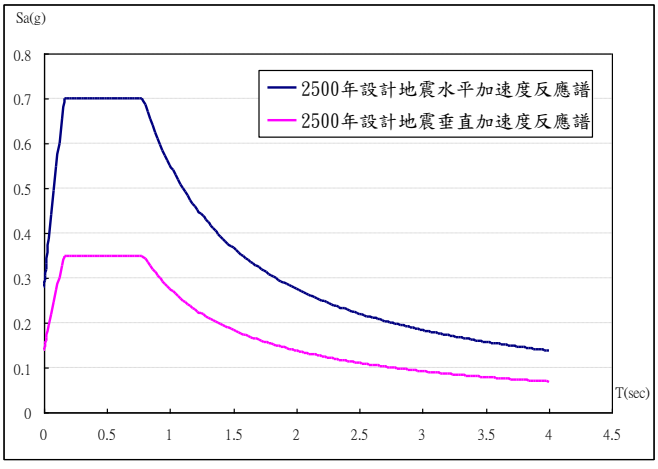
3.2.2 性能規定

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

1. 地震等級

B 級圓筒式碼頭之三等級地震力如表 3-3。

表 3-3 圓筒式碼頭性能設計三等級地震力

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

2. 性能等級(可接受標準)

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

表 3-4 圓筒式 B 級碼頭性能可接受標準

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

註：H 為海底面以上板樁之高度。

資料來源：修改自參考文獻[25]

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

3.3 構造物系統規劃

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

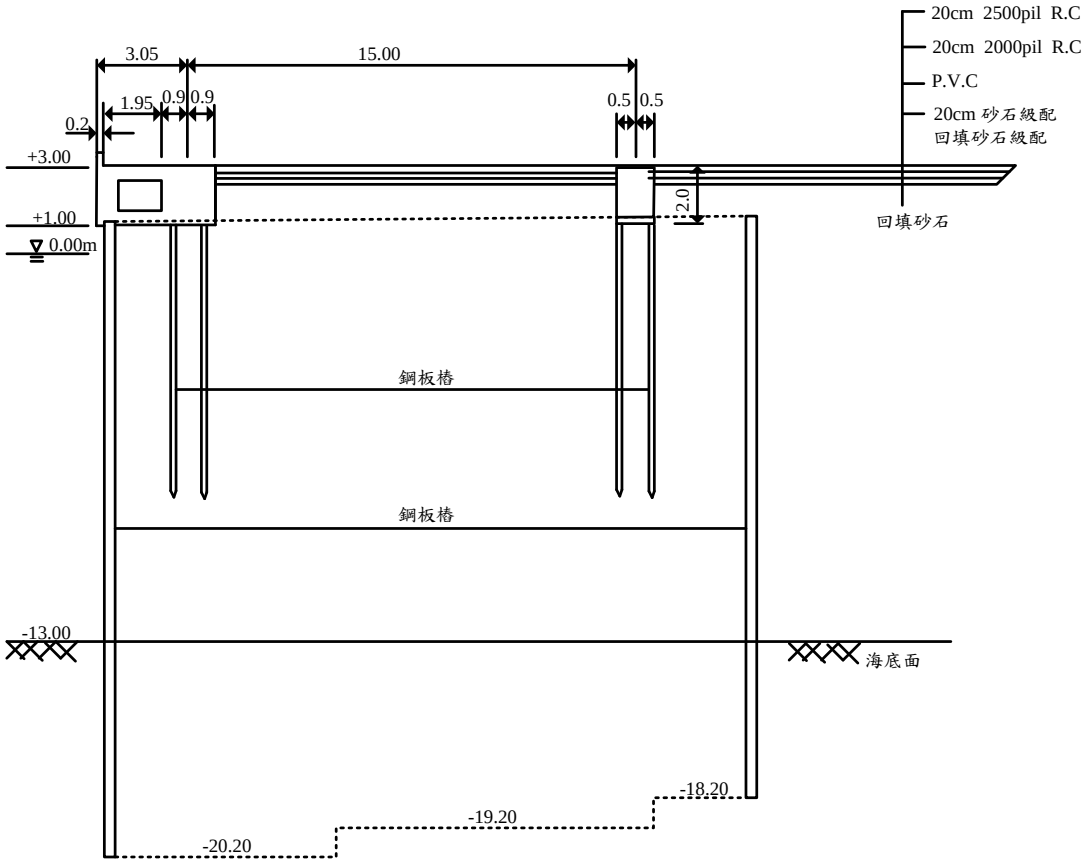


圖 3.1 圓筒式碼頭標準斷面圖

3.4 土壤液化評估

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

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

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

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

表 3-5 圓筒式碼頭工址土層鑽探資料表

鑽孔編碼：W24-20
計劃名稱：基隆港務局中油突堤碼頭擴建鑽探基隆港
鑽孔編號：H-20　　X座標：324861.0　　鑽孔傾角：90
提供單位：基隆港務局　　Y座標：2,783,033　　鑽孔孔徑：0　cm
鑽探公司：台灣探勘工程股份有限公司　　Z座標：-16.3　m　　鑽孔深度：22　m
試驗公司：台灣探勘工程股份有限公司　　水位計：　(1.觀測井　2.水壓計)
鑽探日期：1967/11/26　　埋設深度：0　m

地下水位深度：0　m
日期：1967/11/26

深度 (m)	土壤岩層說明	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 Gs	孔隙比 e
1.85	灰色細砂及沉泥質砂含貝屑		0		9	20-1	0	81	19	0	13.3	0.0	0.0	2.71	1.87	0.64
3.85	灰色細砂及沉泥質砂含貝屑		0		11	20-2	0	86	14	0	20.8	0.0	0.0	2.71	1.92	0.7
5.85	灰色細砂及沉泥質砂含貝屑		0		13	20-3	0	72	28	0	20.4	0.0	0.0	2.71	2.02	0.61
7.85	灰色細砂及沉泥質砂含貝屑		0		13	20-4	0	58	42	0	24.6	0.0	0.0	2.72	1.89	0.77
9.85	灰色細砂	SM	0	0	18	20-5	0	63	37	0	23.1	0.0	0.0	2.7	1.93	0.72
11.85	灰色細砂	SM	0	0	28	20-6	0	67	33	0	20.3	0.0	0.0	2.71	1.84	0.77
13.85	灰色細砂	SM	0	0	31	20-7	0	75	25	0	21.2	0.0	0.0	2.7	1.91	0.72
15.85	灰色沉泥質砂及細砂		0	0	35	20-8	0	73	27	0	21.6	0.0	0.0	2.71	1.96	0.69
17.85	灰色沉泥質砂及細砂		0	0	39	20-9	0	70	30	0	20.4	0.0	0.0	2.71	2.04	0.59
19.85	灰色沉泥質砂及細砂		0	0	41	20-10	0	74	26	0	20.5	0.0	0.0	2.72	2.01	0.62
21.85	灰色沉泥質砂及細砂		0	0	43	20-11	0	84	16	0	20.2	0.0	0.0	2.71	1.98	0.65
22.0																

表 3-6 圓筒式碼頭等級 I 地震土壤液化潛能評估結果

孔號：W24-20	地下水位=GL-2.27			地震規模=7.3							PGA=0.074					
深度 (m)	土壤類別	γt (t/m³)	σ'v (t/m²)	σv (t/m²)	N	有效覆土 Cn	地震規模修正 MSF	α	β	N1	<#200	應力折減係數 γd	CSR (1)	$CRR_{7.5}$ (2)	CRR_M (3)	F_L (3)/(1)
5.0	SM	1.8	7.3	10.0	12	1.17	1.07	0.00	1.00	12	0.0	0.84	0.06	0.13	0.14	2.19
10.0	SM	1.8	12.3	20.0	12	0.90	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.68	0.07	0.12	0.12	1.74
13.0	SM	1.8	15.3	26.0	12	0.81	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.56	0.07	0.11	0.12	1.73
17.0	SM	1.8	19.3	34.0	14	0.72	1.07	3.61	1.08	15	20.0	0.52	0.06	0.16	0.17	2.76
20.0	SM	1.8	22.3	40.0	14	0.67	1.07	5.00	1.20	16	40.0	0.50	0.05	0.17	0.19	3.40
23.0	SM	1.8	25.3	46.0	14	0.63	1.07	5.00	1.20	16	35.0	0.48	0.05	0.17	0.18	3.52

表 3-7 圓筒式碼頭等級 II 地震土壤液化潛能評估結果

孔號：W24-20	地下水位=GL-2.27			地震規模=7.3							PGA=0.24					
深度 (m)	土壤類別	γt (t/m³)	σ'v (t/m²)	σv (t/m²)	N	有效覆土 Cn	地震規模修正 MSF	α	β	N1	<#200	應力折減係數 γd	CSR (1)	$CRR_{7.5}$ (2)	CRR_M (3)	F_L (3)/(1)
5.0	SM	1.8	7.3	10.0	12	1.17	1.07	0.00	1.00	12	0.0	0.84	0.21	0.13	0.14	0.68
10.0	SM	1.8	12.3	20.0	12	0.90	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.68	0.23	0.12	0.12	0.54
13.0	SM	1.8	15.3	26.0	12	0.81	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.56	0.22	0.11	0.12	0.53
17.0	SM	1.8	19.3	34.0	14	0.72	1.07	3.61	1.08	15	20.0	0.52	0.19	0.16	0.17	0.85
20.0	SM	1.8	22.3	40.0	14	0.67	1.07	5.00	1.20	16	40.0	0.50	0.18	0.17	0.19	1.05
23.0	SM	1.8	25.3	46.0	14	0.63	1.07	5.00	1.20	16	35.0	0.48	0.16	0.17	0.18	1.08

表 3-8 圓筒式碼頭等級 III 地震土壤液化潛能評估結果

孔號：W24-20	地下水位=GL-2.27			地震規模=7.3							PGA=0.32					
深度 (m)	土壤類別	γt (t/m³)	σ'v (t/m²)	σv (t/m²)	N	有效覆土 Cn	地震規模修正 MSF	α	β	N1	<#200	應力折減係數 γd	CSR (1)	$CRR_{7.5}$ (2)	CRR_M (3)	F_L (3)/(1)
5.0	SM	1.8	7.3	10.0	12	1.17	1.07	0.00	1.00	12	0.0	0.84	0.28	0.13	0.14	0.51
10.0	SM	1.8	12.3	20.0	12	0.90	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.68	0.31	0.12	0.12	0.40
13.0	SM	1.8	15.3	26.0	12	0.81	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.56	0.30	0.11	0.12	0.40
17.0	SM	1.8	19.3	34.0	14	0.72	1.07	3.61	1.08	15	20.0	0.52	0.26	0.16	0.17	0.64
20.0	SM	1.8	22.3	40.0	14	0.67	1.07	5.00	1.20	16	40.0	0.50	0.24	0.17	0.19	0.79
23.0	SM	1.8	25.3	46.0	14	0.63	1.07	5.00	1.20	16	35.0	0.48	0.22	0.17	0.18	0.81

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

3.5 初步設計

3.5.1 地震力係數計算

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

1.水平地震力係數

水平地震力係數公式如下所示：

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

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

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

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

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

此時之 K_h 即為 2.4.1 節所描述之有效震度係數 K_e 。

2.垂直地震力係數

工址無近斷層效應，故垂直地震力係數為水平地震力係數的二分之一倍，計算可得：

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

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

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

3.5.2 碼頭設計斷面與參數表

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

表 3-9 圓筒式碼頭設計參數表

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

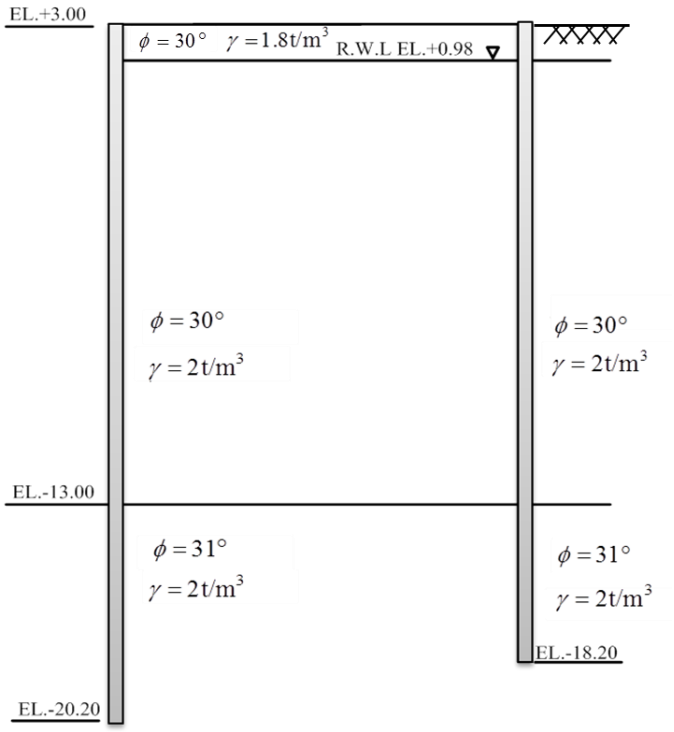


圖 3.2 圓筒式碼頭土壤性質分布圖

3.5.3 安全性檢核

依照 2.4.1 節之步驟進行簡化分析

1.給定設計震度係數

由上小節可知等級 I 設計震度係數為 0.074。

2.換算壁體寬度

示範設計例平面形狀幾何關係如圖 3.3 所示，相關參數如表 3-10。

表 3-10 圓筒式碼頭換算壁體寬度參數表

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

經由下列公式求得換算壁體寬度：

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

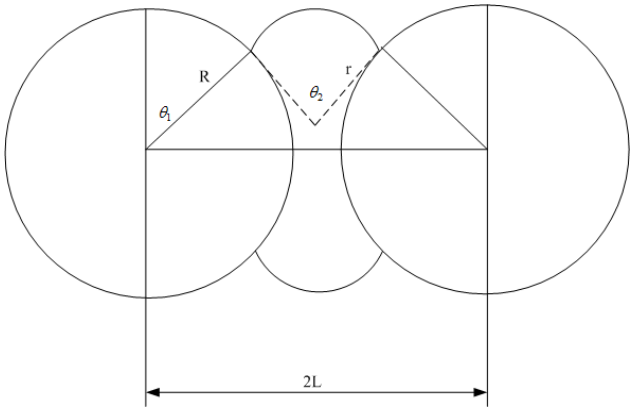


圖 3.3 圓筒平面形狀示意圖

3.內填料換算單位體積重量(γ)及換算壁高(H_0)

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

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

4.換算壁高(H_s)

換算壁高H_s可依下式計算：

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

5.計算殘留水位 $R.W.L.$

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

6.計算地震時主動土壓力 P_{AE}

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

表 3-11　圓筒式碼頭之各土層主動土壓力係數

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

表 3-12　圓筒式碼頭之各土層主動土壓力

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

註：*代表土壤在水中之單位重

7.計算地震時之動態水壓合力 P_{DW}

動態水壓力計算結果如表 3-13 所示。

表 3-13　圓筒式碼頭地震時之動態水壓力

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

8.計算殘留水壓合力 P_{RW}

殘留水壓合力結果如表 3-14 所示。

表 3-14　圓筒式碼頭殘留水壓力

殘留水壓力(t/m)	殘留水壓力作用位置(m)
14.9	E.L.-6.4

9.圓筒壁體剪力變形檢核

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

表 3-15　圓筒式碼頭等級 I 地震圓筒壁體剪力變形檢核

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

10. 板樁入土長度檢核

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

表 3-16　圓筒式碼頭等級 I 地震板樁入土長度檢核

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

11.板樁拉力檢核

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

$$T = [(\gamma \cdot H_0 + w)K_i + \gamma_w \cdot h_w]R$$
$$= [(1 \cdot 17.19 + 1.5) \times 0.6 + 1.03 \cdot 0.98] \times 12.36 = 151.1\text{t/m}$$

板樁拉力 $151.1\text{t/m} < 200\text{t/m}$ (通過)

12.圓筒壁體安定檢核

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

表 3-17　圓筒式碼頭等級 I 地震圓筒壁體安定檢核

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

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

3.6 驗證分析

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

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

3.6.1 等級 I 地震性能驗證檢核

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

1.分析結果

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

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

2.性能規定驗證

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

表 3-18 圓筒式碼頭等級 I 地震時之性能規定檢核

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

註：H 為海底面以上板樁之高度。

資料來源：修改自參考文獻[25]

3.6.2 等級 II 地震性能驗證檢核

1.人造地震

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

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

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

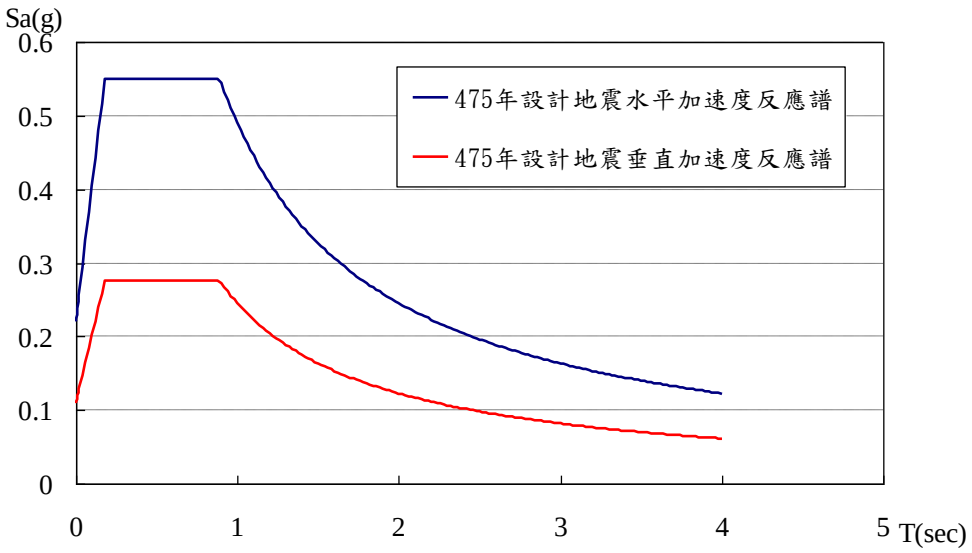


圖 3.4 圓筒式碼頭等級 II 地震之設計反應譜

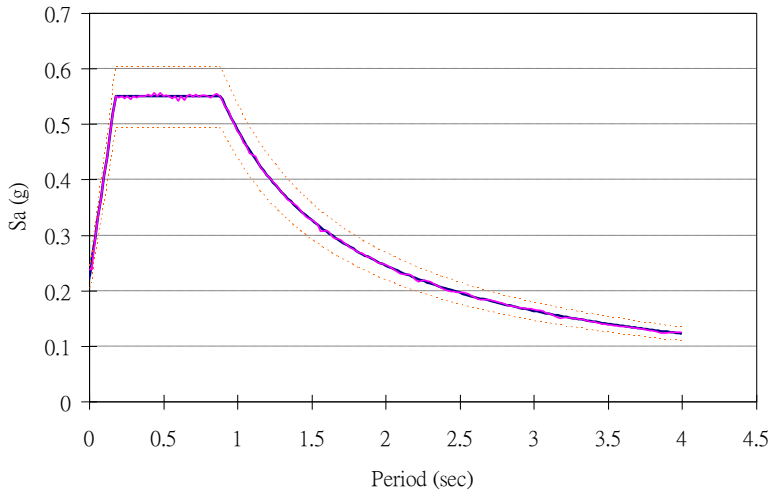


圖 3.5 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震反應譜

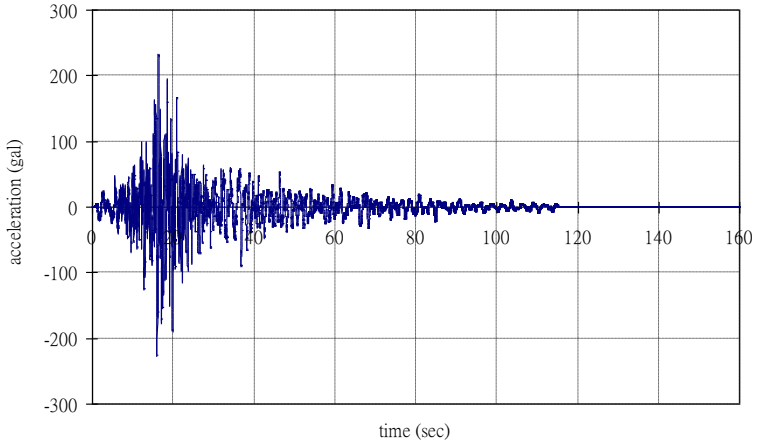


圖 3.6 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時

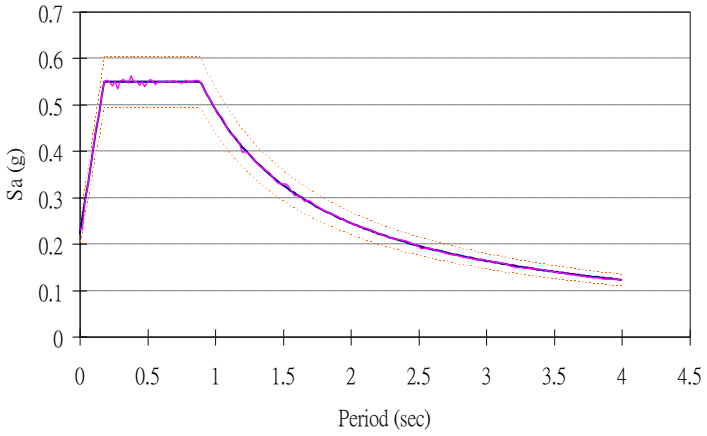


圖 3.7 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震反應譜

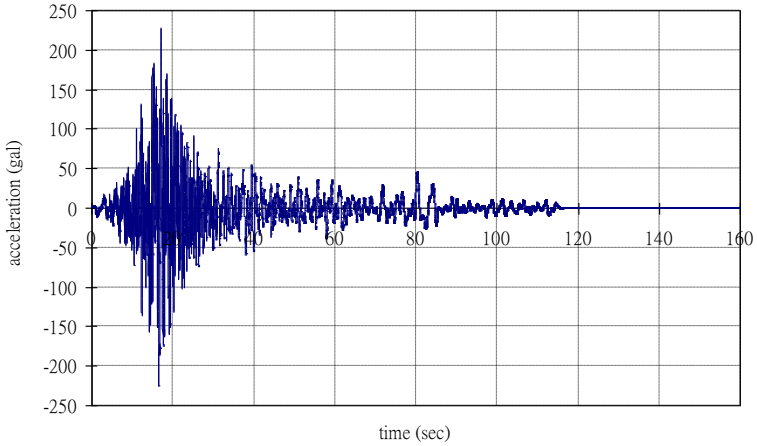


圖 3.8 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時

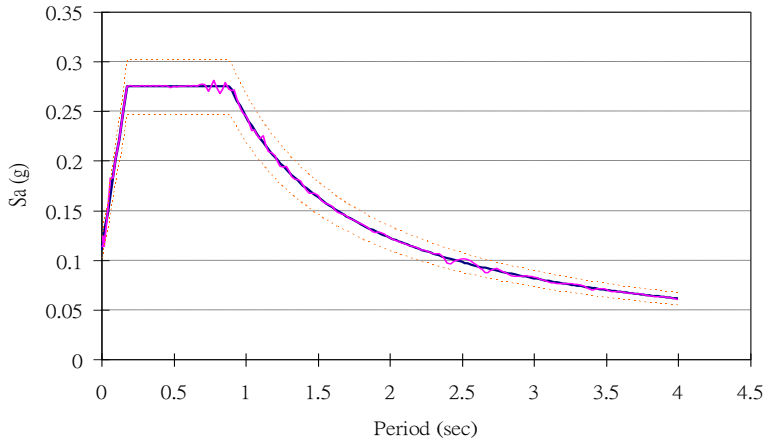


圖 3.9 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜

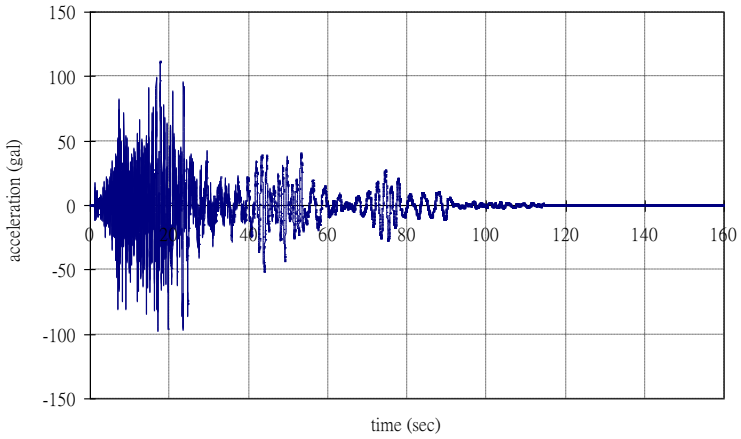


圖 3.10 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時

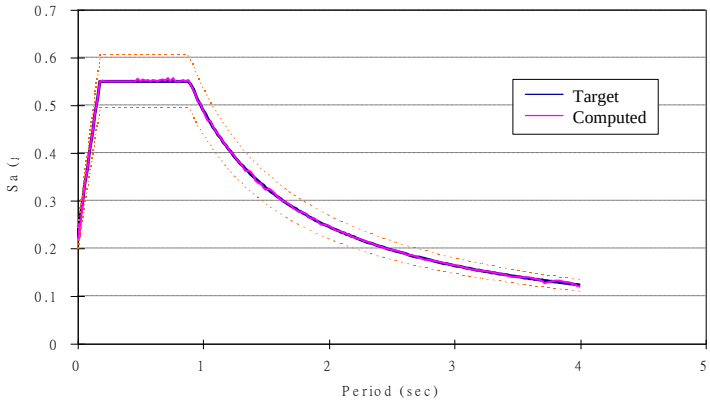


圖 3.11 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震反應譜

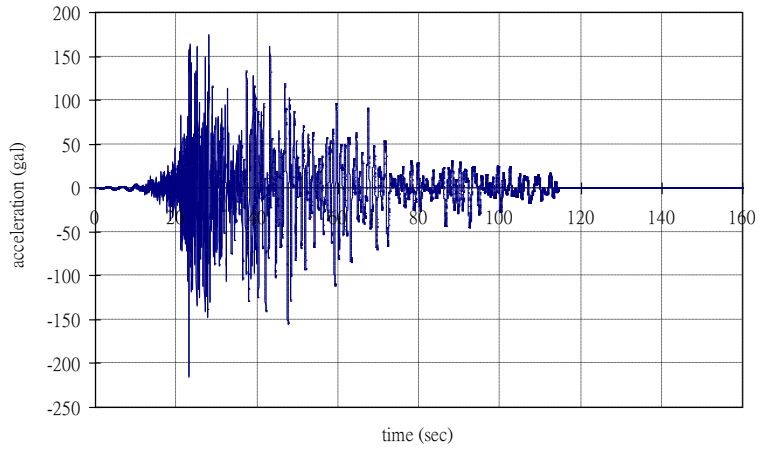


圖 3.12 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時

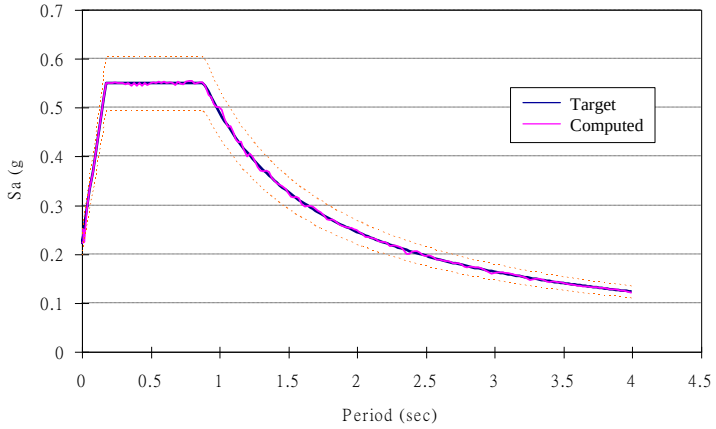


圖 3.13 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震反應譜

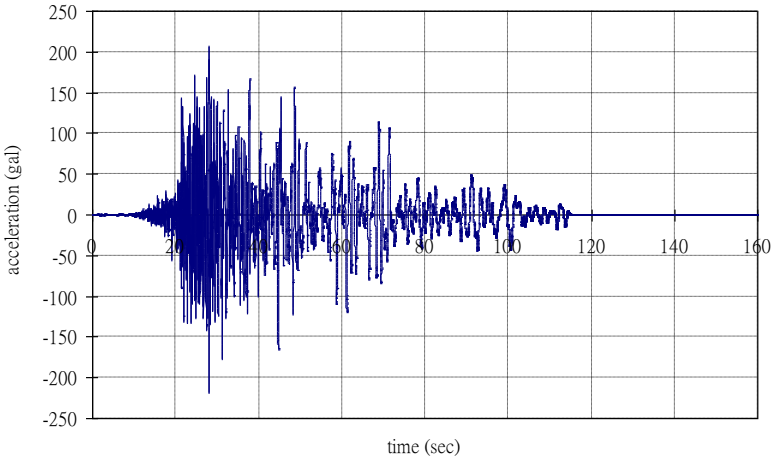


圖 3.14 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時

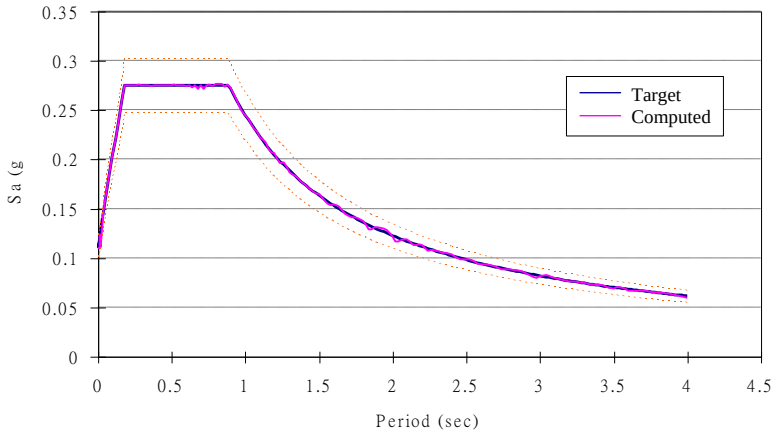


圖 3.15 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜

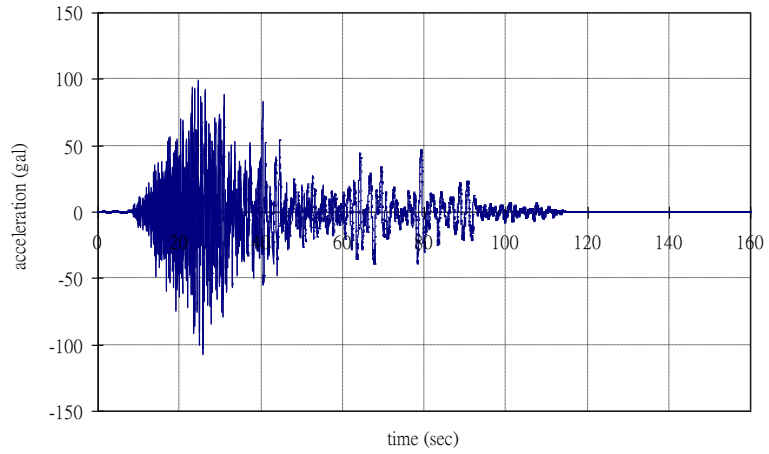


圖 3.16 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時

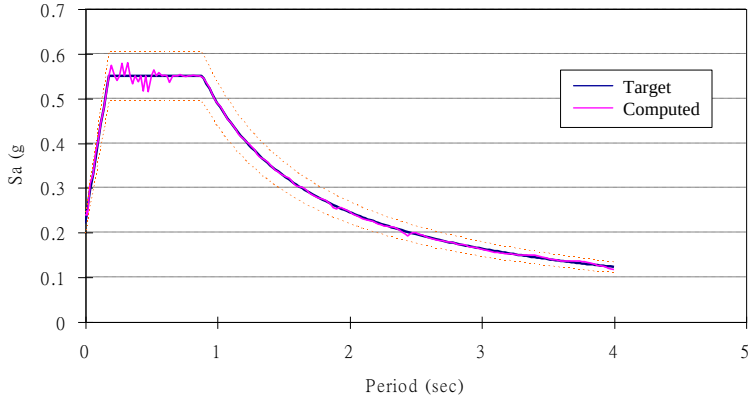


圖 3.17 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震反應譜

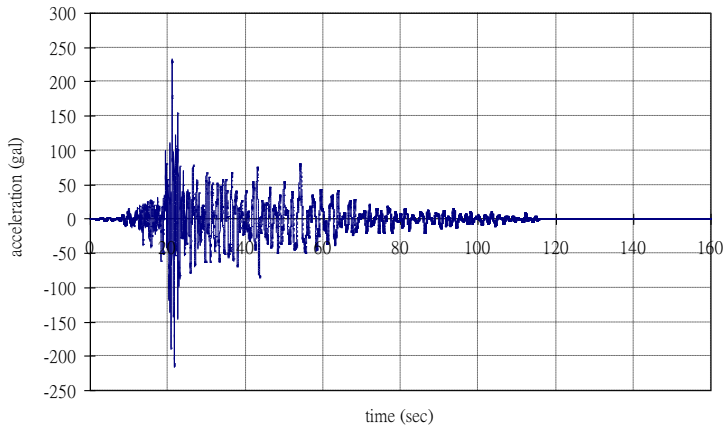


圖 3.18 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時

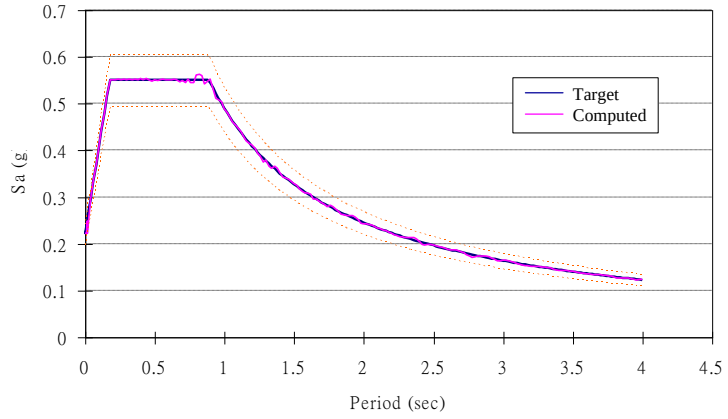


圖 3.19 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震反應譜

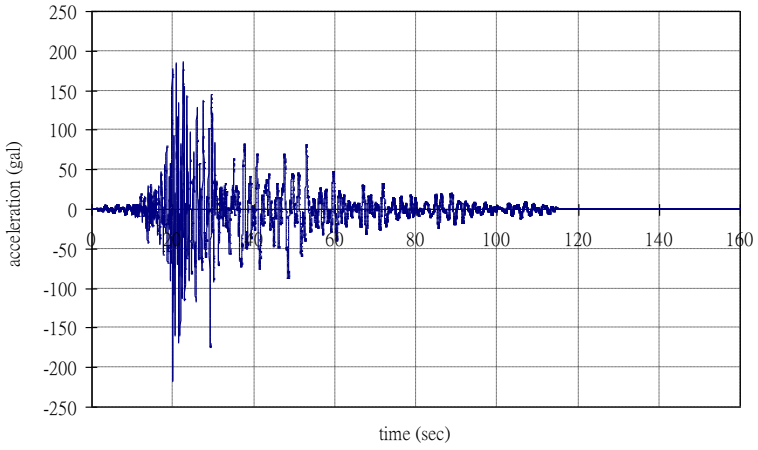


圖 3.20 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時

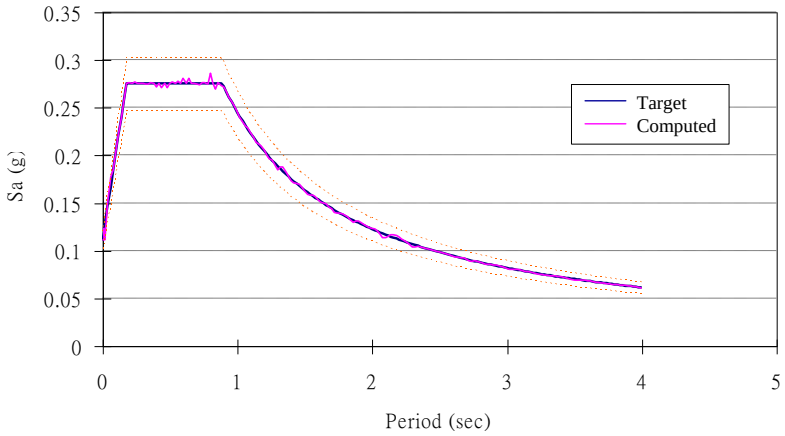


圖 3.21 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜

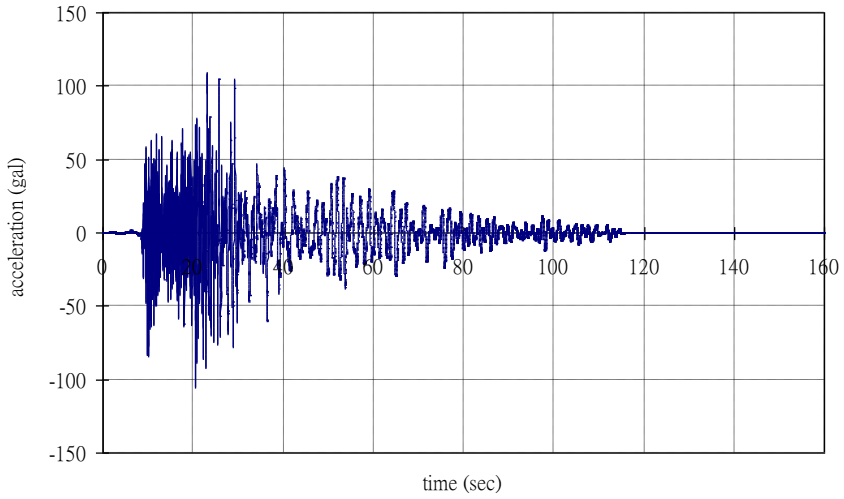


圖 3.22 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時

2.分析方法

簡化動力分析

本研究案例之簡化動力分析依據2.4.2節之簡易滑動塊體法來分析剛性塊體在於水平地表運動過程期間所導致的總滑移量。滑動塊法分析為求取圓筒式碼頭在實際地震作用下的受震反應，分析時需找出圓筒式碼頭之臨界加速度值，將超過臨界加速度值之部分，再經由二次積分，方可得知結果。滑動塊分析時，考慮圓筒式碼頭的座落方向，選擇影響程度最劇的地動分量之地震歷時進行輸入。

分析步驟：

(1)計算臨界滑動加速度

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

表 3-19 圓筒式碼頭等級 II 地震臨界加速度計算參數

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

(2)計算塊體滑移量

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

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

表 3-20 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析

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

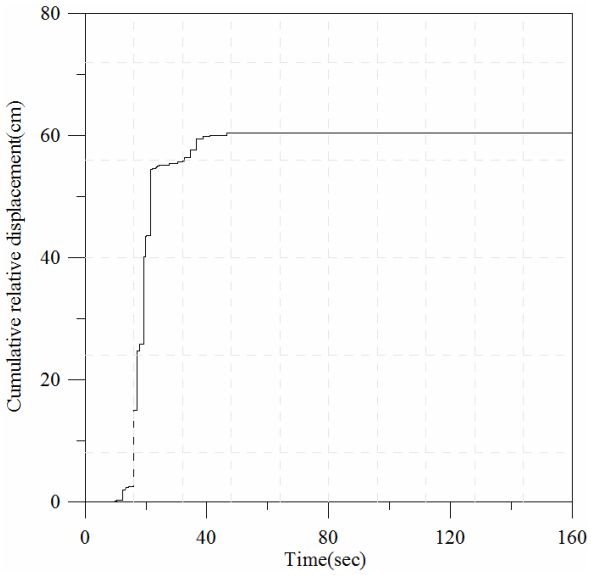


圖 3.23 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移

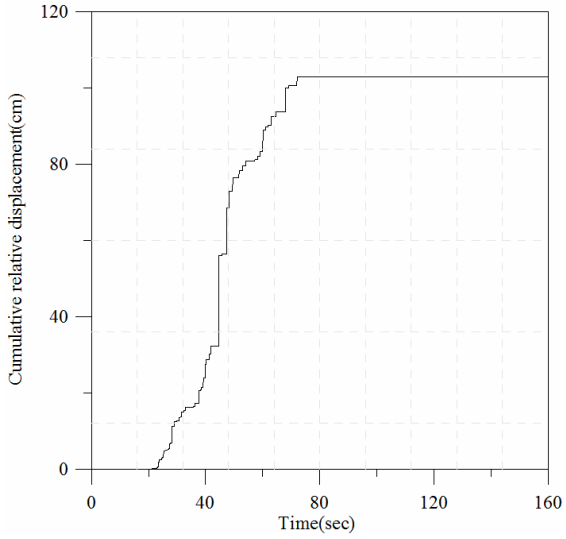


圖 3.24 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移

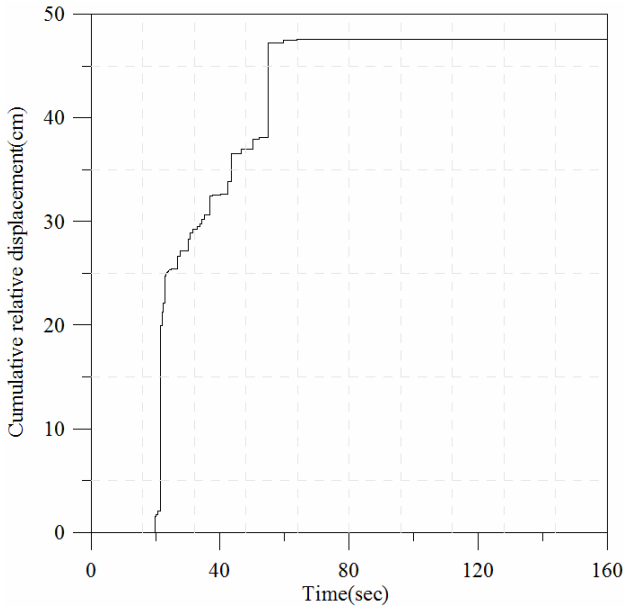


圖 3.25 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移

動力分析

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

(1)幾何形狀

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

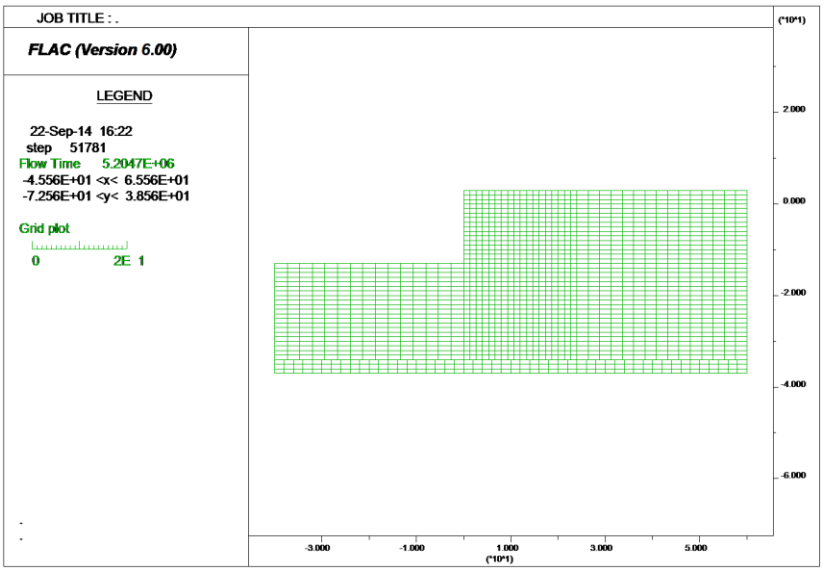


圖 3.26 圓筒式碼頭模型之網格建置

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

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

(2)材料參數

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

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

$$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)} \quad \text{..... (3-2)}$$

$$B = \frac{E}{3(1-2\upsilon)} \quad \text{..... (3-3)}$$

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

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

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

表 3-22 摩擦角選用參考

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

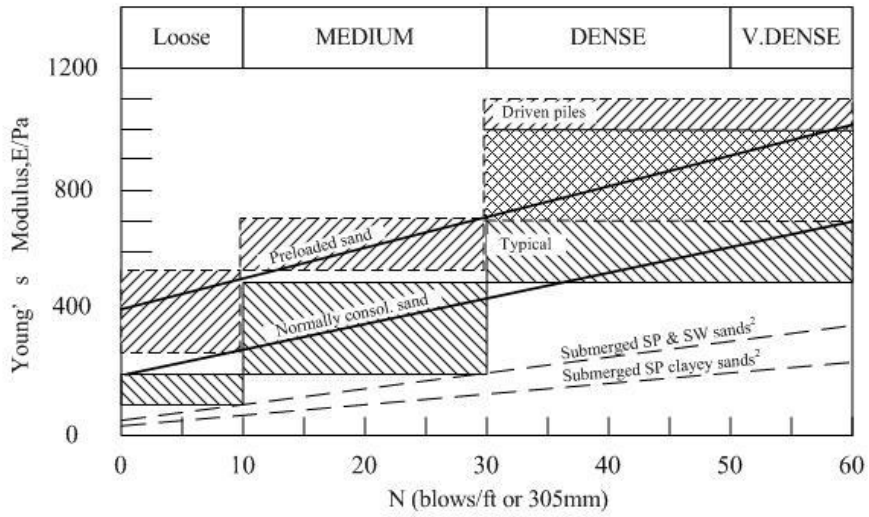
表 3-23 土壤滲透係數（Das, 2010）

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

表 3-24 圓筒式碼頭材料參數表

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

E/Pa ≈ 5 N (sands with fines)　　E/Pa ≈ 10 N (clean NC sands)



Comparative Plot of Drained Modulus Correlations for Sand

Source：Callanan and Kulhawy

圖 3.27 楊氏模數與標準貫入試驗值之關係

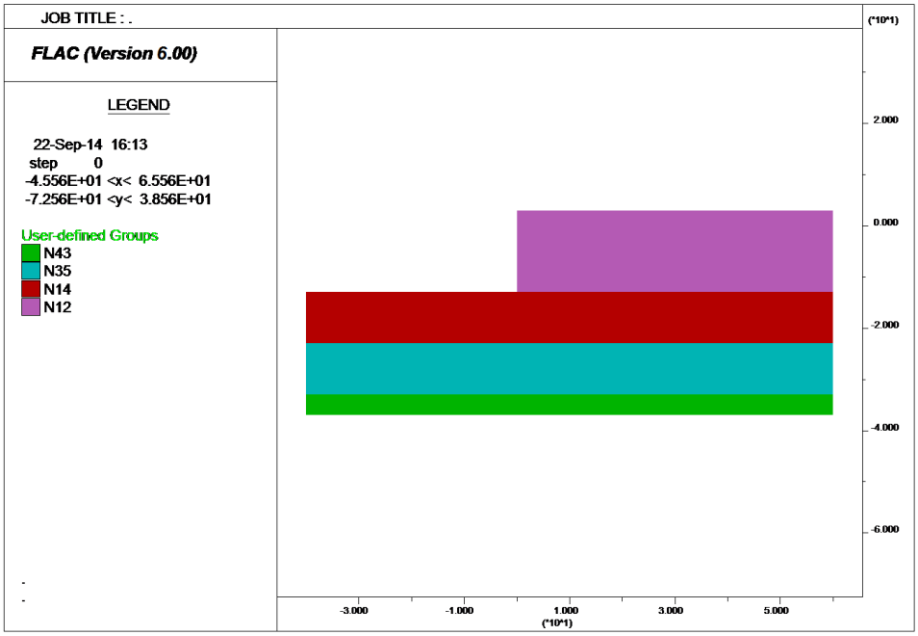


圖 3.28 圓筒式碼頭模型之材料參數

(3)邊界條件

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

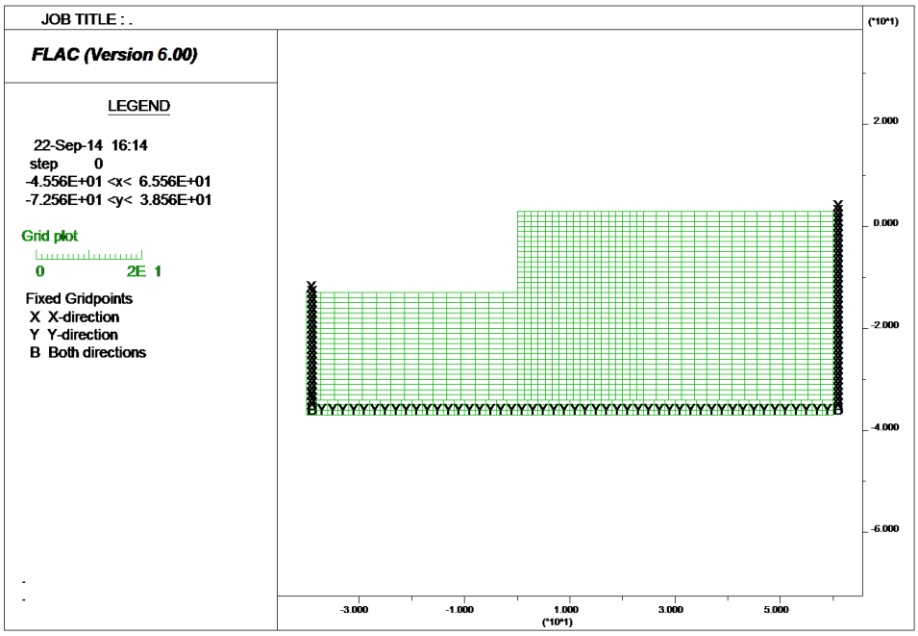


圖 3.29 圓筒式碼頭模型之邊界條件

(4)結構元素與界面元素並達重力平衡

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

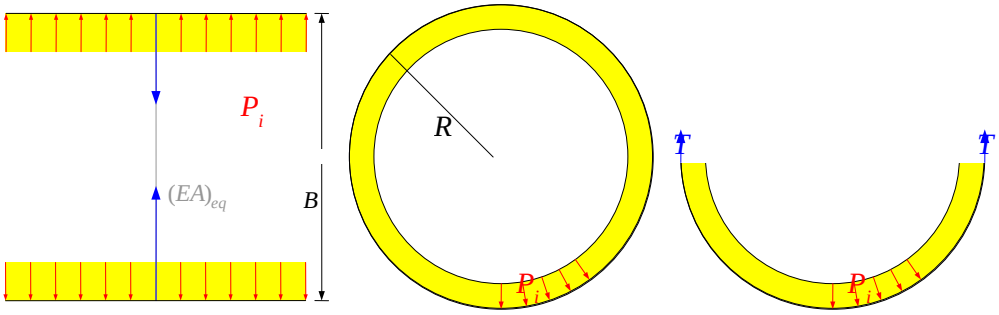


圖 3.30 圓筒式碼頭平面分析示意圖

而等值拉桿的等效軸力剛度參考公式(3-4)：

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

其中，A 為板樁垂直斷面積；E 為板樁楊氏模數；t 為板樁厚度；h 為等效拉桿垂直間距；B 為換算寬度；R 為圓筒半徑。本案例垂直間距為 2 公尺，經過計算之等效軸力剛度為 $3.7\times10^6 kN/m$，板樁長 21.2 公尺，因此等效拉桿設置數量為 11 根，如圖 3.31 所示。

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

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

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

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

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

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

表 3-25　圓筒式碼頭結構元素參數

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

表 3-26　圓筒式碼頭界面元素參數

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

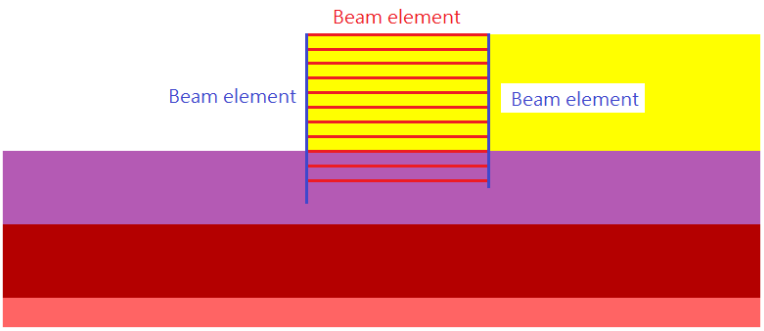


圖 3.31 圓筒式碼頭結構元素與界面元素模型

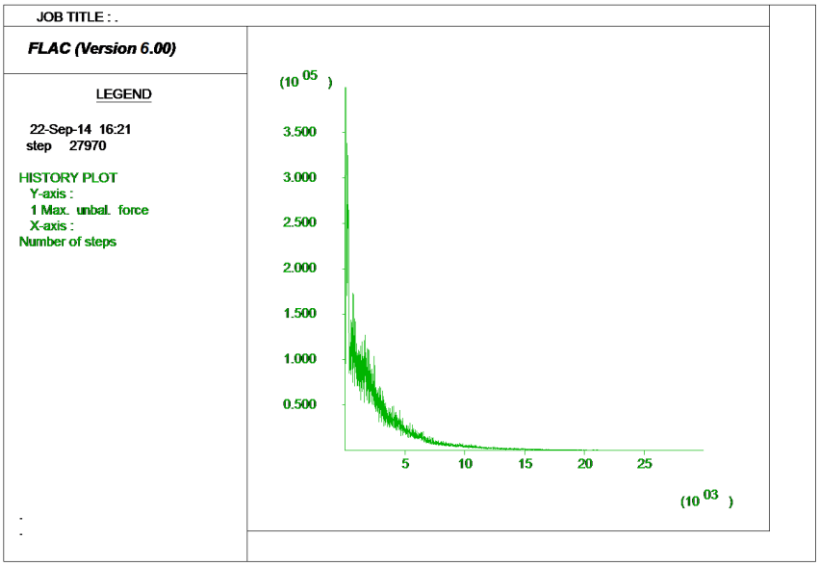


圖 3.32 圓筒式碼頭達重力平衡之不平衡力

(5)海水側向力及力學平衡

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

$$P = \gamma_W H \quad \text{..... (3-6)}$$

其中 P 為壓力，單位 Pa；γ_W 為海水單位重；H 為水深。

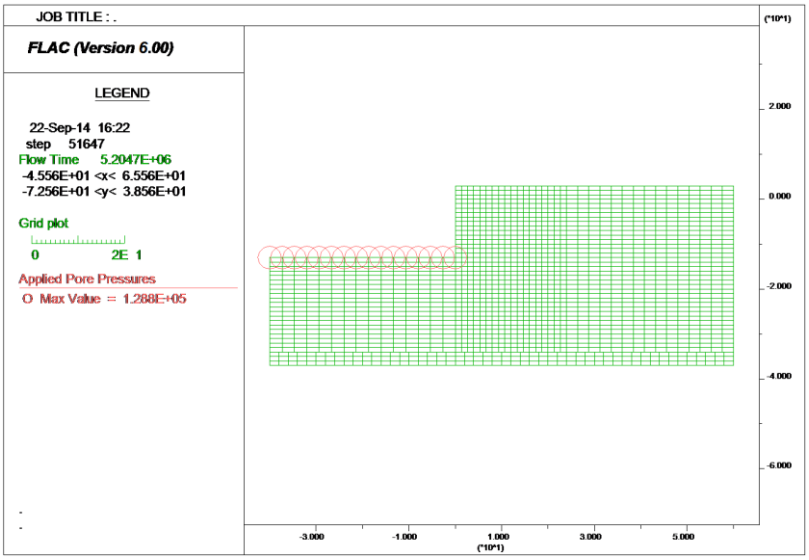


圖 3.33 圓筒式碼頭海水側向力模型建立

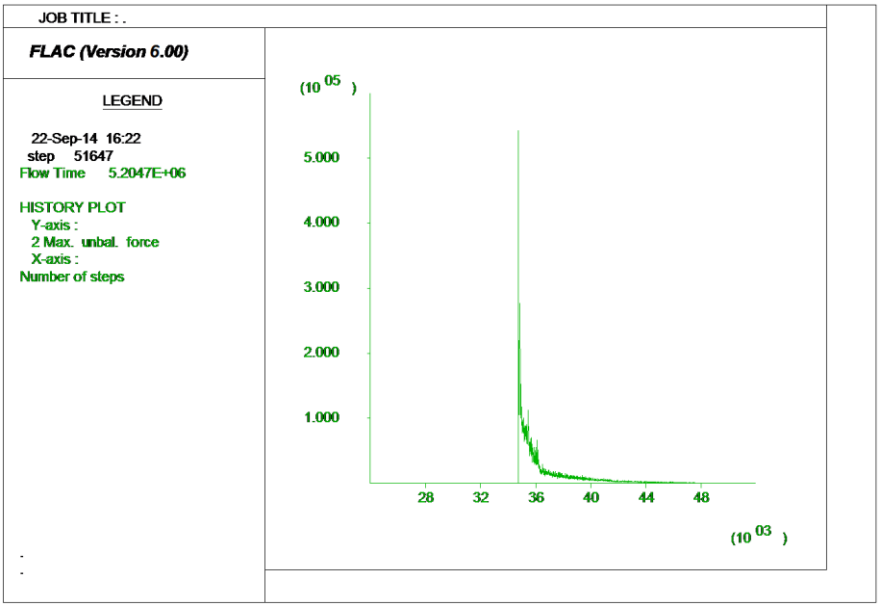


圖 3.34 圓筒式碼頭流體計算達平衡之不平衡力

(6)地下水位面及力學平衡

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

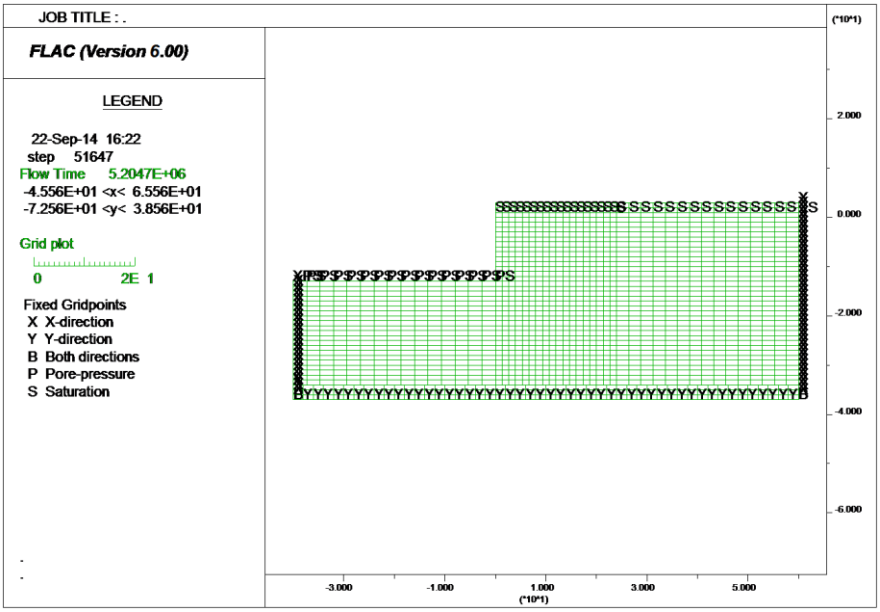


圖 3.35 圓筒式碼頭地下水位面模型建立

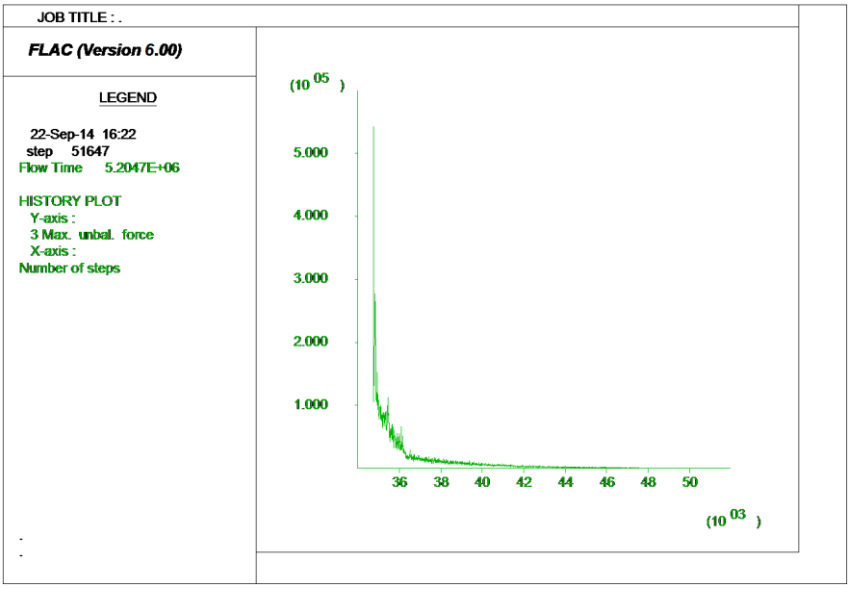


圖 3.36 圓筒式碼頭達力學平衡之不平衡力圖示

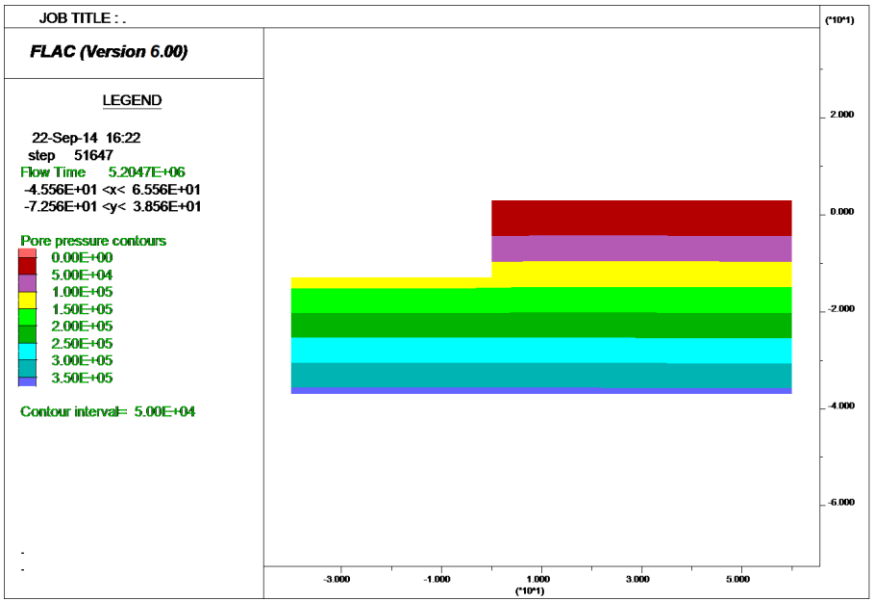


圖 3.37 圓筒式碼頭孔隙水壓之分布圖示

(7)Finn 模式

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

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

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

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

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

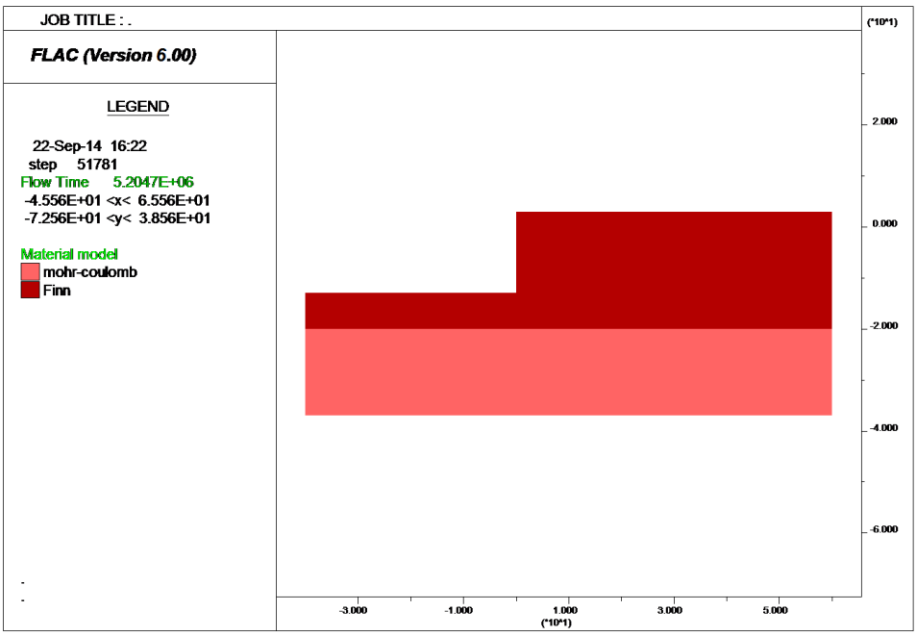


圖 3.38 Finn 模式模型建立

(8)動態邊界條件

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

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

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

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

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

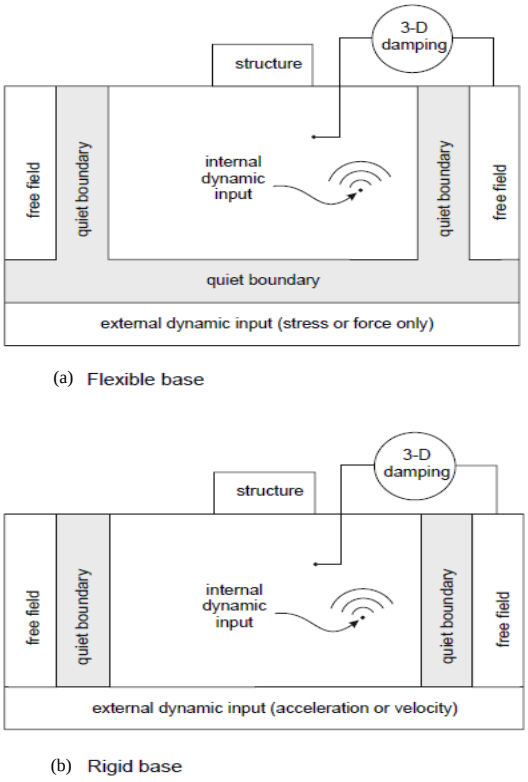


圖 3.39 不同材料之動力荷載輸入及動態邊界選定示意圖

資料來源：參考文獻[39]

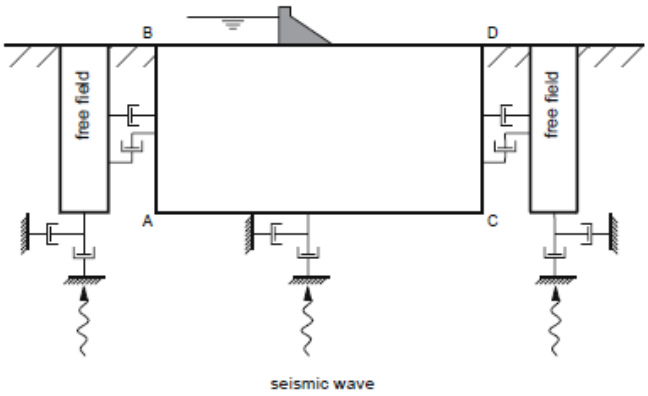


圖 3.40 自由場邊界選用示意圖

資料來源：參考文獻[39]

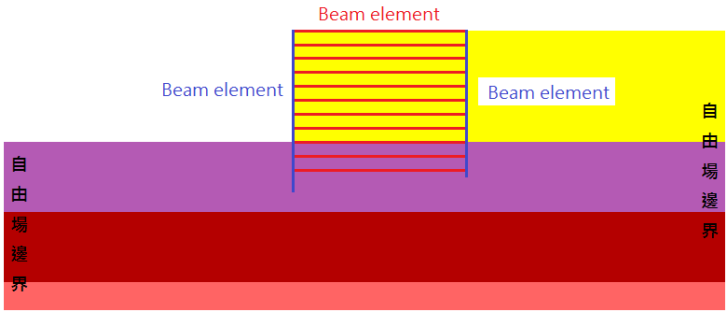


圖 3.41 FLAC 動態邊界條件

(9)阻尼參數

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

$$C = \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K} \quad \text{(3-9)}$$

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

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

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

(10)地震力輸入

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

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

(11)分析結果

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

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

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

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

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

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

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

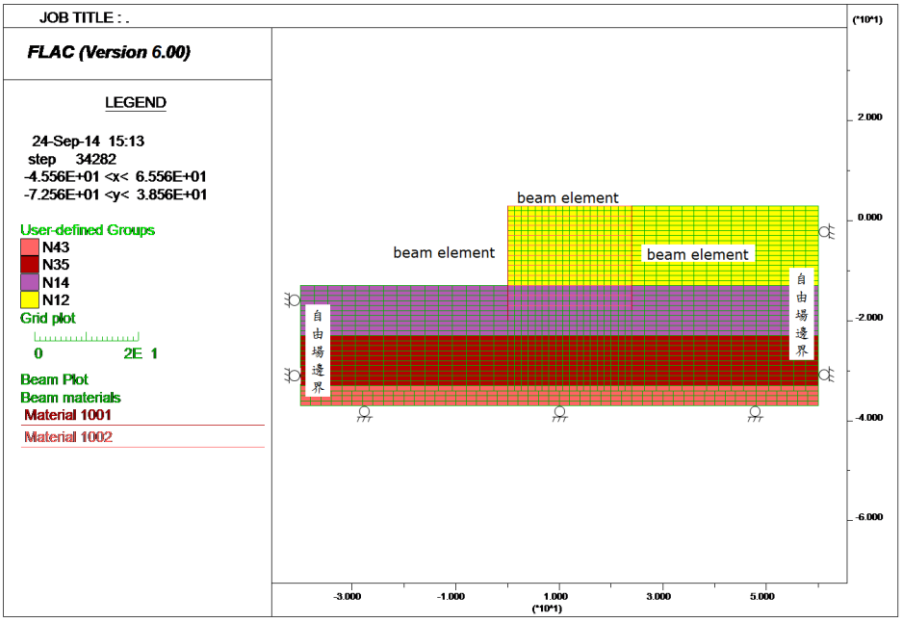


圖 3.42 圓筒式碼頭等級 II 地震動力分析邊界條件與結構元素之設定

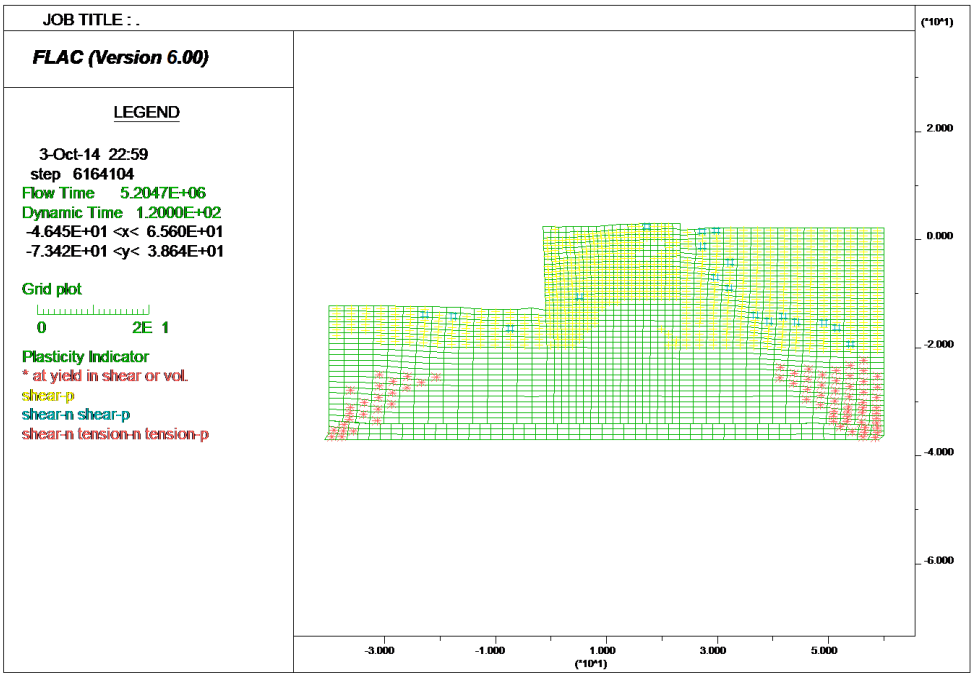


圖 3.43 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組土層之彈塑性破壞結果

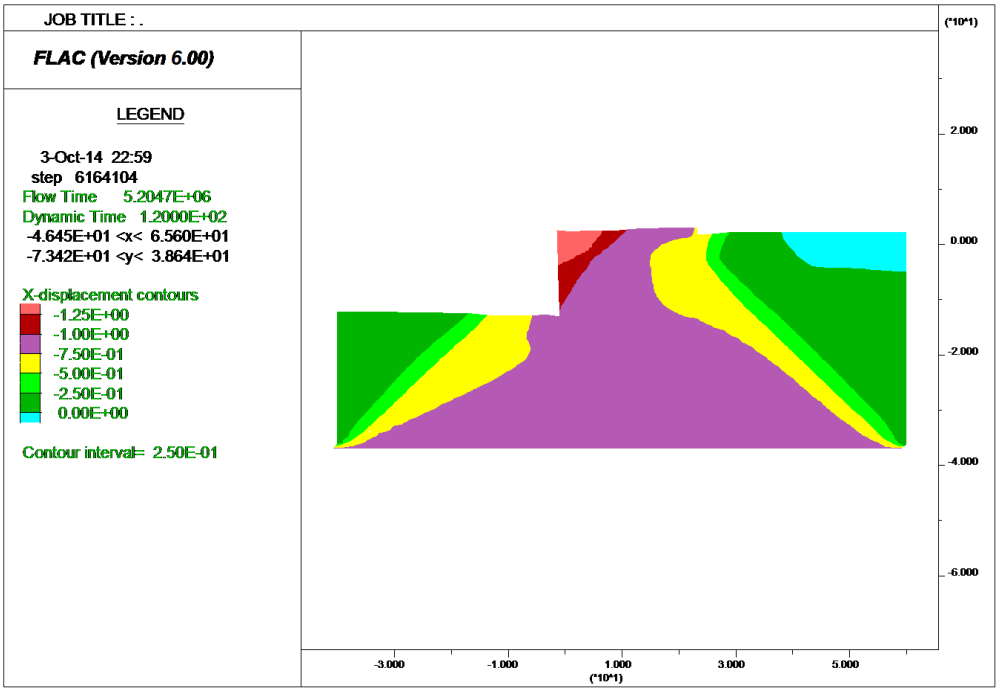


圖 3.44 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組破壞水平位移圖

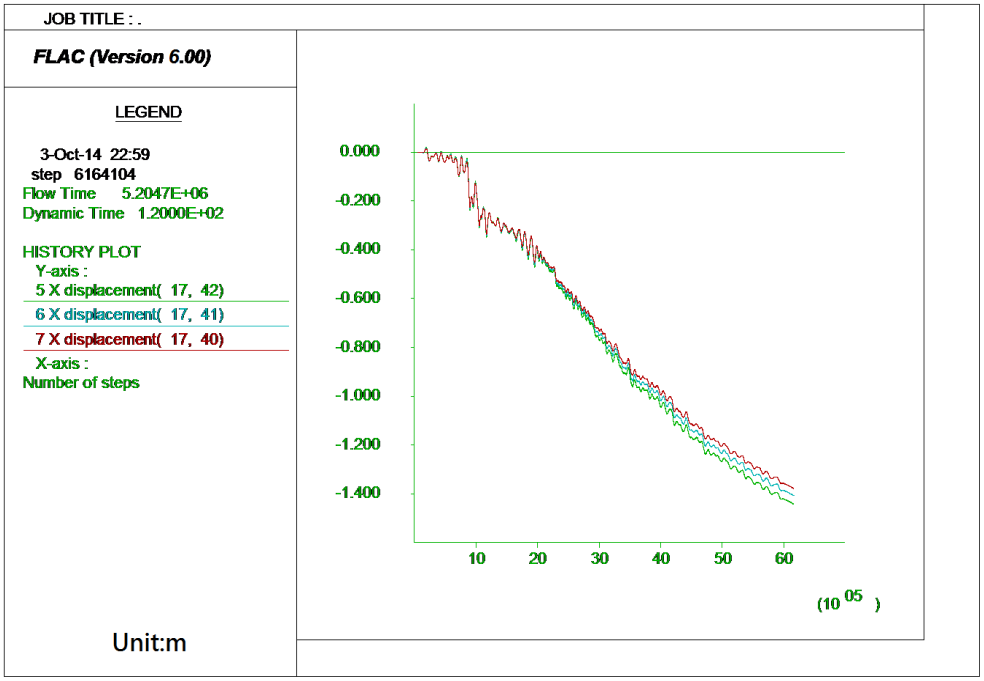


圖 3.45 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測

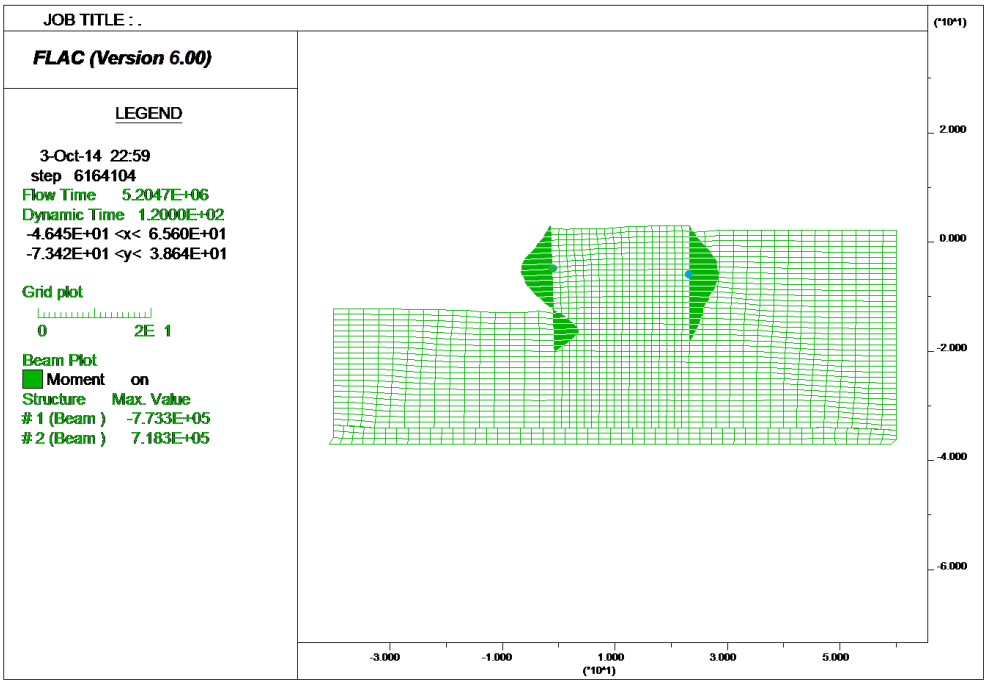


圖 3.46 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組板樁受力彎矩圖

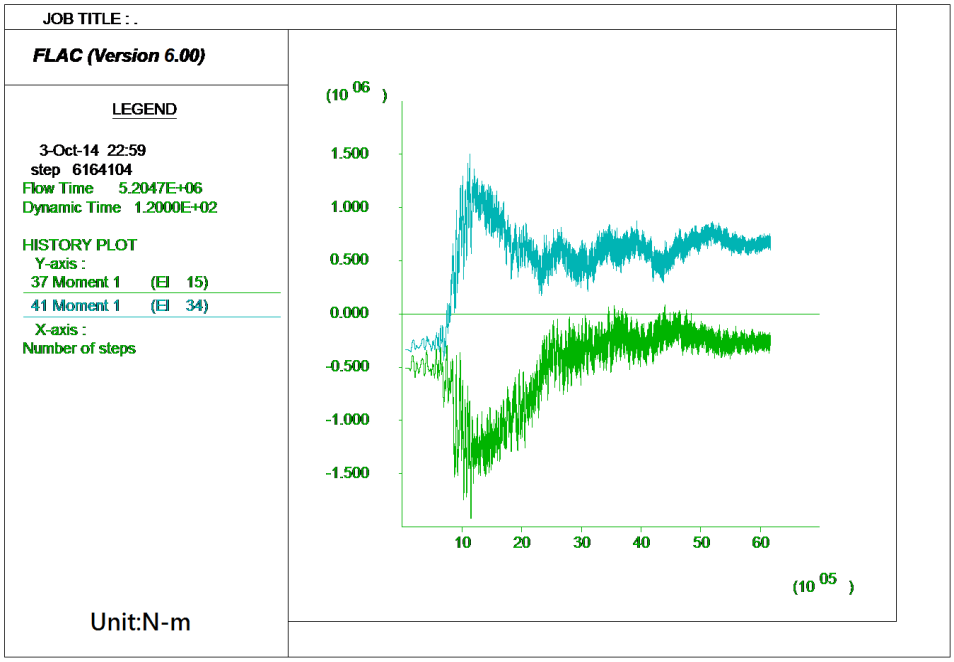


圖 3.47 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

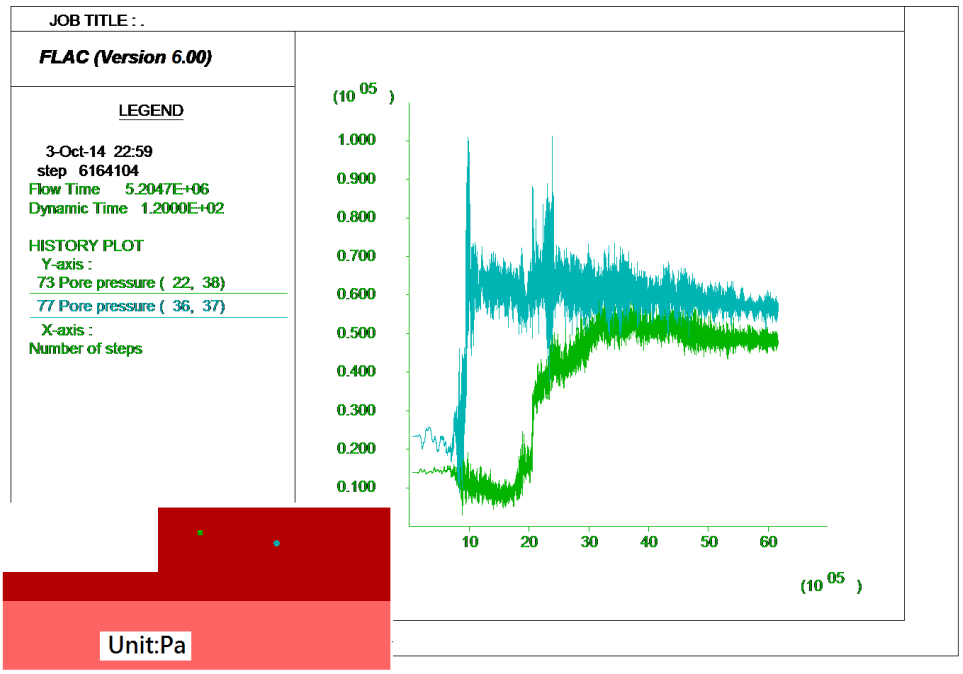


圖 3.48 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組之歷時分析孔隙水壓

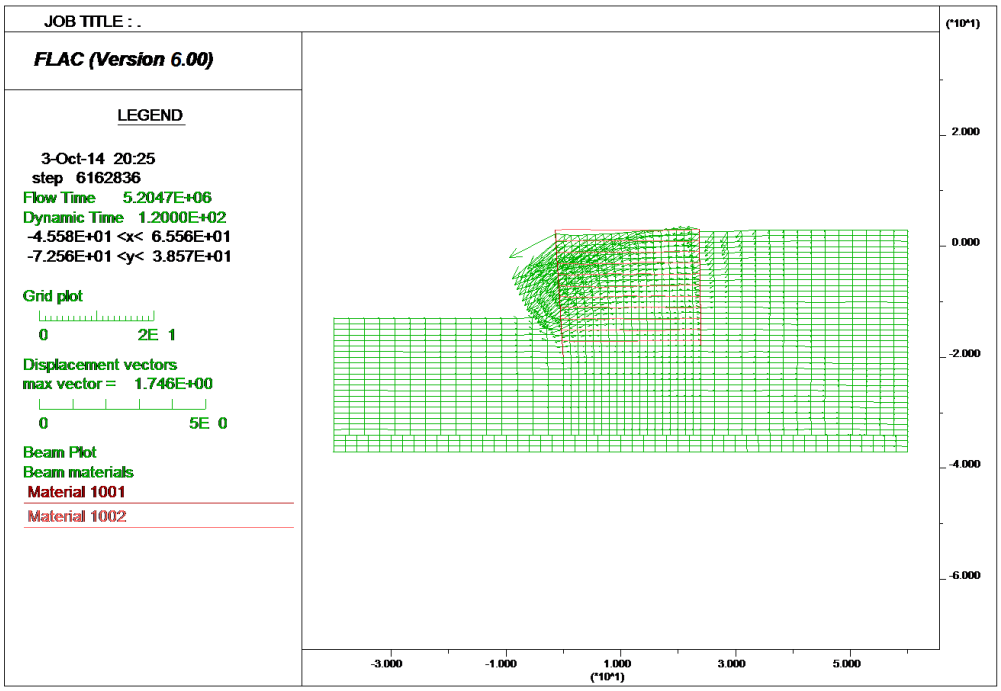


圖 3.49 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析位移情況

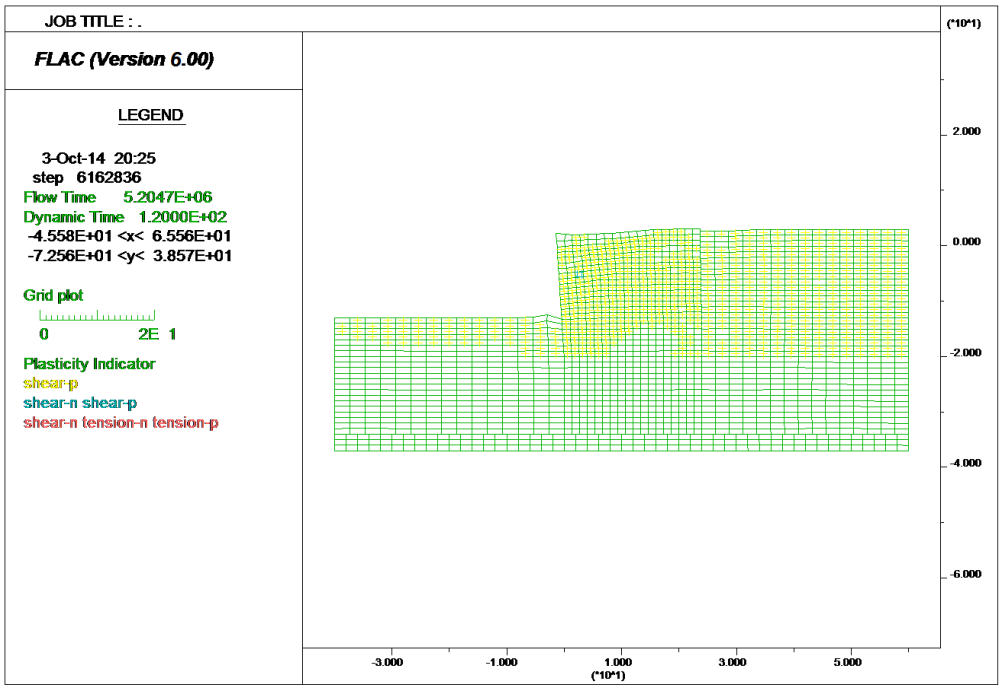


圖 3.50 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組土層之彈塑性破壞結果

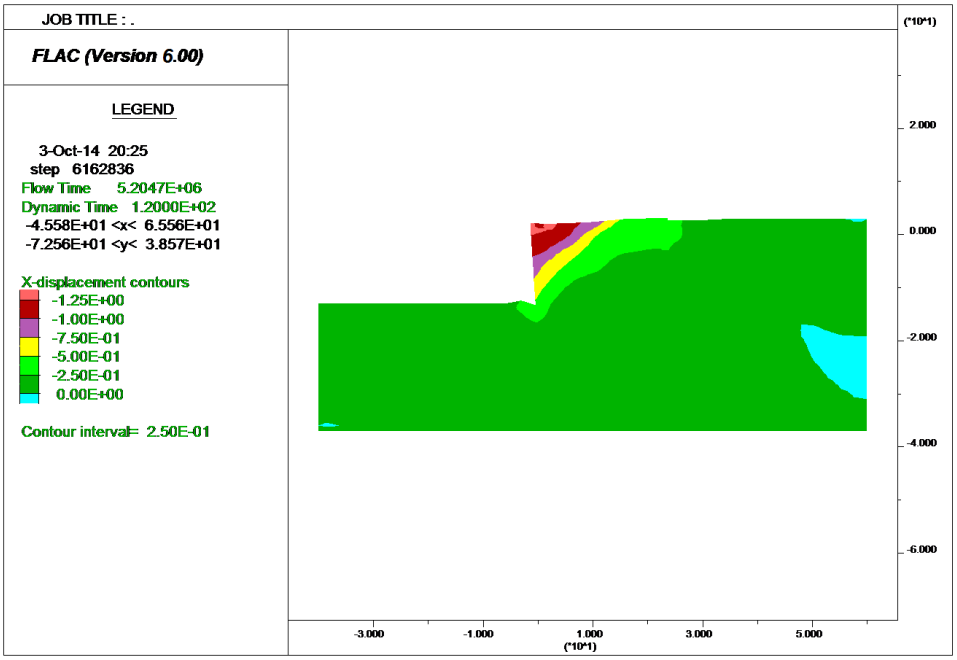


圖 3.51 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組破壞水平位移圖

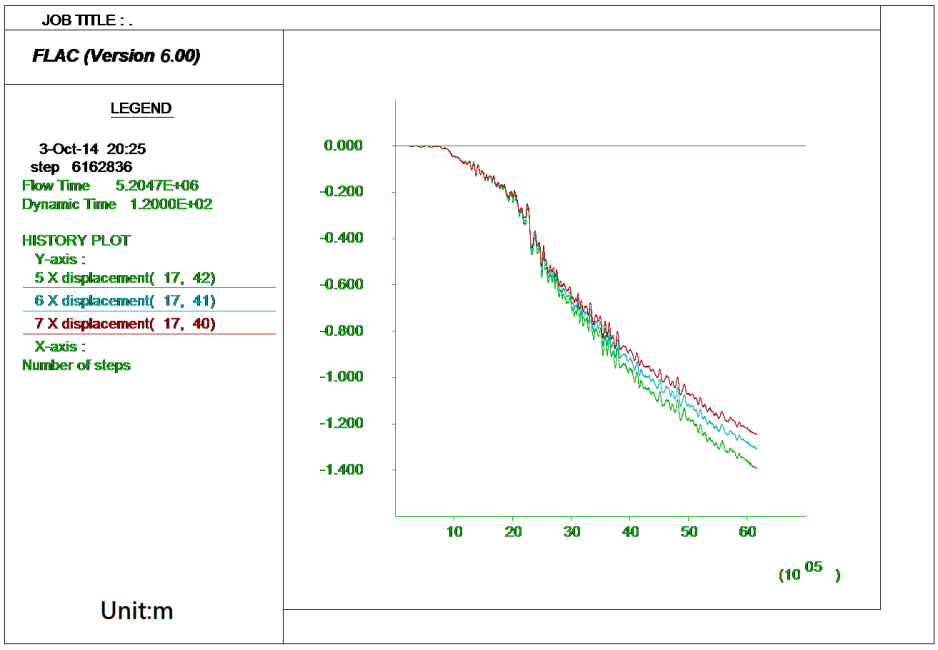


圖 3.52 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測

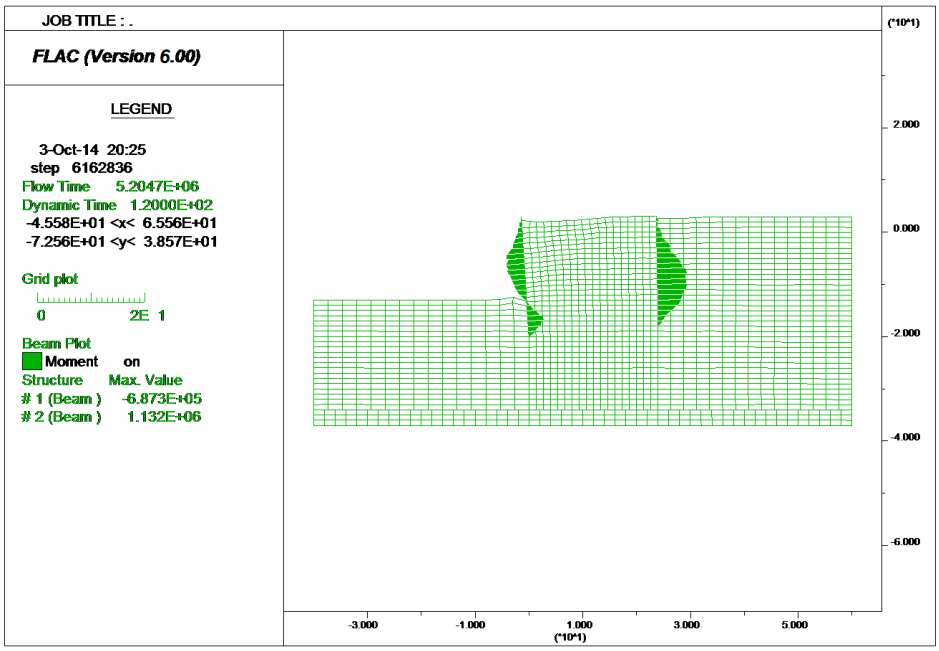


圖 3.53 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組板樁受力彎矩圖

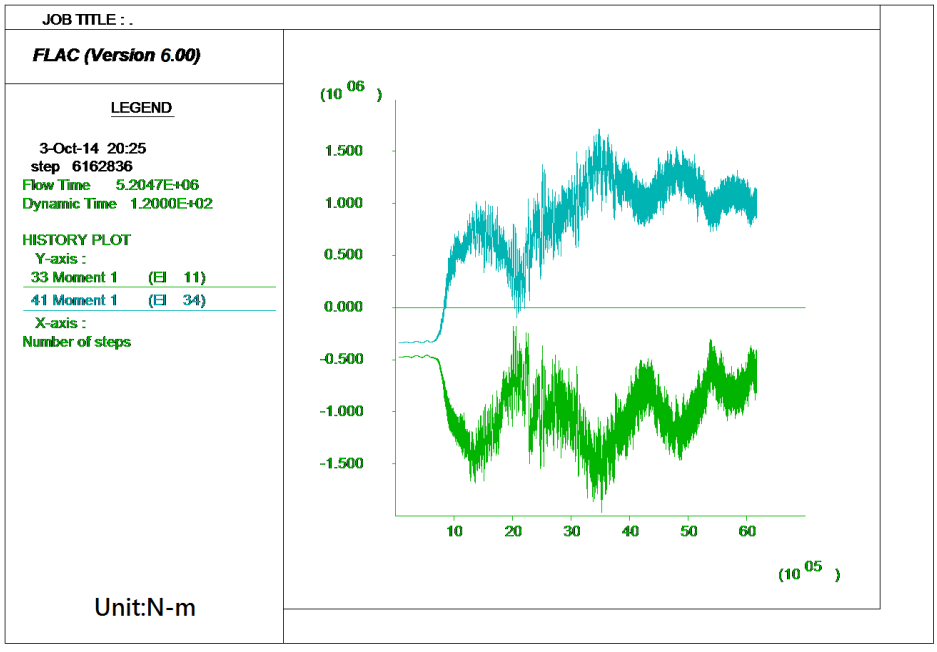


圖 3.54 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

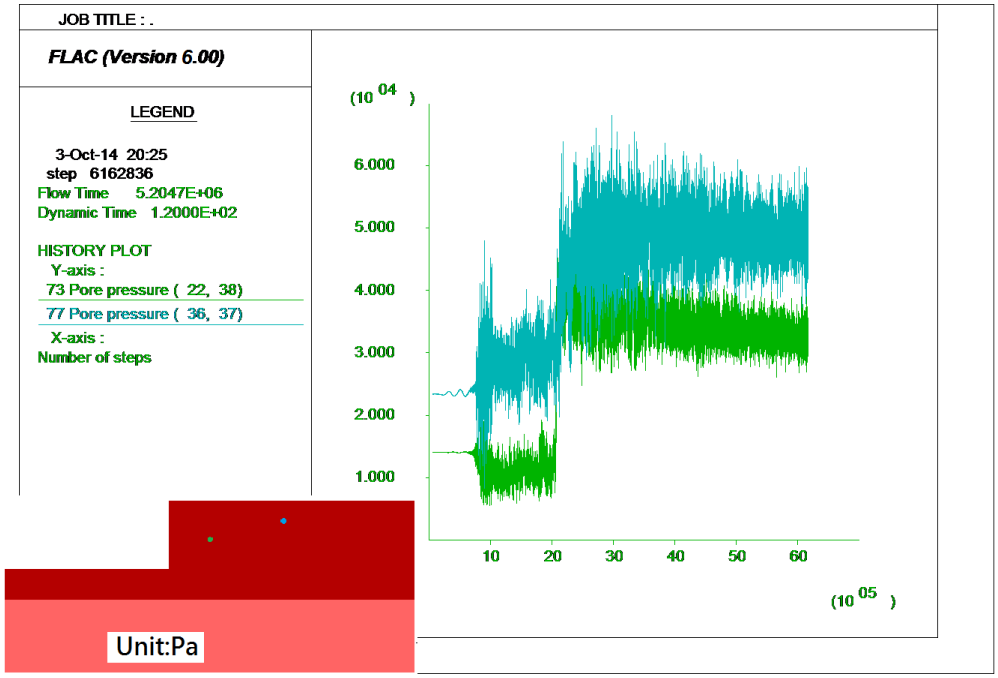


圖 3.55 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組之歷時分析孔隙水壓

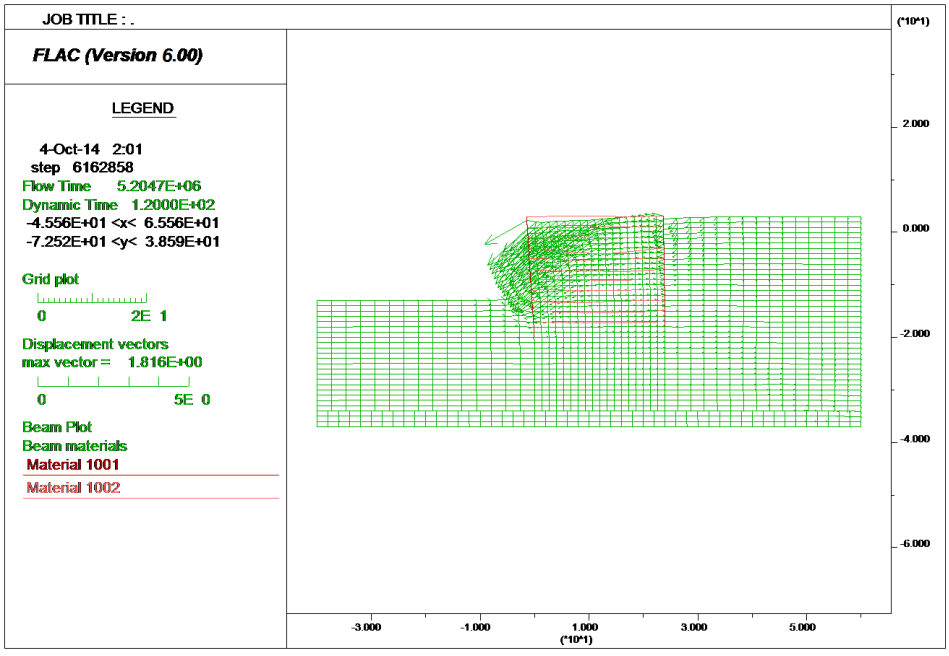


圖 3.56 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析位移情況

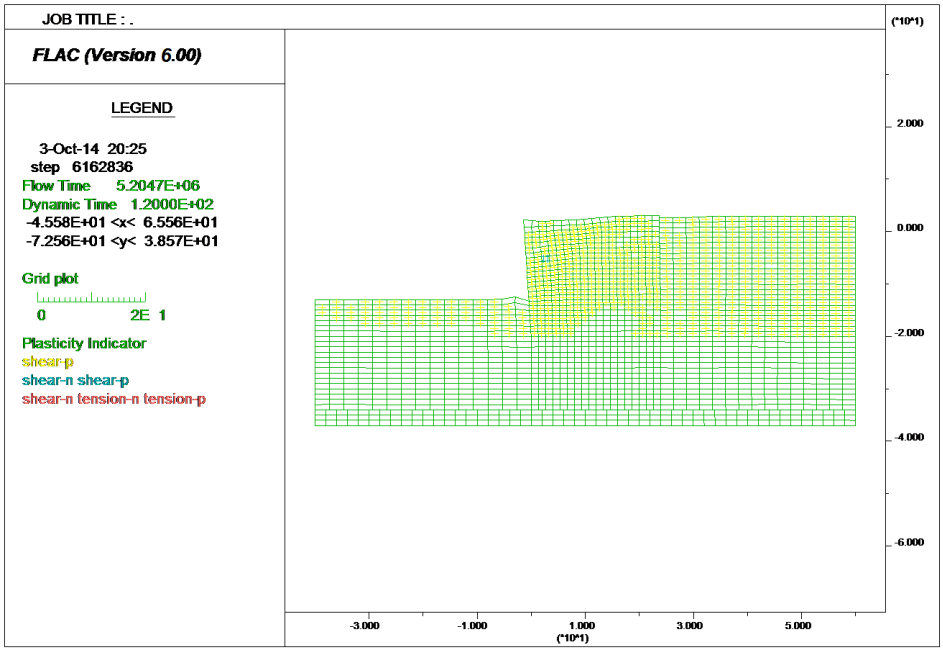


圖 3.57 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組土層之彈塑性破壞結果

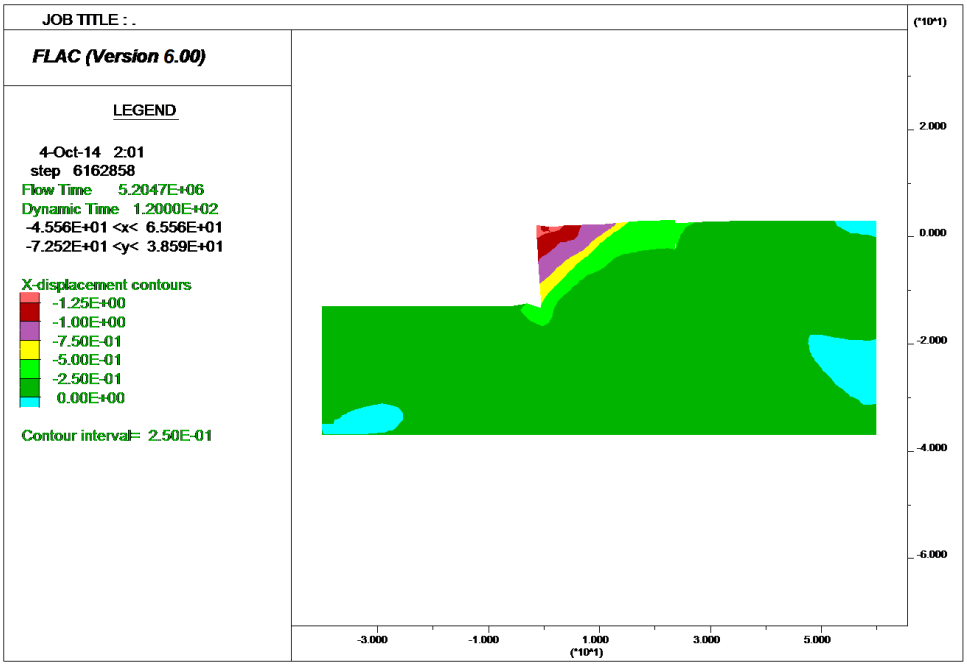


圖 3.58 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組破壞水平位移圖

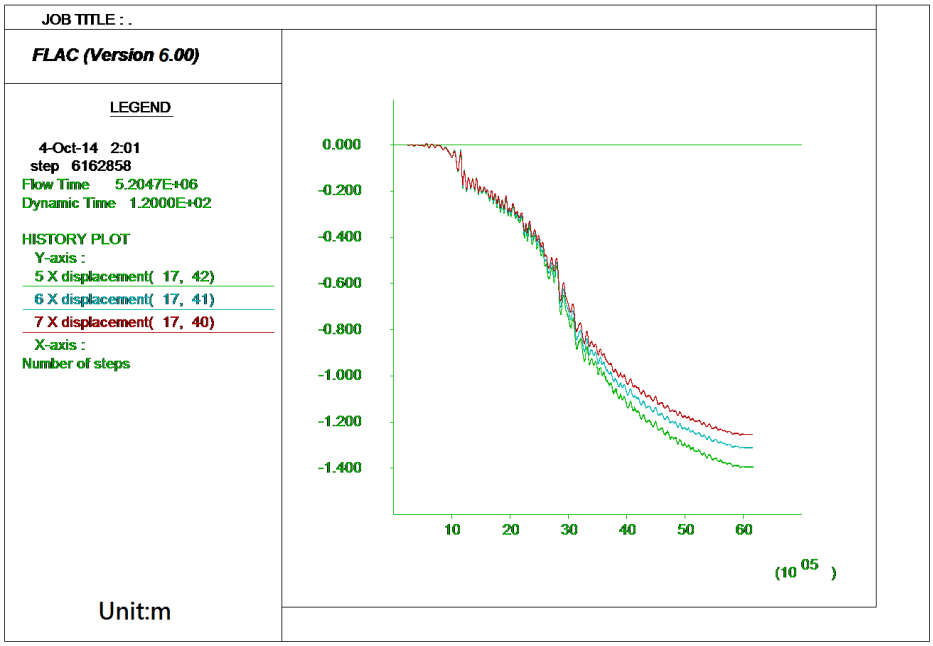


圖 3.59 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測

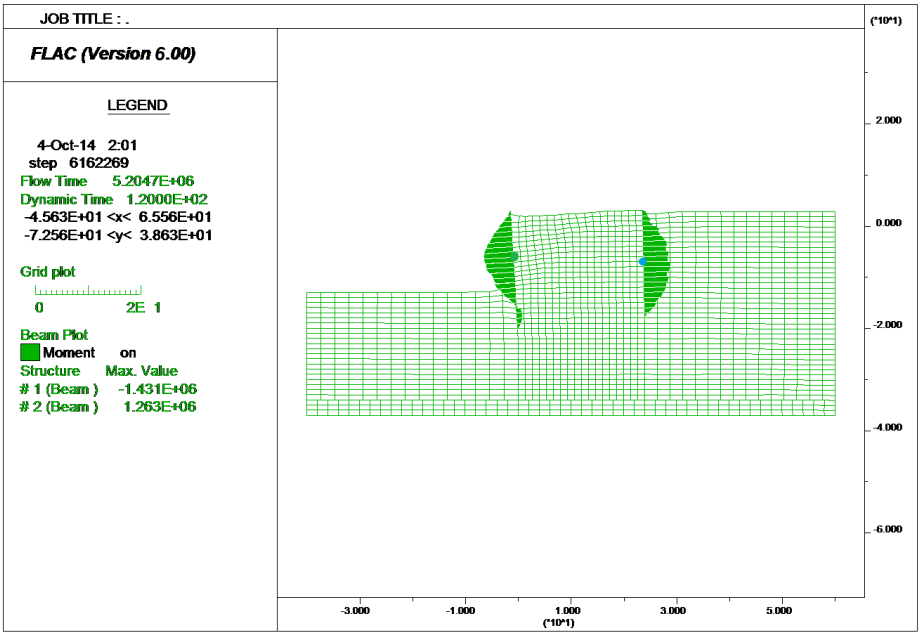


圖 3.60 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組板樁受力彎矩圖

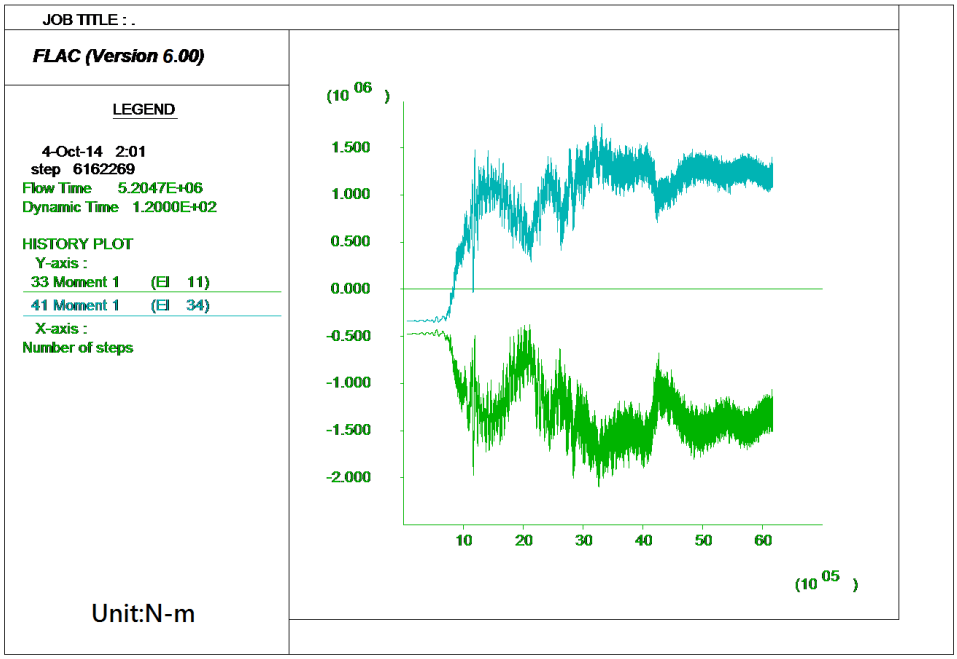


圖 3.61 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

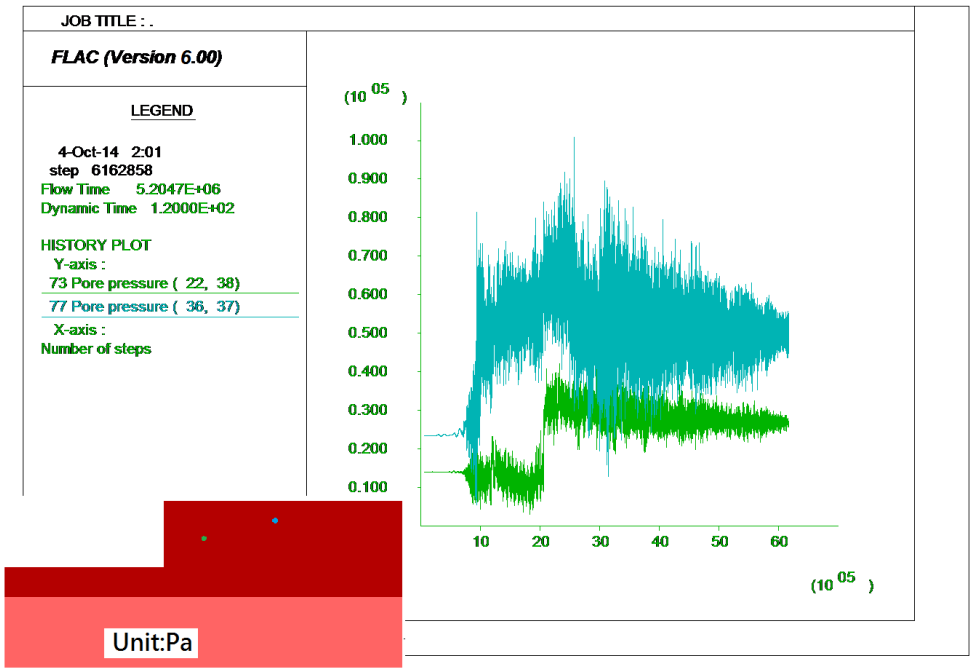


圖 3.62 圓筒式碼頭等級 III 地震第 3 組之歷時分析孔隙水壓

3.性能規定驗證

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

表 3-27 圓筒式 B 級碼頭等級 II 地震時之性能規定檢核

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

3.6.3 等級 III 地震動力分析

依據表 2.1 本研究建議之各等級碼頭所對應的耐震性能要求，圓筒式 B 級碼頭在等級 III 地震作用下，不須檢核其性能可接受標準與耐震性能要求，但以動力分析法探討碼頭位移量之破壞結果可發現，結構物已超過性能可接受標準，相關分析步驟說明如下。。

1.人造地震

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

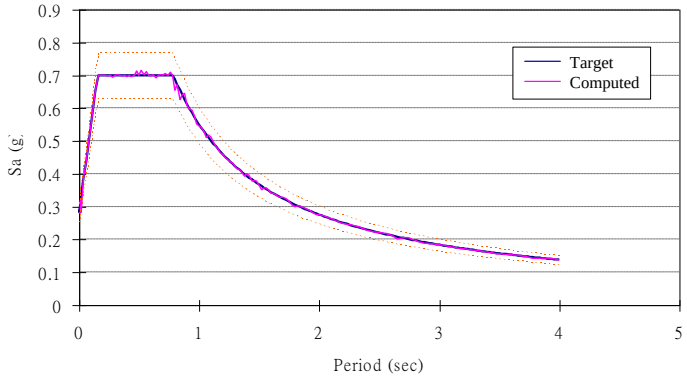


圖 3.63 圓筒式碼頭等級 III 地震南北向人造地震反應譜

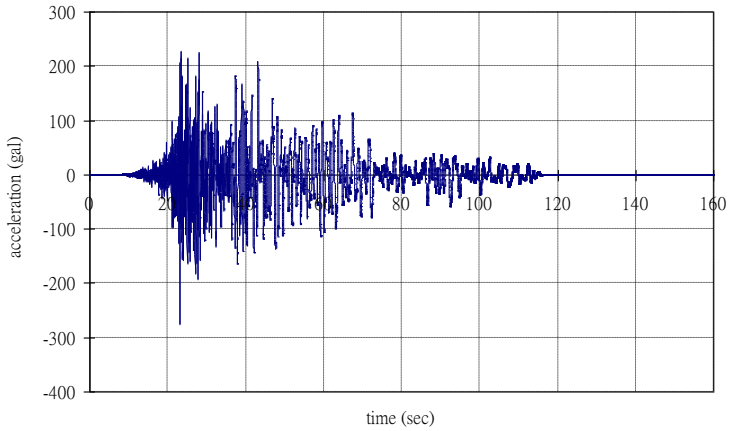


圖 3.64 圓筒式碼頭等級 III 地震南北向人造地震加速度歷時

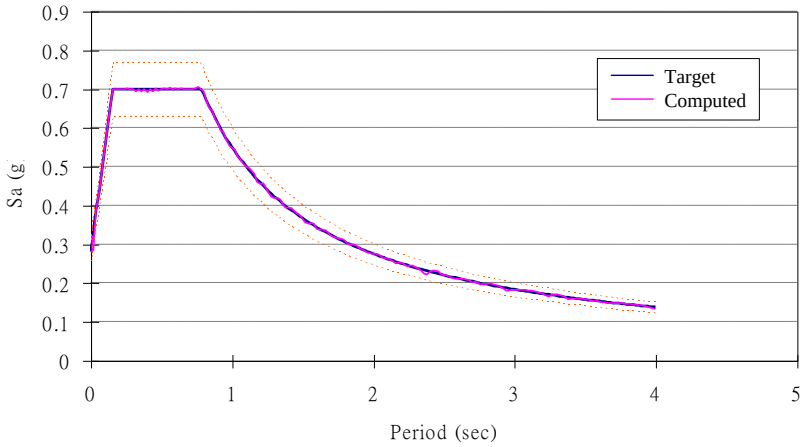


圖 3.65 圓筒式碼頭等級 III 地震東西向人造地震反應譜

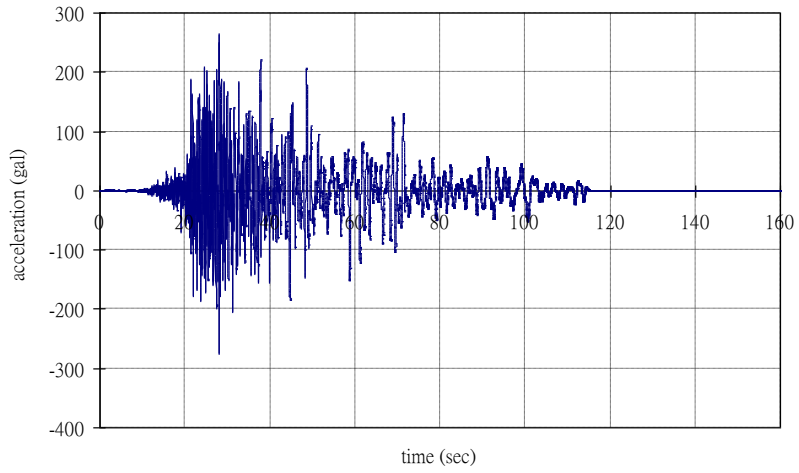


圖 3.66 圓筒式碼頭等級 III 地震東西向人造地震加速度歷時

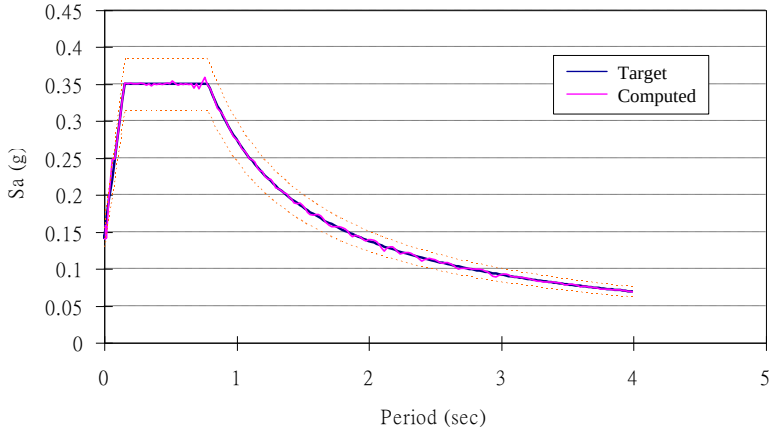


圖 3.67 圓筒式碼頭等級 III 地震垂直向人造地震反應譜

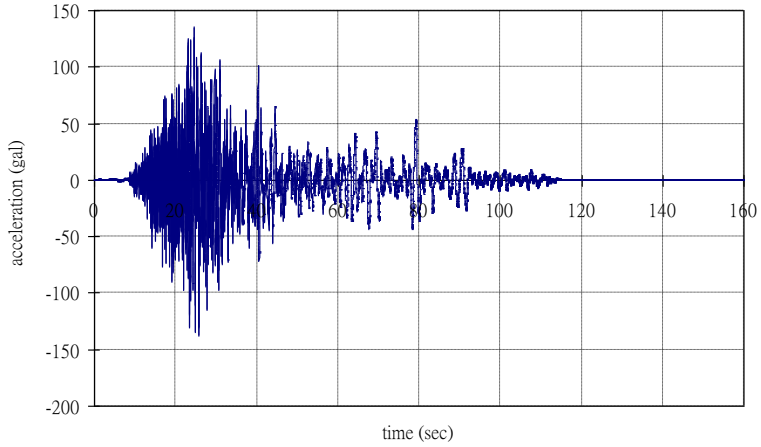


圖 3.68 圓筒式碼頭等級 III 地震垂直向人造地震加速度歷時

2.分析結果

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

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

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

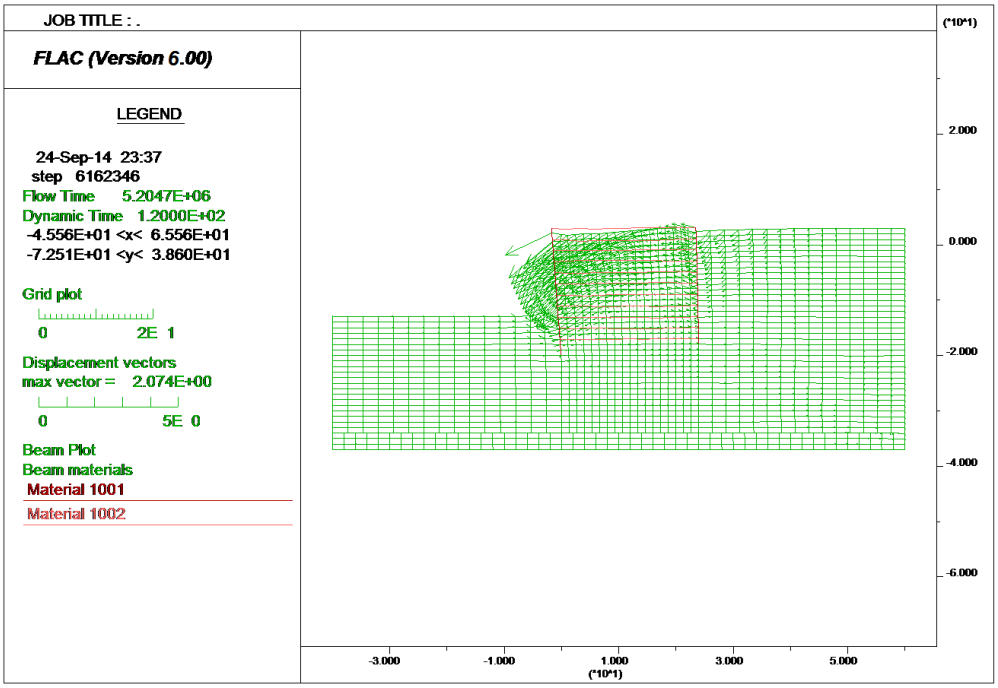


圖 3.69 圓筒式碼頭等級 III 地震歷時分析位移情況

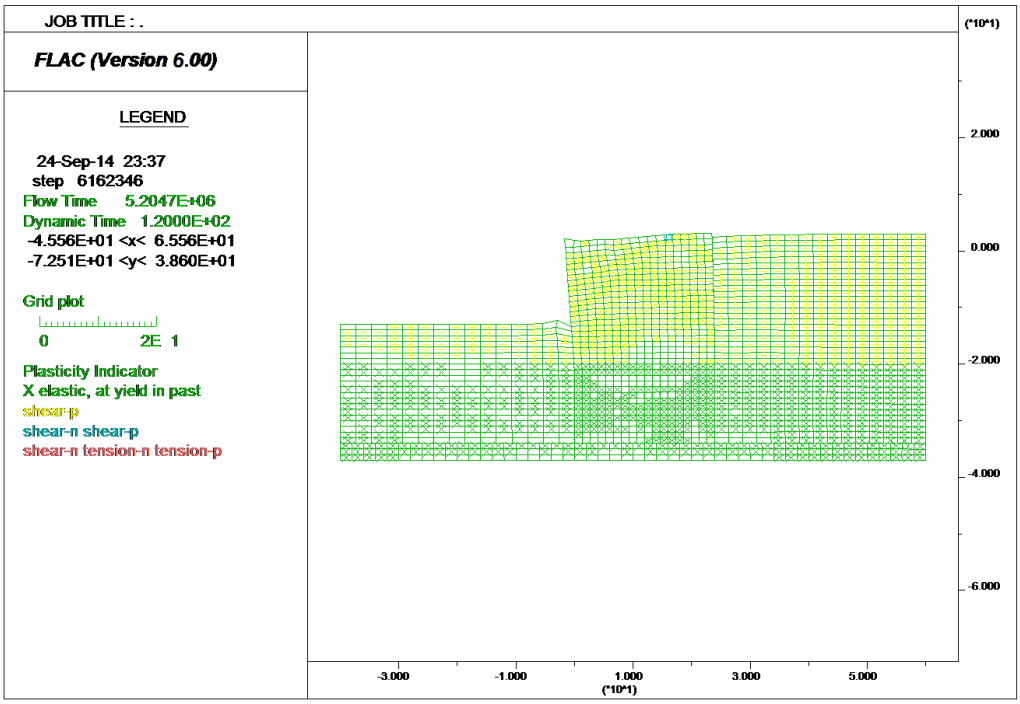


圖 3.70 圓筒式碼頭等級 III 地震土層之彈塑性破壞結果

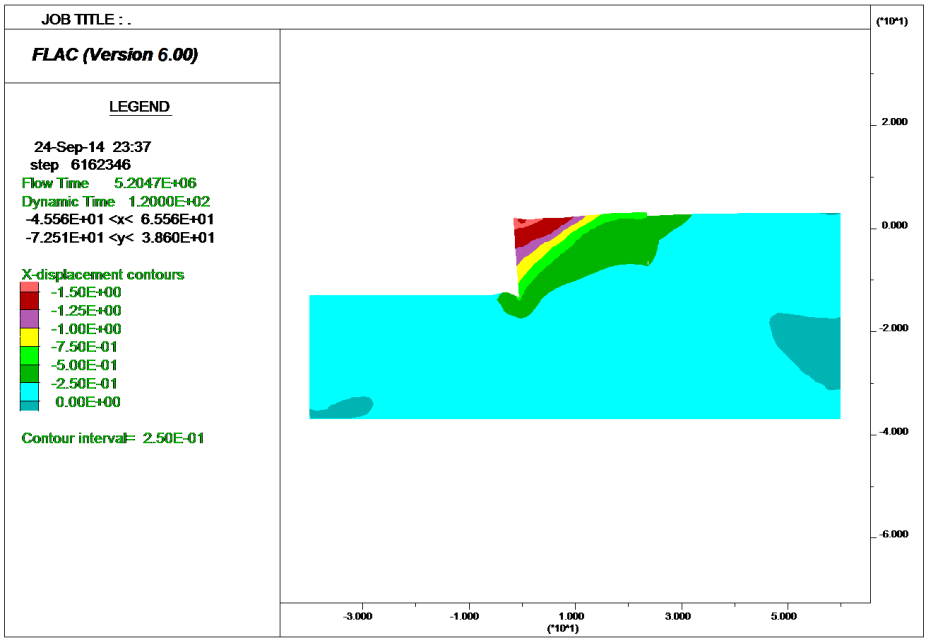


圖 3.71 圓筒式碼頭等級 III 地震破壞水平位移圖

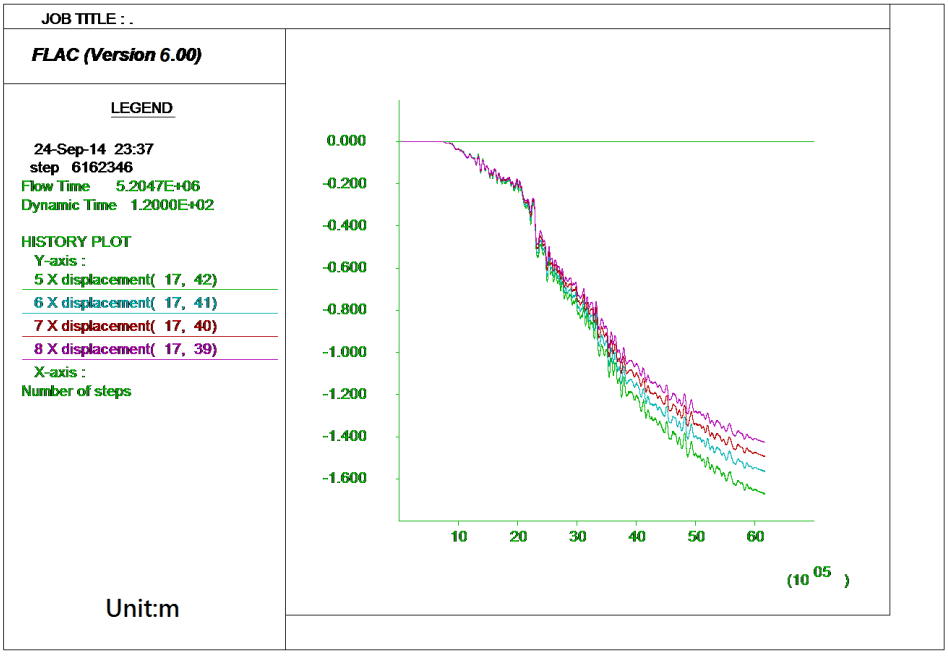


圖 3.72 圓筒式碼頭等級 III 地震樁頂地震之歷時分析水平位移監測

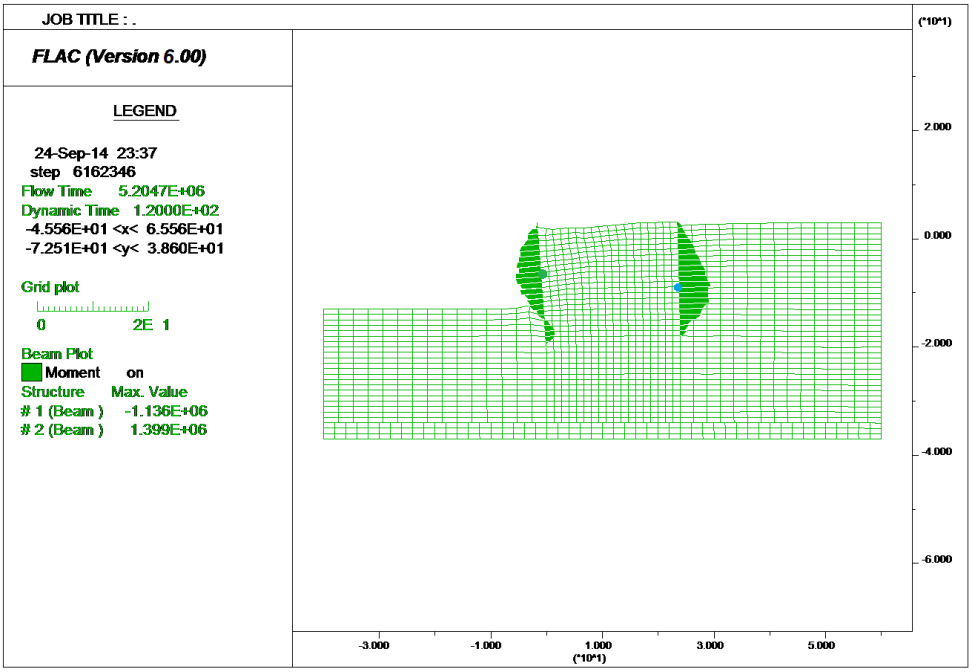


圖 3.73 圓筒式碼頭等級 III 地震板樁受力彎矩圖

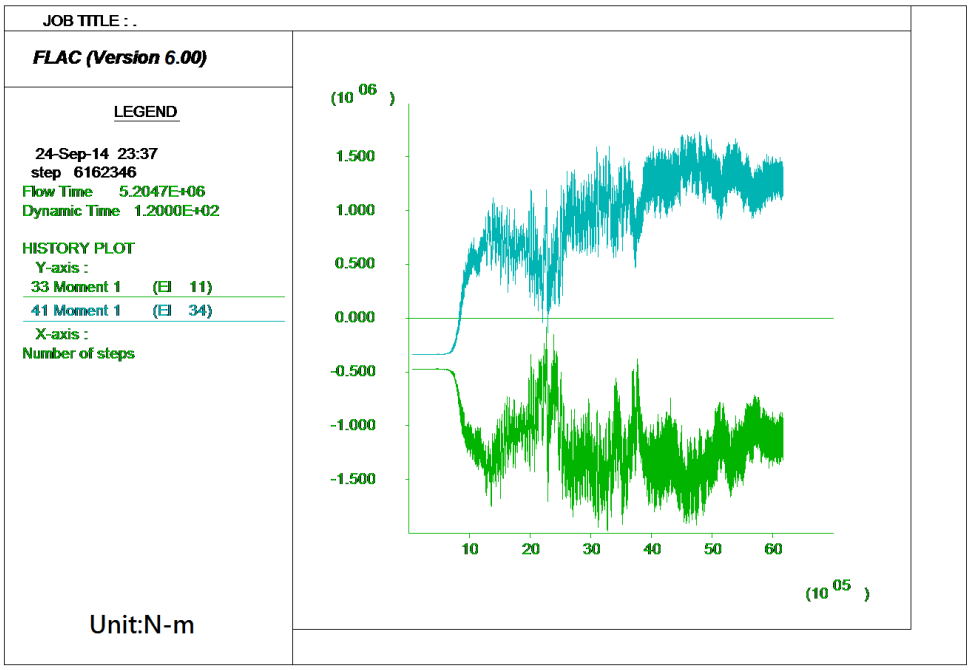


圖 3.74 圓筒式碼頭等級 III 地震板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

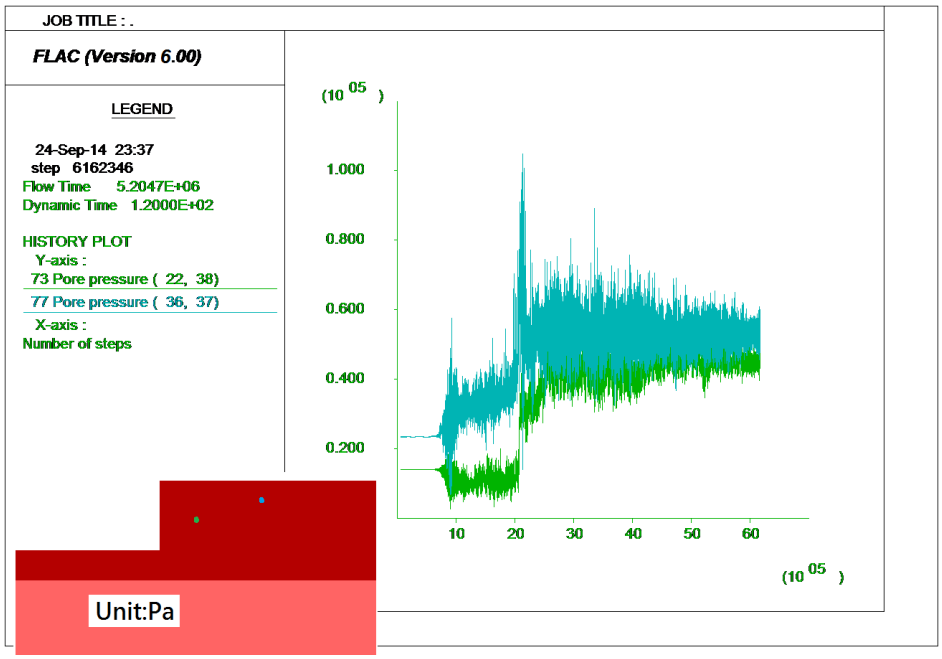


圖 3.75 圓筒式碼頭等級 III 地震之歷時分析孔隙水壓

3.7 設計結果說明

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

第四章 圓筒式碼頭之性能適宜性探討

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

4.1 性能規定

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

表 4-1 圓筒式碼頭性能可接受標準

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

註：H 為海底面以上板樁之高度。

資料來源：修改自參考文獻 [25]

4.2 初步設計之適宜性探討

1.設計方法

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

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

2.相關設計參數之影響

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

4.3 案例分析方法適宜性探討

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

1.簡化分析法

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

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

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

2.簡化動力分析法

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

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

3.非線性動力分析法

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

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

4.4 簡化動力分析對於土壤液化之影響探討

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

表 4-2 設計例簡化動力分析有無考慮液化影響之比較

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

4.5 滑動塊體法與非線性動力分析結果之比較

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

力分析之結果為檢核之依據。

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

表 4-3 圓筒式碼頭設計例滑動塊與動力分析之位移反應比較

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

4.6 非線性動力分析適宜性探討

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

1.總應力分析法

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

2.有效應力分析法

有效應力分析法考慮在動態剪應力作用下，土壤材料孔隙水壓

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

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

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

第五章 碼頭耐震性能設計手冊

5.1 概說

行政院公共工程委員會於 98 年 6 月完成適用於國內之「公共工程性能設計準則」為國內公共工程相關設計規範朝性能化發展所依循。為使港灣結構之耐震設計朝向性能化發展，本研究針對現行基準耐震設計相關內容進行檢討，國內現行『港灣構造物設計基準』由交通部於民國八十五年頒布，國內基準雖曾於八十九年因應九二一地震由交通部主導修訂部份條文，交通部運輸研究所於九十一年度進行『耐震設計修訂』之研究。而最新之『港灣構造物設計基準修訂草案』係民國九十三年由交通部運輸研究委託榕聲工程顧問有限公司及中山大學海洋環境及工程學系針對日本新版技術基準及國內結構物耐震設計規範草案之相關規定進行修訂。

本計畫對耐震性能設計之架構進行完整研究，並研擬配套之設計分析方法，期使設計基準確實可行。本計畫所研究之成果，如港灣構造物耐震性能設計目標、耐震性能規定與耐震性能驗證方法等，建立圓筒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，以進行圓筒式碼頭的耐震性能設計案例實作，另外再針對前述各項研究結果來探討目前建議之性能設計法的適宜性，最後依總體計畫之研究成果，編撰「碼頭耐震性能設計手冊」。

為使本計畫所編撰之耐震性能設計手冊可與實務港灣構造物耐震設計法令結合，本計畫與國內主要從事相關業務之工程設計單位，如宇泰工程顧問、中興工程顧問、台灣世曦工程顧問及浩海工程顧問等進行碼頭耐震性能設計手冊說明會，並說明耐震性能設計手冊理念及內容，整理業界之建議意見並著手進行手冊之修改及編撰，會議記錄請參考附錄一。

5.2 適用範圍及適用說明

5.2.1 適用範圍

本手冊為交通部運輸研究所港灣技術研究中心之計畫研究案所提出，以商港為主，漁港不在此限。

5.2.2 適用說明

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

5.3 內容架構

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

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

流程可分為第一階段設計及第二階段驗證，藉由第一階段設計跟第二階段驗證，不斷修正設計及檢核，完成最終設計。其中，性能可接受標準係針對各類型碼頭以及碼頭附屬設施受到地震之後的破壞型式整理歸納，並量化訂定各類型港灣構造物於不同等級地震作用下之性能可接受標準，也便於設計者瞭解地震力影響下各類型碼頭與附屬設施之破壞型式。

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

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

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

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

而棧橋式碼頭動力分析時需考慮土壤與結構互制作用，結構模擬採用基樁產生塑性鉸來模擬棧橋式碼頭之非彈性行為，土壤可採用雙線性土壤彈簧來模擬。

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

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

5.4 手冊目錄

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

第一章　港灣碼頭構造物耐震性能設計理念

1.1　耐震性能設計理念與性能要求

1.2　耐震性能設計流程

1.2.1 第一階段設計

1.2.2 第二階段驗證

1.3　碼頭的種類及其破壞機制

1.4　各類型碼頭之性能設計標準

第二章　耐震性能分析方法

2.1　簡化分析法

2.1.1 重力式碼頭

2.1.2 板樁式碼頭

2.1.3 圓筒式碼頭

2.1.4 棧橋式碼頭

2.2　簡化動力分析

2.2.1 重力式碼頭與圓筒式碼頭

2.2.2 板樁式碼頭

2.2.3 棧橋式碼頭

2.3　動力分析

2.3.1 重力式碼頭

2.3.2 板樁式碼頭

2.3.3 圓筒式碼頭

2.3.4 棧橋式碼頭

2.4　土壤液化潛能評估

第三章　重力式碼頭設計例實作

3.1　碼頭概述

3.1.1 一般性設計考量

3.1.2 設計目標

3.1.3 設計基準

3.2　耐震性能要求與規定

3.2.1 性能要求

3.2.2 性能規定

3.3 構造物系統規劃
3.4 土壤液化評估
3.5 初步設計
3.5.1 地震力係數計算
3.5.2 沉箱設計斷面及材料參數
3.5.3 安全性檢核
3.6 驗證分析
3.6.1 等級 I 地震性能驗證檢核
3.6.2 等級 II 地震性能驗證檢核
3.6.3 等級 III 地震動力分析
3.7 設計結果說明
第四章 板樁式碼頭設計例實作
4.1 碼頭概述
4.1.1 設計目標
4.1.2 設計基準
4.1.3 自然條件
4.2 耐震性能要求與規定
4.2.1 性能要求
4.2.2 性能規定
4.3 構造物系統規劃
4.4 土壤液化評估
4.5 初步設計
4.5.1 地震力係數計算
4.5.2 碼頭設計斷面與參數表

4.5.3 安全性檢核
4.6 驗證分析
4.6.1 等級 I 地震性能驗證檢核
4.6.2 等級 II 地震性能驗證檢核
4.6.3 等級 III 地震動力分析
4.7 設計結果說明
第五章 棧橋式碼頭設計實作
5.1 碼頭概述
5.1.1 設計目標
5.1.2 設計基準
5.2 耐震性能要求與規定
5.2.1 性能要求
5.2.2 性能規定
5.3 構造物系統規劃
5.4 土壤液化評估
5.5 初步設計
5.5.1 假設條件
5.5.2 構件斷面設計
5.5.3 土壤承載力檢核(容許應力設計)
5.6 驗證分析
5.6.1 等級 I 地震性能驗證檢核
5.6.2 等級 II 地震性能驗證檢核
5.6.3 等級 III 地震性能驗證檢核
5.7 設計結果說明
第六章 圓筒式碼頭設計例實作

6.1 碼頭概述

6.1.1 設計目標

6.1.2 設計基準

6.1.3 自然條件

6.2 耐震性能要求與規定

6.2.1 性能要求

6.2.2 性能規定

6.3 構造物系統規劃

6.4 土壤液化評估

6.5 初步設計

6.5.1 地震力係數計算

6.5.2 碼頭設計斷面與參數表

6.5.3 安全性檢核

6.6 驗證分析

6.6.1 等級 I 地震性能驗證檢核

6.6.2 等級 II 地震性能驗證檢核

6.6.3 等級 III 地震動力分析

6.7 設計結果說明

參考文獻

手冊詳細內容請參考「碼頭耐震性能設計手冊」。

第六章 結論與建議

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。

6.1 結論

1. 本報告第三章之圓筒式碼頭設計例，係以第二章之設計流程進行分析檢核，依本研究建議之可接受標準，可順利完成設計，證實本研究建立之性能設計流程可行性。

2. 由圓筒式碼頭示範例設計過程，可得到下列設計要點：

   (1) 圓筒式碼頭對於其背填土及內填料之材料與特性影響甚大，因此圓筒式碼頭設計時，對於背填土及內填料之材料之動力特性要求需特別注意，由 4.4 節可以發現背填土及內填料之材料發生液化之控制相當重要，係設計時之重要考量。

   (2) 初步設計以簡化分析法進行設計，此法亦為驗證檢核分析之方法，除可使初步假設之參數及尺寸的失敗機率降低，更可增加使用者對分析方法的熟悉度，對工程師在分析及檢核的過程中，亦大量減少選擇眾多分析方法之複雜程度。

   (3) 圓筒式碼頭示範例係假設以 B 級碼頭做設計，因此等級 I 地震性

能檢核採用擬靜力分析法(簡化分析)，等級ⅡI地震性能檢核採用滑動塊體法(簡化動力分析)與非線性歷時分析法(動力分析)以滿足設計要求，在本設計例中，修改國際航海協會制定之圓筒式各等級碼頭所對應的耐震性能要求於等級Ⅲ地震下並無檢核標準，此舉係為簡化檢核之複雜度，因耐震性能等級定性規定中，等級Ⅲ地震下碼頭構造物已損壞無法使用，因此無須再檢核以提高設計效率。

(4) 本研究之耐震性能分析方法雖以國際航海協會所訂定之基準為主要參考依據，但為使分析方法之適用性更完善、更本土化，本研究已將國內設計基準之方法與其相結合。

3. 碼頭耐震性能設計手冊部分

(1) 本設計手冊訂定港灣碼頭構造物耐震性能設計目標、耐震性能規定與耐震性能驗證方法等，建立圓筒式碼頭之耐震性能設計程序，並經由設計示範例規劃，選定適當且具代表性的設計條件，以進行重力式碼頭、板樁式碼頭、圓筒式碼頭及棧橋式碼頭的耐震性能設計案例實作，結合上述成果編撰「碼頭耐震性能設計手冊」。

(2) 本手冊為與實務港灣構造物耐震設計法令結合，故蒐集國內主要從事相關業務之工程設計單位，如宇泰工程顧問、中興工程顧問、台灣世曦工程顧問及浩海工程顧問等提供之相關意見，並與手冊進行整合。

(3) 本手冊修改各重要度等級之碼頭特性表之特性敘述並增加建議適用碼頭構造物，以及修改性能等級分為三個等級，分別對使用性、修復性與安全性有定性規定，量化之後建立可接受標準，並且依照碼頭特性列出性能參數，作為檢核設計時之參考。此舉能有效的簡化檢核之複雜度，並提升設計效率。

6.2 建議

1. 圓筒式碼頭之結構在非線性動力分析時需考慮土壤-結構互制的非線性動力行為及複雜之土壤材料力學行為。在地震作用時，鋼板樁後方之背填土壤和圓筒內填料是否液化及其液化之程度對於碼頭之耐震性能影響相當地大，因此圓筒式碼頭非線性動力分析於土壤材料力學行為模擬應考慮有效應力和孔隙水壓力之受震時力學行為，有效應力分析法係較能符合實際情形之分析方法。唯本研究孔隙水壓力激發模式係採用 FLAC^{2D} 程式內嵌之 Finn 模式，Finn 模式對於臺灣地區不同土層材料之適宜性建議後續可進行更詳細之研究探討。

2. 圓筒式碼頭之有效應力分析需輸入合理且適宜之參數，在調查、規劃、初步設計與詳細設計階段時，受限於分析參數之可取得性，對於分析結果可能會有影響，對於動力分析之參數決定，建議後續可進行參數研究以建立更完善之參數選用原則，達到分析結果更具一致之代表性。

3. 本研究於非線性動力分析採用 FLAC^{2D} 程式，FLAC^{2D} 程式係假設圓筒式碼頭內地層與幾何形狀為二維分佈，同時碼頭在沿海線軸方向無明顯之地層與幾何變化，故分析時僅考慮圓筒式碼頭受震時之二維平面應變之等效力學行為。然而對於非二維分佈地層或碼頭之幾何三維空間變化深入探討時，則建議需採用三維程式(諸如 FLAC^{3D} 等)進行分析。

4. 本研究中各類碼頭之性能可接受標準多沿用國際航海學會訂定之，而此一數據結果是否能完全套用至國內基準並適時反應各型式之破壞行為，尚值得作進一步之探討，後續應建置適用於台灣本土化標準之資料庫。

5. 碼頭於簡化動力分析及動力分析時需使用地震歷時曲線，但目前無統一規定及作法，建議未來可依港灣結構物之工址特性，由公單位制訂出完善且統一之地震歷時曲線以供分析使用。

6.3 成果效益與應用情形

1. 在施政上，本研究成果可提供交通部未來修訂碼頭設計基準之參考。

2. 在實務上，本研究成果可提昇國內產官學研界之相關設計與研究水準，以因應技術發展及國際化之需求。

參考文獻

1. Newmark, N. M., Effect of Earthquake on Dam and Embankment, Geotechnique, Vol.15, No. 2, pp.139-159, 1965.

2. Seed, H. B. and Whitman, R.V., Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads, ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, Ithaca, pp. 103-147, 1970.

3. Franklin, A. G. and Chang, F. K.， Earthquake Resistance of Earth and Rockfill Dams, Report 5: Permanent displacements of earth dams by Newmark analysis, US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Miscellaneous Paper 2-71-17, 1977.

4. Richards, R. Jr. and Elms, D., Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 105(GT4):449-464, 1979.

5. Uwabe, T., Estimation of Earthquake Damage Deformation and Cost of Quaywalls based on Earthquake Damage Records, Technical Note of Port and Harbour Research Institute, No.473, pp. 197, 1983 (in Japanese).

6. Tokimatsu, K. and Y.Yoshimi, Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT-N Value and Fines Content, Soils and Foundations, Vol.23, No.4, pp.56-74, 1983.

7. Seed, H.B., K. Tokimatsu, L.F.Harder,and R.M. Chung, Influence of Spt Procedures in soil liquefaction resistance evaluation, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE,Vol.111,No.12,pp.1425-1445,1985.

8. Matsuzawa, H., Ishibashi, I. and Kawamura, M., Dynamic Soil and Water Pressure of Submerge Soils, Journal of Geotechnical Engineering., ASCE,Vol.111,No.10, pp.1161~1176,1985.

9. Whitman, R. V. and Liao, S., Seismic Design of Retaining Walls, US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Miscellaneous Paper GL-85-1, 1985.

10. Towhata, I. And Islam, S., Prediction of Lateral Movement of Anchored Bulkheads Induced by Seismic Liquefaction, Soils and Foundations 27(4): 137-147, 1987.

11. Gazetas, G., Dakoulas, P. and Dennehy, K., Empirical Seismic Design Method for Waterfront Anchored Sheetpile Walls., Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE Geotechnical Special Publication No. 25, pp. 232-250, 1990.

12. Kulhawy and Mayne, Manual On Estimatung Soil Properties for foundation design, 1990.

13. SEAOC, Vision 2000 Performance Based Seismic Engineering of Buildings, Structural Engineers Association of California-Seismology Committee, USA, 1995.

14. Nagao, T., Koizumi, T. Kisaka, T., Terauchi, K., Hosokawa, K., Kadowaki, Y. and Uno, K., Evaluation of Stability of Caisson Type Quaywalls based on Sliding Block Analysis, Technical Note of Port and Harbour Research Institute, No. 813, pp.306-336 (in Japanese), 1995.

15. Youd, T.L., and Noble, S.K. "Magnitude Scale Factor." Proceeding of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Edit by T.L. Youd and I.M. Idriss, NCEER-97-0022, pp.149-166,1997.

16. Iai, S., Rigid and Flexible Retaining Walls during Kobe Earthquake, Proc. 4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, pp.108-127, 1998.

17. McCullough, N.J. and Dickenson, S.E., Estimation of Seismically Induced Lateral Deformations for Anchored Sheetpile Bulkheads, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III,

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

18. Iai, S., Ichii, K., Sato, Y. and Liu, H., Residual Displacement of Gravity Quaywalls – parameter study through effective stress analysis, Proc. 7th U.S.-Japan workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction, Seattle, MCEER-99-0019, pp.549-563, 1999.

19. SEAOC, Recommended Lateral Force Requirements and commentary (SEAOC Blue Book), Structural Engineers Association of California-Seismology Committee, USA, 1999.

20. Xue, Q., Need of performance-based earthquake engineering in Taiwan: a lesson from the Chichi earthquake, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 29:1609-1627, 2000.

21. FEMA 350, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, prepared by the SAC Joint Venture, a partnership of the Structural Engineers Association of California, the Applied Technology Council, and universities for Research in Earthquake Engineering; published by the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. USA, 2000.

22. FEMA 356, Prestandard and Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings, prepared by ASCE, published by the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. USA, 2000.

23. FEMA 368, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1: Provisions. BSSC, Washington, D.C. USA, 2000.

24. IBC 2000, International Building Code 2000, International Code Council, CA, USA, 2000.

25. PIANC/International Navigation Association, Seismic Design Guidelines for Port Structures, A.A Balkema Publishers, 2001.

26. Xue, Q., A Direct Displacement-Based Seismic Design Procedure of Inelastic Structures, Engineering Structures, Vol. 23/11, P. 1453-1460, 2001.

27. Xue, Q., Assessing the Accuracy of The Damping Model Used in Displacement-Based Seismic Demand Evaluation and Design of Inelastic Structures, International Journal of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Vol. 3(2):37-45, 2001.

28. NCHRP, Project 12-49 Report, National Cooperative Highway Research Program, Project 12-49, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2001.

29. Seed,et.al,Recent Advances In Soil Liquef Action Engineering And Seismic Site Response Evaluation, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium, California, 2001.

30. MCEER, Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, NCHRP Project 12-49, MCEER Highway Project 094, Task F3-1, Buffalo, NY., 2001.

31. Ichii, K., A Seismic risk Assessment Procedure for Gravity Type Quay Walls, Structural Eng./Earthquake Eng., JSCE, Vol. 19, No.2, 131s-140s, 2002.

32. Xue, Q., A Reliable Capacity-Spectrum Method and Its Application in Seismic Performance Evaluation and Design, ICSSD2002, Singapore, 2002.

33. Xue, Q., A Direct Displacement-Based Seismic Design Procedure to Fulfil Multiple Performance Objectives, Journal of The Chinese Institute of Engineers, Vol.25(4):469-472, 2002.

34. FEMA 450, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1: Provisions. BSSC, Washington, D.C. USA, 2003.

35.IBC 2003, International Building Code 2003, International Code Council, CA, USA, 2003.

36.FEMA 440, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Prepared by Applied Technology Council (ATC-55 Project) for Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. USA, 2004.

37.IAEE, 13th World Conference on Earthquake Engineering. International Association for Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004.

38.Caltrans, Seismic Design Criteria version 1.3, 2004.

39.Itasca, FLAC & FLAC3D- Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 5.0, User's Guide, Itasca Consulting Group, Inc, Minneapolis, U.S.A, 2005.

40.Caltrans, Seismic Design Criteria version 1.5, 2009.

41.中華人民共和國國家標準，建築抗震設計規範 GBJ11-89，中國建築工業出版社，北京，1989。

42.港灣技術研究所，港灣及海岸結構物設計基準，港灣研究所專刊 123 號，1997。

43.交通技術標準規範港灣類工程設計部，港灣構造物設計基準-碼頭設計基準及說明，1997。

44.日本港灣協會，港灣の施設の技術上の基準・同解說，運輸省港灣局監修，1999。

45.交通部運輸研究所港灣技術研究中心，臺中港 1 至 4A 碼頭 921 地震液化災損初步調查研究，第 172 號專刊，1999。

46.黃俊鴻、陳正興，土壤液化機率分析法之研究，國家地震工程研究中心 NCREE-99-043，1999。

47.陳正興、黃國祥，集集地震臺中港沉箱滑移之初步分析，港灣工程耐震安全評估與災害防治研討會論文集，第 3-1～3-18 頁，2000。

48.交通部，港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明，2000。

49.日本土木學會，Earthquake Resistant Design Codes in Japan (英文版)，2000。

50.臺中港務局，九二一地震臺中港北碼頭區港埠設施災損原因研究分析報告書(修訂本)，宇泰工程顧問有限公司，2000。

51.倪勝火、賴宏源，常用液化評估法對 921 地震案例適用性探討，921 集集大地震週年紀念學術研討會論文集，pp.233~270，2000。

52.內政部營建署，建築物基礎構造設計規範，2001。

53.李咸亨、吳志明、郭政彥，本土化液化評估方法之探討，集集地震土壤液化總評估研究研討會，2001。

54.張國鎮、黃震興、蔡孟豪、林裕淵、王元利，鋼筋混凝土耐震結構性能設計法(二)－直接位移法及其結構實驗，(專案研究報告 R-ST-01-04)，中興工程顧問社，2001。

55.羅俊雄，鐵路橋梁耐震設計可靠度分析(三)－RC 連續橋梁地震反應分析，中興工程顧問社研究報告 SEC/R-ST-01-05，2001。

56.李賢華、薛憲文、陳桂清，港灣構造物安全檢測與評估研習會論文集－港灣構造物安全檢測與評估，交通部委託計畫研究成果報告，2001。

57.賴瑞應、王慶福、曾文傑、張道光，碼頭構造物耐震設計之研究，交通部運輸研究所報告 MOTC-IOT-IHMT-DA9002.，2001。

58.賴聖耀、李豐博、蘇吉立、陳志芳，港灣地區大地監測調查與液化防治之研究，交通部運輸研究所報告 MOTC-IOT-91-HA01-01，2002。

59.日本道路協會，道路橋示方書同解說-耐震設計編，丸善株式會社，

東京，2002。

60.日本鐵道綜合技術研究所，鐵道構造物等設計標準同解說-耐震設計，丸善株式會社，東京，2002。

61.薛強，地震工程性能設計法之應用(一)－單自由度橋柱及建築物之耐震性能評析與設計，財團法人中興工程顧問社專案研究報告R-ST-02-06，臺北，2002。

62.交通部運輸研究所，港灣構造物設計基準—耐震設計之修訂，國立中山大學執行，2002。

63.張景鐘、呂秋水、張權，基隆港區地震危害度分析與可能災損評估，第二十四屆海洋工程研討會論文集，港灣技術研究中心，pp.648-652，2002。

64.張權，港灣結構物震害評估分析—以棧橋式碼頭為例，國立臺灣海洋大學河海工程學系，碩士論文，2002。

65.黃國祥，滑動塊體分析法及其應用在港灣重力式擋土牆之研究，國立臺灣大學土木工程學研究所博士論文，臺北，2002。

66.廖文義、羅俊雄、邱世彬，位移設計法與位移反應譜分析，結構工程，第十八卷，第三期：59-75，2003。

67.蔡克銓、翁元滔、林敏郎、陳垂欣、賴俊維、蕭博謙，實尺寸含挫屈束制支撐與鋼管混凝土柱複合構架之擬動態試驗：位移導向耐震設計與性能評估，鋼與混凝土複合構造國際研討會(Proceedings, International Workshop on Steel and Concrete Composite Constructions)，國家地震工程研究中心，2003。

68.賴瑞應、曾文傑、張道光、薛強、林澤熙、鄧耀里、陳斌哲、陳正忠、陳國慶、王茂興、辛希，碼頭結構物功能設計分析方法之研究，交通部運輸研究所，臺北，2004。

69.宋裕祺、蔡益超，橋梁結構性能耐震設計，結構工程，第十九卷，

第一期：41~73，2004 年 3 月。

70.鄧崇任、柴駿甫、廖文義、蘇晴茂、簡文郁、周德光，耐震性能設計規範研究(一)，國家地震工程研究中心 NCREE-04-015，2004。

71.蕭江碧、葉祥海、王亭復、薛強、陳柏端、吳嘉偉、陳正忠、王茂興、辛希，建築物耐震性能設計規範架構之研究，內政部建築研究所 093301070000G3015，2004。

72.張國鎮、劉光晏，鐵路橋梁耐震設計規範修訂草案之研究-附錄一 鐵路橋梁耐震性能設計法，交通部高速鐵路工程局，2004。

73.曾志煌、翁國和、徐順憲、李賢華、陳素惠、蕭清木、錢中弘、張勝評、余宗鴻、鍾沛穎、孫宏華、洪麗珍，港灣構造物設計基準修訂，交通部運輸研究所，2005。

74.賴瑞應、曾文傑、張道光、薛強、張景鐘、許文豪，港灣構造物功能性設計法之研究(3/3)，交通部運輸研究所，2005。

75.賴瑞應、賴聖耀、謝明志，地震引致板樁式碼頭之變位量分析，交通部運輸研究所，2005。

76.王仲宇、李明山，橋梁支承系統功能性設計之非線性數值分析(I)，國家地震工程研究中心 NCREE-0 05-028，2005。

77.內政部營建署建築研究所編輯委員會，建築物耐震設計規範及解說，營建雜誌社，2005。

78.薛強、陳國慶、吳嘉偉、陳正忠、石豐銘、周文陽，建築物耐震性能設計規範之研擬子計畫一：規範與解說，內政部建築研究所 094301070000G1018，2005。

79.薛強、陳國慶、吳嘉偉、陳正忠，建築物耐震性能設計規範之研擬子計畫二:案例研究，內政部建築研究所 094301070000G1018，2005。

80.交通部運輸研究所，港灣構造物設計基準修訂，2005 年 2 月。

81.胡道舜，臺中港區某工程護岸碼頭基礎工程相關設計及施工探討，國立中興大學土木工程學系所，碩士論文，2007。

82.交通部，鐵路橋梁耐震設計規範，2007。

83.日本財團法人沿岸技術研究中心，港灣構造物設計事例集，2007。

84.鄧崇任、柴駿甫、廖文義、翁元滔、簡文郁、邱世彬、林凡茹、周德光，耐震與性能設計規範研究(三)，國家地震工程研究中心 NCREE-07-010，2007。

85.日本港灣協會，港灣の施設の技術上の基準・同解說，運輸省港灣局監修，2007。

86.賴聖耀，謝明志，林雅雯，曾文傑，陳正興，黃富國，邱俊翔，港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(1/4)，交通部運輸研究所，臺北，2008。

87.交通部，公路橋梁耐震設計規範，2009。

88.賴聖耀，謝明志，林雅雯，曾文傑，陳正興，黃富國，邱俊翔，港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(2/4)，交通部運輸研究所，臺北，2009。

89.鄧崇任、柴駿甫、廖文義、翁元滔、簡文郁、邱世彬、林凡茹、周德光，耐震性能設計規範改進先期研究（一、二），國家地震工程研究中心 NCREE-09-012，2009。

90.張國鎮、蔡益超、宋裕祺、廖文義、柴駿甫、洪曉慧、劉光晏、吳弘明、戚樹人、陳彥豪，公路橋梁耐震評估及補強準則之研究，國家地震工程研究中心 NCREE-09-028，2009。

91.財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心，公共工程性能設計準則之研究，行政院公共工程委員會專案研究計畫，2009。

92.賴聖耀、謝明志、林雅雯、曾文傑、陳正興、黃富國、邱俊翔，港

灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(3/4)，交通部運輸研究所，臺北，2010。

93.張荻薇、廖學瑞、丁金彪，2011 年東日本大震災-震後六個月-港灣及海岸，臺灣世曦股份有限公司，臺北，2011。

94.賴聖耀、謝明志、林雅雯、曾文傑、陳正興、黃富國、邱俊翔，港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(4/4)，交通部運輸研究所，臺北，2011。

95.賴瑞應、張權、薛強、陳正忠、徐偉誌、石豐銘，港灣構造物耐震性能設計架構之研究(1/4)，交通部運輸研究所，臺北，2011。

96.謝明志、陳志芳、張文忠、林炳森、黃安斌，港灣現地碼頭結構與土壤動態互制監測之研究(2/2)，2011。

97.賴瑞應、張權、薛強、顧承宇、曾韋榑、徐偉誌、翁健煌、蔡勇賢，港灣構造物耐震性能設計架構之研究(2/4)，交通部運輸研究所，臺北，2012。

98.曾韋榑、顧承宇、張權、薛強、賴瑞應，重力式碼頭耐震性能設計架構之研究，第 34 屆海洋工程研討會論文集，2012。

99.賴瑞應、顧承宇、張景鐘、曾韋榑、陳明鈺、余孟勳、蔡勇賢，港灣構造物耐震性能設計架構之研究(3/4)，交通部運輸研究所，臺北，2013。

100. 張權、薛強、顧承宇、曾韋榑、邱天宏、賴瑞應，「應用動力分析於板樁式碼頭之耐震性能設計之研究」，港灣報導季刊，第 96 期，第 1~18 頁，2013 年 10 月。

101. 曾韋榑、顧承宇、張權、薛強、賴瑞應，「耐震性能設計之研究-以重力式碼頭為例」，第十五屆大地工程學術研究討論會，雲林，臺灣，2013 年 9 月。

102. 曾韋鯀、顧承宇、賴瑞應，「動力分析於板樁式碼頭耐震性能設計研究」，第十五屆水下技術研討會暨國科會成果發表會，基隆，臺灣，2013 年 5 月。

103. 張德文、李順敏、蔡立盛，「樁基礎耐震性能分析評估與運用」，臺灣世曦工程顧問股份有限公司，2012。

附錄一

碼頭耐震性能設計理念及設計手冊說明會

碼頭耐震性能設計理念及設計手冊說明會(第一場)

一、日期：2014 年 05 月 20 日

二、時間：上午 10:00

三、地點：宇泰工程顧問股份有限公司

四、簡報人：顧承宇 教授

五、記錄：余孟勳 兼任助理

六、與會人員：

交通部運輸研究所港灣技術研究中心　賴瑞應

國立臺灣海洋大學河海工程學系　顧承宇、張景鐘、陳明鈺、余孟勳

宇泰工程顧問股份有限公司　陳吉紀、王慶福、李季欣等

七、簽到單

碼頭耐震性能設計理念及設計手冊說明會

簽到單

日期：2014 年 05 月 20 日

時間：上午 10:00

地點：宇泰工程顧問有限公司

出席單位	出席人員簽到
交通部運輸研究所港灣技術研究中心	賴瑞應
國立臺灣海洋大學河海工程學系	張景鐘 陳明鈺 余孟勳
宇泰工程顧問有限公司	陳吉仁 王慶福 李香欣

碼頭耐震性能設計理念及設計手冊說明會(第二場)

一、日期：2014 年 05 月 20 日

二、時間：下午 02:00

三、地點：中興工程顧問股份有限公司

四、簡報人：顧承宇 教授

五、記錄：余孟勳 兼任助理

六、與會人員：

交通部運輸研究所港灣技術研究中心　賴瑞應

國立臺灣海洋大學河海工程學系　顧承宇、張景鐘、陳明鈺、余孟勳

中興工程顧問股份有限公司　李向榮、黃經洋、許國強、薛強、張權等

七、簽到單

碼頭耐震性能設計理念及設計手冊說明會

簽到單

日期：2014 年 05 月 20 日

時間：下午 02:00

地點：中興工程顧問股份有限公司

出席單位	出席人員簽到
交通部運輸研究所港灣技術研究中心	賴瑞應
國立臺灣海洋大學河海工程學系	[illegible]
	張[illegible]
	陳明鈺
	余孟勳
中興工程顧問股份有限公司	
	李[illegible]
	黃經洋
	許[illegible]
中興工程顧問社	張權　薛[illegible]

碼頭耐震性能設計理念及設計手冊說明會(第三場)

一、日期：2014 年 05 月 27 日

二、時間：上午 10:00

三、地點：浩海工程顧問股份有限公司

四、簡報人：顧承宇 教授

五、記錄：余孟勳 兼任助理

六、與會人員：

交通部運輸研究所港灣技術研究中心　謝明志、賴瑞應

國立臺灣海洋大學河海工程學系　顧承宇、陳明鈺、余孟勳

浩海工程顧問股份有限公司　陳昌生、陳炳祺、曾自慶、邱柏鈞、游禎欣、陳柏旭、施益章等

七、簽到單：

碼頭耐震性能設計理念及設計手冊說明會

簽到單

日期：2014 年 05 月 27 日

時間：上午 10:00

地點：浩海工程顧問股份有限公司

出席單位	出席人員簽到
交通部運輸研究所港灣技術研究中心	謝明志 賴瑞應
國立臺灣海洋大學河海工程學系	[illegible] 陳明鈺 余孟勳
浩海工程顧問股份有限公司	陳昌生 陳炳祺　曾自慶 [illegible]　[illegible] 陳柏旭　施孟章

碼頭耐震性能設計理念及設計手冊說明會(第四場)

一、日期：2014 年 05 月 30 日

二、時間：上午 10:00

三、地點：台灣世曦工程顧問股份有限公司

四、簡報人：顧承宇 教授

五、記錄：余孟勳 兼任助理

六、與會人員：

交通部運輸研究所港灣技術研究中心　賴瑞應

國立臺灣海洋大學河海工程學系　顧承宇、張景鐘、陳明鈺、余孟勳

臺灣世曦工程顧問股份有限公司　丁金彪、林俶寬、何佳倫等

七、簽到單：

碼頭耐震性能設計理念及設計手冊說明會

簽到單

日期：2014 年 05 月 30 日

時間：上午 10:00

地點：台灣世曦工程顧問股份有限公司

出席單位	出席人員簽到
交通部運輸研究所港灣技術研究中心	賴瑞應
國立臺灣海洋大學河海工程學系	謝維宇　張景健 陳明甄 余孟勳
台灣世曦工程顧問股份有限公司	孫佳倫　林俊平 林俶寬　丁姿廷 張上君　劉育明 趙鼎夫　楊維萍 陳冠樞 鄧外齊

碼頭耐震性能設計理念及設計手冊說明會會議記錄綜整

1. 建議研究團隊討論第六、七、八章中設計規範名詞使用之適當性，及內容中條列出文獻之適當性。
2. 建議補充第六章重力式碼頭設計例實作之自然條件。
3. 建議研究團隊討論各碼頭性能可接受標準中定量化使用範圍方式呈現方式是否適當。
4. 建議明確定義碼頭重要度等級特定級、A 級、B 級級不屬於以上三者之碼頭種類，例如：貨櫃碼頭屬於 A 級、雜貨碼頭屬於 B 級、危險品碼頭屬於特定級等。
5. 建議補充棧橋式碼頭可接受標準之材料應變相關規定。
6. 建議將碼頭設計地震力非剛性構造物地表加速度公式加入α_y使公式完整。
7. 各單位所使用之設計地震力反應譜不盡相同，建議能將其統一規定。
8. 建議加入可引用其他規範之相關字句以補充設計手冊沒有特別說明的部分。
9. 目前設計手冊是以商港的設計角度撰寫，對於臨時性碼頭、漁港等小型碼頭若需符合最低標準 B 級作設計將不符成本，建議可加入 C 級並明確定義適用碼頭種類或加註排除各類小型碼頭及臨時性構造物等不用依照此手冊作設計。
10. 建議加註說明 Uwabe 經驗公式之適用條件。

附錄二

碼頭結構物耐震性能設計理念與設計手冊教育訓練

碼頭結構物耐震性能設計理念與設計手冊教育訓練

一、日期：2014 年 09 月 03 日

二、時間：上午 10:00

三、地點：港灣技術研究中心二樓簡報室

四、主持人：

邱永芳　交通部運輸研究所港灣技術研究中心　　主任

謝明志　交通部運輸研究所港灣技術研究中心　　科長

五、講員：

賴瑞應　交通部運輸研究所港灣技術研究中心　研究員

顧承宇　國立臺灣海洋大學河海工程系　　副系主任

張　權　中興工程顧問社　　研究員

六、教育訓練照片：

邱永芳主任 致詞

賴瑞應研究員 演講

顧承宇教授 演講

張權博士 演講

謝明志科長 回覆意見

顧承宇教授 回覆意見

張權博士回覆意見

與會人員發問

與會人員發問

與會人員發問

七、教育訓練意見記錄綜整：

世曦工程顧問	起重機之可接受標準是否可擴及工檢和勞檢？
台北港營運處	重力式碼頭之拋石材料之選擇，和重力式擋土牆的不同？
港研中心工程處	國際規範與台灣地區之差異是否有列入考量？
	地震之額外效應(複合型災害)是否納入考慮？
	本案例之分析軟體可否應用於機具？
	經濟性是否有作考量？
中興工程顧問	手冊上單位和符號清楚加註。
	手冊 P.42 5.1.4-3 為何出現請加以說明。
	手冊 P.43 5.1.4-4 公式可做更詳盡的說明。
	棧橋式碼頭拋石結構之耐震考量其 K_H 是否存在?
	液化之土層以上之土層的 K_H 之保留疑問。

附錄三

期中報告審查意見處理情形表

交通部運輸研究所合作研究計畫

■期中□期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：H1DB006a 港灣構造物耐震性能設計架構之研究(4/4)

執行單位：國立臺灣海洋大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形
丁委員金彪	
一、臨界震度係數 Kt 如何求得？可能需反覆計算數次才可求得，是否有比較簡便之方式。	一、感謝委員意見，本研究團隊之臨界震度係數求得係依據土壤液化分析結果先對液化土土層進行參數折減，再將折減之土壤參數代入壁體安定檢核，因 Kt 計算係求解非線性問題需反覆計算出安全係數等於 1 時之震度係數，即為臨界震度係數，本研究團隊認為此方法較其他方法更能反應出構造物之耐震性能。
二、Page2-12 頁，B 級碼頭不必校核性能等級第Ⅱ級之耐震要求，是否合理。	二、感謝委員意見，依據國際航海協會港灣構造物設計規範之規定，本研究團隊建議之各等級碼頭所對應的耐震性能要求中，B 級碼頭於等級 I 地震力下需滿足第 I 性能等級；等級 II 地震力下需滿足第 III 性能等級。
三、在等級Ⅱ、Ⅲ地震作用下，如果發生液化，則可採取土壤參數折減方式進行分析，是否可明確定義何種參數及如何折減。	三、感謝委員意見，等級Ⅱ地震作用下，如果發生液化，將依據土壤液化液化評估結果對應表 2.9 土壤參數之折減係數 D_E 進行土壤凝聚力及摩擦角折減。
四、在等級 I 地震作用下，土壤液化及構材保持彈性，因地震力不大，相對構材之尺寸亦不須太大	四、感謝委員意見，依據本研究團隊建議之性能可接受標準中，應力狀態係需被檢核，若沒有符合可接受標準須重

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形
即可維持於彈性。然等級Ⅱ、Ⅲ僅校核位移、傾斜角、沉陷量等值，是否可能發生變位皆符合，但應力有可能超出材料極限值之情事發生。	新設計。
五、功能設計須使用人造地震歷時曲線，建議港研中心另列研發計畫，建立臺灣各港區之標準地震歷時曲線，已使顧問公司有一致之標準可遵循，避免各自創造而造成同一港區有不同之輸入條件。	五、感謝委員建議，各單位目前針對於設計地震製作方法確實不同，未來針對設計地震建議由公部門分別對台灣地區各碼頭進行產製，以利港灣分析遵循。
李委員季欣	
一、Page2-13 中表 2.2 建議修訂： 特定：維生碼頭或主管機關認定；A 級：危險品、散雜貨用於民生物資(如穀物碼頭)、發電卸煤碼頭等；B 級：以上不屬於特定、A 級者；C 級：漁港或臨時設施。	一、感謝委員建議，本研究團隊將與主辦單位及各專家學者討論後，修改表 2.2 各重要度等級之碼頭特性並於期末報告中呈現。
二、Page2-32 中表 2.6：性能標準應盡量量化，如 d/H 表示基本上不甚合理，此一標準意謂較深碼頭容許較大變位，在使用上並不合理。	二、感謝委員意見，本研究團隊將於表 2.6 圓筒式碼頭性能可接受標準另行加註說明，並於期末報告中呈現。
三、Page2-42：殘留水位以下動水壓力計算公式是否用日本最新修正或沿用舊公式?因目前港研出的報告似乎不大一致。	三、感謝委員意見，本研究團隊之動水壓力計算公式係沿用民國 86 年部頒之港灣構造物設計基準所規範之公式。
四、Page2-42：Kpe,i 公式應有筆誤。	四、感謝委員意見，本研究團隊會將針對 Page2-42 遺漏及誤繕之部分於期末

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形
	報告撰寫予以修正，並針對語意不明之處加以補充說明。
五、P.42：Kpe,i 公式應有筆誤。(港灣構造物耐震性能設計手冊部分)	五、感謝委員意見，本研究團隊會將港灣構造物耐震性能設計手冊 P.42 遺漏及誤繕之部分於期末報告撰寫予以修正，並針對語意不明之處加以補充說明。
六、P.97-98 表直向座標單位標錯。(港灣構造物耐震性能設計手冊部分)	六、感謝委員意見，本研究團隊將針對港灣構造物耐震性能設計手冊 P.97-98 座標單位進行確認，於期末報告撰寫予以修正。
七、P.240 公式(8.2)中 0.5 應為上標。(港灣構造物耐震性能設計手冊部分)	七、感謝委員意見，本研究團隊將於期末報告中加以修正。
張委員德文	
一、本案期中報告成果內容豐富，進度大致超前符合進度要求。	一、感謝委員肯定。
二、設計參數的變異性如何能在性能設計中加以考慮，建議可加以說明。	二、感謝委員建議，本研究團隊整理後於期末報告中呈現。
三、有關構造的耐震性能除變形以及內力之考量外，有關基礎的承載力或許亦可加以說明。	三、感謝委員意見，圓筒式碼頭上部超載對承載力影響很小可以忽略不計，若有起重機等重機具在碼頭上時，需額外打樁支撐並不會影響整體碼頭承載力，另規範亦不需對承載力進行檢核，故此不須檢核承載力。
四、有關設計加速度(擬靜力分析)以及動力分析中的加速度歷時函數如何決定以及其影響，建議可加	四、感謝委員意見，擬靜力分析係參考表 2.3 碼頭性能設計三等級地震力計算公式；動力分析所使用之加速度歷時

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形
以說明。	係由港研中心提供該中心於本設計例所屬港區所佈設之測站加速度紀錄，擷取該測站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，未來建議由公部門分別針對台灣地區各碼頭進行設計地震產製，以利港灣分析遵循。
五、有關性能分析常用的 PBEE 以及可靠度分析的應用建議可加以說明。	五、感謝委員意見，美國 PEER 所建議的 PBEE 分析是以 Seismic Hazard Curve 為主，配合設計重現週期決定設計標靶 PGA，並採用可能的地震測站加速度紀錄作為分析案例。故考量的地震加速度歷時分析有許多。本研究是以工址可能的加速度譜作為基礎進行分析，相關作法較符合目前我國顧問工程公司所採用的方法。
邱委員俊翔	
一、本研究提出港灣構造物耐震性能設計架構，內容完整，亦包含詳細設計計算例，有助於未來能有效率地推展設計規範性能化等相關工作。	一、感謝委員肯定。
二、圓筒壁體剪力變形檢核，從其檢核公式看來，係檢核抵抗彎矩與驅動彎矩之比值，並非直接檢核變形，建議重新給予此檢核項目較合適之名稱。	二、感謝委員意見，本研究團隊係參考民國 86 年部頒之港灣構造物設計基準所規範之名稱。
三、建議動力分析應納入 Level I 及 Level II 設計地震之分析，並與經	三、感謝委員建議，由於 Level I 之簡化分析無位移量估算，故 Level I 之動

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形
驗式及簡化動力分析結果比較。	力分析無從比較，本研究團隊於期末報告將補充 475 年動力分析與簡化動力分析之比較說明。
四、FLAC 分析之圖形應加註數值對應之單位。	四、感謝委員建議，本研究團隊會補充 FLAC 分析結果圖之單位，並於期末報告中呈現。
五、請再檢討 B 級結構在等級二地震（475 年回歸期地震）之性能要求在第三級之性能等級之適用性。特定及 A 級結構在特性上雖有些許程度上之差異，但或可統整歸為重要碼頭結構物，採用相同之耐震性能要求。	五、感謝委員意見，本研究團隊對於各重要度等級之碼頭特性擬作修改，對於 B 級碼頭之性能要求須符合本研究建議之各等級碼頭所對應的耐震性能要求，於等級 II 地震力下需滿足第 III 性能等級，即結構不倒以維持生命安全。
六、3-47 頁中有關頻率數值之單位有缺漏。	六、感謝委員意見，本研究團隊會將針對 3-47 遺漏單位之部分於期末報告撰寫予以修正。
七、3-52 頁圖 3.37 之 FLAC 分析位移圖，模型兩側皆有顯著之向上及向下之位移，建議可再加大分析模型之邊界，以滿足自由場邊界之特性。	七、感謝委員意見，本研究團隊將針對分析模型之邊界做些微修改以滿足滿足自由場邊界之特性。
八、手冊部分，應增加說明棧橋式碼頭塑鉸之設置方式及其性質之決定方法。	八、感謝委員意見，本研究團隊將針對棧橋式碼頭塑鉸之設置方式及其性質之決定方法補充說明，並於期末報告中呈現。
張委員文忠	
一、請於期末報告增加中英文摘要。	一、感謝委員建議，本研究團隊於期末報告撰寫之。
二、設計手冊放入動力數值分析細節	二、感謝委員建議，本研究團隊與主辦單

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形
是否合宜，請考量，其他內容亦同。	位討論後決定保留動力數值分析細節供使用者能快速瞭解設計案例。
三、建議補充說明為何以 beam element 模擬圓筒結構行為。	三、感謝委員意見，由於圓筒等效後之等效拉桿，受力包括張力、拉力及扭轉力等，使用 beam 元素較 cable 元素來的恰當，故研究團隊先以 beam 元素進行分析。
胡委員啟文	
一、圓筒式碼頭採等效平面板樁與等效拉桿進行模擬分析，案例說明可等效成 11 拉桿，惟圖 3.25 只呈現 10 支等效拉桿，因本案例將列入為「港灣構造物耐震性能設計手冊」之說明，再請檢核。	一、感謝委員意見，本研究團隊會將遺漏及誤繕之部分於期末報告撰寫予以修正。
二、P.3-41，圖 3.26 底層之界面元素作用為何？請說明。	二、感謝委員意見，本研究團隊之網格建置將底層堅硬土層分開建置，故需使用界面元素將其連結。
三、P.2-37，請補充註明 F_L 之意義；P.3-11，…圓筒半徑為 12.36m「，」。碼頭土「讓」性質…，「」處請修正；P3-39，…本研究採用之軟體為二「為」平面分析軟體…，「」處請修正。	三、感謝委員意見，本研究團隊會將遺漏及誤繕之部分於期末報告撰寫予以修正。
謝科長明志	
一、本計畫為 4 年期的最後一年，本中心邱主任要求能有一完整的結束，希望能針對研究成果修訂基準報部施行，建議研究團隊能針	一、感謝委員建議，本研究團隊將利用設計手冊彙整內容針對去年第九章耐震設計予以研修，以利貴中心後續作業。

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形
對去年之耐震設計研修方向工作項目所研修之「第九章耐震設計」部分再予以研修，以利本所報部施行。	
二、為利後續之推廣應用，建議計畫完成前能配合本中心邀集港務公司及顧問公司之相關從業人員進行教育訓練。	二、感謝委員建議，本研究團隊全力配合。
主辦單位意見	
一、第 2-37 頁提到土壤參數為零或經折減之土層，在進行耐震設計時，可不考慮地震時動水壓及地震時土壓之影響，請補充說明其原因。	一、感謝主辦單位建議，本研究團隊設計例係考慮最危險的情況，故分析時有考慮地震時動水壓及地震時土壓之影響，於期末報告撰寫予以修正。
二、第 2-46 頁提到圓筒壁體安定檢核時，不考慮動態被動土壓所提供之抵抗力，但公式 2-18 卻有考慮，請確認是否有誤。	二、感謝主辦單位意見，本研究團隊會將遺漏及誤繕之部分於期末報告撰寫予以修正。
三、第 3-12 頁之分析土壤參數內摩擦角介於25度到29度是否有低估之現象。	三、感謝主辦單位意見，本研究團隊將於期末報告撰寫予以修正。
四、第 3-60 頁設計結果說明提到，等級Ⅱ地震滑動塊分析之位移量可接受標準規定不予檢核，故無法得知是否滿足性能標準，但第 4-1 頁表 4.1 之圓筒式碼頭性能可接受標準其板樁變位有檢核標準，請確認是否有誤。	四、感謝主辦單位意見，本研究團隊將針對第 3-60 頁設計結果說明之部分於期末報告撰寫予以修正。
五、報告請加強錯別字的校訂。	五、感謝主辦單位意見，本研究報告後續將加強報告校訂。

附錄四

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(4/4)

執行單位：國立臺灣海洋大學

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. 請說明耐震設計手冊之目的及未來使用者對象。	感謝委員提供意見，耐震設計手冊之目的為整合整體四年期計畫之主要耐震性能設計部分，並以不同碼頭型式設計例說明設計流程及方法，以提供需求單位及業界相關設計從業人員使用。	同意研究單位之說明。
2. 請補充說明圓筒式碼頭與沉箱式碼頭及板樁式碼頭之差異性。	感謝委員提供意見，圓筒式於簡化動力分析的精神與重力式相同，係將碼頭假設為剛體進行分析，而動力分析時則以等效拉桿模擬圓筒三維束制效應，破壞方式與重力式或板樁式皆有差異。	同意研究單位之說明。
3. 請補充進行動力分析之動態邊界及考慮非線性部分。	感謝委員提供意見，本研究動力分析之動態邊界設定，已於結案報告中詳細說明，係考慮工址之地層狀況及地震力係由底部向上傳遞，故設定為自由場邊界；本研究於土壤材料考慮材料非線性，採用 Mohr-Coulomb 模式以觀察土壤受震後之彈塑性行為。	同意研究單位之說明及處理情形。
4. 液化分析之參考文獻有誤，應為 NCEER 1998 ASCE paper。	感謝委員提供意見，本研究已修正於期末報告之參考文獻。	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
邱委員俊翔		
1. 安全係數為 1 時，表示系統處於臨界狀態，受地震作用下應仍會有變形，建議動力分析應納入 Level I 設計地震之分析，作變形性能檢核，並據以確認所採用之性能規定是否允當。	感謝委員提供意見，本研究建議之性能設計流程，不需將動力分析納入等級 I 地震檢核，若後續需訂定出本土化之性能可接受標準，可藉由動力分析檢核其各項規定之適宜性。	同意研究單位之說明。
2. 第 3-51 頁圖 3.42 之 FLAC 分析位移圖，模型兩側皆有顯著之向上及向下之位移，建議可再加大分析模型之邊界，以滿足自由場邊界之特性。	感謝委員提供意見，本分析例已考慮自由場邊界條件，另已重新分析本例，並獲得更為合理之結果。	同意研究單位之說明及處理情形。
3. 手冊中對於棧橋式碼頭塑鉸之設置方式似乎採集中塑鉸，且設置在土壤界面處，由於實際上樁有可能在土中產生塑鉸，不見得會發生在土壤介面上，因此建議採分佈塑鉸，以合理掌握塑性區位置及其發展情況。	感謝委員提供意見，本手冊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之影響所致。	同意研究單位之說明。
李委員季欣		
1. 本研究案針對圓筒式碼頭穩定分析過程詳細描述，過程使用參數及分析方法均交代清楚已達研究之必要深度與嚴謹度，但嚴格說設計例僅止於分析階段，與實際設計的完整性仍有差距，但僅就性能設計的方向啟蒙應以足夠。本案分析過程	感謝委員之建議與指導。	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
由理論陳述、分析流程發展到案例第一階段分析計算，第二階段驗證方法的取用、說明及計算均交代清楚過程，具相當層次與條理性，分析方法亦適宜。本研究案結論具體，對設計者而言應有參考價值。		
2. 建議「碼頭性能可接受標準」採以碼頭使用功能來定訂服務性標準，修復性及安全性標準才以碼頭結構型式定訂較合理；不同功能的碼頭，如貨櫃碼頭、有設備的散雜貨碼頭、無設備散雜貨碼頭、化學品碼頭等，在第一級的要求標準因設備、服務需求不同，要求標準也該不同；第二、三級標準則已涉及結構行為，則可依結構型式不同而訂；如此更能符合實際需要。	感謝委員提供意見，本研究之性能可接受標準係參考國際航海協會建議之規定。對於第一等級性能檢核採用使用功能來定訂性能可接受標準，未來推動時建議可由需求單位針對其不同功能的碼頭所需之服務需求與要求標準加以訂定。	同意研究單位之說明。
胡委員啟文		
1. 本研究為以設計之觀點來進行港灣構造物耐震性能之探討，相反地是否適用於既有港灣構造物之耐震性能評估？有無其限制性？	感謝委員提供意見，本研究之設計實例係以既有碼頭尺寸斷面、現地工址土層參數及自然條件作為分析依據，分析結果皆滿足耐震性能規定，故本研究建議之耐震性能設計方法可有效評估既有碼頭之耐震性能，其相關限制於結案報告中之適宜性探	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
	討章節說明。	
2. 上述若可行，混凝土方塊式之重力式碼頭是否仍可以重力式碼頭性能可接受標準來檢核？	感謝委員提供意見，本手冊建議之重力式碼頭耐震性能可接受標準係以殘餘變位作為檢核依據，而重力式碼頭設計實例亦類似於混凝土方塊式之重力式碼頭，故應可適用本研究建議之耐震性能可接受標準。	同意研究單位之說明。
張委員德文		
1. 本研究針對港灣構造物之耐震分析與設計已多有完整說明。由於「性能」二字概念必須涉及設計參數的可能變異影響，這部分似僅見於地震力的考量與來源，材料參數特別是土壤甚或地層構造的變異影響如何考慮，建議能納入說明。	感謝委員提供意見，本研究對於參數變異性之影響，已參酌「樁基礎耐震性能分析評估與運用」研究報告內容，並於本研究適宜性章節加註相關說明。	同意研究單位之說明及處理情形。
2. 有關變異性影響以及「耐震性能分析」以基樁為例之說明可見於：張德文等人(2012)「樁基礎耐震性能分析評估與運用」研究報告-01927，台灣世曦工程顧問股份有限公司。敬請卓參。	感謝委員建議與提供重要參考資料，本研究已列為參考文獻。	同意研究單位之說明及處理情形。
丁委員金彪		
1. 本研究內容至為詳細，針對各種碼頭訂定了不同重要等級之碼頭在不同等級地震作用下所需檢核之功能等級與標準。雖然是一	感謝委員肯定。	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
種全新的設計方式，但研究團隊花很多心力不厭其煩的逐步演算與驗證，可使初學者有所遵循，相信在商用軟體普及下，未來如確定實施功能設計規範，顧問公司應可迎刃而解。		
2. 全球新進國家已漸採功能設計法，臺灣如欲往前推動，則宜早日呈交通部審定後頒布實施。	感謝委員提供意見，本研究成果可提供交通部未來修訂碼頭設計基準之參考，以因應技術發展及國際化之需求。	同意研究單位之說明。
3. 有關功能設計之各等級地震之歷時曲線應委由國內具公信力單位統一公告標準，以求一致性。	感謝委員提供意見，各單位目前針對於設計地震製作方法確實不同，未來針對設計地震建議由公部門分別對台灣地區各碼頭進行產製，以利港灣分析遵循。	同意研究單位之說明。
主辦單位意見		
1. 第 2-6 頁到數第三行提到區分 3 種不同重要度構造物之性能等級，請修改為 4 種。	感謝主辦單位提供意見，已於結案報告中修正完畢。	同意研究單位之說明及處理情形。
2. 第 2-19 頁表 2.5 各類驗證分析法之應用時機，請增列 C 級碼頭之應用時機。	感謝主辦單位提供意見，已於結案報告中增列 C 級碼頭及應用時機。	同意研究單位之說明及處理情形。
3. 第 3-71 頁 3.7 節設計結果說明部分，請清楚說明等級Ⅱ地震之設計結果是否滿足性能要求。	感謝主辦單位提供意見，已於結案報告中加註說明等級Ⅱ地震之設計結果。	同意研究單位之說明及處理情形。

附錄五

期末報告簡報資料

國立臺灣海洋大學 National Taiwan Ocean University 河海工程學系 Department of Harbor and River Engineering

港灣構造物耐震性能設計架構委託研究案（第4/4期）期末審查簡報

計畫主持人：顧承宇博士　　研究人員：余孟勳、曾崇偉

協同主持人：張景鐘博士　　蕭靖恩、陳明鈺

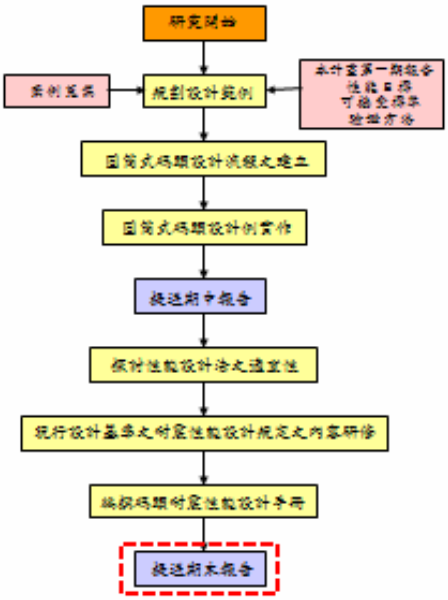
研究團隊：國立臺灣海洋大學

103年11月26日

http://www.ntou.edu.tw

研究進度

工作項目	第1月	第2月	第3月	第4月	第5月	第6月	第7月	第8月	第9月	第10月	第11月
1.案例蒐集與設計規例規劃											
2.國內式碼頭設計流程之建立											
3.國內式碼頭設計例實作											
4.期中報告撰拟											
5.探討國內式性能設計法之適宜性											
6.探討耐震性能設計之相關規定內容彙整											
7.碼頭耐震性能設計手冊之建立											
8.期末報告撰拟及修訂											
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	6/25 台提送期中報告										
	11/30 台提送期末報告										



國立臺灣海洋大學 National Taiwan Ocean University 河海工程學系 Department of Harbor and River Engineering

簡報內容

- 圓筒式碼頭耐震性能設計流程說明
- 圓筒式碼頭設計例實作
- 圓筒式碼頭性能設計適宜性探討
- 碼頭耐震性能設計手冊
- 碼頭耐震性能設計手冊說明會
- 碼頭結構物耐震性能設計理念與設計手冊教育訓練
- 結論

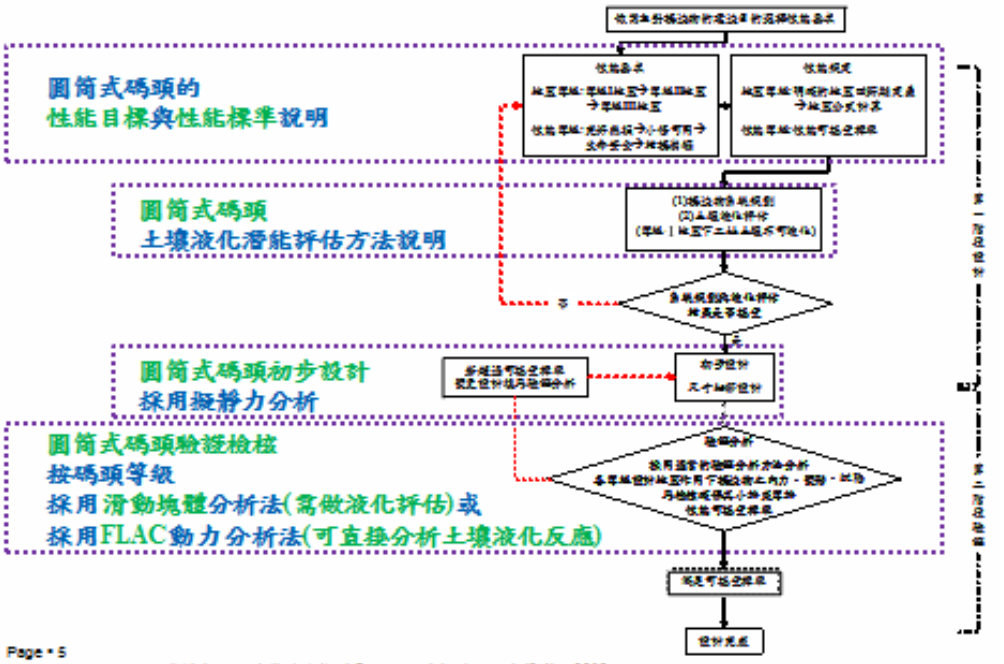
1.碼頭重要度等級與設計地震力
2.碼頭耐震性能要求
3.碼頭耐震性能規定
4.土壤液化潛能評估
5.驗證分析方法選用
6.圓筒式碼頭耐震性能設計流程
7.圓筒式碼頭受震破壞機制
8.圓筒式碼頭結構系統與土壤液化評估
9.圓筒式碼頭初步設計與驗證分析

1.碼頭概述
2.碼頭規劃
3.土壤液化評估
4.初步設計
5.等級 I 地震驗證分析
6.等級 II 地震驗證分析
7.等級 III 地震動力分析
8.設計結果說明

圓筒式碼頭耐震性能設計流程說明

國立臺灣海洋大學 National Taiwan Ocean University 河海工程學系 Department of Harbor and River Engineering

耐震性能設計流程



Page • 5

資料來源：港灣構造物耐震性能設計新編之研究(3/4)，2013

一、碼頭重要度等級與設計地震力

碼頭重要度等級

等級	碼頭之特性	建議適用碼頭構造物
特定	明顯具有A級特性1至3項之情形者	耐震強化碼頭
A	1. 特殊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. 具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特殊物，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. 特殊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. 特殊物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。	危險品碼頭
B	凡不屬於特定、A級者	散雜貨、貨櫃碼頭
C	臨時設施。	非永久性設施

設計地震力等級

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

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
等級Ⅰ (約50年回歸期)	A級 B級	C級	—
等級Ⅱ (475年回歸期地震)	特定級	A級	B級
等級Ⅲ (2500年回歸期地震)	—	特定級	A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)

三、圓筒式碼頭性能規定與要求

■圓筒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
殘餘變位	板格變位	正規化水平位移d/H	<1.5% 或d<30cm	<1.5%~5%	<5%~10%
		向海側傾斜角	<3°	<3°~5°	<5°~8°
	岸肩變位	岸肩沉陷量	<3~10cm	不須檢核	不須檢核
		岸肩與後線陸地之沉陷差	<30~70cm	不須檢核	不須檢核
		向海側傾斜角	<3°	不須檢核	不須檢核
最大反應下之應力或應變	圓筒或板格圓筒		彈性	彈性	塑性，不超過應變極限
	圓筒或板格接合處		彈性	塑性，不超過應變極限	塑性，超過應變極限

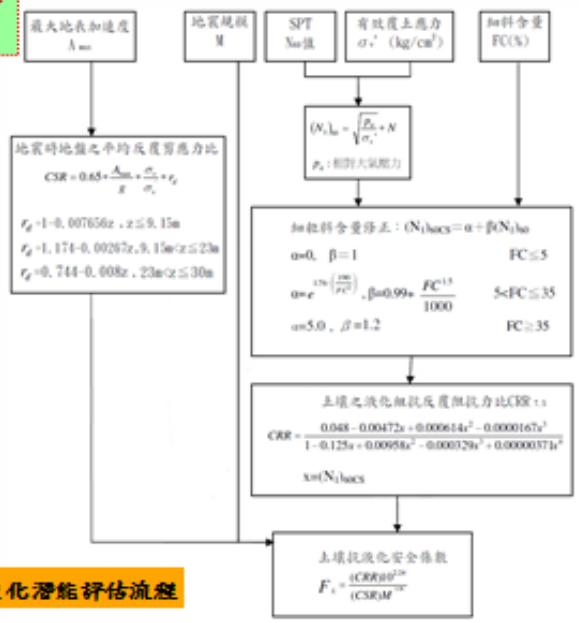
修改自國際航海協會[INA 2001]所頒布之港灣結構物耐震設計準則中，亦將第各等級性能以性能參數之可接受標準值加以限定，如下表，工程實務中，除了參照這些最低標準值以外，還需根據業主之實際要求進行設計。

資料來源：修改自國際航海協會，INA 2001

四、土壤液化潛能評估

日本規範 & INA & 本國規範
建議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。



NCEER土壤液化潛能評估流程

Page • 9

五、驗證分析方法選用

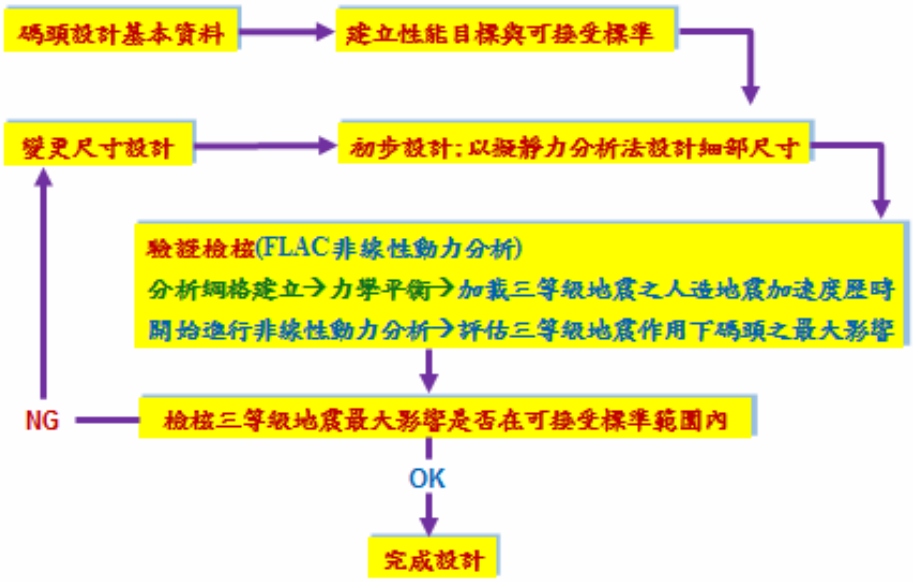
驗證分析方法應用時機

地震等級 \ 碼頭重要度	特定級	A級	B級	C級
等級I (中度地震)	–	靜化分析 或 靜化動力分析 或 動力分析	靜化分析 或 靜化動力分析 或 動力分析	靜化分析 或 靜化動力分析 或 動力分析
等級II (475年回歸期)	動力分析	動力分析	靜化動力分析 或 動力分析	靜化分析 或 靜化動力分析 或 動力分析
等級III (2500年回歸期)	動力分析	動力分析	靜化動力分析 或 動力分析	–

圓筒式碼頭驗證分析方法

碼頭種類	靜化分析	靜化動力分析	動力分析	
			地構模擬	土壤模擬
圓筒式碼頭	擬靜態方法	滑動塊分析	˙有限元素法或有限差分法 ˙線性或非線性分析 ˙二或三維分析	˙有限元素法或有限差分法 ˙線性（等效線性）或非線性分析 ˙二或三維分析

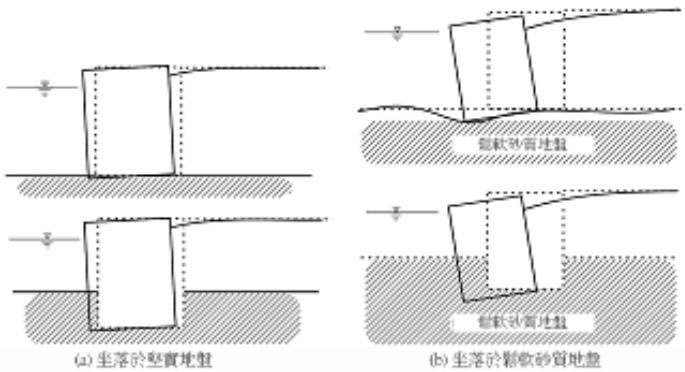
六、圓筒式碼頭耐震性能設計流程



七、圓筒式碼頭破壞機制(1)

▪圓筒式碼頭破壞模式

碼頭型式為置放式鋼板圓筒主要是靠內填料底部的摩擦力去抵抗碼頭慣性力及土壓力，若為埋入式圓筒則是以圓筒基面下之土壤承載力來抵抗慣性力及土壓力。而一般此類碼頭地震下的破壞模式係依圓筒的埋入及土層條件而定，如下圖所示。

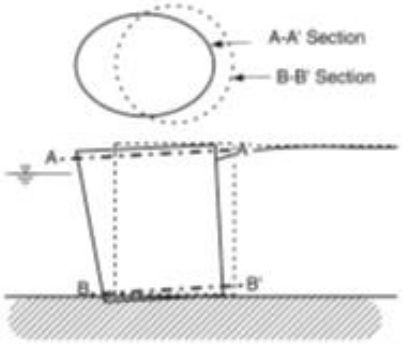


資料來源：國際航海協會，INA 2001

七、圓筒式碼頭破壞機制(2)

▪圓筒式碼頭破壞模式

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

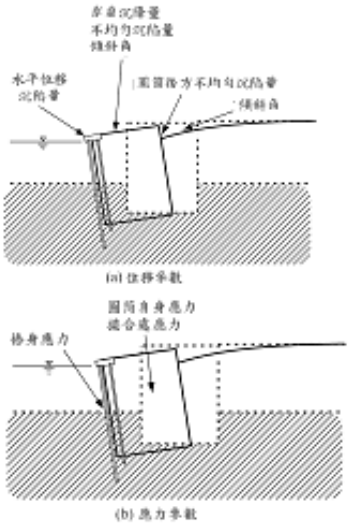


資料來源：國際航海協會，INA 2001

八、圓筒式碼頭初步設計與驗證分析(1)

▪圓筒式碼頭分析方法

- 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
  - 土壤與板樁結構互制
    - 界面元素
    - 模擬圓筒受土壓動力推擠位移
  - 土壤彈塑性組合率
    - Mohr-Coluomb 模式
    - Finn 動力模式

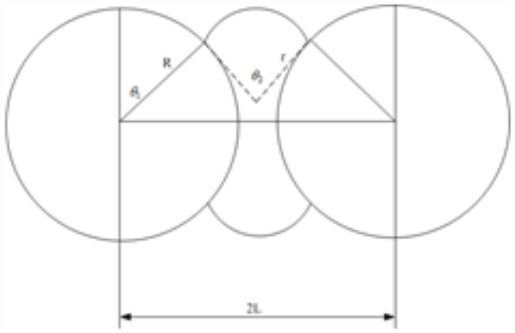


1. 圓筒式碼頭的耐震性能規定無論是**服務性**及**結構損傷**要求皆**與重力式碼頭相似**。
2. 圓筒式碼頭之**性能參數類似於重力式碼頭**或板樁式碼頭，其應力參數包含圓筒及板樁間接合處的應力狀態。

八、圓筒式碼頭初步設計與驗證分析(2)－簡化分析

▪圓筒式碼頭等效寬度換算

由於鋼板格圓筒式碼頭為三維結構，若欲以平面應變模式有效分析，通常會依其平面配置，將圓筒之曲線形前壁、隔壁、後壁均以直線形之假線壁面來近似，其水平斷面積需保持與原來之曲線形斷面積相同，以求取換算壁體寬度，如下示意圖所示。



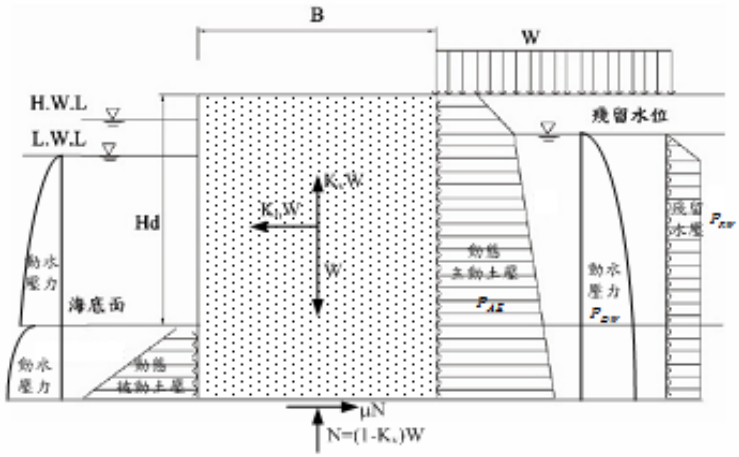
R：圓筒半徑，
$2L$：相鄰圓筒圓心距離，
r：相鄰圓筒中間弧半徑，

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

資料來源：陳吉仕，李泰工程顧問

八、圓筒式碼頭初步設計與驗證分析(3)－簡化分析

▪圓筒式碼頭受力示意圖



資料來源：港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(3/4)，2010

八、圓筒式碼頭初步設計與驗證分析(4)－簡化分析

▪圓筒式碼頭簡化分析

參考現行港灣構造物設計基準修訂，圓筒式碼頭擬靜力分析應檢核之項目包括：

(1) 圓筒整體剪力變形檢核

此項檢核一般僅針對常時作用荷重進行檢討，並忽略圓筒整體之變形，此外一般認為在圓筒的直徑橫小，回填土之強度較低時，方須進行剪力變形之檢核。

$$F.S.=\frac{M_r}{M_d}$$

M_r：於海底面之變形力矩。
M_d：於海底面之抵抗力矩。

安全係數於地震時需>1.2。

$$M_r=\frac{1}{6}\gamma\left(R_0\cdot H_0^2+R_r\cdot H_r^2\right)$$

$$R_0=r_0^2\left(3-r_0\cdot\cos\phi\right)\sin\phi$$

$$R_r=\frac{3}{2}r_r\cdot\mu\cdot\tan\phi$$

$$H_0=\frac{1}{\gamma}\sum\gamma_i\cdot h_i \qquad H_r=2\cdot\sqrt{\frac{\sum P_i}{\gamma\cdot\tan\phi}}$$

γ：圓筒內填料之單位重。
H_0：以圓筒內填料重量計算抵抗力之假想壓高。
H_r：以板樁接頭間摩擦力計算抵抗力之假想壓高。
r_0：B/H_0。
r_r：B/H_r。
B：圓筒換算整體寬度。
ϕ：圓筒內填料摩擦角。
μ：板樁接頭間摩擦係數。
γ_i：圓筒內第i層填料之單位重。
h_i：圓筒內第i層填料厚度。
P_i：圓筒內第i層填料之土壓力合力，計算內填料土壓時，土壓係數使用$0.5\tan\phi$。

八、圓筒式碼頭初步設計與驗證分析(5)－簡化分析

▪圓筒式碼頭簡化分析

參考現行港灣構造物設計基準修訂，圓筒式碼頭擬靜力分析應檢核之項目包括：

(2) 板樁入土長度檢核

圓筒陸側之板樁入土長度如於海底地盤良好時，打設至海底面下1m~2m即可，如係軟弱地盤，其入土深度則採與海側板樁相同。

圓筒海側板樁入土長度須滿足下式：

$$F.S.=\frac{R_p}{P_3}$$

R_p：板樁承載力。
P_3：作用於圓筒海側板樁背後，海地面上主動土壓合力之垂直分力。

安全係數於常時需>2.0，地震時需>1.5。

$$R_p=\left(P_1+P_2\right)\mu+R_u\cdot A$$

$$R_u=30\cdot N\cdot A_p+\frac{\overline{N}\cdot A_s}{5}$$

$$N=\frac{N_1+N_2}{2}$$

R_p：板樁承載力。
P_1：海底面下至板樁下端之主動土壓合力。
P_2：海地面至板樁下端靜止土壓合力。
μ：土壤與板樁間之摩擦係數，砂質土時採用$\frac{2}{3}\phi$。
R_u：板樁下端土壤之極限承載力。
A：板樁斷面積。
R_u：板樁軸向極限承載力。
A_p：板樁樁端面積。
A_s：板樁樁端表面積。
$\overline{N}$：板樁入土全長之平均標準貫入實驗值。
N_1：板樁樁端處之N值。
N_2：板樁樁端上端4倍寬度範圍內之平均N值。

八、圓筒式碼頭初步設計與驗證分析(6)－簡化分析

▪圓筒式碼頭簡化分析

參考現行港灣構造物設計基準修訂，圓筒式碼頭擬靜力分析應檢核之項目包括：

(3) 板格拉力檢核

板格斷面，依計算之板格拉力，應小於材料容許拉力。

作用於板格之拉力，依下列計算：

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

T：板格拉力(t/m)。
K_i：回填內填料之土壓係數，$K_i=0.6$。
γ：回填內半料換算單位重(t/m³)。
γ_w：海水單位重(t/m³)。
H_0：換算壓高(m)。
h_w：回填內水位與碼頭前水位差(m)。
R：圓筒半徑(m)。
W：上部載重(t/m²)。

依照規範規定日製12.7mm鋼板格容許拉力為200t/m。

八、圓筒式碼頭初步設計與驗證分析(7)－簡化分析

▪圓筒式碼頭簡化分析

參考現行港灣構造物設計基準修訂，圓筒式碼頭擬靜力分析應檢核之項目包括：

(4) 圓筒整體安定檢核

由於動態主動土壓力與被動土壓力在地震作用下並不會同時發揮到最大，故在此不考慮動態被動土壓所提供之抵抗力，僅考慮圓筒底部土壤抗剪強度提供之抵抗力。

抗滑動安全係數

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

抗滑安全係數於常時需>1.2，地震時需>1.0。

$W(1-K_v)$：圓筒底部土壤抗剪強度。
K_hW：圓筒內填料之慣性力。
P_{AE}：動態主動土壓合力。
P_{DW}：動態水壓合力。
P_{RW}：殘留水力。

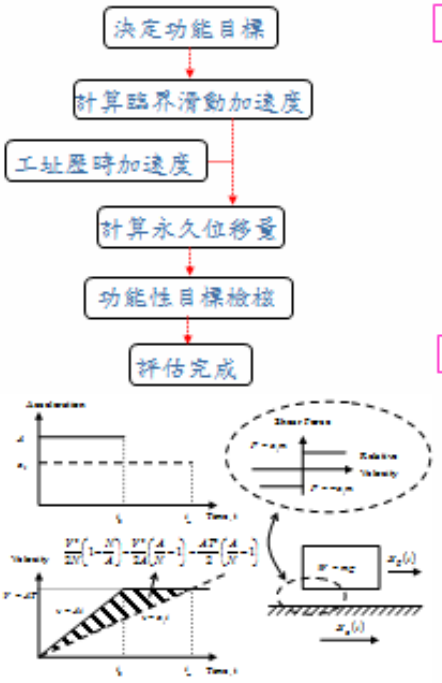
八、圓筒式碼頭初步設計與驗證分析(8)－簡化動力分析

1.液化之土壤參數折減

依據公路橋梁耐震設計規範，判定可能產生液化之土壤應將其土壤參數乘以折減係數D_E，再進行後續滑動塊分析。

F_L之範圍	距地表面之深度x(m)	土壤抵抗液化強度與有效覆土壓力之比值R_2	
		$R_2 \le 0.3$	$R_2 \ge 0.3$
$F_L \le \frac{1}{3}$	$0 \le x \le 10$	0	1/6
	$10 \le x \le 20$	1/3	1/3
$\frac{1}{3} \le F_L \le \frac{2}{3}$	$0 \le x \le 10$	1/3	2/3
	$10 \le x \le 20$	2/3	2/3
$\frac{2}{3} \le F_L \le 1$	$0 \le x \le 10$	2/3	1
	$10 \le x \le 20$	1	1

八、圓筒式碼頭初步設計與驗證分析(9)－簡化動力分析



2.計算臨界滑動震度

$$FS = \frac{\mu \cdot (1 - K_v) W}{K_h \cdot W + P_{AE} + P_{DW} + P_{BW}} = 1$$

靜力平衡式：

$$\mu \cdot (1 - K_v) W = K_h \cdot W + P_{AE} + P_{DW} + P_{BW}$$

整理得：

$$K_h = \frac{\mu \cdot (1 - K_v) W - P_{AE} - P_{DW} - P_{BW}}{W}$$

臨界加速度：

$$a_c = K_h \times g = \left[\frac{\mu \cdot (1 - K_v) W - P_{AE} - P_{DW} - P_{BW}}{W} \right] \times g$$

3.計算永久位移量

$$a_{rel}(t) = a_b(t) - a_c = A - a_c$$

（$a_b(t)$：工址歷時加速度）

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

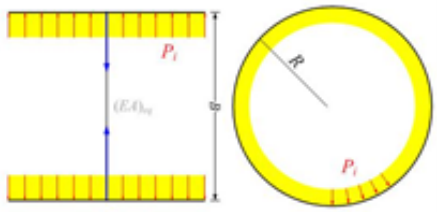
經二次積分 $d_{rel}(t) = \int_{t_0}^{t} v_{rel}(t)\, dt = \frac{1}{2}(A - a_c)(t - t_0)^2$

$$t_0 \le t \le t_0 + \Delta t$$

八、圓筒式碼頭初步設計與驗證分析(10)－動力分析

▪圓筒式碼頭平面分析模式

其勁度計算方式如下圖所示，圓筒與以等值拉桿連接之兩道等值板格牆，在同樣受到內壓作用下，將具有同樣的徑向變形：



$$P_i \cdot 2Rh = 2T \Rightarrow T = P_i Rh$$

$$\Delta = \frac{P_i Rh}{Eth/2\pi R} \cdot \frac{1}{\pi} = \frac{2P_i R^2}{Et} = \frac{2P_i \cdot 2Rh}{(EA)_{eq}/B} \Rightarrow (EA)_{eq} = \frac{EthB}{R}$$

R：圓筒半徑。
h：等值拉桿鉛垂向間距。
T：板格斷面環向拉力。
E：板格材料楊氏模數。
t：板格厚度。
$(EA)_{eq}$：等值拉桿之斷面EA值。

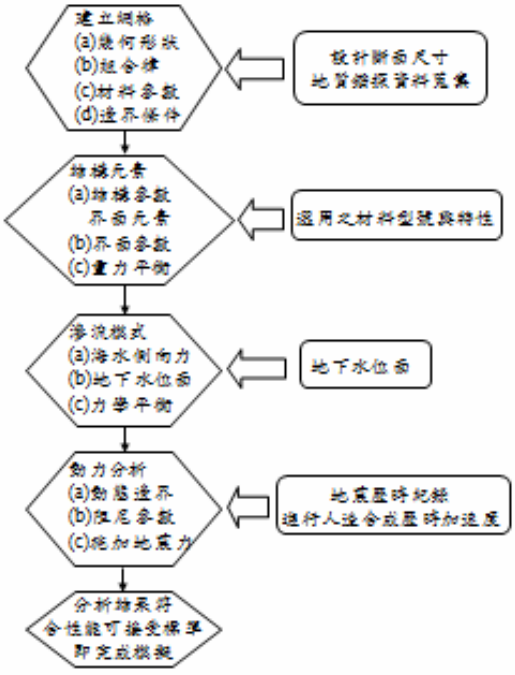
資料來源：港灣地區地震特性與港灣構造物耐震能力評估之研究(3/4)，2010

八、圓筒式碼頭初步設計與驗證分析(11)－動力分析

▪圓筒式碼頭動力分析

以FLAC進行圓筒式碼頭之動態數值模擬分析主要分為十大步驟：

(一) 建立網格
(二) 輸入材料強度參數
(三) 設定邊界條件
(四) 加入結構、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) 使用Finn模式
(九) 設定阻尼參數和動態邊界條件
(十) 施加地震力



圓筒式碼頭設計例實作

一、碼頭概述(1)

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

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

圓筒之構成係將鋼板樁打入海底者，稱為鋼板樁圓筒式碼頭。此形式之結構在內部未填充時非常不穩定，故圓筒埋入後應立即填充內部以穩定結構。

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

圓筒之構成係以鋼板圍成一圓筒，並直接置放於基礎面上者，稱為鋼板圓筒式碼頭，其適用於良好地層上或具有充份承載力之改良地層上。

一、碼頭概述(2)

設計目標

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

設計基準

1. **參考資料**
   (1) 交通部運輸研究所八十六年七月「港灣構造物設計基準」。
   (2) 國際航海協會九十年「港灣構造物耐震設計準則」。
   (3) 內政部九十五年「建築物耐震設計規範及解說」。
   (4) 交通部九十八年六月「公路橋梁耐震設計規範」。
2. **分析程式**
   採用美國Itasca 公司所發展之Fast Lagrangian Analysis of Continua 程式FLAC 6.00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^{-4} cm/s至10^{-2} cm/s之間。
   (3) 鋼板格單位重：屬剛性材料，依港灣構造物設計基準修訂建議之單位重約為7.85 t/m^3。

Page • 27

一、碼頭概述(3)

(4) 鋼板格材料：
參考新日本製鐵公司直線型鋼板格規格：
種類為YSP-FA；板格厚度為12.7mm；斷面積為77.5cm^2。

4. **設計荷重**
碼頭靜荷重依實際情況計算，碼頭活荷重為3 t/m^2，地震時取1.5 t/m^2。

5. **設計地震**
地震係數計算係依據「港灣構造物耐震性能設計架構研究(第一期)」計算地震力，先以等級I地震作初步設計，無近斷層，工址之S_S^{II}=0.6、S_1^{II}=0.35、S_S^{III}=0.8、S_1^{III}=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。

Page • 28

二、耐震性能要求與規定 (1)

圓筒式B級碼頭特性

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

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**圓筒式B級碼頭**，其特性定義與耐震性能要求如表。

圓筒式B級碼頭之耐震性能要求

地震等級	對應之性能等級描述			
	性能等級	使用性描述	修復性描述	安全性描述
等級I (約50年回歸期)	等級I	功能正常	不需修復	結構保持彈性
等級II (475年回歸期)	等級III	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)	–	–	–	–

Page • 29

二、耐震性能要求與規定 (2)

圓筒式碼頭性能設計三等級地震力

地震等級	地震力定量
等級I地震 (50年回歸期地震)	靜力分析中等級 I 地震力計算為 $V_I = \frac{0.4S_{DS}}{3.25}W$。
等級II地震 (475年回歸期地震)	結構性能檢核採非線性分析，地震力計算公式為 $V_{II} = S_{a,II}W$。
等級III地震 (2500年回歸期地震)	結構性能檢核採非線性分析，地震力計算公式為 $V_{III} = S_{a,III}W$。

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，即為可接受標準。

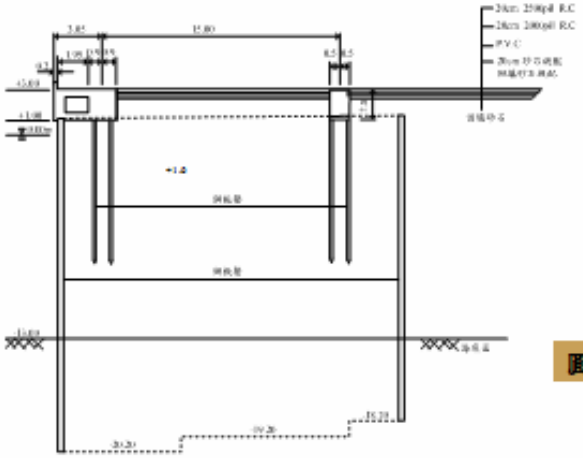
B級圓筒式碼頭所採用之性能可接受標準

參數 \ 地震等級			第I級	第II級	第III級
殘餘變位	壁體變位	正規化水平位移d/H	<1.5% 或d<30cm	<5%~10%	不須檢核
		向海側傾斜角	<3°	<5°~8°	不須檢核
	岸肩變位	岸肩沉陷差	<3~10cm	不須檢核	不須檢核
		岸肩與後線陸地之沉陷差	<30~70cm	不須檢核	不須檢核
		向海側傾斜角	<2°~3°	不須檢核	不須檢核
最大反應下之應力或應變	圓筒式碼頭圓筒		彈性	塑性，不超過應變極限	不須檢核
	圓筒式碼頭接合處		彈性	塑性，超過應變極限	不須檢核

三、圓筒式碼頭系統規劃

本案例描述

- 假設以B級鋼板樁圓筒式碼頭為例。
- 一般碼頭向海延伸之寬度與設計水深以實際之需求決定。
- **碼頭結構類似一剛性結構物，鋼板樁單元長為21.2 m~19.2m**，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。



圓筒式碼頭尺寸斷面圖

四、土壤液化評估(1)

因設計場址無**臨近**斷層，有紀錄之最大地震規模為7.3，所以**土壤液化評估之地震規模設定值為7.3**，而液化潛能評估之尖峰地表加速度PGA設定值以三等級地震之設計PGA作輸入，分別為

等級I地震PGA=$0.4S_{II,S}/3.25=0.074$ g

等級II地震PGA=$0.4S_{II,S}=0.24$ g

等級III地震PGA=$0.4S_{III,S}=0.32$ g

工址土層鑽探資料

鑽孔編碼：W24-20
計劃名稱：基隆港務局中油浮場碼**鑽孔位置**探基隆港
鑽孔編號：H-20　　X座標：324861.0　　鑽孔傾角：90
提供單位：基隆港務局　　Y座標：2,783,033　　鑽孔孔徑：0 cm
鑽探公司：台灣探勘工程股份有限公司　　鑽孔深度：22 m
試驗公司：台灣探勘工程股份有限公司　　(1.數測井　2.水壓計)
鑽探日期：1967/11/26　　埋設深度：0 m

地下水位深度：0 m
日期：1967/11/26

深度 (m)	土壤岩層說明	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 (m^3)	比重 Gs	孔隙比 e
1.85	灰色細砂及沉泥質砂	含貝殼	0	0	9	20-1	0	81	19	0	13.30	0.0	0.0	2.71	1.87	0.64
3.85	灰色細砂及沉泥質砂	含貝殼	0	0	11	20-2	0	86	14	0	20.80	0.0	0.0	2.71	1.92	0.7
5.85	灰色細砂及沉泥質砂	含貝殼	0	0	13	20-3	0	72	28	0	20.40	0.0	0.0	2.71	2.02	0.61
7.85	灰色細砂及沉泥質砂	含貝殼	0	0	13	20-4	0	58	42	0	24.60	0.0	0.0	2.72	1.89	0.77
9.85	灰色細砂	SM	0	0	18	20-5	0	63	37	0	23.10	0.0	0.0	2.7	1.93	0.72
11.85	灰色細砂	SM	0	0	28	20-6	0	67	33	0	20.30	0.0	0.0	2.71	1.84	0.77
13.85	灰色細砂	SM	0	0	31	20-7	0	75	25	0	21.20	0.0	0.0	2.7	1.91	0.72
15.85	灰色沉泥質砂及細砂		0	0	35	20-8	0	73	27	0	21.60	0.0	0.0	2.71	1.96	0.69
17.85	灰色沉泥質砂及細砂		0	0	39	20-9	0	70	30	0	20.40	0.0	0.0	2.71	2.04	0.59
19.85	灰色沉泥質砂及細砂		0	0	41	20-10	0	74	26	0	20.50	0.0	0.0	2.72	2.01	0.62
21.85	灰色沉泥質砂及細砂		0	0	43	20-11	0	84	16	0	20.20	0.0	0.0	2.71	1.98	0.65
22.0																

註：(1)底下土層假設為堅實土層。
(2)回填砂假設單位重1.8t/m³、凝聚力0t/m²、摩擦角30°及SPT-N值12。

四、土壤液化評估(2)

圖 箱式碼頭等級I地震土壤液化潛能評估結果

孔號：W24-20	地下水位=GL-2.27						地震規模=7.3						PGA=0.074				
深度 (m)	土壤類別	γt (t/m³)	σV (t/m²)	σv (t/m²)	N	有效覆土 Cn	地震規模修正 MSF	α	β	N1	<#200	應力折減係數 γd	CSR (1)	CRR7.5 (2)	CRRM (3)	FL (3)/(1)
5.0	SM	1.8	7.3	10.0	12	1.17	1.07	0.00	1.00	12	0.0	0.84	0.06	0.13	0.14	2.19
10.0	SM	1.8	12.3	20.0	12	0.90	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.68	0.07	0.12	0.12	1.74
13.0	SM	1.8	15.3	26.0	12	0.81	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.56	0.07	0.11	0.12	1.73
17.0	SM	1.8	19.3	34.0	14	0.72	1.07	3.61	1.08	15	20.0	0.52	0.06	0.16	0.17	2.76
20.0	SM	1.8	22.3	40.0	14	0.67	1.07	5.00	1.20	16	40.0	0.50	0.05	0.17	0.19	3.40
23.0	SM	1.8	25.3	46.0	14	0.63	1.07	5.00	1.20	16	35.0	0.48	0.05	0.17	0.18	3.52

圖 箱式碼頭等級II地震土壤液化潛能評估結果

孔號：W24-20	地下水位=GL-2.27						地震規模=7.3						PGA=0.24				
深度 (m)	土壤類別	γt (t/m³)	σV (t/m²)	σv (t/m²)	N	有效覆土 Cn	地震規模修正 MSF	α	β	N1	<#200	應力折減係數 γd	CSR (1)	CRR7.5 (2)	CRRM (3)	FL (3)/(1)
5.0	SM	1.8	7.3	10.0	12	1.17	1.07	0.00	1.00	12	0.0	0.84	0.21	0.13	0.14	0.68
10.0	SM	1.8	12.3	20.0	12	0.90	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.68	0.23	0.12	0.12	0.54
13.0	SM	1.8	15.3	26.0	12	0.81	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.56	0.22	0.11	0.12	0.53
17.0	SM	1.8	19.3	34.0	14	0.72	1.07	3.61	1.08	15	20.0	0.52	0.19	0.16	0.17	0.85
20.0	SM	1.8	22.3	40.0	14	0.67	1.07	5.00	1.20	16	40.0	0.50	0.18	0.17	0.19	1.05
23.0	SM	1.8	25.3	46.0	14	0.63	1.07	5.00	1.20	16	35.0	0.48	0.16	0.17	0.18	1.08

圖 箱式碼頭等級III地震土壤液化潛能評估結果

孔號：W24-20	地下水位=GL-2.27						地震規模=7.3						PGA=0.32				
深度 (m)	土壤類別	γt (t/m³)	σV (t/m²)	σv (t/m²)	N	有效覆土 Cn	地震規模修正 MSF	α	β	N1	<#200	應力折減係數 γd	CSR (1)	CRR7.5 (2)	CRRM (3)	FL (3)/(1)
5.0	SM	1.8	7.3	10.0	12	1.17	1.07	0.00	1.00	12	0.0	0.84	0.28	0.13	0.14	0.51
10.0	SM	1.8	12.3	20.0	12	0.90	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.68	0.31	0.12	0.12	0.40
13.0	SM	1.8	15.3	26.0	12	0.81	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.56	0.30	0.11	0.12	0.40
17.0	SM	1.8	19.3	34.0	14	0.72	1.07	3.61	1.08	15	20.0	0.52	0.26	0.16	0.17	0.64
20.0	SM	1.8	22.3	40.0	14	0.67	1.07	5.00	1.20	16	40.0	0.50	0.24	0.17	0.19	0.79
23.0	SM	1.8	25.3	46.0	14	0.63	1.07	5.00	1.20	16	35.0	0.48	0.22	0.17	0.18	0.81

Page • 33

五、初步設計(1)

設計參數表

海側鋼板樁深度(m)	EL. -20.2
陸側鋼板樁深度(m)	EL. -18.2
海側土層高程(m)	EL. -13
板樁與土壤間之摩擦角δ(deg)	15
海水單位重γ_w (t/m³)	1.03
殘留水位至樁底高(m)	21.2
殘留水位(m)	EL. +0.98
碼頭超載量w(t/m²)	1.5

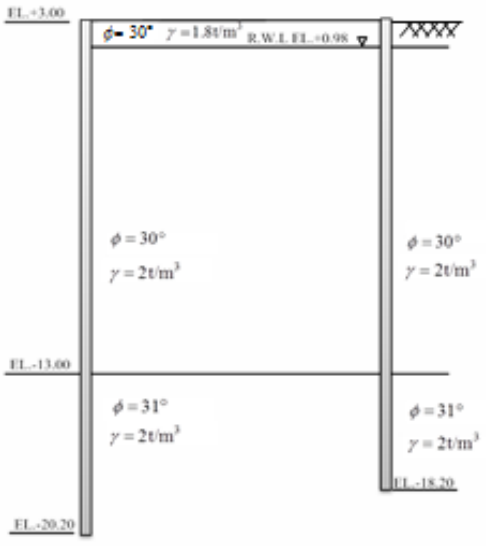
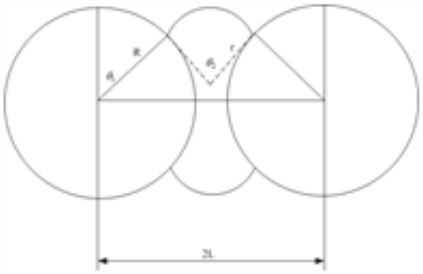


圖 簡式碼頭斷面尺寸簡化圖

Page • 34

五、初步設計(2)

▪圓筒式碼頭等效寬度換算



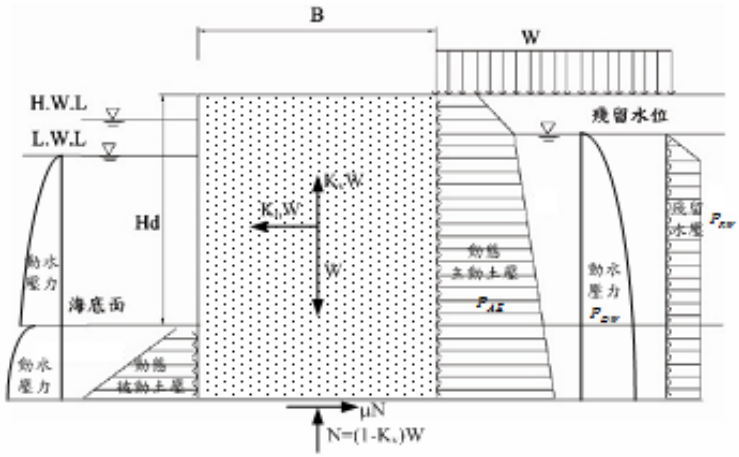
圓筒半徑R (m)	12.36
相鄰圓筒圓心距離 2L (m)	26.02
相鄰圓筒中間弧半徑r (m)	6.74
θ_1	39°
θ_2	102°

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

資料來源：李泰工程顧問

五、初步設計(3)

▪圓筒式碼頭受力示意圖



資料來源：港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(3/4)，2010

五、初步設計(4)

▪圓筒式碼頭簡化分析

主動土壓力係數計算

	設計地震係數	內摩擦角	凝聚力	地震合成角	板格與土壤間之摩擦角	主動土壓力係數
土層	K_h	ϕ	c	θ	δ	K_{AE}
1	0.074	30	0	0.08	15	0.35
2	0.074	31	0	0.15	15	0.41
3	0.074	31	0	0.15	15	0.41

主動土壓力計算

土層	厚度(m)	單位重(t/m^3)	各層水平主動土壓合力值(t/m)	各層主動土壓力作用位置(m)
1	2.27	1.8	2.72	14.65
2	7.73	0.97*	45.88	7.50
3	6	0.97*	20.03	1.46

註：*代表土壤在水中之單位重

殘留水壓力計算

殘留水壓力(t/m)	殘留水壓力作用位置(m)
14.15	E.L.-6.4

動態水壓力計算

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

五、初步設計(5)

▪圓筒式碼頭簡化分析

參考現行港灣構造物設計基準修訂，圓筒式碼頭擬靜力分析應檢核之項目包括：

(1) 圓筒整體剪力變形檢核

$H_0=\frac{1}{\gamma}\sum\gamma_i\cdot h_i=17.85\text{m}$ $M_r=\frac{1}{6}\gamma\left(R_0\cdot H_0^2+R_2\cdot H_2^2\right)=1719.41\text{t}\cdot\text{m}$ $R_0=r_0^2(3-r_0\cdot\cos\phi)\sin\phi=1.49$

$H_s=2\cdot\sqrt{\frac{\sum P_i}{\gamma\cdot\tan\phi}}=17.83\text{m}$ $R_2=\frac{3}{2}r_2\cdot\mu\cdot\tan\phi=0.32$ $F.S.=\frac{M_r}{M_d}=\frac{1784.93}{936.47}=2.14>1.2$ 檢核通過

(2) 板格入土長度檢核

$R_p=(P_1+P_2)\mu+R_u\cdot A=39.78\text{t/m}$ $N=\frac{N_1+N_2}{2}=20$ $R_s=30\cdot N\cdot A_p+\frac{\overline{N}\cdot A_s}{5}=57.22\text{t/m}$

$F.S.=\frac{R_s}{P_3}=\frac{57.22}{38.39}=1.74>1.5$ 檢核通過

國立臺灣海洋大學 National Taiwan Ocean University 河海工程學系 Department of Harbor and River Engineering

五、初步設計(6)

▪圓筒式碼頭簡化分析

參考現行港灣構造物設計基準修訂，圓筒式碼頭擬靜力分析應檢核之項目包括：

(3) 板格拉力檢核

$$T=[(\gamma\cdot H_0+w)K_i+\gamma_w\cdot h_w]R=[(1\cdot 17.85+1.5)\cdot 0.6+1.03\cdot 0.98]\cdot 12.36=156\text{t/m}<200\text{t/m}$$

檢核通過

(4) 圓筒整體安定檢核

$$F.S.=\frac{\mu\cdot(1-K_v)W}{K_h\cdot W+P_{AE}+P_{DW}+P_{RW}}=\frac{0.6\cdot(1-0.037)\cdot 408.15}{0.074\cdot 731.50+109.12+3.32+14.05}=1.63>1.0$$

檢核通過

初步尺寸設計予以採用

六、等級I地震驗證分析

驗證結果

經由簡化分析計算結果，安全係數大於1來判定所設計之碼頭的受震反應是處於穩定狀態及無變位發生。

參數 \ 地震等級			第I級
殘餘變位	板格變位	正規化水平位移d/H	<1.5%或d<30cm 地機穩定下滿足使用性要求→通過
		向海側傾斜角	<3° 地機穩定下滿足使用性要求→通過
	岸肩變位	岸肩沉陷量	<3~10cm 地機穩定下滿足使用性要求→通過
		岸肩與後線陸地之沉陷差	<30~70cm 地機穩定下滿足使用性要求→通過
		向海側傾斜角	<2°~3° 地機穩定下滿足使用性要求→通過
最大反應下之應力或應變	圓筒或板格圓筒		彈性 地機穩定下滿足使用性要求→通過
	圓筒或板格接合處		彈性 地機穩定下滿足使用性要求→通過

七、等級II地震驗證分析(1)

分析方法

依據本研究建議各類驗證分析法之應用時機，如下表，於等級II地震下可使用簡化動力分析及動力分析兩種分析方法進行驗證。

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

七、等級II地震驗證分析(2) 簡化動力分析

簡化動力分析法(滑動塊體法)

依據Seed液化評估結果配合公路橋梁耐震設計規範進行液化土壤參數折減，並進行滑動塊體分析。

臨界加速度

$$a_c = K_s \times g = \left[\frac{0.6\cdot(1-0.037)\cdot 40815-109.12-3.32-14.05}{73150}\right]\times 9.81 = 0.33 m/s^2$$

永久水平位移

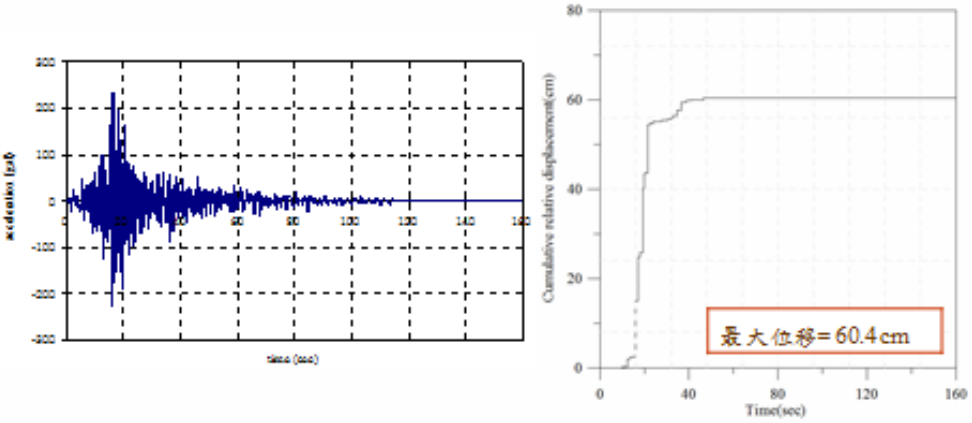
人造地震加速度歷時	永久水平位移(cm)
第1組	60.4
第2組	102.9
第3組	47.6

七、等級II地震驗證分析(3)　簡化動力分析

簡化動力分析法(滑動塊體法)

依據Seed液化評估結果配合公路橋梁耐震設計規範進行液化土壤參數折減，並進行滑動塊體分析。

等級II地震第1組歷時分析永久水平位移



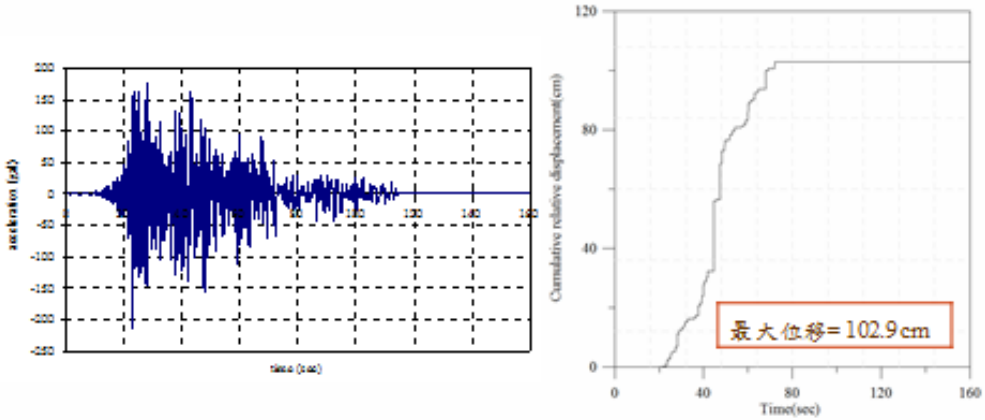
Page • 43

七、等級II地震驗證分析(4)　簡化動力分析

簡化動力分析法(滑動塊體法)

依據Seed液化評估結果配合公路橋梁耐震設計規範進行液化土壤參數折減，並進行滑動塊體分析。

等級II地震第2組歷時分析永久水平位移



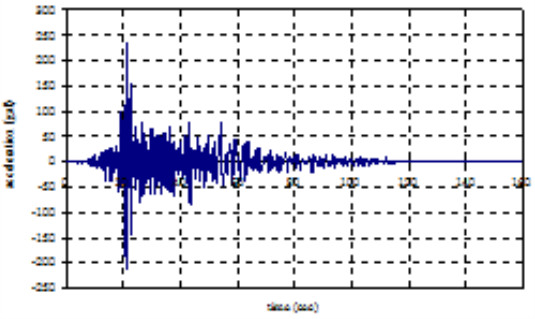
Page • 44

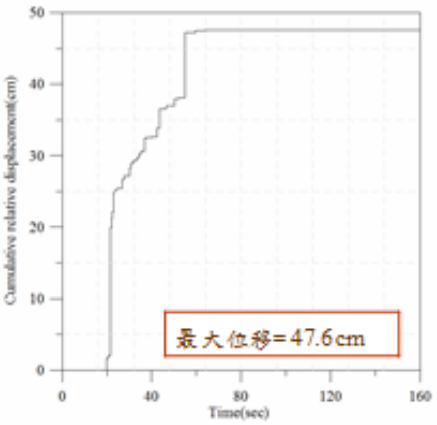
七、等級II地震驗證分析(5)　簡化動力分析

簡化動力分析法(滑動塊體法)

依據Seed液化評估結果配合公路橋梁耐震設計規範進行液化土壤參數折減，並進行滑動塊體分析。

等級II地震第3組歷時分析永久水平位移





七、等級II地震驗證分析(6)　簡化動力分析

簡化動力分析驗證結果

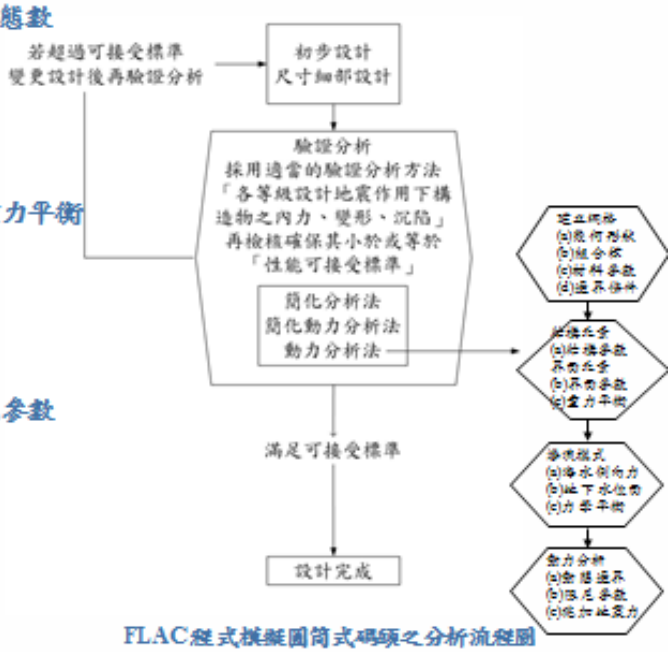
經由簡化動力分析計算結果，判定所設計之碼頭受震反應滿足性能可接受標準。

參數 \ 地震等級			第II級
殘餘變位	板樁變位	正規化水平位移d/H	<5%~10% 第1組：60.4/1600=3.78% (通過) 第2組：102.9/1600=6.43%(通過) 第3組：47.6/1600=2.98% (通過)
		向海側傾斜角	<5°~8° 在此無法得知
	版厚變位	版厚沉陷量	不需檢核
		版厚與後線陸地之沉陷差	不需檢核
		向海側傾斜角	不需檢核
最大反應下之應力或應變	回填或板樁回填		塑性，不超過動性容量或應變極限 在此無法得知
	回填或板樁接合處		塑性，不超過動性容量或應變極限 在此無法得知

七、等級II地震驗證分析(7)　非線性動力分析

以FLAC進行圓筒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)加入結構、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)Finn模式
(九)設定動態邊界條件和阻尼參數
(十)施加地震力
(十一)符合可接受標準
(十二)設計完成

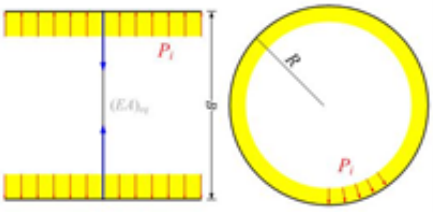


FLAC經式模擬圓筒式碼頭之分析流程圖

七、等級II地震驗證分析(8)　非線性動力分析

▪圓筒式碼頭平面分析模式

其勁度計算方式如下圖所示，圓筒與以等值拉桿連接之兩道等值板格牆，在同樣受到內壓作用下，將具有同樣的徑向變形：



結構種類	EA (kN/m)	EI (kN-m²/m)
等值鋼板格	3.728×10^5	31.04
等值拉桿 (位置間距 2m)	2.756×10^5	–

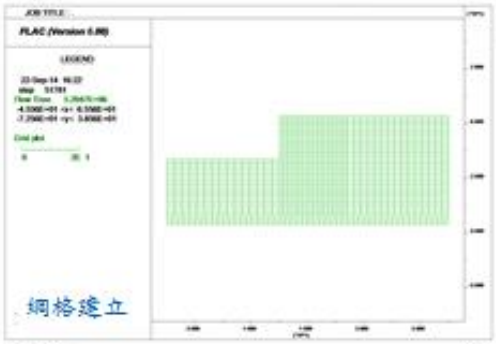
$$P_i \cdot 2Rh = 2T \Rightarrow T = P_i Rh$$

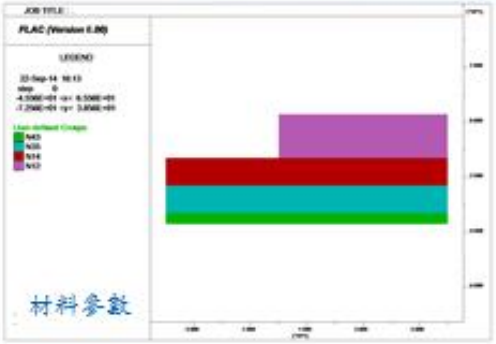
$$\Delta = \frac{P_i Rh}{Eth/2\pi R}\cdot\frac{1}{\pi} = \frac{2P_i R^2}{Et} = \frac{2P_i \cdot 2Rh}{(EA)_{eq}/B} \Rightarrow (EA)_{eq} = \frac{EthB}{R}$$

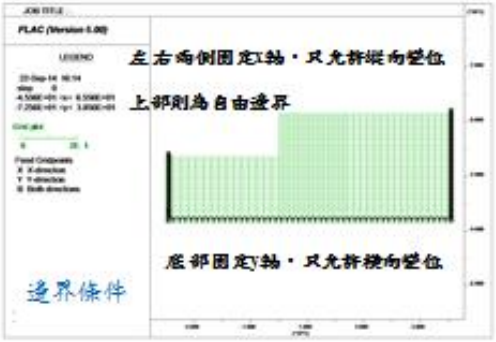
R：圓筒半徑。
h：等值拉桿鉛垂向間距。
T：板格斷面環向拉力。
E：板格材料楊氏模數。
t：板格厚度。
$(EA)_{eq}$：等值拉桿之斷面EA值。

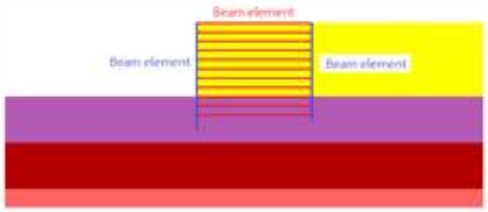
資料來源：港灣地區地震特徵與港灣構造物耐震能力評估之研究(3/4)，2010

七、等級II地震驗證分析(9)　非線性動力分析









七、等級II地震驗證分析(10)　非線性動力分析

土壤模式及其參數

圓筒式碼頭材料參數表

深度(m)	模式型式	單位重 (t/m³)	摩擦角 (度)	包松比	統體模數 (Mpa)	剪力模數 (MPa)	孔隙率	滲透係數 (cm/s)
13	M-C/ Finn	1.8	30	0.3	5.1	2.3	0.3	1x10⁻⁴
23	M-C/ Finn	1.8	31	0.3	5.9	2.7	0.3	1x10⁻⁴
33	M-C	1.8	36	0.3	15	6.8	0.3	1x10⁻⁴
37	M-C	1.8	40	0.3	18	8.4	0.3	1x10⁻⁴

圓筒式碼頭結構元素參數

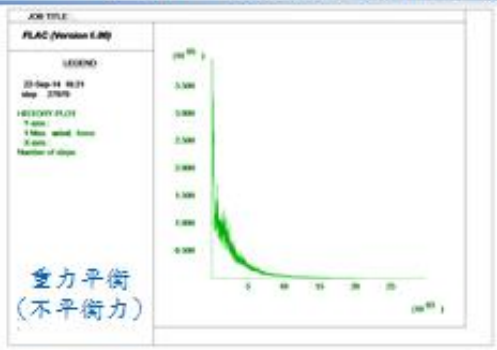
	彈性模數 (GPa)	慣性矩 (m⁴)	斷面積 (m²)	密度 (kg/m³)
Beam (鋼板樁)	481	3.35x10⁻³	7.75x10⁻³	7850
Beam (等效控樁)	399	6.45x10⁻³	6.91x10⁻⁴	7850

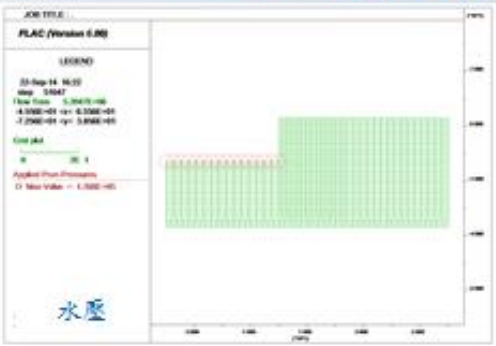
圓筒式碼頭界面元素參數

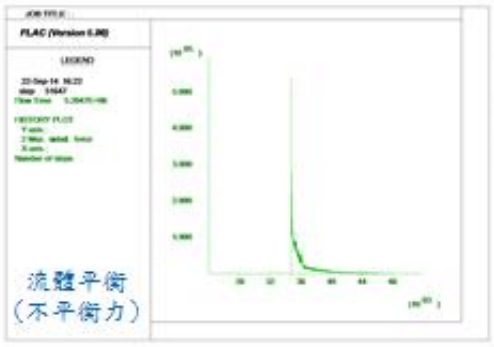
部位	正向勁度 K_n(Mpa)	切向勁度 K_s(Mpa)	界面摩擦角 (度)
板樁與控制土層之間	590	59	15

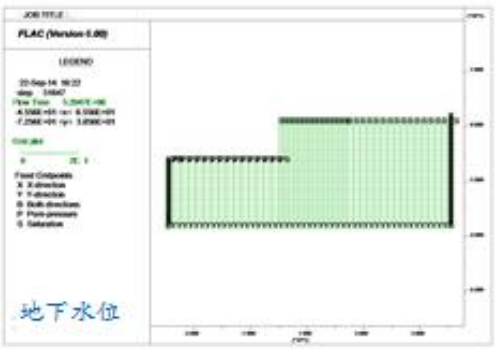
Page • 50

七、等級II地震驗證分析(11)　非線性動力分析

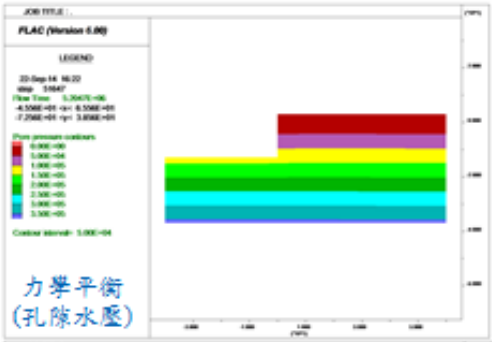


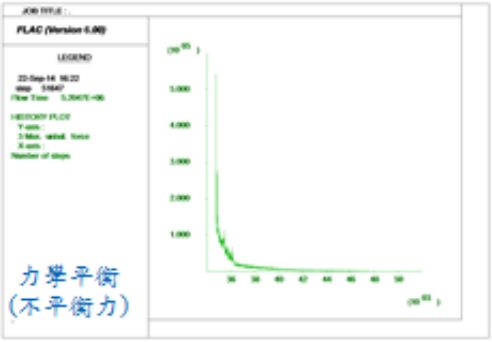


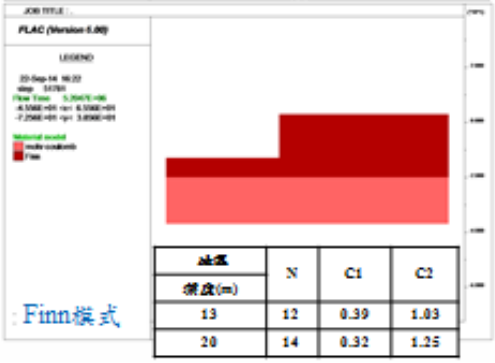




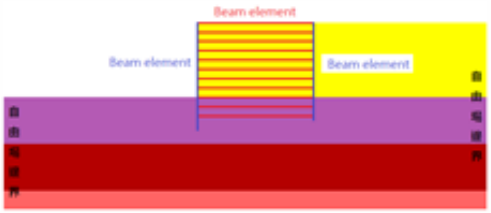
七、等級II地震驗證分析(12)　非線性動力分析





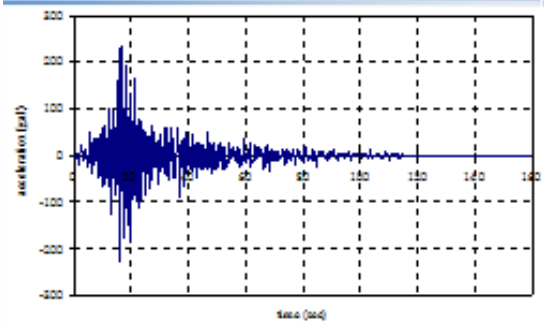


土層 深度(m)	N	C1	C2
13	12	0.39	1.03
20	14	0.32	1.25

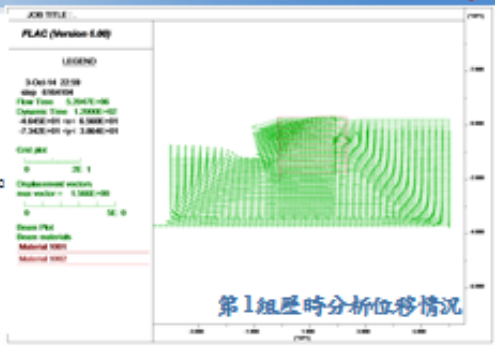


動力分析邊界條件設定

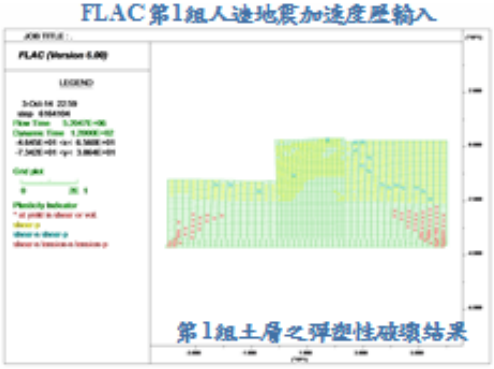
七、等級II地震驗證分析(13)　非線性動力分析



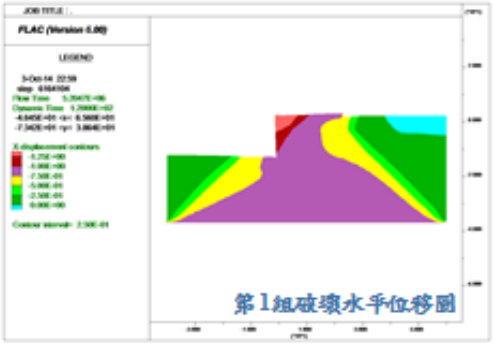
FLAC第1組人造地震加速度歷輸入



第1組歷時分析位移情況

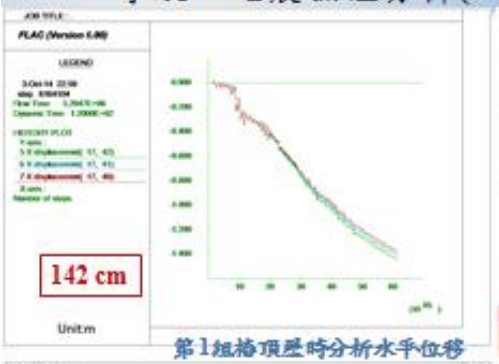


第1組土層之彈塑性破壞結果

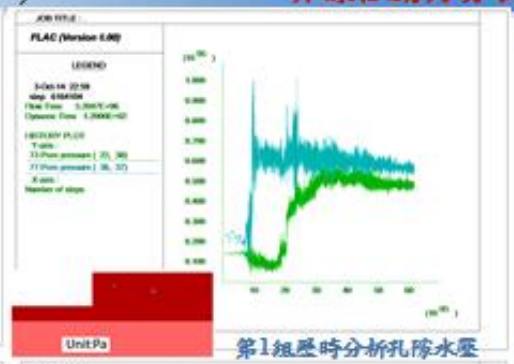


第1組破壞水平位移圖

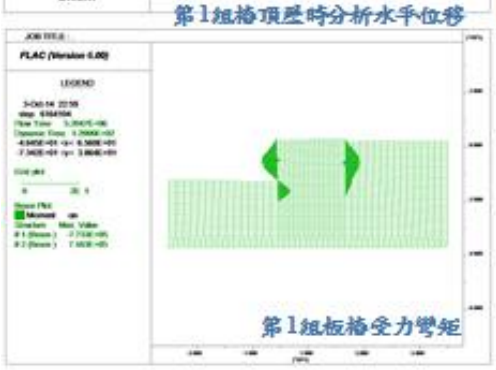
七、等級II地震驗證分析(14)　非線性動力分析



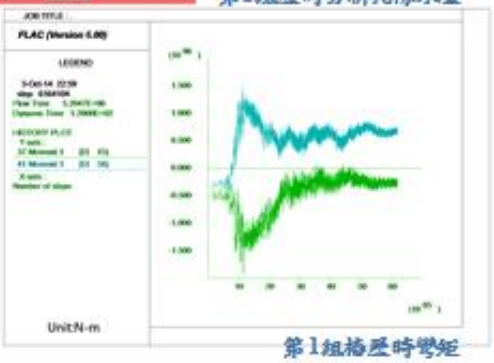
第1組格頂歷時分析水平位移



第1組歷時分析孔隙水壓



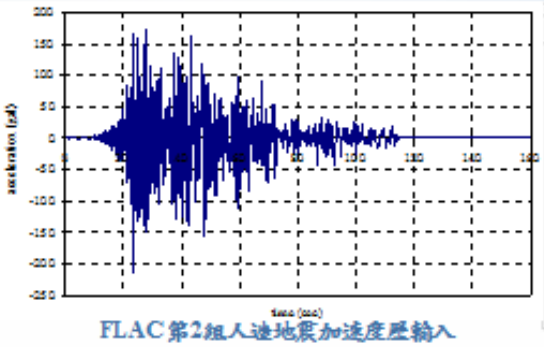
第1組板格受力彎矩



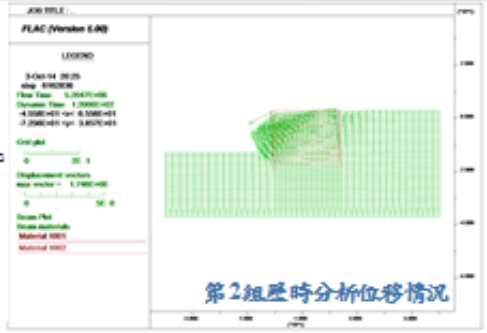
第1組格歷時彎矩

七、等級II地震驗證分析(15)

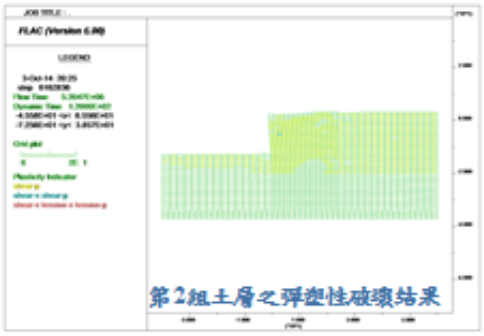
非線性動力分析



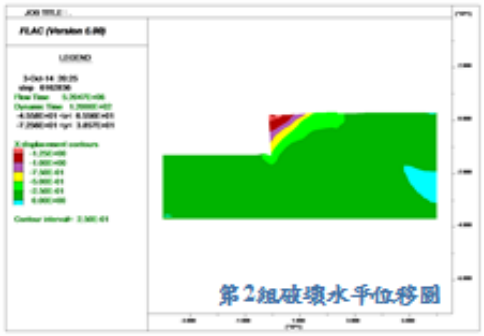
FLAC第2組人造地震加速度歷輸入



第2組歷時分析位移情況



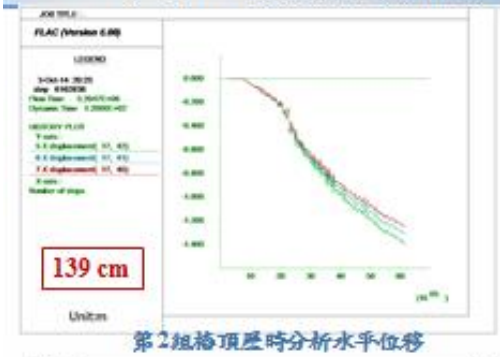
第2組土層之彈塑性破壞結果



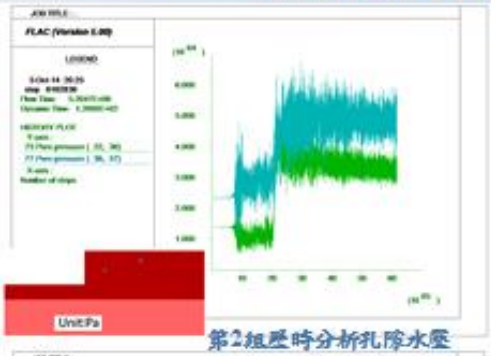
第2組破壞水平位移圖

七、等級II地震驗證分析(16)

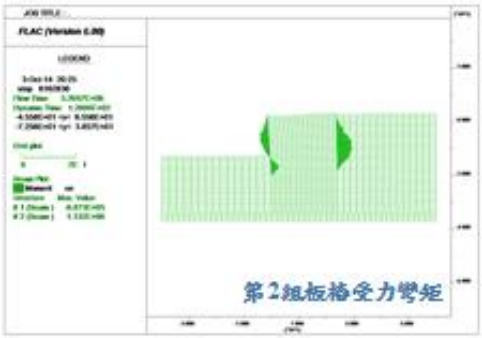
非線性動力分析



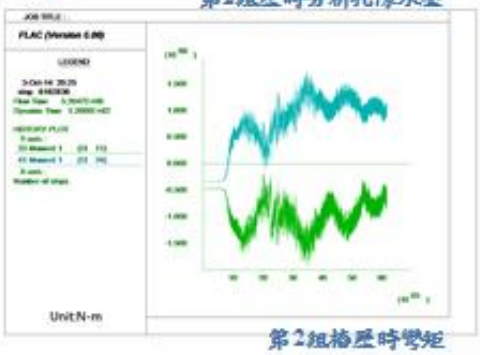
第2組格頂歷時分析水平位移



第2組歷時分析孔隙水壓



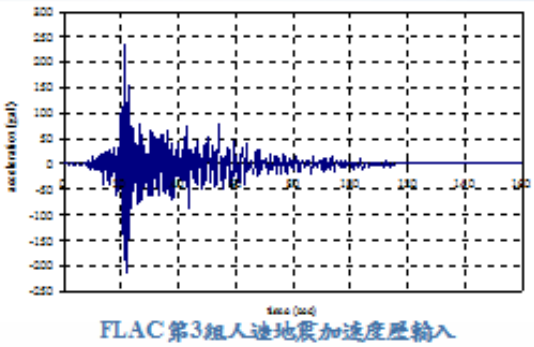
第2組板格受力彎矩



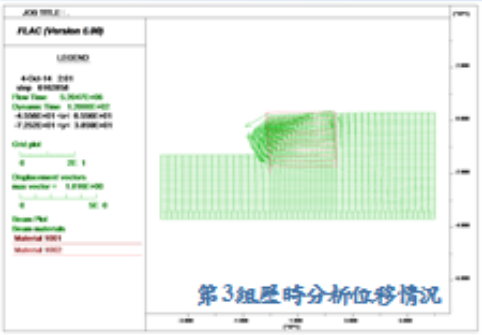
第2組格歷時彎矩

七、等級II地震驗證分析(17)

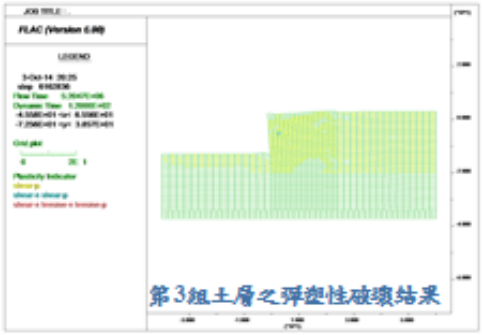
非線性動力分析



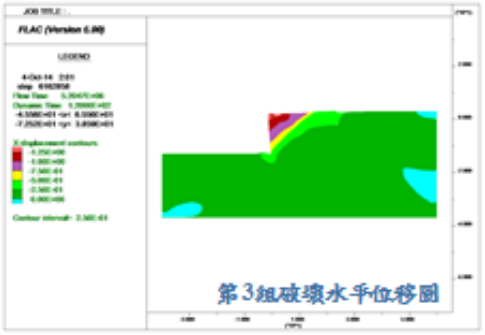
FLAC第3組人造地震加速度歷輸入



第3組歷時分析位移情況



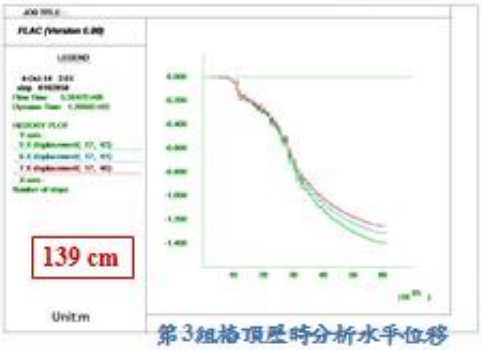
第3組土層之彈塑性破壞結果



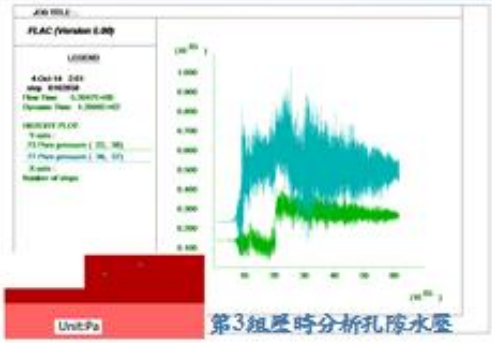
第3組破壞水平位移圖

七、等級II地震驗證分析(18)

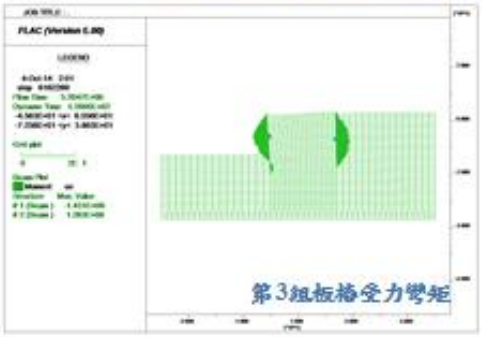
非線性動力分析



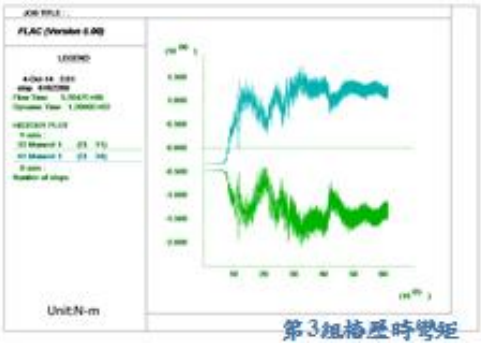
第3組樁頂歷時分析水平位移



第3組歷時分析孔隙水壓



第3組板樁受力彎矩



第3組樁歷時彎矩

七、等級II地震驗證分析(19)　非線性動力分析

動力分析驗證結果

經由動力分析計算結果，判定所設計之碼頭受震反應滿足性能可接受標準。

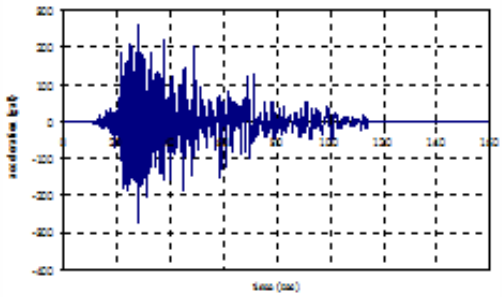
參數 \ 地震等級			第II級
最終變位	板樁變位	正規化水平位移dH	<5%~10% 第1組：142/1600=8.88% (通過) 第2組：139/1600=8.69% (通過) 第3組：139/1600=8.69% (通過)
		向海側傾斜角	<5°~8° 動力分析 第1組：5.07° (通過) 第2組：4.97° (通過) 第3組：4.97° (通過)
	岸壁變位	岸壁沉陷量	不需檢核
		岸壁與後填陸地之沉陷差	不需檢核
		向海側傾斜角	不需檢核
最大反應下之應力或應變	圓筒或板樁圓筒		彈性，不超過韌性容量或應變極限 分析結果未超過韌性容量(通過)
	圓筒或板樁接合處		彈性，超過韌性容量或應變極限 分析結果未超過韌性容量(通過)

八、等級III地震動力分析(1)

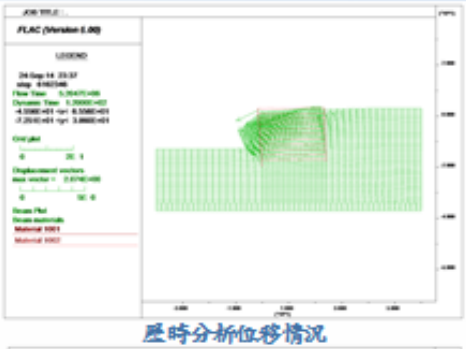
依據本研究建議之各等級碼頭所對應的耐震性能要求，如下表，圓筒式B級碼頭於等級III地震下無須檢核，但就位移量之破壞結果可發現，結構物已超過性能可接受標準。

性能等級 / 地震等級	第Ⅰ級	第Ⅱ級	第Ⅲ級
等級I (50年回歸期地震)	A級 B級	C級	—
等級II (475年回歸期地震)	特定級	A級	B級
等級III (2500年回歸期地震)	—	特定級	A級

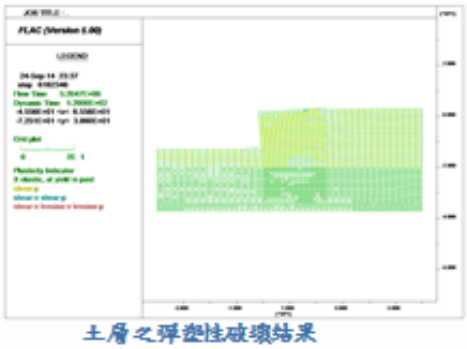
八、等級 III 地震動力分析 (2)



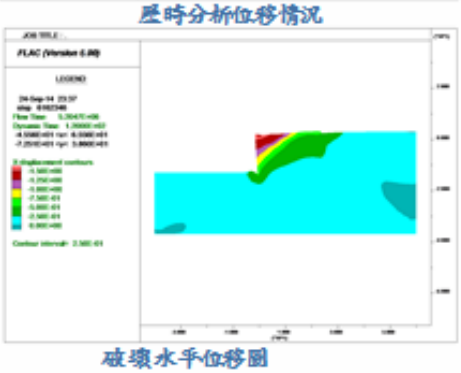
FLAC人造地震加速度歷輸入



歷時分析位移情況

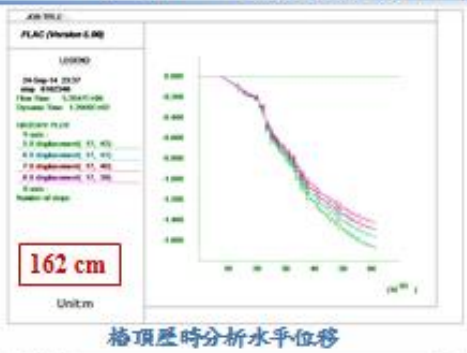


土層之彈塑性破壞結果

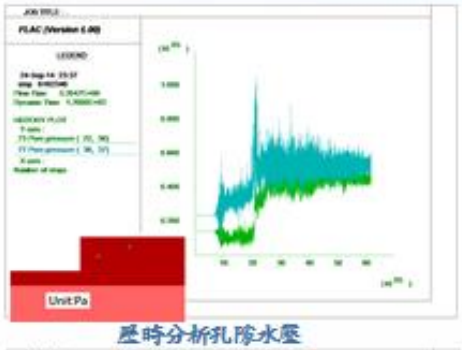


破壞水平位移圖

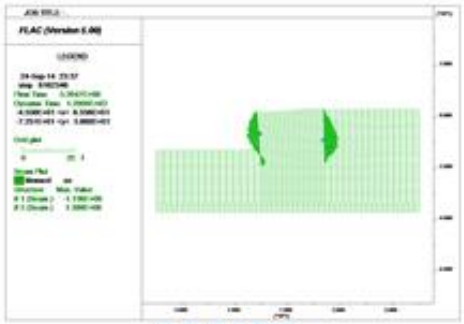
八、等級 III 地震動力分析 (3)



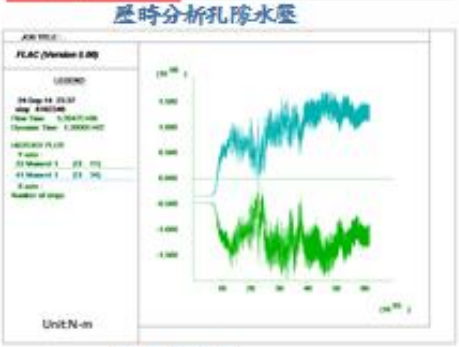
格頂歷時分析水平位移



歷時分析孔隙水壓



板格受力彎矩



格歷時彎矩

九、設計結果說明(1)

等級I地震

- B級圓筒式碼頭於等級I地震下需滿足使用功能正常、不需修復及結構保持彈性，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

- B級圓筒式碼頭於等級II地震下構件不得超過韌性容量且正規化水平位移需小於5%~10%，簡化動力分析檢核結果，其在可接受標準之位移量檢核，三組水平位移量分別為3.78%、6.43%及3.00%皆小於10%滿足性能可接受標準；
- 動力分析檢核結果，其在可接受標準之位移量檢核，三組水平位移量分別為8.88%、8.69%及8.69%皆小於10%滿足性能可接受標準，且構件皆在韌性容量範圍內，其殘餘變位及構件狀態皆符合性能可接受標準；

Page • 63

九、設計結果說明(2)

等級III地震

- 等級III地震動力分析結果，依規定也無須檢核，但就位移量之破壞結果可發現，結構物之位移量已超過規定之性能可接受標準(即結構物已不易恢復營運作業)。
- 本研究之分析結果顯示，B級圓筒式碼頭性能規定之驗證滿足耐震性設計之建議可接受標準。

Page • 64

圓筒式碼頭性能設計適宜性探討

圓筒式碼頭性能設計法之適宜性(1)

➢ 性能規定適宜性探討

針對圓筒式碼頭在國際航海協會所建議之性能可接受標準，對於台灣地區適用性及準確性應略帶保留，建議可與台灣地區實際破壞案例整合，訂定出精確且適宜之本土化可接受標準，以作為後續設計之參考依據。

➢ 分析方法探討

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。

圓筒式碼頭性能設計法之適宜性(2)

➢ 簡化動力分析對於土壤液化之影響探討

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

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

Page • 67

圓筒式碼頭性能設計法之適宜性(3)

➢ 滑動塊體法與非線性動力分析結果之比較

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

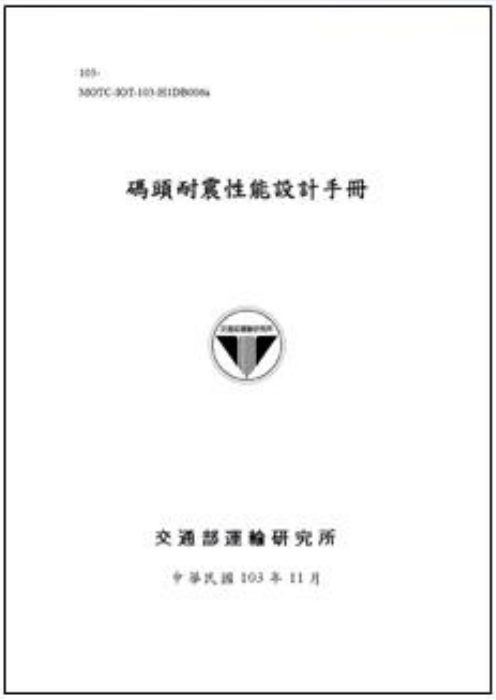
等級II地震	Newmark滑動塊體法	非線性動力分析
第1組歷時分析永久水平位移	60.4 cm	142 cm
第2組歷時分析永久水平位移	102.9 cm	139 cm
第3組歷時分析永久水平位移	47.6 cm	139 cm

Page • 68

碼頭耐震性能設計手冊

碼頭耐震性能設計手冊

■封面



碼頭耐震性能設計手冊

■適用範圍及說明

適用範圍

本手冊為交通部運輸研究所港灣技術研究中心之計畫研究案所提出，以商港為主，法港不在此限。

適用說明

本手冊之設計示範案例，作為設計者進行性能設計時之參考，如手冊有不足或擬定之部分，請參考民國86年「港灣構造物設計基準」、民國90年「建築物耐震設計規範及解說」與民國98年「公路橋梁耐震設計規範」。

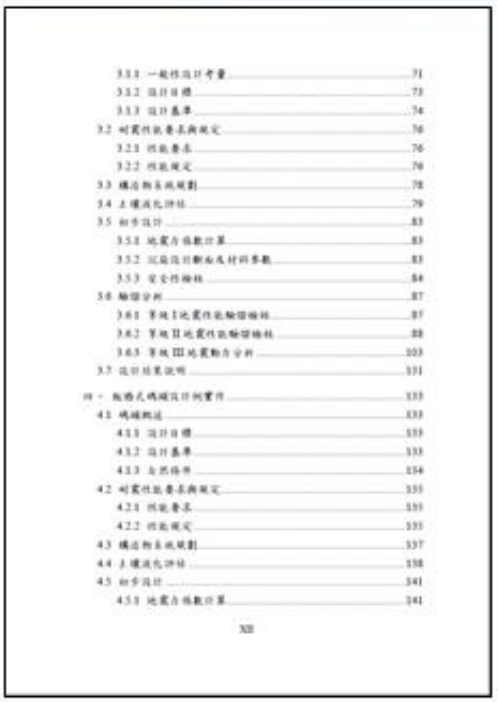
Page • 71

碼頭耐震性能設計手冊

■目錄

碼頭耐震性能設計手冊

目錄



一、港灣碼頭構造物耐震性能設計理念 1
1.1 耐震性能設計理念與性能要求 1
1.2 耐震性能設計原則 4
1.2.1 第一階段設計 6
1.2.2 第二階段驗證 16
1.3 碼頭的種類及其破壞機制 18
1.4 各類型碼頭之性能設計標準 23
二、耐震性能分析方法 29
2.1 簡化分析法 30
2.1.1 重力式碼頭 30
2.1.2 板樁式碼頭 39
2.1.3 圓筒式碼頭 45
2.1.4 硬樁式碼頭 48
2.2 簡化動力分析 52
2.2.1 重力式碼頭與圓筒式碼頭 52
2.2.2 板樁式碼頭 55
2.2.3 硬樁式碼頭 57
2.3 動力分析 58
2.3.1 重力式碼頭 58
2.3.2 板樁式碼頭 58
2.3.3 圓筒式碼頭 58
2.3.4 硬樁式碼頭 59
2.4 主環波化潛能評估 60
三、重力式碼頭設計例實件 71
3.1 碼頭概述 71
3.1.1 一般性設計考量 71
3.1.2 設計目標 73
3.1.3 設計基準 74
3.2 耐震性能要求與規定 76
3.2.1 性能要求 76
3.2.2 性能規定 76
3.3 構造物系統規劃 78
3.4 主環波化評估 79
3.5 初步設計 83
3.5.1 地震力係數計算 83
3.5.2 沉箱設計斷面及材料參數 83
3.5.3 安全性檢核 84
3.6 驗證分析 87
3.6.1 等級I地震性能驗證檢核 87
3.6.2 等級II地震性能驗證檢核 88
3.6.3 等級III地震動力分析 103
3.7 設計結果說明 131
四、板樁式碼頭設計例實件 133
4.1 碼頭概述 133
4.1.1 設計目標 133
4.1.2 設計基準 133
4.1.3 自然條件 134
4.2 耐震性能要求與規定 135
4.2.1 性能要求 135
4.2.2 性能規定 135
4.3 構造物系統規劃 137
4.4 主環波化評估 138
4.5 初步設計 141
4.5.1 地震力係數計算 141

4.5.2 碼頭設計斷面與參數表 341
4.5.3 安全性檢核 343
4.6 驗證分析 348
4.6.1 等級I地震性能驗證檢核 348
4.6.2 等級II地震性能驗證檢核 352
4.6.3 等級III地震動力分析 374
4.7 設計結果說明 214
五、 纖維式碼頭設計實例 215
5.1 碼頭概述 215
5.1.1 設計目標 215
5.1.2 設計基準 215
5.2 耐震性能要求與規定 217
5.2.1 性能要求 217
5.2.2 性能規定 217
5.3 構造物系統規劃 220
5.4 土壤液化評估 222
5.5 初步設計 228
5.5.1 設計條件 228
5.5.2 構件斷面設計 228
5.5.3 土壤承載力檢核(容許應力設計) 253
5.6 驗證分析 256
5.6.1 等級I地震性能驗證檢核 256
5.6.2 等級II地震性能驗證檢核 262
5.6.3 等級III地震性能驗證檢核 278
5.7 設計結果說明 294
六、 圓筒式碼頭設計範實作 295
6.1 碼頭概述 295
6.1.1 設計目標 295
6.1.2 設計基準 295
6.1.3 系統條件 296
6.2 耐震性能要求與規定 297
6.2.1 性能要求 297
6.2.2 性能規定 297
6.3 構造物系統規劃 299
6.4 土壤液化評估 300
6.5 初步設計 303
6.5.1 地震力係數計算 303
6.5.2 碼頭設計斷面與參數表 304
6.5.3 安全性檢核 305
6.6 驗證分析 311
6.6.1 等級I地震性能驗證檢核 311
6.6.2 等級II地震性能驗證檢核 313
6.6.3 等級III地震動力分析 338
6.7 設計結果說明 364
七、 參考文獻 365

符號表

$(N_1)_{60}$ = 標準化貫入試驗N值為60%標準落錘能量之修正SPT-N值

A_{design} = 設計加速度

A = 地震力與之斷面積

A_{max} = 地表最大加速度

A_s = 地表等效加速度

B = 基礎寬度

BCF = 弯矩折減率

c = 基礎地震係數下之土壤粘聚力

C_N = 標準化之修正係數

C_r = 長量修正係數

C_w = 水位量之應力修正係數

C_b = 修正修正係數

$CSR_{7.5}$ = 地震規模M=7.5之振態土壤液化阻抗比

C_s = 粘度管型之修正係數

CSR = 土壤震應力比

d = 管樁的地震位下管徑

$\bar{d}$ = 平均粒徑粒徑

D_r = 地震設計用土壤參數

D_{max} = 地層最大深度

D_f = 基礎到完全最低地表之基礎地震加之深度

DL = 地震靜荷重

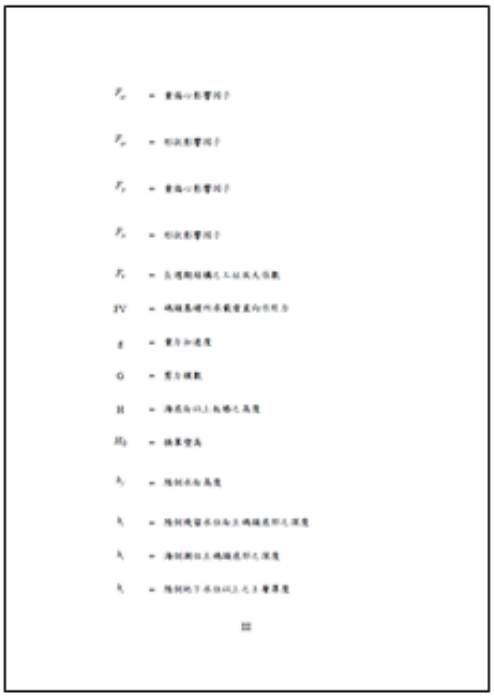
E = 彈性模數

F_a = 短週期地震工之放大係數

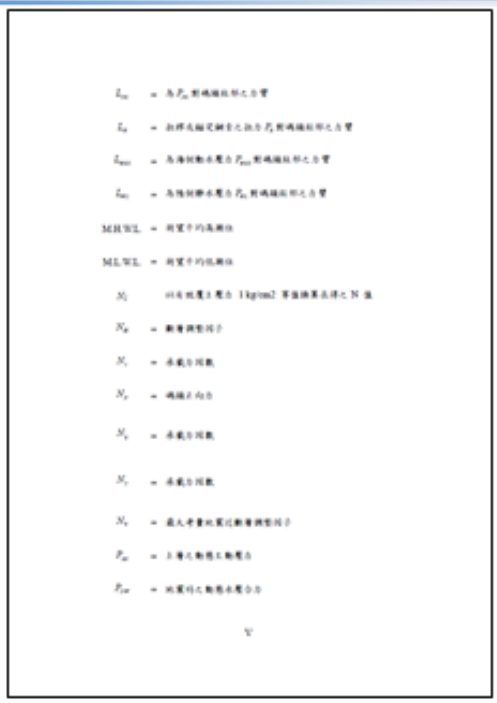
FC = 細粒含量(%)

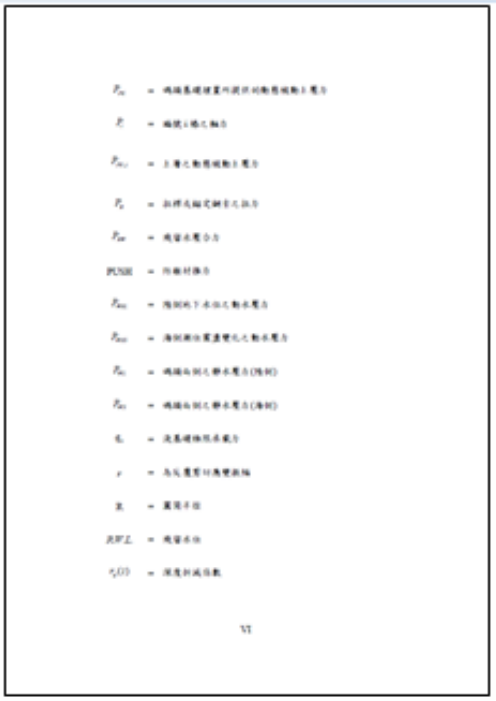
F_s = 重地心影響因子

F_w = 地表影響因子

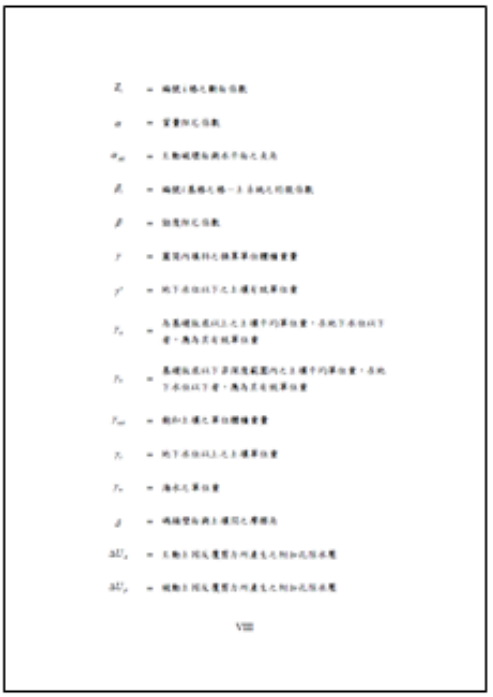


碼頭耐震性能設計手冊 ■符號與名詞定義



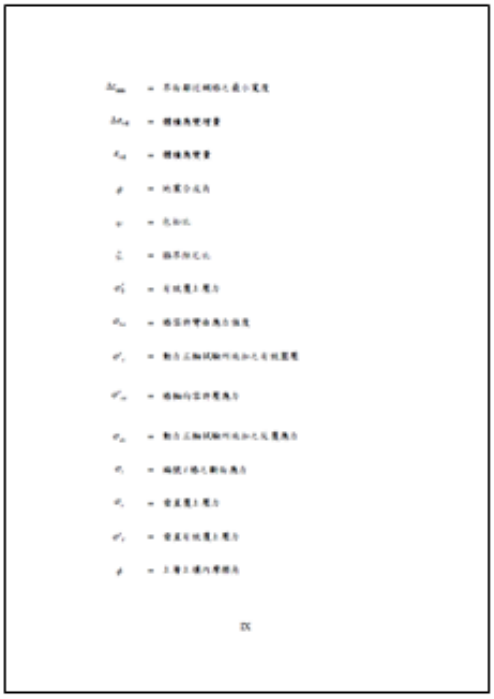


VII

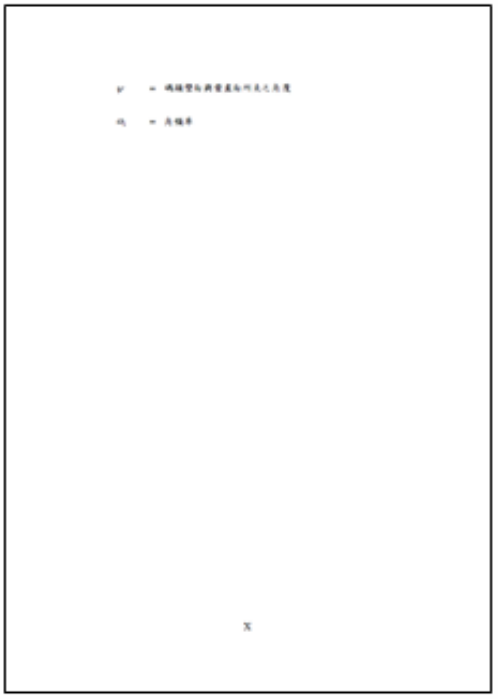


VIII

碼頭耐震性能設計手冊 ■符號與名詞定義



IX



X

耐震性能設計理念與性能要求 ■手冊內容摘錄

■設計理念

耐震性能設計進一步考慮結構整體、構件與附屬設施在地震下的反應以及地震後的使用性、可修復性與安全性，並將其作性能分級檢核，並將其分為三個等級，使結構物性能有等級之分，更進一步了解碼頭設施破壞對經濟、環境及社會的影響。

性能設計法以直接且透明之參數來表達構造物之破壞狀態或性能，使設計者及業主能夠充分了解未來在不同等級地震作用時，結構物可能產生的破壞程度及損失情況。

Page • 79

耐震性能設計理念與性能要求 ■手冊內容摘錄

■性能要求

耐震性能等級定性規定

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	損壞嚴重但維持生命安全（未超過韌性容量）

參考文獻：修改自PNA, 2001

Page • 80

耐震性能設計理念與性能要求　　■手冊內容摘錄

■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
等級I (50年回歸期地震)	A級 B級	C級	—
等級II (475年回歸期地震)	特定級	A級	B級
等級III (2500年回歸期地震)	—	特定級	A級

碼頭設計之性能要求必須依照性能矩陣來決定其性能等級，本手冊之地震等級為三個等級，性能等級為三個等級，碼頭重要度為四個等級，地震等級與碼頭重要度於後面補充說明。

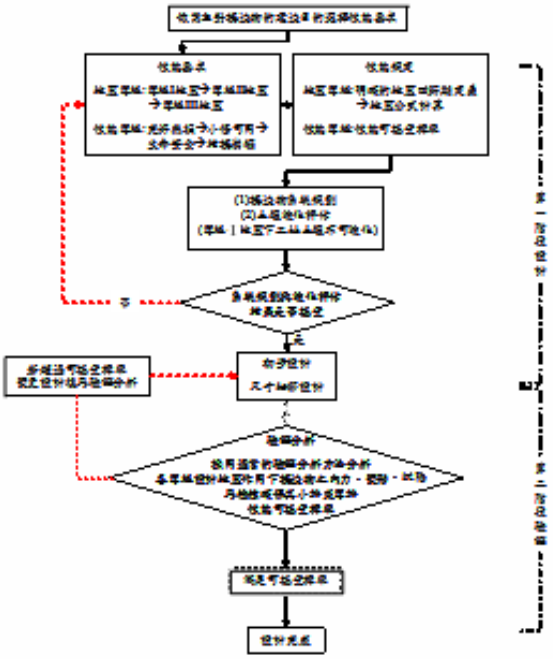
Page • 81　參考文獻：修改自JNA, 2001

耐震性能設計流程　　■手冊內容摘錄

① 第一階段設計
- A. 性能選擇
- B. 構造物系統規劃
- C. 土壤液化評估

② 第二階段驗證
- A. 內容概述
- B. 驗證分析方法說明

耐震性能設計透過第一階段設計以及第二階段驗證不斷修正設計及檢核，完成最終設計。



耐震性能設計流程圖

Page • 82

■第一階段設計

A. 選擇性能要求

第一階段設計首先要建立性能要求及性能規定，第一階段設計分為重要度分類、地震等級與性能等級，概述如下:

重要度分類

重要度分類為「特定級、A級、B級與C級」，依照碼頭重要度選擇級別。

地震等級

非剛性碼頭地震力公式與剛性碼頭採用地表加速度於後面補充說明，本手冊加入臺灣地區重要港區諧加速度係數表，其餘之港區諧加速度係數則依照耐震設計選定參數。

性能等級

從構造物之「使用性」、「修復性」、「安全性」三方面考量，依照前面章節之規定決定設計之性能等級。

■第一階段設計

B. 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。

C. 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。

■設計地震力

地震等級		地震力計算公式	
		非剛性	剛性
等級I	中度地震 (約50年回歸期)	$V_I = \frac{S_{a,II}}{3.25\alpha_y} W$	$V_I = \frac{S_{II,S}}{3.25} W$
等級II	475年 回歸期地震	$V_{II} = \frac{1}{1.2\alpha_y}\left(\frac{S_{a,II}}{F_a}\right)_{\max} W$	$V_{II} = 0.4 S_{II,S} W$
等級III	2500年 回歸期地震	$V_{III} = \frac{1}{1.2\alpha_y}\left(\frac{S_{a,III}}{F_{a,III}}\right)_{\max} W$	$V_{III} = 0.4 S_{III,S} W$
註：剛性構造物(如重力式、板格式、固箱式碼頭等) 非剛性構造物(如樁格式碼頭等)			

註:碼頭震動週期極小之假設下，譜加速度係數與震區譜加速度係數關係如下:

$S_{a,II} = 0.4 S_{II,S}$

$S_{a,III} = 0.4 S_{III,S}$

Page • 85

■震區譜加速度係數

為方便設計者將臺灣重要港區之譜加速度係數表整理如下：

臺灣重要港區之震區譜加速度係數表

港區		地盤種類	$S_{II,2}$	$S_{II,1}$	$S_{III,2}$	$S_{III,1}$
臺北	全區	臺北二區	0.6	0.78	0.8	1.04
基隆	全區	一類	0.6	0.35	0.8	0.5
		二類	0.66	0.49	0.8	0.55
		三類	0.72	0.6	0.8	0.7
蘇澳	全區	一類	0.8	0.45	1	0.55
		二類	0.8	0.54	1	0.61
		三類	0.8	0.68	1	0.77
臺中	龍井區	一類	0.84	0.47	1.05	0.61
		二類	0.84	0.61	1.05	0.67
		三類	0.92	0.76	1.05	0.85
	梧棲區	一類	0.88	0.52	1.1	0.66
		二類	0.88	0.67	1.1	0.73
		三類	0.97	0.83	1.1	0.92
	清水區	一類	0.88	0.52	1.1	0.66
		二類	0.88	0.62	1.1	0.73
		三類	0.88	0.78	1.1	0.94
高雄	小港區	一類	0.55	0.35	0.7	0.45
		二類	0.55	0.49	0.7	0.54
		三類	0.6	0.6	0.7	0.68
	旗津區 前鎮區	一類	0.5	0.35	0.7	0.5
		二類	0.55	0.49	0.7	0.55
		三類	0.6	0.6	0.77	0.7
	鼓山區	一類	0.6	0.35	0.80	0.5
		二類	0.66	0.49	0.8	0.5
		三類	0.72	0.6	0.8	0.7
花蓮	全區	一類	1.14	0.71	1.32	0.87
		二類	1.14	0.85	1.32	0.96
		三類	1.14	1.07	1.32	1.22

Page • 86

■震區譜加速度係數

為方便設計者將臺灣重要港區之譜加速度係數表整理如下：

臺灣重要港區之震區譜加速度係數表

港區		地盤種類	S_{DS}	S_{D1}	S_{MS}	S_{M1}
安平港	安平區 南區	一類	0.7	0.4	0.9	0.5
		二類	0.7	0.52	0.9	0.55
		三類	0.77	0.64	0.99	0.7
布袋港	布袋鎮	一類	0.7	0.4	0.9	0.5
		二類	0.7	0.52	0.9	0.55
		三類	0.77	0.64	0.99	0.7
馬公港	馬公市	一類	0.5	0.3	0.7	0.4
		二類	0.55	0.45	0.7	0.52
		三類	0.6	0.54	0.77	0.64
金門港 烏坵港	金區	一類	0.6	0.35	0.8	0.5
		二類	0.66	0.49	0.8	0.55
		三類	0.72	0.60	0.8	0.7

■第二階段驗證

A. 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，並與第一階段設計所建立之性能要求參數之可接受標準比較。

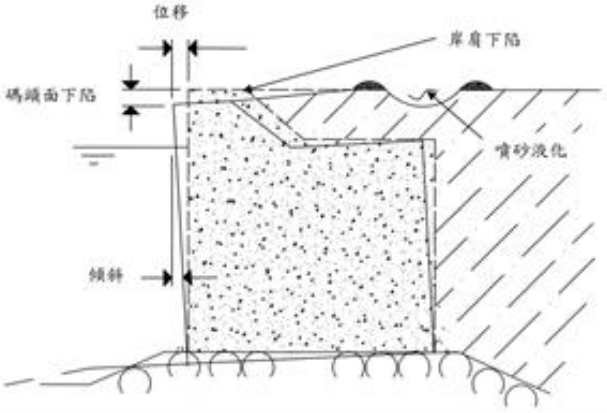
B. 驗證分析方法說明

在性能設計流程之第二階段設計，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。

碼頭的種類及其受破壞機制　　■手冊內容摘錄

常見碼頭可分為重力式、棧橋式、板樁式與圓筒式碼頭，以及碼頭上常見之附屬設施橋式起重機，為使設計者能快速了解常見碼頭破壞模式，有助於碼頭設計，故將破壞機制擺在第一章。

■重力式碼頭

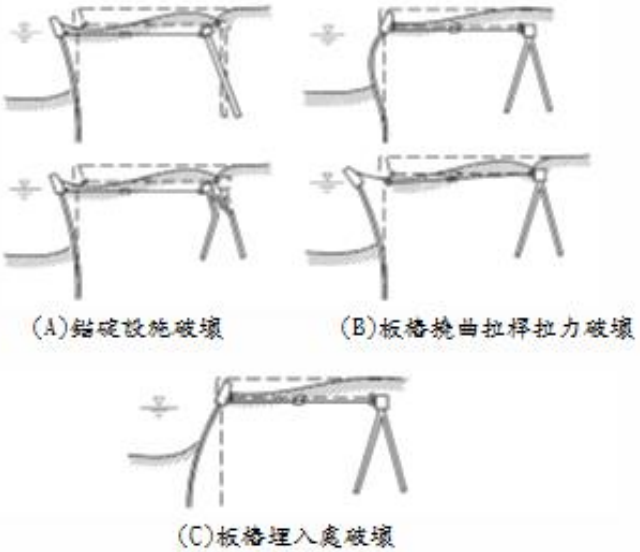


重力式碼頭之破壞模式

Page • 89

碼頭的種類及其受破壞機制　　■手冊內容摘錄

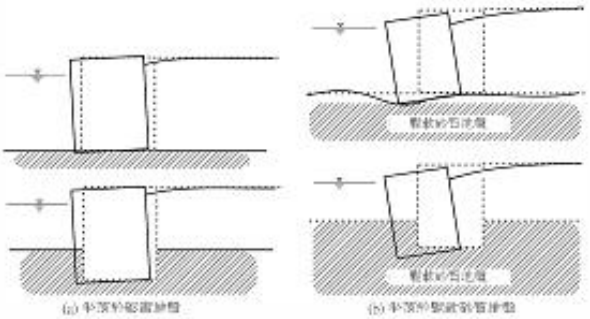
■板樁式碼頭



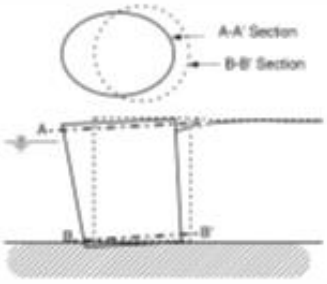
板樁式碼頭之破壞模式

Page • 90

■圓筒式碼頭

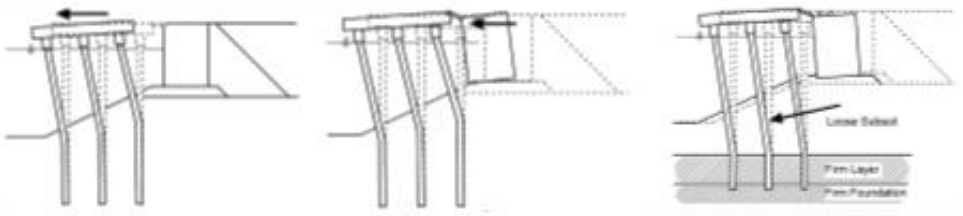


圓筒式碼頭之破壞模式



圓筒斷面變形之破壞模式

■棧橋式碼頭



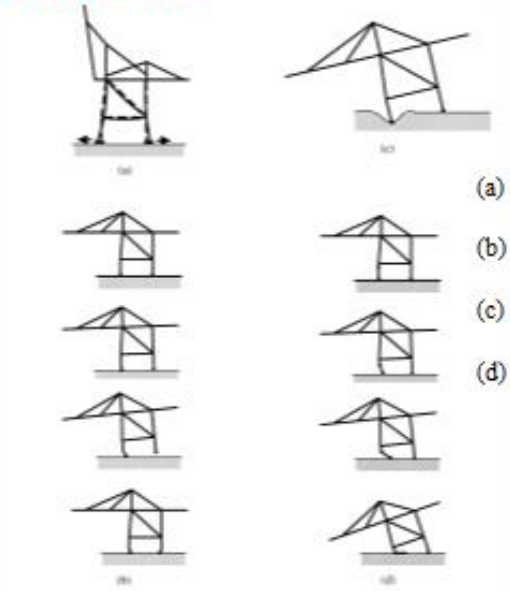
(A) 橋面板慣性力作用破壞 (B)擋土設施水平慣性力破壞 (C)基底土壤流失破壞

棧橋式碼頭之破壞模式

碼頭的種類及其受破壞機制

■手冊內容摘錄

■橋式起重機



(a) 陸側支柱與海側支柱間跨距擴張

(b) 陸側支柱與海側支柱間跨距因震動位移變窄

(c) 起重機因碼頭沉陷而傾斜

(d) 因震動或側移造成起重機鉸接支柱傾覆

橋式起重機的破壞模式

Page • 93

各類型碼頭之性能設計標準

■手冊內容摘錄

各類碼頭設計之性能標準除須依照其重要度分級與地震等級對應之性能等級作為檢核設計標準，參考國際航海協會提出之港灣構造物耐震性能設計準則於設計地震力下之可接受標準，其依序包含重力式、板樁式、圓筒式與棧橋式碼頭，以及附屬設施橋式起重機。

■重力式碼頭

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
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%
		向海側傾斜角	<3°	<3°~5°	<5°~8°
	岸肩	不均勻沉陷量	<3cm~10cm	不需檢核	不需檢核
		岸肩與後線陸地之沉陷差	<30cm~70cm	不需檢核	不需檢核
		向海側傾斜角	<2°~3°	不需檢核	不需檢核

註：d為壁頂的殘餘水平變位

參考文獻：修改自PIANC, 2001

Page • 94

各類型碼頭之性能設計標準 ▪手冊內容摘錄

▪板樁式碼頭

板樁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
殘餘變位	板樁變位	正規化水平位移d/H	<1.5% 或d<30m	不需檢核	不需檢核
		向海側傾斜角	<3°	不需檢核	不需檢核
	岸肩變位	岸肩沉陷量	<3cm~10cm	不需檢核	不需檢核
		岸肩與後線陸地之沉陷差	<30cm~70cm	不需檢核	不需檢核
		向海側傾斜角	<2°~3°	不需檢核	不需檢核
最大反應下之應力或應變	基盤面以上板樁		彈性	塑性，不超過動性容量或應變極限	塑性，不超過動性容量或應變極限
	基盤面以下板樁		彈性	彈性	塑性，不超過動性容量或應變極限
	拉桿		彈性	彈性	塑性，不超過動性容量或應變極限
	錨碇設施		彈性	彈性	塑性，不超過動性容量或應變極限

註：針對補強板樁比補強錨碇設施容易，即板樁較錨碇設施先降伏之機制。
H為基面以上板樁之高度。

Page • 95

參考文獻：修改自INA, 2001

各類型碼頭之性能設計標準 ▪手冊內容摘錄

▪圓筒式碼頭

圓筒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
殘餘變位	板樁變位	正規化水平位移 d/H	<1.5% 或d<30m	<1.5%~5%	<5%~10%
		向海側傾斜角	<3°	<3°~5°	<5°~8°
	岸肩變位	岸肩沉陷量	<3cm~10cm	不需檢核	不需檢核
		岸肩與後線陸地之沉陷差	<30cm~70cm	不需檢核	不需檢核
		向海側傾斜角	<2°~3°	不需檢核	不需檢核
最大反應下之應力或應變	圓筒或板樁圓筒		彈性	彈性	塑性，不超過應變極限
	圓筒或板樁接合處		彈性	塑性，不超過應變極限	塑性，超過應變極限

註：H為基面以上板樁之高度。

Page • 96

參考文獻：修改自INA, 2001

▪棧橋式碼頭

棧橋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
殘餘變位	橋面板與肩岸沉陷差異	<10~30cm	不需檢核	不需檢核
	向海側傾斜角	<2°~3°	不需檢核	不需檢核
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）

註：擋土設施與岸肩相關部分可參考重力式碼頭

參考文獻：修改自INA, 2001

各類型碼頭之性能設計標準 ▪手冊內容摘錄

▪棧橋式碼頭

棧橋式碼頭第I、II級性能水準之材料應變上限值

性能等級	材料類別		應變上限值
第I級（滿足服務性）	鋼筋起應變		0.010
	預力鋼絞線應變增量		0.005
	鋼構件與內環混凝土鋼管格壓應變		0.008
	中空鋼管格壓應變		0.008
第II級（滿足可修復性）	格-版 極頭 塑性鉸	鋼筋起應變	0.05
		預力鋼絞線應變增量	0.04
		鋼構件與內環混凝土鋼管格壓應變	0.035
		中空鋼管格壓應變	0.025
	格身 入土部 塑性鉸	鋼筋起應變	0.010
		預力鋼絞線應變增量	0.015
		鋼構件與內環混凝土鋼管格壓應變	0.035
		中空鋼管格壓應變	0.025

各類型碼頭之性能設計標準 ■手冊內容摘錄

■橋式起重機

起重機性能可接受標準

參數 \ 性能等級		第I級	第II級	第III級
位移		不可出軌	允許出軌	不可傾倒
最大反應（應力）（應變）	上部結構	保持彈性	保持彈性	塑性，小於韌性容量或應變極限
	支撐結構的主構架	保持彈性	塑性，小於韌性容量或應變極限	不可崩塌
	海陸側腳底部	保持彈性	允許錨具及錨碇/繫纜裝置破壞	允許錨具及錨碇/繫纜裝置破壞

參考文獻：修改自INA, 2001

Page • 99

耐震性能分析方法 ■手冊內容摘錄

■驗證分析方法

分析方法由簡單到複雜分別為簡化分析、簡化動力分析與動力分析，結構分析方法之選擇依碼頭結構重要度以及對應到之地震等級來決定適當的分析方法。詳細內容不在此敘述。

各類驗證分析法之應用時機

地底等級 \ 碼頭重要度	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	

Page • 100

▪設計案例

典型的設計案例參考「港灣構造物性能設計架構之研究」前期報告，已經有重力式碼頭、棧橋式碼頭與板樁式碼頭之設計分析案例，再加入本期計畫之圓筒式碼頭設計分析案例，整理後供使用此手冊之工程師作為設計時參考，故詳細內容不在此描述。

碼頭耐震性能設計手冊說明會

碼頭耐震性能設計手冊說明會

場次	時間	地點	與會人員
第一場	2014/05/20 10:00	宇泰工程顧問股份有限公司	交通部運輸研究所港灣技術研究中心 賴瑞應 國立臺灣海洋大學河海工程學系 顧承宇、張景鐘、陳明銘、余孟勳 宇泰工程顧問股份有限公司 陳吉紀、王慶福、李學欣等
第二場	2014/05/20 14:00	中興工程顧問股份有限公司	交通部運輸研究所港灣技術研究中心 賴瑞應 國立臺灣海洋大學河海工程學系 顧承宇、張景鐘、陳明銘、余孟勳 中興工程顧問股份有限公司 李南榮、黃經洋、許國強、薛強、張樾等
第三場	2014/05/27 10:00	洛海工程顧問股份有限公司	交通部運輸研究所港灣技術研究中心 謝明志、賴瑞應 國立臺灣海洋大學河海工程學系 顧承宇、陳明銘、余孟勳 洛海工程顧問股份有限公司 陳昌生、陳炳祺、曾自慶、邱柏勳、游禎欣等
第四場	2014/05/30 10:00	台灣世曦工程顧問股份有限公司	交通部運輸研究所港灣技術研究中心 賴瑞應 國立臺灣海洋大學河海工程學系 顧承宇、陳明銘、余孟勳 台灣世曦工程顧問股份有限公司 丁金鑑、林依寬、何佐倫等

碼頭耐震性能設計手冊說明會

會議簽到單

Page • 104

碼頭耐震性能設計手冊說明會

會議討論情形

第一場－宇泰

第四場－世曦

第二場－中興

碼頭耐震性能設計手冊說明會

會議記錄彙整－業界要求學者建議事項

1. 建議研究團隊討論第六、七、八章中設計規範名詞使用之適當性，及內容中條列出文獻之適當性。
2. 建議補充第六章重力式碼頭設計例實作之自然條件。
3. 建議研究團隊討論各碼頭性能可接受標準中定量化使用範圍方式呈現方式是否適當。
4. 建議明確定義碼頭重要度等級特定級、A級、B級級不屬於以上三者之碼頭種類，例如：貨櫃碼頭屬於A級、雜貨碼頭屬於B級、危險品碼頭屬於特定級等。
5. 建議補充棧橋式碼頭可接受標準之材料應變相關規定。
6. 建議將碼頭設計地震力非剛性構造物地表加速度公式加入α_y使公式完整。
7. 各單位所使用之設計地震力反應譜不盡相同，建議能將其統一規定。
8. 建議加入可引用其他規範之相關字句以補充設計手冊沒有特別說明的部分。
9. 目前設計手冊是以商港的設計角度撰寫，對於臨時性碼頭、漁港等小型碼頭若需符合最低標準B級作設計將不符成本，建議可加入C級並明確定義適用碼頭種類或加註排除各類小型碼頭及臨時性構造物等不用依照此手冊作設計。
10. 建議加註說明Uwabe經驗公式之適用條件。

碼頭結構物耐震性能設計理念與設計手冊教育訓練

碼頭結構物耐震性能設計理念與設計手冊教育訓練

一、日期：2014年09月03日
二、時間：上午10:00
三、地點：港灣技術研究中心二樓簡報室
四、主持人：

邱永芳	交通部運輸研究所港灣技術研究中心	主任
謝明志	交通部運輸研究所港灣技術研究中心	科長

五、講員：

顏瑞鹿	交通部運輸研究所港灣技術研究中心	研究員
顏承宇	國立臺灣海洋大學河海工程系	副系主任
范　視	中興工程顧問社	研究員

六、議程：

日期	時間	議題	主講人	主持人
九月三日（星期三）	09:30~10:00	人員報到		
	10:00~10:10	開場說明		邱永芳
	10:10~10:30	耐震性能設計理念	顏瑞鹿研究員 運研所港研中心	謝明志
	10:30~11:00	碼頭耐震性能規定	顏承宇副教授 國立臺灣海洋大學	謝明志
	11:00~11:10	休息		
	11:10~12:00	重力式碼頭耐震性能設計範例	顏承宇副教授 國立臺灣海洋大學	謝明志
	12:00~13:00	午餐休息		
	13:00~13:50	棧橋式碼頭耐震性能設計範例	張榮得博士 中興工程顧問社	謝明志
	13:50~14:00	休息		
	14:00~14:30	綜合討論		
結束賦歸				

碼頭結構物耐震性能設計理念與設計手冊教育訓練

教育訓練紀錄

邱永芳主任 致詞

賴瑞應研究員 演講

顧承宇教授 演講

張椎博士 演講

謝明志科長 回覆意見

顧承宇教授 回覆意見

碼頭結構物耐震性能設計理念與設計手冊教育訓練

教育訓練紀錄

張椎博士回覆意見

與會人員發問

與會人員發問

與會人員發問

教育訓練意見記錄綜整

世曦工程顧問	起重機之可接受標準是否可擴及工檢和勞檢？
台北港營運處	重力式碼頭之拋石材料之選擇，和重力式擋土牆的不同？
港研中心工程處	國際規範與台灣地區之差異是否有列入考量？
	地震之額外效應(複合型災害)是否納入考慮？
	本案例之分析軟體可否應用於機具？
	經濟性是否有作考量？
中興工程顧問	手冊上單位和符號清楚加註。
	手冊P.42 5.1.4-3 為何出現補加以說明。
	手冊P.43 5.1.4-4 公式可做更詳盡的說明。
	棧橋式碼頭拋石結構之耐震考量其K_H是否存在?
	液化之土層以上之土層的K_H之保留疑問。

結論

結論

- **圓筒式碼頭之耐震性能設計流程，詳細說明整理於報告第二章。**
- **圓筒式碼頭設計例，依據本研究所提之設計流程進行分析檢核，過程中尚無窒礙難行之處。**
- **由圓筒式碼頭示範例設計過程，可得到下列設計要點：**
  - 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。
  - 圓筒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。
  - 圓筒式碼頭示範例係假設以B級碼頭做設計，因此等級I地震性能檢核採用擬靜力分析法(簡化分析)，等級II地震性能檢核採用滑動塊體法(簡化動力分析)與非線性歷時分析法(動力分析)以滿足設計要求，在本設計例中，修改國際航海協會制定之圓筒式各等級碼頭所對應的耐震性能要求於等級III地震下並無檢核標準，此舉係為簡化檢核之複雜度，因耐震性能等級定性規定中，等級III地震下碼頭構造物已損壞無法使用，因此無須再檢核以提高設計效率。
  - 本研究之耐震性能分析方法雖以國際航海協會所訂定之基準為主要參考依據，但為使分析方法之適用性更完善、更本土化，本研究已將國內設計基準之方法與其相作結合，並於適宜性探討之章節作詳細說明。

結論

- **碼頭耐震性能設計手冊**
  - 本設計手冊訂定港灣碼頭構造物耐震性能設計目標、耐震性能規定與耐震性能驗證方法等，建立圓筒式碼頭之耐震性能設計程序，並經由設計示範例規劃，選定適當且具代表性的設計條件，以進行重力式碼頭、板樁式碼頭、圓筒式碼頭及棧橋式碼頭的耐震性能設計案例實作，結合上述成果編撰「碼頭耐震性能設計手冊」。
  - 本手冊為與實務港灣構造物耐震設計法令結合，故蒐集國內主要從事相關業務之工程設計單位，如宇泰工程顧問、中興工程顧問、台灣世曦工程顧問及海洋工程顧問等提供之相關意見，並與手冊進行整合。
  - 本手冊修改各重要度等級之碼頭特性表之特性敘述並增加建議適用碼頭構造物，以及修改性能等級分為三個等級，分別對使用性、修復性與安全性有定性規定，量化之後建立可接受標準，並且依照碼頭特性列出性能參數，作為檢核設計時之參考。此舉能有效的簡化檢核之複雜度，並提升設計效率。

簡報結束敬請指教

103-
MOTC-IOT-103-H1DB006a

碼頭耐震性能設計手冊

交 通 部 運 輸 研 究 所

中 華 民 國 104 年 2 月

適用範圍

本手冊以商港為主，漁港不在此限。

適用說明

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

符號表

$(N_1)_{60}$	=	鑽桿打擊能量為 60%標準落錘能量之修正 SPT-N 值
a_{design}	=	設計加速度
A_i	=	編號 i 樁之斷面積
A_{max}	=	地表最大加速度
a_t	=	臨界滑動加速度
B	=	基礎版寬度
$BITT$	=	繫纜柱拉力
c	=	基礎版底面以下之土壤凝聚力
C_B	=	鑽孔尺寸修正因數
C_E	=	能量修正因數
C_N	=	有效覆土應力修正因數
C_R	=	桿長修正因數
$CRR_{7.5}$	=	地震規模 M=7.5 之臨界土壤液化阻抗比
C_S	=	取樣管型式修正因數
CSR	=	反覆剪應力比
d	=	壁頂的殘餘水平變位
$\bar{d}$	=	平均滑動位移
D_E	=	耐震設計用土壤參數
D_{emb}	=	板樁埋入深度

D_f = 基礎附近之最低地面至基礎版底面之深度

DL = 碼頭靜荷重

E = 楊氏模數

F_a = 短週期結構之工址放大係數

FC 細料含量(%)

F_{ci} = 重偏心影響因子

F_{cs} = 形狀影響因子

F_{qi} = 重偏心影響因子

F_{qs} = 形狀影響因子

$F_{\gamma i}$ = 重偏心影響因子

$F_{\gamma s}$ = 形狀影響因子

F_v = 長週期結構之工址放大係數

FV = 碼頭基礎所承載垂直向作用力

g = 重力加速度

G = 剪力模數

H = 海底面以上板樁之高度

H_0 = 換算壁高

h_f = 陸側水面高度

h_l = 陸側殘留水位面至碼頭底部之深度

h_s = 海側潮位至碼頭底部之深度

h_t = 陸側地下水位以上之土層厚度

h_t = 圓筒內水位與碼頭前水位差

K = 統體模數

K_{AE} = 殘留水位面上之土層動態主動土壓力係數

K'_{AE} = 殘留水位面以下之土層動態主動土壓力係數

K_e = 有效震度係數

K_h = 水平地震力係數

K_i = 圓筒內填料之土壓係數

K_n = 正向勁度

$K_{PE,i}$ = 被動土壓力係數

K_s = 切向勁度

K_t = 臨界滑動之水平地震係數

K_v = 垂直地震力係數

L_{AE} = 背填土壤之動態主動壓力 P_{AE} 對碼頭趾部之力臂

L_I = 碼頭受震水平慣性力 $K_h \times W$ 對碼頭趾部之力臂

LL = 碼頭活荷重

L_{PE} = 為 P_{PE} 對碼頭趾部之力臂

L_R = 拉桿或錨定鋼索之拉力 P_R 對碼頭趾部之力臂

L_{WES} = 為海側動水壓力 P_{WES} 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

M.H.W.L. = 朔望平均高潮位

M.L.W.L. = 朔望平均低潮位

N_1 以有效覆土壓力 1 kg/cm^2 等值換算求得之 N 值

N_a = 斷層調整因子

N_c = 承載力因數

N_P = 碼頭正向力

N_q = 承載力因數

N_γ = 承載力因數

N_v = 最大考量地震近斷層調整因子

P_{AE} = 土層之動態主動壓力

P_{DW} = 地震時之動態水壓合力

P_{PE} = 碼頭基礎埋置所提供的動態被動土壓力

P_i = 編號 i 樁之軸力

$P_{PE,i}$ = 土層之動態被動土壓力

P_R = 拉桿或錨定鋼索之拉力

P_{RW} = 殘留水壓合力

PUSH = 防舷材推力

P_{WEL} = 陸側地下水位之動水壓力

P_{WES} = 海側潮位震盪變化之動水壓力

P_{WL} = 碼頭兩側之靜水壓力(陸側)

P_{WS} = 碼頭兩側之靜水壓力(海側)

q_u = 淺基礎極限承載力

r = 為反覆剪切應變振幅

R = 圓筒半徑

$R.W.L.$ = 殘留水位

$r_d(z)$ = 深度折減係數

R_S = 土壤抵抗液化強度與有效覆土壓力之比值

s = 沉陷量

S_1 = 震區一秒週期水平譜加速度係數

$S_{a,II}$ = 一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係數

SL = 碼頭裝載荷重

S_S = 震區短週期水平譜加速度係數

T = 板樁拉力

T_0 = 阻尼比調整係數調整後之短週期與中週期的分界

T_e = 地震時極限錨碇反力

T_s = 常時之極限錨碇反力

U_c = 均勻係數

W = 碼頭之總重量

w = 圓筒上部載重

W' = 碼頭總重減去浮力

w_d = 碼頭地表之設計載重

Z_i = 編號 i 樁之斷面係數

α = 質量阻尼係數

α_{AE} = 主動破壞面與水平面之夾角

β_i = 編號i基樁之樁－土系統之特徵係數

β = 勁度阻尼係數

γ = 圓筒內填料之換算單位體積重量

γ' = 地下水位以下之土壤有效單位重

γ_a = 為基礎版底以上之土壤平均單位重，在地下水位以下者，應為其有效單位重

γ_b = 基礎版底以下B深度範圍內之土壤平均單位重，在地下水位以下者，應為其有效單位重

γ_{sat} = 飽和土壤之單位體積重量

γ_t = 地下水位以上之土壤單位重

γ_w = 海水之單位重

δ = 碼頭壁面與土壤間之摩擦角

ΔU_A = 主動土因反覆剪力所產生之附加孔隙水壓

ΔU_P = 被動土因反覆剪力所產生之附加孔隙水壓

$\Delta z_{\min}$ = 界面鄰近網格之最小寬度

$\Delta\varepsilon_{vd}$ = 體積應變增量

ε_{vd} = 體積應變量

θ = 地震合成角

υ = 包松比

ξ_i = 臨界阻尼比

σ_0' = 有效覆土壓力

σ_{ba} = 樁容許彎曲應力強度

σ'_{c} = 動力三軸試驗所施加之有效圍壓

σ'_{ca} = 樁軸向容許壓應力

σ_{dc} = 動力三軸試驗所施加之反覆應力

σ_{i} = 編號 i 樁之斷面應力

σ_{v} = 垂直覆土壓力

σ'_{V} = 垂直有效覆土壓力

ϕ = 土層土壤內摩擦角

ψ = 碼頭壁面與垂直面所夾之角度

ω_{i} = 角頻率

碼頭耐震性能設計手冊

目　錄

第一章 港灣碼頭構造物耐震性能設計理念.....1-1

1.1 耐震性能設計理念與性能要求.....1-1

1.2 耐震性能設計流程.....1-4

1.2.1 第一階段設計.....1-5

1.2.2 第二階段驗證.....1-13

1.3 碼頭的種類及其破壞機制.....1-14

1.4 各類型碼頭之性能設計標準.....1-18

第二章 耐震性能分析方法.....2-1

2.1 簡化分析法.....2-1

2.1.1 重力式碼頭.....2-1

2.1.2 板樁式碼頭.....2-9

2.1.3 圓筒式碼頭.....2-16

2.1.4 棧橋式碼頭.....2-18

2.2 簡化動力分析.....2-21

2.2.1 重力式碼頭與圓筒式碼頭.....2-21

2.2.2 板樁式碼頭.....2-24

2.2.3 棧橋式碼頭.....2-26

2.3 動力分析.....2-26

2.3.1 重力式碼頭.....2-26

2.3.2 板樁式碼頭.....2-27

2.3.3 圓筒式碼頭.....2-27

2.3.4 棧橋式碼頭.....2-27
2.4 土壤液化潛能評估.....2-28
第三章 重力式碼頭設計例實作.....3-1
3.1 碼頭概述.....3-1
3.1.1 一般性設計考量.....3-1
3.1.2 設計目標.....3-3
3.1.3 設計基準.....3-3
3.1.4 自然條件.....3-4
3.2 耐震性能要求與規定.....3-5
3.2.1 性能要求.....3-5
3.2.2 性能規定.....3-5
3.3 構造物系統規劃.....3-6
3.4 土壤液化評估.....3-7
3.5 初步設計.....3-10
3.5.1 地震力係數計算.....3-10
3.5.2 沉箱設計斷面及材料參數.....3-11
3.5.3 安全性檢核.....3-12
3.6 驗證分析.....3-14
3.6.1 等級 I 地震性能驗證檢核.....3-14
3.6.2 等級 II 地震性能驗證檢核.....3-15
3.6.3 等級 III 地震動力分析.....3-26
3.7 設計結果說明.....3-49
第四章 板樁式碼頭設計例實作.....4-1
4.1 碼頭概述.....4-1
4.1.1 設計目標.....4-1

4.1.2 設計基準.....4-1
4.1.3 自然條件.....4-2
4.2 耐震性能要求與規定.....4-3
4.2.1 性能要求.....4-3
4.2.2 性能規定.....4-3
4.3 構造物系統規劃.....4-4
4.4 土壤液化評估.....4-5
4.5 初步設計.....4-7
4.5.1 地震力係數計算.....4-7
4.5.2 碼頭設計斷面與參數表.....4-8
4.5.3 安全性檢核.....4-9
4.6 驗證分析.....4-12
4.6.1 等級 I 地震性能驗證檢核.....4-12
4.6.2 等級 II 地震性能驗證檢核.....4-15
4.6.3 等級 III 地震動力分析.....4-32
4.7 設計結果說明.....4-65
第五章 棧橋式碼頭設計實作.....5-1
5.1 碼頭概述.....5-1
5.1.1 設計目標.....5-1
5.1.2 設計基準.....5-1
5.2 耐震性能要求與規定.....5-2
5.2.1 性能要求.....5-2
5.2.2 性能規定.....5-3
5.3 構造物系統規劃.....5-4
5.4 土壤液化評估.....5-6

5.5 初步設計.....5-9
5.5.1 假設條件.....5-9
5.5.2 構件斷面設計.....5-11
5.5.3 土壤承載力檢核(容許應力設計).....5-14
5.6 驗證分析.....5-16
5.6.1 等級 I 地震性能驗證檢核.....5-16
5.6.2 等級 II 地震性能驗證檢核.....5-36
5.6.3 等級 III 地震性能驗證檢核.....5-47
5.7 設計結果說明.....5-58
第六章 圓筒式碼頭設計例實作.....6-1
6.1 碼頭概述.....6-1
6.1.1 設計目標.....6-1
6.1.2 設計基準.....6-1
6.1.3 自然條件.....6-2
6.2 耐震性能要求與規定.....6-2
6.2.1 性能要求.....6-2
6.2.2 性能規定.....6-3
6.3 構造物系統規劃.....6-4
6.4 土壤液化評估.....6-5
6.5 初步設計.....6-7
6.5.1 地震力係數計算.....6-7
6.5.2 碼頭設計斷面與參數表.....6-8
6.5.3 安全性檢核.....6-9
6.6 驗證分析.....6-14
6.6.1 等級 I 地震性能驗證檢核.....6-14

6.6.2 等級 II 地震性能驗證檢核.....6-15
6.6.3 等級 III 地震動力分析 6-51
6.7 設計結果說明.....6-58
參考文獻.....參-1

圖目錄

圖 1.1 耐震性能設計法之設計流程.....1-4
圖 1.2 重力式碼頭之破壞模式.....1-14
圖 1.3 板樁式碼頭之破壞模式.....1-15
圖 1.4 圓筒式碼頭之破壞模式.....1-16
圖 1.5 圓筒斷面變形之破壞模式.....1-16
圖 1.6 棧橋式碼頭之破壞模式.....1-17
圖 1.7 橋式起重機的破壞模式.....1-18
圖 2.1 背填土壤未液化之重力式碼頭示意圖.....2-2
圖 2.2 背填土未液化之重力式碼頭受力示意圖.....2-3
圖 2.3 重力式碼頭受震傾覆穩定性分析示意圖.....2-5
圖 2.4 重力式碼頭工址土壤可能液化狀態.....2-9
圖 2.5 地震時背填土壤未液化板樁式碼頭受力示意圖.....2-10
圖 2.6 作用於版樁之水壓力分布示意圖.....2-13
圖 2.7 板樁最大彎矩分析模式示意圖.....2-14
圖 2.8 板樁式碼頭工址填土可能液化狀態.....2-15
圖 2.9 地震時背填土壤未液化鋼板樁圓筒式碼頭受力示意圖.....2-16
圖 2.10 假想地表面示意圖.....2-19
圖 2.11 棧橋基樁之特徵長度示意圖.....2-19
圖 2.12 Newmark 之滑動塊體分析法的觀念.....2-21
圖 2.13 重力式與圓筒式碼頭滑動塊體分析法評估流程圖.....2-22
圖 2.14 NCEER 土壤液化潛能評估流程.....2-30
圖 2.15 土層之有效覆土剪應力比與修正後 SPT-N 值之關係.....2-31
圖 2.16 土壤之深度-折減係數關係圖.....2-32

圖 2.17 現行港灣構造物設計基準土壤粒徑與土壤液化分析圖 2-35
圖 3.1 重力式碼頭標準斷面圖.....3-7
圖 3.2 重力式碼頭標準平面配置圖.....3-7
圖 3.3 重力式碼頭沉箱斷面尺寸.....3-11
圖 3.4 重力式碼頭等級 II 地震之設計反應譜.....3-16
圖 3.5 重力碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震反應譜.....3-17
圖 3.6 重力碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時.....3-17
圖 3.7 重力碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震反應譜.....3-17
圖 3.8 重力碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時.....3-18
圖 3.9 重力碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜.....3-18
圖 3.10 重力碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時....3-18
圖 3.11 重力碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震反應譜.....3-19
圖 3.12 重力碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時....3-19
圖 3.13 重力碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震反應譜.....3-19
圖 3.14 重力碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時....3-20
圖 3.15 重力碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜.....3-20
圖 3.16 重力碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時...3-20
圖 3.17 重力碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震反應譜.....3-21
圖 3.18 重力碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時...3-21
圖 3.19 重力碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震反應譜.....3-21
圖 3.20 重力碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時....3-22
圖 3.21 重力碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜.....3-22
圖 3.22 重力碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時...3-22
圖 3.23 重力碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移.....3-24
圖 3.24 重力碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移.....3-25

圖 3.25 重力碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移.....3-25
圖 3.26 重力式碼頭等級 III 地震之設計反應譜.....3-27
圖 3.27 重力碼頭等級 III 地震第 1 組南北向人造地震反應譜 3-27
圖 3.28 重力碼頭等級 III 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時 ..3-27
圖 3.29 重力碼頭等級 III 地震第 1 組東西向人造地震反應譜 3-28
圖 3.30 重力碼頭等級 III 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時 .3-28
圖 3.31 重力碼頭等級 III 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜 3-28
圖 3.32 重力碼頭等級 III 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時 .3-29
圖 3.33 重力碼頭等級 III 地震第 2 組南北向人造地震反應譜 3-29
圖 3.34 重力碼頭等級 III 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時 ..3-29
圖 3.35 重力碼頭等級 III 地震第 2 組東西向人造地震反應譜 3-30
圖 3.36 重力碼頭等級 III 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時 ..3-30
圖 3.37 重力碼頭等級 III 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜 3-30
圖 3.38 重力碼頭等級 III 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時 .3-31
圖 3.39 重力碼頭等級 III 地震第 3 組南北向人造地震反應譜 3-31
圖 3.40 重力碼頭等級 III 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時 ..3-31
圖 3.41 重力碼頭等級 III 地震第 3 組東西向人造地震反應譜 3-32
圖 3.42 重力碼頭等級 III 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時 ..3-32
圖 3.43 重力碼頭等級 III 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜 3-32
圖 3.44 重力碼頭等級 III 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時 ..3-33
圖 3.45 重力式碼頭 FLAC 程式網格建置 3-34
圖 3.46 楊氏模數與標準貫入試驗值之關係.....3-36
圖 3.47 FLAC 程式材料參數分層圖 3-36
圖 3.48 FLAC 程式模型之邊界條件.....3-37
圖 3.49 界面元素模型.....3-38

圖 3.50 海水側向力模型建立.....3-39
圖 3.51 地下水位面模型建立.....3-39
圖 3.52 Finn 模式模型建立.....3-40
圖 3.53 FLAC 動態邊界條件.....3-41
圖 3.54 FLAC 第 1 組人造地震加速度歷輸入.....3-43
圖 3.55 FLAC 第 2 組人造地震加速度歷輸入.....3-43
圖 3.56 FLAC 第 3 組人造地震加速度歷輸入.....3-44
圖 3.57 重力式碼頭等級 III 地震第 1 組歷時分析位移情況 3-45
圖 3.58 重力式碼頭等級 III 地震第 1 組歷時分析水平位移 3-45
圖 3.59 重力式碼頭等級 III 地震第 1 組歷時分析孔隙水壓 3-46
圖 3.60 重力式碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析位移情況 3-46
圖 3.61 重力式碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析水平位移 3-47
圖 3.62 重力式碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析孔隙水壓 3-47
圖 3.63 重力式碼頭等級 III 地震第 3 組歷時分析位移情況 3-48
圖 3.64 重力式碼頭等級 III 地震第 3 組歷時分析水平位移 3-48
圖 3.65 重力式碼頭等級 III 地震第 3 組歷時分析孔隙水壓 3-49
圖 4.1 板樁式碼頭標準斷面圖.....4-4
圖 4.2 板樁式碼頭土壤性質分布圖.....4-8
圖 4.3 板樁式碼頭等級 II 地震之設計反應譜.....4-16
圖 4.4 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震反應譜.....4-16
圖 4.5 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時.....4-17
圖 4.6 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震反應譜.....4-17
圖 4.7 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時.....4-17
圖 4.8 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜.....4-18
圖 4.9 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時.....4-18

圖 4.10 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震反應譜.....4-18
圖 4.11 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時...4-19
圖 4.12 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震反應譜.....4-19
圖 4.13 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時...4-19
圖 4.14 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜.....4-20
圖 4.15 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時...4-20
圖 4.16 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震反應譜.....4-20
圖 4.17 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時...4-21
圖 4.18 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震反應譜.....4-21
圖 4.19 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時...4-21
圖 4.20 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜.....4-22
圖 4.21 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時...4-22
圖 4.22 土壤分層示意圖.....4-24
圖 4.23 土壤實際主動破壞面示意圖.....4-25
圖 4.24 土壤等效主動破壞面示意圖.....4-26
圖 4.25 板樁式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移.....4-29
圖 4.26 板樁式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移.....4-30
圖 4.27 板樁式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移.....4-31
圖 4.28 板樁式碼頭等級 III 地震之設計反應譜.....4-33
圖 4.29 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組南北向人造地震反應譜 4-33
圖 4.30 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時 .4-33
圖 4.31 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組東西向人造地震反應譜 4-34
圖 4.32 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時 .4-34
圖 4.33 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜 4-34
圖 4.34 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時 .4-35

圖 4.35 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組南北向人造地震反應譜 4-35
圖 4.36 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時 .4-35
圖 4.37 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組東西向人造地震反應譜 4-36
圖 4.38 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時 .4-36
圖 4.39 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜 4-36
圖 4.40 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時 .4-37
圖 4.41 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組南北向人造地震反應譜 4-37
圖 4.42 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時 .4-37
圖 4.43 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組東西向人造地震反應譜 4-38
圖 4.44 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時 .4-38
圖 4.45 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜 4-38
圖 4.46 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時 .4-39
圖 4.47 板樁式碼頭 FLAC 程式網格建置 4-40
圖 4.48 楊氏模數與標準貫入試驗值之關係.....4-42
圖 4.49 FLAC 程式材料參數分層圖 4-43
圖 4.50 FLAC 程式模型之邊界條件.....4-44
圖 4.51 板樁式碼頭結構元素與界面元素模型.....4-45
圖 4.52 板樁式碼頭達重力平衡之不平衡力.....4-46
圖 4.53 板樁式碼頭海水側向力模型建立.....4-46
圖 4.54 板樁式碼頭流體計算達平衡之不平衡力.....4-47
圖 4.55 板樁式碼頭地下水位面模型建立.....4-47
圖 4.56 板樁式碼頭達力學平衡之不平衡力圖示.....4-48
圖 4.57 板樁式碼頭孔隙水壓之分布圖示.....4-48
圖 4.58 Finn 模式模型建立.....4-49
圖 4.59 不同材料之動力荷載輸入及動態邊界選定示意圖.....4-51

圖 4.60 自由場邊界選用示意圖.....4-51
圖 4.61 FLAC 動態邊界條件.....4-52
圖 4.62 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組歷時分析位移情況.....4-55
圖 4.63 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組土層之彈塑性破壞結果.....4-55
圖 4.64 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組破壞水平位移圖.....4-56
圖 4.65 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測.....4-56
圖 4.66 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組板樁受力彎矩圖.....4-57
圖 4.67 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖.....4-57
圖 4.68 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組之歷時分析孔隙水壓.....4-58
圖 4.69 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析位移情況.....4-58
圖 4.70 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組土層之彈塑性破壞結果.....4-59
圖 4.71 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組破壞水平位移圖.....4-59
圖 4.72 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測.....4-60
圖 4.73 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組板樁受力彎矩圖.....4-60
圖 4.74 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖.....4-61
圖 4.75 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組之歷時分析孔隙水壓.....4-61
圖 4.76 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組歷時分析位移情況.....4-62
圖 4.77 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組土層之彈塑性破壞結果.....4-62
圖 4.78 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組破壞水平位移圖.....4-63
圖 4.79 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測.....4-63
圖 4.80 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組板樁受力彎矩圖.....4-64

圖 4.81 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖 4-64
圖 4.82 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組之歷時分析孔隙水壓 4-65
圖 5.1 棧橋式碼頭標準斷面圖.....5-5
圖 5.2 棧橋式碼頭標準平面配置圖.....5-6
圖 5.3 棧橋式碼頭基樁假想固定法模型(初步設計).....5-10
圖 5.4 棧橋式碼頭鋼管樁斷面尺寸.....5-11
圖 5.5 棧橋式碼頭鋼管樁分析所得最大應力比.....5-12
圖 5.6 棧橋式碼頭上部結構最大縱向鋼筋比.....5-12
圖 5.7 棧橋式碼頭上部結構最大剪力鋼筋比.....5-13
圖 5.8 棧橋式碼頭上部結構斷面配筋圖.....5-13
圖 5.9 土壤彈簧與塑性鉸設定位置示意圖.....5-23
圖 5.10 棧橋式碼頭驗證分析模型.....5-27
圖 5.11 棧橋式碼頭軸向(平行法線)之側推曲線.....5-28
圖 5.12 棧橋式碼頭橫向(垂直法線)之側推曲線.....5-28
圖 5.13 棧橋式碼頭軸向(平行法線)等級 I 地震之性能點.....5-29
圖 5.14 棧橋式碼頭橫向(垂直法線)等級 I 地震之性能點.....5-29
圖 5.15 棧橋式碼頭軸向(平行法線)等級 II 地震之性能點 5-30
圖 5.16 棧橋式碼頭軸向等級 II 地震之性能點塑鉸發展情形.....5-30
圖 5.17 棧橋式碼頭橫向(垂直法線)等級 II 地震之性能點 5-31
圖 5.18 棧橋式碼頭橫向等級 II 地震之性能點塑鉸發展情形.....5-31
圖 5.19 棧橋式碼頭軸向(平行法線)等級 III 地震之性能點.....5-32
圖 5.20 棧橋式碼頭軸向等級 III 地震之性能點塑鉸發展情形 5-32
圖 5.21 棧橋式碼頭橫向(垂直法線)等級 III 地震之性能點.....5-33
圖 5.22 棧橋式碼頭橫向等級 III 地震之性能點塑鉸發展情形 5-33

圖 5.23 棧橋式碼頭軸向(平行法線)塑性鉸產生次序.....5-34
圖 5.24 棧橋式碼頭橫向(垂直法線)塑性鉸產生次序.....5-35
圖 5.25 棧橋式碼頭等級 II 地震之設計反應譜.....5-37
圖 5.26 棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震反應譜.....5-37
圖 5.27 棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時...5-38
圖 5.28 棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震反應譜.....5-38
圖 5.29 棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時...5-38
圖 5.30 棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜.....5-39
圖 5.31 棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時...5-39
圖 5.32 棧橋碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震反應譜.....5-39
圖 5.33 棧橋碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時...5-40
圖 5.34 棧橋碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震反應譜.....5-40
圖 5.35 棧橋碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時...5-40
圖 5.36 棧橋碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜.....5-41
圖 5.37 棧橋碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時...5-41
圖 5.38 棧橋碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震反應譜.....5-41
圖 5.39 棧橋碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時...5-42
圖 5.40 棧橋碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震反應譜.....5-42
圖 5.41 棧橋碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時...5-42
圖 5.42 棧橋碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜.....5-43
圖 5.43 棧橋碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時...5-43
圖 5.44 棧橋式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析橋面位移軌跡.....5-44
圖 5.45 棧橋式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析橋面位移軌跡.....5-44
圖 5.46 棧橋式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析橋面位移軌跡.....5-45
圖 5.47 棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析之塑性鉸分佈.....5-45

圖 5.48 棧橋碼頭等級 II 地震歷時分析鋼管樁最大塑鉸遲滯迴圈...5-46
圖 5.49 棧橋碼頭等級 II 地震歷時最大位移對應之韌性容量.....5-46
圖 5.50 棧橋式碼頭鋼管樁塑性轉角與鋼材壓應變對照值.....5-47
圖 5.51 棧橋式碼頭等級 III 地震之設計反應譜.....5-48
圖 5.52 棧橋碼頭等級 III 地震第 1 組南北向人造地震反應譜 5-48
圖 5.53 棧橋碼頭等級 III 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時 .5-48
圖 5.54 棧橋碼頭等級 III 地震第 1 組東西向人造地震反應譜 5-49
圖 5.55 棧橋碼頭等級 III 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時 .5-49
圖 5.56 棧橋碼頭等級 III 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜 5-49
圖 5.57 棧橋碼頭等級 III 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時 .5-50
圖 5.58 棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組南北向人造地震反應譜 5-50
圖 5.59 棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時 .5-50
圖 5.60 棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組東西向人造地震反應譜 5-51
圖 5.61 棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時 .5-51
圖 5.62 棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜 5-51
圖 5.63 棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時 .5-52
圖 5.64 棧橋碼頭等級 III 地震第 3 組南北向人造地震反應譜 5-52
圖 5.65 棧橋碼頭等級 III 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時 .5-52
圖 5.66 棧橋碼頭等級 III 地震第 3 組東西向人造地震反應譜 5-53
圖 5.67 棧橋碼頭等級 III 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時 .5-53
圖 5.68 棧橋碼頭等級 III 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜 5-53
圖 5.69 棧橋碼頭等級 III 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時 .5-54
圖 5.70 棧橋式碼頭等級 III 地震第 1 組歷時分析橋面位移軌跡 5-54
圖 5.71 棧橋式碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析橋面位移軌跡 5-55
圖 5.72 棧橋式碼頭等級 III 地震第 3 組歷時分析橋面位移軌跡 5-55

圖 5.73 棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析之塑性鉸分佈 5-56
圖 5.74 棧橋碼頭等級 III 地震歷時分析鋼管樁最大塑鉸遲滯迴圈 .5-56
圖 5.75 棧橋碼頭等級 III 地震歷時最大位移對應之韌性容量 5-57
圖 6.1 圓筒式碼頭標準斷面圖.....6-5
圖 6.2 圓筒式碼頭土壤性質分佈圖.....6-9
圖 6.3 圓筒平面形狀示意圖.....6-10
圖 6.4 圓筒式碼頭等級 II 地震之設計反應譜.....6-16
圖 6.5 圓筒碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震反應譜.....6-16
圖 6.6 圓筒碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時.....6-17
圖 6.7 圓筒碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震反應譜.....6-17
圖 6.8 圓筒碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時.....6-17
圖 6.9 圓筒碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜.....6-18
圖 6.10 圓筒碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時...6-18
圖 6.11 圓筒碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震反應譜.....6-18
圖 6.12 圓筒碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時...6-19
圖 6.13 圓筒碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震反應譜.....6-19
圖 6.14 圓筒碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時...6-19
圖 6.15 圓筒碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜.....6-20
圖 6.16 圓筒碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時...6-20
圖 6.17 圓筒碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震反應譜.....6-20
圖 6.18 圓筒碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時...6-21
圖 6.19 圓筒碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震反應譜.....6-21
圖 6.20 圓筒碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時...6-21
圖 6.21 圓筒碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜.....6-22
圖 6.22 圓筒碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時...6-22

圖 6.23 圓筒碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移.....6-24
圖 6.24 圓筒碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移.....6-24
圖 6.25 圓筒碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移.....6-25
圖 6.26 圓筒式碼頭模型之網格建置.....6-26
圖 6.27 楊氏模數與標準貫入試驗值之關係.....6-28
圖 6.28 圓筒式碼頭模型之材料參數.....6-29
圖 6.29 圓筒式碼頭模型之邊界條件.....6-29
圖 6.30 圓筒式碼頭平面分析示意圖.....6-30
圖 6.31 圓筒式碼頭結構元素與界面元素模型.....6-31
圖 6.32 圓筒式碼頭達重力平衡之不平衡力.....6-32
圖 6.33 圓筒式碼頭海水側向力模型建立.....6-32
圖 6.34 圓筒式碼頭流體計算達平衡之不平衡力.....6-33
圖 6.35 圓筒式碼頭地下水位面模型建立.....6-33
圖 6.36 圓筒式碼頭達力學平衡之不平衡力圖示.....6-34
圖 6.37 圓筒式碼頭孔隙水壓之分布圖示.....6-34
圖 6.38 Finn 模式模型建立.....6-35
圖 6.39 不同材料之動力荷載輸入及動態邊界選定示意圖.....6-37
圖 6.40 自由場邊界選用示意圖.....6-37
圖 6.41 FLAC 動態邊界條件.....6-38
圖 6.42 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析位移情況.....6-40
圖 6.43 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組土層之彈塑性破壞結果.....6-41
圖 6.44 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組破壞水平位移圖.....6-41
圖 6.45 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測.....6-42
圖 6.46 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組板樁受力彎矩圖.....6-42

圖 6.47 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖 6-43
圖 6.48 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組之歷時分析孔隙水壓.....6-43
圖 6.49 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析位移情況.....6-44
圖 6.50 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組土層之彈塑性破壞結果.....6-44
圖 6.51 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組破壞水平位移圖.....6-45
圖 6.52 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測.....6-45
圖 6.53 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組板樁受力彎矩圖.....6-46
圖 6.54 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖 6-46
圖 6.55 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組之歷時分析孔隙水壓.....6-47
圖 6.56 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析位移情況.....6-47
圖 6.57 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組土層之彈塑性破壞結果.....6-48
圖 6.58 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組破壞水平位移圖.....6-48
圖 6.59 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測.....6-49
圖 6.60 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組板樁受力彎矩圖.....6-49
圖 6.61 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖 6-50
圖 6.62 圓筒式碼頭等級 III 地震第 3 組之歷時分析孔隙水壓 6-50
圖 6.63 圓筒碼頭等級 III 地震南北向人造地震反應譜.....6-52
圖 6.64 圓筒碼頭等級 III 地震南北向人造地震加速度歷時 6-52
圖 6.65 圓筒碼頭等級 III 地震東西向人造地震反應譜.....6-53
圖 6.66 圓筒碼頭等級 III 地震東西向人造地震加速度歷時 6-53
圖 6.67 圓筒碼頭等級 III 地震垂直向人造地震反應譜.....6-53

圖 6.68 圓筒碼頭等級 III 地震垂直向人造地震加速度歷時 6-54
圖 6.69 圓筒式碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析位移情況 6-55
圖 6.70 圓筒式碼頭等級 III 地震第 2 組土層之彈塑性破壞結果 6-55
圖 6.71 圓筒式碼頭等級 III 地震第 2 組破壞水平位移圖 6-56
圖 6.72 圓筒式碼頭等級 III 地震第 2 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測.....6-56
圖 6.73 圓筒式碼頭等級 III 地震第 2 組板樁受力彎矩圖 6-57
圖 6.74 圓筒式碼頭等級 III 地震第 2 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖.....6-57
圖 6.75 圓筒式碼頭等級 III 地震第 2 組之歷時分析孔隙水壓 6-58

表目錄

表 1-1 各重要度等級之碼頭特性 1-3
表 1-2 耐震性能等級定性規定 1-3
表 1-3 各等級碼頭所對應的耐震性能要求 1-3
表 1-4 碼頭設計地震力 1-7
表 1-5 臨海鄉鎮之S_S^{II} 、S_1^{II} 、S_S^{III} 與S_1^{III} 值 1-7
表 1-6 臺中港至鄰近斷層距離 1-8
表 1-7 花蓮港至鄰近斷層距離 1-8
表 1-8 短週期結構之工址放大係數，F_a (線性內插求值) 1-8
表 1-9 長週期結構之工址放大係數，F_v (線性內插求值) 1-9
表 1-10 地盤分類表 1-9
表 1-11 近車籠埔、花東縱谷、獅潭、屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山等斷層調整因子(N_A) 1-9
表 1-12 近車籠埔、花東縱谷、獅潭、屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山等斷層調整因子(N_V) 1-10
表 1-13 近車籠埔、花東縱谷、獅潭、屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山等斷層調整因子(N_A) 1-10
表 1-14 近車籠埔、花東縱谷、獅潭、屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山等斷層之 2500 年最大考量地震近斷層調整因子(N_V) 1-11
表 1-15 一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係數($S_{a,II}$) 1-11
表 1-16 一般工址或近斷層區域之工址最大水平譜加速度係數($S_{a,III}$) 1-11
表 1-17 新北市之臺北盆地臨海微分區劃分表 1-11
表 1-18 臺灣重要港區之譜加速度係數表 1-12

表 1-19 重力式碼頭性能可接受標準 1-19
表 1-20 板樁式碼頭性能可接受標準 1-19
表 1-21 圓筒式碼頭性能可接受標準 1-20
表 1-22 棧橋式碼頭性能可接受標準 1-20
表 1-23 第 I、II 級性能水準之材料應變上限值 1-21
表 1-24 起重機性能可接受標準 1-21
表 2-1 各類驗證分析法之應用時機 2-1
表 2-2 非液化工址重力式碼頭變位與安全係數之相關性 2-8
表 2-3 各類土壤液化評估方法之應用時機 2-36
表 2-4 土壤參數之折減係數 D_E 2-36
表 3-1 重力式 B 級碼頭之耐震性能要求.....3-5
表 3-2 重力式碼頭性能設計三等級地震力 3-6
表 3-3 重力式碼頭工址地層鑽探資料表 3-8
表 3-4 重力式碼頭等級 I 地震土壤液化潛能評估結果.....3-9
表 3-5 重力式碼頭等級 II 地震土壤液化潛能評估結果.....3-9
表 3-6 重力式碼頭等級 III 地震土壤液化潛能評估結果 3-10
表 3-7 重力式碼頭參數表 3-12
表 3-8 重力式碼頭等級 I 地震滑動穩定性分析檢核 3-12
表 3-9 重力式碼頭等級 I 地震傾覆穩定性分析檢核 3-13
表 3-10 重力式碼頭等級 I 地震時之性能規定檢核 3-15
表 3-11 重力式碼頭等級 II 地震臨界加速度值.....3-24
表 3-12 重力式碼頭等級 II 地震時之性能規定檢核.....3-26
表 3-13 包松比選用參考（Kulhawy and Mayne, 1990）.....3-35
表 3-14 摩擦角選用參考.....3-35
表 3-15 土壤滲透係數（Das, 2010）.....3-36

表 3-16 界面參數.....3-38
表 4-1 板樁式 B 級碼頭之耐震性能要求.....4-3
表 4-2 板樁式碼頭性能設計三等級地震力 4-4
表 4-3 板樁式碼頭工址土層鑽探資料表 4-5
表 4-4 板樁式碼頭等級 I 地震土壤液化潛能評估結果.....4-6
表 4-5 板樁式碼頭等級 II 地震土壤液化潛能評估結果.....4-6
表 4-6 板樁式碼頭等級 III 地震土壤液化潛能評估結果 4-6
表 4-7 板樁式碼頭設計參數表 4-8
表 4-8 板樁式碼頭之各土層主動土壓力係數 4-9
表 4-9 板樁式碼頭之各土層主動土壓力 4-9
表 4-10 板樁式碼頭之各土層被動土壓力係數 4-10
表 4-11 板樁式碼頭之各土層被動土壓力 4-10
表 4-12 板樁式碼頭地震時之動態水壓力 4-10
表 4-13 板樁式碼頭殘留水壓力 4-11
表 4-14 各層之被動土壓力之力矩計算結果 4-11
表 4-15 各層之主動土壓力之力矩計算結果 4-11
表 4-16 動水壓與殘留水壓之力矩計算結果 4-11
表 4-17 板樁式碼頭之各土層主動土壓力 4-13
表 4-18 板樁式碼頭地震時之動態水壓力 4-13
表 4-19 板樁式碼頭殘留水壓力 4-13
表 4-20 各層之主動土壓力之力矩計算結果 4-13
表 4-21 各潮位之動水壓與殘留水壓之合力矩計算結果 4-14
表 4-22 板樁式碼頭等級 I 地震時之性能規定檢核.....4-15
表 4-23 實際主動破壞面夾角及對應體積 4-25
表 4-24 滑動塊體總重.....4-26

表 4-25 臨界滑動震度係數 4-28
表 4-26 臨界滑動加速度.....4-29
表 4-27 板樁式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析.....4-29
表 4-28 板樁式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析.....4-30
表 4-29 板樁式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析.....4-30
表 4-30 板樁式碼頭等級 II 地震歷時分析比較.....4-31
表 4-31 板樁式碼頭等級 II 地震時之性能規定檢核.....4-32
表 4-32 包松比選用參考（Kulhawy and Mayne, 1990）.....4-41
表 4-33 摩擦角選用參考.....4-41
表 4-34 土壤滲透係數（Das, 2010）.....4-42
表 4-35 板樁式碼頭材料參數表(一).....4-42
表 4-36 板樁式碼頭材料參數表(二).....4-43
表 4-37 板樁式碼頭結構元素參數 4-45
表 4-38 板樁式碼頭界面元素參數 4-45
表 5-1 棧橋式 A 級碼頭之耐震性能要求 5-2
表 5-2 棧橋式碼頭性能設計三等級地震力 5-3
表 5-3 棧橋式碼頭性能可接受標準 5-4
表 5-4 棧橋式碼頭工址土層鑽探資料表 5-7
表 5-5 棧橋式碼頭等級 I 地震土壤液化潛能評估結果.....5-7
表 5-6 棧橋式碼頭等級 II 地震土壤液化潛能評估結果.....5-8
表 5-7 棧橋式碼頭等級 III 地震土壤液化潛能評估結果 5-8
表 5-8 棧橋式碼頭構件內力檢核之載重因子 5-10
表 5-9 棧橋式碼頭基樁土壤承載力檢核之載重因子 5-11
表 5-10 棧橋式碼頭各載重組合之基樁軸向內力 (Unit： kgf).....5-14
表 5-11 棧橋式碼頭基樁軸向土壤彈簧勁度計算 5-17

表 5-12 棧橋式碼頭基樁軸向非線性土壤彈簧設定 5-18
表 5-13 棧橋式碼頭基樁各深度橫向非線性土壤彈簧設定 5-19
表 5-14 棧橋式碼頭 B1 大梁塑性鉸曲線.....5-23
表 5-15 棧橋式碼頭 B2 大梁塑性鉸曲線.....5-24
表 5-16 棧橋式碼頭 G1 大梁塑性鉸曲線 5-24
表 5-17 棧橋式碼頭 G2 大梁塑性鉸曲線 5-25
表 5-18 棧橋式碼頭 G3 大梁塑性鉸曲線 5-25
表 5-19 棧橋式碼頭鋼管樁直樁塑性鉸曲線 5-26
表 5-20 棧橋式碼頭鋼管樁斜樁塑性鉸曲線 5-26
表 5-21 棧橋式碼頭等級 I 地震時之性能規定檢核 5-36
表 5-22 棧橋式碼頭等級 II 地震時之性能規定檢核.....5-47
表 5-23 棧橋式碼頭等級 III 地震時之性能規定檢核 5-57
表 6-1 圓筒式 B 級碼頭之耐震性能要求.....6-3
表 6-2 圓筒式碼頭性能設計三等級地震力 6-4
表 6-3 圓筒式碼頭工址土層鑽探資料表 6-6
表 6-4 圓筒式碼頭等級 I 地震土壤液化潛能評估結果.....6-6
表 6-5 圓筒式碼頭等級 II 地震土壤液化潛能評估結果.....6-7
表 6-6 圓筒式碼頭等級 III 地震土壤液化潛能評估結果 6-7
表 6-7 圓筒式碼頭設計參數表 6-8
表 6-8 圓筒式碼頭換算壁體寬度參數表 6-9
表 6-9 圓筒式碼頭之各土層主動土壓力係數 6-11
表 6-10 圓筒式碼頭之各土層主動土壓力 6-11
表 6-11 圓筒式碼頭地震時之動態水壓力 6-11
表 6-12 圓筒式碼頭殘留水壓力 6-11
表 6-13 圓筒式碼頭等級 I 地震圓筒壁體剪力變形檢核.....6-12

表 6-14 圓筒式碼頭等級 I 地震板樁入土長度檢核.....6-12
表 6-15 圓筒式碼頭等級 I 地震圓筒壁體安定檢核.....6-13
表 6-16 圓筒式碼頭等級 I 地震時之性能規定檢核.....6-15
表 6-17 圓筒式碼頭等級 II 地震臨界加速度計算參數.....6-23
表 6-18 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析.....6-24
表 6-19 包松比選用參考（Kulhawy and Mayne, 1990）.....6-27
表 6-20 摩擦角選用參考.....6-27
表 6-21 土壤滲透係數（Das, 2010）.....6-28
表 6-22 圓筒式碼頭材料參數表.....6-28
表 6-23 圓筒式碼頭結構元素參數.....6-31
表 6-24 圓筒式碼頭界面元素參數.....6-31
表 6-25 圓筒式碼頭等級 II 地震時之性能規定檢核.....6-51

第一章 港灣碼頭構造物耐震性能設計理念

1.1 耐震性能設計理念與性能要求

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

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

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

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

性能要求必須依結構物之「使用性」、「修復性」、「安全性」三方面考量，配合碼頭重要度分類(特定級、A 級、B 級與 C 級 4 類如表 1-1)，分別予以定義分級，本手冊參考國際航海協會的性能規定，並考量臺灣本土之使用習慣，簡化國際航海協會的性能等級分類(刪除第 IV 級損壞等級)，如表 1-2，並結合公共工程委員會性能設計架構之三個等級地震力規定，分別為等級 I 地震(回歸期 50 年之地震，其 50 年超越機率為 63 %)、等級Ⅱ地震(回歸期 475 年之地震，其 50 年超越機率為 10 %)與等級Ⅲ地震(回歸期 2500 年之地震，其 50 年超越機率為 2 %)，訂出各等級碼頭所對應的耐震性能要求，如表 1-3 所示。

表 1-1 各重要度等級之碼頭特性

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

表 1-2 耐震性能等級定性規定

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	損壞嚴重但維持生命安全 (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)

資料來源：INA,2001

表 1-3 各等級碼頭所對應的耐震性能要求

性能等級 地震等級	第Ⅰ級	第Ⅱ級	第Ⅲ級
等級 I (50 年回歸期地震)	A 級 B 級	C 級	—
等級 II (475 年回歸期地震)	特定級	A 級	B 級
等級 III (2500 年回歸期地震)	—	特定級	A 級

資料來源：本手冊修改自 INA,2001

1.2 耐震性能設計流程

性能設計分為兩個階段，第一階段設計為選擇性能要求、構造物系統規劃及土壤液化評估，第二階段為驗證第一階段所設計的結構物在不同等級地震力作用下其性能是否滿足要求，透過第一階段設計跟第二階段驗證，不斷修正設計及檢核，完成最終設計，耐震性能設計法之設計流程如圖 1.1 所示。

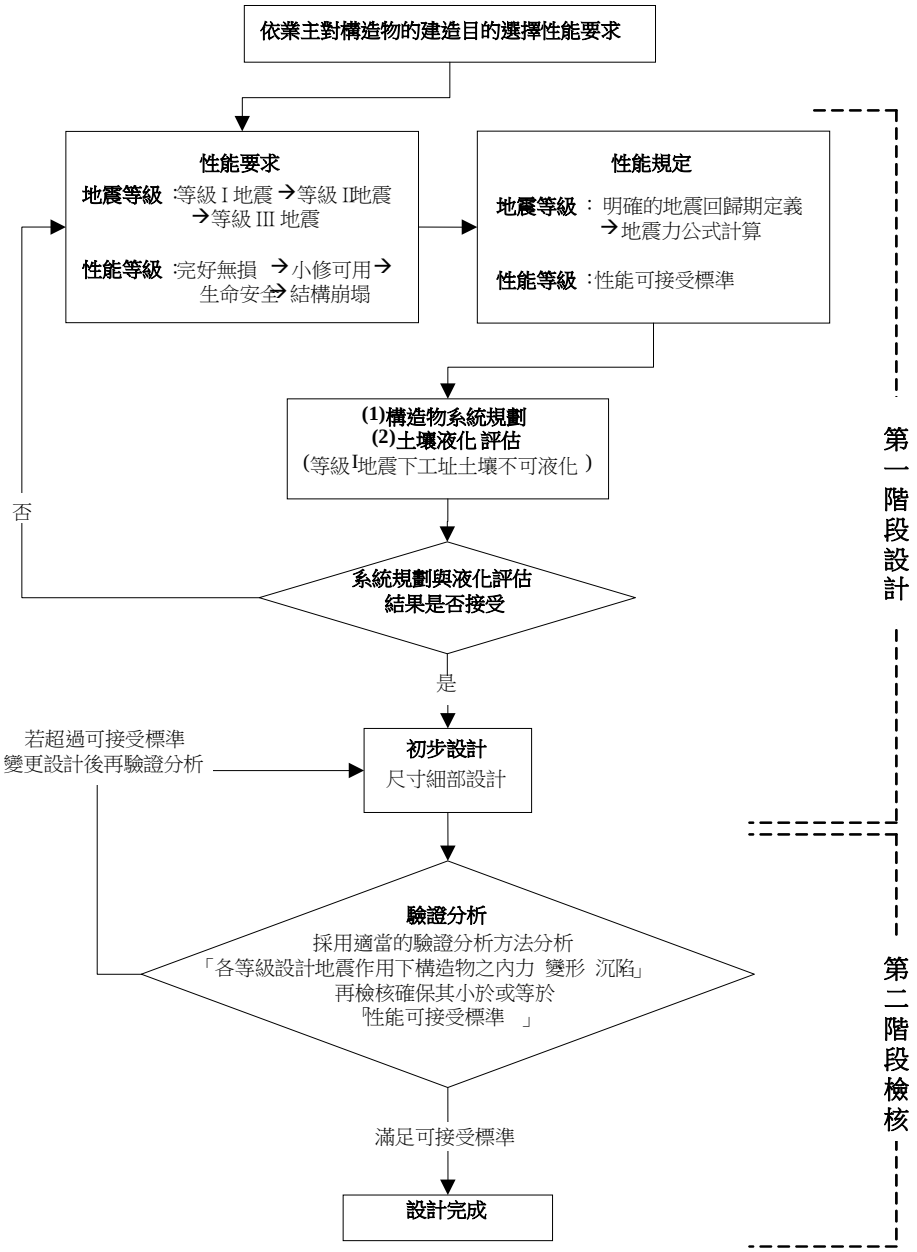


圖 1.1 耐震性能設計法之設計流程

資料來源： 港灣構造物耐震性能設計架構之研究(3/4)

1.2.1 第一階段設計

1. 選擇性能要求

第一階段設計首先要建立性能要求及性能規定，性能要求是以「定性」的描述方式訂立結構物設計目標，而性能規定是將結構物之性能要求轉化成「定量」的方式來表示。上述之性能要求與規定內容則包括碼頭重要度分類、地震等級之劃分及所對應性能。第一階段設計分為重要度分類、地震等級與性能等級，概述如下：

(1) 重要度分類

碼頭重要度分為「特定級、A 級、B 級與 C 級」4 類，依照碼頭重要度選擇級別，其分類內容如表 1-1 所示。

(2) 地震等級

碼頭地震力公式如表 1-4 所示，臺灣地區重要港區譜加速度係數表與地盤種類對照表參考表 1-18，其餘譜加速度係數或不同工址則依照耐震設計選定參數並參考公式(1-1)到公式(1-16)與表 1-5 到表 1-18。

譜加速度係數與震區譜加速度係數關係如下式：

$$S_{a,II} = 0.4S_{II,S} \quad \text{..... (1-1)}$$

$$S_{a,III} = 0.4S_{III,S} \quad \text{..... (1-2)}$$

震區短週期與一秒週期譜加速度係數與近斷層影響因子與設計水平譜加速度係數關係如下式：

$$S_{II,S} = F_a \cdot S_S^{II} \quad \text{..... (1-3)}$$

$$S_{II,1} = F_V \cdot S_1^{II} \quad \text{..... (1-4)}$$

$$S_{III,S} = F_a \cdot S_S^{III} \quad \text{..... (1-5)}$$

$$S_{III,1} = F_V \cdot S_1^{III} \quad \text{..... (1-6)}$$

近斷層震區短週期與一秒週期譜加速係數參考下式：

$$S_{II,S} = 0.8F_a \cdot N_A; N_A \geq 1.0 \quad \text{..... (1-7)}$$

$$S_{II,1} = 0.45F_V \cdot N_V; N_A \geq 1.0 \quad \text{..... (1-8)}$$

$$S_{III,S} = 1.0F_a \cdot N_A; N_A \geq 1.0 \quad \text{..... (1-9)}$$

$$S_{III,1} = 0.55F_V \cdot N_V; N_A \geq 1.0 \quad \text{..... (1-10)}$$

新北市(臺北盆地及一般震區)則參考下式與表 1-9：

$$S_{II,S} = 0.6 \quad \text{..... (1-11)}$$

$$S_{II,1} = S_{II,S} T_0^{II} \quad \text{..... (1-12)}$$

$$T_0^{II} = \begin{cases} 1.60\text{秒(臺北一區)} \\ 1.30\text{秒(臺北二區)} \\ 1.05\text{秒(臺北三區)} \end{cases} \quad \text{..... (1-13)}$$

$$S_{III,S} = 0.8 \quad \text{..... (1-14)}$$

$$S_{III,1} = S_{III,S} T_0^{III} \quad \text{..... (1-15)}$$

$$T_0^{III} = \begin{cases} 1.60\text{秒(臺北一區)} \\ 1.30\text{秒(臺北二區)} \\ 1.05\text{秒(臺北三區)} \end{cases} \quad \text{..... (1-16)}$$

(3)性能等級

從構造物之「使用性」、「修復性」、「安全性」三方面考量，決定設計之性能等級，耐震性能等級定性規定如前一章節表 1-2 所示。

表 1-4 碼頭設計地震力

地震等級		地表加速度公式	
		剛性構造物	非剛性構造物
等級 I 地震	約 50 年回歸期	$V_I = \frac{0.4S_{II,S}}{3.25}W$	$V_I = \frac{S_{a,II}}{3.25}W$
等級 II 地震	475 年回歸期	$V_{II} = 0.4S_{II,S}W$	$V_{II} = \frac{1}{1.2}(\frac{S_{a,II}}{F_u})_m W$
等級 III 地震	2500 年回歸期	$V_{III} = 0.4S_{III,S}W$	$V_{III} = \frac{1}{1.2}(\frac{S_{a,III}}{F_{u,m}})_m W$

註：1.剛性構造物適用於重力式碼頭、板樁式碼頭與圓筒式碼頭等，非剛性構造物適用於棧橋式碼頭。

2.表中 $S_{II,S}$ 即現有規範之 S_{DS}；$S_{III,S}$ 即現有規範之 S_{MS}。

表 1-5 臨海鄉鎮之 S_S^{II} 、S_1^{II} 、S_S^{III} 與 S_1^{III} 值

縣市	鄉鎮市區	S_S^{II}	S_1^{II}	S_S^{III}	S_1^{III}	臨近之斷層
基隆市	中正區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	仁愛區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	中山區	0.6	0.35	0.8	0.5	
宜蘭縣	蘇澳鎮	0.8	0.45	1	0.55	
臺中市	清水鎮	0.8	0.45	1	0.55	屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	梧棲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
	龍井鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層
高雄市	鼓山區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	前鎮區	0.5	0.35	0.7	0.5	
	旗津區	0.5	0.35	0.7	0.5	
	小港區	0.5	0.35	0.7	0.45	
花蓮縣	花蓮市	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層

縣市	鄉鎮市區	S_S^{II}	S_1^{II}	S_S^{III}	S_1^{III}	臨近之斷層
臺南市	安平區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	南區	0.7	0.4	0.9	0.5	
嘉義縣	布袋鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	東石鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
澎湖縣	馬公市	0.5	0.3	0.7	0.4	
金門與馬祖地區	-	0.5	0.3	0.7	0.4	

資料來源：公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)下冊

表 1-6 臺中港至鄰近斷層距離

港口	所屬行政區	代表碼頭	至斷層距離 (km)				
			屯子腳	車籠埔	彰化	大甲	鐵砧山
臺中港	龍井區	南碼頭區西側 94 號碼頭	11.8	24.5	14.9	15.6	8.1
	梧棲區	中南突堤區 30 號碼頭	8.8	22.2	18.5	11.1	5.9
	清水區	北碼頭區 1 號碼頭	8.5	21.8	19.3	10.3	5.9

註：本表斷層距離為代表碼頭中心距離至鄰近斷層最短距離。

表 1-7 花蓮港至鄰近斷層距離

港口	所屬行政區	代表碼頭	至斷層距離 (km)	
			米崙	月眉
花蓮港	花蓮市	22 號貨櫃碼頭	0.6	4.4

註：本表斷層距離為代表碼頭中心距離至鄰近斷層最短距離。

表 1-8 短週期結構之工址放大係數，F_a(線性內插求值)

地盤分類	震區短週期水平譜加速度係數 S_S (S_S^{II} 或 S_S^{III})				
	$S_S \le 0.5$	$S_S = 0.6$	$S_S = 0.7$	$S_S = 0.8$	$S_S \ge 0.9$
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0
第三類地盤	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0

資料來源：公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)下冊

表 1-9 長週期結構之工址放大係數，F_V(線性內插求值)

地盤分類	震區一秒週期水平譜加速度係數 S_1(S_1^{II} 或 S_1^{III})				
	$S_1 \le 0.30$	$S_1 = 0.35$	$S_1 = 0.40$	$S_1 = 0.45$	$S_1 \ge 0.50$
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1
第三類地盤	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4

資料來源：公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)下冊

表 1-10 地盤分類表

地盤種類	$\overline{V_S}(m/\sec)$	$\overline{N}$或$\overline{N}_{CH}$	$\overline{S}_u(N/cm^2)$
第一類地盤(堅實地盤)	$\overline{V}_S \ge 360$	$\overline{N} > 50$	$\overline{S}_u > 10.2$
第二類地盤(普通地盤)	$180 \le \overline{V}_S \le 306$	$15 \le \overline{N} \le 50$	$5.1 \le \overline{S}_u \le 10.2$
第三類地盤(軟弱地盤)	$\overline{V}_s < 180$	$\overline{N} < 15$	$\overline{S}_u < 5.1$

資料來源：公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)下冊

表 1-11 近車籠埔、花東縱谷、獅潭、屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山等斷層調整因子(N_A)

	斷層名稱	$r \le 2$ km	$2 < r \le 5$ km	$5 < r \le 8$ km	$8 < r \le 10$ km	$10 < r \le 12$ km	$12 < r \le 14$ km	$r > 14$ km
N_A (475)	車籠埔斷層	1.23	1.16	1.07	1.03	1.03	1.00	N.C
	花東縱谷斷層(米崙、瑞穗、玉里、池上、鹿野)	1.42	1.37	1.28	1.14	1.14	1.00	N.C.
	屯子腳斷層	1.28	1.20	1.10	1.10	1.00	N.C.	N.C.
	彰化斷層 大甲斷層 鐵砧山斷層	1.35	1.25	1.10	1.05	1.05	1.00	N.C.

註：r 為與近斷層之距離；N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。
資料來源：公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)下冊

表 1-12 近車籠埔、花東縱谷、獅潭、屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山等斷層調整因子(N_V)

	斷層名稱	$r \le 2$ km	$2 < r \le 5$ km	$5 < r \le 8$ km	$8 < r \le 10$ km	$10 < r \le 12$ km	$12 < r \le 14$ km	$r > 14$ km
N_V (475)	車籠埔斷層	1.36	1.32	1.22	1.10	1.10	1.00	N.C.
	花東縱谷斷層(米崙、瑞穗、玉里、池上、鹿野)	1.58	1.53	1.38	1.20	1.20	1.00	N.C.
	屯子腳斷層	1.31	1.25	1.15	1.15	1.00	N.C.	N.C.
	彰化斷層 大甲斷層 鐵砧山斷層	1.40	1.25	1.10	1.05	1.05	1.00	N.C.

註：r 為與近斷層之距離；N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。

資料來源：公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)下冊

表 1-13 近車籠埔、花東縱谷、獅潭、屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山等斷層調整因子(N_A)

	斷層名稱	$r \le 2$ km	$2 < r \le 5$ km	$5 < r \le 8$ km	$8 < r \le 10$ km	$10 < r \le 12$ km	$12 < r \le 14$ km	$r > 14$ km
N_A (2500)	車籠埔斷層	1.25	1.20	1.10	1.03	1.03	1.00	N.C.
	花東縱谷斷層(米崙、瑞穗、玉里、池上、鹿野)	1.32	1.26	1.10	1.02	1.02	1.00	N.C.
	屯子腳斷層	1.26	1.17	1.05	1.05	1.00	N.C.	N.C.
	彰化斷層 大甲斷層 鐵砧山斷層	1.33	1.18	1.10	1.05	1.05	1.00	N.C.

註：r 為與近斷層之距離；N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。

資料來源：公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)下冊

表 1-14 近車籠埔、花東縱谷、獅潭、屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山等斷層之 2500 年最大考量地震近斷層調整因子(N_V)

	斷層名稱	$r \le 2$ km	$2 < r \le 5$ km	$5 < r \le 8$ km	$8 < r \le 10$ km	$10 < r \le 12$ km	$12 < r \le 14$ km	$r > 14$ km
N_V (2500)	車籠埔斷層	1.50	1.45	1.30	1.15	1.15	1.00	N.C.
	花東縱谷斷層(米崙、瑞穗、玉里、池上、鹿野)	1.58	1.48	1.30	1.16	1.16	1.00	N.C.
	屯子腳斷層	1.42	1.32	1.15	1.15	1.00	N.C.	N.C.
	彰化斷層 大甲斷層 鐵砧山斷層	1.50	1.32	1.20	1.10	1.10	1.00	N.C.

註：r 為與近斷層之距離；N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。
資料來源：公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)下冊

表 1-15 一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係數($S_{a,II}$)

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \le 0.2T_0^{II}$	$0.2T_0^{II} \le T \le T_0^{II}$	$T_0^{II} < T \le 2.5T_0^{II}$	$2.5T_0^{II} < T$
$S_{a,II} = S_{II,S}(0.4 + 3T/T_0^{II})$	$S_{a,II} = S_{II,S}$	$S_{a,II} = S_{II,1}/T$	$S_{a,II} = 0.4S_{II,S}$

資料來源：公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)下冊

表 1-16 一般工址或近斷層區域之工址最大水平譜加速度係數($S_{a,III}$)

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \le 0.2T_0^{III}$	$0.2T_0^{III} \le T \le T_0^{III}$	$T_0^{III} < T \le 2.5T_0^{III}$	$2.5T_0^{III} < T$
$S_{a,III} = S_{III,S}(0.4 + 3T/T_0^{III})$	$S_{a,III} = S_{III,S}$	$S_{a,III} = S_{III,1}/T$	$S_{a,III} = 0.4S_{III,S}$

資料來源：公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)下冊

表 1-17 新北市之臺北盆地臨海微分區劃分表

市	區	里	微分區
新北市	淡水區	福德里、竹圍里、民生里、八勢里、竿蓁里、鄧公里、長庚里、清文里、草東里、永吉里、民安里、新生里、文化里、油車里、沙崙里 (共 15 里)	臺北二區
	八里區	龍源里、米倉里、大崁里、埤頭里、頂罟里、舊城里、訊塘里、荖阡里、下罟里 (共 9 里)	臺北二區

資料來源：公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)下冊

表 1-18 臺灣重要港區之譜加速度係數表

港區		地盤種類	$S_{II,S}$	$S_{II,1}$	$S_{III,S}$	$S_{III,1}$
臺北	全區	臺北二區	0.6	0.78	0.8	1.04
基隆	全區	一類	0.6	0.35	0.8	0.5
		二類	0.66	0.49	0.8	0.55
		三類	0.72	0.6	0.8	0.7
蘇澳	全區	一類	0.8	0.45	1	0.55
		二類	0.8	0.54	1	0.61
		三類	0.8	0.68	1	0.77
臺中	龍井區	一類	0.84	0.47	1.05	0.61
		二類	0.84	0.61	1.05	0.67
		三類	0.92	0.76	1.05	0.85
	梧棲區	一類	0.88	0.52	1.1	0.66
		二類	0.88	0.67	1.1	0.73
		三類	0.97	0.83	1.1	0.92
	清水區	一類	0.88	0.52	1.1	0.66
		二類	0.88	0.62	1.1	0.73
		三類	0.88	0.78	1.1	0.94
高雄	小港區	一類	0.55	0.35	0.7	0.45
		二類	0.55	0.49	0.7	0.54
		三類	0.6	0.6	0.7	0.68
	旗津區 前鎮區	一類	0.5	0.35	0.7	0.5
		二類	0.55	0.49	0.7	0.55
		三類	0.6	0.6	0.77	0.7
	鼓山區	一類	0.6	0.35	0.80	0.5
		二類	0.66	0.49	0.8	0.5
		三類	0.72	0.6	0.8	0.7
花蓮	全區	一類	1.14	0.71	1.32	0.87
		二類	1.14	0.85	1.32	0.96
		三類	1.14	1.07	1.32	1.22
安平港	安平區 南區	一類	0.7	0.4	0.9	0.5
		二類	0.7	0.52	0.9	0.55
		三類	0.77	0.64	0.99	0.7
布袋港	布袋鎮 東石鄉	一類	0.7	0.4	0.9	0.5
		二類	0.7	0.52	0.9	0.55
		三類	0.77	0.64	0.99	0.7
馬公港	馬公市	一類	0.5	0.3	0.7	0.4
		二類	0.55	0.45	0.7	0.52
		三類	0.6	0.54	0.77	0.64
金門港 馬祖港	全區	一類	0.6	0.35	0.8	0.5
		二類	0.66	0.49	0.8	0.55
		三類	0.72	0.60	0.8	0.7

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，經由設計者的經驗、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規範之性能要求。

1.2.2 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)，並與第一階段設計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)小於或等於性能可接受標準值」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，則需修改原設計，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「第一階段設計及第二階段驗證」之循環過程完成設計流程。

2. 驗證分析方法說明

在性能設計流程之第二階段驗證，結構物之性能是否滿足設計

要求通常需要經由數值分析來檢核：性能參數計算值小於或等於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。

1.3 碼頭的種類及其破壞機制

一般常見碼頭可以分為重力式、棧橋式、板樁式與圓筒式碼頭。國際航海協會訂定出之港灣構造物耐震性能設計準則中，對於各型式碼頭以及碼頭附屬設施受到地震之後的破壞型式整理歸納，以便設計者了解地震力影響下各類型碼頭與附屬設施之破壞型式，重力式碼頭破壞型式(如圖 1.2 所示)；板樁式碼頭破壞型式(如圖 1.3 所示)；圓筒式碼頭破壞型式(如圖 1.4 及圖 1.5 所示)；棧橋式碼頭破壞型式(如圖 1.6 所示)；附屬設施(橋式起重機)破壞型式(如圖 1.7 所示)。

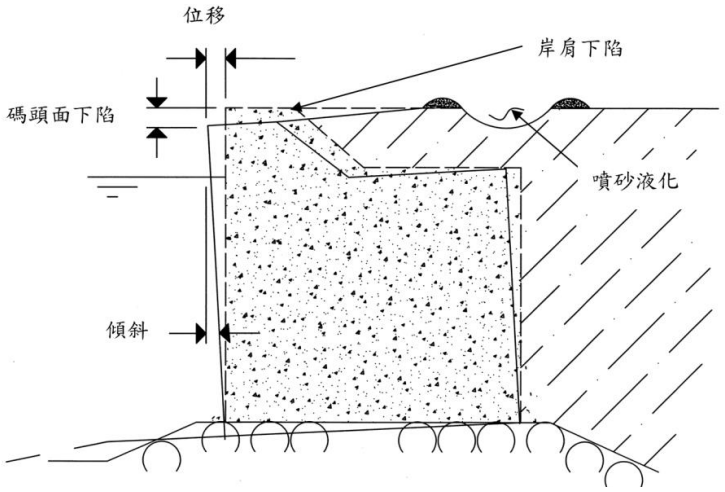
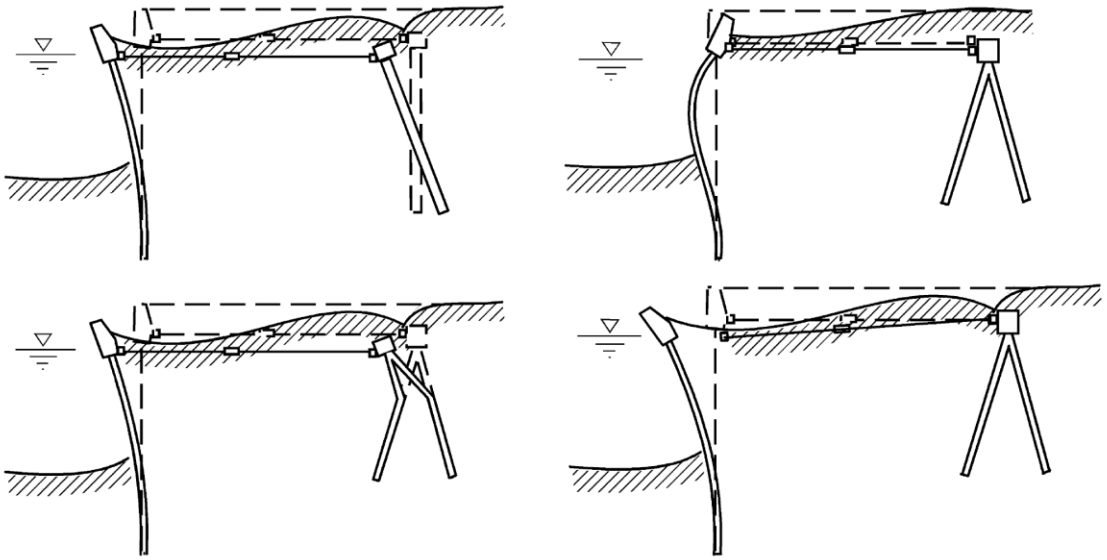


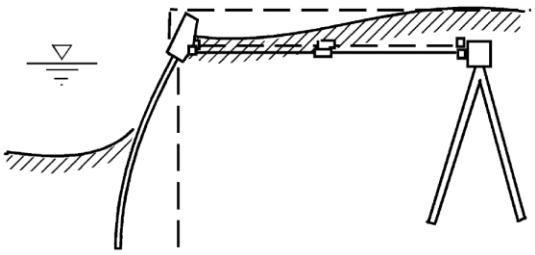
圖 1.2 重力式碼頭之破壞模式

資料來源：INA,2001

重力式碼頭由壁體與背填料組成，屬於剛性結構，水平地震力比垂直地震力之影響來的大。過去之震害中，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。



(A)錨碇設施破壞　　(B)板樁撓曲拉桿拉力破壞



(C)板樁埋入處破壞

圖 1.3 板樁式碼頭之破壞模式

資料來源：INA,2001

板樁式碼頭通常由相互連接之鋼板樁、腰梁或圍梁、冠牆、拉桿、錨碇設施與回填料等組成，由上部之拉桿與下部埋設於土壤來支撐，需注意水平地震力之影響。此類碼頭主要破壞型式包括：因背填土較軟或液化增加了土壤及水對板樁之壓力，使得板樁所承受之彎矩過大而開裂，或拉桿拉力破壞，或使錨碇設施失去作用導致板樁與錨碇設施向海側傾倒或移動。

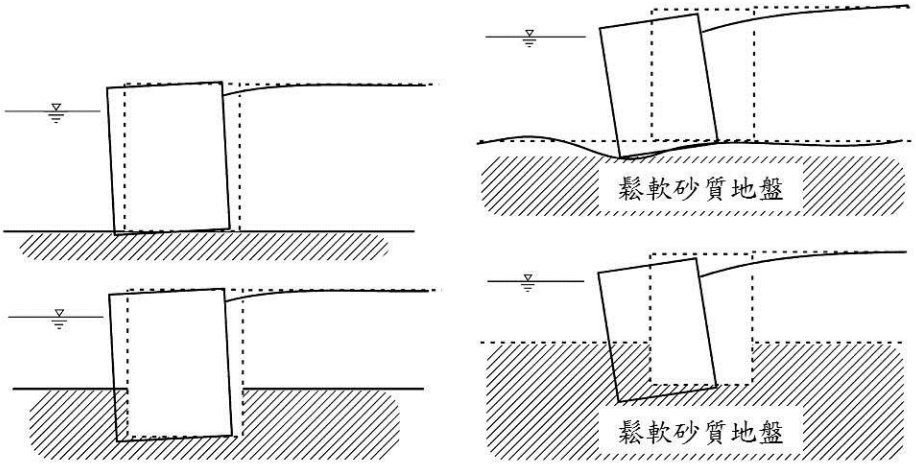


圖 1.4 圓筒式碼頭之破壞模式

資料來源：INA,2001

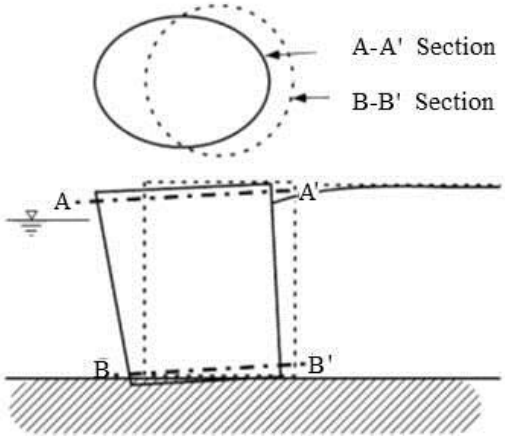
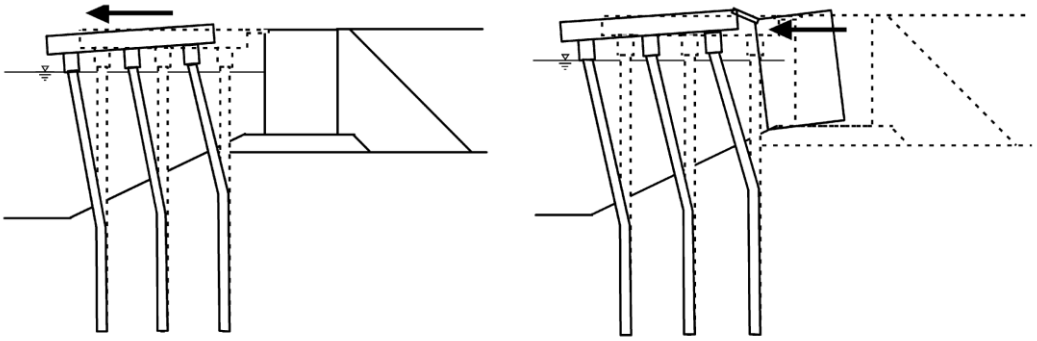


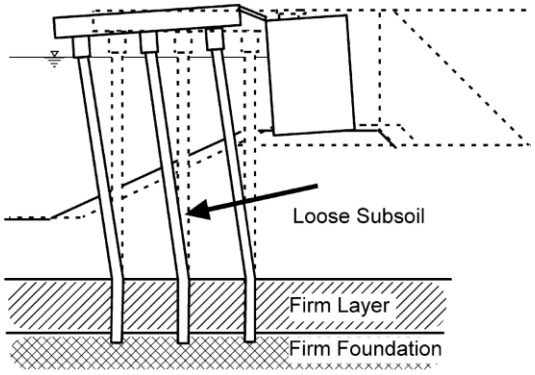
圖 1.5 圓筒斷面變形之破壞模式

資料來源：INA,2001

一般圓筒式碼頭為鋼板樁圓筒式或鋼板圓筒式，係靠鋼板圓筒內填料自重及剪力強度抵抗外力之結構物。鋼板樁圓筒式碼頭之擋土機制類似於重力式碼頭，在地震力作用下，其受力主要包括動態主動土壓力、動態被動土壓力、動態水壓力、殘留水壓力、作用於圓筒內填料之慣性力、以及作用於圓筒底面之土壤抗剪力等。



(A) 橋面板慣性力作用破壞　　(B)擋土設施水平慣性力破壞



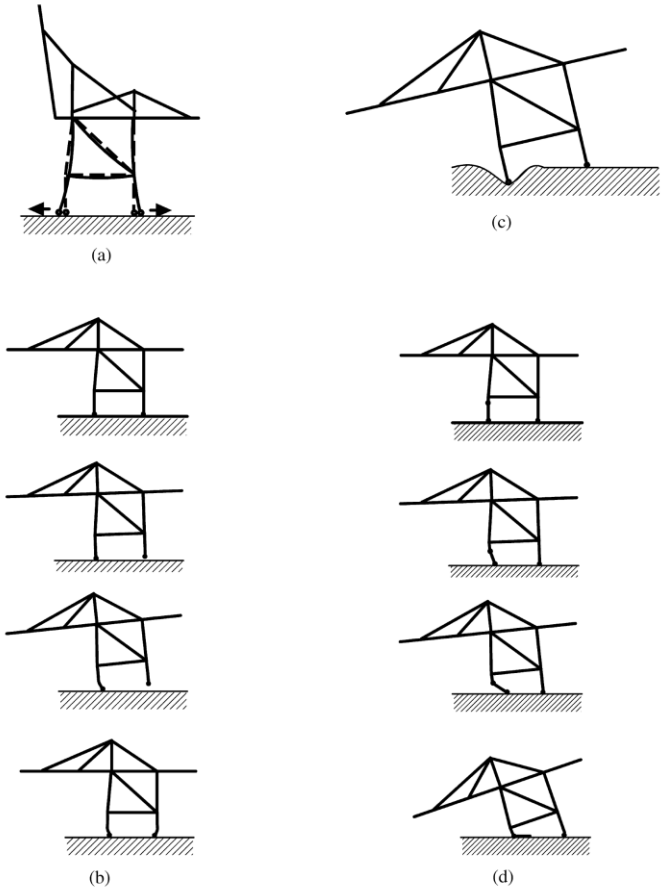
(C)基底土壤流失破壞

圖 1.6 棧橋式碼頭之破壞模式

資料來源：INA,2001

棧橋式碼頭形如橋梁，由橋面版、樁基承臺、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，或因地基含有較軟土層，在地震中發生位移導致基樁破壞。

另外，碼頭附屬設施常見種類為橋式起重機，橋式起重機主要由上部結構及支撐結構的主架構所組成，起重機下部結構需要承受所有地震力，加上方便作業，支柱間隔設計較大，因此地震後起重機可能傾倒或是支柱變形，亦有可能因為碼頭本身傾斜，造成起重機脫軌或傾倒。



(a) 陸側支柱與海側支柱間跨距擴張
(b) 陸側支柱與海側支柱間跨距因震動位移變窄
(c) 起重機因碼頭沉陷而傾斜
(d) 因震動或側移造成起重機鉸接支柱傾覆

圖 1.7 橋式起重機的破壞模式

資料來源： INA,2001

1.4 各類型碼頭之性能設計標準

各類碼頭設計之性能標準除須依照其重要分級與地震等級對應之性能等級作為檢核設計標準，參考國際航海協會提出之港灣構造物耐震性能設計準則於設計地震力下之五種型式碼頭可接受標準，並經本土化簡化性能等級為三級後，分別為重力式碼頭(如表 1-19 所示)、板樁式碼頭(如表 1-20 所示)、圓筒式碼頭(如表 1-21 所示)、棧橋式碼頭(如表 1-22 及表 1-23 所示)、起重機等附屬設施(如表 1-24 所示)。

表 1-19 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
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%
		向海側傾斜角	<3°	3°~5°	5°~8°
	岸肩	不均勻沉陷量	3cm~10cm	不需檢核	不需檢核
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	不需檢核	不需檢核
		向海側傾斜角	<2°~3°	不需檢核	不需檢核

註：d 為壁頂的殘餘水平變位

資料來源：本手冊修改自 INA,2001

表 1-20 板樁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
殘餘變位	板樁變位	正規化水平位移 d/H	<1.5% 或 d<30cm	不需檢核	不需檢核
		向海側傾斜角	<3°	不需檢核	不需檢核
	岸肩變位	岸肩沉陷量	3cm~10cm	不需檢核	不需檢核
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	不需檢核	不需檢核
		向海側傾斜角	<2°~3°	不需檢核	不需檢核
最大反應下之應力或應變	基盤面以上板樁		彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限	塑性，不超過韌性容量或應變極限
	基盤面以下板樁		彈性	彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限
	拉桿		彈性	彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限
	錨碇設施		彈性	彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限

註：針對補強板樁比補強錨碇設施容易，即板樁較錨碇設施先降伏之機制。

H 為海底面以上板樁之高度。

資料來源：本手冊修改自 INA,2001

表 1-21 圓筒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
殘餘變位	板樁變位	正規化水平位移 d/H	<1.5% 或 d<30cm	1.5%~5%	5%~10%
		向海側傾斜角	<3°	3°~5°	5°~8°
	岸肩變位	岸肩沉陷量	3cm~10cm	不需檢核	不需檢核
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	不需檢核	不需檢核
		向海側傾斜角	<2°~3°	不需檢核	不需檢核
最大反應下之應力或應變	圓筒或板樁圓筒		彈性	彈性	塑性，不超過應變極限
	圓筒或板樁接合處		彈性	塑性，不超過應變極限	塑性，超過應變極限

註：H 為海底面以上板樁之高度。

資料來源：本手冊修改自 INA,2001

表 1-22 棧橋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
殘餘變位	橋面板與肩岸沉陷差異	<10~30cm	不需檢核	不需檢核
	向海側傾斜角	<2°~3°	不需檢核	不需檢核
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)

註：擋土設施與岸肩相關部分可參考重力式碼頭

資料來源：本手冊修改自 INA,2001

表 1-23 第 I、II 級性能水準之材料應變上限值

性能等級	材料類別		應變上限值
第 I 級 (滿足服務性)	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	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	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

資料來源：本手冊修改自 INA,2001

表 1-24 起重機性能可接受標準

性能等級 / 參數		第 I 級	第 II 級	第 III 級
位移		不可出軌	允許出軌	不可傾倒
最大反應 (應力) (應變)	上部結構	保持彈性	保持彈性	塑性，小於韌性容量或應變極限
	支撐結構的主構架	保持彈性	塑性，小於韌性容量或應變極限	不可崩塌
	海陸側腳底部	保持彈性	允許輪具及錨碇/煞車裝置破壞	允許輪具及錨碇/煞車裝置破壞

資料來源：本手冊修改自 INA,2001

第二章 耐震性能分析方法

分析方法由簡單到複雜分別為簡化分析、簡化動力分析與動力分析，結構分析方法之選擇依碼頭結構重要度以及對應到之地震等級來決定適當的分析方法，應用時機參考表 2-1。除結構分析外碼頭工址之液化潛能評估亦為重要，國內規範與國外規範均有較成熟之方法，常用方法有經驗準則法、試驗分析法與簡易判斷法。

表 2-1 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	—

資料來源：INA,2001

2.1 簡化分析法

2.1.1 重力式碼頭

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_t，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$F_S=K_t/K_e$，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。

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。

背填土壤未液化之重力式碼頭模型示意圖如圖 2.1 所示。

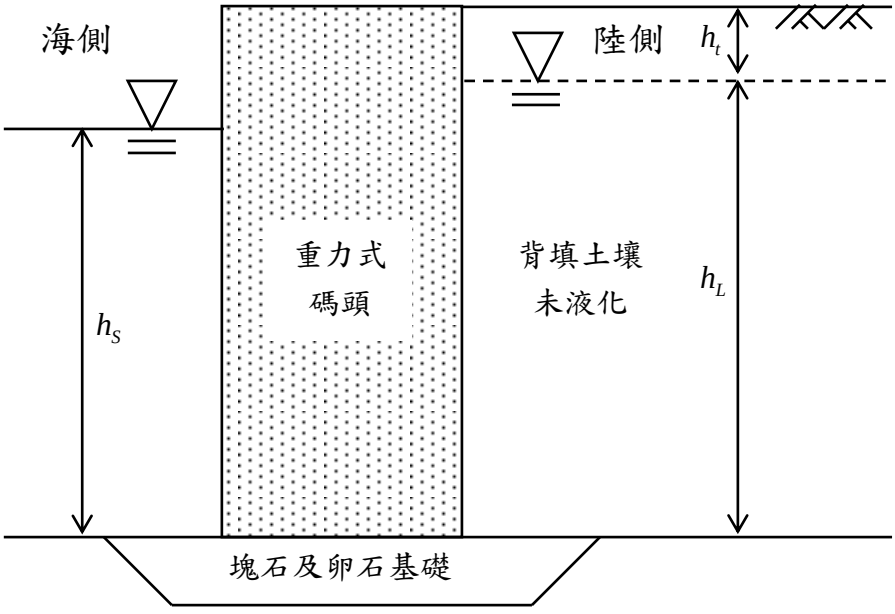


圖 2.1 背填土壤未液化之重力式碼頭示意圖

資料來源：港灣構造物性能設計架構之研究(1/4)，2011

當其受地震力作用時，受力分析示意圖如圖 2.2 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)、陸側地下水位與海側潮位震盪變化之動水壓力 P_{WEL} (陸側)和 P_{WES} (海側)、以及背填土壤之動態主動壓力 P_{AE} ；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 $\mu_b \cdot (W' - K_v \cdot W)$ 。

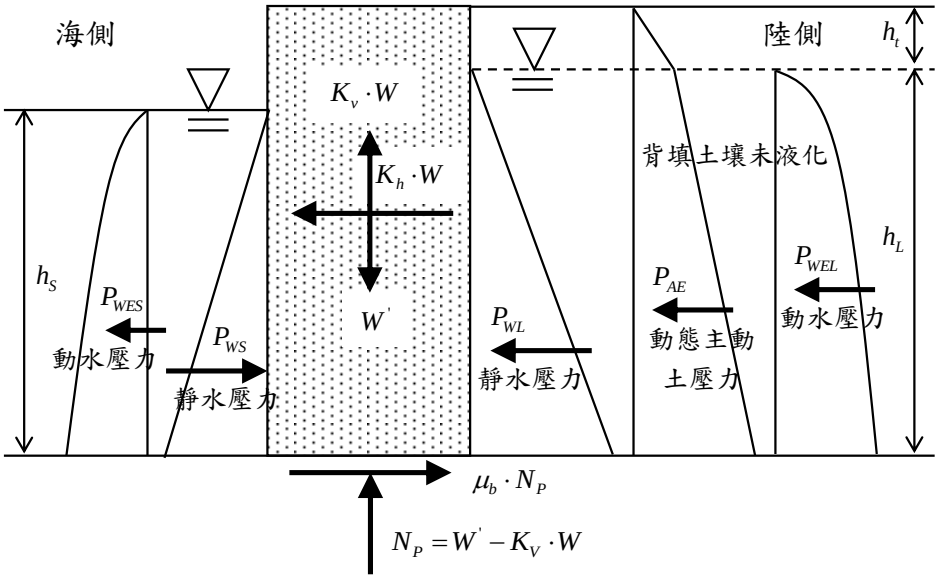


圖 2.2 背填土未液化之重力式碼頭受力示意圖

資料來源：港灣構造物性能設計架構之研究(1/4)，賴瑞應，2011

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：

$$F_S = \frac{\mu_b \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_{WL} - P_{WS}) + (P_{WEL} + P_{WES})} \quad \text{..... (2-1)}$$

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：

$$P_{WL} = \frac{1}{2}\gamma_w \cdot h_L^2 \quad \text{..... (2-2)}$$

$$P_{WS} = \frac{1}{2}\gamma_w \cdot h_S^2 \quad \text{..... (2-3)}$$

其中，γ_w 為海水之單位重 1.03 tf/m^3；h_L 為陸側殘留水位面至碼頭底部之深度(m)；h_S 為海側潮位至碼頭底部之深度(m)。

$$P_{WEL} = 0.7 \cdot \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot h_L^2 \quad \text{..... (2-4)}$$

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

P_{WES} 為海側潮位震盪變化之動水壓力，根據 1997 年後之設計基準建議將碼頭前之動水壓力以外力設計計算之。

$$P_{WES} = \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot h_S^2 \quad \text{..... (2-5)}$$

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位震盪之動水壓力，計算公式如式(2-6)及(2-7)所示：

$$P_{AE} = \left[K_{AE}\left(\frac{1}{2}\gamma_t \cdot h_t^2\right) + K'_{AE}\left(\gamma_t \cdot h_t + \frac{1}{2}\gamma' \cdot h_L\right) h_L \right] \cos\psi \quad \text{..... (2-6)}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \theta)}{\cos\theta \cos^2\psi \cos(\delta + \psi + \theta)\left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta)\cos\psi}}\right]} \quad \text{..... (2-7)}$$

式中，K_{AE} 與 K'_{AE} 為土層動態主動土壓力係數，在殘留水位面上為 K_{AE}，殘留水位面以下為 K'_{AE}；γ' 為地下水位以下之土壤有效單位重，約為 1tf/m^3；γ_t 為地下水位以上之土壤單位重，約為 1.8

tf/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，θ 可表為下式。

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{K_h}{1-K_V}\right) \quad \text{(2-8)}$$

而殘留水位以下時，

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat}-1}\cdot\frac{K_h}{1-K_V}\right) \quad \text{(2-9)}$$

其中，γ_{sat} 為土壤之飽和單位重。

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。

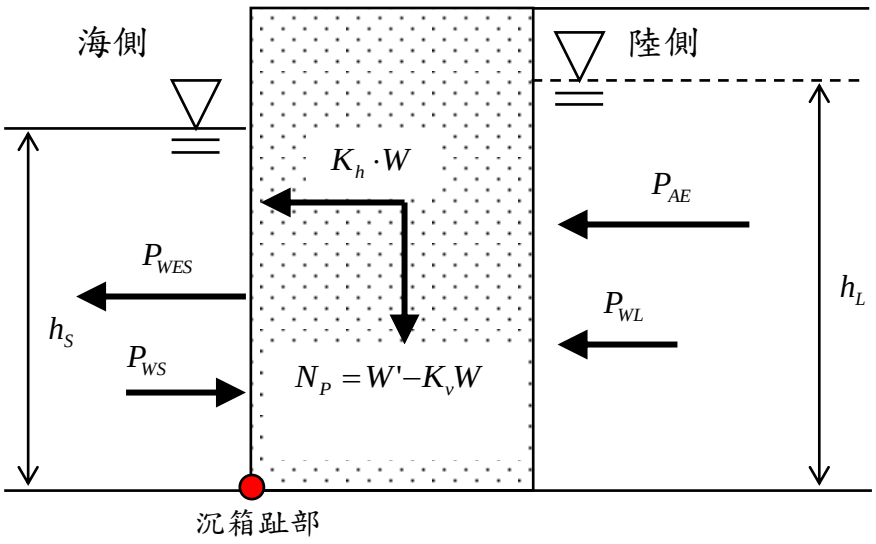


圖 2.3 重力式碼頭受震傾覆穩定性分析示意圖

資料來源：港灣構造物性能設計架構之研究(1/4)，2011

當碼頭受地震力作用時，整體碼頭受力示意圖如圖 2.3 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}(包含陸側動水壓力 P_{WEL})；而抗傾覆力包含碼頭正向力 $N_P = (W' - K_v W)$ 、碼頭海側之靜水壓力 P_{WS} 、與碼頭基礎因埋置效應所提供的動態被動土壓力 P_{PE} 、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

$$F_S = \frac{N_P \cdot L_N + P_{WS} \cdot L_{WS} + P_{PE} \cdot L_{PE} + P_R \cdot L_R}{K_h \cdot W \cdot L_I + P_{AE} \cdot L_{AE} + P_{WL} \cdot L_{WL} + P_{WES} \cdot L_{WES}} \quad \text{..... (2-10)}$$

其中，L_N 為碼頭正向力 N_P 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. 重力式碼頭基礎承載力穩定性分析

重力式碼頭基礎底部土壤承載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載力分析相關規定，淺基礎之極限支承力可依下列公式估計之：

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma_a D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma_b B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad \text{..... (2-11)}$$

上式中，q_u 為淺基礎極限承載力；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，在地下水位以下者為有效單位重；γ_b 為基礎版底以下 B 深度範圍內之土壤平均單位重，在地下水位以下者為有效單位重；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 為承載力因數，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 FV 可表示成下式：

$$FV=W'+K_v\cdot W+P_{AE}\sin\delta+w_d \quad \text{..... (2-12)}$$

式中，FV 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，碼頭基礎承載力檢核之安全係數 F_S 可定義為：

$$F_S=\frac{q_u\cdot B}{F_V} \quad \text{..... (2-13)}$$

4. 重力式碼頭耐震性能分析

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，基礎足夠承載力之保證)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目標，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回歸分析，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，依據表 2-2 所列非液化工址重力式碼頭變位參數與耐震安全係數之經驗關係式，並利用所得之耐震安全係數 ，可推估最大水平位移(cm)、沉陷量 (cm)及正規化水平位移d/H(%)等，但其適用條件為耐震安全係數小於 1，而耐震安全係數大於 1 即碼頭的受震反應處於穩定狀態故無便未發生。對於該類碼頭在具有液化潛能工址之位移量，Iai 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 2.4 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。

表 2-2 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$d\,(cm)$	$d=-74.2+98.2(1/F_s)$	0.68	27
沉陷量$s\,(cm)$	$s=-16.5+32.9(1/F_s)$	0.40	20
正規化水平位移$d/H\,(\%)$	$d/H=-7.0+10.9(1/F_s)$	0.65	5

註:本表適用時機為安全係數小於 1。

資料來源：Uwabe,1983

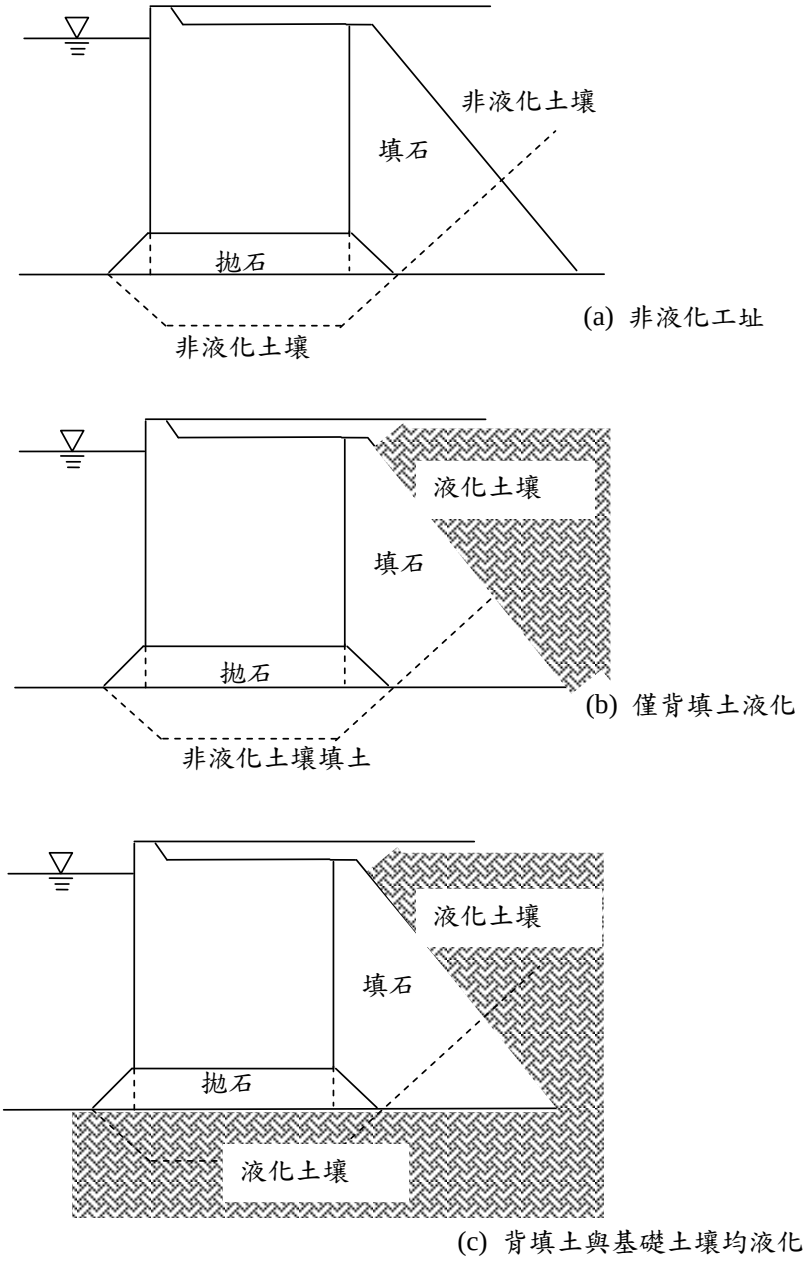


圖 2.4 重力式碼頭工址土壤可能液化狀態

資料來源：PIANC,2001

2.1.2 板樁式碼頭

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

進行耐震能力檢核時，碼頭構造物所遭受到之地震力為施加於構造物側向的靜態慣性力，由設計震度係數K_e表示。分析時，逐步地增加震度係數，透過一系列的穩定分析，計算出當碼頭結構達到臨界穩定狀態時(即安全係數等於 1)，所能夠承受的地震力大小(此即臨界震度係數K_t)。再求算臨界震度係數與設計震度係數之比值，即為此結構之耐震安全係數($F_S = K_t / K_e$)，其可搭配相關經驗公式推算變位量，用於評估結構物之耐震性能。以下將就板樁式與鋼板樁圓筒式兩類碼頭，分別說明其簡化分析方法。

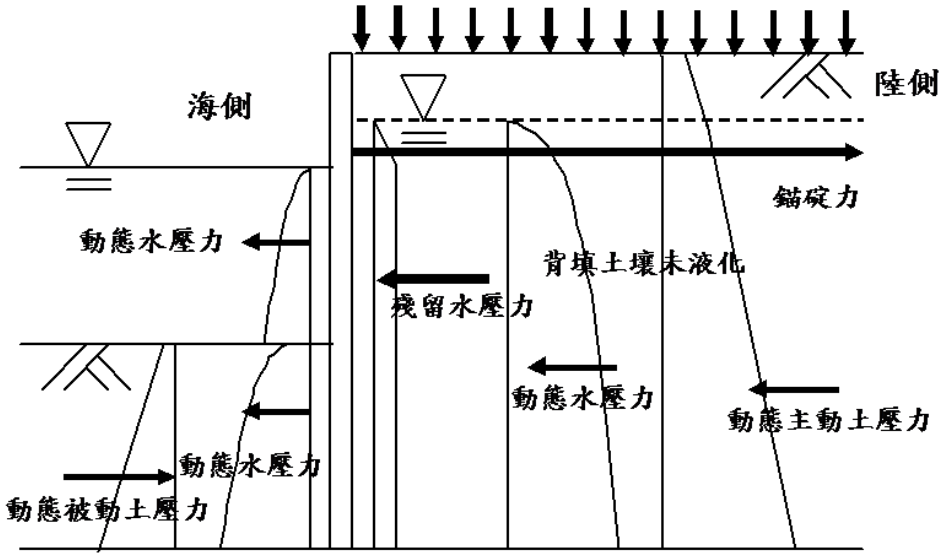


圖 2.5 地震時背填土壤未液化板樁式碼頭受力示意圖

資料來源：液化對港灣構造物穩定性之影響研究(1/4)，賴瑞應，2006

板樁式碼頭構造物在地震力作用之下，如考慮土壤未發生液化，其受力情形如圖 2.5 所示，主要包括動態主動土壓力、動態被動土壓力、動態水壓力、殘留水壓力等。參考「港灣構造物功能性設計法之研究(3/3)」，其中所提列之耐震評估簡化分析法步驟簡述如下：

(1)給定設計震度係數K_e。

(2)計算殘留水位*R.W.L.*：

$$R.W.L. = \frac{2}{3}(M.H.W.L. - M.L.W.L.) + M.L.W.L. \quad \text{..... (2-14)}$$

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

(3)計算地震時主動土壓力 $P_{AE,i}$

依 Mononobe-Okabe 之建議，作用於板樁牆體第 *i* 土層之動態主動土壓力 $P_{AE,i}$ 水平分量，可依下式計算：

$$P_{AE,i} = K_{AE,i} \cdot \left(\sum \gamma_i h_i + w_{OL}\right) \cdot \cos\delta \quad \text{..... (2-15)}$$

式中，γ_i 為第 *i* 土層土壤之單位重，如位於水面下，則取水中單位重 $\gamma'_i = \gamma_{sat} - \gamma_w$；$\gamma_w$ 為海水單位重，取為 $\gamma_w = 1.03 t/m^3$；h_i 為第 *i* 土層土壤之厚度；w_{OL} 為碼頭超載重(t/m^2)，地震時取 $1.15 t/m^2$；δ 在板樁式碼頭中即板樁與土壤間之摩擦角(度)；K_{AEi} 為第 *i* 土層主動土壓力係數，計算如下：

$$K_{AEi} = \frac{\cos^2(\phi_i - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\phi_i + \delta) \cdot \sin(\phi_i - \theta)}{\cos(\theta + \delta)}}\right]^2} \quad \text{..... (2-16)}$$

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

(4)計算地震時被動土壓力 $P_{PE,i}$

被動土壓力計算與主動土壓力雷同，作用於板樁牆體第 *i* 土層之動態被動土壓力 $P_{PE,i}$ 水平分量，可依下式計算：

$$P_{PE,i} = K_{PE,i} \cdot \left(\sum \gamma_i h_i + w_{OL}\right) \cdot \cos\delta \quad \text{..... (2-17)}$$

式中，因板樁被動側位在海面下埋置部份，碼頭超載重 w_{OL} 取為 $0 t/m^2$；$K_{PE,i}$ 為被動土壓力係數，計算如下：

$$K_{PEi}=\frac{\cos^2(\phi_i-\theta)}{\cos\theta\cos(\delta-\theta)\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi_i-\delta)\sin(\phi_i-\theta)}{\cos(\delta-\theta)}}\right]^2} \quad \text{..... (2-18)}$$

(5)計算地震時之動態水壓合力 P_{DW}

作用於板樁牆體之動態水壓力 p_{DW}，依 Westergaard 所提出隨深度 y 之分布情況，如圖 2.6(a)所示，並可表示如下：

$$P_{DW}=\pm\frac{7}{8}\cdot K_h\cdot\gamma_w\cdot\sqrt{H_w\cdot y} \quad \text{..... (2-19)}$$

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

$$P_{DW}=\frac{7}{12}\cdot K_h\cdot\gamma_w\cdot H_w^2 \quad \text{..... (2-20)}$$

因動態水壓力與潮位深度有關，故於分析過程須考量各相關設計潮位之動態水壓力。

(6)計算殘留水壓合力 P_{RW}

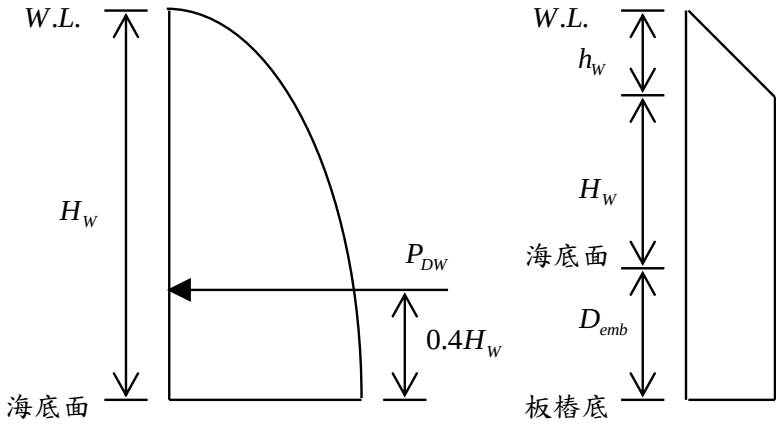
若碼頭海側之潮位高於碼頭陸側之殘留水位時，則無需考量殘留水壓力；而當海潮位低於殘留水位時，作用於板樁上之殘留水壓分布如圖 2.6(b)所示，殘留水壓力 p_{RW} 可由下式計算：

$$p_{RW}=\gamma_w\cdot h_w \quad \text{..... (2-21)}$$

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

$$P_{RW}=\frac{1}{2}\cdot p_{RW}\cdot h_w+p_{RW}(H_w+D_{emb}) \quad \text{..... (2-22)}$$

式中，D_{emb} 為板樁埋入深度(m)。因殘留水壓力亦與潮位深度有關，故於分析過程須考量各相關設計潮位所產生之殘留水壓力。



(a) 動態水壓　　(b) 殘留水壓

圖 2.6 作用於版樁之水壓力分布示意圖

資料來源：港灣構造物性能設計架構之研究(1/4)，2011

(7) 檢核板樁貫入長度

分別計算影響結構穩定之相關作用力後，即可計算板樁貫入長度之安全係數。依規範規定板樁入土長度須滿足下式：

$$S.F. \le \frac{M_p}{M_a} \quad \text{.....(2-23)}$$

式中，$S.F.$為貫入長度安全係數，平常時 1.5、地震時 1.2；M_p為被動土壓力對拉桿裝設點之抵抗力矩；M_a為主動土壓、動態水壓及殘留水壓等對拉桿裝設點之驅動力矩；動態水壓與殘留水壓取合力矩最大時之潮位即可。

(8)計算耐震安全係數F_S

依前述步驟反推臨界穩定狀態(板樁貫入長度之安全係數為 1)對應之地震係數即為構造物最大可承受之地震係數K_t，其與設計震度係數K_e之比值即為耐震安全係數：

$$F_S = \frac{K_t}{K_e} \quad \text{.....(2-24)}$$

(9)計算拉桿張力與板樁樁身最大彎矩

假設板樁為以拉桿裝設位置及海底面作為支承之簡支梁，而以海底面以上之主動土壓、動態水壓、及殘留水壓為載重，如圖 2.7 所示，便可計算出拉桿錨錠張力，進而可計算作用於板樁樁身之最大彎矩，並判斷拉桿與板樁是否降伏。

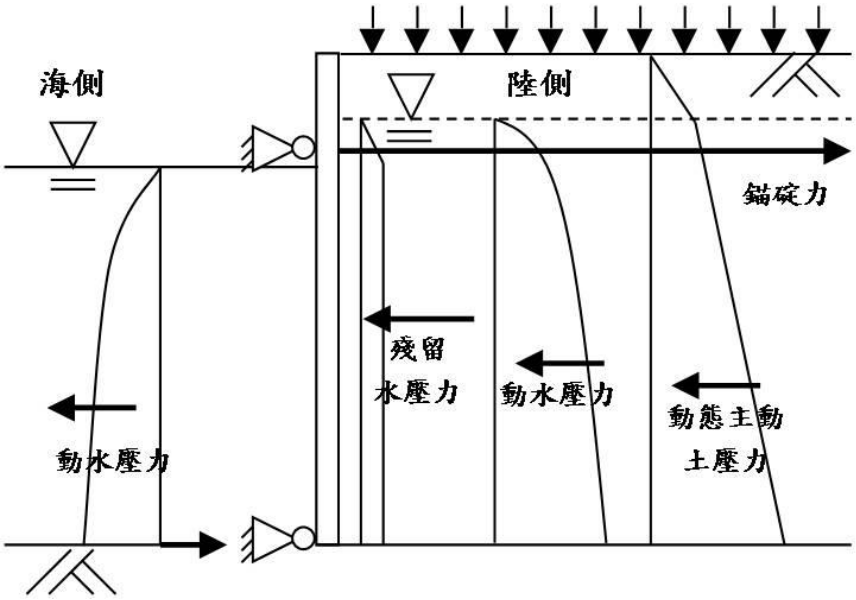


圖 2.7 板樁最大彎矩分析模式示意圖

資料來源：液化對港灣構造物穩定性之影響研究(1/4)，賴瑞應，2006

(10) 評估構造物之變位量是否滿足可接受標準

依據表 2-2 所列非液化工址重力式碼頭變位參數與耐震安全係數之經驗關係式，並利用步驟(8)所得之耐震安全係數 F_S，可推估最大水平位移 $d\,(cm)$、沉陷量 $s\,(cm)$及正規化水平位移 $d/H\,(\%)$等。將所求得之碼頭變位以及拉桿與板樁之應力狀態，與板樁式碼頭性能可接受標準相互對照檢核，即可判定結構物之性能是否滿足可接受標準。

對於該類碼頭在具有液化潛能工址之位移量，Iai 之案例分析統計出：在規範設計地震力作用下，對非液化、僅壁體後局部背填土液化、壁體後包括錨碇設施在內之背填土全部液化、

背填土與基礎土壤均液化等四類工址如圖 2.8 示，正規化位移 d/H 分別為：0~5%、5~15%、15~25%與 25~50%，這些參數可用來粗略估算水平位移之大小範圍。在 1.5~2.0 倍規範設計地震力作用下該水平位移之統計尚未取得。

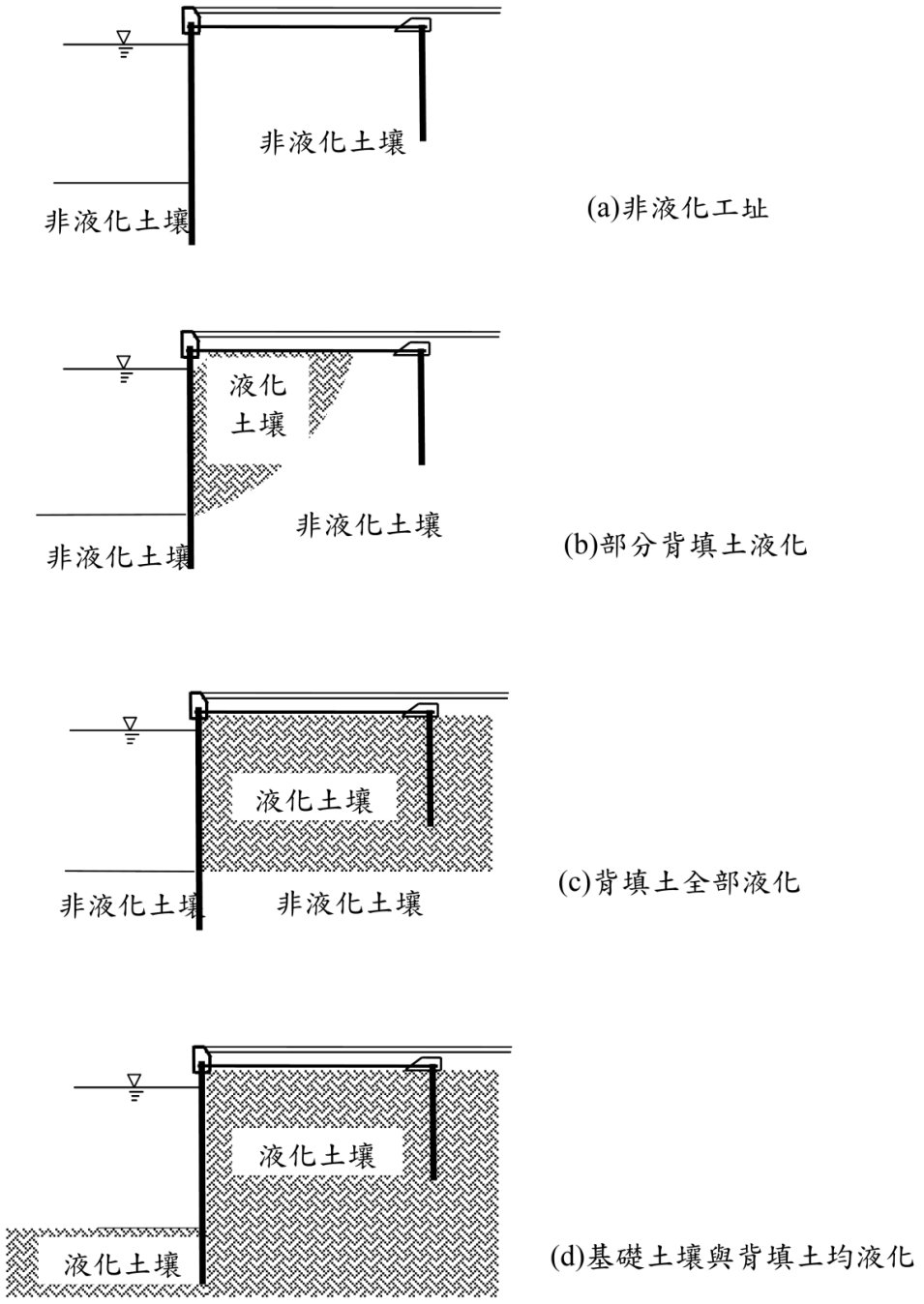


圖 2.8 板樁式碼頭工址填土可能液化狀態

資料來源：PIANC,2001

2.1.3 圓筒式碼頭

圓筒式碼頭之擋土機制類似於重力式碼頭，在地震力作用下，如考慮土壤未發生液化，其受力主要包括動態主動土壓力、動態被動土壓力、動態水壓力、殘留水壓力、作用於圓筒內填料之慣性力、以及作用於圓筒底面之土壤抗剪力等，如圖 2.9 地震時背填土壤未液化鋼板樁圓筒式碼頭受力示意圖所示。

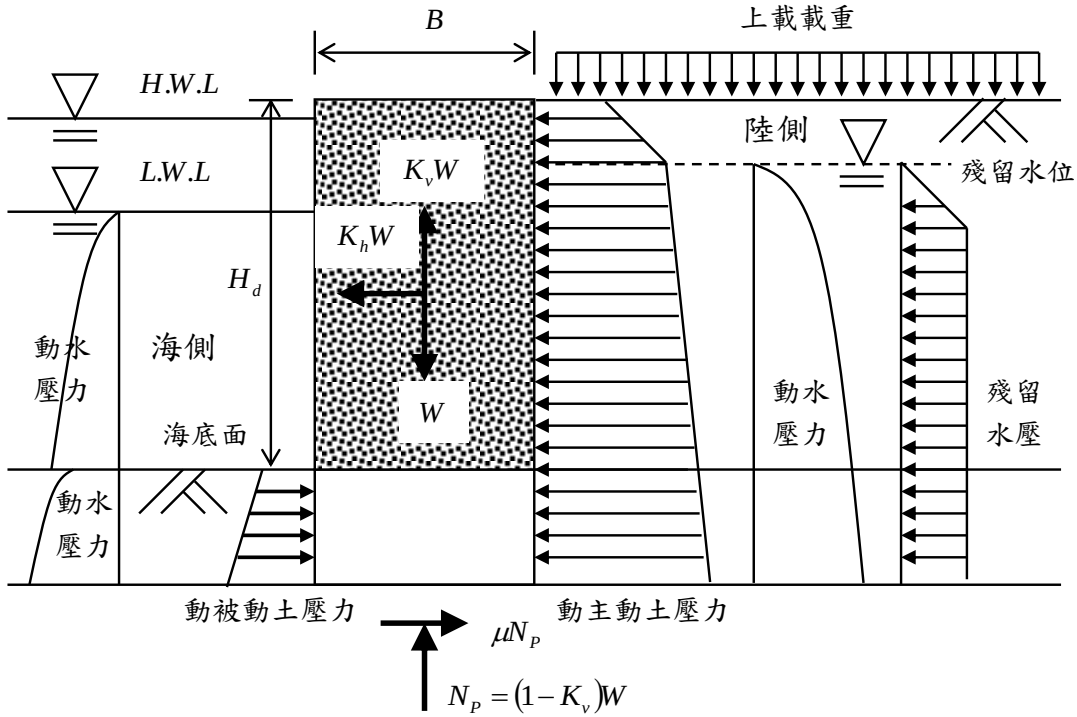


圖 2.9 地震時背填土壤未液化鋼板樁圓筒式碼頭受力示意圖

資料來源：港灣構造物設計基準修訂，2005

參考現行港灣構造物設計基準修訂，圓筒式碼頭擬靜力分析應檢核之項目包括：

1. 圓筒壁體剪力變形檢核

圓筒壁體應檢討於海底面之剪力變形，即圓筒壁體於海底面之抵抗力矩，應足以抵抗於海底面之變形力矩。然而，根據港灣構造物設計基準修訂，此項檢核一般僅針對常時作用荷重進行檢討，並

忽略圓筒壁體之變形，此外，一般認為在圓筒的直徑極小，回填土之強度較低時，方須進行剪力變形之檢核。

2. 板樁入土長度檢核

圓筒海側之板樁，須打設至能達到足夠承載力之深度為止。圓筒陸側之板樁如海底地盤良好時，打設至海底面下$1m \sim 2m$即可，如係軟弱地盤，其入土深度則採與海側板樁相同。

3. 圓筒壁體安定檢核

圓筒壁體安定檢核參考重力式碼頭安定分析為之，但由於其較重力式碼頭仍屬相對柔性之構造，故一般僅檢討滑動安定，傾覆安定及承載力則可不予檢討。圖 2.9 為鋼板樁圓筒式碼頭受力示意圖，由於動態主動土壓與被動土壓在地震作用下並不會同時發揮到最大，故在此不考慮動態被動土壓所提供之抵抗力，僅考慮圓筒底部土壤抗剪強度提供之抵抗力$W(1-K_v)$，並考慮作用於圓筒內填料之慣性力K_hW、動態主動土壓合力P_{AE}、動態水壓合力P_{DW}、與殘留水壓合力P_{RW}造成之驅動力，則抗滑動安全係數如下式所示：

$$F.S.=\frac{\mu\cdot(1-K_v)W}{K_h\cdot W+P_{AE}+P_{DW}+P_{RW}} \quad \text{..... (2-25)}$$

上式抗滑安全係數於常時需>1.2，地震時需>1.0。

4. 板樁應力檢核

板樁斷面依計算之板樁拉力應小於材料容許拉力，作用於板樁之拉力，依下式計算。

$$T=[(\gamma\cdot H_0+w)K_i+\gamma_w\cdot h_w]R \quad \text{..... (2-26)}$$

式中，T為板樁拉力，K_i為圓筒內填料之土壓係數，γ為圓筒內填料之換算單位體積重量，γ_w為海水單位體積重量，H_0為換算壁高，h_w為圓筒內水位與碼頭前水位差，R為圓筒半徑，w為上部載重。

$$H_0 = \frac{1}{\gamma_0} \sum \gamma_i h_i \quad \text{.....(2-27)}$$

式中，γ_0 為圓筒內填料之換算單位體積重量，γ_i 為圓筒內第 i 層填料之單位體積重量，h_i 為圓筒內第 i 層填料之厚度。

2.1.4 棧橋式碼頭

本手冊參考國內「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：

$$\beta_i = \sqrt[4]{\frac{k_{h,i} D_{p,i}}{4(EI)_i}} \quad \text{.....(2-28)}$$

式中，$k_{h,i}$ 為編號 i 基樁之橫向地層反力係數(kg/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 $k_{h,i} = 0.15N$ 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。

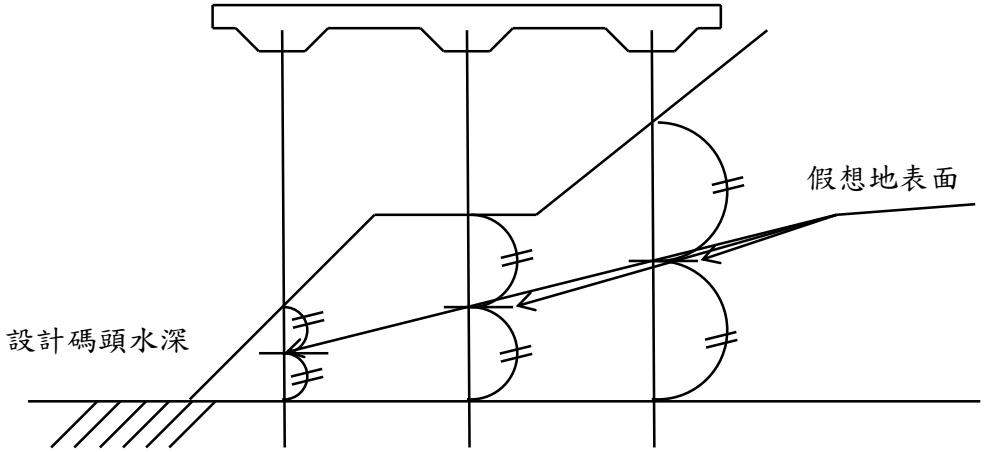


圖 2.10 假想地表面示意圖

資料來源：PIANC,2001

對基樁之假想地表面，如圖 2.10 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 2.11 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：

$$L_i = l_i + \frac{1}{\beta_i} \quad \text{..... (2-29)}$$

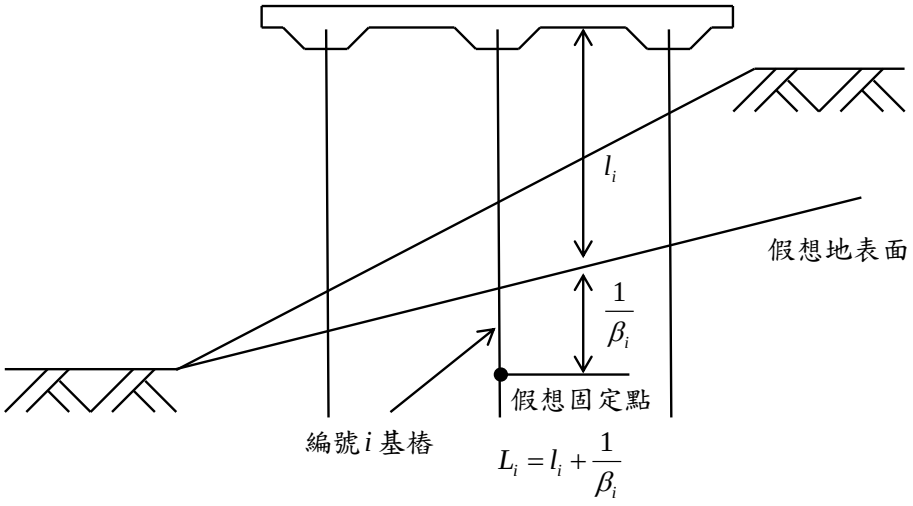


圖 2.11 棧橋基樁之特徵長度示意圖

資料來源：PIANC,2001

(2)基樁軸力計算

應依據基樁之配置狀況，分別考量直樁與斜樁所承受之垂直與水平力，據以計算直樁與斜樁所承受之軸力。再將各樁所受軸力除以樁之斷面積，即可求得各樁所承受之軸向應力。

(3)應力檢核

先計算基樁之常時容許應力，進行耐震能力檢核時，前一步驟中所求直樁與斜樁之最大軸向應力，應低於 1.5 倍之容許應力值。

(4)直樁水平抵抗力及樁頭彎矩計算

在斜群樁棧橋式碼頭之直樁假定不承受水平力，因斜群樁可用非常小的變位抵抗水平力，所以直樁所產生彎曲應力在分析中不考慮，以斜群樁抵抗水平力時，所產生之水平位移，作為直樁之水平位移，依此位移由式(2-30)計算編號i直樁相對應之水平抵抗力H_i，再由式(2-31)計算編號i直樁之樁頭彎矩M_i，式中Δ_i為編號i斜樁受軸力壓縮所產生之水平位移量。

$$H_i = \frac{12(EI)_i \beta_i^3}{(1+\beta \cdot l_i)^3 + 2} \Delta_i \quad \text{(2-30)}$$

$$M_i = \frac{1+\beta_i \cdot l_i}{2\beta_i \cdot l_i} \cdot H_i \cdot l_i \quad \text{(2-31)}$$

(5)各樁應力檢核

承受軸力之樁，或承受軸力及彎矩之樁斷面應力，由式(2-32)計算之，且斷面應力要小於容許軸向壓應力σ'_{ca}。

$$\sigma_i = \frac{P_i}{A_i} \pm \frac{M_i}{Z_i} \frac{\sigma_{ca}}{\sigma_{ba}} < \sigma'_{ca} \quad \text{(2-32)}$$

式中，σ_i為編號i樁之斷面應力；P_i為編號i樁軸力；A_i為編號i樁之斷面積；Z_i為編號i樁之斷面係數；σ_{ca}為樁軸向容許壓應

力強度；σ_{ba}為樁容許彎曲應力強度；σ'_{ca}為樁軸向容許壓應力其值為 1.5 倍σ_{ca}。

2.2 簡化動力分析

2.2.1 重力式碼頭與圓筒式碼頭

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。為了評估重力式與圓筒式碼頭結構物受地震作用之滑移量，根據 Newmark 提出的簡易滑動塊體法來分析剛性塊體在於水平地表運動過程期間所導致的總滑移量。如圖 2.12 所示，假設質量 m 的塊體為剛體，放置於水平地表面上，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。

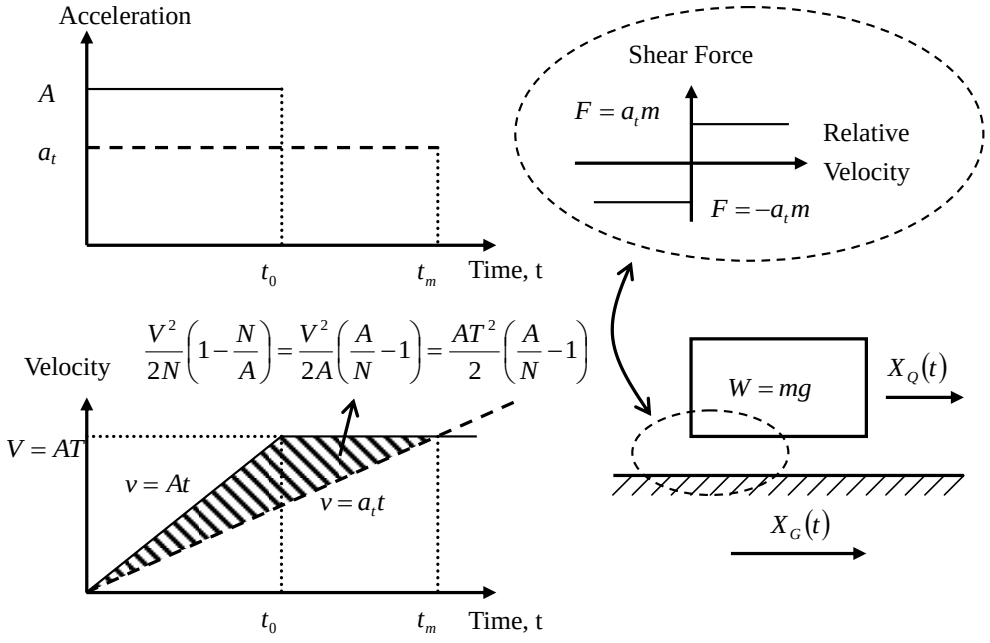


圖 2.12　Newmark 之滑動塊體分析法的觀念

資料來源：Newmark,1965

當地震發生時，假設地表位移歷時為 $X_G(t)$，塊體位移歷時為 $X_Q(t)$，塊體因受慣性力作用而有向外滑動之趨勢，並由滑動面之抗剪力來維持塊體的動態平衡。當塊體未滑動時，塊體與地盤一起運動；當塊體之水平慣性力大於滑動面之極限抗剪力時，則塊體與地表之間就有相對運動發生，此時之加速度稱為臨界滑動加速度 a_t；而在滑動期間，若地盤與滑動塊體之相對速度減為零時，則滑動停止，塊體再次與地表一起運動。根據滑動面為彈塑性模式之假設，滑動期間之滑動塊體以等加速度 a_t 運動，因而將塊體與地表間之相對加速度積分二次則可求得塊體滑移量。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 2.13 所示，詳細分析方法說明如下。

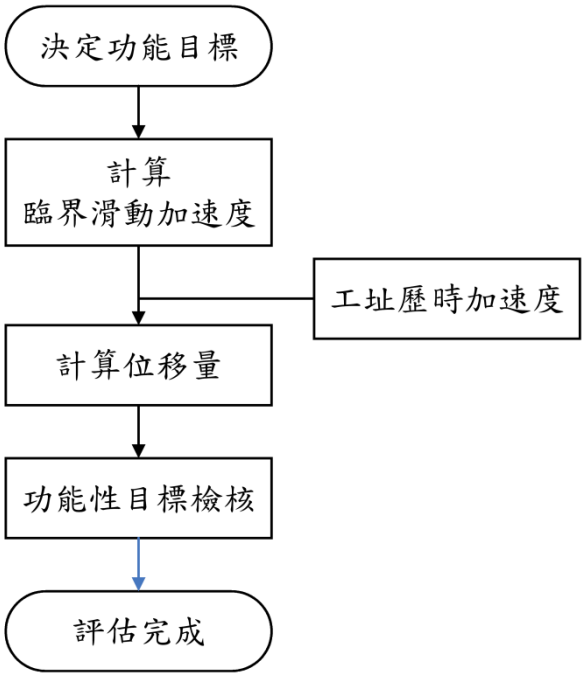


圖 2.13 重力式與圓筒式碼頭滑動塊體分析法評估流程圖

1.計算臨界滑動加速度 a_t

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，仍然如同簡便化分析得到臨界滑動加速度 a_t，例如垂直擋土壁之臨界滑動加速度 a_t 可以由下式計算：

$$a_t = \left[\mu_b - \frac{P_{AE}\cos\delta - \mu_b P_{AE}\sin\delta}{W_g} \right] g \quad \text{..... (2-33)}$$

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 。

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 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 提出簡化公式計算永久側向位移 d ：

$$d = 0.087 \frac{v_{\max}^2 a_{\max}^2}{a_t^4} \quad \text{..... (2-34)}$$

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 等人之參數分析指出該誤差在約±10%以內。除了 a_t 與地震歷時特性以外，Whitman 與 Liao 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：

$$\bar{d} = \left(\frac{37 v_{\max}^2}{a_{\max}} \right) \exp\left(-\frac{9.4 a_t}{a_{\max}} \right) \quad \text{..... (2-35)}$$

也基於此建議設計時採用：

$$\frac{a_t}{a_{\max}} = 0.66 - \frac{1}{9.4}\ln\frac{d \cdot a_{\max}}{v_{\max}^2} \quad \text{..... (2-36)}$$

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

$$K_h = \frac{a_{design}/g}{r} \quad \text{..... (2-37)}$$

$$K_h = \frac{a_{design}/g}{r} \quad \text{..... (2-38)}$$

其中，折減係數r對於容許位移達$30(a_{design}/g)(cm)$之重力式碼頭取 2，對於容許位移達$20(a_{design}/g)(cm)$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。

2.2.2 板樁式碼頭

板樁式碼頭之簡化動力分析原理與重力式碼頭相同，係運用滑動塊體法於結構之耐震能力檢核評估，分析流程如同圖 2.13。應用上一章節介紹之滑動塊體分析法原理，板樁與破壞面以上土壤理想化為一滑動剛體，地震作用於整塊剛體，塊體受地震力作用時有向外滑移現象，當向外滑移之地震力超越抵抗塊體向外滑移之極限力時，塊體則開始會有滑移的情況產生，此時地震力之震度係數為臨界滑動震度係數，並將此震度係數轉換為臨界滑動加速度a_t，再與地表加速度大於

臨界滑動加速度a_t的部分作雙重積分，可得構造物之滑動位移量，因此首先需推估結構之臨界滑動震度係數K_t，此震度係數可由以下方式求得。

參考 Seed 與 Whitman 之研究，以K_{AE}與K_{PE}分別表示地震時之主動土與被動土之動態土壓力係數，地震時極限錨碇反力為T_e，以K_A與K_P表示常時之主動土與被動土之靜態土壓力係數，常時之極限錨碇反力為T_s，Towhata 與 Islam 得到如下關係式：

$$K_{AE} = K_A + \Delta K_{AE} = K_A + \frac{3}{4}K_h \quad \text{..... (2-39)}$$

$$K_{PE} = K_P + \Delta K_{PE} = K_P - \frac{17}{8}K_h \quad \text{..... (2-40)}$$

$$T_e = T_s \cdot \frac{K_{PE} - K_{AE}}{K_P - K_A} \quad \text{..... (2-41)}$$

採用壁體與背填土壤合為一體作剛體運動之假設，得到臨界滑動之水平地震係數K_t如下：

$$K_t = \frac{a\tan\alpha_{AE} - b + \tan(\phi - \alpha_{AE})(1 + b\tan\alpha_{AE})}{1 + c\tan\alpha_{AE}} \quad \text{..... (2-42)}$$

$$a = \frac{mT_s + P_P + 1/2\,\gamma_w(H_w + D_{emb})^2 + \Delta U_P}{W_m} \quad \text{..... (2-43)}$$

$$b = \frac{1/2\,\gamma_w(H_w + D_{emb})^2\tan\phi + \Delta U_A \sin\alpha_{AE}}{W_m}\tan\psi \quad \text{..... (2-44)}$$

$$c = \frac{1}{W_m}\left[\frac{23mnT_s}{8(K_P - K_A)} + \frac{17P_P\gamma_{sat}}{8K_P\gamma'} + \frac{7}{12}\gamma_w H_w^2\right] \quad \text{..... (2-45)}$$

$$W_m = \frac{1}{2}\left[\gamma_{sat}(H_w + D_{emb})^2 + \gamma_{wet}(H - H_w)(H + 2D_{emb} + H_w)\right] \quad \text{..... (2-46)}$$

其中，當錨碇完全有效時，$m=1$、無效時，$m=0$；P_P為靜態被動土壓力，ΔU_A與ΔU_P分別為主動土與被動土因反覆剪力所產生之附加孔

隙水壓；當錨碇部分在地下水位(假設為海平面)以上時，$n=1$，若完全淹沒於水中時，$n=\gamma_{sat}/\gamma'=\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w)$，$\gamma_w$與$\gamma_{sat}$分別為海水與飽和土壤之單位體積重量；$\alpha_{AE}$為主動破壞面與水平面之夾角，$H$、$H_w$與$D_{emb}$分別為板樁基盤面以上總長度、基盤面以上水深與板樁在土中埋設之長度。

2.2.3 棧橋式碼頭

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 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目標需求下之結構反應，現已被廣泛運用於結構耐震能力評估與耐震性能設計，而在港灣工程領域亦有相關應用。

2.3 動力分析

2.3.1 重力式碼頭

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目標，以評估其耐震能力。

2.3.2 板樁式碼頭

具體內容可參考重力式碼頭，惟對板樁結構，國內將之歸為剛性結構物，然 INA 的設計準則容許此類結構發生超過彈性反應極限之行為，而以彈塑性模型來模擬此類結構物之行為。板樁式碼頭同樣由有限元素法或有限差分法程式來進行非線性動力分析，據以評估其耐震能力。如透過有限元素分析軟體 FLUSH、PLAXIS，以考慮板樁、拉桿、錨錠板、及土層之非彈性行為，利用具代表性之實際地震記錄作為輸入運動，進行考慮土壤－結構互制效應之非線性動力歷時分析，並探討在所考量之地震等級下，碼頭結構之性能表現能否符合性能目標，以評估其耐震能力。因碼頭屬於長條形結構，於平行碼頭法線之方向變異性小，故可採用二維平面應變分析模式以簡化分析量。

2.3.3 圓筒式碼頭

圓筒式碼頭為三維結構，本手冊採用之軟體為二為平面分析軟體，故將圓筒等效成平面板樁與等效拉桿。分析中碼頭可視為擬剛性結構物，而圓筒後方之土層與下方之圖層較為柔軟，為模擬真實土壤與結構體之間互制的情況，同時考慮土壤液化對碼頭穩定性之影響，故使用限元素法程式並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。

2.3.4 棧橋式碼頭

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。

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，須同時輸入三組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 為所考慮方向橋梁之基本振動週期。

2.4 土壤液化潛能評估

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

由各個國家規範對土壤液化的防制規定可知，其設計目標皆須避免構造物基礎土壤產生液化現象，若評估出基礎有液化之可能性，則必須進行地盤改良或做深基礎之設計，因此對於土壤液化之設計要求相當明確，即惟一要求為「不可因土壤液化而造成碼頭應有性能喪失」。

以下將說明國內現行「港灣構造物設計基準」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，需參照規範所建議之液化評估方式作進一步之分析，(1)地表下二十公尺以內之沖積土層且地下水位在地表下十公尺以內；(2)過#200 篩細料含量(FC%)在 35%以下；(3)(FC%)在 35%以上，但黏土含量在 12%以下；(4)塑性指數在 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.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」作為液化之判斷基礎，說明如下。

根據美國國家地震工程研究中心 Robertson 與 Wride 於 1997 年對 Seed 法所提出之修正方法。液化潛能分析基本上可分為兩部份的計算：第一部分是利用未來在土層中可能或已發生之最大地表加速度配合地震規模，以辦經驗之簡易公式估計限地土層在遭遇地震時所受之反覆剪應力比(Cyclic Stress Ratio, CSR);第二部分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(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)，應先使用式(2-47)予以修正。

$$(N_1)_{60} = C_N C_E C_B C_R C_S \times N \quad \text{..... (2-47)}$$

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

$(N_1)_{60}$：鑽桿打即能量為 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 2.14。

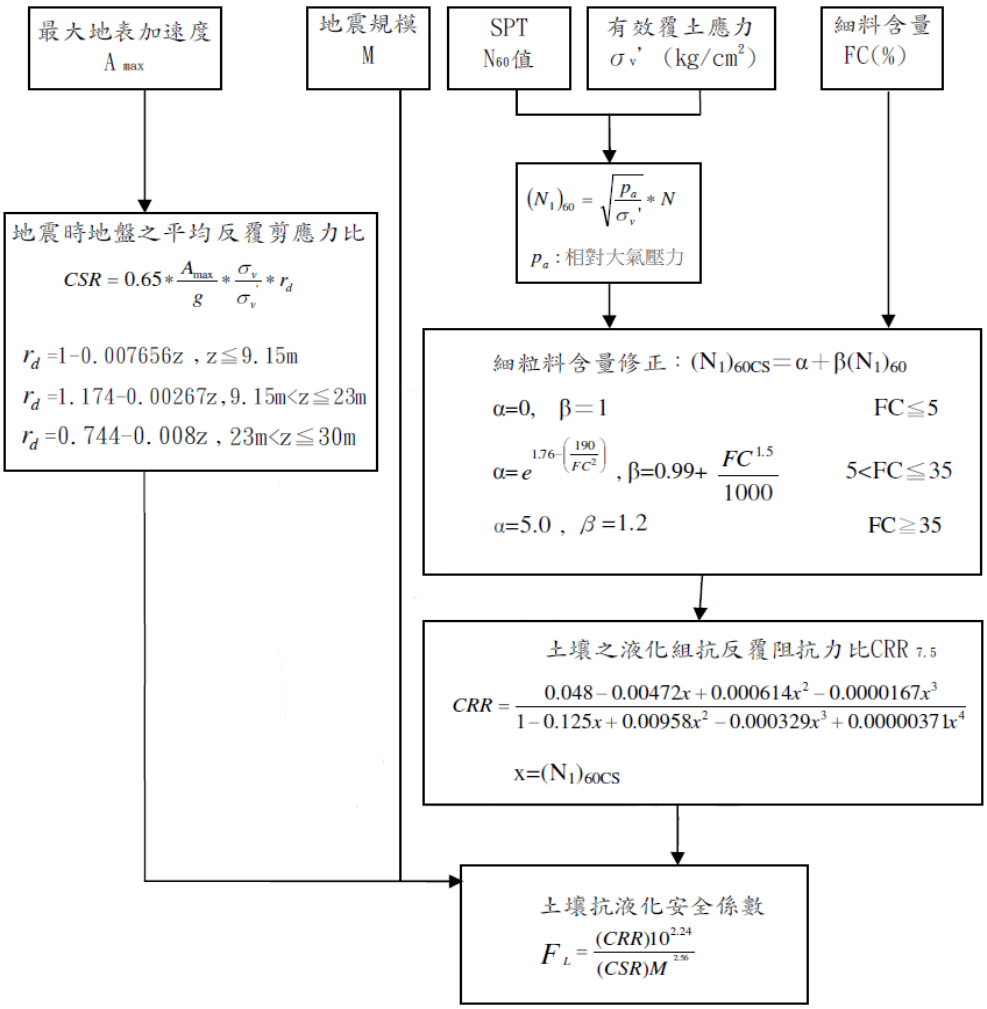


圖 2.14 NCEER 土壤液化潛能評估流程

資料來源：交通部運輸研究所，2005

當地震發生時，土層之液化潛能分析評估流層如 ，其計算步驟與公式如下：

(1)反覆剪應力比

$$CSR = 0.65 \times \frac{A_{\max}}{g} \times \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \times r_d(z) \quad \text{..... (2-48)}$$

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 2.15。

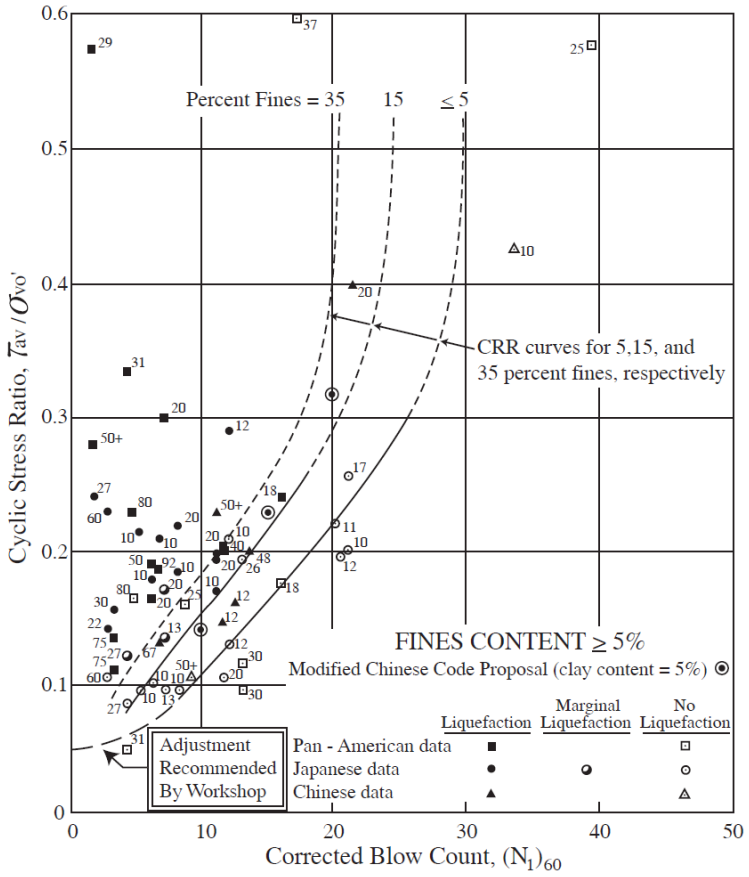


圖 2.15 土層之有效覆土剪應力比與修正後 SPT-N 值之關係

資料來源：Seed,1985

而深度折減係數(如圖 2.16 示)其公式如下：

$$\begin{aligned} r_d &= 1.0 - 0.00765z && ,z \le 9.15m \\ r_d &= 1.174 - 0.00267z && ,9.15m < z \le 23m \\ r_d &= 0.744 - 0.008z && ,23m < z \le 30m \\ r_d &= 0.5 && ,30m < z \end{aligned} \quad \text{..... (2-49)}$$

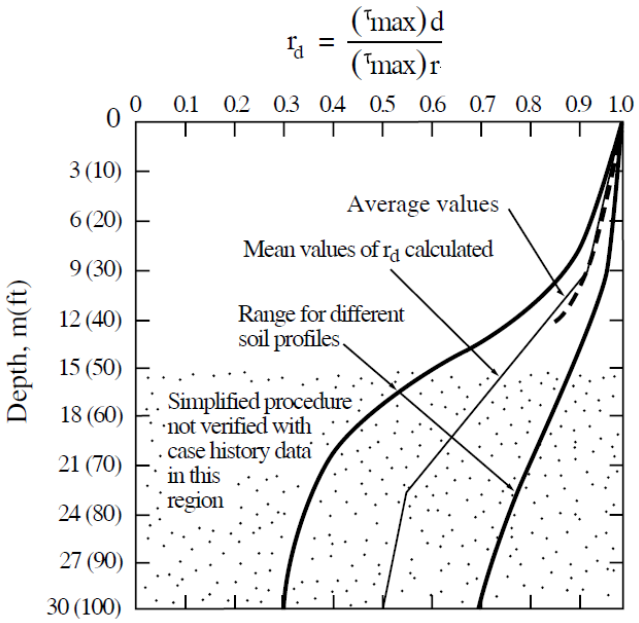


圖 2.16 土壤之深度-折減係數關係圖

資料來源：交通部運輸研究所，2005

(2)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：

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta (N_1)_{60} \quad \text{..... (2-50)}$$

其中，

$$\alpha = 0 \quad , \quad FC \le 5\%$$
$$\alpha = \exp\left[1.76 - \frac{190}{FC^2}\right] \quad , \quad 5\% < FC \le 35\%$$
$$\alpha = 5.0 \quad , \quad 35\% \le FC \quad \text{..... (2-51)}$$

$$\beta = 1.0 \quad , \quad FC \le 5\%$$
$$\beta = \left[0.99 - \frac{FC^{1.5}}{1000}\right] \quad , \quad 5\% < FC \le 35\%$$
$$\beta = 1.2 \quad , \quad 35\% \le FC$$

而土層抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 公式為：

$$CRR_{7.5} = \frac{a - cx + ex^2 - gx^3}{1 - bx + dx^2 - fx^3 + hx^4} \qquad x < 30 \quad \text{..... (2-52)}$$

其中，$CRR_{7.5}$為地震規模 M=7.5 之臨界土壤液化阻抗比，FC 為細料含量(%)，$x=(N_1)_{60CS}$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。

(3)土壤液化之安全係數值(F_L)如下式：

$$F_L=\frac{(CRR_{7.5})\cdot 10^{2.24}}{(CSR)\cdot M^{2.56}} \quad \text{..... (2-53)}$$

2.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：

(1)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。

(2)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。

(3) 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。

(4)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。

$$(\frac{\tau_1}{\sigma'_V})_f = C_r(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma'_c})_t \quad \text{..... (2-54)}$$

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/m^2)。

σ_{dc}：動力三軸試驗所施加之反覆應力(kN/m^2)。

σ'_c：動力三軸試驗所施加之有效圍壓(kN/m^2)。

(5)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。

(6) 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。

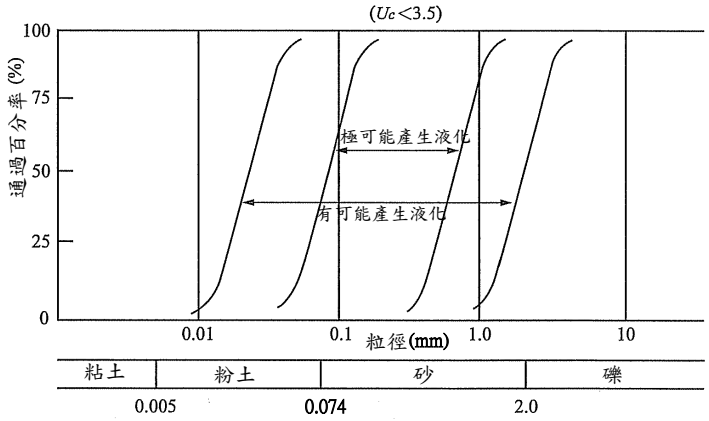
等級 I 地震作用下，工址土壤須經土壤液化評估確定不會發生液化，方可進行具體設計階段，而等級 II、III 地震作用下，若評估結果為土壤有液化之可能，則具體設計時必須保守模擬液化土層對構造物之影響，以確實檢核構造物受震反應是否滿足性能規定。若液化後之結構反應超過可接受標準值時，應即進行土層

液化防治與處理，以維持應有的耐震性能等級。

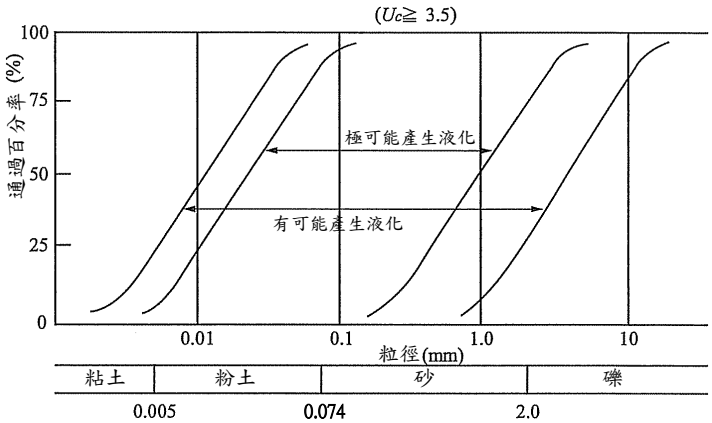
地盤產生液化的過程及結構物之反應均很複雜，故應同時考量液化與不液化二種狀況，並取較為嚴格的分析結果作為設計之依據，一般而言土壤液化評估方法的選用，應按碼頭之重要度及設計地震等級而定，本手冊參考國內現行港灣構造物設計基準，並對應國際航海協會耐震性能設計規範之規定。

3.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 2.17 判別之。



(a)均勻係數小之土壤



(b) 均勻係數大之土壤

圖 2.17 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：日本港灣協會，2007

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評估之依據，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功能設計規範之規定，建議如表 2-3 所示。

表 2-3 各類土壤液化評估方法之應用時機

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

依據日本道路協會(1996 年) 『道路橋示方書・V 耐震設計編』之規定，判定可能產生液化之土壤，應將其土壤參數乘以折減係數 D_E，D_E 值詳見表 2-4。其中 $D_E = 0$ 之土層即為耐震設計用土壤參數為零之土層。

表 2-4 土壤參數之折減係數 D_E

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

資料來源：日本道路協會，1996

R_S 可以參考式(2-55)，σ_0' 為有效覆土壓力(kgf/cm^2):

$$R_S = \begin{cases} 0.0882\ \sqrt{N_a / 1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\ \sqrt{N_a / 1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \times (N_a - 14)^{4.5} & (14 \le N_a) \end{cases} \quad \text{..... (2-55)}$$

$$N_a = C_1 N_1 + C_2 \quad \text{..... (2-56)}$$

$$N_1 = 1.7 \times \frac{N}{(\sigma'_0 + 0.7)} \quad \text{..... (2-57)}$$

$$C_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \le FC < 10\%) \\ (FC + 40)/50 & (10\% \le FC < 60\%) \\ FC/20 - 1 & (60\% \le FC) \end{cases} \quad \text{..... (2-58)}$$

$$C_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \le FC < 10\%) \\ (FC - 10)/18 & (10\% \le FC) \end{cases} \quad \text{..... (2-59)}$$

其中，FC 為細粒料含量；N_1 是以有效覆土壓力 1 kg/cm^2 等值換算求得之 N 值；N_a 為斷層調整因子。

本節所謂土壤參數係指地盤反力係數。距地表面 10 公尺以內之土層性質，對結構物水平抵抗能力之影響甚大，多數震害之產生均起自於此，對於較深之地盤，其振動較小，土壤深度在 10 公尺以下之土層產生完全液化之案例實在很少，故以 10 公尺為界限作為折減係數 D_E 之變化依據。

第三章 重力式碼頭設計例實作

3.1 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。

3.1.1 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. 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

・基礎承載力檢討

3.1.2 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。

3.1.3 設計基準

1. 參考資料

(1)交通部運輸研究所八十六年七月「港灣構造物設計基準」。

(2)國際航海協會九十年「港灣構造物耐震設計準則」。

(3)內政部九十五年「建築物耐震設計規範及解說」。

(4)交通部九十八年六月「公路橋梁耐震設計規範」。

2. 分析程式

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

3. 材料條件

(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 tf/m^3 至 2.0 tf/m^3 之間。

(2)土壤透水係數：砂土為中透水性之材料，其透水係數之範圍約為 10^{-1} cm/s 至 10^{-4} cm/s 之間。

(3)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 tf/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^{II}=0.9、S_1^{II}=0.7、S_S^{III}=1.1、S_1^{III}=0.7 (S_S^{II}、S_1^{II}、S_S^{III}、S_1^{III} 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。

3.1.4 自然條件

潮位：H.H.W.L. (最高高潮位)：EL.+ 2.32

M.H.W.L. (朔望平均高潮位)：EL.+ 1.6

M.W.L. (平均海平面)：EL.+ 0.78

M.L.W.L. (朔望平均低潮位)：EL.+ 0.49

L.L.W.L. (最低低潮位)：EL. + 0.09

殘留水位：

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

$$= \frac{2}{3}(1.6 - 0.49) + 0.49 = 1.23$$

3.2 耐震性能要求與規定

3.2.1 性能要求

以「定性」的描述方式訂立構造物性能要求，碼頭之特性等級共分為特定級、A 級與 B 級，本手冊之設計例設定為 B 級重力式碼頭，其特性定義詳表 1-1 。而 B 級碼頭之耐震性能要求則依據地震等級 I、II、與 III 三級地震對應至耐震性能之要求，如表 3-1 所示。

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

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)，本手冊所採用之 B 級重力式碼頭之三等級地震力，依照前面章節，等級 III 地震 B 級碼頭不需要檢核如表 3-2 所示。

表 3-1 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			
	性能等級	使用性描述	修復性描述	安全性描述
等級 I (50 年回歸期地震)	第 I 級	功能正常	不需修復	結構保持彈性
等級 II (475 年回歸期地震)	第 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)	不需檢核	不需檢核	不需檢核	不需檢核

表 3-2 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 50 年回歸期地震	靜力分析中等級 I 地震力計算公式為$V_I = \frac{S_{a,II}}{3.25}W$。
等級 II 地震 475 年回歸期地震	結構性能檢核採非線性分析，地震力計算公式為$V_{II} = S_{a,II}W$。
等級 III 地震 2500 年回歸期地震	結構性能檢核採非線性分析，地震力計算公式為$V_{III} = S_{a,III}W$

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 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°~8° 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°~3°，重力式碼頭性能可接受標準如表 1-19 所示。

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。

3.3 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 3.1 及圖 3.2 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。

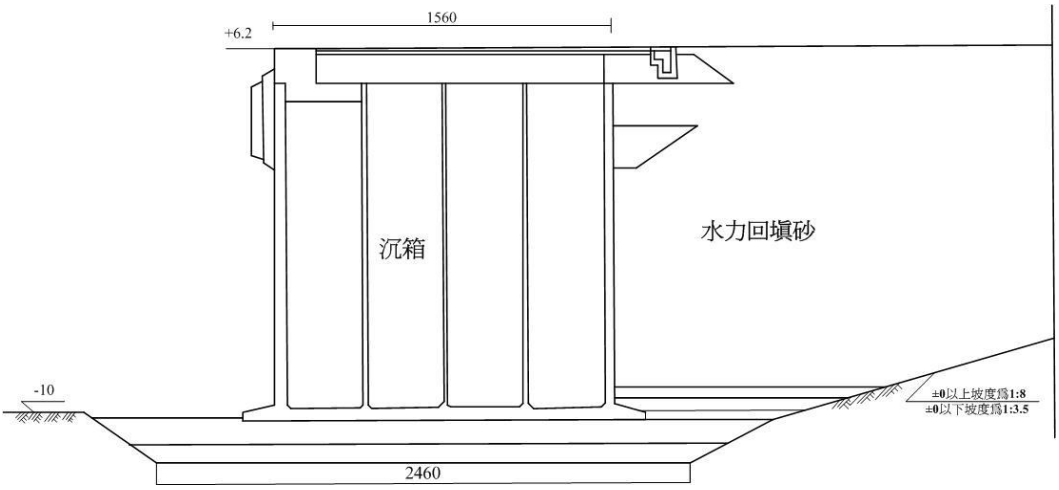


圖 3.1 重力式碼頭標準斷面圖

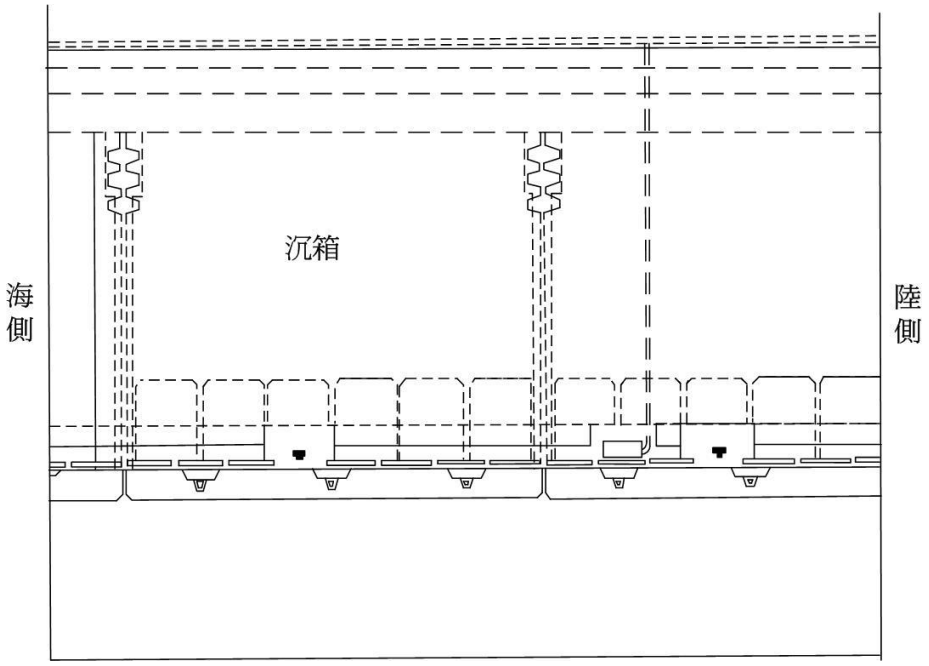


圖 3.2 重力式碼頭標準平面配置圖

3.4 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 3-3 所示，遵照前面章節中，土壤液化評估之經驗準則法之流程。

本手冊在等級 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 3-4、表 3-5 及表 3-6，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=0.4$S_{II,S}$/3.25=0.11 g，等級 II 地震 PGA=0.4 $S_{II,S}$=0.36 g，等級 III 地震 PGA=0.4$S_{III,S}$=0.44 g。

表 3-3 重力式碼頭工址地層鑽探資料表

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Gs	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		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																

表 3-4 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= 0.11				
深度 (m)	土壤類別	γ t (t/m³)	σ'v (t/m²)	σ v (t/m²)	N	有效覆土 Cn	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)
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 3-5 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= 0.36				
深度 (m)	土壤類別	γ t (t/m³)	σ'v (t/m²)	σ v (t/m²)	N	有效覆土 Cn	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)
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 3-6 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= 0.44				
深度 (m)	土壤類別	γ t (t/m³)	σ'v (t/m²)	σ v (t/m²)	N	有效覆土 Cn	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)
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	0.73	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 3-4 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 3-5 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 3-6 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。

3.5 初步設計

3.5.1 地震力係數計算

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

1.水平地震力係數

水平地震力係數公式如下所示：

$K_h = 0.4S_{II,S}$ ..... (3-1)

其中$0.4S_{II,S}$單位為 g，目前由規範查表算得：

等級 I 地震 $PGA = 0.4 \cdot S_{II,S} / 3.25 = 0.11g$ ；

等級 II 地震 $PGA = 0.4 \cdot S_{II,S} = 0.36g$ ；

等級 III 地震 $PGA = 0.4 \cdot S_{III,S} = 0.44g$ 。

此時之K_h即為前面章節簡化分析所描述之有效震度係數K_e。

2.垂直地震力係數

工址需考慮近斷層效應，故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：

等級 I 地震 $PGA = 0.11 \times (2/3) = 0.073g$ ；

等級 II 地震 $PGA = 0.36 \times (2/3) = 0.24g$ ；

等級 III 地震 $PGA = 0.44 \times (2/3) = 0.29g$ 。

3.5.2 沉箱設計斷面及材料參數

本手冊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 3.3 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 3-7 所示。

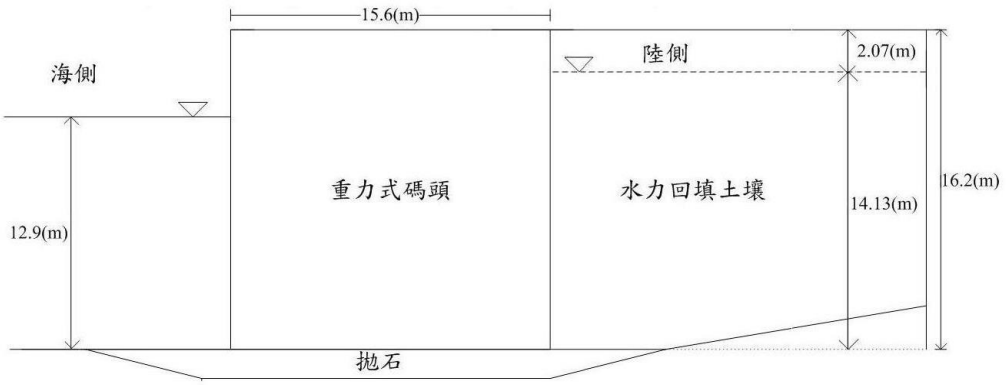


圖 3.3 重力式碼頭沉箱斷面尺寸

表 3-7 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 δ(deg)	15
土層內摩擦角 φ(deg)	35
碼頭壁面與垂直面之摩擦角 Ψ(deg)	0
殘留水位(m)	1.23
沉箱高度 h(m)	16.2
沉箱長度 L(m)	15.6
海側平均水面高度 h_s(m)	12.9
陸側水面高度 h_f(m)	14.13
海水單位重 γ_w(tf/m^3)	1.03
沉箱總單位重 γ_{st}(tf/m^3)	2
水位上背填土單位重 γ_t(tf/m^3)	1.8
水位下背填土單位重 γ(tf/m^3)	1
陸側地下水位以上之土層厚度 h_t(m)	2.07

3.5.3 安全性檢核

1.滑動穩定性分析

本手冊案例之滑動穩定性分析依據滑動穩定性分析之方法進行安全性檢核，分析成果如表 3-8 所示，計算結果安全係數為 1.1 等於 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 3-8 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(tf/m)	505.44
碼頭有效單位重量 W'(tf/m)	298.16
地下水位以上 θ_u(deg)	0.11
地下水位以下 θ_d(deg)	0.23
地下水位以上主動土壓力係數 K_{AE}	0.32
地下水位以下主動土壓力係數 K'_{AE}	0.41
背填土壤動態主動土壓力 P_{AE} (t/m)	63.92
靜水壓力(陸側)P_{WL}(t/m)	102.82
靜水壓力(海側)P_{WS}(t/m)	83.06
潮位震盪變化動水壓力(海側)P_{WES}(t/m)	11
安全係數 F_S	1.1(通過)

2.傾覆穩定性分析

本手冊案例之傾覆穩定性分析依據傾覆穩定性分析之方法進行安全性檢核，分析成果如表 3-9 所示，計算結果安全係數為 1.9 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載力分析檢核。

表 3-9 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)	505.44
靜水壓力(陸側)P_{WL}(t/m)	102.82
靜水壓力(海側)P_{WS}(t/m)	83.06
潮位震盪變化動水壓力(海側)P_{WES}(t/m)	11
碼頭正向力 N(t)	298.16
背填土壤之動態主動土壓力 P_{AE}(t/m)	63.92
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)	4.23
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	1.9(通過)

3.基礎承載力分析

本手冊案例之基礎承載力分析依據基礎承載力分析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：

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

基礎承受之垂直力：

$$F_V = W' + K_V \cdot W + P_{AE}\sin\delta + W_d$$
$$= 298.16 + 0.073 \times 505.44 + 63.92 \times \sin 15° + 0$$
$$= 314.78(\text{t/m})$$

碼頭基礎承載力檢核之安全係數：

$$F_L = \frac{q_u \cdot B}{F_v} = \frac{298.428 \times 15.6}{314.78} = 14.8 \quad (\text{通過})$$

由上述計算過程可知碼頭基礎承載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。

3.6 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，而本手冊案例為 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 地震之驗證分析則須使用「簡化動力分析」或「動力分析」，等級 III 地震因超過第 III 級性能要求損壞標準，表示結構物已損毀倒塌，故無需進行驗證。

本章初步設計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, 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 地震之性能依規定無須檢核，但本節採用「動力分析法」進行分析並探討其分析結果。

3.6.1 等級 I 地震性能驗證檢核

本手冊案例等級 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，本手冊使用穩定性分析法，可參考經驗公式(Uwabe, 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，其安全係數 $F_S=1$ 時，$K_h=0.117$。由第五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：

$$FS=K_t/K_e$$

$$=0.117/0.11=1.1$$

2.性能規定驗證

本手冊案例之性能規定驗證可由上述計算結果，安全係數大於 1 來判定所設計之碼頭的受震反應是處於穩定狀態，即無變位發生，如表 3-10 之檢核內容，碼頭在等級 I 地震作用下，其碼頭變位應變量皆滿足性能可接受標準與耐震性能要求。

表 3-10 重力式碼頭等級 I 地震時之性能規定檢核

參數 \ 地震等級			第 I 級
殘餘變位	壁體	正規化水平位移 d/H	正規化水平位移為<1.5% 或 d<30cm 結構穩定下滿足使用性要求 → 通過
		向海側傾斜角	<3° 結構穩定下滿足使用性要求 → 通過
	岸肩	不均勻沉陷量	<10cm 結構穩定下滿足使用性要求 → 通過
		岸肩與後線陸地之沉陷差	<70cm 結構穩定下滿足使用性要求 → 通過
		向海側傾斜角	<3° 結構穩定下滿足使用性要求 → 通過

3.6.2 等級 II 地震性能驗證檢核

1.人造地震製作

本手冊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。

本手冊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 3.4 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圖 3.5 至圖 3.10 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 3.11 至圖 3.16 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 3.17 至圖 3.22 所示。

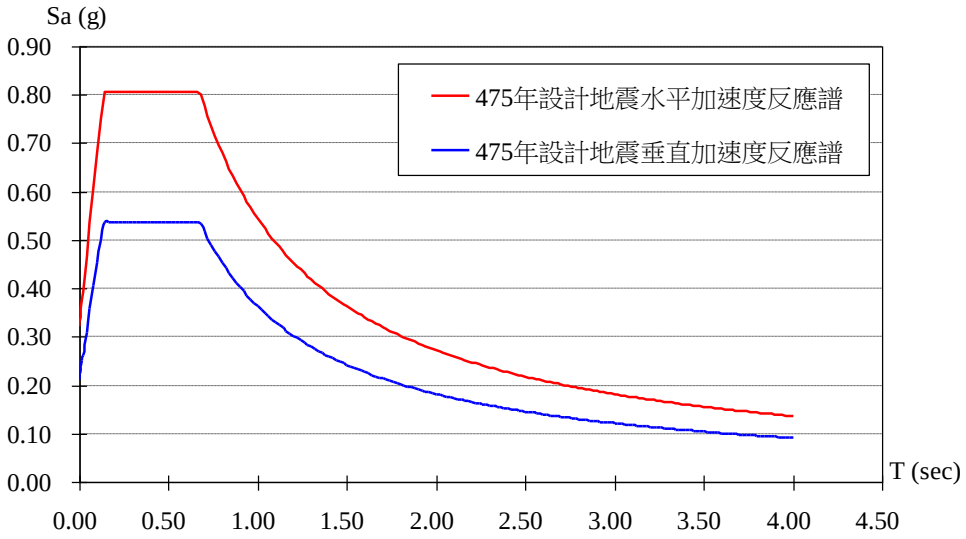


圖 3.4 重力式碼頭等級 II 地震之設計反應譜

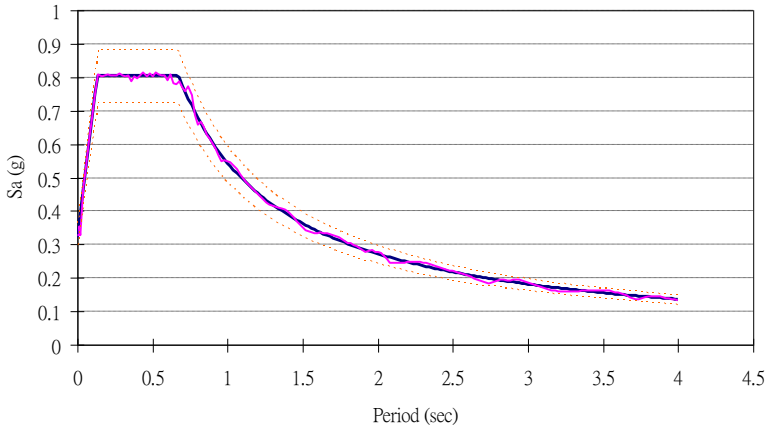


圖 3.5 重力碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震反應譜

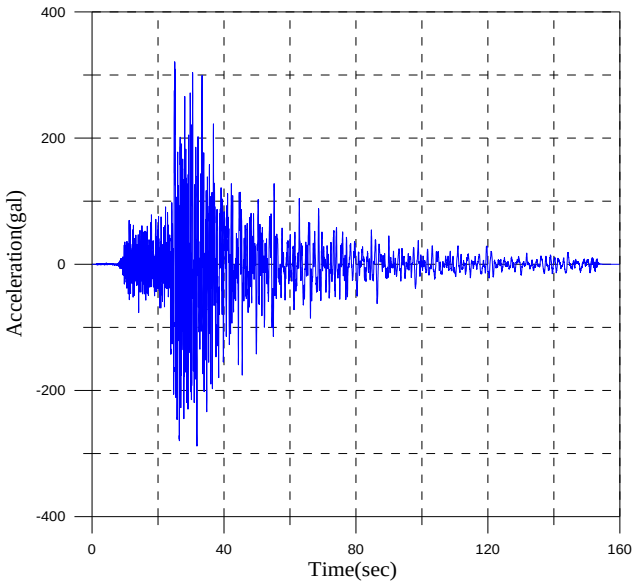


圖 3.6 重力碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時

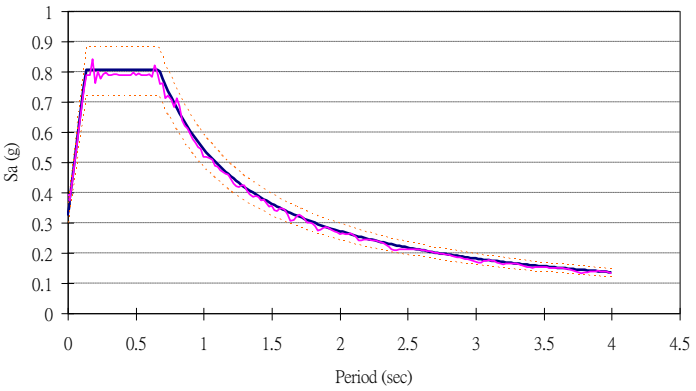


圖 3.7 重力碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震反應譜

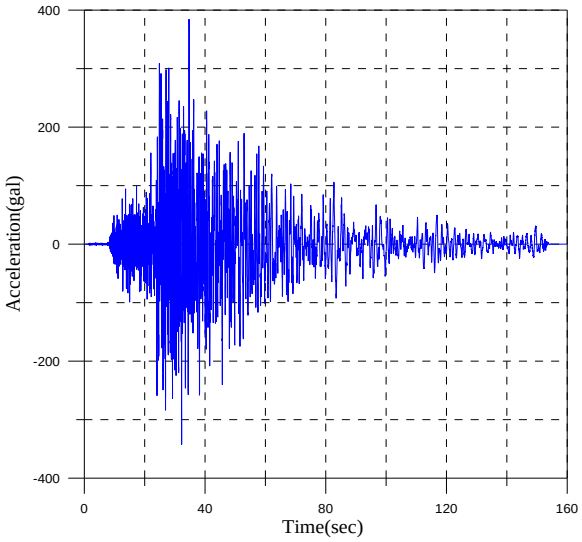


圖 3.8 重力碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時

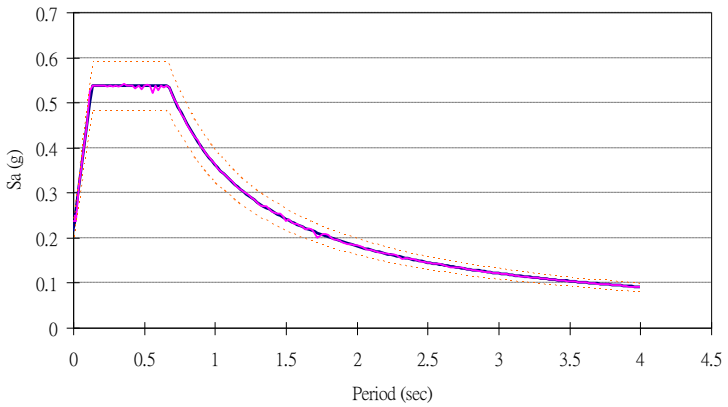


圖 3.9 重力碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜

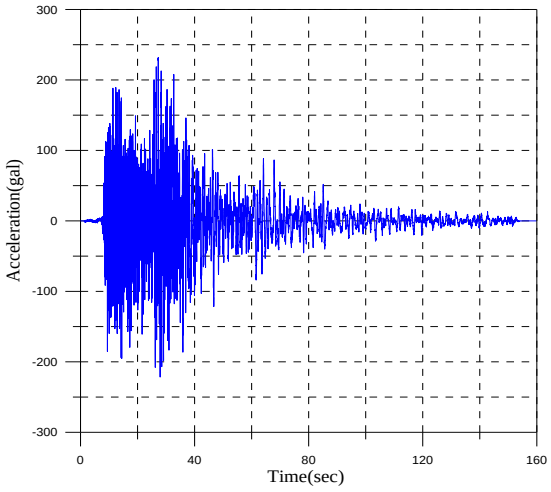


圖 3.10 重力碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時

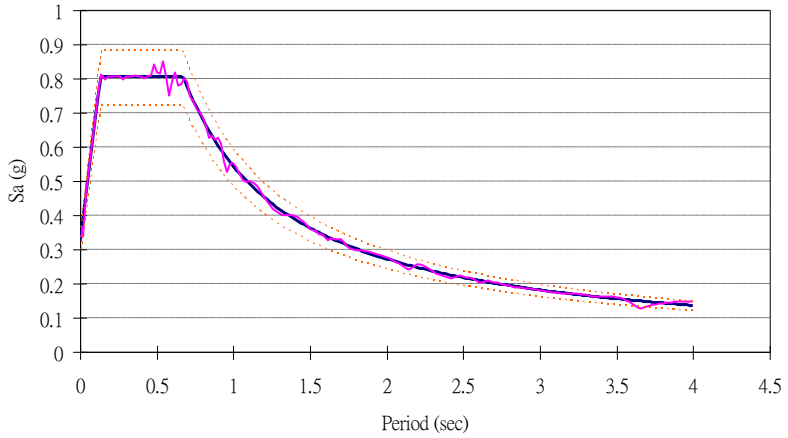


圖 3.11 重力碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震反應譜

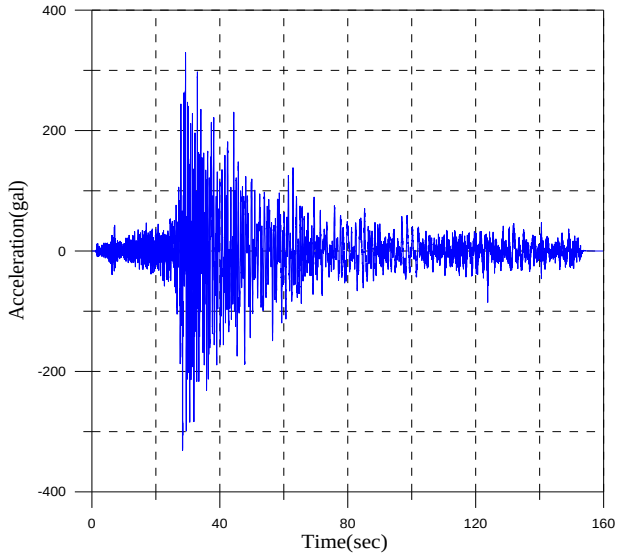


圖 3.12 重力碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時

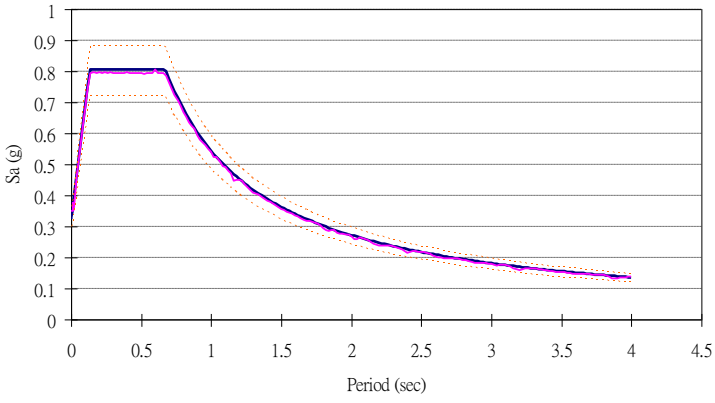


圖 3.13 重力碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震反應譜

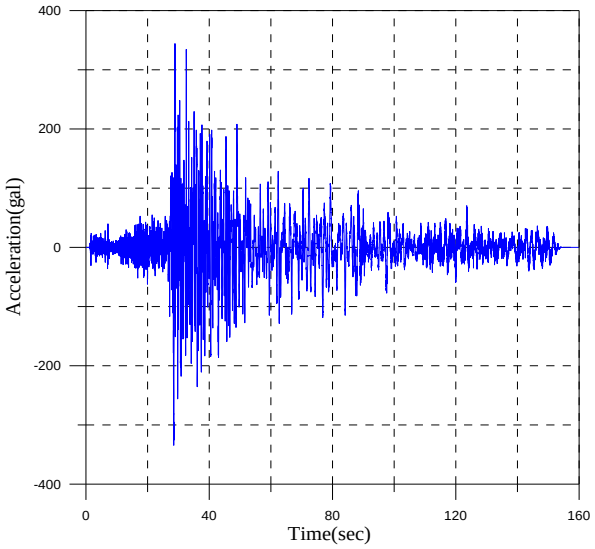


圖 3.14 重力碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時

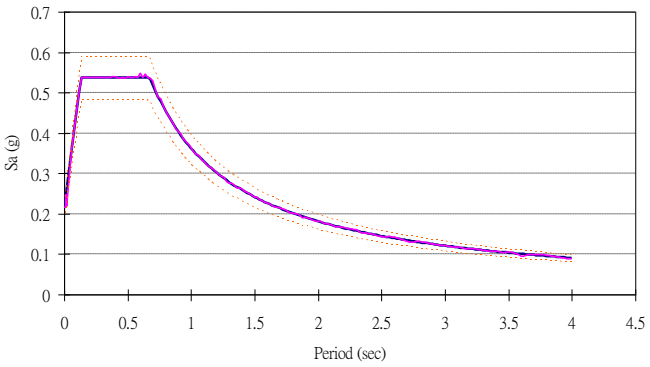


圖 3.15 重力碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜

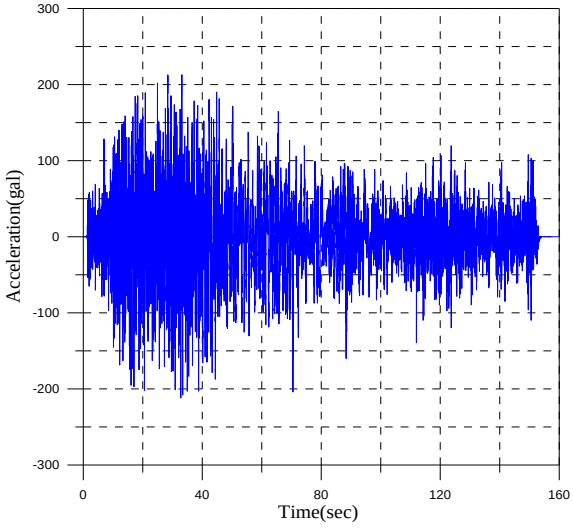


圖 3.16 重力碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時

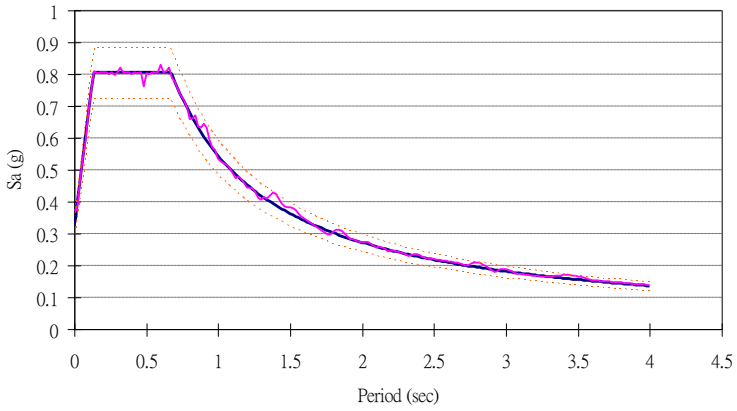


圖 3.17 重力碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震反應譜

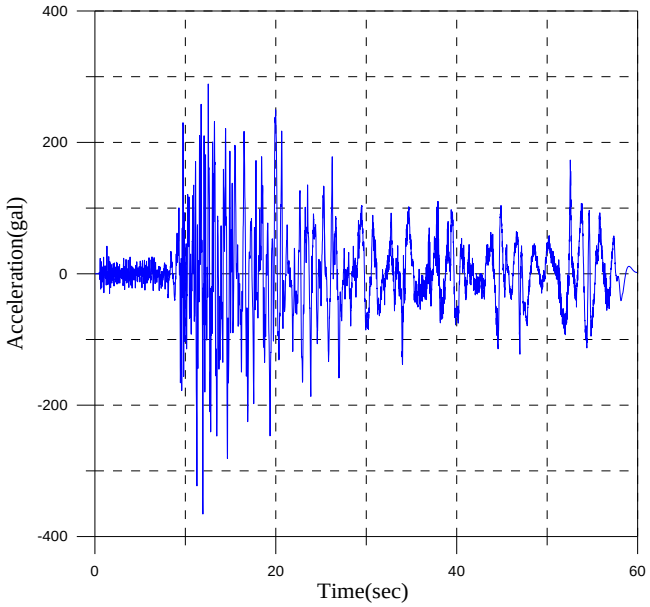


圖 3.18 重力碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時

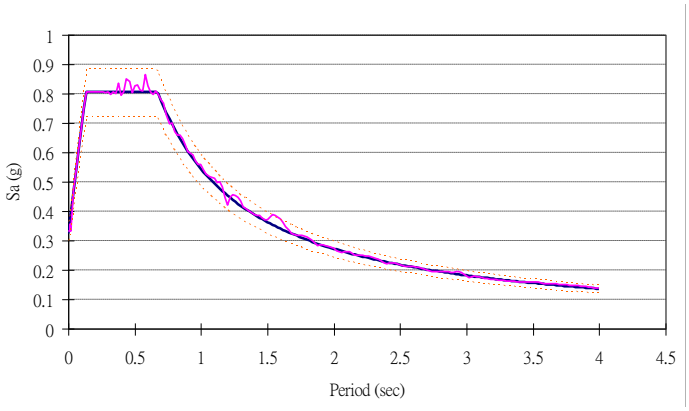


圖 3.19 重力碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震反應譜

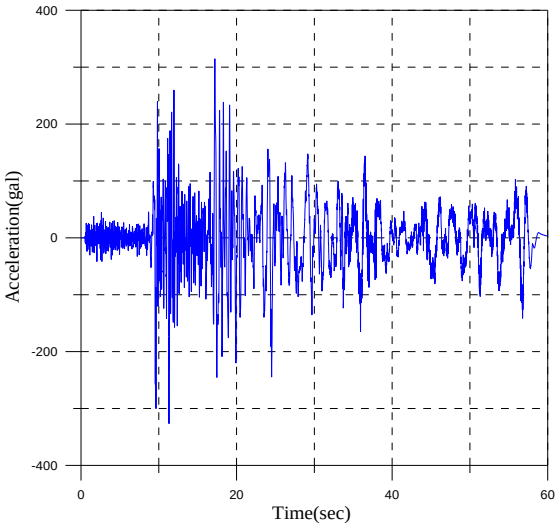


圖 3.20 重力碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時

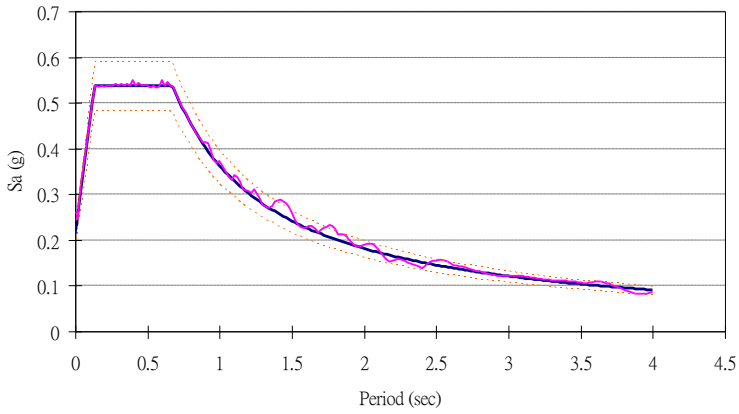


圖 3.21 重力碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜

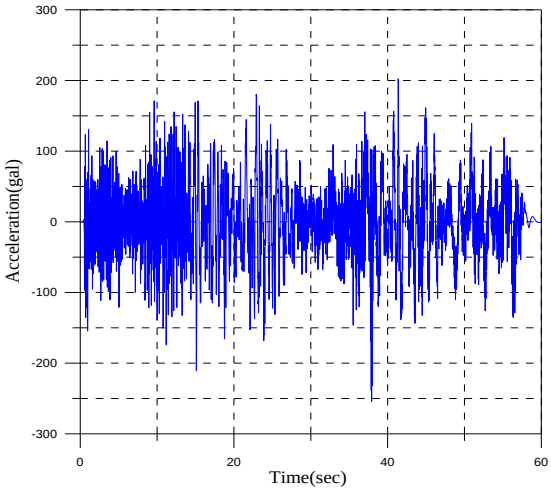


圖 3.22 重力碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時

2. 分析方法

簡化動力分析：

本手冊案例之簡化動力分析依據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 3-5 可知，重力式碼頭底部深度 13.9m~19.9m 之土層部分液化約為 6 公尺，因此配合表 2-4 土壤參數折減係數進行分析計算，由土壤液化潛能評估結果得知 F_L 介於 0.71~0.87 之間，經計算後 R_S 介於 0.23~0.28 之間並查表求得該液化土層折減係數 D_E 皆為 1，其公式內各項參數值計算結果如表 3-11 所示。臨界加速度值為 0.1g。

(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永久水平位移如圖 3.23 所示，最大累積位移量為 38.4 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永久水平位移如圖 3.24 所示，最大累積位移量為 27.4 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永久水平位移如圖 3.25 所示，最大累積位移量為 22.5 公分。

表 3-11 重力式碼頭等級 II 地震臨界加速度值

碼頭單位總重 W(tf/m)	505.44
碼頭有效單位重量 W'(tf/m)	301.38
地下水位以上 θ_u(deg)	0.11
地下水位以下 θ_d(deg)	0.21
地下水位以上主動土壓力係數 K_{AE}	0.31
地下水位以下主動土壓力係數 K'_{AE}	0.39
背填土壤動態主動土壓力 P_{AE} (t/m)	60.83
靜水壓力(陸側)P_{WL}(t/m)	102.82
靜水壓力(海側)P_{WS}(t/m)	83.06
潮位震盪變化動水壓力(海側)P_{WES}(t/m)	9.69
臨界水平震度係數 K_h(F_S =1)	0.1
臨界垂直震度係數 K_v(F_S =1)	0.067

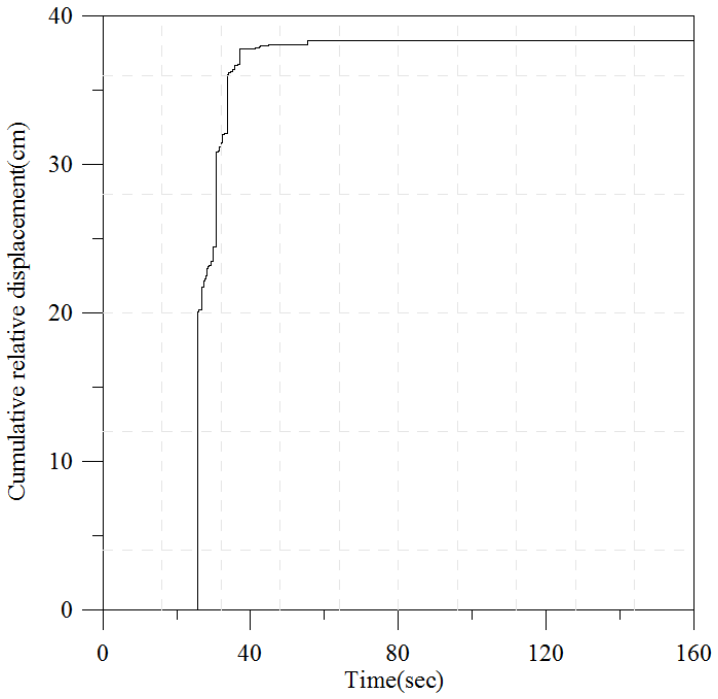


圖 3.23 重力碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移

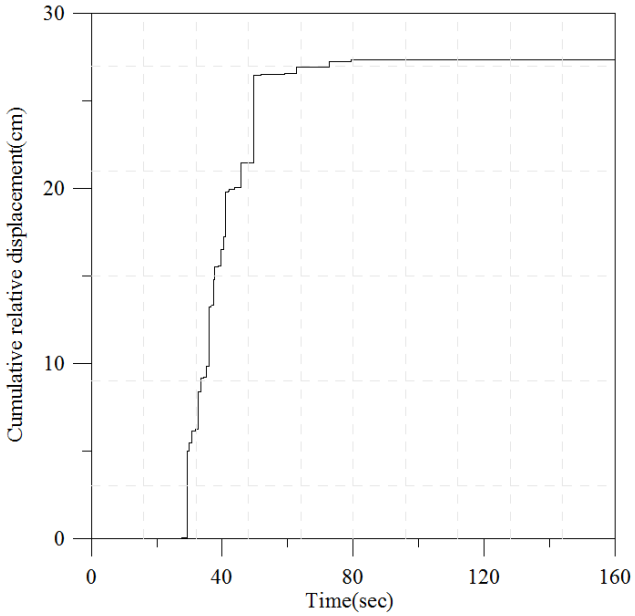


圖 3.24 重力碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移

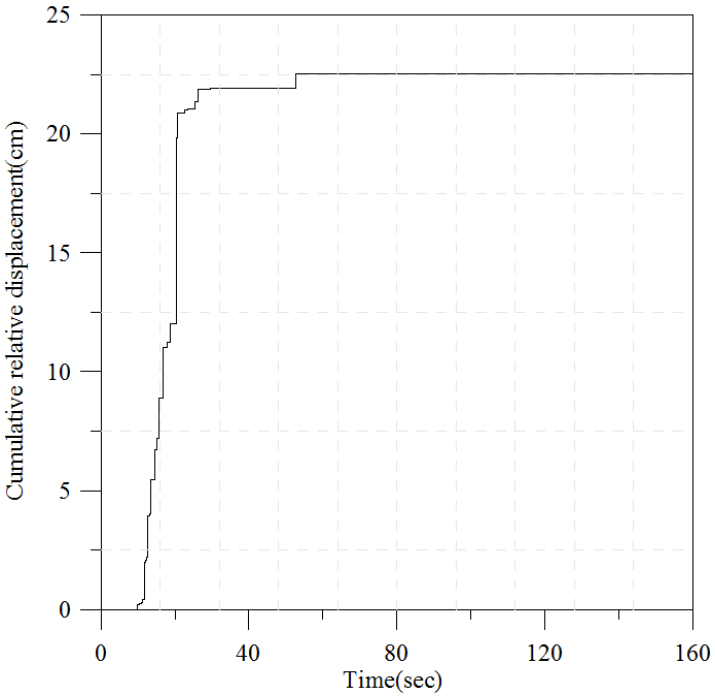


圖 3.25 重力碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移

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 38.4 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的受震反應是否滿足性能可接受標準，如表 3-12 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 3-12 重力式碼頭等級 II 地震時之性能規定檢核

參數 \ 地震等級			第 II 級
殘餘變位	壁體	正規化水平位移 d/H	<5%~10% 第 1 組：38.4/1620=2.37%→通過 第 2 組：27.4/1620=1.69%→通過 第 3 組：22.5/1620=1.39%→通過
		向海側傾斜角	<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

3.6.3 等級 III 地震動力分析

依據表 1-3 各等級碼頭所對應的耐震性能要求，重力式 B 級碼頭在等級 III 地震作用下，不須檢核其性能可接受標準與耐震性能要求，但以動力分析法探討碼頭位移量之破壞結果可發現，結構物已嚴重毀損，應無法恢復營運作業，相關分析步驟說明如下。

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，惟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 3.26 至圖 3.44 所示。

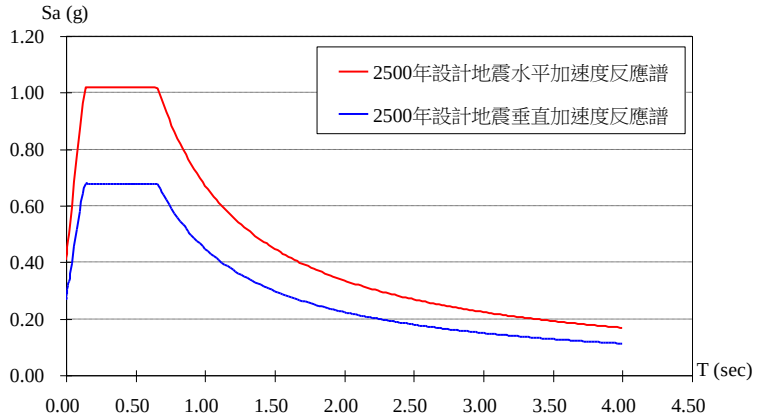


圖 3.26 重力式碼頭等級 III 地震之設計反應譜

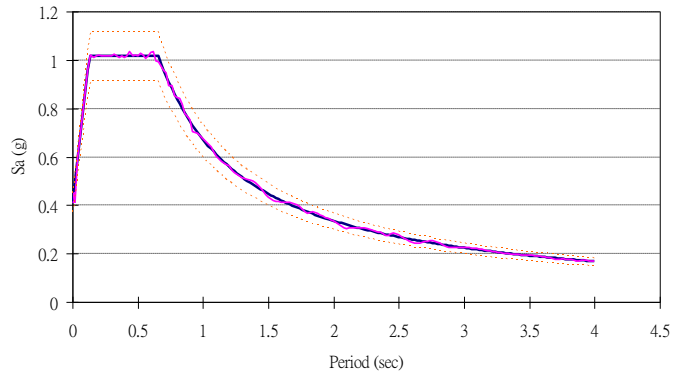


圖 3.27 重力碼頭等級 III 地震第 1 組南北向人造地震反應譜

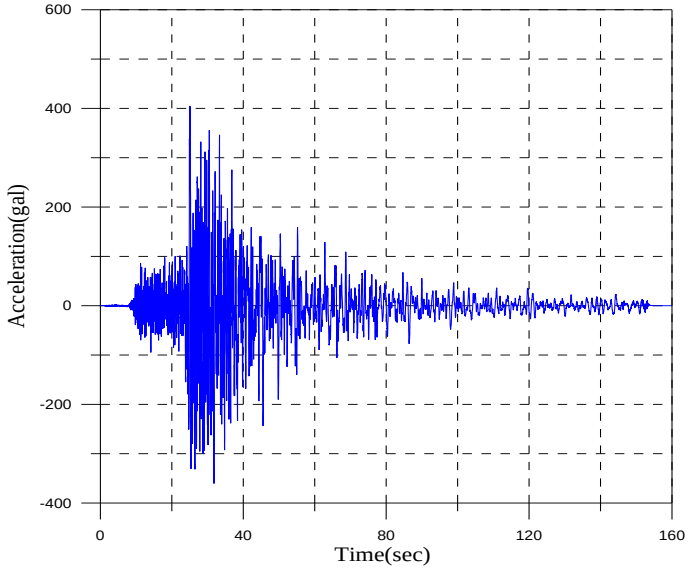


圖 3.28 重力碼頭等級 III 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時

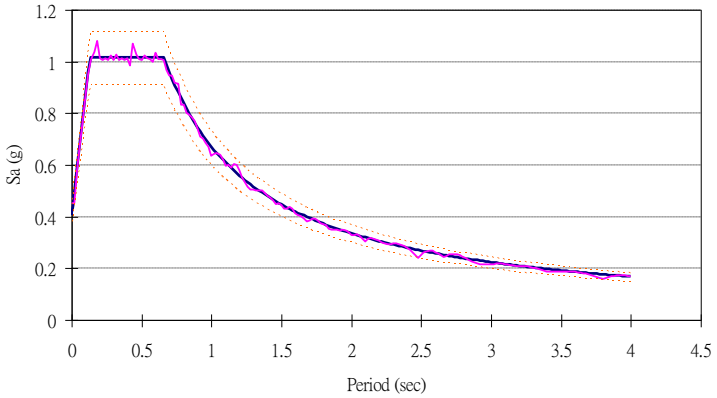


圖 3.29 重力碼頭等級 III 地震第 1 組東西向人造地震反應譜

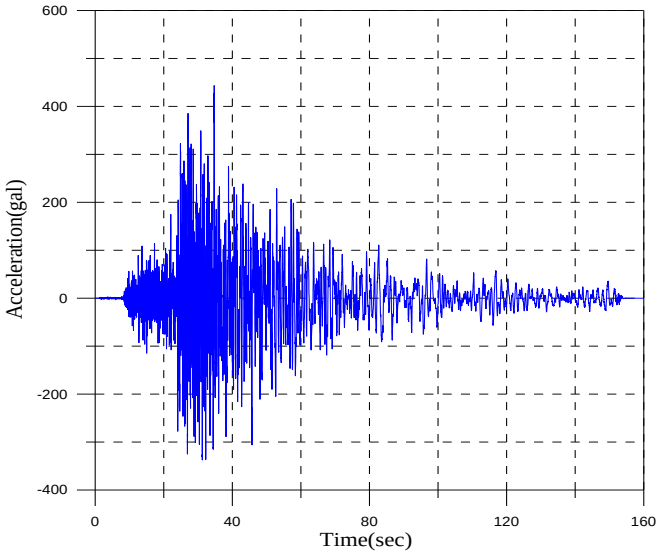


圖 3.30 重力碼頭等級 III 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時

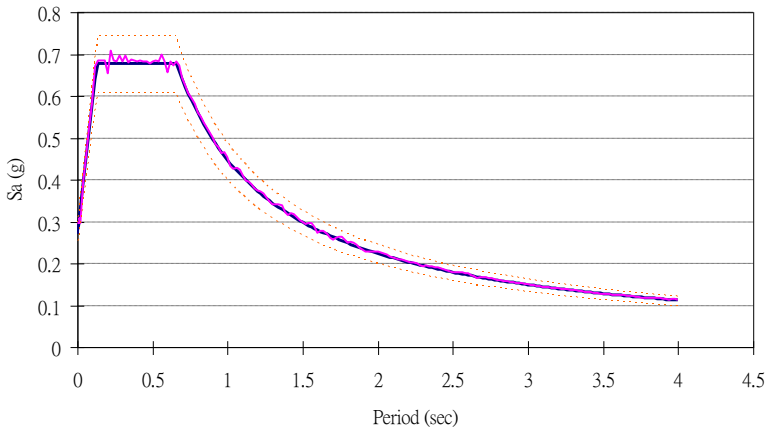


圖 3.31 重力碼頭等級 III 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜

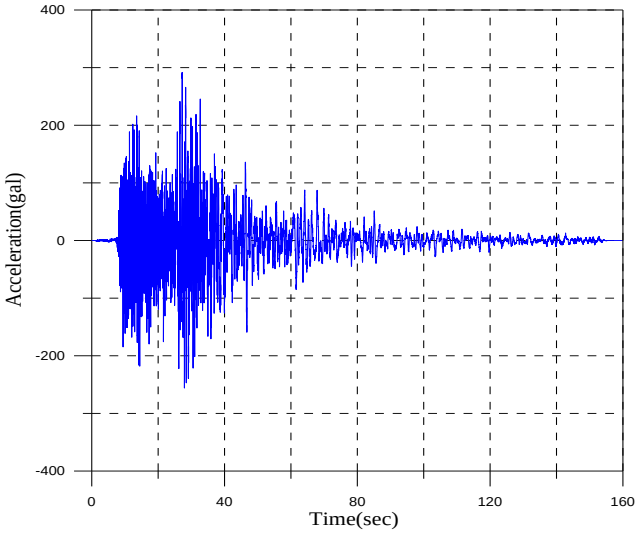


圖 3.32 重力碼頭等級 III 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時

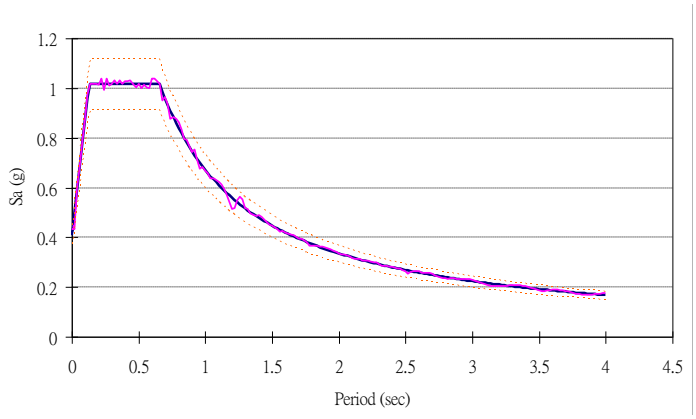


圖 3.33 重力碼頭等級 III 地震第 2 組南北向人造地震反應譜

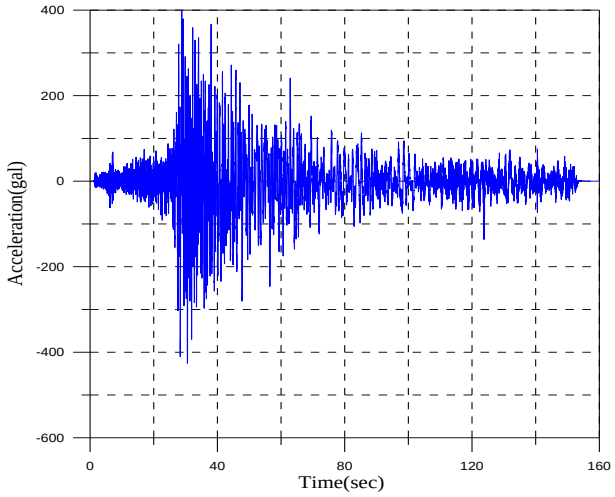


圖 3.34 重力碼頭等級 III 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時

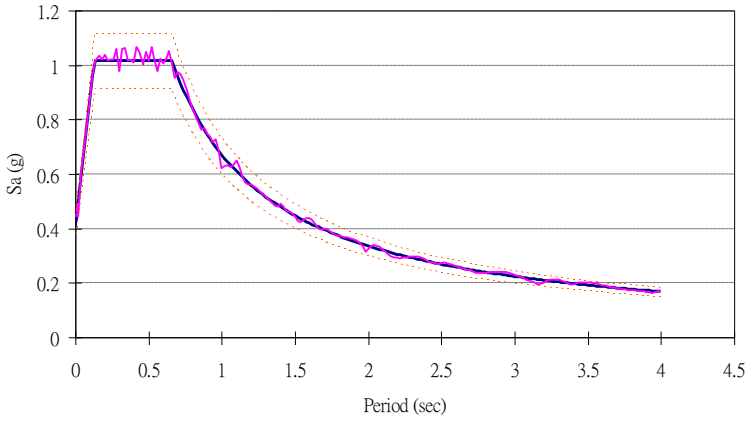


圖 3.35 重力碼頭等級 III 地震第 2 組東西向人造地震反應譜

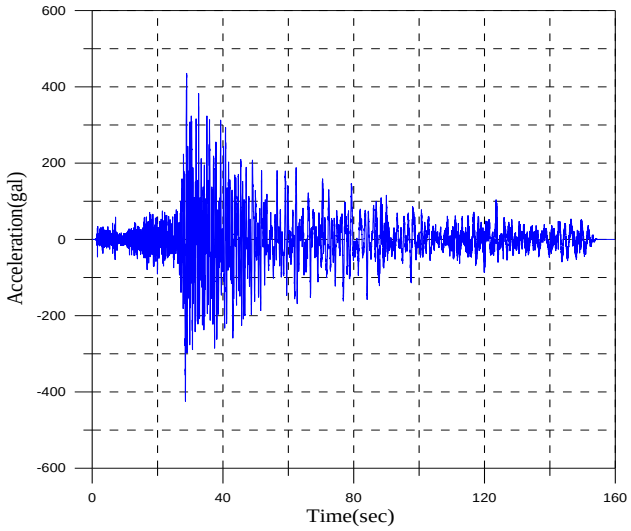


圖 3.36 重力碼頭等級 III 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時

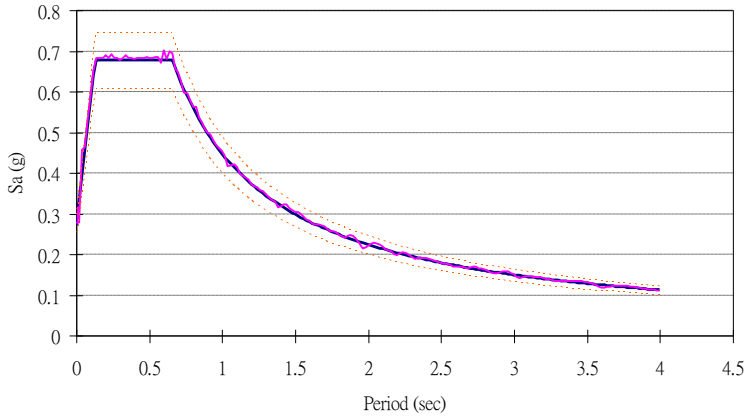


圖 3.37 重力碼頭等級 III 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜

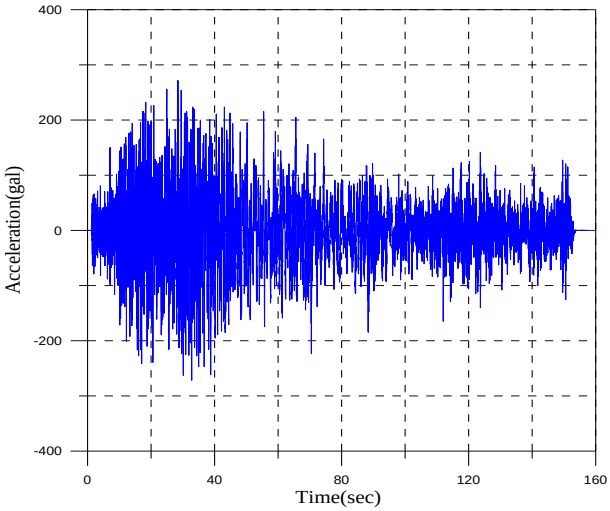


圖 3.38 重力碼頭等級 III 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時

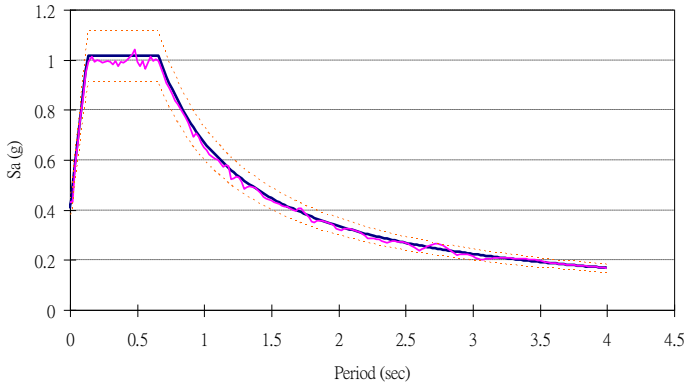


圖 3.39 重力碼頭等級 III 地震第 3 組南北向人造地震反應譜

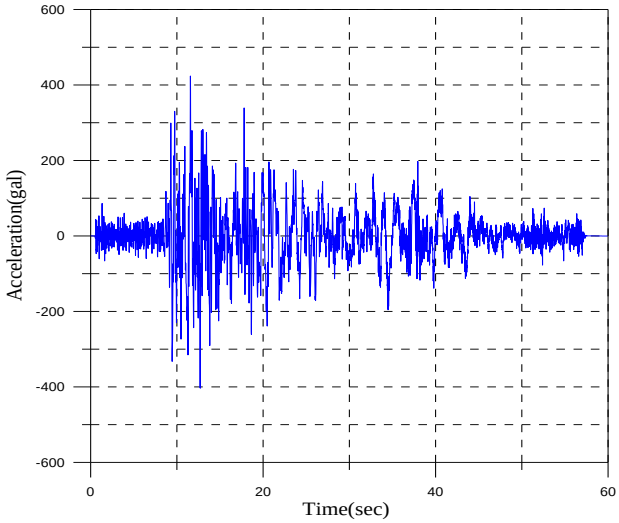


圖 3.40 重力碼頭等級 III 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時

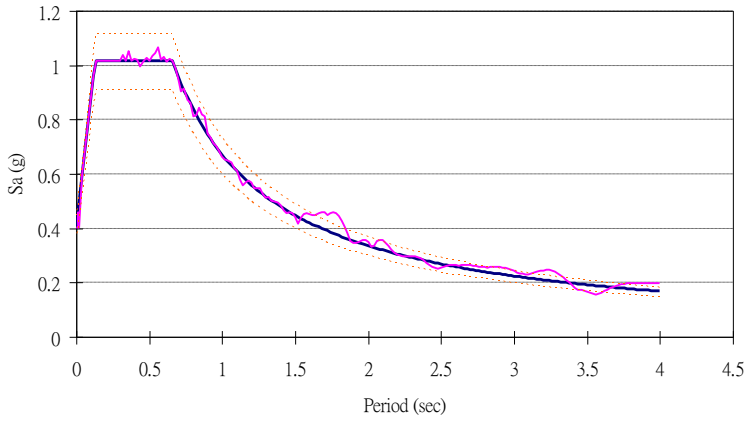


圖 3.41 重力碼頭等級 III 地震第 3 組東西向人造地震反應譜

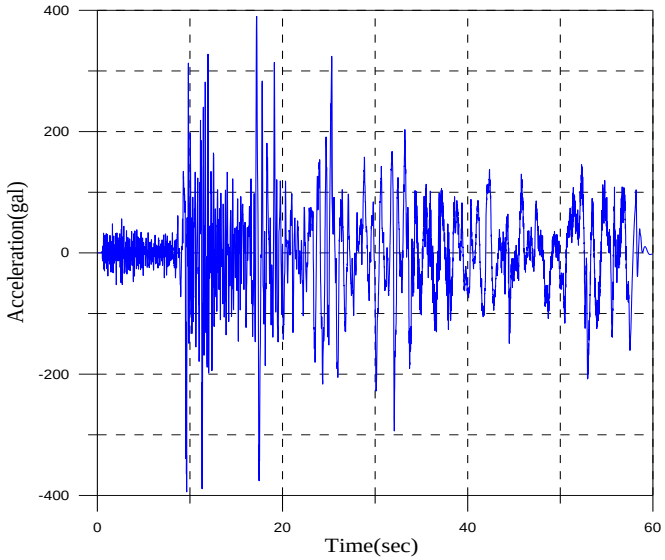


圖 3.42 重力碼頭等級 III 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時

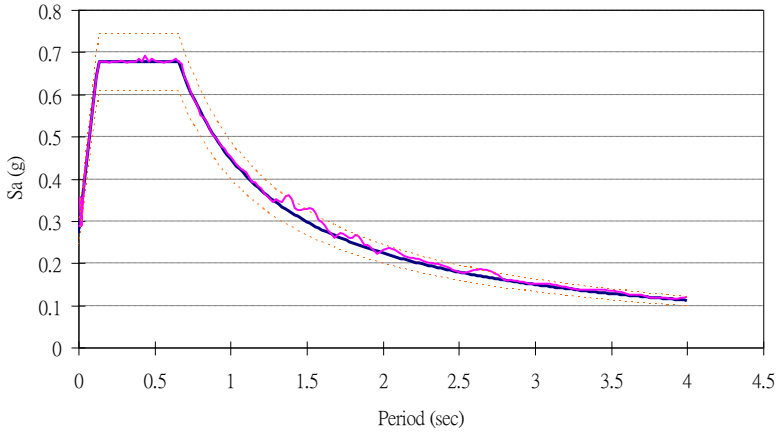


圖 3.43 重力碼頭等級 III 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜

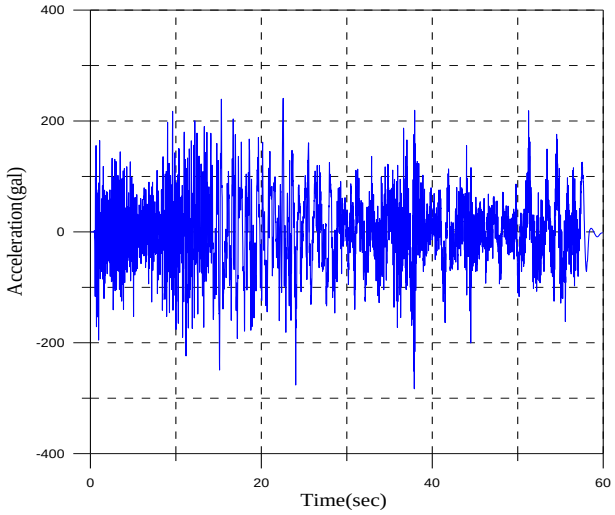


圖 3.44 重力碼頭等級 III 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時

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 3.3 與表 3-3 之資料，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 3.45 所示，分析網格劃分為 50×30 計 1,500 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。

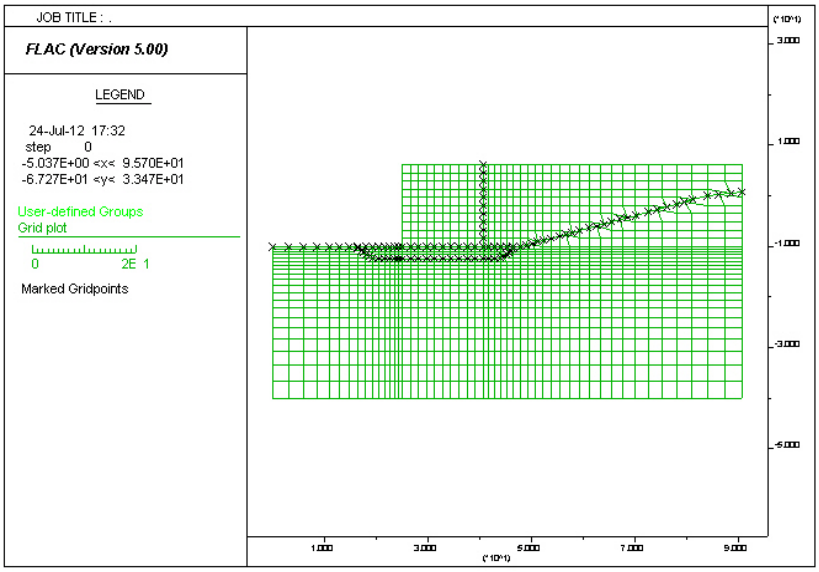


圖 3.45 重力式碼頭 FLAC 程式網格建置

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）；於本手冊中，G 假設為為靜態（地震前）有效應力之函數，並假設 E 與 G 間之比值為定值。

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

(2)材料參數

於 FLAC 程式分析過程中，所需輸入之材料參數包括單位重、標準貫入試驗(SPT-N)值、包松比(Poisson ratio)、摩擦角(friction angle)、楊氏模數、剪力模數、統體模數、孔隙率及滲透係數等。

其中，單位重、標準貫入試驗(SPT-N)值，可由表 3-3 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 所建議參考值與 SPT-N 值之轉換公式獲得，其參數值分別表 3-13、表 3-14 與、圖 3.46 所示。剪力模數、統體模數之轉換公式分別利用式(3-2)與式(3-3)分別求出，如下所示：

$$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)} \quad \text{..... (3-2)}$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\upsilon)} \quad \text{..... (3-3)}$$

其中 G 為剪力模數；K 為統體模數；E 為楊氏模數；υ 為包松比，而孔隙率及滲透係數如表 3-15 所示，細粒砂土粗粒砂土之孔隙率介於 0.3 至 0.5 之間。材料參數設定完成後，將地層材料性質依序在 FLAC 程式內建立分層，成果如圖 3.47 所示。

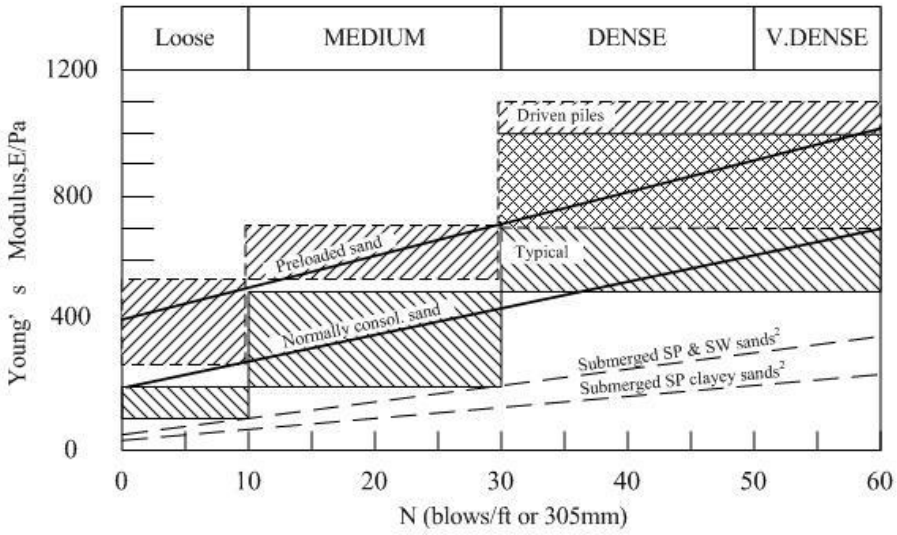
表 3-13 包松比選用參考（Kulhawy and Mayne, 1990）

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

表 3-14 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 ≈ 5 N (sands with fines)　　E/Pa ≈ 10 N (clean NC sands)



Comparative Plot of Drained Modulus Correlations for Sand

圖 3.46 楊氏模數與標準貫入試驗值之關係

資料來源：Callanan and Kulhawy

表 3-15 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

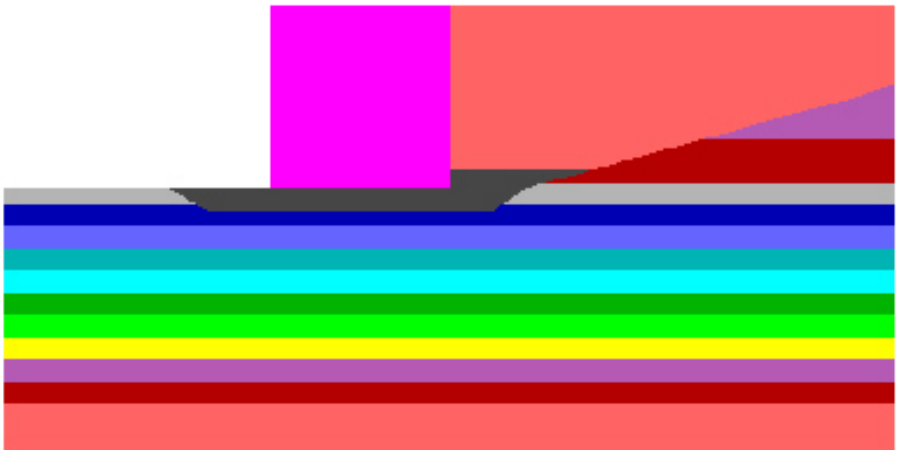


圖 3.47 FLAC 程式材料參數分層圖

(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 3.48 所示。

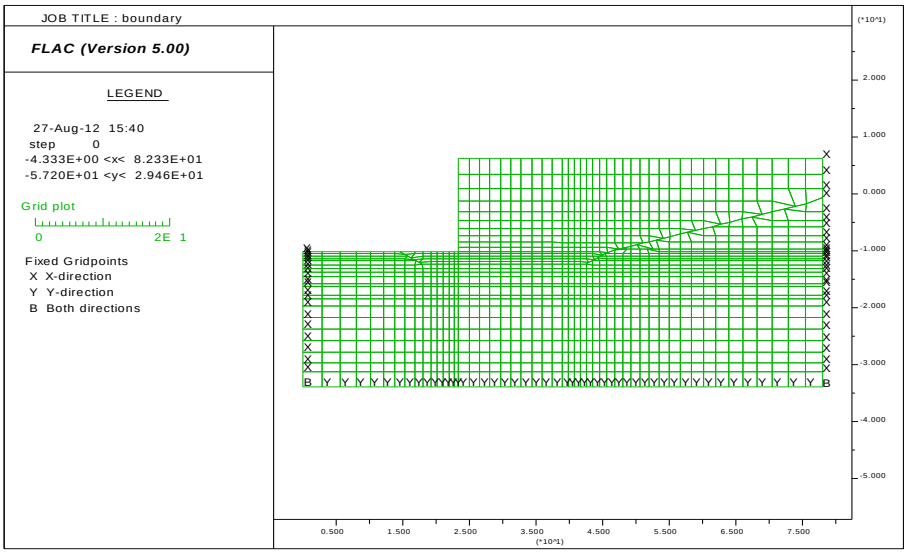


圖 3.48 FLAC 程式模型之邊界條件

(4)界面元素

本手冊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(3-4)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。本手冊案例選用參數及圖示分別如表 3-16 與圖 3.49 所示。

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

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 3-16 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

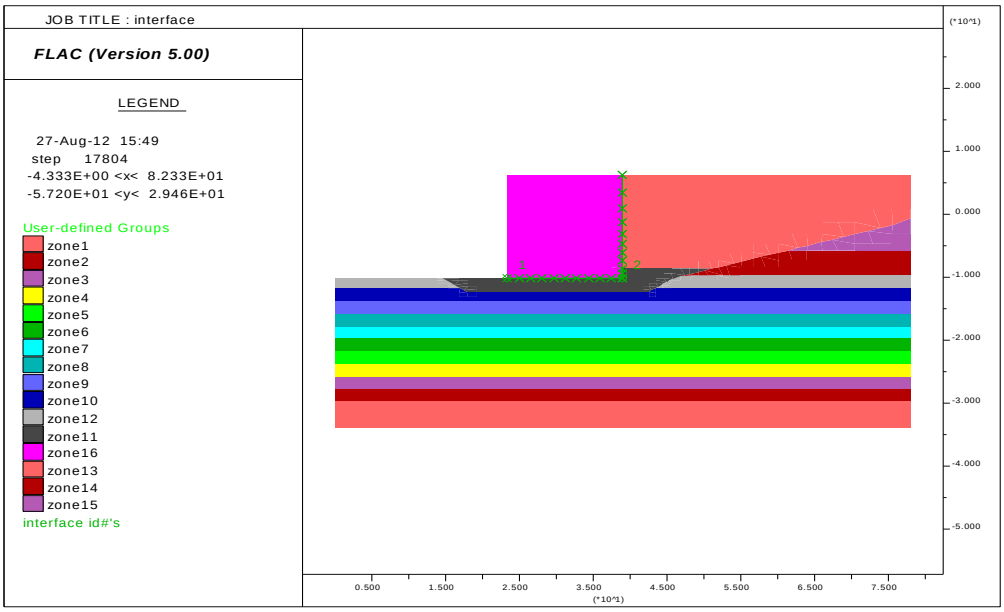


圖 3.49 界面元素模型

(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(3-5)所示，計算完成之海水側向力在 FLAC 模型建置後，如圖 3.50 所示，而地下水位面設定為-3.66 公尺，FLAC 模型設定結果如圖 3.51 所示。

$$P = \gamma_W H \quad \text{..... (3-5)}$$

其中 P 為壓力，單位 Pa；γ_w 為海水單位重；H 為水深。

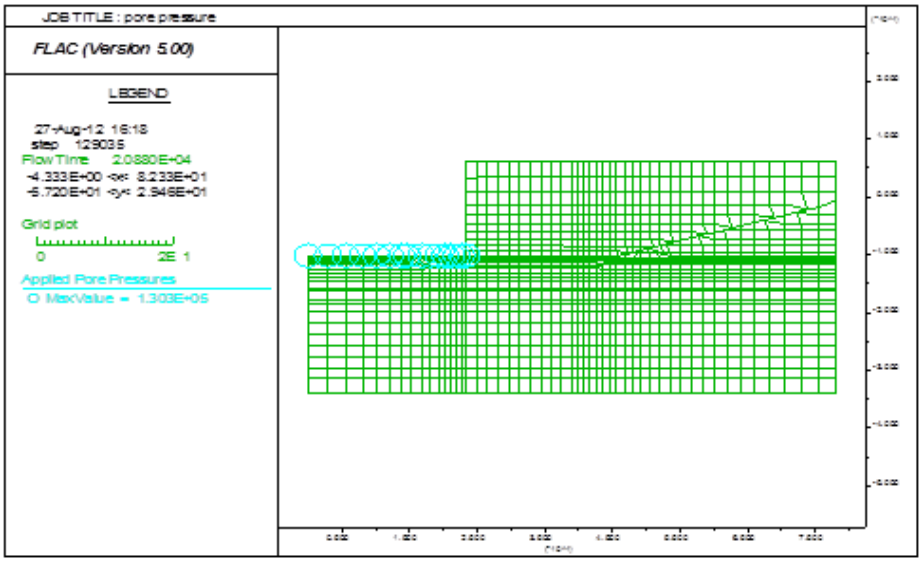


圖 3.50 海水側向力模型建立

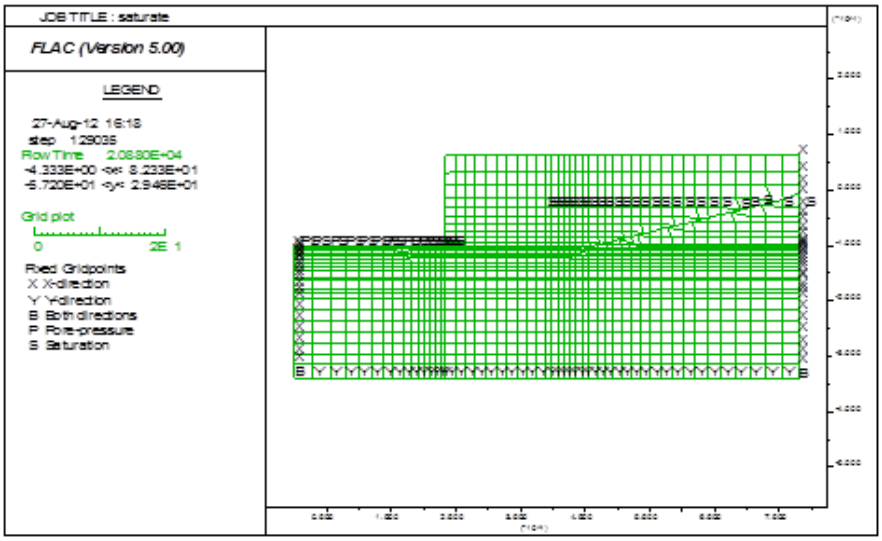


圖 3.51 地下水位面模型建立

(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(3-6)所示，而 Byrne 於 1991 發展兩參數模式，如式(3-7)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，本手冊採用 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 3-3 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 3.52 所示。

$$\Delta\varepsilon_{vd} = C_1(\gamma - C_2\varepsilon_{vd}) + \frac{C_3\varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4\varepsilon_{vd}} \quad \text{..... (3-6)}$$

$$\frac{\Delta\varepsilon_{vd}}{r} = C_1 \exp(-C_2 \frac{\varepsilon_{vd}}{r}) \quad \text{..... (3-7)}$$

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

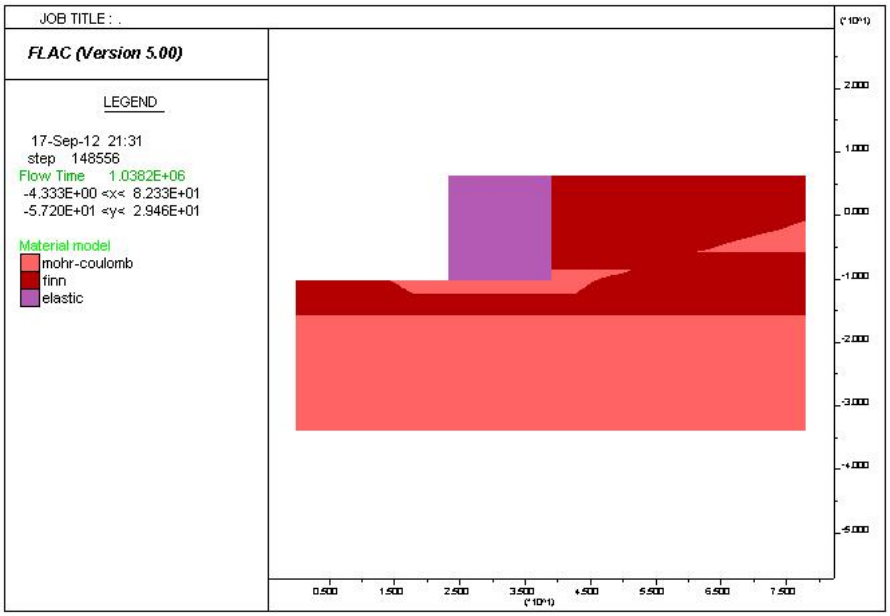


圖 3.52 Finn 模式模型建立

(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 3.53 所示。

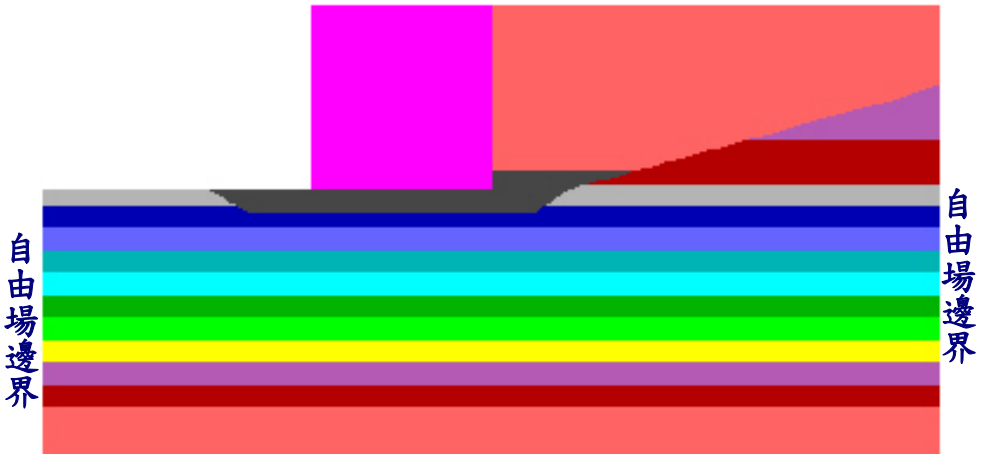


圖 3.53 FLAC 動態邊界條件

(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(3-8)。而臨界阻尼比之計算如式(3-9)，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(3-10)，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 6Hz 至 10Hz 之範圍。本案例選用臨界阻尼比為 5%、共振頻率為 6Hz。

$$C = \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K} \quad \text{..... (3-8)}$$

$$\xi_i = \frac{1}{2}\left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta\omega_i\right) \quad \text{..... (3-9)}$$

$$f_{min} = \omega_{min} / 2\pi \quad \text{..... (3-10)}$$

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 3.54 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 3.55 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 3.56 所示。

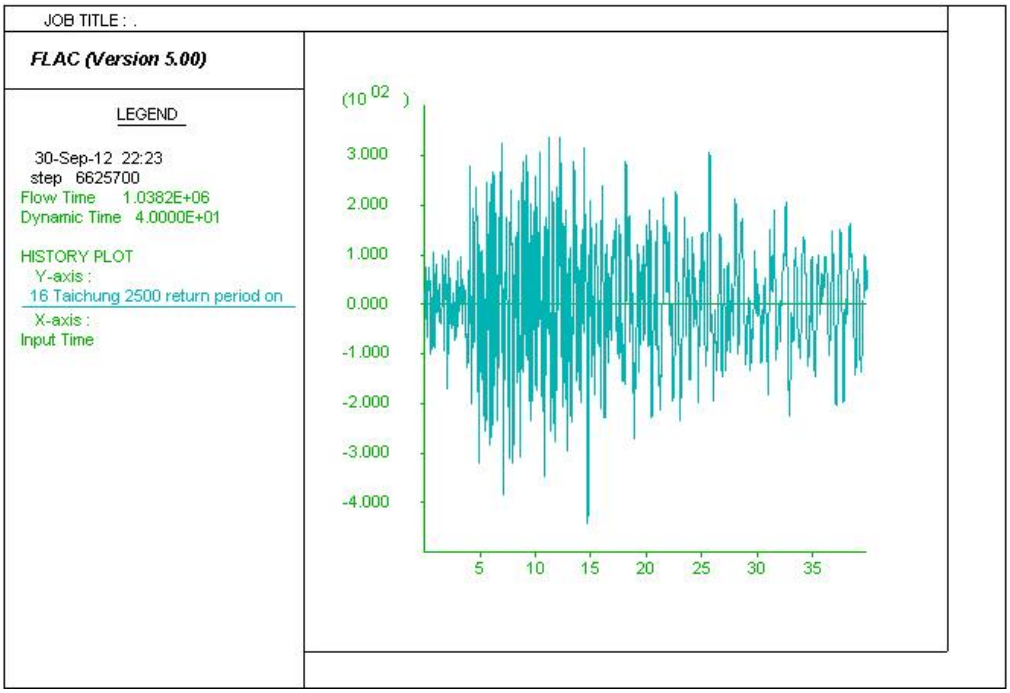


圖 3.54 FLAC 第 1 組人造地震加速度歷輸入

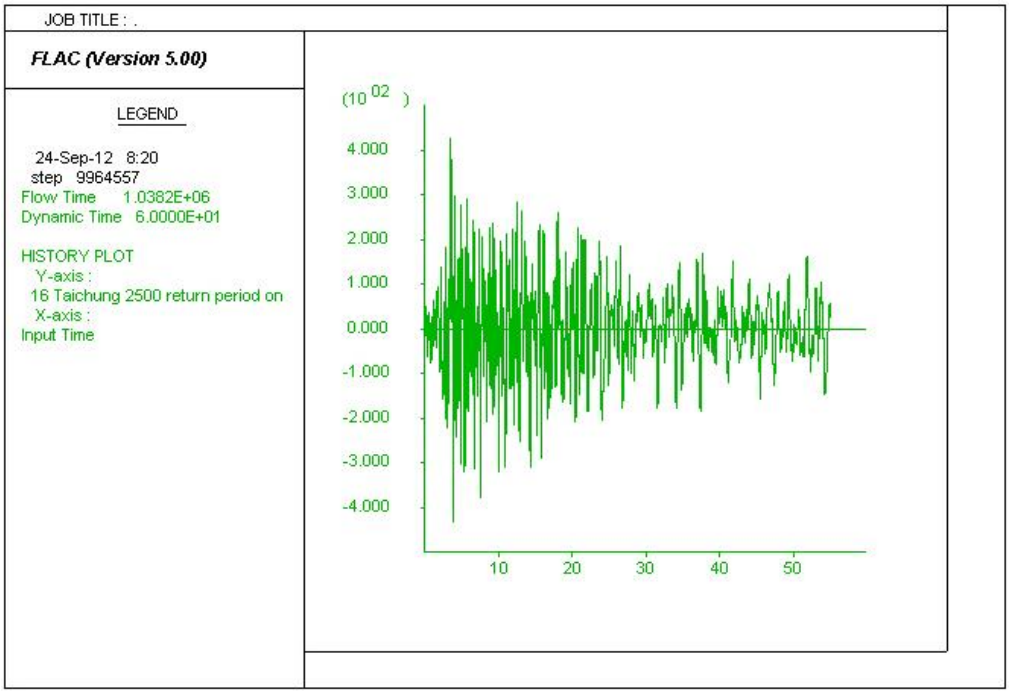


圖 3.55 FLAC 第 2 組人造地震加速度歷輸入

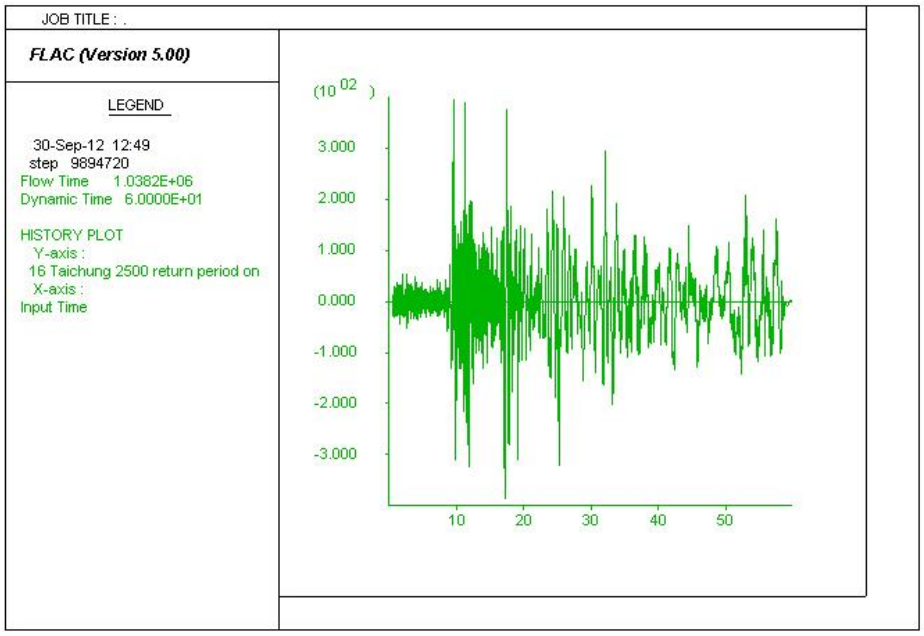


圖 3.56 FLAC 第 3 組人造地震加速度歷輸入

(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 3.57 所示，水平位移如圖 3.58 所示，最大位移為 59 公分，孔隙水壓激發的情況，如圖 3.59 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 3.60 所示，水平位移如圖 3.61 所示，最大位移為 220 公分，孔隙水壓激發的情況，如圖 3.62 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 3.63 所示，水平位移如圖 3.64 所示，最大位移約為 30 公分，孔隙水壓激發的情況，如圖 3.65 所示，可看出孔隙水壓隨加速度作用之時間遞增。

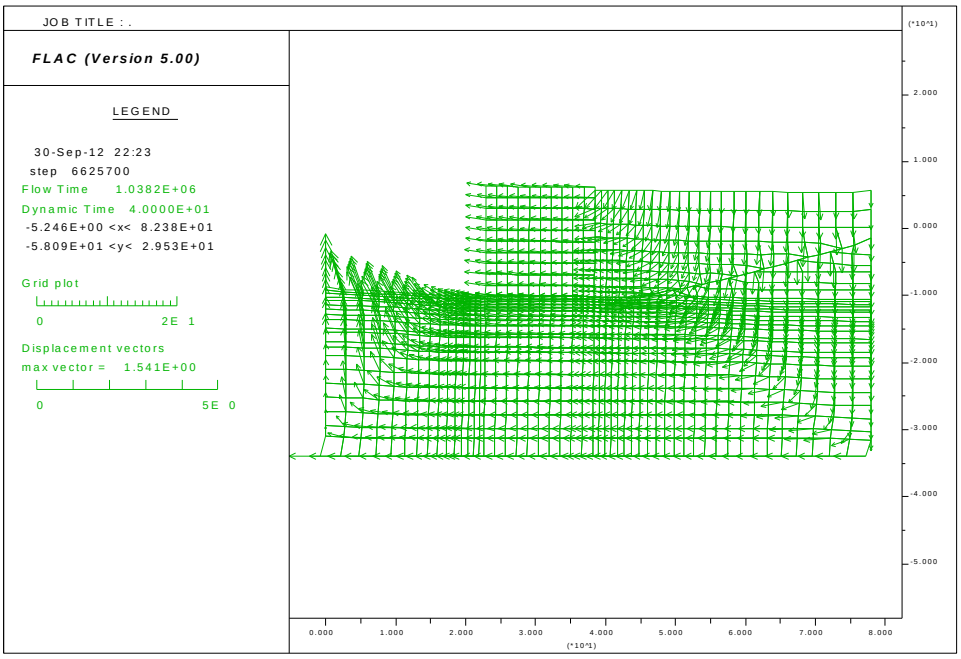


圖 3.57 重力式碼頭等級 III 地震第 1 組歷時分析位移情況

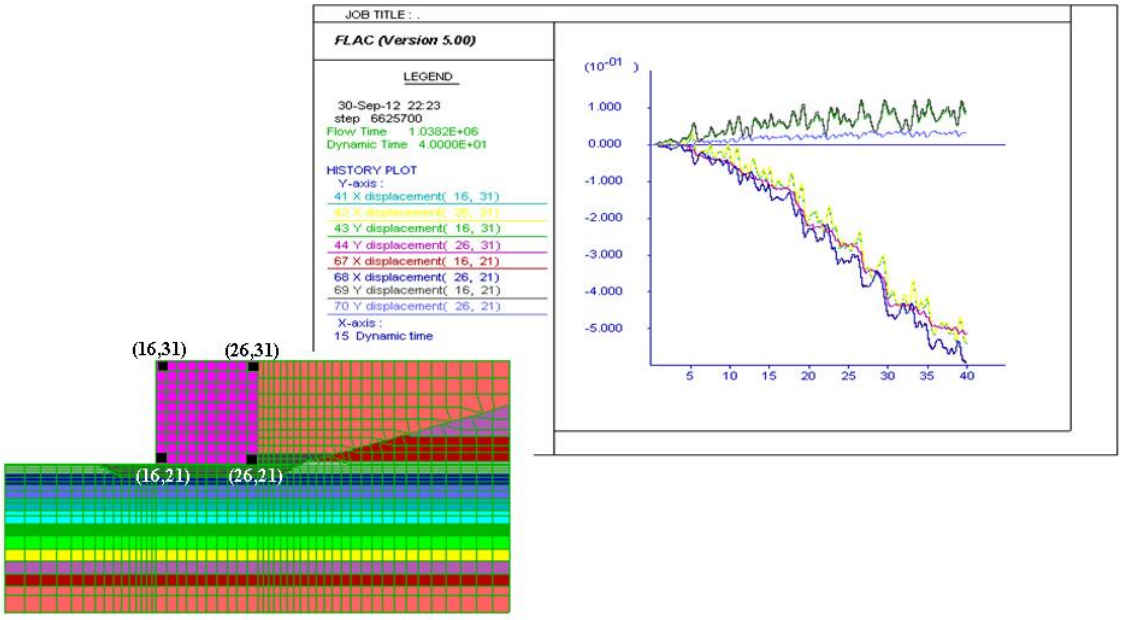


圖 3.58 重力式碼頭等級 III 地震第 1 組歷時分析水平位移

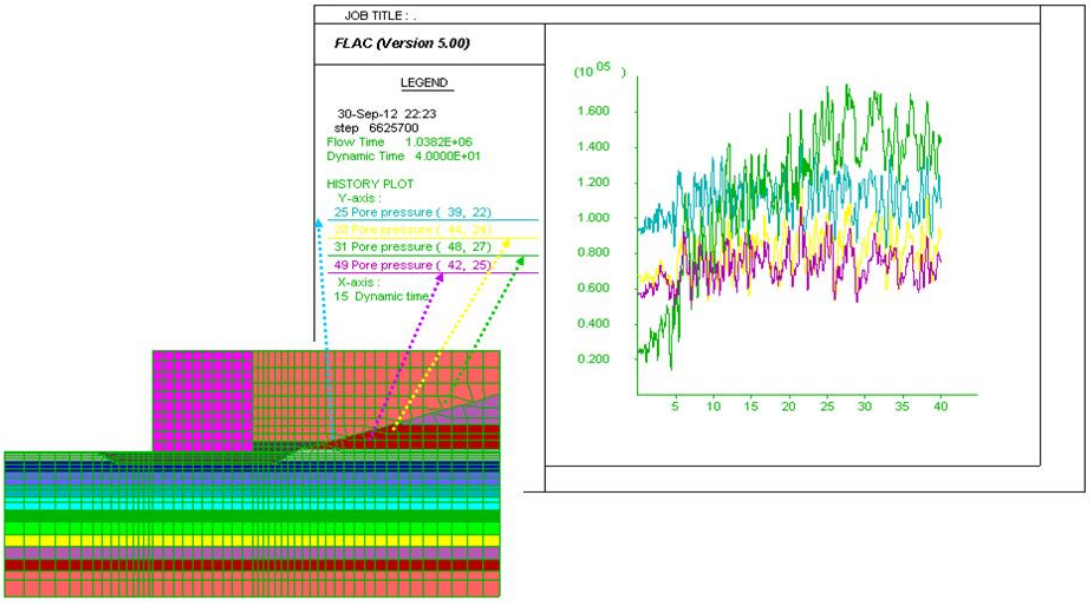


圖 3.59 重力式碼頭等級 III 地震第 1 組歷時分析孔隙水壓

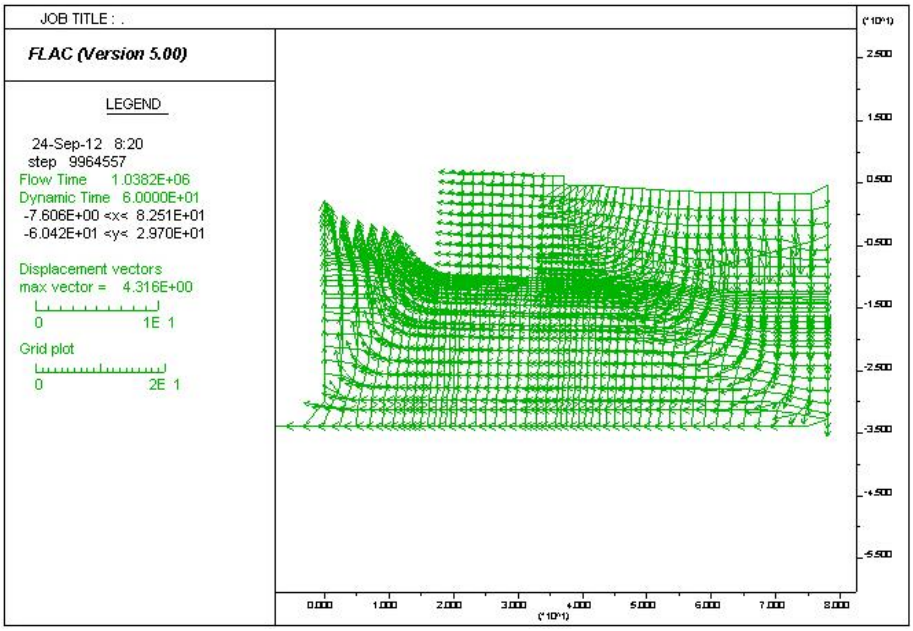


圖 3.60 重力式碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析位移情況

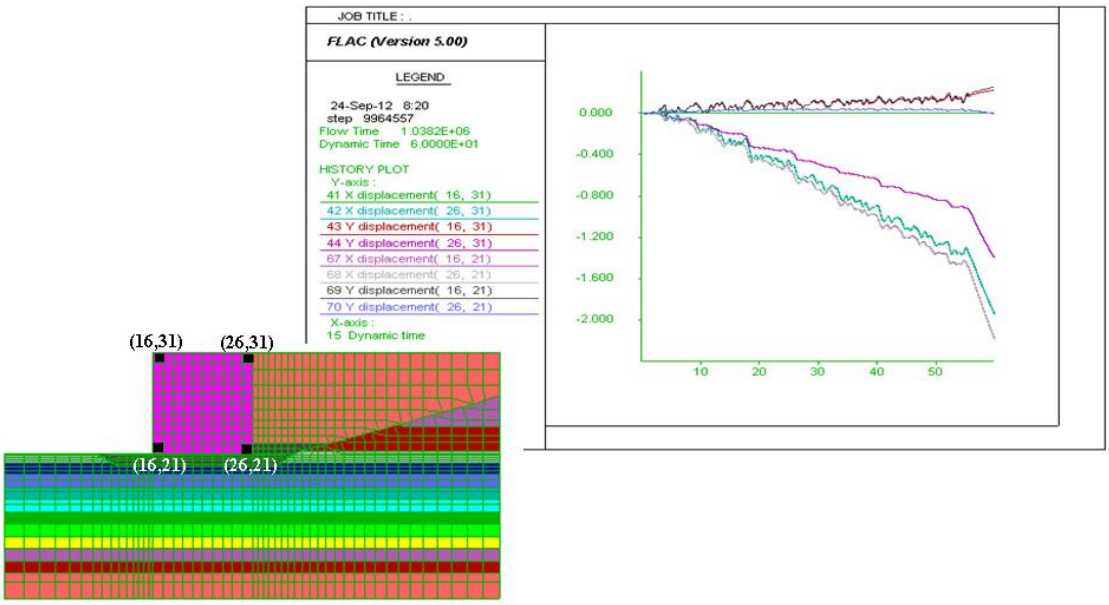


圖 3.61 重力式碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析水平位移

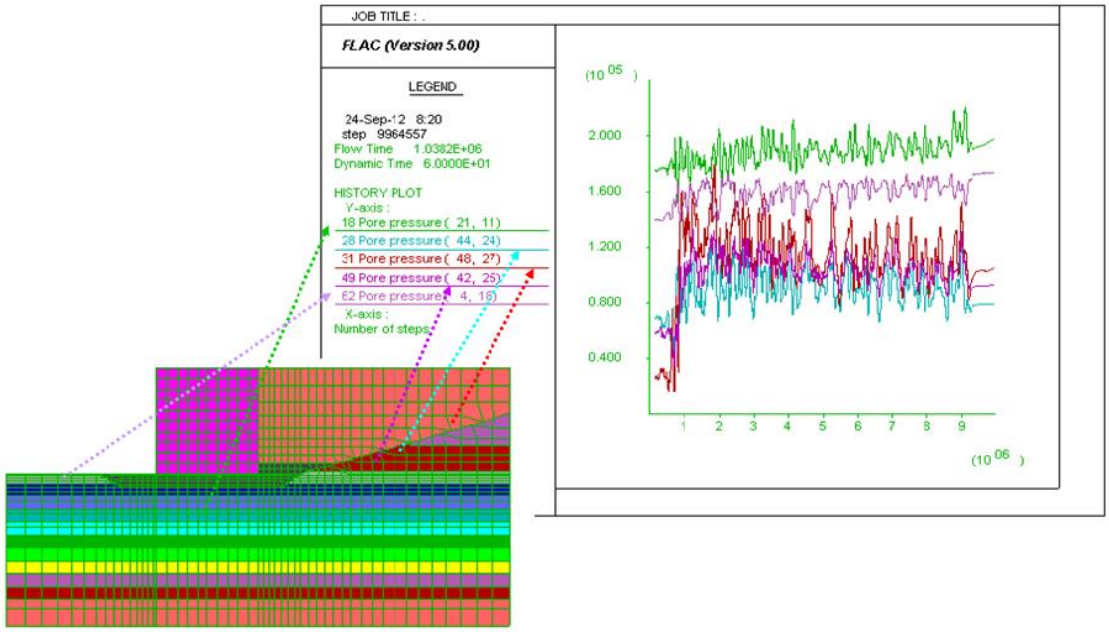


圖 3.62 重力式碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析孔隙水壓

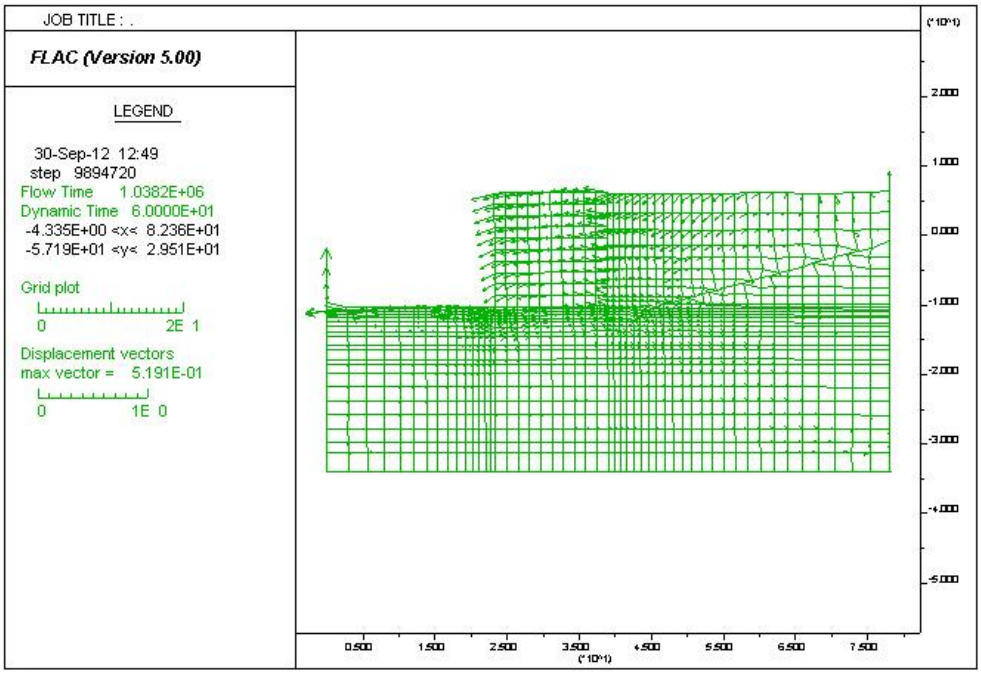


圖 3.63 重力式碼頭等級 III 地震第 3 組歷時分析位移情況

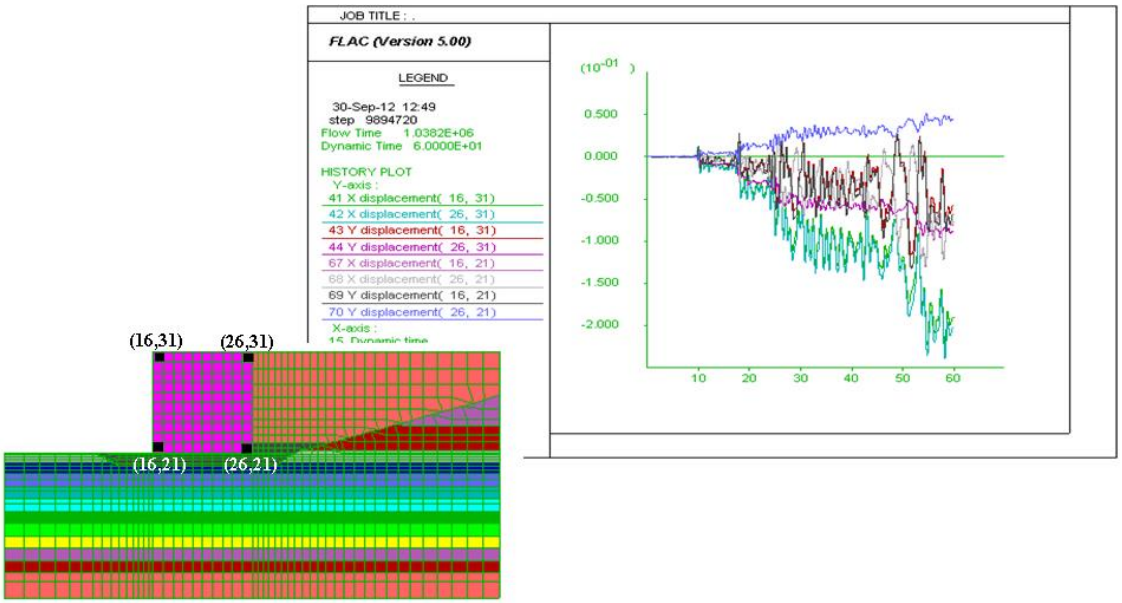


圖 3.64 重力式碼頭等級 III 地震第 3 組歷時分析水平位移

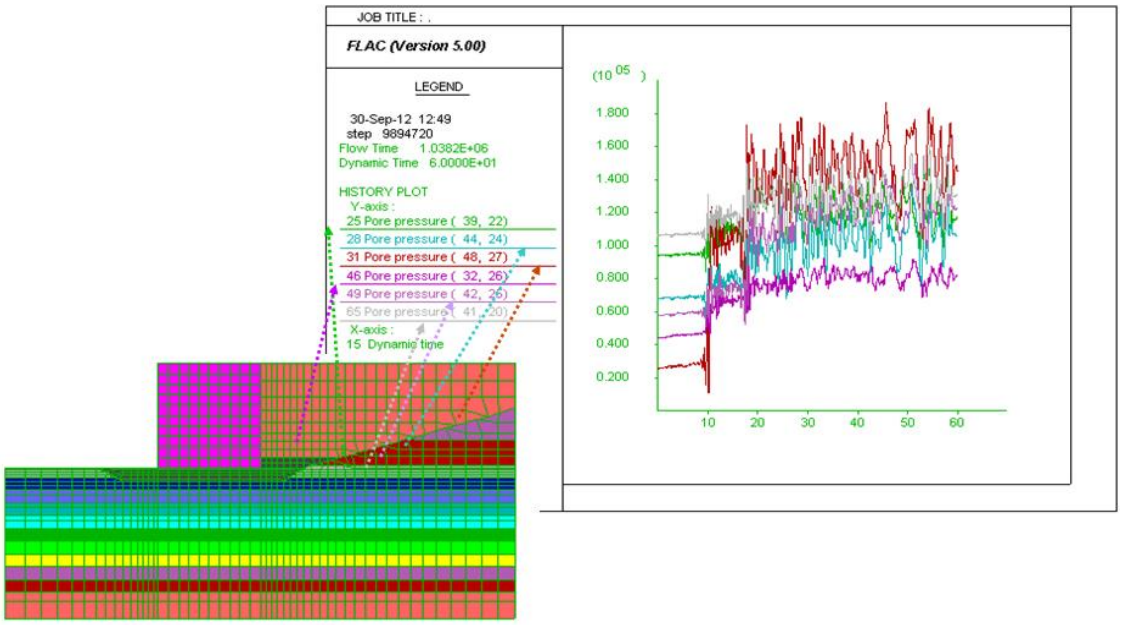


圖 3.65 重力式碼頭等級 III 地震第 3 組歷時分析孔隙水壓

3.7 設計結果說明

B 級重力式碼頭於等級 I 地震下需滿足使用功能正常、不需修復及結構保持彈性，其簡化分析法分析結果，碼頭安全係數大於 1，且不發生土壤液化，結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 地震下需滿足正規化水平位移小於 5%~10%，其滑動塊分析檢核之三組結果，依序為 2.37%、1.69%及 1.39%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 地震動力分析結果，依規定無須檢核，但就位移量之破壞結果可發現，結構物已嚴重毀損，無法恢復營運作業，需拆除重建。

三等級地震檢核皆通過，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。

第四章 板樁式碼頭設計例實作

4.1 碼頭概述

4.1.1 設計目標

本示範例設計目標為高雄港 B 級碼頭，構造型式採用錨碇板樁式，主板樁單元長 22 公尺，與錨碇設施距離 30 公尺，設計高水位水深-15 公尺。

4.1.2 設計基準

1. 參考資料

(1)交通部運輸研究所八十六年七月「港灣構造物設計基準」。

(2)國際航海協會九十年「港灣構造物耐震設計準則」。

(3)內政部九十五年「建築物耐震設計規範及解說」。

(4)交通部九十八年六月「公路橋梁耐震設計規範」。

2. 分析程式

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

3. 材料強度

(1) 土壤單位重：根據鑽探資料可以得知土層多為砂土，其單位重量介於 1.8 tf/m^3 至 2.0 tf/m^3 之間。

(2) 土壤透水係數：砂土為中透水性之材料，其透水係數之範圍約為 10^{-1} cm/s 至 10^{-4} cm/s 之間。

(3) 鋼板樁單位重：屬剛性材料，依港灣構造物設計基準修訂建議之單位重約為 7.85 tf/m^3。

(4) 鋼板樁材料(參考取 Puller, Malcolm，Deep excavations ： a

practical manual,1996)：

a. HZ-775b 與 ZH-12 複合斷面：

斷面積為 380.1 cm^2；慣性矩為 335,410 cm^4；彈性截面係數為 8,610 cm^3；降伏強度為 3,600 kg/cm^2。

b. BH-26：

斷面積為 216 cm^2；慣性矩為 45,320 cm^4；彈性截面係數為 2,600 cm^3；降伏強度為 3200 kg/cm^2。

(5)錨碇拉桿(高耐索)規格：F-130T，間距為 2 公尺，容許拉力為 50.4 公噸。

(6)板樁與土壤間之摩擦角 δ：15 度。

(7)超載重：常時 3 tf/m^2，地震時 1.5 tf/m^2。

4. 設計地震

地震係數計算係依據「港灣構造物耐震性能設計架構研究(第一期)」計算地震力，先以等級 I 地震作初步設計，所在位置無近斷層，工址之 $S_S^D = S_S^{II}$ =0.5、$S_1^D = S_1^{II}$ =0.35、$S_S^M = S_S^{III}$ =0.7、$S_1^M = S_1^{III}$ =0.5 (S_S^D、S_1^D、S_S^M、S_1^M 之值請查閱現行設計規範)，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。

4.1.3 自然條件

潮位：

H.H.W.L. (最高高潮位)：EL.+ 2.40

M.H.W.L. (朔望平均高潮位)：EL.+ 1.60

M.W.L. (平均海平面)：EL.+ 0.76

M.L.W.L. (朔望平均低潮位)：EL.+ 0.00

L.L.W.L. (最低低潮位)：EL. + 0.00

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 級與 B 級，本手冊之設計例設定為 B 級板樁式碼頭，其特性定義詳表 1-1 ，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 4-1 所示。

表 4-1 板樁式 B 級碼頭之耐震性能要求

地震等級	對應之性能等級描述			
	性能等級	使用性描述	修復性描述	安全性描述
等級 I (50 年回歸期地震)	第 I 級	功能正常	不需修復	結構保持彈性
等級 II (475 年回歸期地震)	第 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)	不需檢核	不需檢核	不需檢核	不需檢核

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

B 級板樁式碼頭之三等級地震力，如表 4-2 所示。

2.性能等級(可接受標準)

將 B 級板樁式碼頭各性能等級以性能參數之可接受標準值加以限定，板樁變位與岸肩變位僅對第 I 級有量化限制，分別為水平位移小於 30 公分、向海側傾斜角小於 3 度、岸肩沉陷量約於 3 公分至 10 公分與岸肩與後線陸地之沉陷差約 30 公分至 70 公分等。另外，對於基樁可接受標準亦可參考。

表 4-2 板樁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 $V_I = \frac{S_{a,II}}{3.25}W$ 。
等級 II 地震 475 年回歸期地震	結構性能檢核採非線性分析，地震力計算公式為 $V_{II} = S_{a,II}W$ 。
等級 III 地震 2500 年回歸期地震	結構性能檢核採非線性分析，地震力計算公式為 $V_{III} = S_{a,III}W$ 。

後續第二階段驗證之驗證分析將以上述的性能可接受標準值進行檢核，確保所設計之板樁式碼頭耐震性能滿足性能要求。

4.3 構造物系統規劃

本案例以 B 及碼頭為例，本碼頭採用錨碇式鋼板樁碼頭，並假設為雜貨之碼頭。碼頭規劃之標準斷面如圖 4.1 所示。碼頭單元靠海側為主鋼板樁，標準單元長為 22 m；陸側為一錨碇設施，單元長為 12 m；錨碇設施與主鋼板樁之距離為 30 m，錨碇拉桿(高耐索)置於碼頭表面下 1 m 深度。

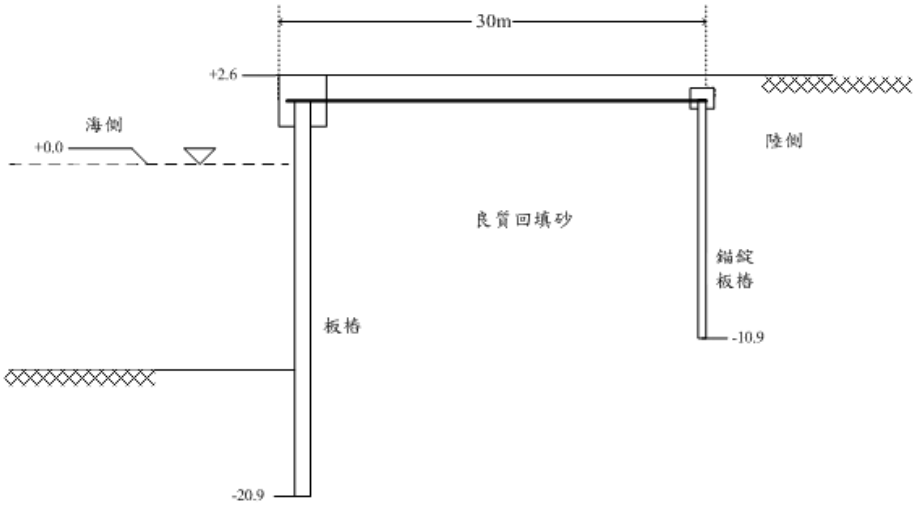


圖 4.1 板樁式碼頭標準斷面圖

4.4 土壤液化評估

本案例板樁式碼頭之工址地層鑽探資料如表 4-3 所示，遵照土壤液化評估之經驗準則法之流程。

本手冊建議在等級 I 地震下，工址土壤不允許發生液化，因此第一階段設計即須先進行等級 I 地震的土壤液化潛能評估。在等級 II 與等級 III 地震下，液化的機會大增，若硬性規定不得液化，土壤改良的處理費用可能將所費不貲，故規定容許液化發生。現行港灣構造物設計基準對地盤有液化潛能的重要港灣結構物耐震設計，工程師應先判斷，將不合適之軟弱土層予以挖除，並進行土壤改良或回填之相關工作。

將鑽探資料簡化，並經過改良或回填之軟弱土層，其於三等級地震下之土壤液化潛能評估結果詳表 4-4、表 4-5、

表 4-6，高雄港位置周圍並無近斷層，其有紀錄之最大地震規模為 7.3，所以土壤液化評估之地震規模設定值為 7.3，而液化潛能評估之尖峰地表加速度 PGA 設定值以三等級地震之設計 PGA 作輸入，分別為等級 I 地震 PGA=0.4$S_{II,S}$/3.25=0.068 g，等級 II 地震 PGA=0.4 $S_{II,S}$=0.22 g，等級 III 地震 PGA=0.4$S_{III,S}$=0.28 g。

表 4-3 板樁式碼頭工址土層鑽探資料表

地下水位深度：-1.5 m
日期：

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 Gs	孔隙比 e
0.15	回填砂石															
1.3																
1.85	灰色細砂含沉泥	SM	0	0	14	S-1	0	0	0	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.5																
3.85	灰色細砂含沉泥	ML-CL	0	0	2	S-2	0	0	0	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5.5																
5.85	灰色沉泥質黏土	ML	0	0	2	S-3	0	0	0	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7.6																
7.85	灰色沉泥質黏土	SM	0	0	3	S-4	0	0	0	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9.85	灰色沉泥質砂細砂	SM	0	0	15	S-5	0	0	0	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11.85	灰色沉泥質砂細砂	SM	0	0	16	S-6	0	0	0	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
13.85	灰色沉泥質砂細砂	SM	0	0	15	S-7	0	0	0	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
15.85	灰色沉泥質砂細砂	SM	0	0	14	S-8	0	0	0	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
17.85	灰色沉泥質砂細砂	SM	0	0	18	S-9	0	0	0	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
20.1	灰色沉泥質砂細砂	SM	0	0	13	S-10	0	0	0	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
21.3																
21.85	灰色黏土質細砂	SM-ML	0	0	20	S-11	0	0	0	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
23.85	灰色泥質細砂	SM-ML	0	0	24	S-12	0	0	0	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25.85	灰色泥質細砂	SM-ML	0	0	26	S-13	0	0	0	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
27.85	灰色泥質細砂	SM-ML	0	0	23	S-14	0	0	0	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0																
29.85	灰色泥質細砂	SM	0	0	20	S-15	0	0	0	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
30.5																
31.85	灰色沉泥質細砂	SM-ML	0	0	34	S-16	0	0	0	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
33.1																

表 4-4 板樁式碼頭等級 I 地震土壤液化潛能評估結果

孔號： 地下水位=GL-1.5 地震規模=7.3 PGA=0.068

深度 (m)	土壤類別	γ t (t/m^3)	σ 'v (t/m^2)	σ v (t/m^2)	N	有效覆土 Cn	地震規模修正 MSF	α	β	N1	應力折減係數 γ d	CSR (1)	$CRR_{7.5}$ (2)	CRR_M (3)	F_L (3)/(1)
6.6	SM	2.0	7.7	13.2	10	1.14	1.07	0.87	1.02	12	0.95	0.07	0.13	0.14	1.93
19.6	SM	2.0	20.7	39.2	15	0.70	1.07	3.61	1.08	15	0.64	0.05	0.16	0.17	3.18
31.6	SM	2.0	32.7	63.2	27	0.55	1.07	2.50	1.05	18	0.50	0.04	0.19	0.21	4.84
37.6	ML	2.0	38.7	75.2	32	0.51	1.07	4.06	1.10	22	0.47	0.04	0.24	0.26	not susceptible
42.6	ML	2.0	43.7	85.2	50	0.48	1.07	4.88	1.18	33	0.45	0.04	1.36	1.45	not susceptible

表 4-5 板樁式碼頭等級 II 地震土壤液化潛能評估結果

孔號： 地下水位=GL-1.5 地震規模=7.3 PGA=0.22

深度 (m)	土壤類別	γ t (t/m^3)	σ 'v (t/m^2)	σ v (t/m^2)	N	有效覆土 Cn	地震規模修正 MSF	α	β	N1	應力折減係數 γ d	CSR (1)	$CRR_{7.5}$ (2)	CRR_M (3)	F_L (3)/(1)
6.6	SM	2.0	7.7	13.2	10	1.14	1.07	0.87	1.02	12	0.95	0.23	0.13	0.14	0.60
19.6	SM	2.0	20.7	39.2	15	0.70	1.07	3.61	1.08	15	0.64	0.17	0.16	0.17	0.98
31.6	SM	2.0	32.7	63.2	27	0.55	1.07	2.50	1.05	18	0.50	0.14	0.19	0.21	1.50
37.6	ML	2.0	38.7	75.2	32	0.51	1.07	4.06	1.10	22	0.47	0.13	0.24	0.26	not susceptible
42.6	ML	2.0	43.7	85.2	50	0.48	1.07	4.88	1.18	33	0.45	0.13	1.36	1.45	not susceptible

表 4-6 板樁式碼頭等級 III 地震土壤液化潛能評估結果

孔號： 地下水位=GL-1.5 地震規模=7.3 PGA=0.28

深度 (m)	土壤類別	γ t (t/m^3)	σ 'v (t/m^2)	σ v (t/m^2)	N	有效覆土 Cn	地震規模修正 MSF	α	β	N1	應力折減係數 γ d	CSR (1)	$CRR_{7.5}$ (2)	CRR_M (3)	F_L (3)/(1)
6.6	SM	2.0	7.7	13.2	10	1.14	1.07	0.87	1.02	12	0.95	0.30	0.13	0.14	0.47
19.6	SM	2.0	20.7	39.2	15	0.70	1.07	3.61	1.08	15	0.64	0.22	0.16	0.17	0.77
31.6	SM	2.0	32.7	63.2	27	0.55	1.07	2.50	1.05	18	0.50	0.18	0.19	0.21	1.18
37.6	ML	2.0	38.7	75.2	32	0.51	1.07	4.06	1.10	22	0.47	0.17	0.24	0.26	not susceptible
42.6	ML	2.0	43.7	85.2	50	0.48	1.07	4.88	1.18	33	0.45	0.16	1.36	1.45	not susceptible

由表 4-4 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 4-5 可知在等級 II 地震作用下，深度 6.6 m 至深度 16.9 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 4-6 可知在等級 III 地震作用下，深度 6.6 m 至深度 16.9 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，方可進行方析，轉換公式如下：

1.水平地震力係數

水平地震力係數公式如下所示：

$$K_h = 0.4S_{II,S} \quad \text{..... (4-1)}$$

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

等級 I 地震 $PGA = 0.4S_{II,S} / 3.25 = 0.068g$ ；

等級 II 地震 $PGA = 0.4S_{II,S} = 0.22g$ ；

等級 III 地震 $PGA = 0.4S_{III,S} = 0.28g$ 。

此時之 K_h 即為前面章節簡化分析所描述之有效震度係數 K_e 。

2.垂直地震力係數

工址無近斷層效應，故垂直地震力係數為水平地震力係數的二分之一倍，計算可得：

等級 I 地震 $K_v = 0.068 \times (1/2) = 0.034$ ；

等級 II 地震 $K_v = 0.22 \times (1/2) = 0.11$ ；

等級 III 地震 $K_v = 0.28 \times (1/2) = 0.14$ 。

4.5.2 碼頭設計斷面與參數表

本手冊案例之設計斷面碼頭單元靠海側為主鋼板樁，標準單元長為 22 m；陸側為一錨碇設施，單元長為 12 m；錨碇設施與主鋼板樁之距離為 30 m，錨碇拉桿(高耐索)置於碼頭表面下 1 m 深度。碼頭土壤性質分布與設計參數表分別如表 4-7 及圖 4.2 所示。

表 4-7 板樁式碼頭設計參數表

板樁埋入深度 D_{emb} (m)	5.9	海側土層高程 (m)	-15
海水單位重 r_w (tf/m^3)	1.03	殘留水位至樁底高 H_{sub} (m)	21.9
板樁深度 (m)	EL.-20.9	殘留水位(m)	EL.+1.07
碼頭超載重 w(tf/m^2)	1.5	板樁與土壤間之摩擦角 δ(deg)	15

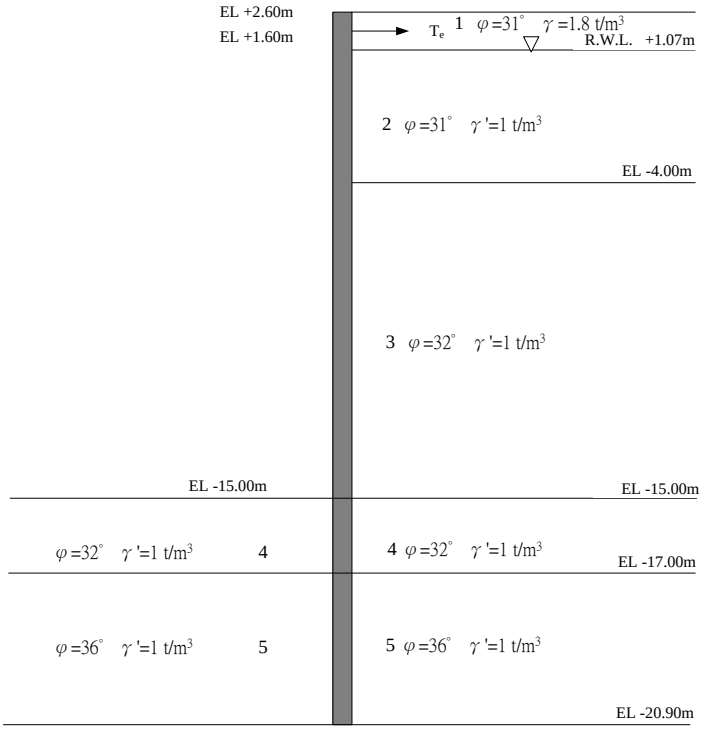


圖 4.2 板樁式碼頭土壤性質分布圖

4.5.3 安全性檢核

依照前面章節之步驟進行簡化分析

1.給定設計震度係數

由上小節可知等級 I 設計震度係數為 0.047

2.計算殘留水位

$$\text{R.W.L.} = \frac{2}{3}(\text{M.H.W.L.} - \text{M.L.W.L.}) + \text{M.L.W.L.} = \frac{2}{3}(1.6 - 0) + 0 = 1.07\text{m}$$

3.計算地震時主動土壓力

主動土壓力係數與主動土壓力之計算結果分別如表 4-8、表 4-9 所示。

表 4-8 板樁式碼頭之各土層主動土壓力係數

	設計地震係數	內摩擦角	凝聚力	地震合成角	板樁與土壤間之摩擦角	主動土壓力係數
土層	K_{hi}	ϕ	c	θ	δ	K_{AE}
1	0.047	31	0	2.691	15	0.319
2	0.094	31	0	5.370	15	0.351
3	0.094	32	0	5.370	15	0.338
4	0.094	32	0	5.370	15	0.338
5	0.094	36	0	5.370	15	0.291

表 4-9 板樁式碼頭之各土層主動土壓力

土層	厚度 (m)	單位重 (tf/m^3)	各層水平主動土壓力值(tf/m^2)		各層水平主動土壓合力值(tf/m)	各層主動土壓力作用位置(m)
1	1.53	1.8	上緣	0.462	1.360	EL. 1.711
			下緣	1.312		
2	5.07	1*	上緣	1.443	11.656	EL. -1.782
			下緣	3.159		
3	11	1*	上緣	3.046	53.261	EL. -10.180
			下緣	6.638		
4	2	1*	上緣	6.638	13.929	EL. -16.016
			下緣	7.291		
5	3.9	1*	上緣	6.285	26.651	EL. -19.002
			下緣	7.383		

註：*代表土壤在水中之單位重

4.計算地震時被動土壓力

被動土壓力係數與被動土壓力之計算結果分別如表 4-10、表 4-11 所示。

表 4-10 板樁式碼頭之各土層被動土壓力係數

	設計地震係數	內摩擦角	凝聚力	地震合成角	板樁與土壤間之摩擦角	被動土壓力係數
土層	K_{hi}	ϕ	c	θ	δ	K_{PE}
4	0.094	32	0	5.370	15	5.127
5	0.094	36	0	5.370	15	6.472

表 4-11 板樁式碼頭之各土層被動土壓力

土層	厚度(m)	單位重(tf/m^3)	各層水平主動土壓力值(tf/m^2)		各層水平主動土壓合力值(tf/m)	各層主動土壓力作用位置(m)
4	2	1*	上緣	0	9.904	E.L.-16.33
			下緣	9.904		
5	3.9	1*	上緣	12.503	96.303	E.L.-19.27
			下緣	36.883		

註：*代表土壤在水中之單位重

5.計算地震時之動態水壓力

將潮位資料加入動態水壓力之計算考量，其結果如表 4-12 所示。

表 4-12 板樁式碼頭地震時之動態水壓力

潮位高度(m)	潮位地震動水壓力值(tf/m)	潮汐地震動水壓力作用位置(m)
E.L.+0.00	4.066	E.L.-7.20

6.計算殘留水壓合力

其計算亦需加入潮位資料之考量，計算結果如表 4-13 所示。

表 4-13 板樁式碼頭殘留水壓力

潮位高度(m)	潮位殘留水壓力值(tf/m)	潮汐殘留水壓力作用位置(m)
E.L.+0.00	20.252	E.L.-11.594

7.檢核板樁貫入長度之安全係數

以板樁上之拉力桿件之裝設位置為支承，進行力平衡之估算，將表 4-14、表 4-15、表 4-16 之結果進行計算，可知$S.F.$為 1.22。

表 4-14 各層之被動土壓力之力矩計算結果

土層	力量(tf/m)	作用位置(m)	力矩(tf-m/m)
1	0	1.6	0
2	0	1.6	0
3	0	1.6	0
4	9.904	17.930	177.606
5	96.303	20.871	2009.925
總和	106.207	-	2187.531

表 4-15 各層之主動土壓力之力矩計算結果

土層	力量(tf/m)	作用位置(m)	力矩(tf-m/m)
1	1.360	-0.111	-0.151
2	11.656	3.382	39.417
3	53.261	11.780	627.417
4	13.929	17.616	245.371
5	26.651	20.602	549.075
總和	106.857	-	1461.129

表 4-16 動水壓與殘留水壓之力矩計算結果

	計算式	力矩(tf-m/m)
動水壓	$\frac{7}{12}\times 0.047\times 1\times 15^2\times(\frac{3}{5}\times 15+1.6)$	65.389
殘留水壓	$\frac{1}{2}\times 1\times 1.07^2\times(\frac{2}{3}\times 1.07+0.53)$ $+1\times 1.07\times 20.9\times(\frac{1}{2}\times 20.9+1.6)$	269.343

$$S.F. \le \frac{M_p}{M_a} = \frac{2187.531}{1461.129 + 65.389 + 269.343} = 1.22 \rightarrow OK$$

由上述計算過程可知碼頭之安全性檢核計算結果為符合要求，故設計之斷面尺寸通過檢核，不需進行修改，可進行下一階段之驗證分析。

4.6 驗證分析

本節詳細說明板樁式碼頭的驗證分析，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，而本手冊案例為 B 級板樁式碼頭，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 地震之驗證分析則須「簡化動力分析」或「動力分析」，等級 III 地震因超過第 III 級性能要求損壞標準，表示結構物已損毀倒塌，故無需進行驗證。。

本章初步設計已使用簡化分析法進行設計，本節驗證分析時擬採用簡化分析結合表 2-2 經驗公式檢核等級 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 地震之性能依規定無須檢核，但本節採用「動力分析法」進行分析並探討其分析結果。

4.6.1 等級 I 地震性能驗證檢核

本手冊案例等級 I 地震之驗證分析採用簡化分析法，檢核板樁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，本手冊使用安定分析之計算結果，並結合表 2-2 之經驗公式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。

安定分析完成之後，接著計算拉桿張力，板樁式碼頭壁體或錨碇拉桿應力分析之主動土壓力、動態水壓力與殘留水壓力計算式與上小節所述相同，其結果分別如表 4-17 至表 4-19 所示。而以基礎面之支承為力矩原點進行計算，如表 4-20、表 4-21 所示。計算結果拉桿力為 46.28 公噸小於 50.4 公噸，故表示拉桿為彈性。

表 4-17 板樁式碼頭之各土層主動土壓力

土層	厚度 (m)	單位重 (tf/m^3)	各層水平主動土壓力值(tf/m^2)		各層水平主動土壓合力值(tf/m)	各層主動土壓力作用位置 (m)
1	1.53	1.8	上緣	0.462	1.360	EL. 1.711
			下緣	1.312		
2	5.07	1*	上緣	1.443	11.656	EL. -1.782
			下緣	3.159		
3	11	1*	上緣	3.046	53.261	EL. -10.180
			下緣	6.638		

註：*代表土壤在水中之單位重

表 4-18 板樁式碼頭地震時之動態水壓力

潮位高度(m)	各潮位地震動水壓力 (tf/m)	各潮汐地震動水壓力作用位置(m)
E.L.+0.00	4.066	E.L.-7.20

表 4-19 板樁式碼頭殘留水壓力

潮位高度(m)	各潮位殘留水壓力值 (tf/m)	各潮汐殘留水壓力作用位置(m)
E.L.+0.00	20.252	E.L.-11.594

表 4-20 各層之主動土壓力之力矩計算結果

土層	力量	作用位置	力矩
1	1.356	16.711	22.724
2	11.656	13.218	154.078
3	53.261	4.820	256.713
總和	66.273	-	433.515

表 4-21 各潮位之動水壓與殘留水壓之合力矩計算結果

	計算式	力矩(tf-m/m)
動水壓	$\frac{7}{12}\times 0.047\times 1\times 15^2\times(\frac{3}{5}\times 15+1.6)$	65.389
殘留水壓	$\frac{1}{2}\times 1\times 1.07^2\times(\frac{2}{3}\times 1.07+0.53)$ $+1\times 1.07\times 20.9\times(\frac{1}{2}\times 20.9+1.6)$	269.343

錨碇拉桿力為 $A_P=\frac{433.515+65.389+269.343}{16.6}=46.28t$

1.分析結果

依照前一小節之分析過程所示，其安全係數 $F_S=1$ 時，$K_h=0.081$。由前面章節簡化分析可知安全係數值為 $F_S=K_t/K_e$，其中臨界震度係數 K_t、有效震度係數 K_e 皆為已知，而 K_e 需考慮垂直震度係數之影響，即 $K_e=\frac{K_h}{1-K_v}=0.07$，則安全係數值計算結果如下：

$$F_S=K_t/K_e$$

$$=0.081/0.07=1.15$$

2.性能規定驗證

本手冊案例之性能規定驗證可由上述計算結果，安全係數大於 1 來判定所設計之碼頭的受震反應是處於穩定狀態，即無變位發生，如表 4-22 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 4-22 板樁式碼頭等級 I 地震時之性能規定檢核

參數 \ 地震等級			第 I 級
殘餘變位	板樁變位	正規化水平位移 d/H	正規化水平位移為<1.5% 或 d<30cm 結構穩定下滿足使用性要求 → 通過
		向海側傾斜角	<3° 結構穩定下滿足使用性要求 → 通過
	岸肩變位	岸肩沉陷量	<10cm 結構穩定下滿足使用性要求 → 通過
		岸肩與後線陸地之沉陷差	<70cm 結構穩定下滿足使用性要求 → 通過
		向海側傾斜角	<3° 結構穩定下滿足使用性要求 → 通過
最大反應下之應力或應變	基盤面以上板樁		彈性 結構穩定下滿足使用性要求 → 通過
	基盤面以下板樁		彈性 結構穩定下滿足使用性要求 → 通過
	拉桿		彈性 結構穩定下滿足使用性要求 → 通過
	錨碇設施		彈性 結構穩定下滿足使用性要求 → 通過

4.6.2 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 0.2 T 至 1.5 T 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高雄港，因此以港灣技術研究中心在高雄港所設測站之地震紀錄，進行人造地震製作，等級 II 地震之三組三方向人造地震歷時如圖 4.3 至圖 4.21 所示。

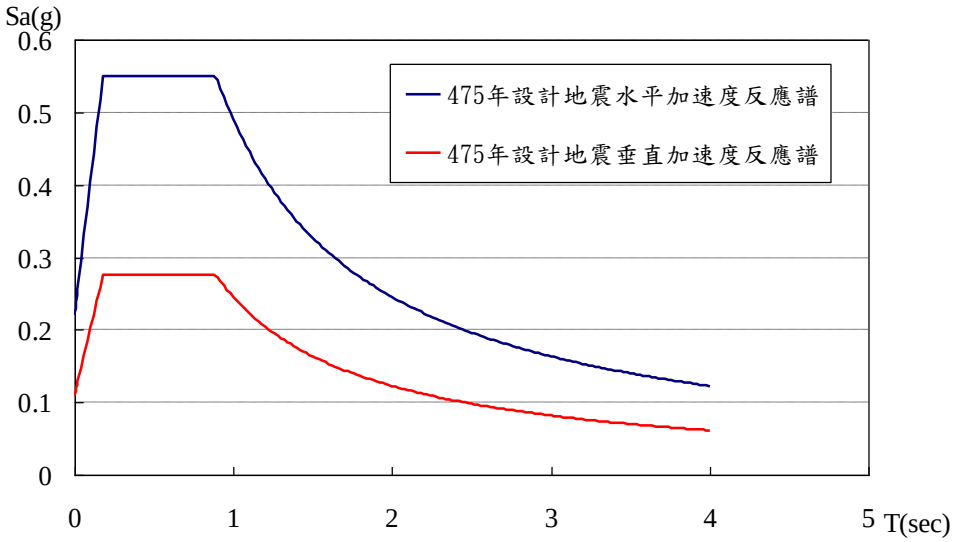


圖 4.3 板樁式碼頭等級 II 地震之設計反應譜

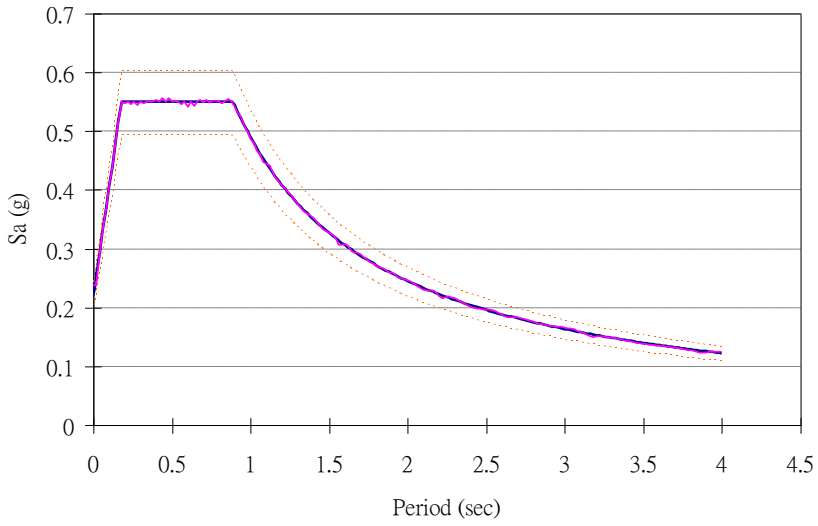


圖 4.4 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震反應譜

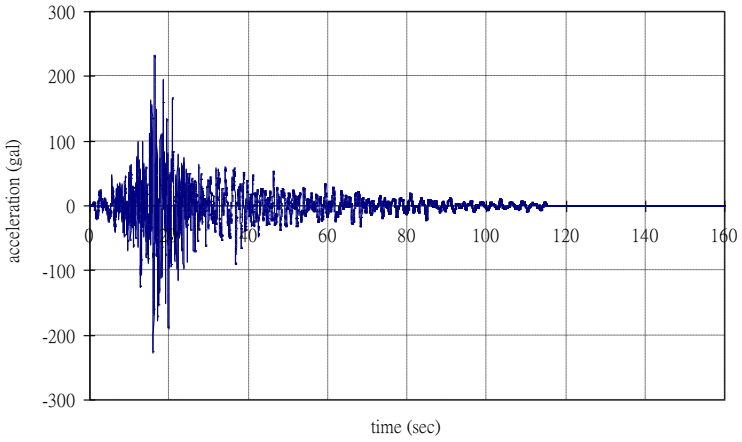


圖 4.5 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時

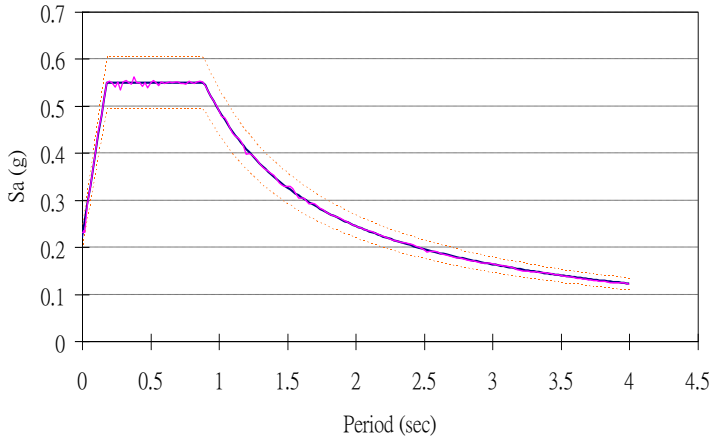


圖 4.6 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震反應譜

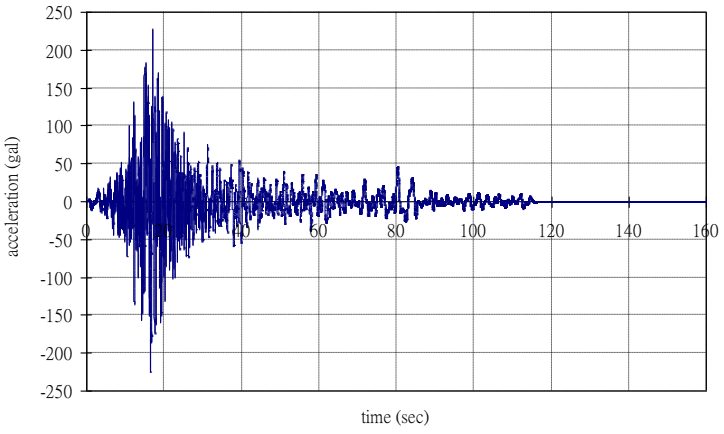


圖 4.7 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時

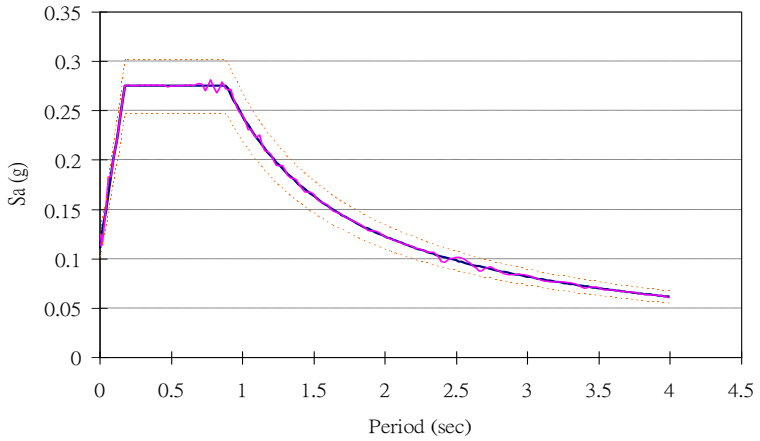


圖 4.8 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜

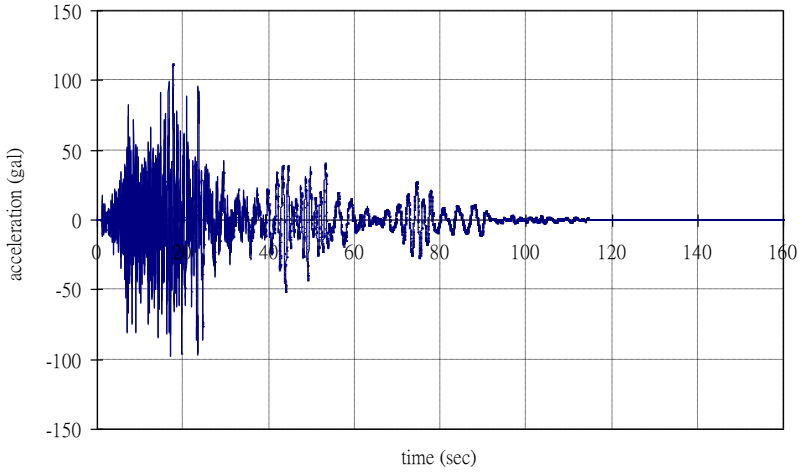


圖 4.9 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時

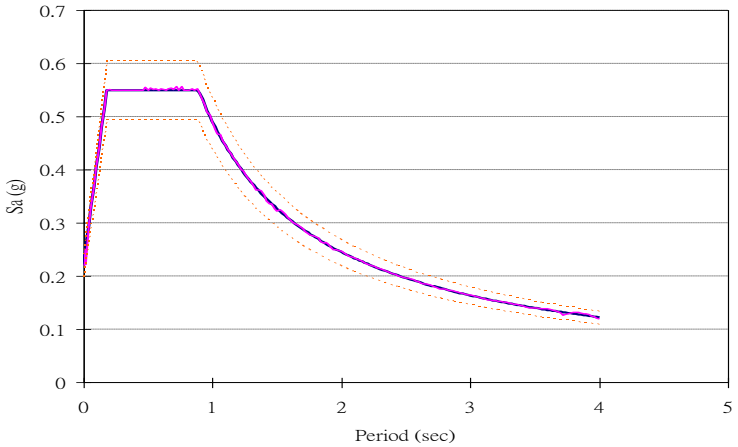


圖 4.10 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震反應譜

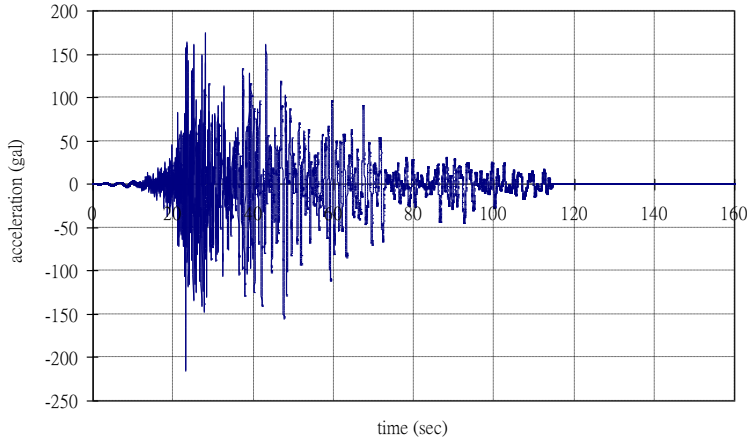


圖 4.11 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時

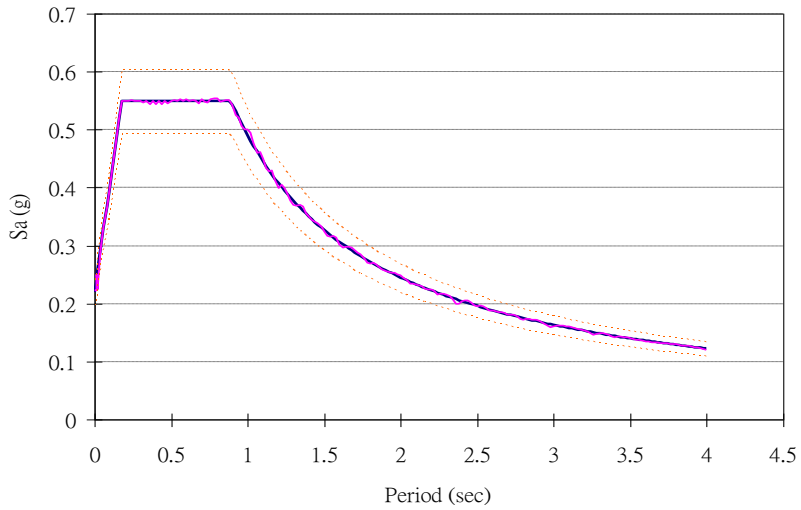


圖 4.12 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震反應譜

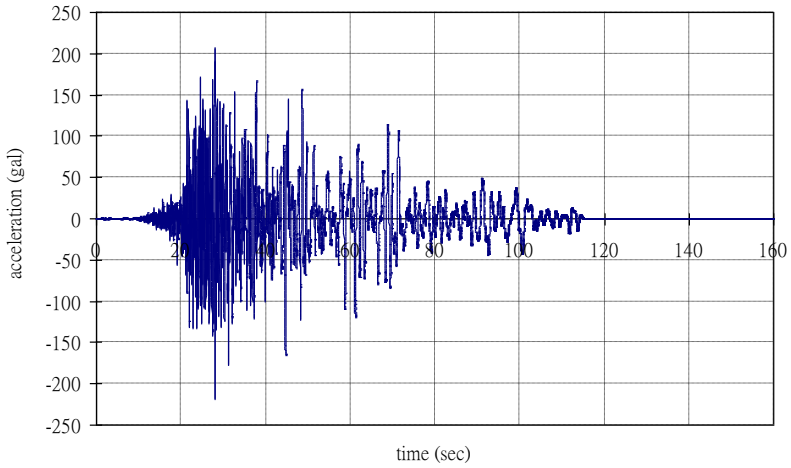


圖 4.13 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時

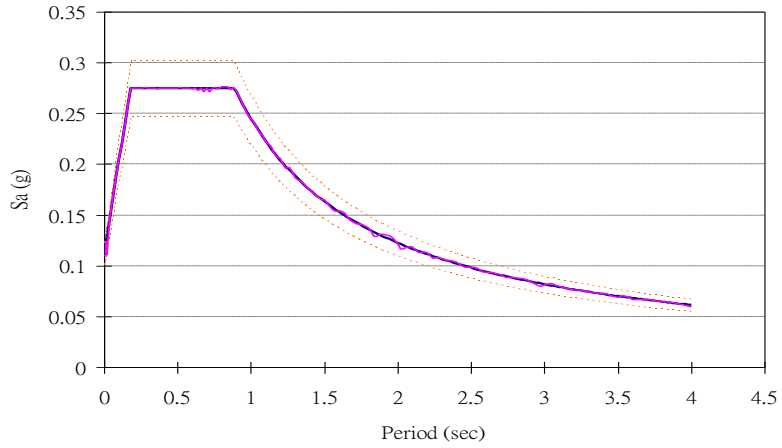


圖 4.14 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜

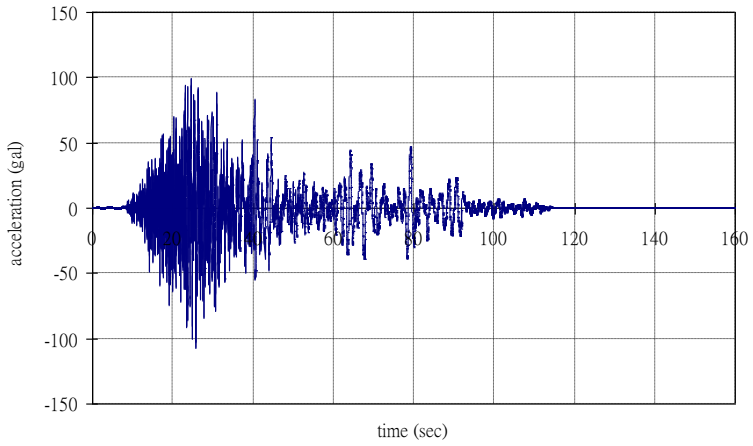


圖 4.15 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時

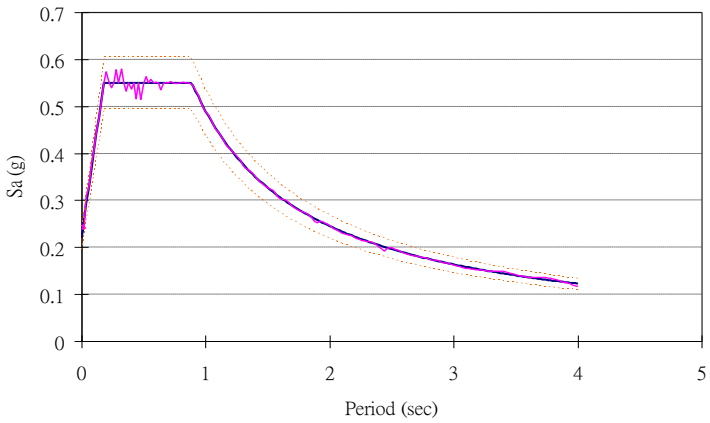


圖 4.16 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震反應譜

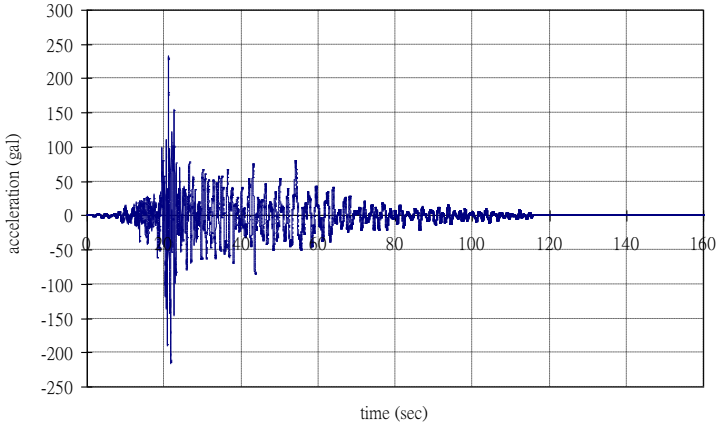


圖 4.17 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時

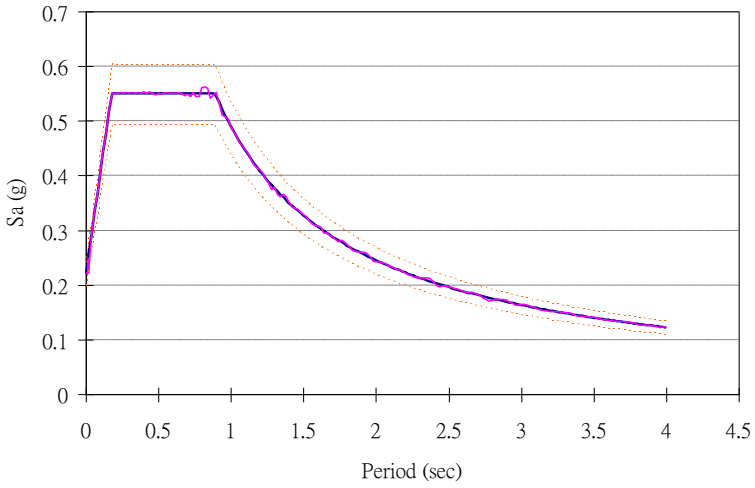


圖 4.18 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震反應譜

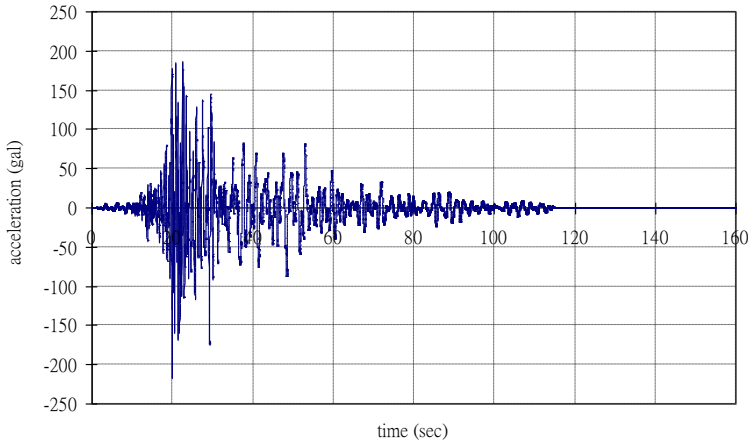


圖 4.19 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時

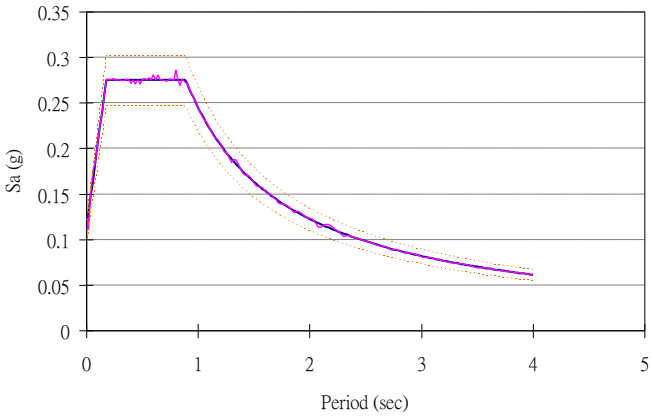


圖 4.20 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜

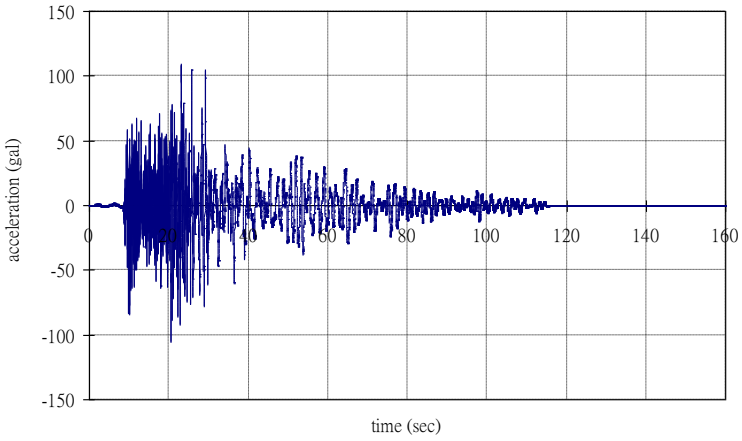


圖 4.21 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時

2. 分析方法

簡化動力分析

本手冊案例之簡化動力分析依據滑動塊體法來分析剛性塊體於水平地表運動過程期間所導致的總滑移量。滑動塊分析為求取板樁式碼頭在實際地震作用下的受震反應，分析時需找出板樁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，考慮板樁式碼頭的座落方向，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。

分析步驟：

(1)計算臨界滑動加速度

由表 4-5 板樁式碼頭等級 II 地震土壤液化潛能評估結果可知，土層深度 20 公尺皆有液化可能，因此利用表 2-4 進行土壤參數折減，由土壤液化潛能評估結果得知深度 0~10 公尺之 F_L 為 0.6；深度 10~20 公尺之 F_L 為 0.98，經計算後深度 10 公尺以上之 R_S 為 0.21；深度 10 公尺以下至 20 公尺之 R_S 為 0.29，並查表求得該液化土層 0~10 公尺折減係數 D_E 為 0.33；而 10~20 公尺則為 1，並應用滑動塊體分析法原理，板樁與破壞面以上土壤視為一理想化之滑動剛體，地震作用於滑動塊剛體，當滑動塊體受地震力作用時，有向外滑移現象，而當向外滑移之地震力超越抵抗塊體向外滑移之極限力時，塊體則開始會有滑移的情況產生，此時地震力之震度係數為臨界滑動震度係數，並將此震度係數轉換為臨界滑動加速度 a_t，再將地表加速度大於臨界滑動加速度 a_t 的部分作雙重積分，即可獲得構造物之滑動位移量。因此，首先需推估結構之臨界滑動震度係數 K_t，此震度係數可由以下方式求得。

$$K_t = \frac{1}{W}\left[\begin{array}{l} P_{PE} + m\cdot T_e + \left(U_2 + \Delta U_{i2} + \Delta U_{s2}\right) - W\tan\left(\alpha_{AE} - \Phi_{eq}\right) \\ -\left(U_1 + \Delta U_{i1} + \Delta U_{s1}\right)\cdot \dfrac{\sin\Phi_{eq}}{\cos\left(\alpha_{AE} - \Phi_{eq}\right)} \end{array}\right] \quad \text{..... (4-2)}$$

α_{AE} ：土壤等效破壞面夾角

W ：滑動塊體總重

P_{PE} ：被動土壓力合力

m ：當錨碇完全有效時，$m=1$、無效時，$m=0$

T_e ：地震時板樁之錨碇力

U ：靜態水壓力，下標 1 為陸側；2 為海側

ΔU_i ：動態水壓力

ΔU_s ：超額孔隙水壓力

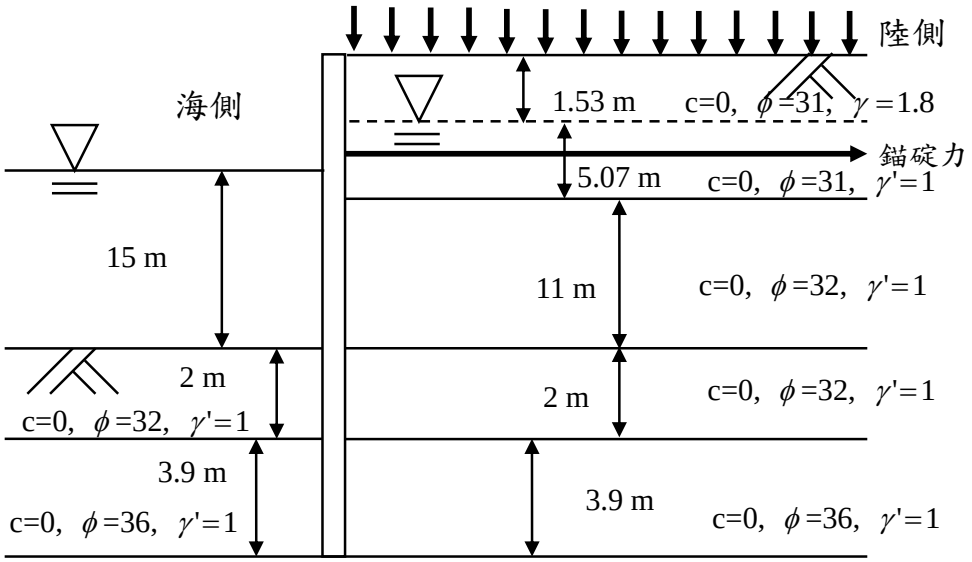


圖 4.22 土壤分層示意圖

(a)土壤等效破壞面夾角

本設計例由圖 4.22 各層土壤性質分佈情形可知，板樁底端位於陸側第五土層，若以板樁底部土層計算整體之主動破壞面夾角，則會與真實狀態不符，故需計算等效主動破壞面夾角 α_{AE}，由式(4-3)知等效破壞面夾角與土層之內摩擦角相關。因此，需先算出整體土層之等值內摩擦角 Φ_{eq}，等值內摩擦角可依各土層之實際主動破壞面其所對應之體積換算求得，如式(4-4)所示。

$$\alpha_{AE} = \Phi_{eq} + \tan^{-1}\left[\frac{-\tan\Phi_{eq} + \sqrt{\tan\Phi_{eq}(\tan\Phi_{eq} + \cot\Phi_{eq})\cdot(1+\tan\delta\cdot\cot\Phi_{eq})}}{1+\tan\delta\cdot(\tan\Phi_{eq}+\cot\Phi_{eq})}\right] \quad \text{..... (4-3)}$$

$$\Phi_{eq} = \frac{\sum\Phi_i \cdot m_i}{\sum m_i} \quad \text{..... (4-4)}$$

δ：板樁與土壤間的摩擦角，15°

Φ_i：第 i 層土壤內摩擦角

m_i：第 i 層土壤實際主動破壞面所對應體積

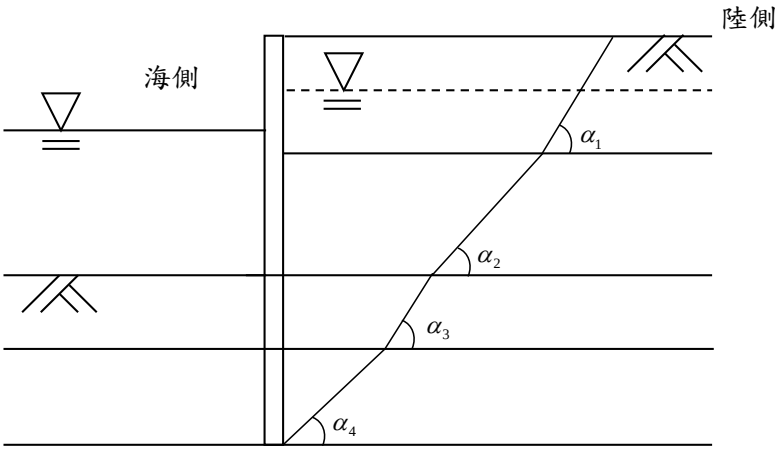


圖 4.23 土壤實際主動破壞面示意圖

由圖 4.23 計算各層實際主動破壞面夾角與其所對應體積，計算結果如表 4-23 所示，依表 4-23 之結果代入式(4-4)求得等值內摩擦角如下所示。

$$\Phi_{eq} = \frac{\sum \Phi_i \cdot m_i}{\sum m_i} = \frac{3279.46}{155.39} = 21.1°$$

再依上式計算結果代入式(4-3)求得等效破壞面夾角為

$$\alpha_{AE}$$
$$= 21.1 + \tan^{-1}\left[\frac{-\tan 21.1 + \sqrt{\tan 21.1(\tan 21.1 + \cot 21.1\cdot)\cdot(1 + \tan 15\cdot\cot 21.1)}}{1 + \tan 15\cdot(\tan 21.1 + \cot 21.1)}\right]$$
$$= 50.42°$$

表 4-23 實際主動破壞面夾角及對應體積

土層編號	土層厚度 (m)	Φ_i (度)	α_i (度)	對應體積 (m^3)
1	1.53	10.33	50.17	21.51
2	5.07	10.33	50.17	57.33
3	11	32	61	67.59
4	2	32	61	5.08
5	3.9	36	63	3.88

(b)滑動塊體總重

地震加速度超出臨界加速度時，向外滑移之塊體為破壞面上方土層。因此，計算滑動塊體總重，需先估算位於破壞面上之各土層體積，並與其單位重相乘，如式(4-5)所示，本手冊利用算得之等效破壞面夾角如圖 4.24 所示，估算位於破壞面上之各土層所對應之體積及其土壤重，計算結果如表 4-24 所示。

$$W = \sum M_i \cdot \gamma_i \quad \text{.....} \quad (4\text{-}5)$$

M_i：等效後第 i 層土壤破壞面以上所對應之體積

表 4-24 滑動塊體總重

土層編號	土層厚度 (m)	單位重 (t/m^3)	α_{AE} (度)	M_i (m^3)	W_i (t)	總重 (t)
1	1.53	1.8	50.42	19.43	51.77	410.95
2	5.07	1*	50.42	18.17	146.65	
3	11	1*	50.42	13.97	186.63	
4	2	1*	50.42	4.88	14.59	
5	3.9	1*	50.42	3.23	11.32	

註：*代表土壤在水中之單位重

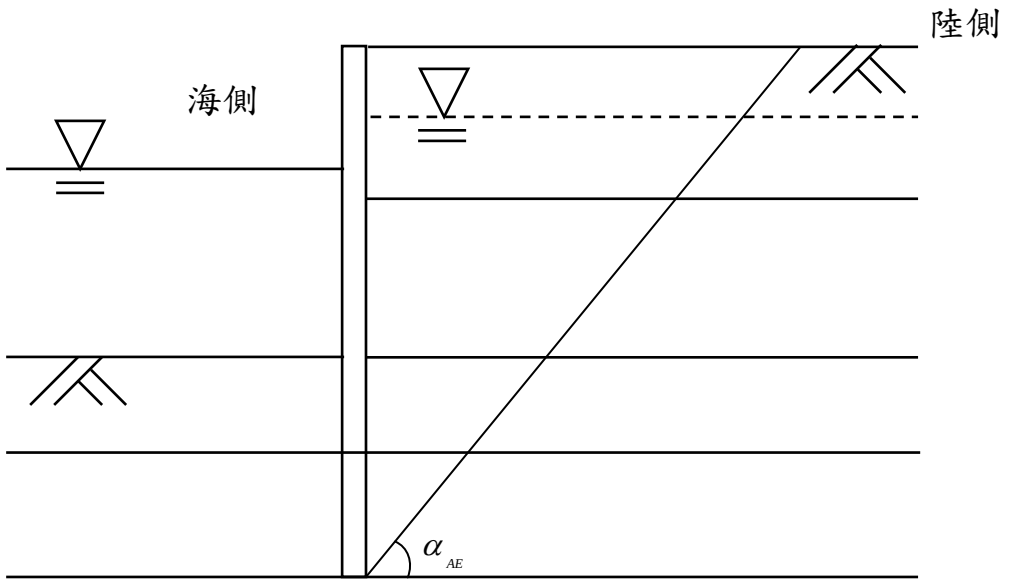


圖 4.24 土壤等效主動破壞面示意圖

(c)地震時板樁之錨碇力

本案例使用的錨碇高耐索為 F-130T，且錨碇完全有效，故 $m=1$，$T_e=\frac{130}{2}=65\,\text{t}$。

(d)靜水水壓力

靜水壓力如式(4-6)與式(4-7)所示，其中海側靜水壓力與潮汐水位有關，且海側靜水壓力為抵抗地震時向外滑移之力量，本手冊考量其最危險的狀態下，故採用最低潮位進行計算，計算結果如下所示：

陸側靜水壓力：

$$U_1=\frac{\gamma_w\cdot H_{sub}^2}{2\cdot\sin(\alpha_{AE})} \quad \text{..... (4-6)}$$

H_{sub}：殘留水位至板樁底端高度=21.97 m

γ_w：海水單位重=1.03 t/m^3

α_{AE}：等效破壞面夾角=50.42°

$$U_1=\frac{1.03\cdot 21.97^2}{2\cdot\sin(50.42)}=322.45 \quad t/m$$

海側靜水壓力：

$$U_2=\frac{\gamma_w\cdot(H_w+D_{emb})^2}{2} \quad \text{..... (4-7)}$$

H_w：潮位深度(最低潮位)= 15 m

D_{emb}：板樁埋入深度= 5.9 m

$$U_2=\frac{1.03\cdot(15+5.9)^2}{2}=224.96 \quad t/m$$

(e)地震動水壓力

$$U_i = \frac{7}{12} K_h \gamma_w H_w^{\,2} \quad \text{..... (4-8)}$$

γ_w：海水單位重=1.03 tf/m^3

H_w：潮位深度(最低潮位)= 15 m

K_h：等於臨界滑動震度係數K_t

(f)被動土壓力：同簡化分析。

(g)計算臨界滑動震度係數

利用式(4-8)計算臨界滑動震度係數，其中，被動土壓力合力P_{PE} 及地震動水壓力U_i與K_t有關，故以疊代方式重複(a)(f)步驟，計算至K_t收斂，此時K_t即為臨界滑動震度係數。依不同之液化程度，而有不同之K_t值，如表 4-25 所示。

表 4-25 臨界滑動震度係數

液化土層厚度 m	6.6
W	313.41
Φ_{eq}	31.37
α_{AE}	57.77
U_1	293.78
U_2	224.96
U_i	4.49
U_s	35.1
P_{PE}	86.27
T_e	65
K_t	0.033

(i)轉換成臨界滑動加速度

利用式(4-9)將臨界滑動震度轉換為臨界滑動加速度，計算結果如表 4-26 所示。

$$a_t = K_t \times g \quad \text{..... (4-9)}$$

表 4-26 臨界滑動加速度

臨界滑動震度係數	臨界滑動加速度(m/s^2)
0.025	0.24

(2)計算塊體滑移量

(a)板樁式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析

對於等級 II 第 1 組歷時於土層液化所產生之結果如圖 4.25 所示，其臨界滑動加速度與永久水平位移整理如表 4-27 所示：

表 4-27 板樁式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析

臨界滑動加速度(m/s^2)	永久水平位移(cm)
0.24	97.7

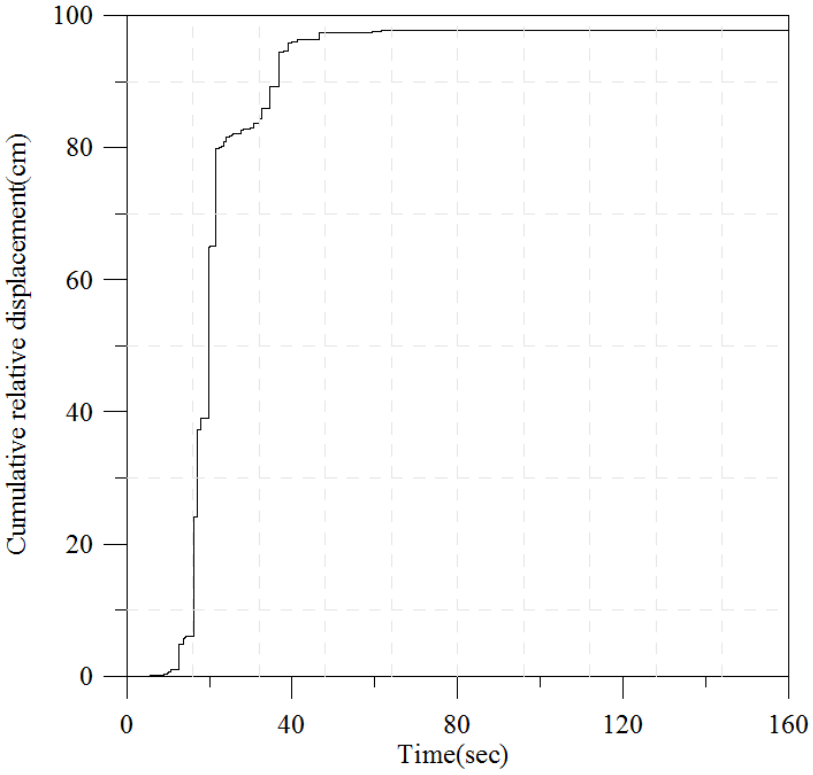


圖 4.25 板樁式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移

(b)板樁式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析

對於等級 II 第 2 組歷時於土層液化所產生之結果如圖 4.26 所示，其臨界滑動加速度與永久水平位移整理如表 4-28 所示：

表 4-28 板樁式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析

臨界滑動加速度(m/s^2)	永久水平位移(cm)
0.24	161.7

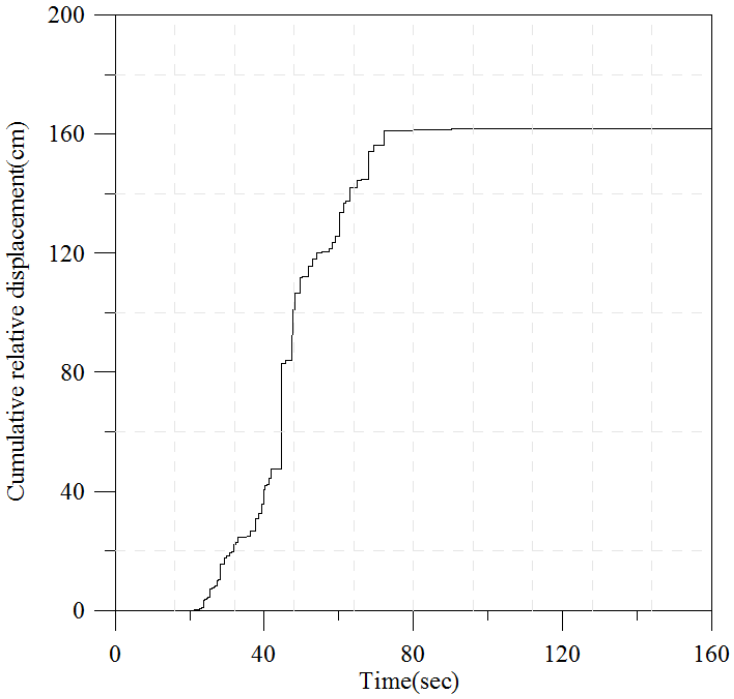


圖 4.26 板樁式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移

(c)板樁式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析

對於等級 II 第 3 組歷時於土層液化所產生之結果如圖 4.27 所示，其臨界滑動加速度與永久水平位移整理如表 4-29 所示：

表 4-29 板樁式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析

臨界滑動加速度(m/s^2)	永久水平位移(cm)
0.24	85

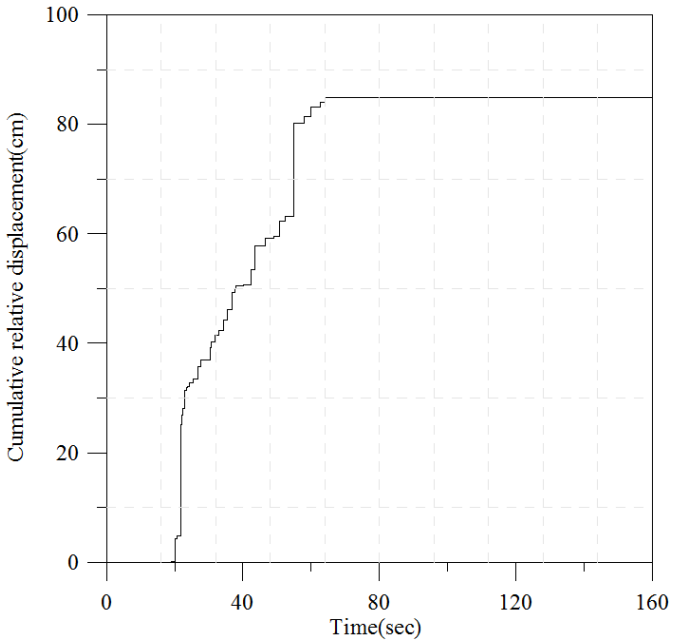


圖 4.27 板樁式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移

分析結果：

由板樁式碼頭等級 II 地震歷時分析與液化程度比較可知土層液化對於永久水平位移影響甚大，如表 4-30 所示：

表 4-30 板樁式碼頭等級 II 地震歷時分析比較

	永久水平位移
第1組	97.7
第2組	161.7
第3組	85

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的受震反應是否滿足性能可接受標準，如表 4-31 之檢核內容，碼頭在等級 II 地震作用下，性能可接受標準，對位移量部分並無參考之量化規定，故本手冊初步建議以重力式碼頭之性能可接受標準做為參考依據，並於適宜性探討之章節進行討論。而本手冊在以重力式碼頭之性能可接受標準之基礎的檢核上，滿足性能之規定要求。

表 4-31 板樁式碼頭等級 II 地震時之性能規定檢核

參數 \ 地震等級			第 II 級
殘餘變位	板樁變位	正規化水平位移 d/H	N/A
		向海側傾斜角	N/A
	岸肩變位	岸肩沉陷量	N/A
		岸肩與後線陸地之沉陷差	N/A
		向海側傾斜角	N/A
最大反應下之應力或應變	基盤面以上板樁		塑性，不超過韌性容量或應變極限在此無法得知
	基盤面以下板樁		塑性，不超過韌性容量或應變極限在此無法得知
	拉桿		塑性，不超過韌性容量或應變極限在此無法得知
	錨碇設施		塑性，不超過韌性容量或應變極限在此無法得知

4.6.3 等級 III 地震動力分析

依據表 1-3 各等級碼頭所對應的耐震性能要求，板樁式 B 級碼頭在等級 III 地震作用下，不須檢核其性能可接受標準與耐震性能要求，但以動力分析法探討碼頭位移量之破壞結果可發現，結構物已嚴重毀損，應無法恢復營運作業，相關分析步驟說明如下。。

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，惟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 4.28 至圖 4.46 所示。

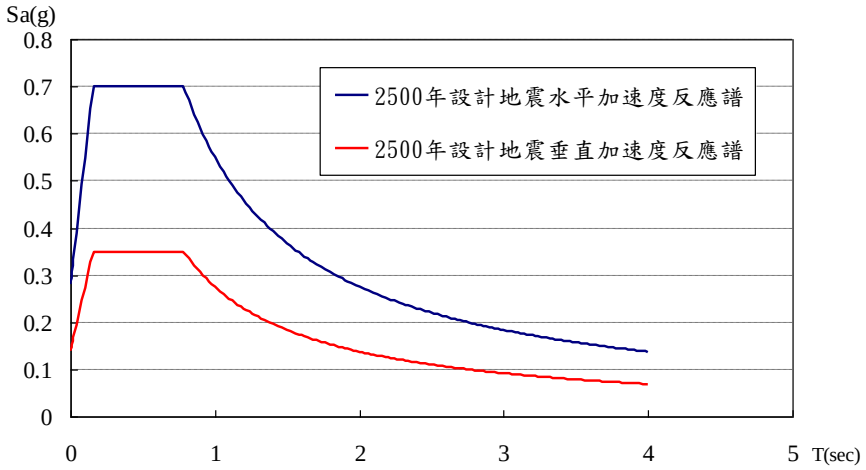


圖 4.28 板樁式碼頭等級 III 地震之設計反應譜

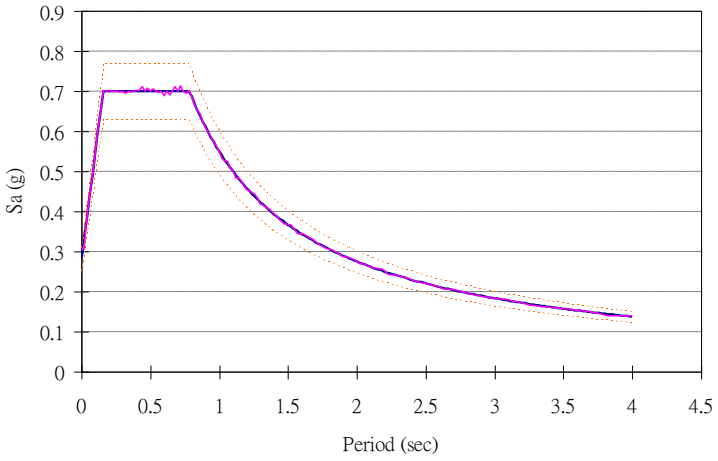


圖 4.29 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組南北向人造地震反應譜

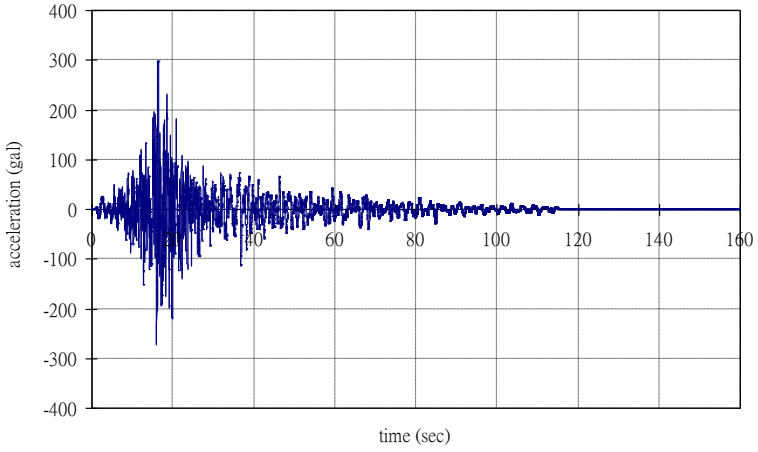


圖 4.30 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時

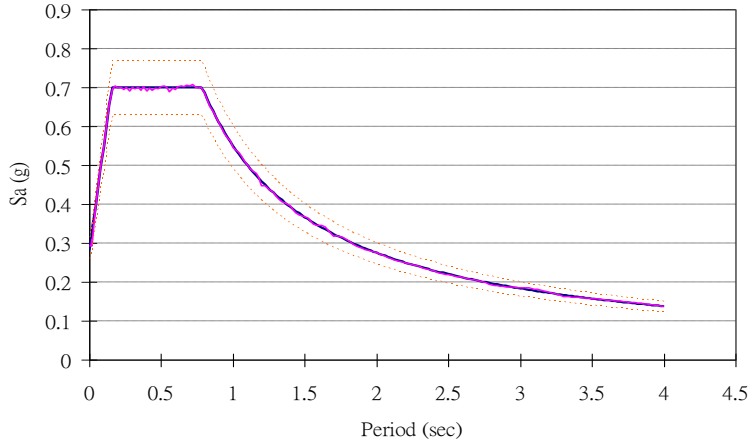


圖 4.31 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組東西向人造地震反應譜

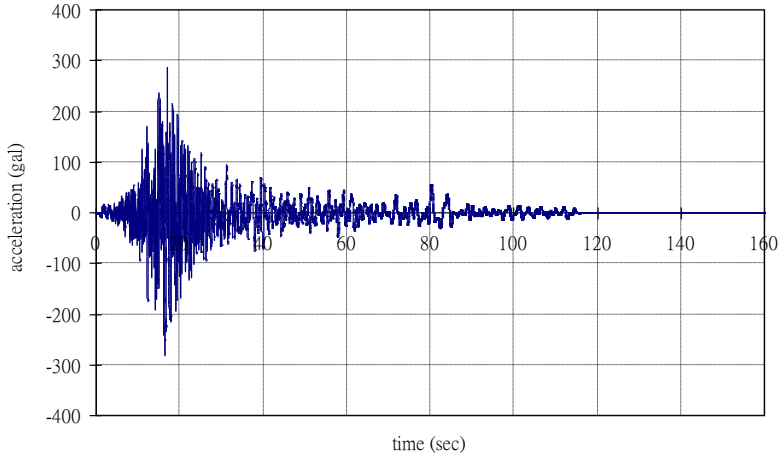


圖 4.32 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時

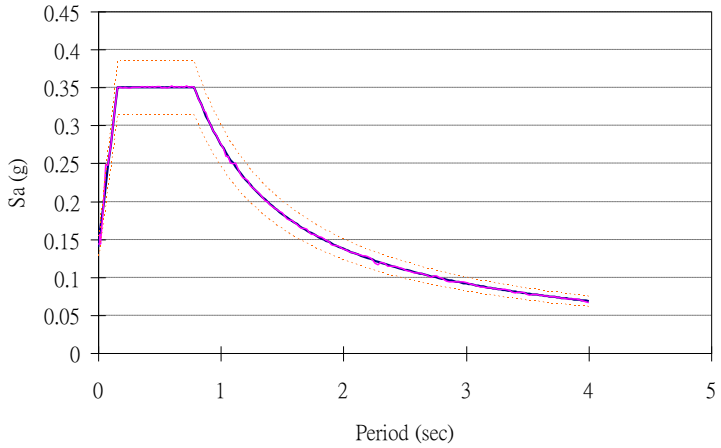


圖 4.33 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜

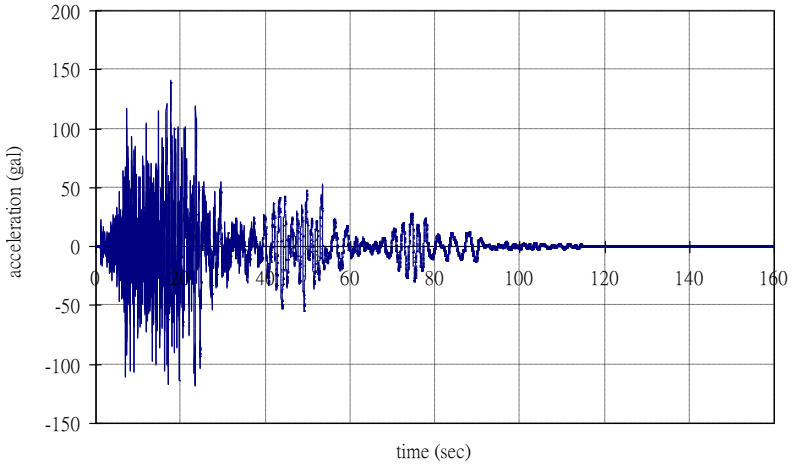


圖 4.34 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時

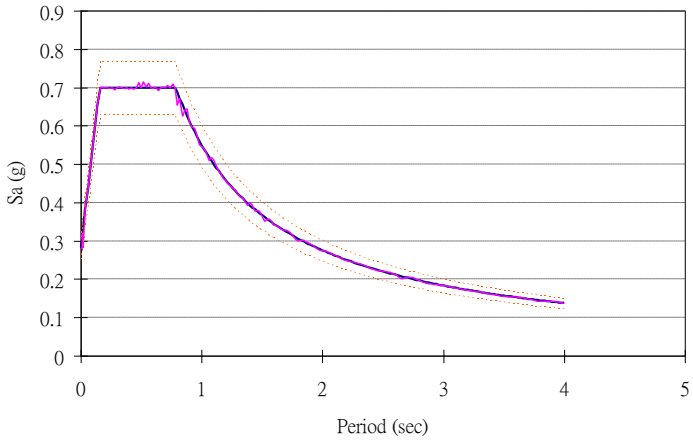


圖 4.35 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組南北向人造地震反應譜

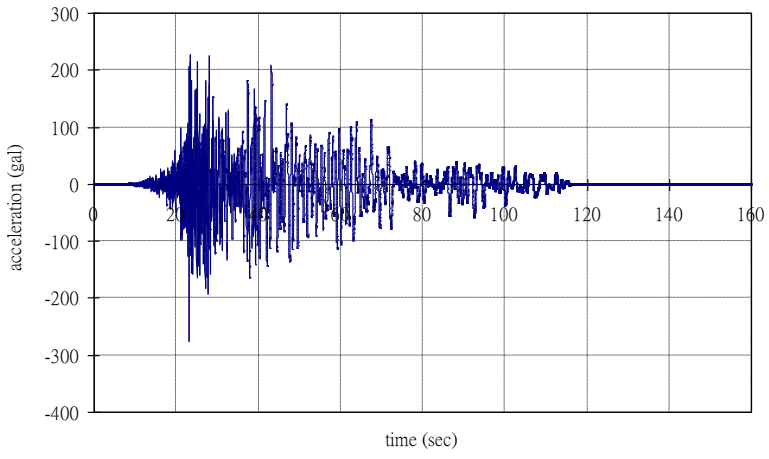


圖 4.36 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時

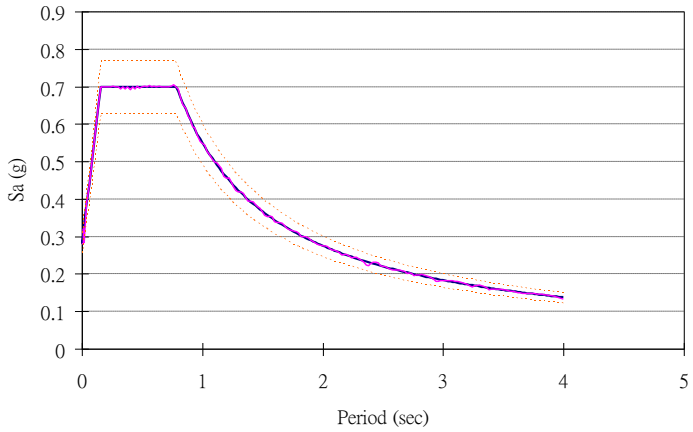


圖 4.37 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組東西向人造地震反應譜

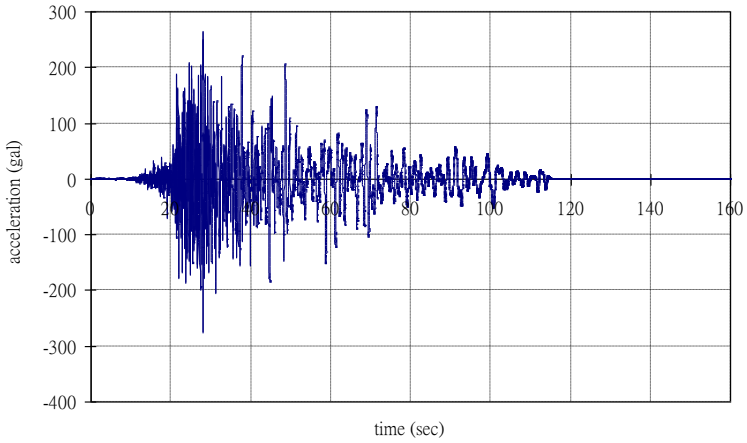


圖 4.38 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時

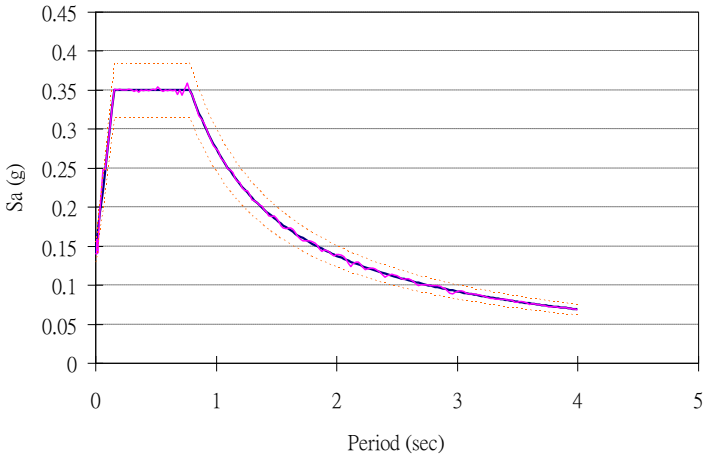


圖 4.39 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜

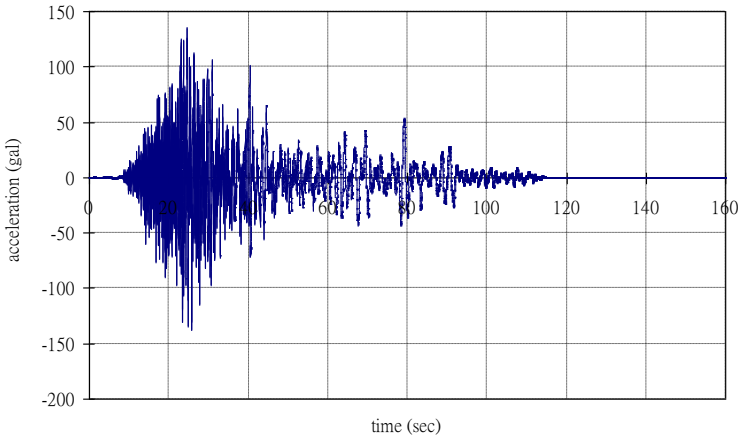


圖 4.40 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時

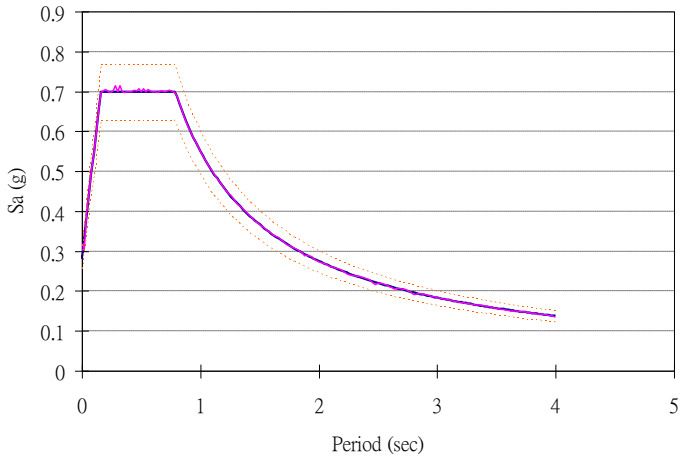


圖 4.41 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組南北向人造地震反應譜

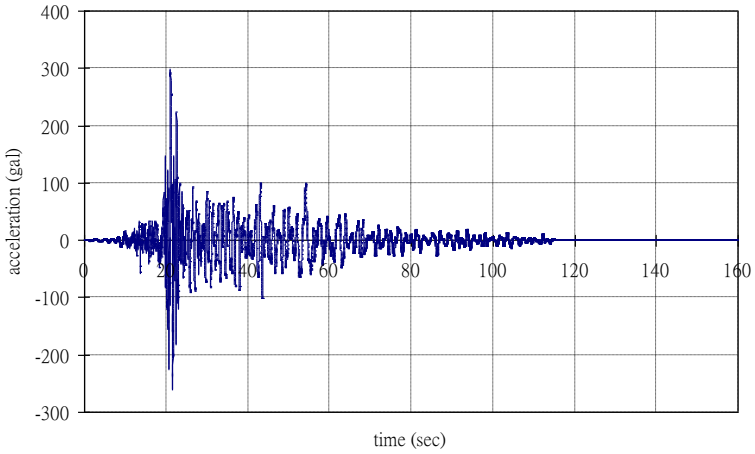


圖 4.42 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時

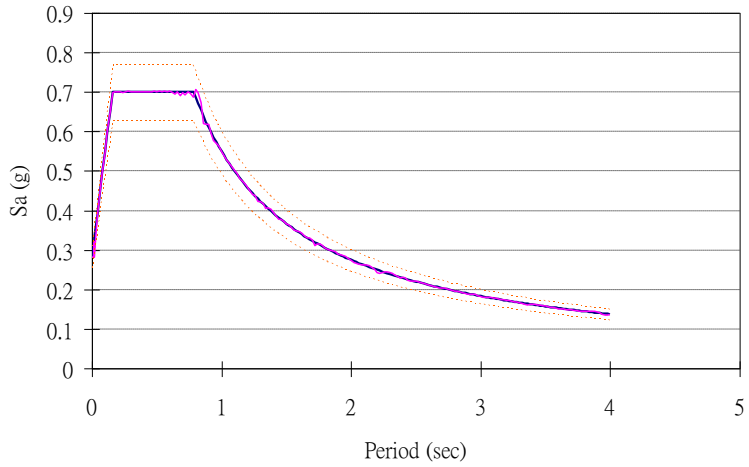


圖 4.43 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組東西向人造地震反應譜

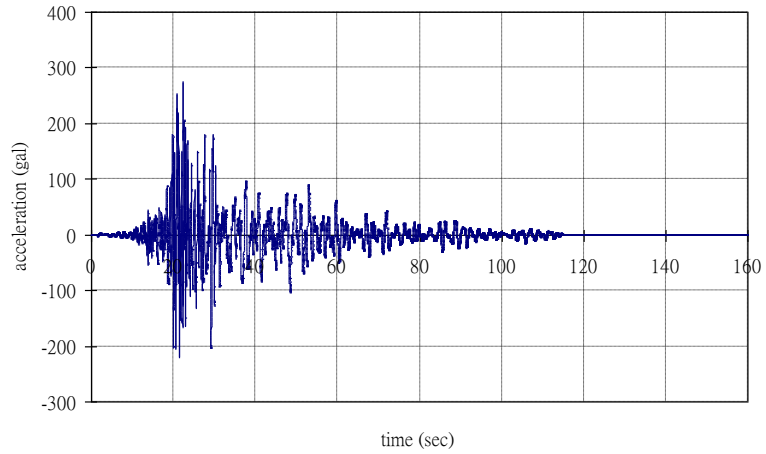


圖 4.44 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時

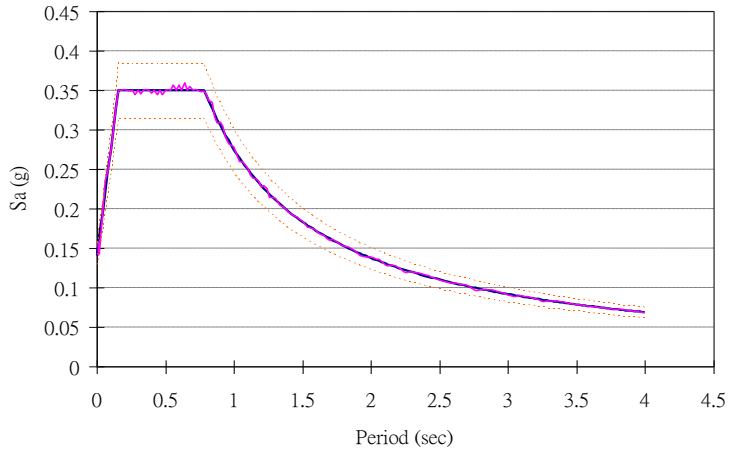


圖 4.45 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜

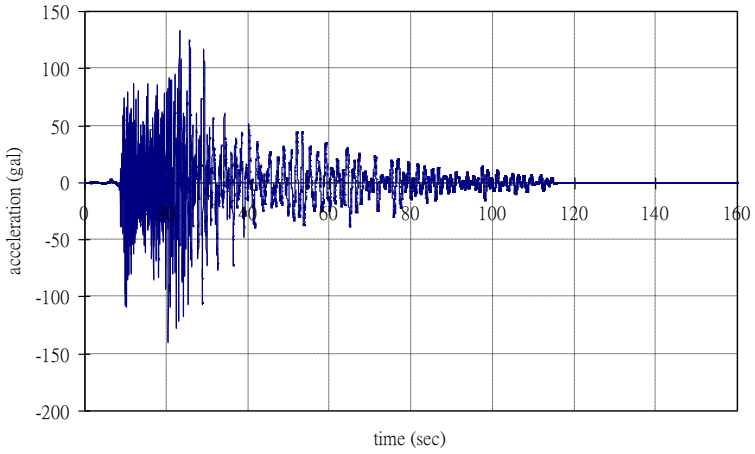


圖 4.46 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時

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。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 及圖 4.2 之資訊，依板樁式碼頭的斷面尺寸與附近土層之分析範圍，進行網格之建置如圖 4.47 所示，分析網格劃分為 42×22 計 924 個差分網格，回填土層與地底土層總體高度為 47.6 公尺，垂直網格數為 22；主板樁之向海側之土層範圍長為 20 公尺，網格數為 10；主板樁與錨碇板樁間距離為 30 公尺，網格數為 15；錨碇板樁陸側之土層範圍長為 30 公尺，網格數為 15。

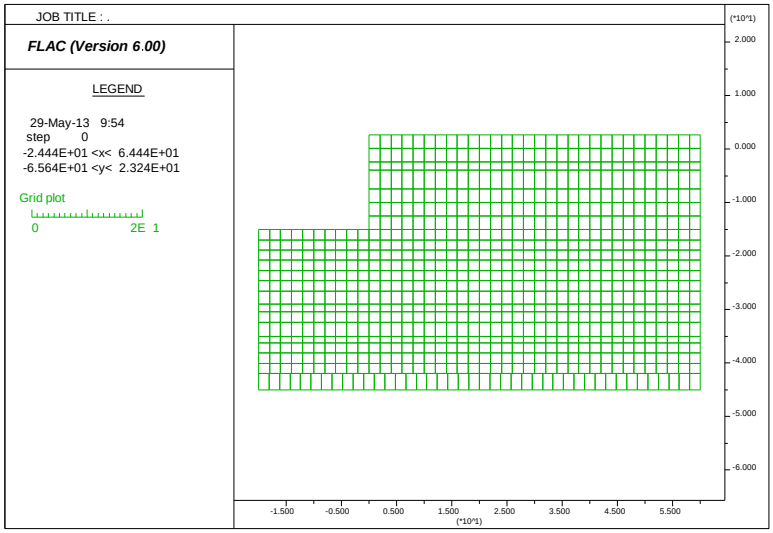


圖 4.47 板樁式碼頭 FLAC 程式網格建置

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：定義土壤降伏面之參數（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）；於本手冊中，G 假設為為靜態（地震前）有效應力之函數，並假設 E 與 G 間之比值為定值。

有效應力動態分析依序進行 靜力平衡分析、蓄水至滿水位有效應力靜平衡分析、特定地震波作用之動態分析，共三個分析階段。在三個階段中土壤材料皆假設為標準的 Mohr-Coulomb 模式。惟前二個階段中，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 4-3 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 所建議參考值與 SPT-N 值之轉換公式獲得，其參數值分別表 4-32、表 4-33、圖 4.48 所示。剪力模數、統體模數之轉換公式分別利用式(4-10)與式(4-11)分別求出，如下所示：

$$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)} \quad \text{..... (4-10)}$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\upsilon)} \quad \text{..... (4-11)}$$

其中G為剪力模數；K 為統體模數；E為楊氏模數；υ為包松比，而孔隙率及滲透係數如表 4-34 所示，細粒砂土粗粒砂土之孔隙率介於 0.3 至 0.5 之間。材料參數設定完成後(表 4-35 及表 4-36)，將其地層性質依序在 FLAC 程式內建立分層，成果如圖 4.49 所示。

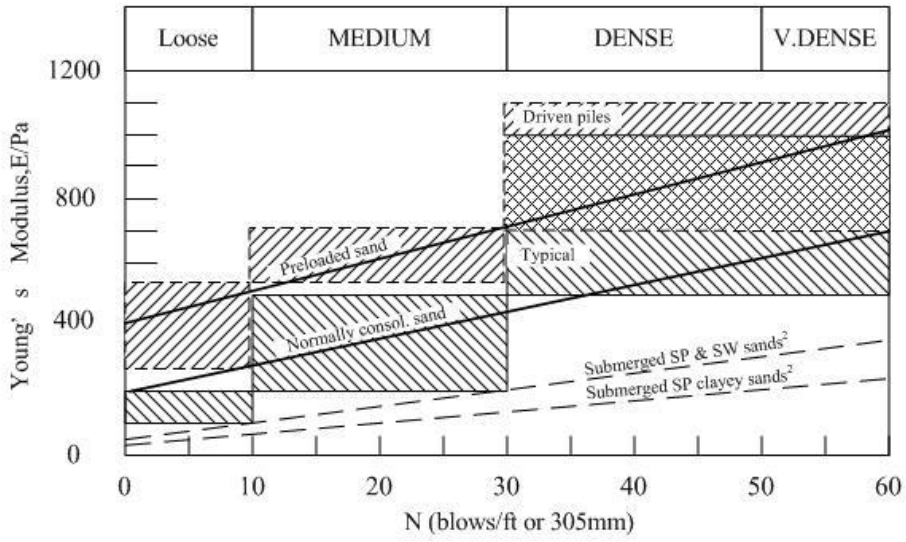
表 4-32 包松比選用參考（Kulhawy and Mayne, 1990）

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

表 4-33 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 ≈ 5 N (sands with fines)　　E/Pa ≈ 10 N (clean NC sands)



Comparative Plot of Drained Modulus Correlations for Sand

Source：Callanan and Kulhawy

圖 4.48 楊氏模數與標準貫入試驗值之關係

表 4-34 土壤滲透係數（Das, 2010）

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

表4-35 板樁式碼頭材料參數表(一)

深度(m)	地層位置(m)	模式型式	單位重(t/m^3)	摩擦角 (度)
6.6	-4.0	M-C/ Finn	1.8	30.5
19.6	-17	M-C/ Finn	1.8	32
31.6	-29	M-C	1.8	36
37.6	-35	M-C	1.8	37
42.6	-40	M-C	1.8	41.5

表 4-36 板樁式碼頭材料參數表(二)

包松比	統體模數(Mpa)	剪力模數(MPa)	孔隙率	滲透係數 (cm/s)
0.3	4.22	1.95	0.3	10^{-4}
0.3	6.33	2.92	0.3	10^{-4}
0.3	11.4	5.26	0.3	10^{-4}
0.4	27	5.79	0.3	10^{-4}
0.4	42.2	9.05	0.3	10^{-4}

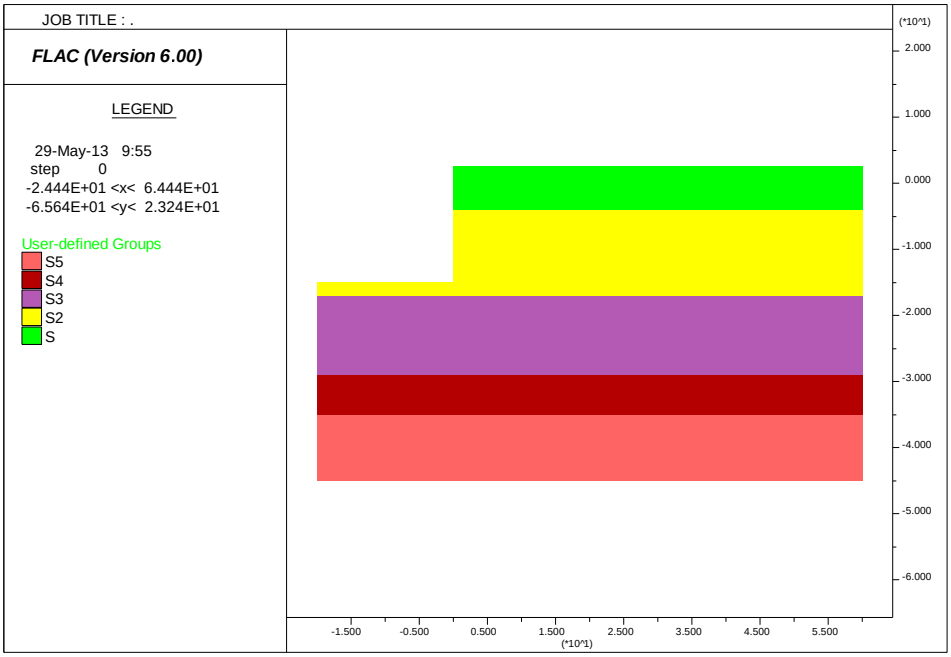


圖 4.49 FLAC 程式材料參數分層圖

(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 4.50 所示。

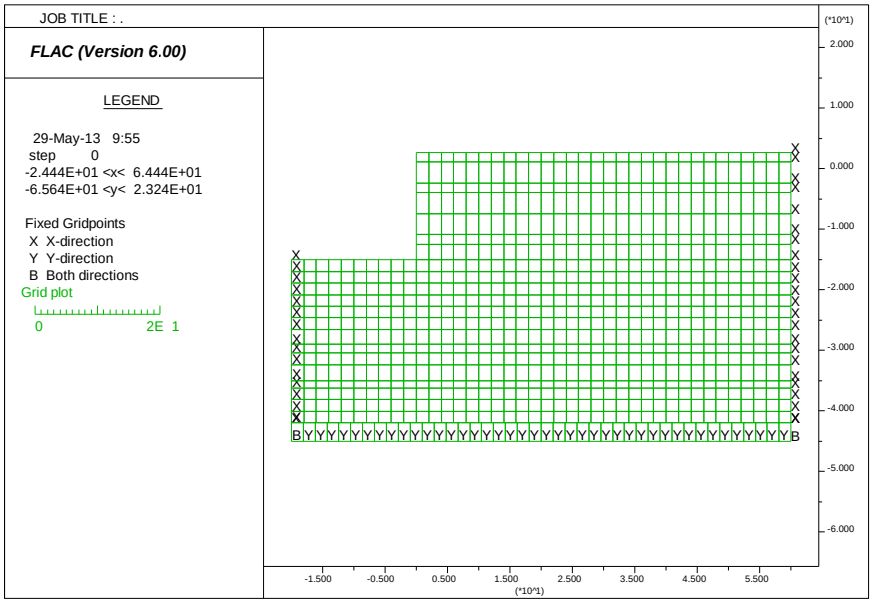


圖 4.50 FLAC 程式模型之邊界條件

(4)結構元素與界面元素並達重力平衡

本手冊案例之板樁式碼頭主要構造物包含板樁、高耐索等結構構件與水力回填砂，板樁係為一剛性結構物件，而與板樁接觸之水力回填砂之土層係較為柔性之土壤，為模擬真實土壤與剛性結構物件之間之不連續界面，同時考量不連續界面之變形行為，故需於板樁與鄰近土壤間加入界面元素以模擬板樁受土壓作用之位移行為，同時反應土壤與結構互制情況。

板樁以 beam 元素模擬，並將其間距假設為零，以模擬板樁之連續特性;而高耐索則以 cable 元素進行模擬，若將高耐索間距假設為零，則亦模擬其連續特性，並將其兩端節點固定在主板樁與錨碇板樁之高程位置為 1.6 公尺之節點上，而 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(4-12)式進行設定，另外軟弱土層與堅硬岩盤之摩擦角則介於 15 度至 30 度之間。

本案例選用之結構元素參數、界面元素參數及模型示意圖分別如表 4-37、表 4-38 及圖 4.51 所示。而後開始計算初始重力平衡，當計算過程中最大不平衡力達到內建程式所要求之精度，即可視為達到重力平衡，如圖 4.52 所示。

$$K_n = 10K_s = \max\left[\frac{(K+\frac{4}{3}G)}{\Delta z_{min}}\right] \quad \text{..... (4-12)}$$

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 4-37 板樁式碼頭結構元素參數

	彈性模數 (GPa)	慣性矩 (m^4)	斷面積 (m^2)	密度 (kg/m^3)
Beam1	200	3.35×10^{-3}	0.038	7,850
Beam2	200	4.53×10^{-4}	0.022	7,850
cable	200	-	6.91×10^{-4}	7,850

表 4-38 板樁式碼頭界面元素參數

部位	正向勁度 K_n(Mpa)	切向勁度 K_s(Mpa)	界面摩擦角 (度)
板樁與接觸土層之間	100	10	15

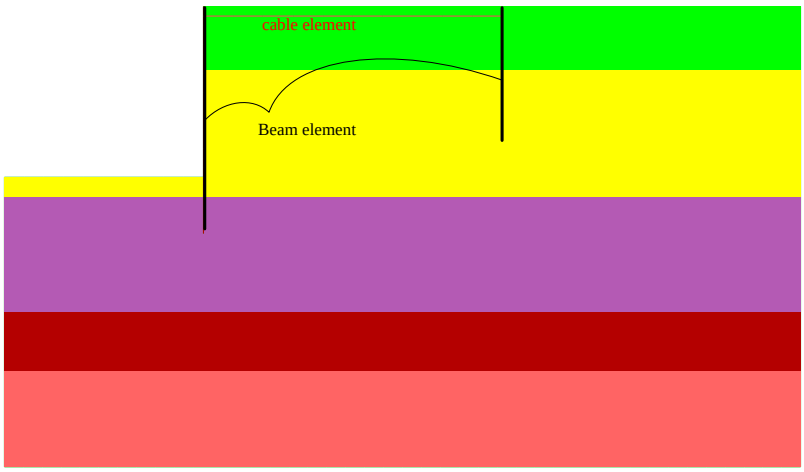


圖 4.51 板樁式碼頭結構元素與界面元素模型

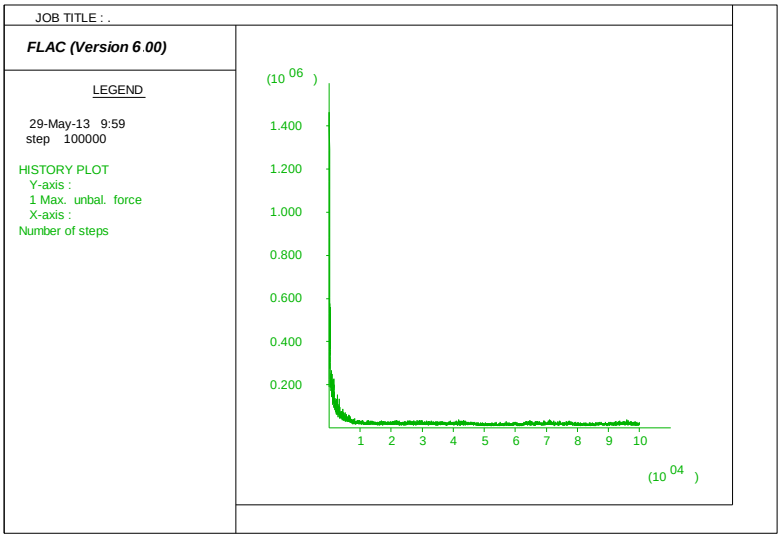


圖 4.52 板樁式碼頭達重力平衡之不平衡力

(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(4-13)所示，計算完成之海水側向力在 FLAC 模型建置後，如圖 4.53 所示，參數輸入完畢並開啟流體之計算功能並使之計算達平衡，如圖 4.54 所示。

$$P = \gamma_W H \quad \text{.....} \quad (4\text{-}13)$$

其中 P 為壓力，單位 Pa；γ_W 為海水單位重；H 為水深。

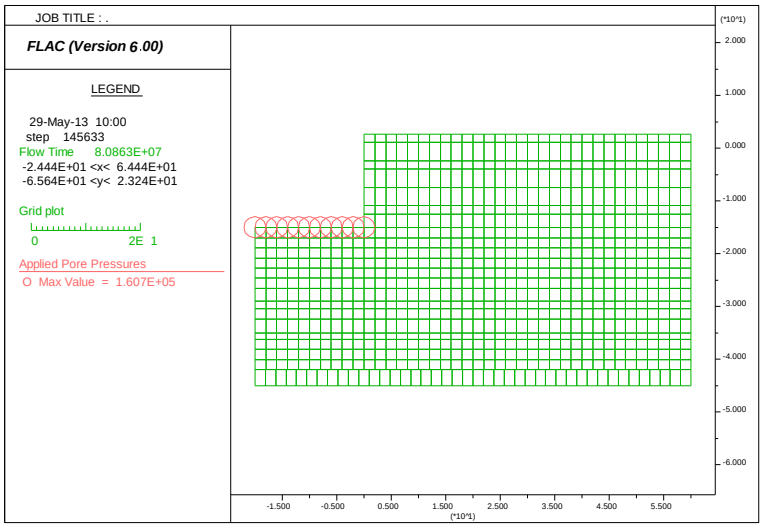


圖 4.53 板樁式碼頭海水側向力模型建立

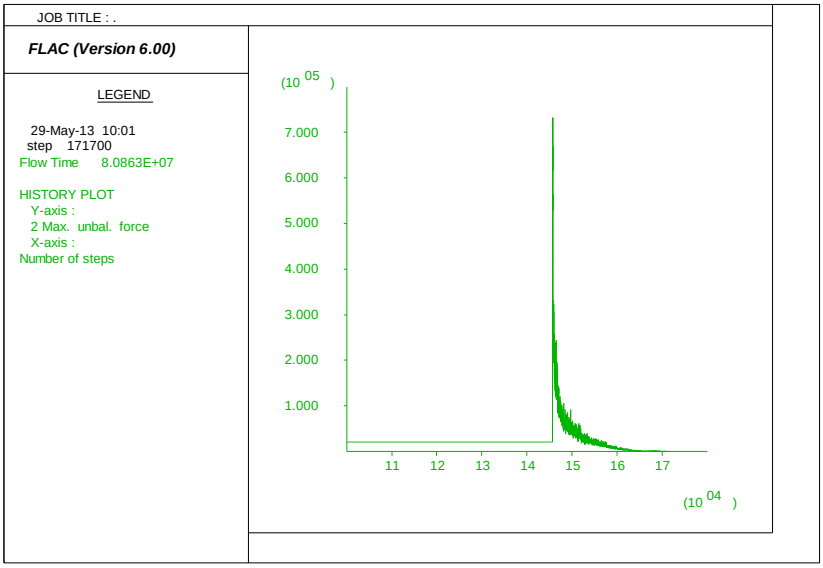


圖 4.54 板樁式碼頭流體計算達平衡之不平衡力

(6)地下水位面及力學平衡

地下水位面設定為-1.5 公尺，FLAC 模型設定結果如圖 4.55 所示。而後將碼頭所受之力(包括重力、水壓力、流力等)進行力學之平衡，如圖 4.56 所示，並可知曉各土層之孔隙水壓分布，如圖 4.57 所示。

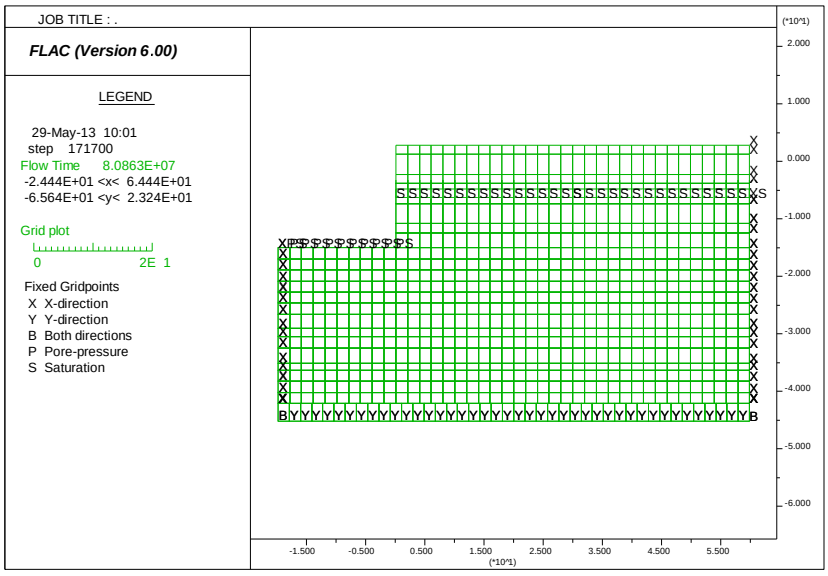


圖 4.55 板樁式碼頭地下水位面模型建立

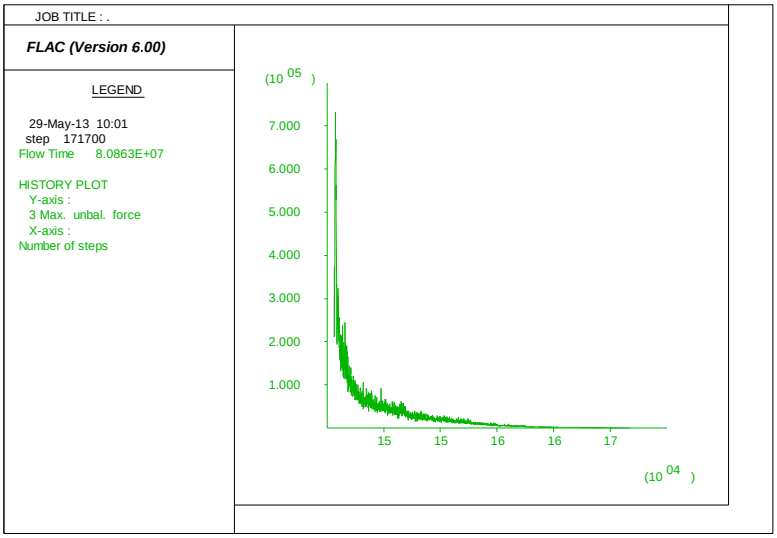


圖 4.56 板樁式碼頭達力學平衡之不平衡力圖示

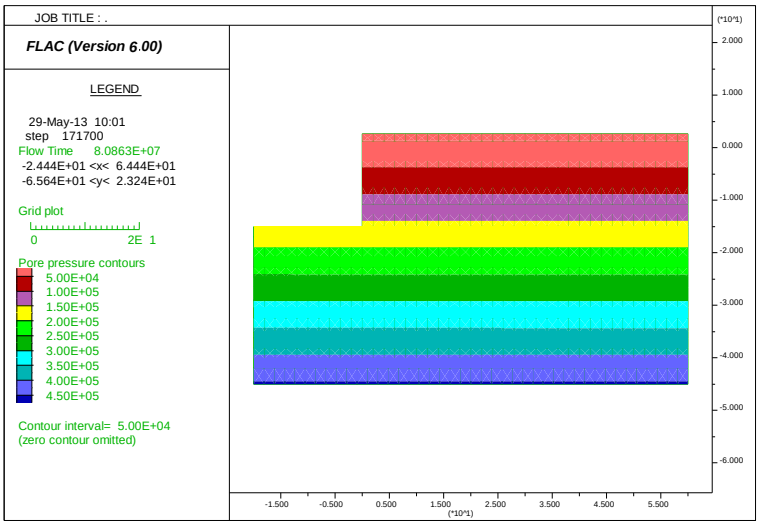


圖 4.57 板樁式碼頭孔隙水壓之分布圖示

(7)Finn 模式

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

於某些砂土中，在反覆剪力荷重作用下，孔隙水壓會有相當高之增量，在此一過程中可能使元素之有效應力趨近為零，導致液化現象的產生。為模擬孔隙水壓激發之物理現象，Martin 等人於 1975 年發展四參數模式，如式(4-14)所示，而 Byrne 於 1991 年發展兩參數模式，如式(4-15)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，本手冊採用 Byrne 於 1991 年發展兩參數模式進行分析，此模式之參數可利用鑽探資料取得之標準貫入試驗(SPT-N)值，間接獲得 Finn 模式所需之輸入參數，將可能產生液化之土層，以 Finn 模式進行建置，模式模型建立成果如圖 4.58 Finn 模式模型建立所示。

$$\Delta\varepsilon_{vd} = C_1(\gamma - C_2\varepsilon_{vd}) + \frac{C_3\varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4\varepsilon_{vd}} \quad \text{(4-14)}$$

$$\frac{\Delta\varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp\left(-C_2\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right) \quad \text{(4-15)}$$

其中，C_1，C_2，C_3，C_4 為常數；$C_1 = 8.7(N_1)_{60}^{-1.25}$；$C_2 = \frac{0.4}{C_1}$；$r$ 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。

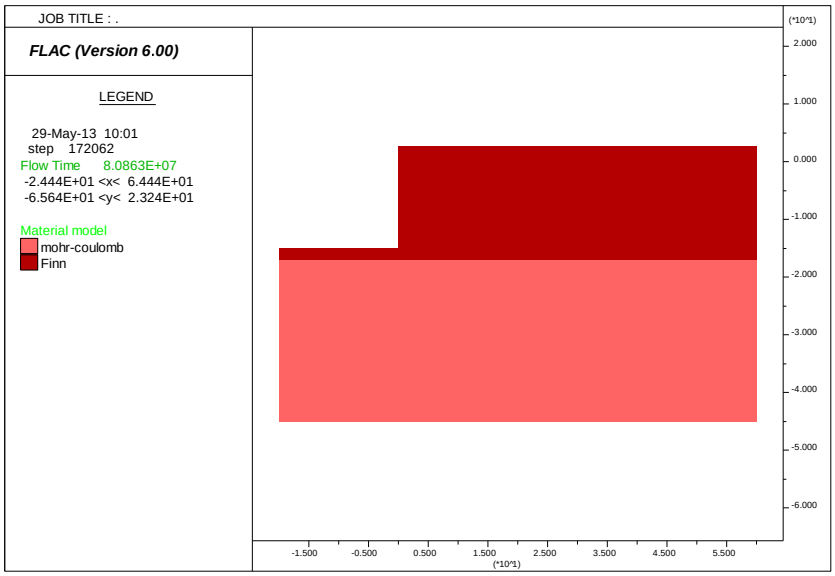


圖 4.58　Finn 模式模型建立

(8)動態邊界條件

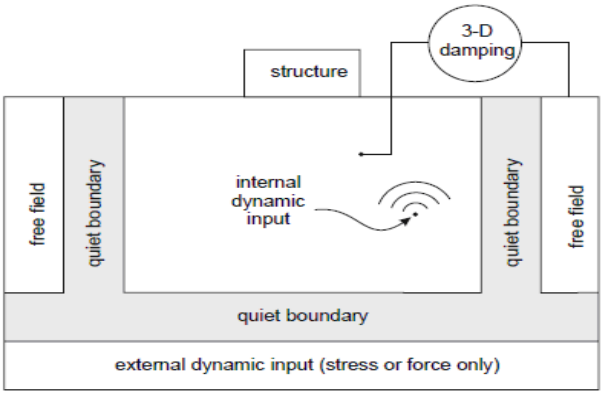
於 FLAC 使用手冊之建議，當選擇動力分析模擬時，有三方面需要考慮並準備，分別是動力荷載、動態邊界條件與機械阻尼。動力荷載的輸入方式有加速度歷時、速度歷時、應力歷時與外力歷時等四種方式，依據不同的材料條件而選擇不同的荷載輸入方式如圖 4.59 所示。

在靜態分析中，可在分析域一定之距離設置固定或自由邊界，然而在動態問題中，這樣的邊界條件會導致向外傳遞之波反射回傳至模型內產生干擾的現象，且無法使能量輻射。雖使用過大的模型可降低波反射回傳之問題，因為材料阻尼會吸收大部分的反射波能量，但也會因此造成高數值運算量計算時間過久的問題。FLAC 提供動態邊界條件來解決此一問題，其邊界條件可分成兩種，其一為吸能邊界(quiet boundary)，另一為自由場邊界(free-field boundary)。

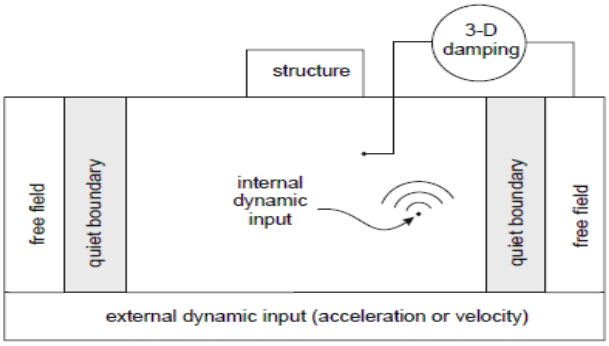
吸能邊界於 1969 年由 Lysmer 和 Kuhlemeyer 提出，其是在模型的法向和切向分別設置自由的阻尼器，進而吸收入射波之能量，其對於入射角大於 30 度之入射波，由於基本上能夠完全吸收。對於入射角較小的波(如面波)，雖仍有其吸收之功能，但會有吸收不完全的問題。此邊界條件較適合震源位於模型內之動力問題；反之，若當震源位於上下邊界時，吸能邊界則不適用於模型兩側，此將使震波由兩側邊界產生洩漏的問題。

如圖 4.60 所示，當大壩結構物坐落於土層材料之上，一剪力波於水平方向之邊界 AC 向上傳遞，則兩側垂直方向之邊界 AB 與 CD 將會被固定，此狀態下，採用自由場邊界條件，便不會產生洩漏的問題。自由場邊界條件主要採用足夠遠之邊界來消除反射波的影響，其對於整體網格之分析模型並無要求，還可與流體計算相耦合。自由場邊界條件具有保持不反射之性質，強迫模型成為自由場，使得由結構外傳之波適當地被吸收。由於本手冊之設計案例之底部土層係依據鑽探資料判定下方為堅實土層，且震

源輸入位於下部邊界，故選用自由場邊界為碼頭分析之動態邊界條件較為妥當，如圖 4.61 所示。



(a) Flexible base



(b) Rigid base

圖 4.59 不同材料之動力荷載輸入及動態邊界選定示意圖

資料來源：Itasca,2005

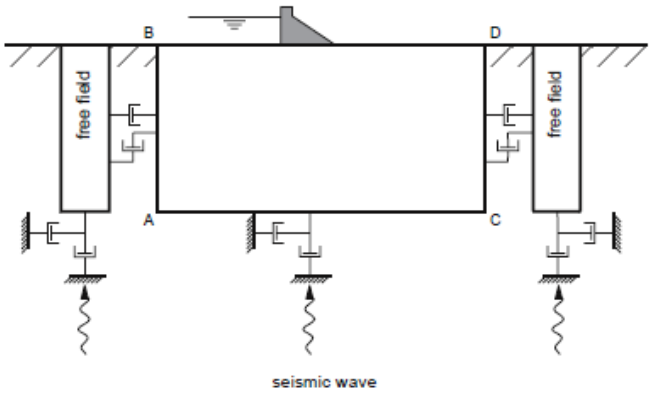


圖 4.60 自由場邊界選用示意圖

資料來源：Itasca,2005

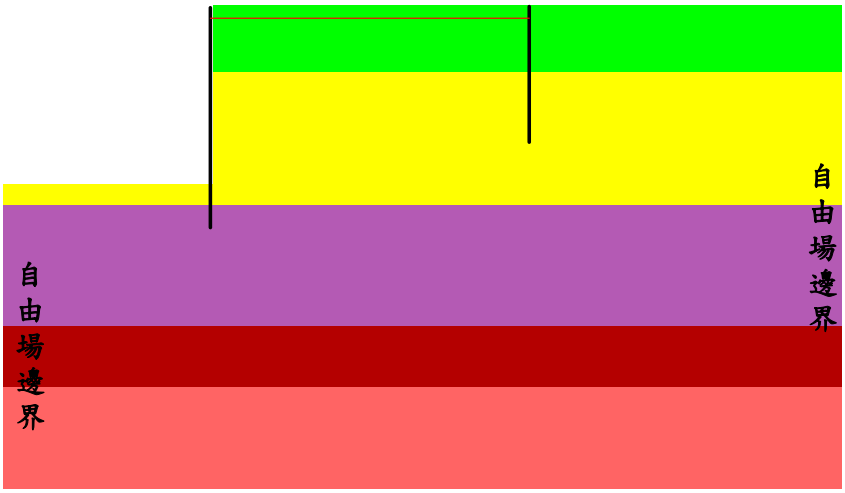


圖 4.61 FLAC 動態邊界條件

(9)阻尼參數

在動態數值模擬時，須考慮能量的損失，故必須給定力學阻尼，本案例於 FLAC 程式中使用雷利阻尼(Rayleigh damping)，以矩陣 C 表示，其包含質量阻尼 (**M**) 和勁度阻尼 (**K**)，如式(4-16)。而臨界阻尼比之計算如式(4-17)，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(4-18)，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 6Hz 至 10Hz 之範圍。本手冊選用臨界阻尼比為 5%、共振頻率為 6Hz。

$$C = \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K} \quad \text{.....(4-16)}$$

$$\xi_i = \frac{1}{2}\left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta\omega_i\right) \quad \text{.....(4-17)}$$

$$f_{min} = \omega_{min} / 2\pi \quad \text{.....(4-18)}$$

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

(10)地震力輸入

動力分析時，考慮板樁式碼頭的座落方向，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；第 2 組人造地震加速度歷時，取 20 秒至 80 秒，共 60 秒；而第 3 組人造地震加速度歷時，取 10 秒至 50 秒，共 40 秒。

(11)分析結果

經由第 1 組人造加速度歷時作用之板樁式碼頭，其破壞情況如圖 4.62 所示，鋼板樁與錨碇板樁受土壓之作用而向海側位移。而受震後土層之彈塑性行為，如圖 4.63 所示，大部分土層已降伏且產生剪力或張力破壞。碼頭破壞之水平位移，如圖 4.64 所示，由此可明顯看出楔型之破壞滑動面，且靠近板樁頂端之位置其位移量最劇，並以此位置設置水平位移之觀測，如圖 4.65 所示，其最大之位移量為 114 公分，而錨碇板樁之位移量亦有 40 公分。

板樁構件之受力彎矩圖，如圖 4.66 所示，由此可知曉板樁最大彎矩之位置，並以此作為監測歷時-彎矩圖之位置，如圖 4.67 所示，其結果顯示鋼板樁最大彎矩為 2053333 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3040710 牛頓-公尺，並未達塑性標準。而錨碇板樁最大彎矩為 886667 牛頓-公尺大於降伏彎矩 816190 牛頓-公尺，已達塑性。而高耐索最大應力為 49.8 公頓小於容許拉力 50.4 公噸。在分析模型選取幾個觀測點以瞭解孔隙水壓激發之情況，如圖 4.68 所示，可看出具有液化潛能之土層孔隙水壓隨震動之時間遞增。

經由第 2 組人造加速度歷時作用之板樁式碼頭，其破壞情況如圖 4.69 所示，鋼板樁與錨碇板樁受土壓之作用而向海側位移。而受震後土層之彈塑性行為，如圖 4.70 所示，大部分土層已降伏且產生剪力或張力破壞。碼頭破壞之水平位移，如圖 4.71 所示，

由此可明顯看出楔型之破壞滑動面，且靠近板樁頂端之位置其位移量最劇，並以此位置設置水平位移之觀測，如圖 4.72 所示，其最大之位移量為 290 公分，而錨碇板樁之位移量亦有 156 公分。

板樁構件之受力彎矩圖，如圖 4.73 所示，由此可知曉板樁最大彎矩之位置，並以此作為監測歷時-彎矩圖之位置，如圖 4.74 所示，其結果顯示鋼板樁最大彎矩為 1979474 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3040710 牛頓-公尺，並未達塑性標準。而錨碇板樁最大彎矩為 898590 牛頓-公尺大於降伏彎矩 816190 牛頓-公尺，已達塑性。而高耐索最大應力為 50.4 公頓恰等於容許拉力 50.4 公噸。在分析模型選取幾個觀測點以瞭解孔隙水壓激發之情況，如圖 4.75 所示，可看出具有液化潛能之土層孔隙水壓隨震動之時間遞增。

經由第 3 組人造加速度歷時作用之板樁式碼頭，其破壞情況圖 4.76 所示，鋼板樁與錨碇板樁受土壓之作用而向海側位移。而受震後土層之彈塑性行為，如圖 4.77 所示，大部分土層已降伏且產生剪力或張力破壞。碼頭破壞之水平位移，如圖 4.78 所示，由此可明顯看出楔型之破壞滑動面，且靠近板樁頂端之位置其位移量最劇，並以此位置設置水平位移之觀測，如圖 4.79 所示，其最大之位移量為 228 公分，而錨碇板樁之位移量亦有 125 公分。

板樁構件之受力彎矩圖，如圖 4.80 所示，由此可知板樁最大彎矩之位置，並以此作為監測歷時-彎矩圖之位置，如圖 4.81 所示，其結果顯示鋼板樁最大彎矩為 2073333 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3040710 牛頓-公尺，並未達塑性標準。而錨碇板樁最大彎矩為 966667 牛頓-公尺大於降伏彎矩 816190 牛頓-公尺，已達塑性。而高耐索最大應力為 48.8 公頓小於容許拉力 50.4 公噸。在分析模型選取幾個觀測點以瞭解孔隙水壓激發之情況，如圖 4.82 所示，可看出具有液化潛能之土層孔隙水壓隨震動之時間遞增。

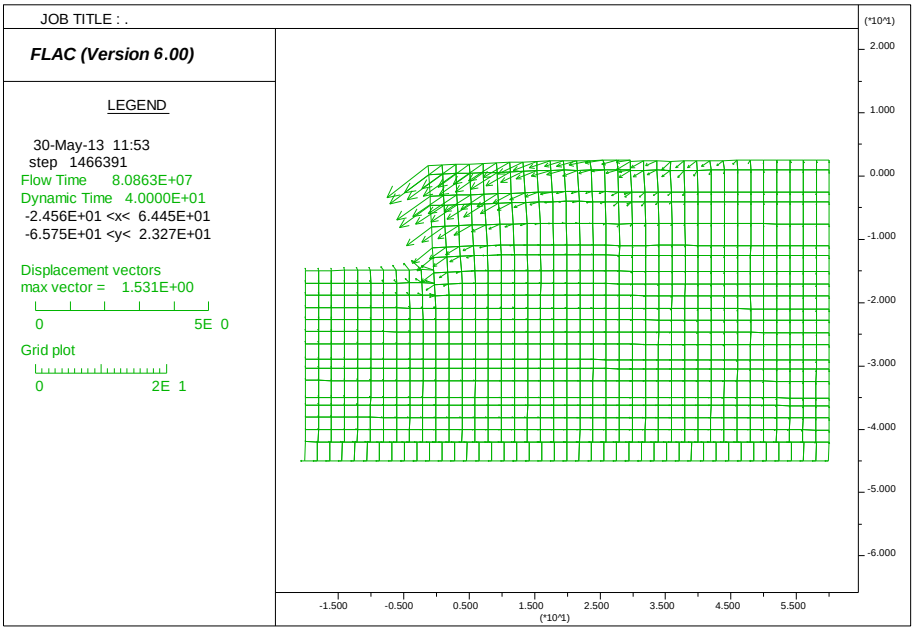


圖 4.62 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組歷時分析位移情況

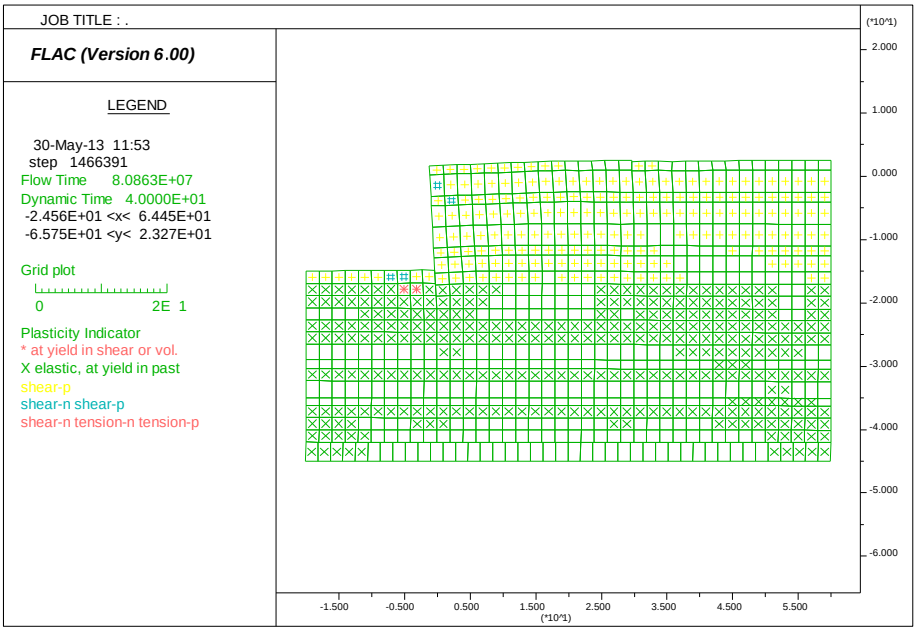


圖 4.63 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組土層之彈塑性破壞結果

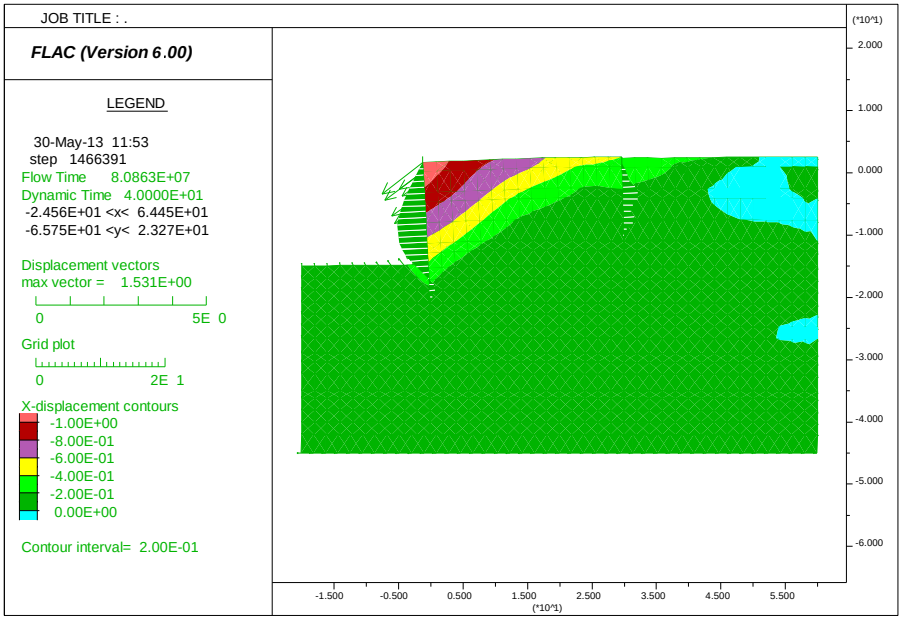


圖 4.64 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組破壞水平位移圖

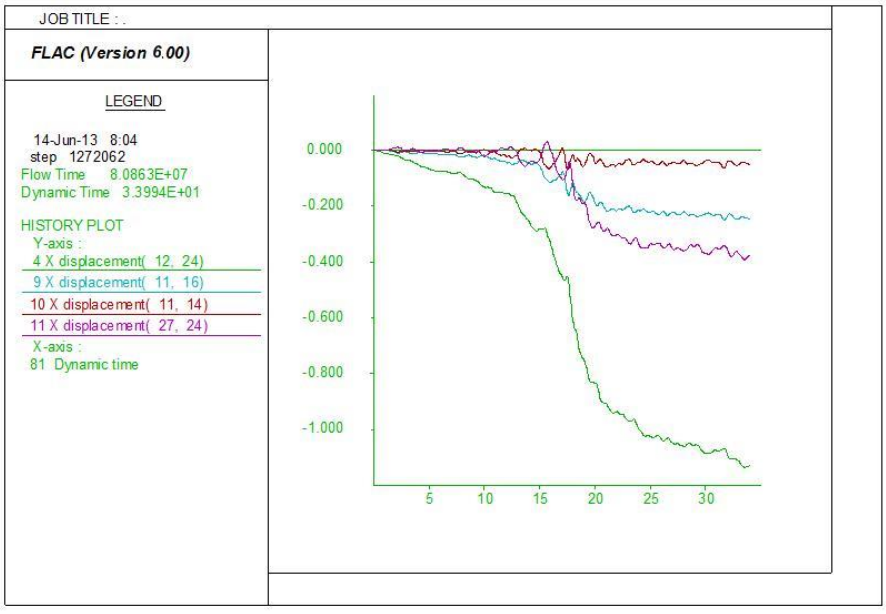


圖 4.65 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測

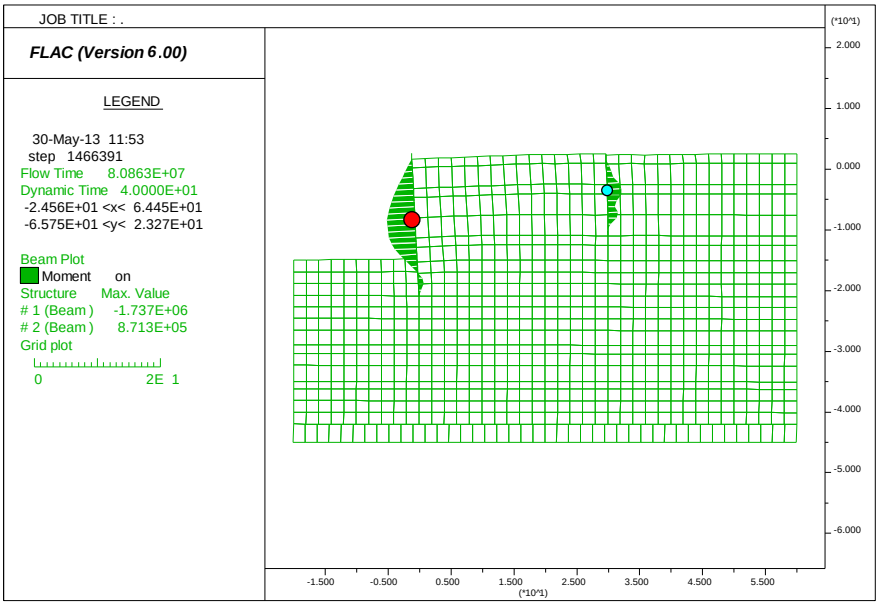


圖 4.66 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組板樁受力彎矩圖

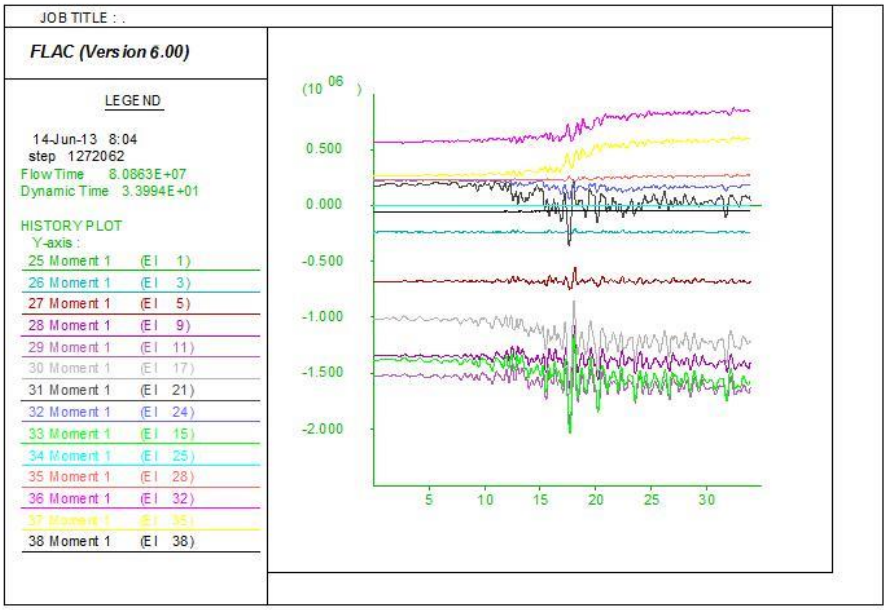


圖 4.67 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

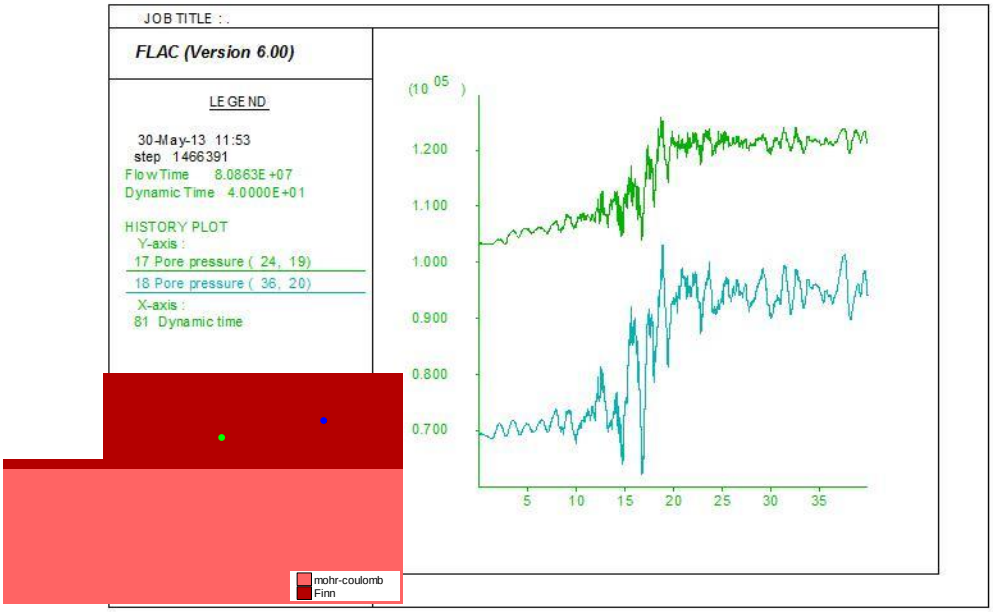


圖 4.68 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組之歷時分析孔隙水壓

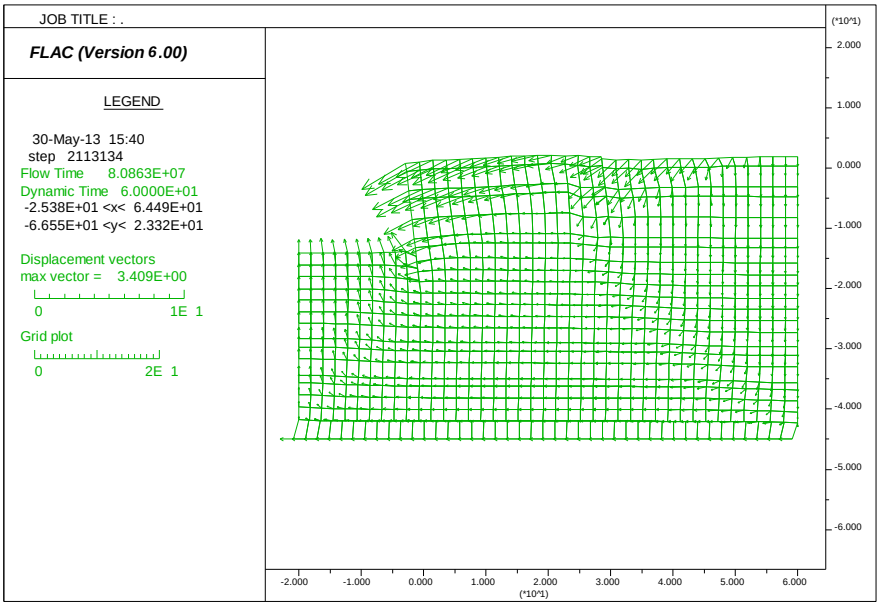


圖 4.69 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析位移情況

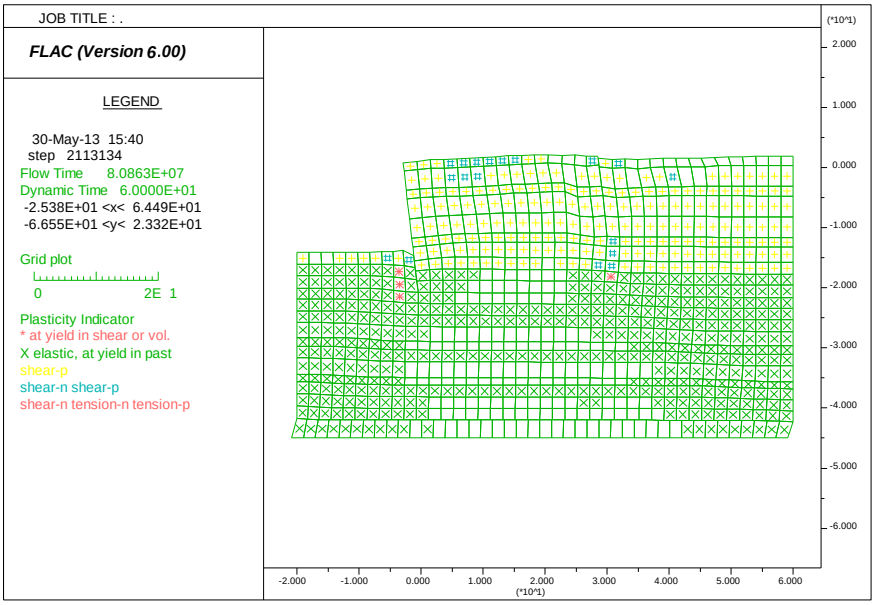


圖 4.70 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組土層之彈塑性破壞結果

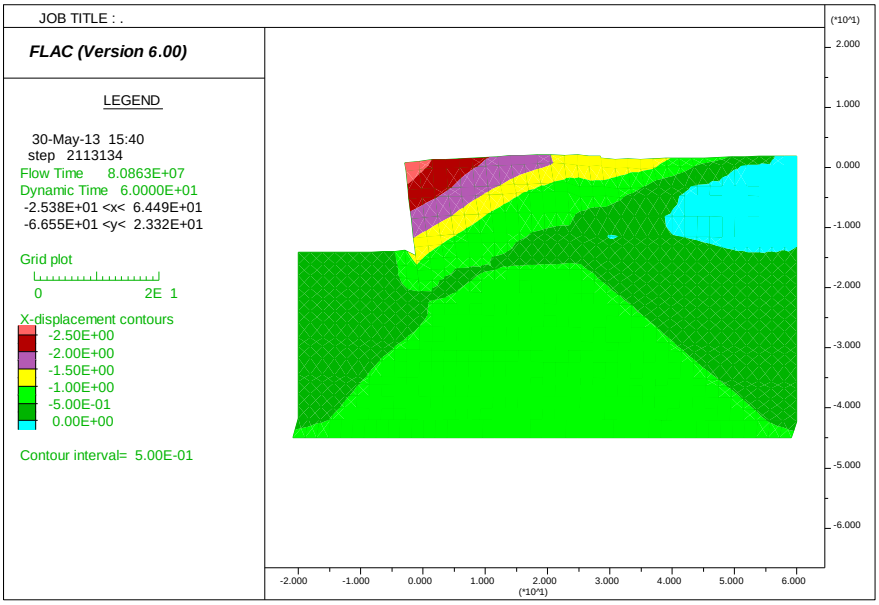


圖 4.71 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組破壞水平位移圖

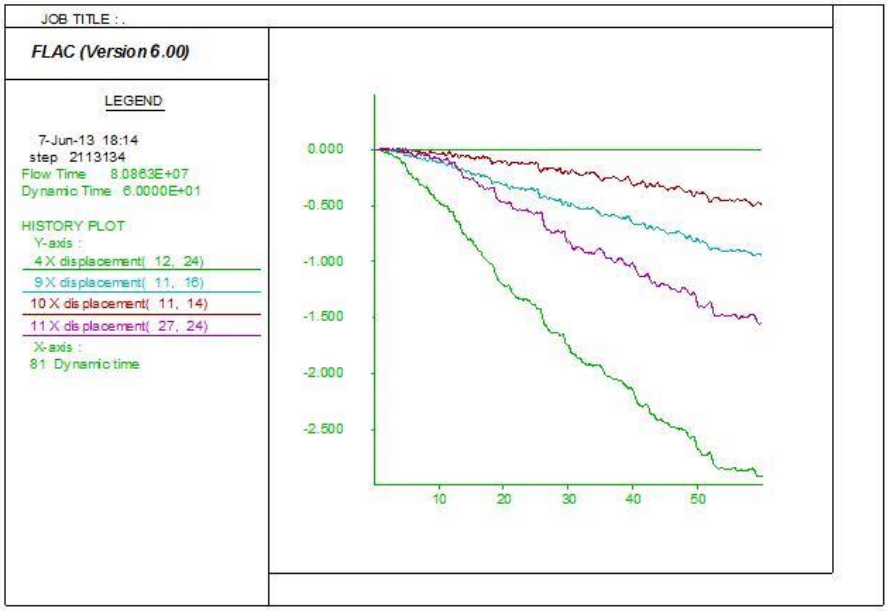


圖 4.72 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測

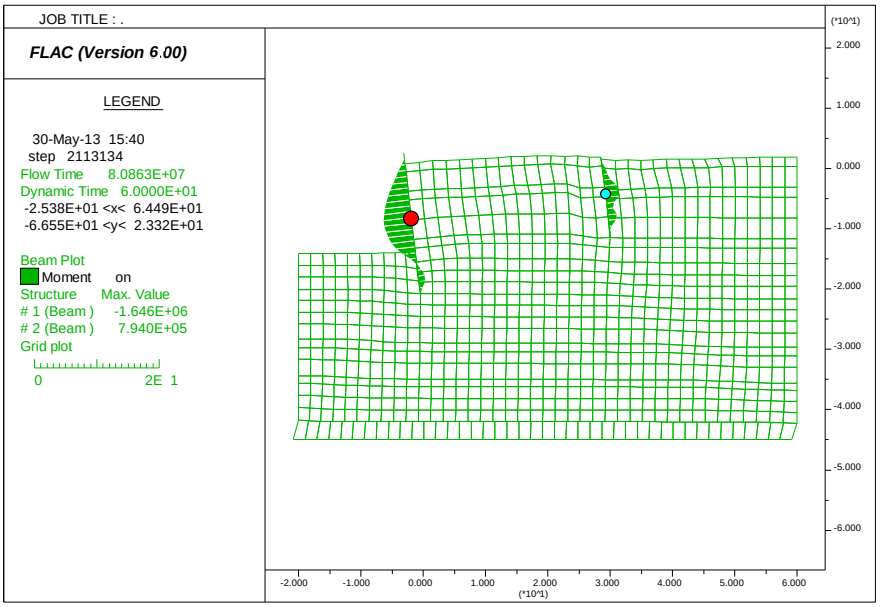


圖 4.73 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組板樁受力彎矩圖

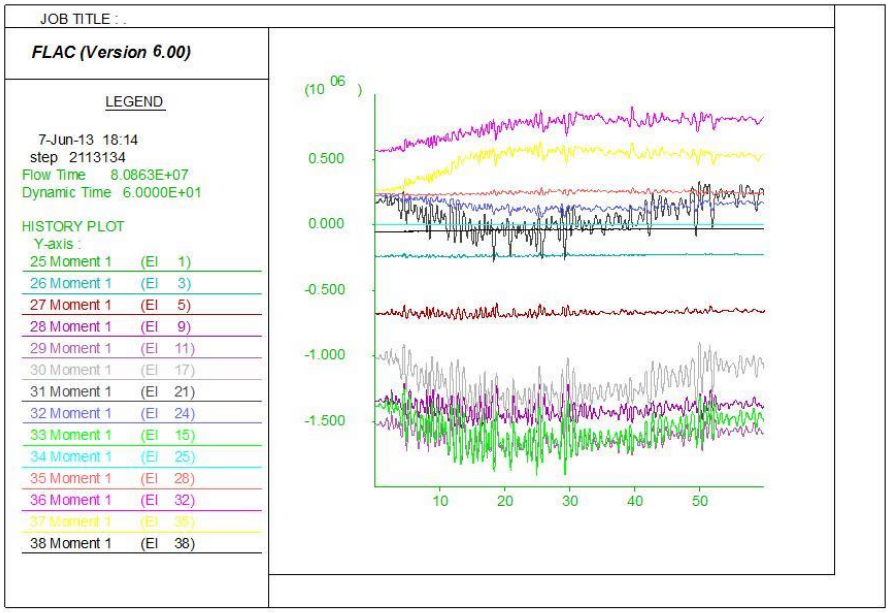


圖 4.74 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

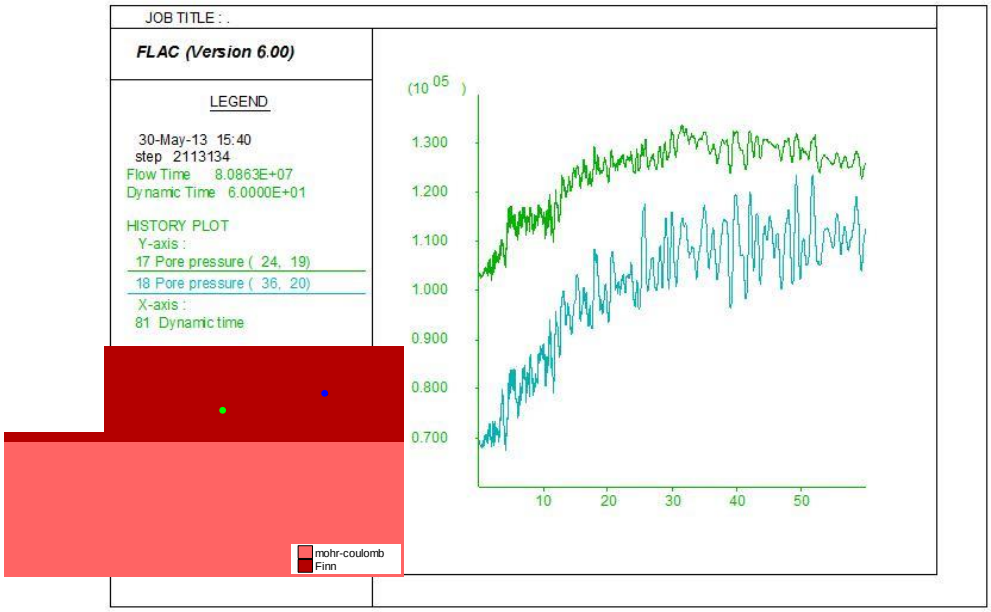


圖 4.75 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組之歷時分析孔隙水壓

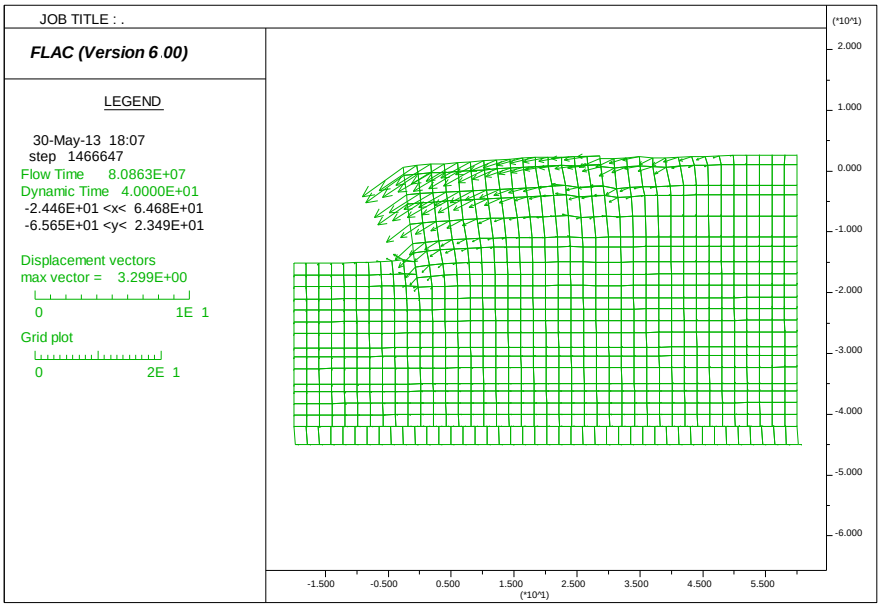


圖 4.76 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組歷時分析位移情況

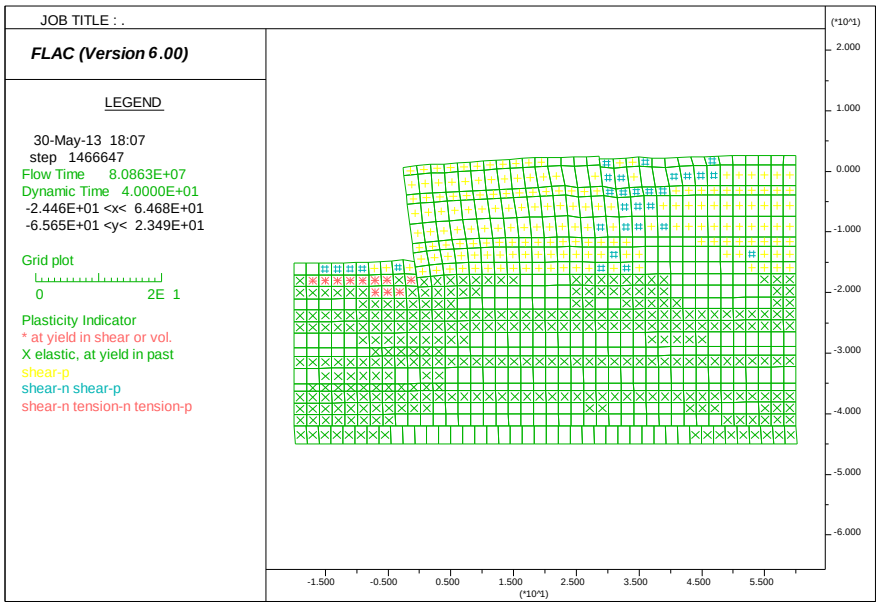


圖 4.77 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組土層之彈塑性破壞結果

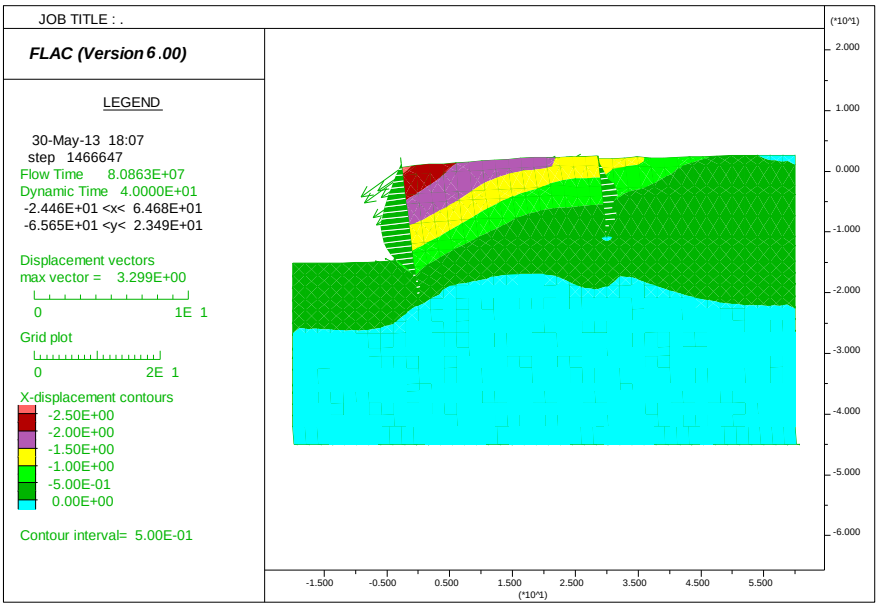


圖 4.78 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組破壞水平位移圖

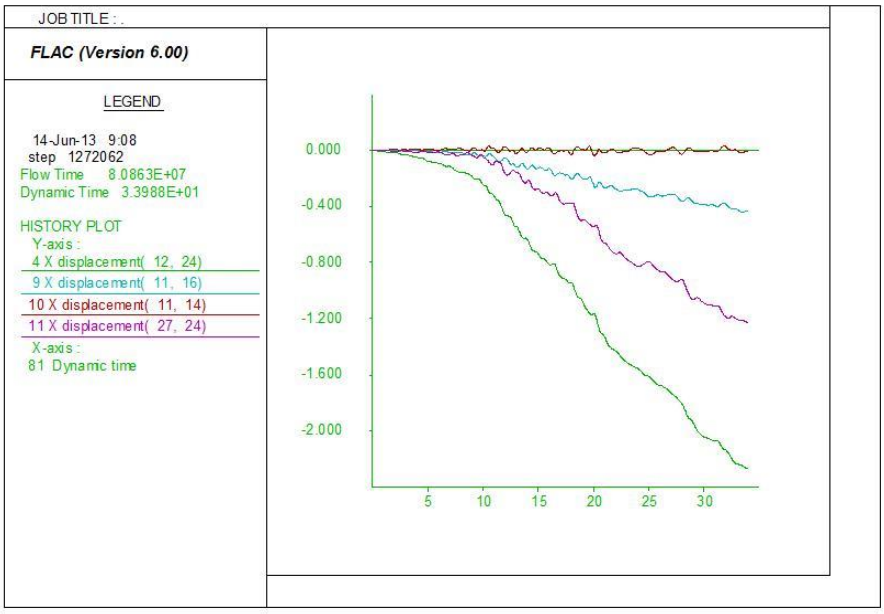


圖 4.79 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測

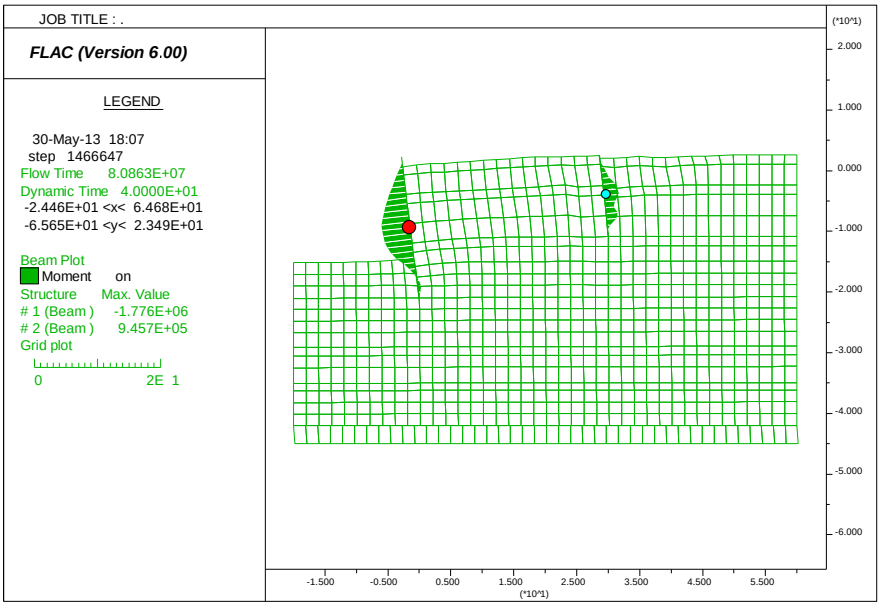


圖 4.80 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組板樁受力彎矩圖

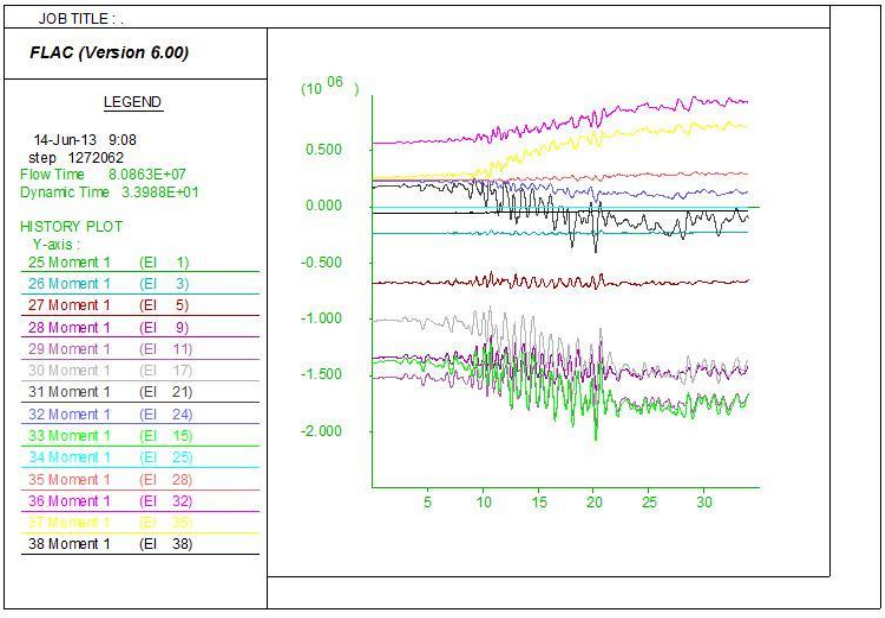


圖 4.81 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

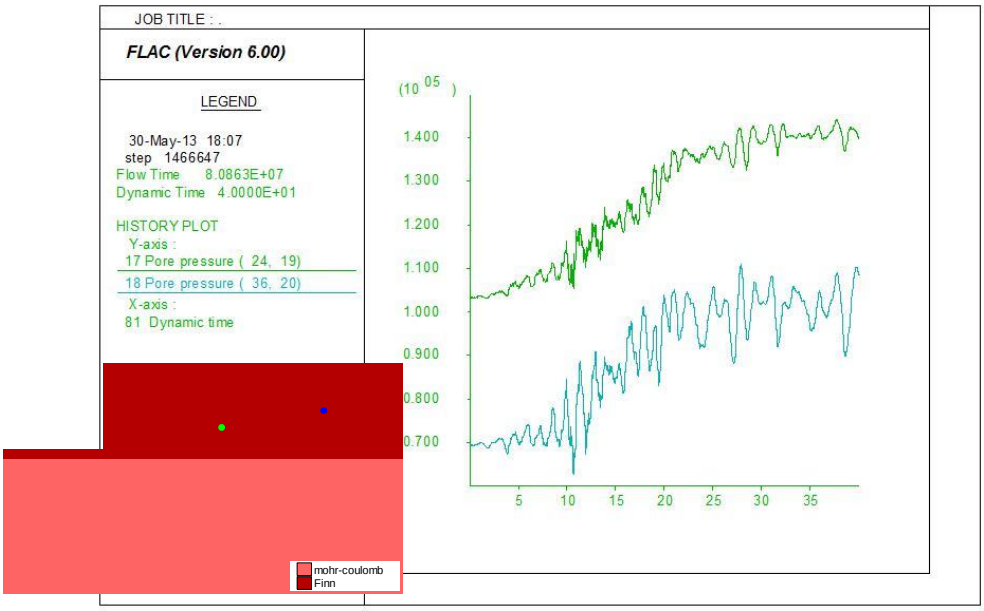


圖 4.82 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組之歷時分析孔隙水壓

4.7 設計結果說明

B 級板樁式碼頭於等級 I 地震下需滿足使用功能正常、不需修復及結構保持彈性，其簡化分析法分析結果，碼頭安全係數大於 1，且不發生土壤液化，結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，且構件皆為彈性狀態，整體驗證結果滿足功能正常之性能要求；等級 II 地震下需滿足構件不得超過韌性容量，而滑動塊分析之結果僅有位移量，故無法準確得知是否滿足性能標準，需以動力分析進行檢核；等級 III 地震動力分析結果，錨碇設施皆已達到塑性之性能要求，惟以 FLAC 之分析之限制，難以判斷其是否超過韌性容量或應變極限，但就位移量之破壞結果可發現，結構物已嚴重毀損，應無法恢復營運作業。本手冊之分析結果顯示，性能規定之驗證絕大部份滿足耐震性設計之建議可接受標準，惟對於殘留變位之量化資料於第 II 級、第 III 級，建議仍須加以建立其量化資料。

第五章 棧橋式碼頭設計實作

5.1 碼頭概述

5.1.1 設計目標

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。

5.1.2 設計基準

1.參考資料

(1)交通部運輸研究所八十六年七月「港灣構造物設計基準」。

(2)國際航海協會九十年「港灣構造物耐震設計準則」。

(3)內政部九十五年「建築物耐震設計規範及解說」。

(4)交通部九十八年六月「公路橋梁耐震設計規範」。

2.分析程式

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 = 2800 kgf/cm^2 及 F_y = 4200 kgf/cm^2。

(2)混凝土第 28 天齡期抗壓強度，f_c'= 280 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^{II}=0.7、S_1^{II}=0.4、S_S^{III}=0.9、S_1^{III}=0.5 (S_S^{II}、S_1^{II}、S_S^{III}、S_1^{III} 之值請查閱現行設計規範)，地盤為第二類地盤(普通地盤)，依其週期分別計算相對之地震力。

5.2 耐震性能要求與規定

5.2.1 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 1-1，而 A 級碼頭之耐震性能要求如表 5-1 所示。

表 5-1 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			
	性能等級	使用性描述	修復性描述	安全性描述
等級 I (50 年回歸期地震)	第Ⅰ級	功能正常	不需修復	結構保持彈性
等級 II (475 年回歸期地震)	第Ⅱ級	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)

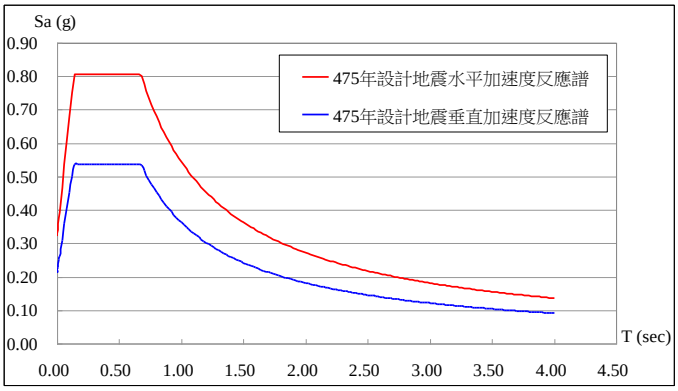
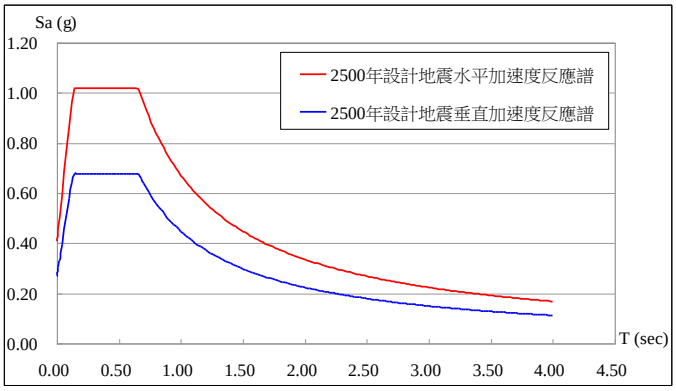
5.2.2 性能規定

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 5-2。

表 5-2 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 $V_I = \frac{S_{a,II}}{3.25\alpha_y} W$，結構設計採強度設計法，依現行規範規定 α_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 $S_{a,II}$ 作表示如下。 
等級 III 地震 2500 年回歸期地震	結構性能檢核採非線性分析，因此地震力以未經韌性折減之反應譜 $S_{a,III}$ 作表示如下。 

2.性能等級(可接受標準)

將 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 30cm、小於 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 5-3。

表 5-3 棧橋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
殘餘變位	橋面板與肩岸沉陷差異	<30cm	N/A	N/A
	向海側傾斜角	$<3^o$	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。

5.3 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，平行法線方向為複數碼頭之延伸，依過去設計之經驗，為有效

抵抗船舶靠岸時之衝擊力，垂直法線方向需強化其抵抗力，本案例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 5.1 及圖 5.2 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。

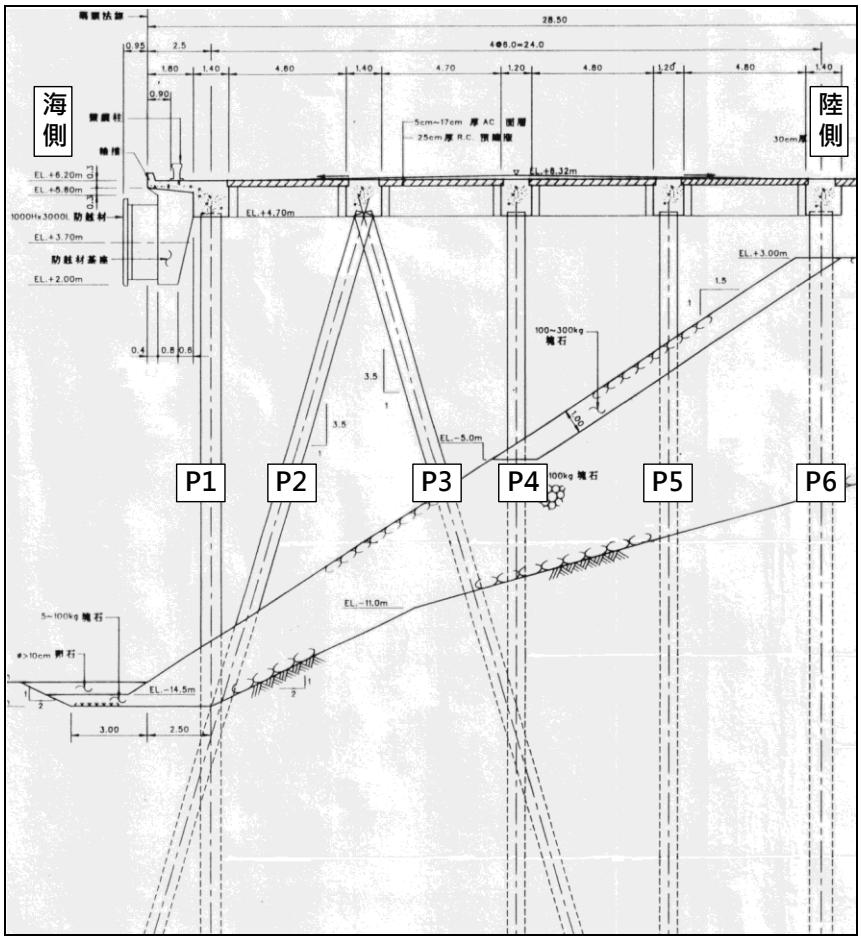


圖 5.1 棧橋式碼頭標準斷面圖

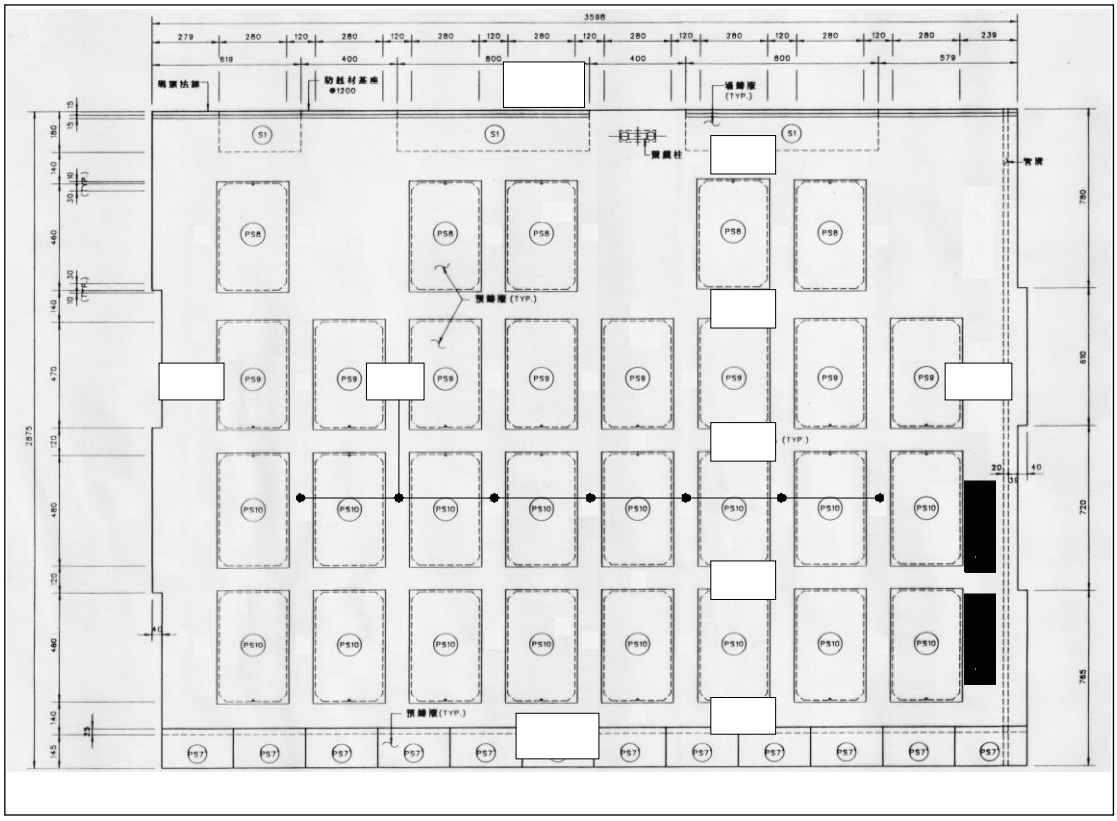


圖 5.2 棧橋式碼頭標準平面配置圖

5.4 土壤液化評估

工址土層鑽探資料如表 5-4，三等級地震下之土壤液化潛能評估結果詳表 5-5、表 5-6、表 5-7，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_{IIS}/3.25=0.11 g，等級 II 地震 PGA=0.4 S_{IIS}=0.36 g，等級 III 地震 PGA=0.4S_{IIIS}=0.44 g。

表 5-4 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 Gs	孔隙比 e
1.85 2.0	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
3.85 4.0	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
5.85 6.0	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
7.85 8.0	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
9.85 10.0	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
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 26.0	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
27.85 28.0	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
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 32.0	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
33.85 34.0	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
35.85 36.0	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
37.85 38.0	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
39.85 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	0.56

表 5-5 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	γt (t/m^3)	σ'v (t/m^2)	σv (t/m^2)	N	有效覆土 Cn	地震規模修正 MSF	α	β	N1	應力折減係數γd	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 5-6 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=		
深度 (m)	土壤類別	γt (t/m^3)	σ'v (t/m^2)	σv (t/m^2)	N	有效覆土 Cn	地震規模修正 MSF	α	β	N1	應力折減係數γd	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 5-7 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=		
深度 (m)	土壤類別	γt (t/m^3)	σ'v (t/m^2)	σv (t/m^2)	N	有效覆土 Cn	地震規模修正 MSF	α	β	N1	應力折減係數γd	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 5-5 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 5-6 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載力;由表 5-7 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

以折減係數為零來作模擬分析，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 之土層的土壤承載力。

5.5 初步設計

5.5.1 假設條件

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，板與基樁間設為剛接。

(3)假設基樁之固定端於假設地表面下之 1/β 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×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=1500×31=46500 kN/m^3

EI=1.999E+8×2.472E-3=548125 kN-m^2

β=0.349,　1/β=2.865 m

此外，考量斜坡效應之影響，取原斜坡角度 α 之一半(α/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/β=2.865 m 處。

2. 結構模型

棧橋式碼頭基樁假想固定法模型如圖 5.3 所示。

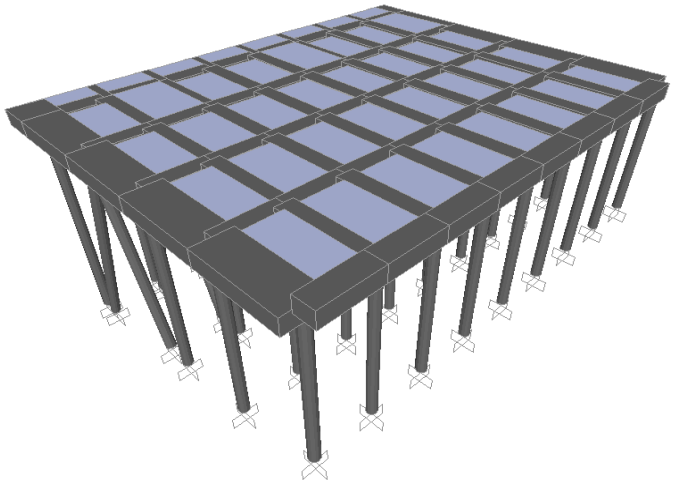


圖 5.3 棧橋式碼頭基樁假想固定法模型(初步設計)

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 5-8 所示。

(2)基樁土壤承載力檢核採用容許應力設計，其載重因子如表 5-9 **棧橋式碼頭基樁土壤承載力檢核之載重因子**所示。

表 5-8 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

表 5-9 棧橋式碼頭基樁土壤承載力檢核之載重因子

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

5.5.2 構件斷面設計

1.基樁斷面設計

鋼管樁斷面尺寸如圖 5.4，經由各載重組合分析得到鋼管樁最大應力比如圖 5.5 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。

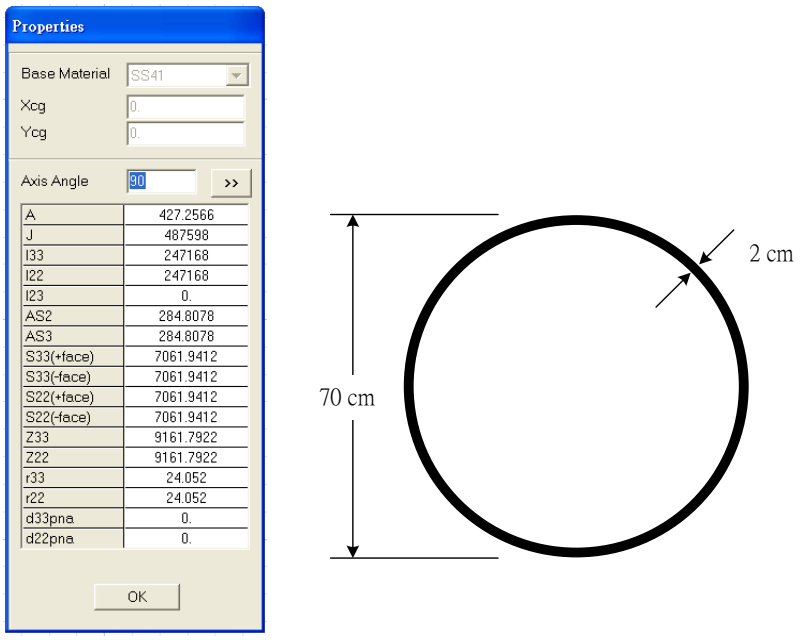


圖 5.4 棧橋式碼頭鋼管樁斷面尺寸

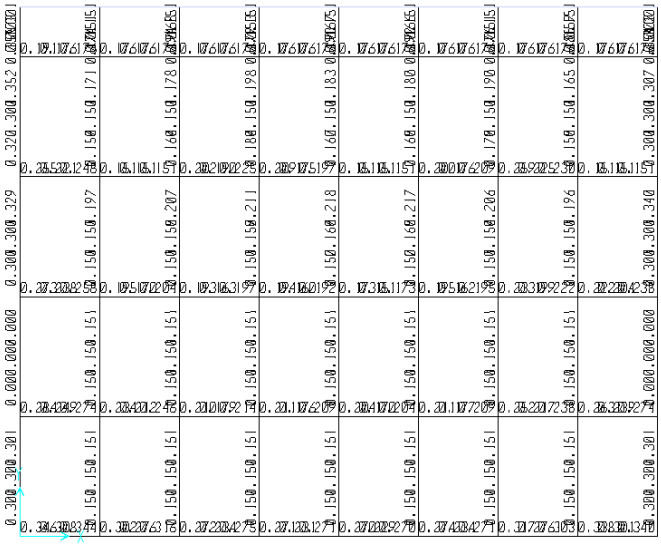
圖 5.5 棧橋式碼頭鋼管樁分析所得最大應力比

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 5.6、圖 5.7。

Unit： kgf, cm

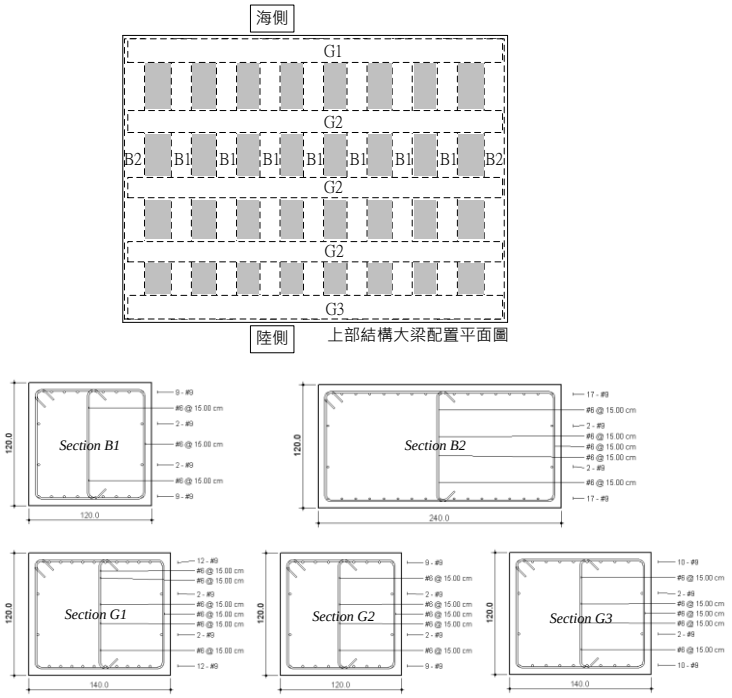
圖 5.6 棧橋式碼頭上部結構最大縱向鋼筋比



Unit： kgf, cm

圖 5.7 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 5.8。



Unit： kgf, cm

圖 5.8 棧橋式碼頭上部結構斷面配筋圖

5.5.3 土壤承載力檢核(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如表 5-10 所示。

表 5-10 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.抗壓承載力檢核

(1)P1 樁

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_P + 2 \cdot N_m \cdot A_S$$ =300×50×0.3848+2×39.46×28.5886

=5772.690+2256.297

=8028.987 kN=819284 kgf

819284 kgf/2.5(FS 常時)=327714 kgf > 305154 kgf……(OK)

819284 kgf/2.0(FS 短期)=409642 kgf > 186889 kgf……(OK)

(2)P2 樁

$$R_U = 300 \cdot N \cdot A_P + 2 \cdot N_m \cdot A_S$$ =300×50×0.3848+2×41.94×35.1859

=5772.690+2951.219

=8723.909 kN=890195 kgf

890195 kgf/2.5(FS 常時)=356078 kgf > 184148 kgf……(OK)

890195 kgf/2.0(FS 短期)=445098 kgf > 324833 kgf……(OK)

(3)P3 樁

$R_U = 300 \cdot N \cdot A_P + 2 \cdot N_m \cdot A_S$ =300×50×0.3848+2×41.59×37.3850

=5772.690+3109.556

=8882.246 kN=906352 kgf

906352 kgf/2.5(FS 常時)=362541 kgf > 188965 kgf……(OK)

906352 kgf/2.0(FS 短期)=453176 kgf > 332479 kgf……(OK)

(4)P4 樁

$R_U = 300 \cdot N \cdot A_P + 2 \cdot N_m \cdot A_S$ =300×50×0.3848+2×38.81×35.1859

=5772.690+2731.307

=8503.997 kN=867755 kgf

867755 kgf/2.5(FS 常時)=347102 kgf > 250624 kgf……(OK)

867755 kgf/2.0(FS 短期)=433878 kgf > 133872 kgf……(OK)

(5)P5 樁

$R_U = 300 \cdot N \cdot A_P + 2 \cdot N_m \cdot A_S$ =300×50×0.3848+2×38.12×37.3850

=5772.690+2850.060

=8622.750 kN=879872 kgf

879872 kgf/2.5(FS 常時)=351949 kgf > 267451 kgf……(OK)

879872 kgf/2.0(FS 短期)=439936 kgf > 143183 kgf……(OK)

(6)P6 樁

$R_U = 300 \cdot N \cdot A_P + 2 \cdot N_m \cdot A_S$ =300×50×0.3848+2×38.11×39.5842

=5772.690+3017.193

=8789.883 kN=896927 kgf

896927 kgf/2.5(FS 常時)=358771 kgf > 151525 kgf……(OK)

896927 kgf/2.0(FS 短期)=448464 kgf > 91657 kgf……(OK)

3.抗拉承載力檢核

(1)P2 樁

$R_U = 2 \cdot N_m \cdot A_S$ =2×41.94×35.1859

=2951.219 kN

=301145 kgf

301145 kgf/2.5(FS 短期)=120458 kgf > 101176 kgf……(OK)

(2)P3 樁

$R_U = 2 \cdot N_m \cdot A_S$ =2×41.59×37.3850

=3109.556 kN

=317302 kgf

317302 kgf/2.5(FS 短期)=126921 kgf > 106580 kgf……(OK)

5.6 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。

5.6.1 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

(1)樁軸向非線性土壤彈簧設定

按公式(5-1)計算基樁軸向土壤彈簧勁度，如表 5-11 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 5-12。

$$K_{VP} = K_{V1} \times K_{V2} / (K_{V1} + K_{V2}) \quad \text{..... (5-1)}$$

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

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

$a = 0.72 + 0.014 \cdot L_2 / D$ (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

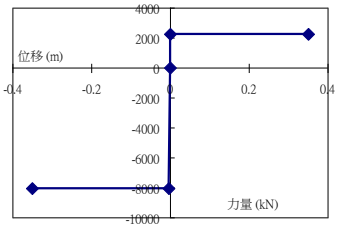
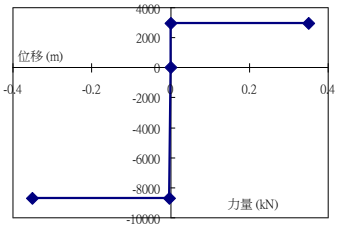
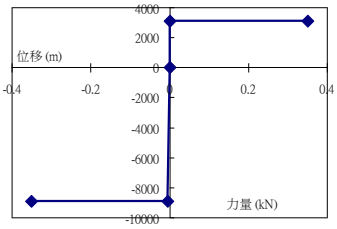
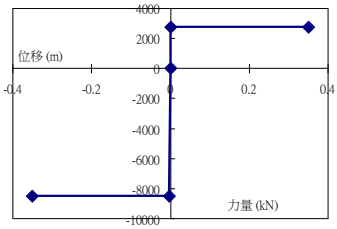
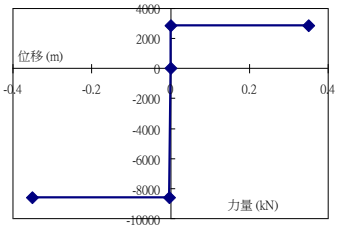
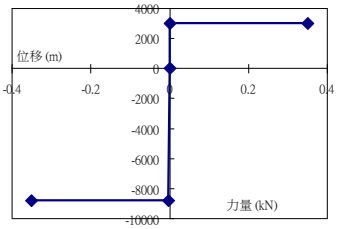
L_2 ：土面以下的樁長

D ：樁徑

表 5-11 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
土面以上樁斷面績 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
土面以下樁斷面績 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 5-12 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
					

(2)樁橫向非線性土壤彈簧設定

本手冊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公式(5-2)與公式(5-3)。

$$p = ks \cdot x \cdot y^{0.5} \text{ (S 型地盤)} \quad \text{(5-2)}$$

$$p = k_c \cdot y^{0.5} \text{ (C 型地盤)} \quad \text{(5-3)}$$

式中，

p：深度 x 點，基樁單位面積所受地盤反力(kN/m^2)

k_s：S 型地盤之橫向抵抗常數($kN/m^{3.5}$)

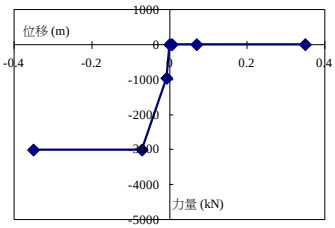
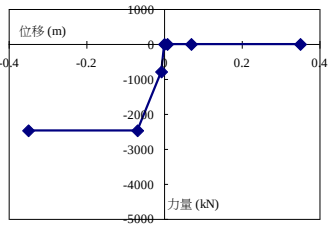
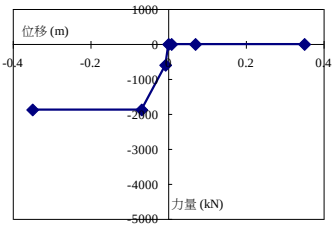
k_c：C 型地盤之橫向抵抗常數($kN/m^{2.5}$)

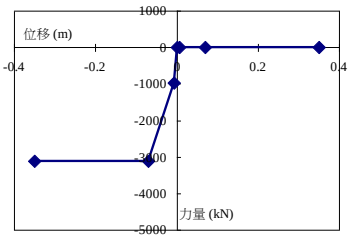
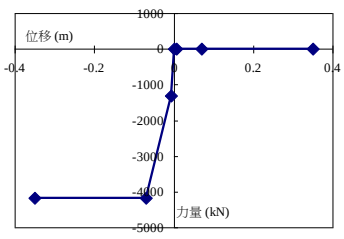
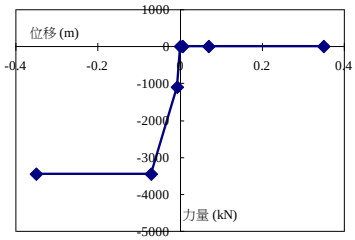
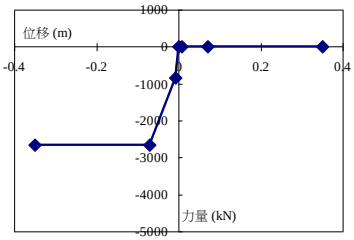
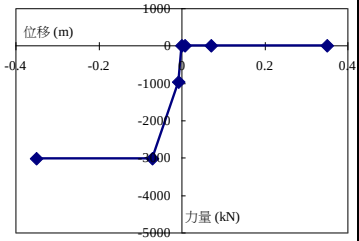
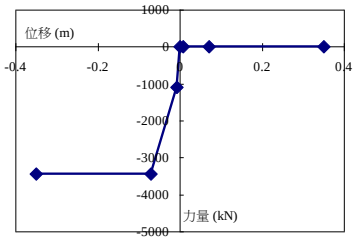
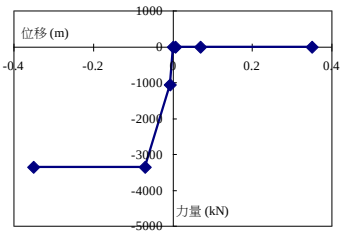
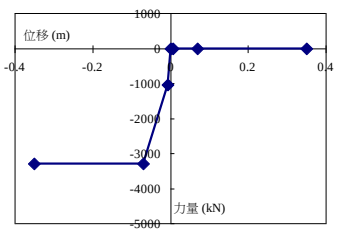
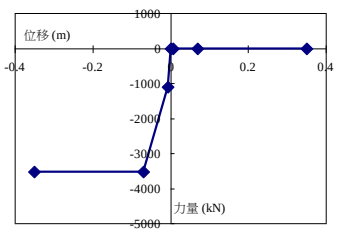
x：由地面算起之深度(m)

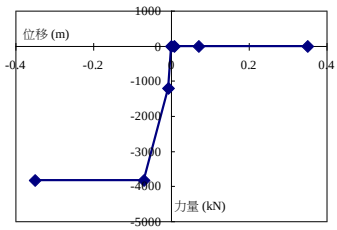
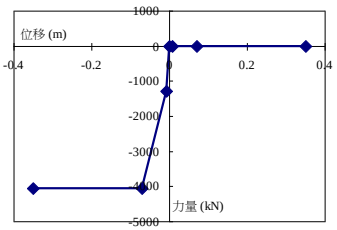
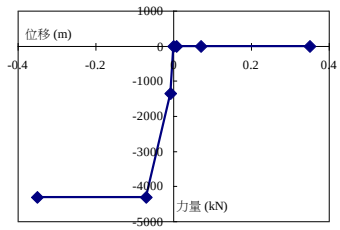
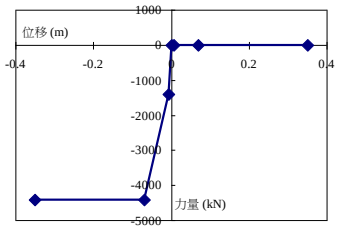
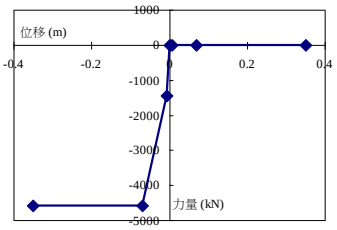
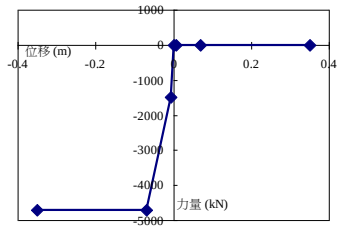
y：深度 x 點之基樁變位或撓度(m)

按公式(5-2)計算基樁在砂質地盤的 p-y curve，再按照三線性之保守原則，設定樁橫向非線性土壤彈簧，如表 5-13。

表 5-13 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

本手冊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，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：

LP=0.08L+0.0022dbfy > 0.0044dbfy

其中，L 為構材受力撓曲之反曲點間距離(cm)，db 為主筋直徑(cm)，fy 為主筋降伏強度(kgf/cm^2)。

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 5.9。

依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 5-14 至表 5-20 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，其斜樁受地震力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。

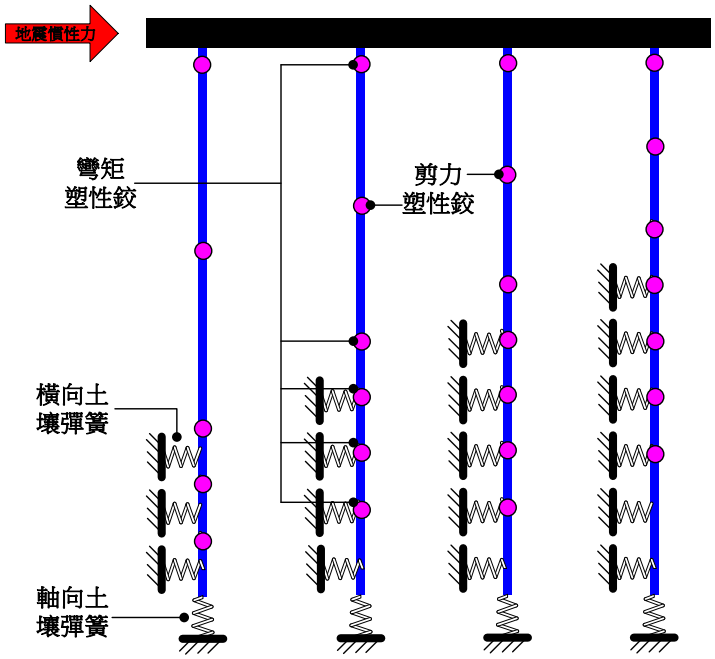


圖 5.9 土壤彈簧與塑性鉸設定位置示意圖

表 5-14 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)	塑性轉角(rad)
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	0.00002599	0
極限點	0.00657	0.048813	41581600	0.00049894	0.03070

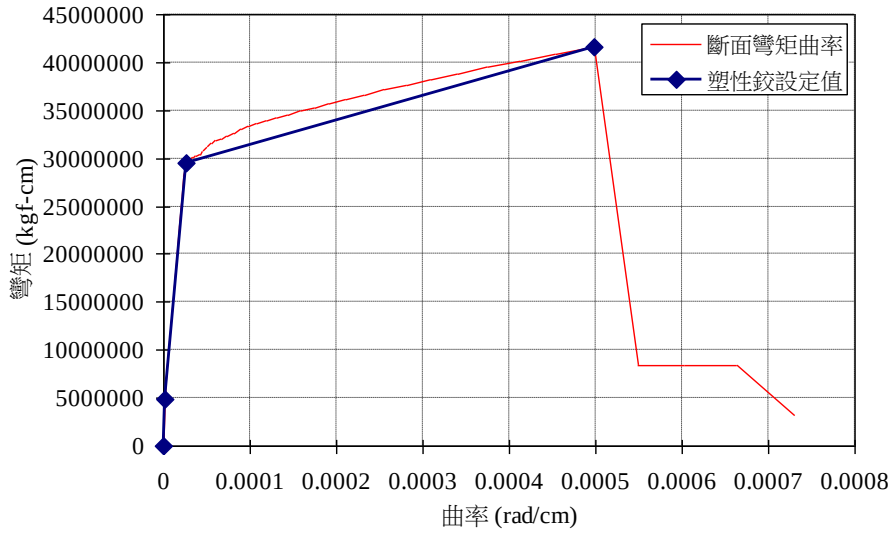


表 5-15 棧橋式碼頭 B2 大梁塑性鉸曲線

受力狀態	混凝土應變	主筋應變	彎矩(kgf-cm)	曲率(rad/cm)	塑性轉角(rad)
原點	0	0	0	0	-
開裂彎矩點	0.00007	0.000055	9568900	0.00000109	-
降伏點彎矩	0.00067	0.00206	51503800	0.00002363	0
極限點	0.00604	0.049339	72924300	0.00049894	0.03085

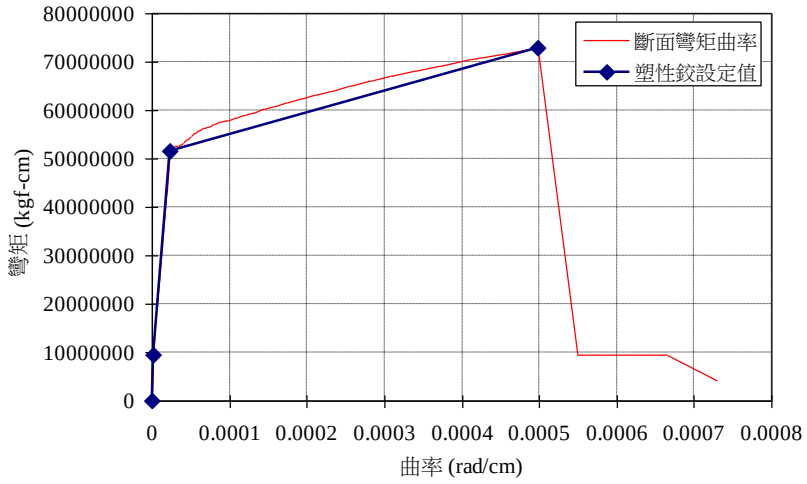


表 5-16 棧橋式碼頭 G1 大梁塑性鉸曲線

受力狀態	混凝土應變	主筋應變	彎矩(kgf-cm)	曲率(rad/cm)	塑性轉角(rad)
原點	0	0	0	0	-
開裂彎矩點	0.00007	0.000055	5595900	0.00000109	-
降伏點彎矩	0.00069	0.00206	32579400	0.00002599	0
極限點	0.0064	0.048987	45641900	0.00049894	0.02314

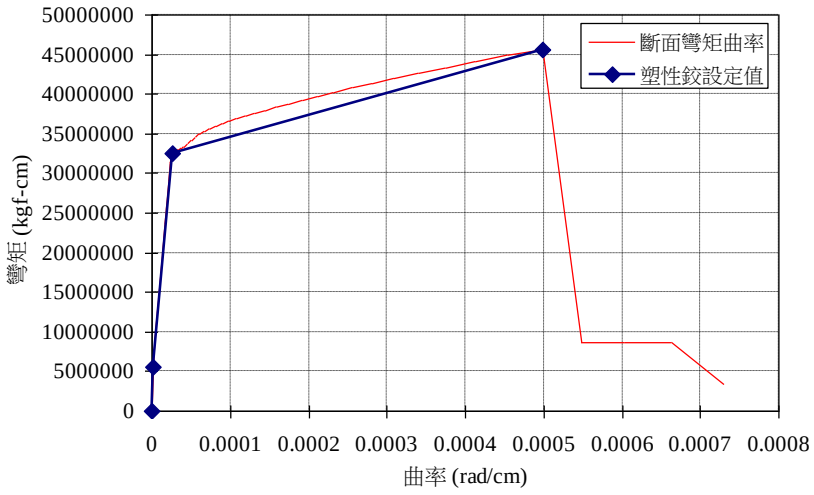


表 5-17 棧橋式碼頭 G2 大梁塑性鉸曲線

受力狀態	混凝土應變	主筋應變	彎矩(kgf-cm)	曲率(rad/cm)	塑性轉角(rad)
原點	0	0	0	0	-
開裂彎矩點	0.00007	0.000055	4827800	0.00000109	-
降伏點彎矩	0.00071	0.00206	29616300	0.00002599	0
極限點	0.00661	0.04877	41628200	0.00049894	0.02314

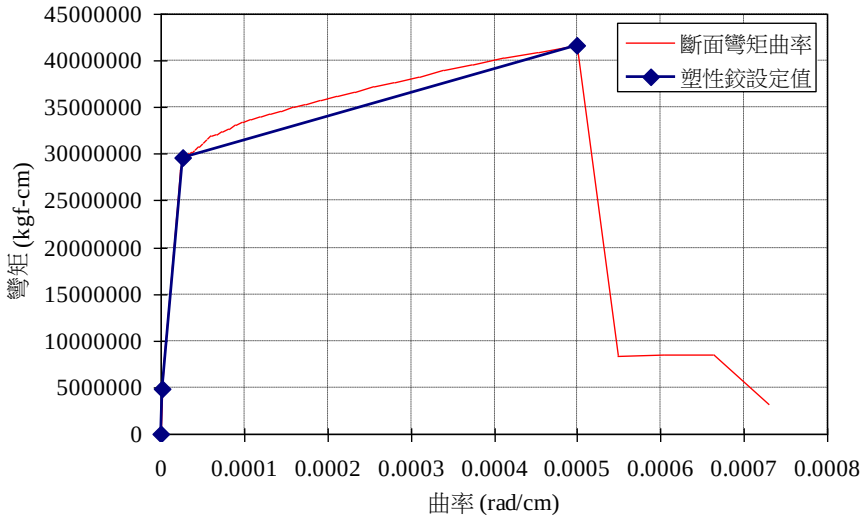


表 5-18 棧橋式碼頭 G3 大梁塑性鉸曲線

受力狀態	混凝土應變	主筋應變	彎矩(kgf-cm)	曲率(rad/cm)	塑性轉角(rad)
原點	0	0	0	0	-
開裂彎矩點	0.00007	0.000055	5728600	0.00000109	-
降伏點彎矩	0.00073	0.00206	37793100	0.00002599	0
極限點	0.00653	0.048848	53095900	0.00049894	0.02314

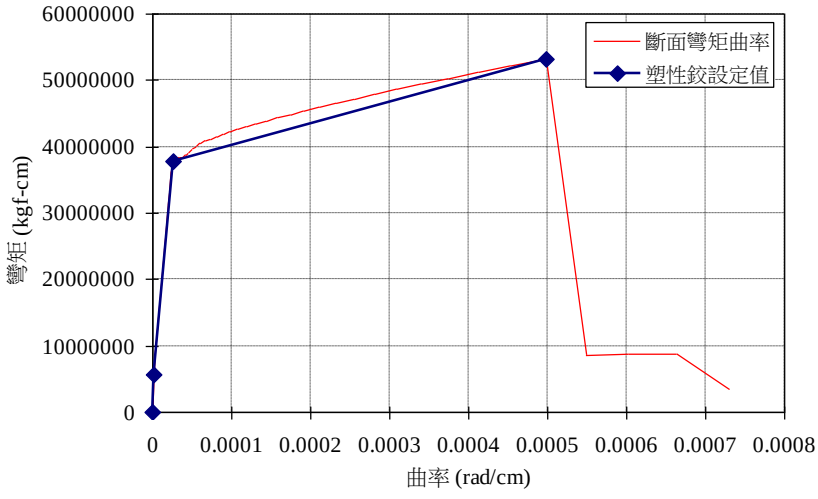


表 5-19 棧橋式碼頭鋼管樁直樁塑性鉸曲線

受力狀態	鋼材應變	彎矩(kgf-cm)	曲率(rad/cm)	塑性轉角(rad)
原點	0	0	0	-
降伏彎矩點	0.00134	16948800	0.00004925	0
塑性彎矩點	0.015	21988800	0.0004334	0.00672
極限點	0.07	21988800	0.002059	0.03517

軸力： -168573 kgf

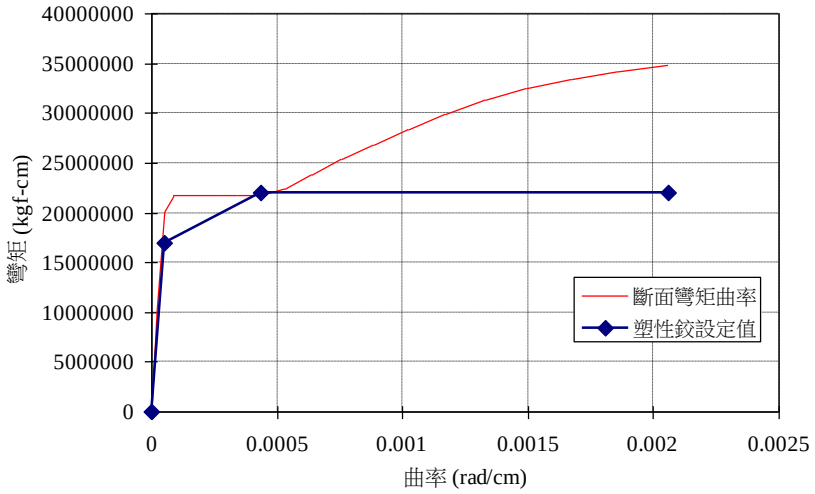
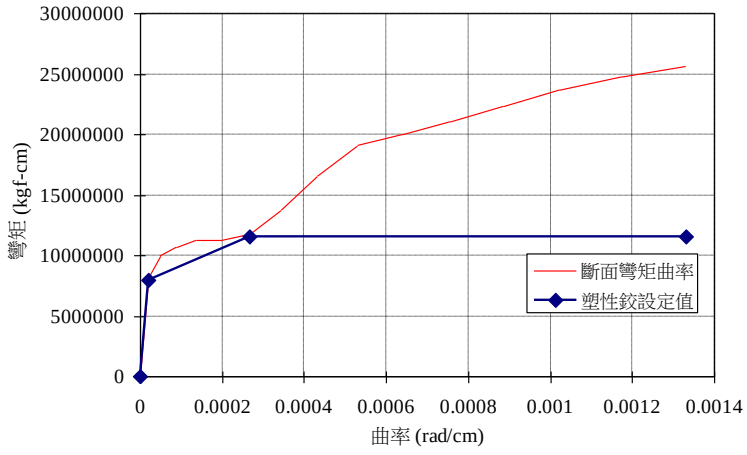


表 5-20 棧橋式碼頭鋼管樁斜樁塑性鉸曲線

受力狀態	鋼材應變	彎矩(kgf-cm)	曲率(rad/cm)	塑性轉角(rad)
原點	0	0	0	-
降伏彎矩點	0.00134	8007339	0.0000197	0
塑性彎矩點	0.015	11570156	0.000266	0.00431
極限點	0.07	11570156	0.00133	0.02293

軸力： -666568 kgf



3.結構模型建立

驗證分析模型如圖 5.10 ，模型中加入非線性土壤彈簧及塑性鉸。

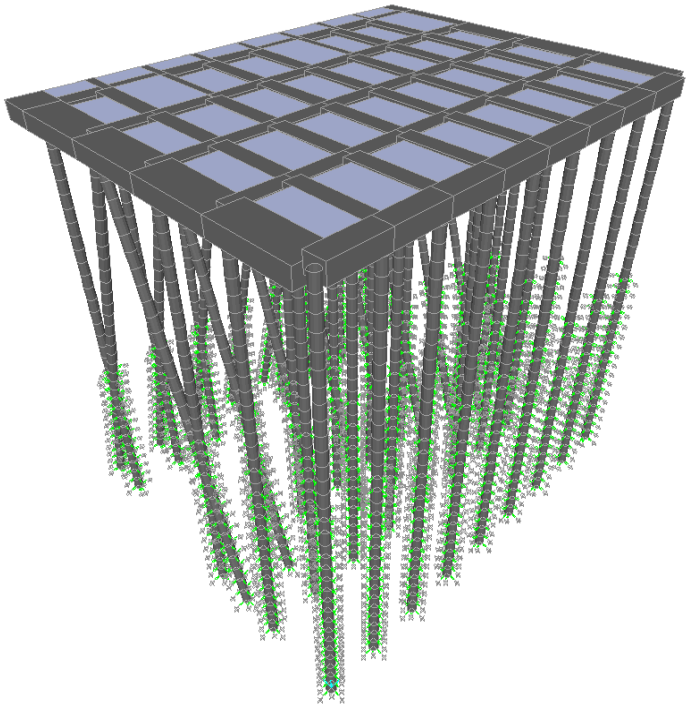


圖 5.10 棧橋式碼頭驗證分析模型

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 5.11 與圖 5.12 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。

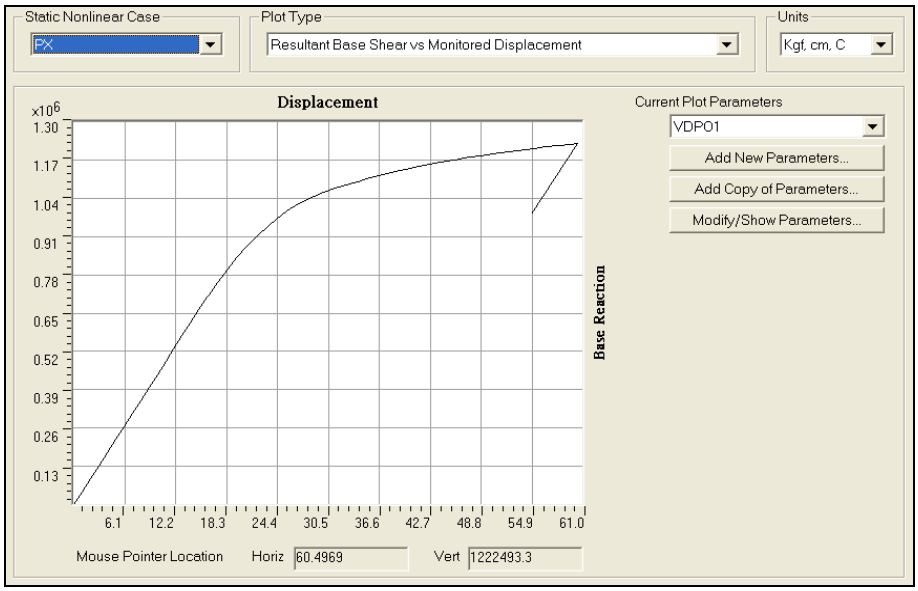


圖 5.11 棧橋式碼頭軸向(平行法線)之側推曲線

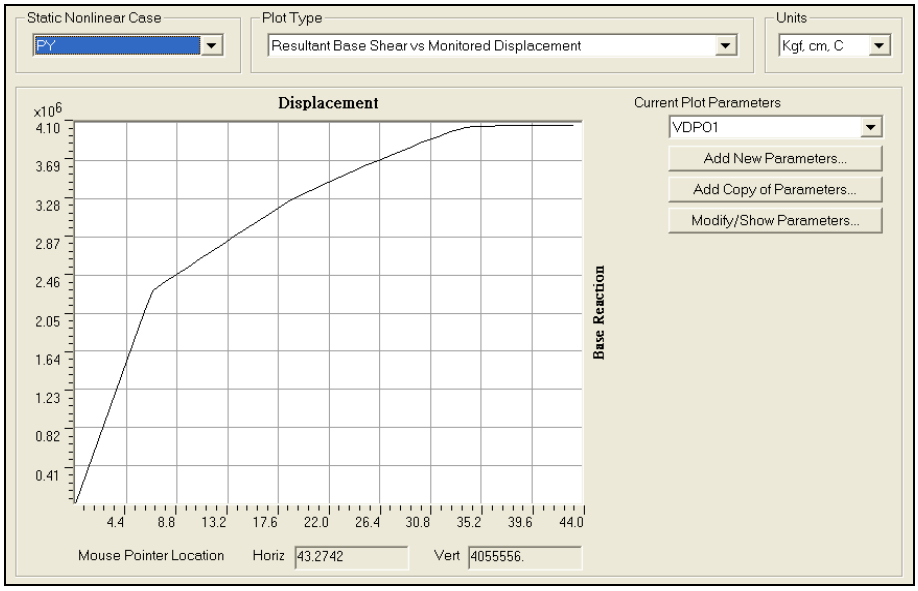


圖 5.12 棧橋式碼頭橫向(垂直法線)之側推曲線

(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 5.13 與圖 5.14 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。

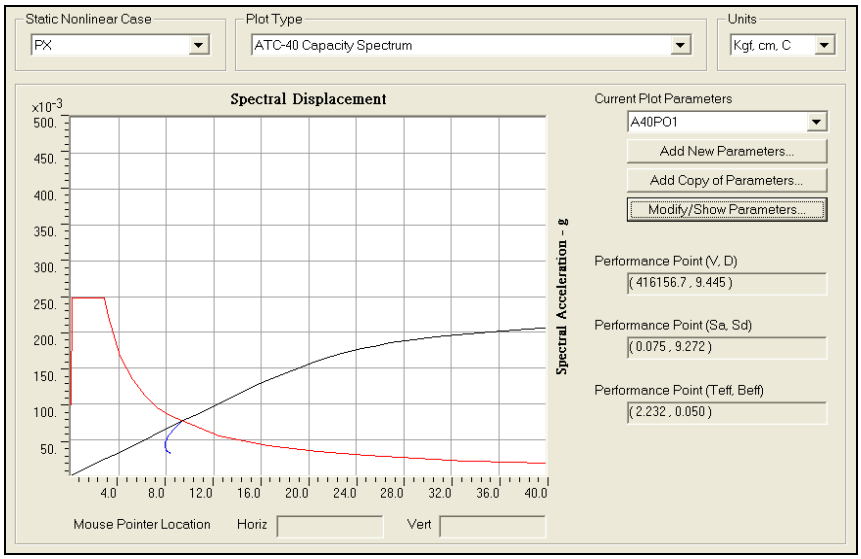


圖 5.13 棧橋式碼頭軸向(平行法線)等級 I 地震之性能點

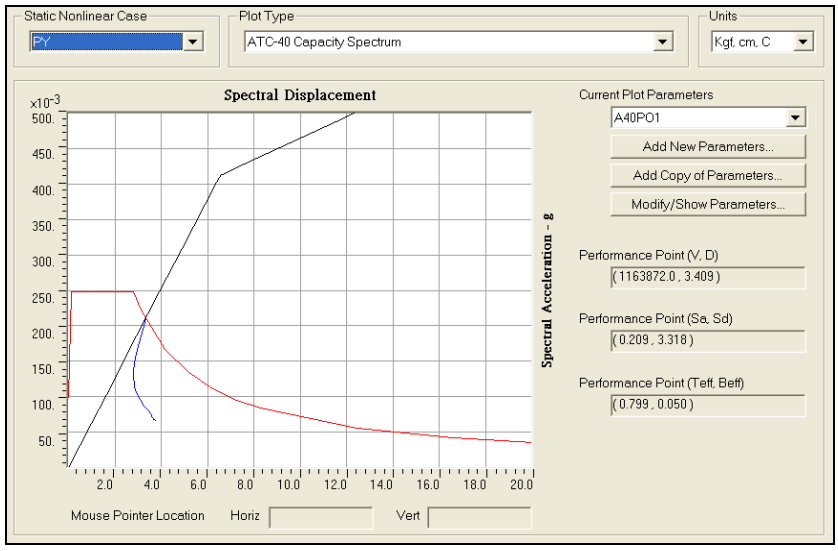


圖 5.14 棧橋式碼頭橫向(垂直法線)等級 I 地震之性能點

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 5.15 至圖 5.18 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。

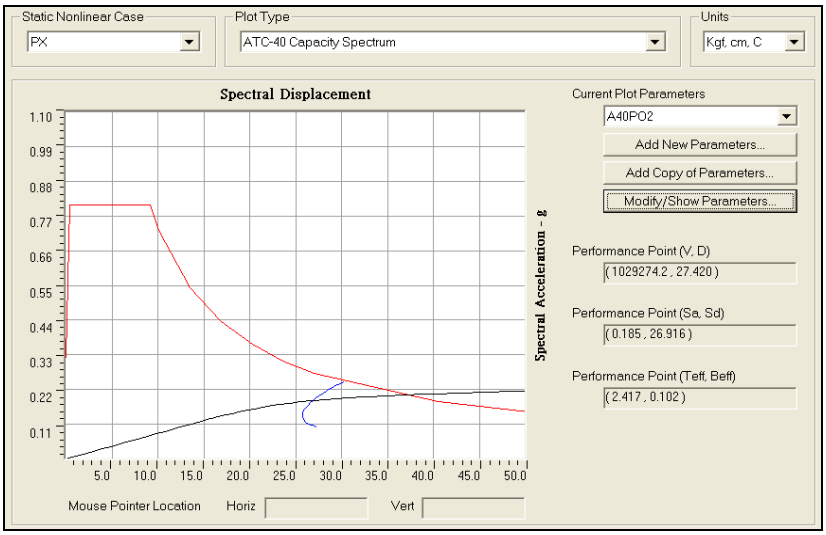


圖 5.15 棧橋式碼頭軸向(平行法線)等級 II 地震之性能點

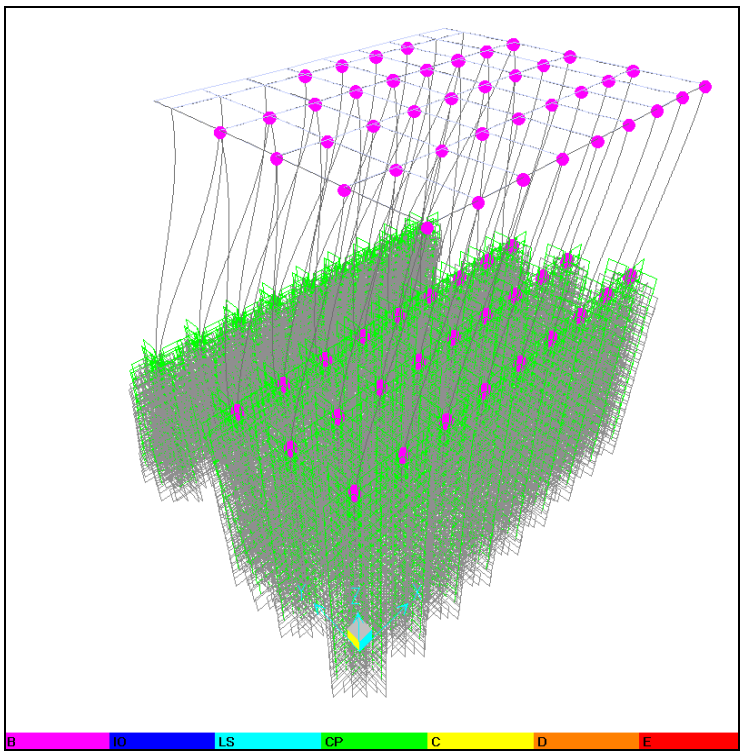


圖 5.16 棧橋式碼頭軸向等級 II 地震之性能點塑鉸發展情形

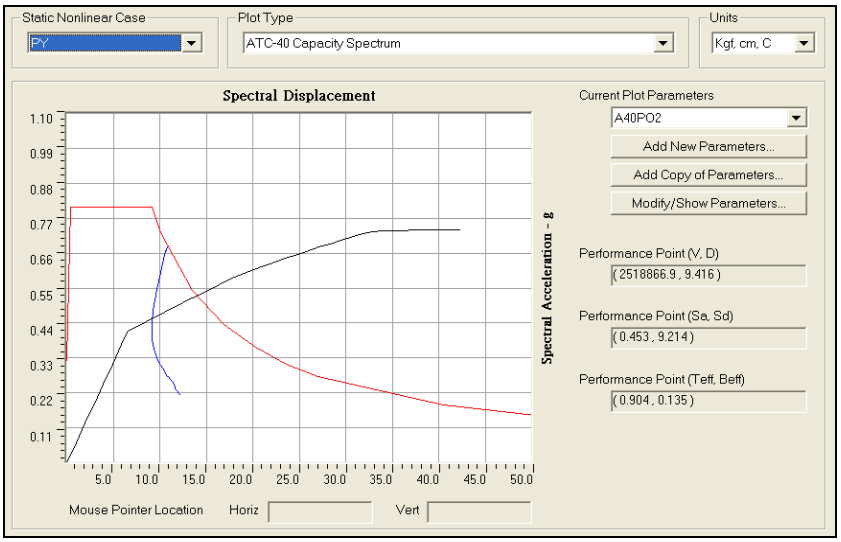


圖 5.17 棧橋式碼頭橫向(垂直法線)等級 II 地震之性能點

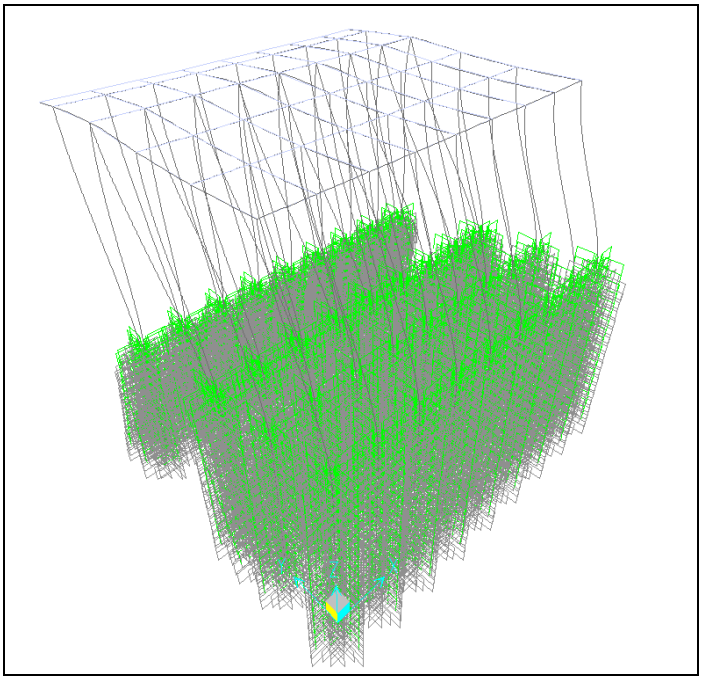


圖 5.18 棧橋式碼頭橫向等級 II 地震之性能點塑鉸發展情形

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 5.19 至圖 5.22 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。

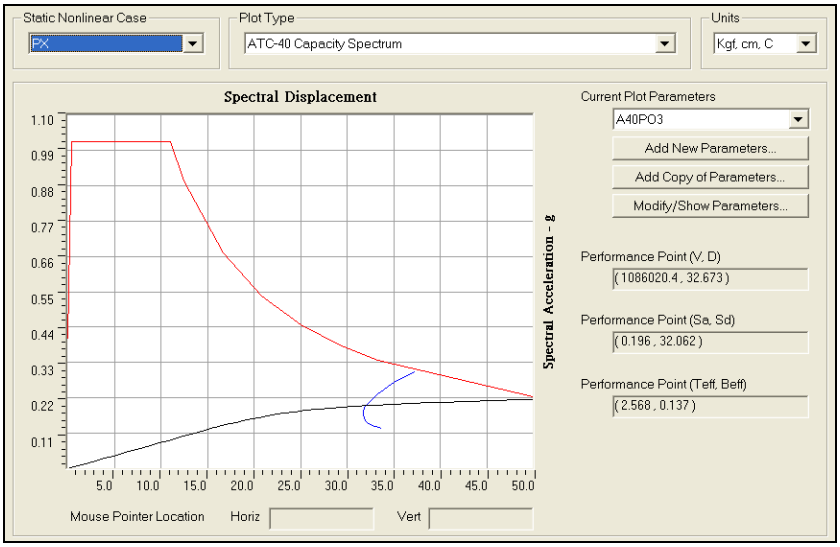


圖 5.19 棧橋式碼頭軸向(平行法線)等級 III 地震之性能點

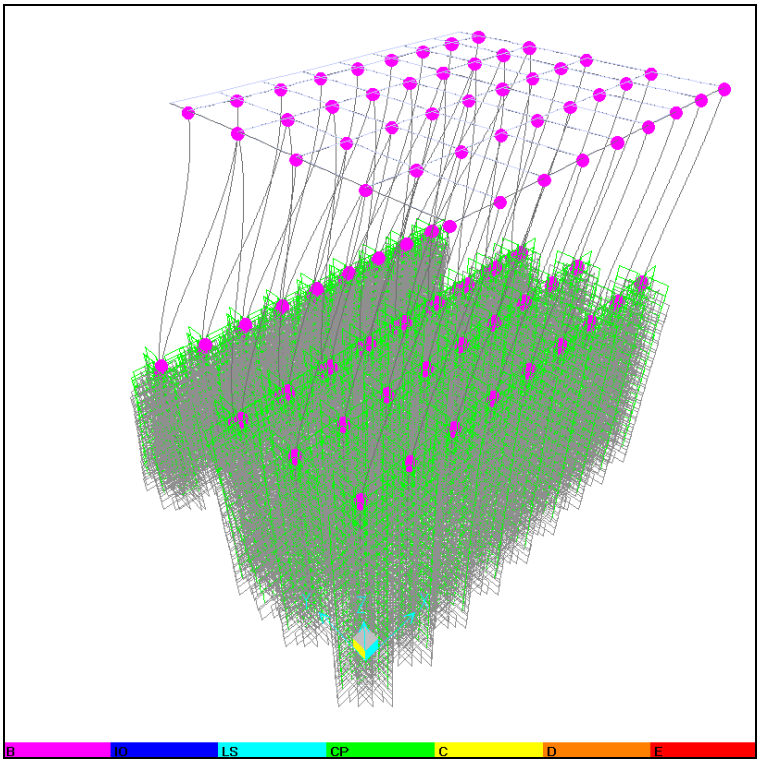


圖 5.20 棧橋式碼頭軸向等級 III 地震之性能點塑鉸發展情形

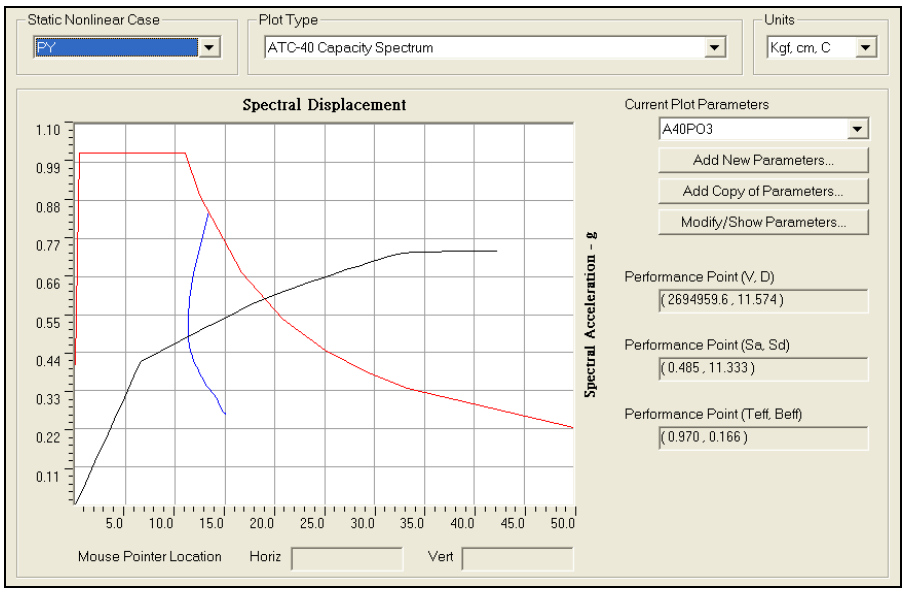


圖 5.21 棧橋式碼頭橫向(垂直法線)等級 III 地震之性能點

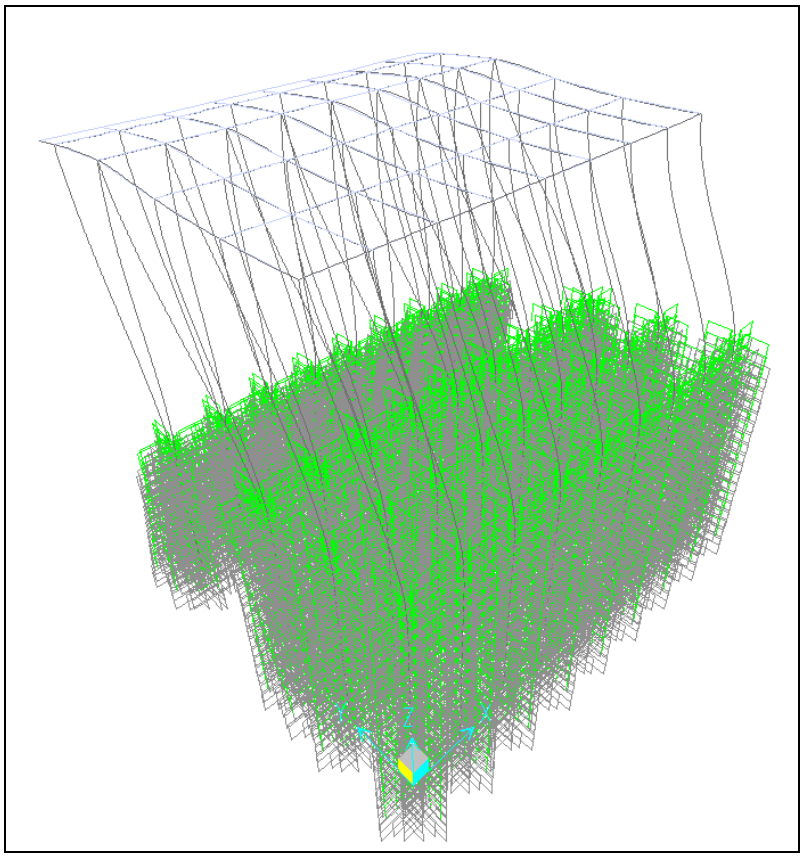


圖 5.22 棧橋式碼頭橫向等級 III 地震之性能點塑鉸發展情形

(3)破壞次序：

a.軸向塑性鉸產生次序

由圖 5.23 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。

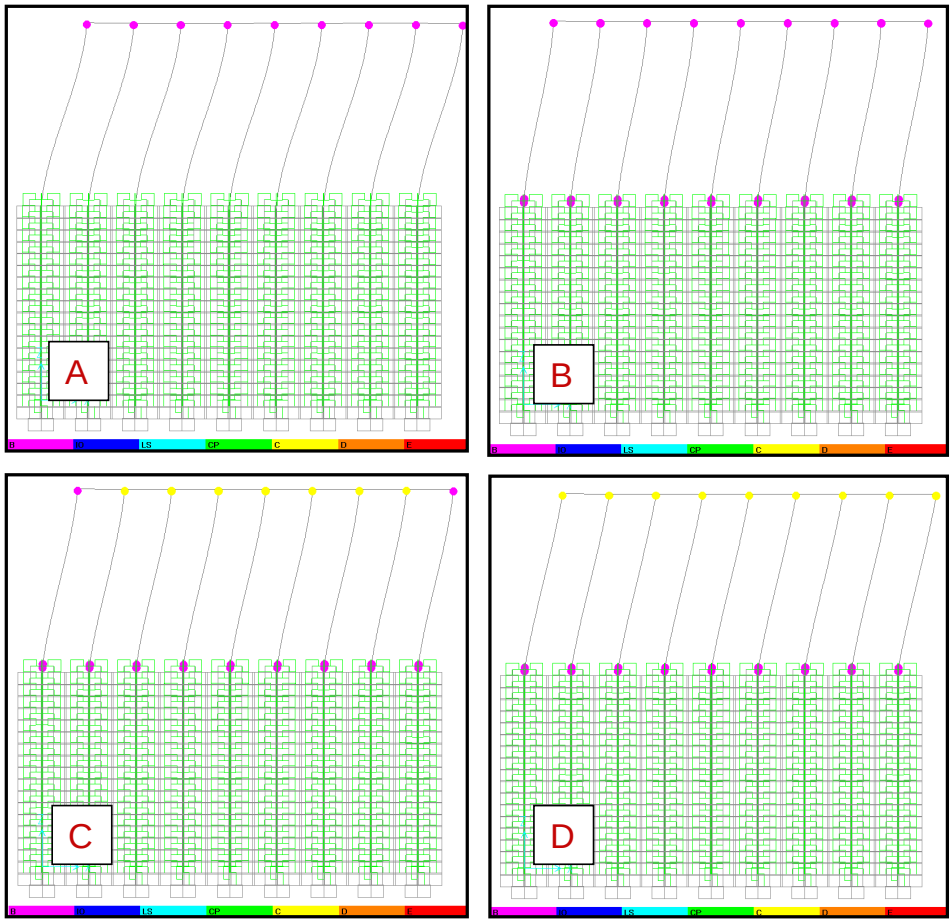


圖 5.23 棧橋式碼頭軸向(平行法線)塑性鉸產生次序

b.橫向塑性鉸產生次序

由圖 5.24 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。

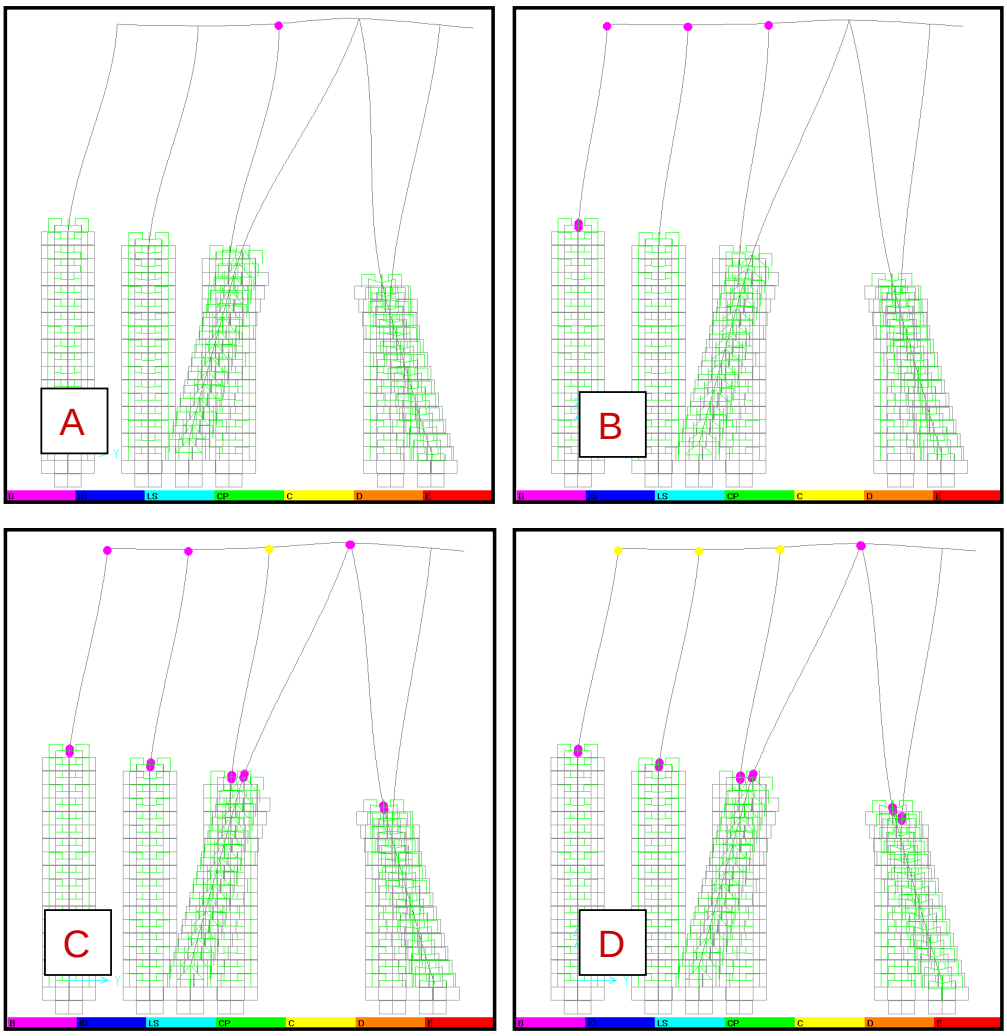


圖 5.24 棧橋式碼頭橫向(垂直法線)塑性鉸產生次序

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 5-21 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 5-21 棧橋式碼頭等級 I 地震時之性能規定檢核

參數 \ 地震等級		第 I 級
殘餘變位	橋面板與肩岸沉陷差異	碼頭橋面板最大沉陷量為 0.106cm <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^{o} <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 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

5.6.2 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 5.25 至圖 5.43 所示。

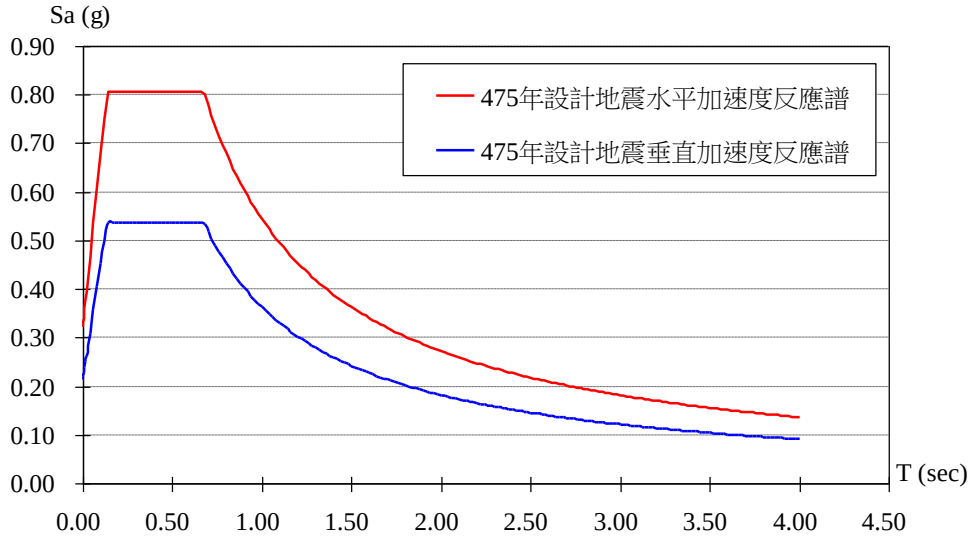


圖 5.25 棧橋式碼頭等級 II 地震之設計反應譜

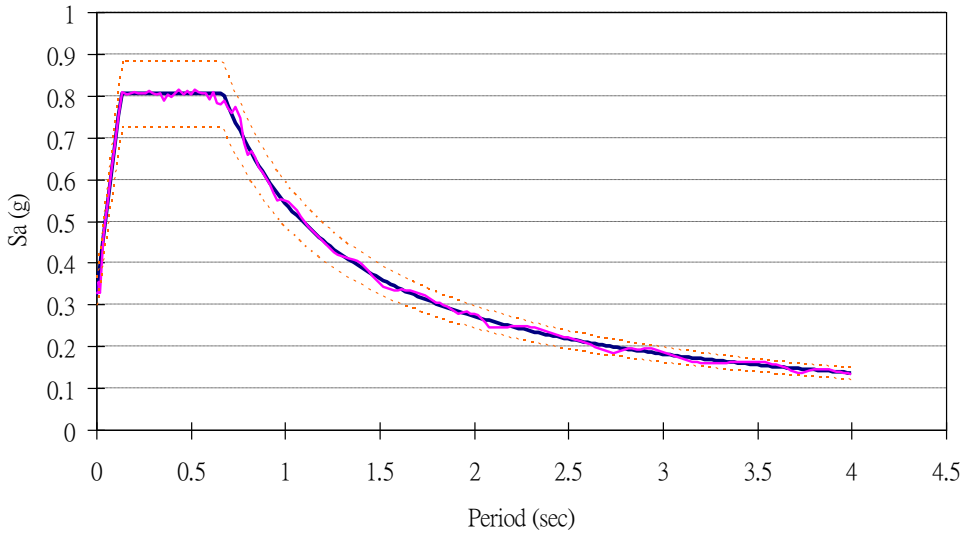


圖 5.26 棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震反應譜

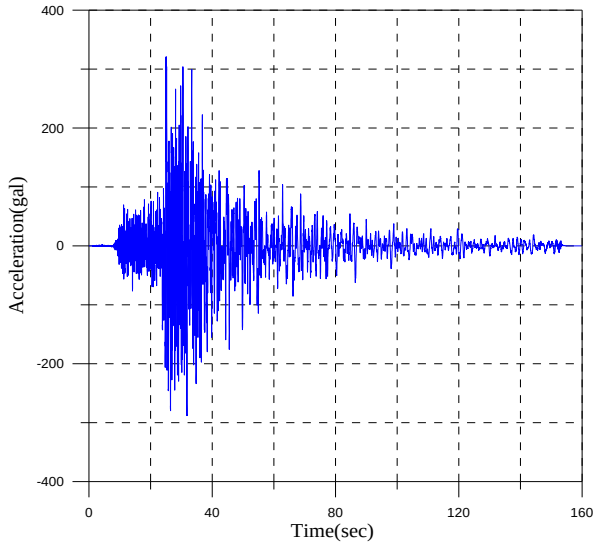


圖 5.27 棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時

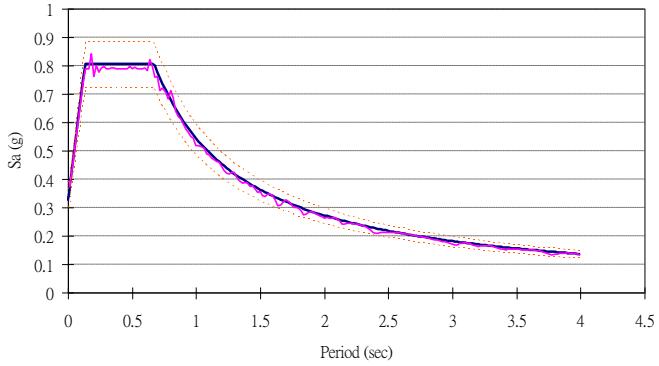


圖 5.28 棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震反應譜

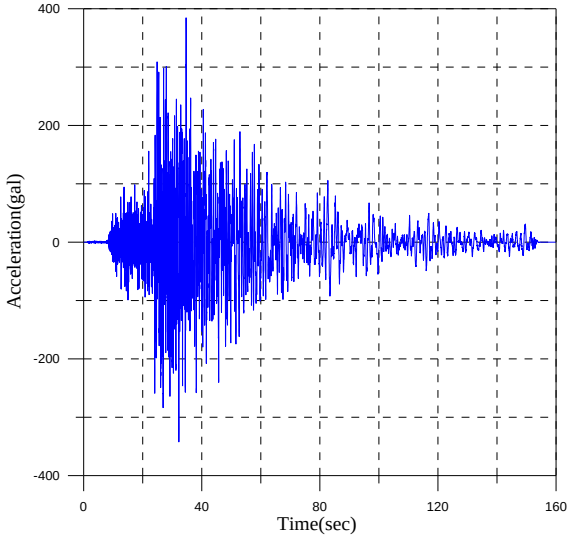


圖 5.29 棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時

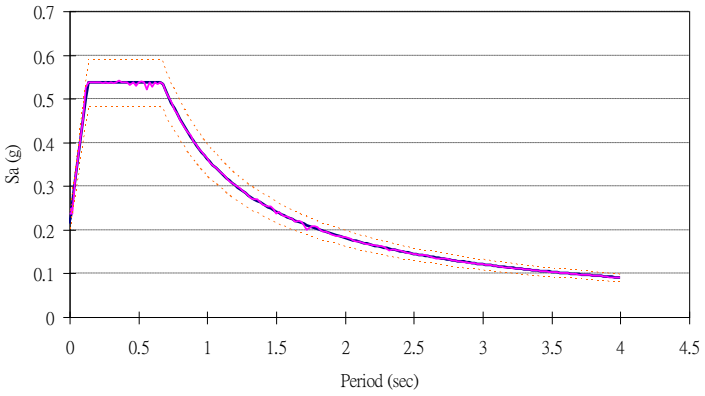


圖 5.30 棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜

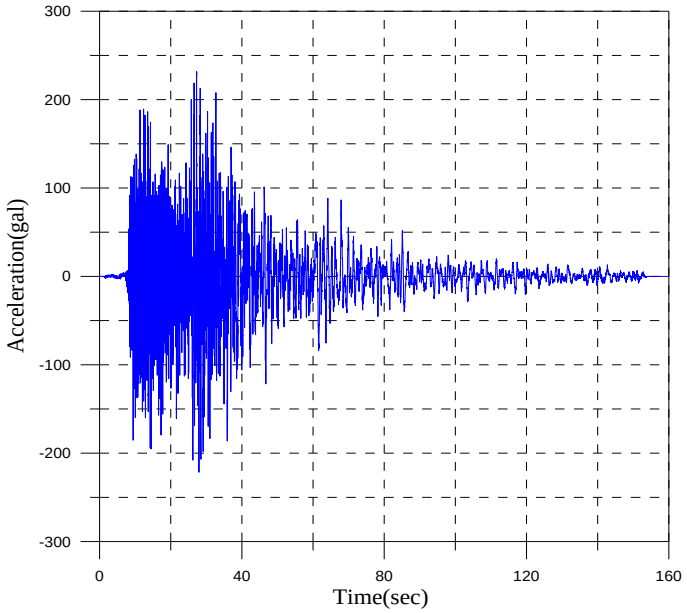


圖 5.31 棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時

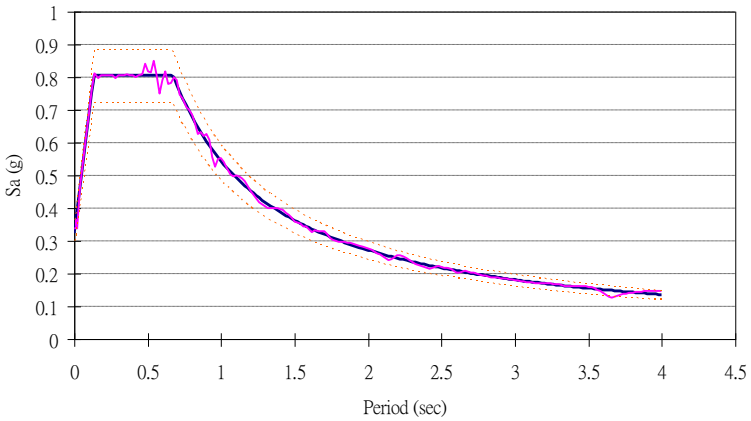


圖 5.32 棧橋碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震反應譜

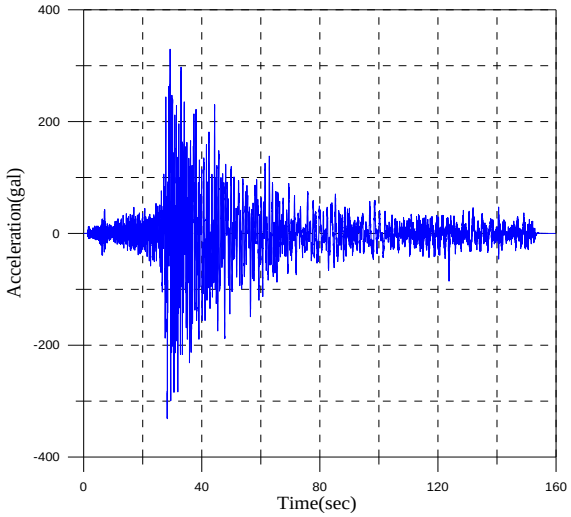


圖 5.33 棧橋碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時

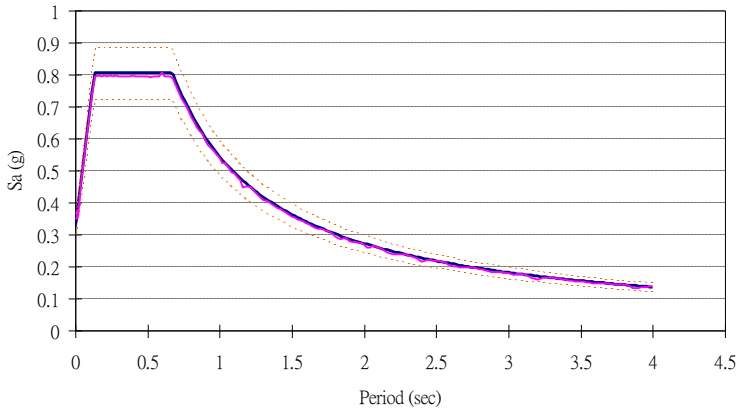


圖 5.34 棧橋碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震反應譜

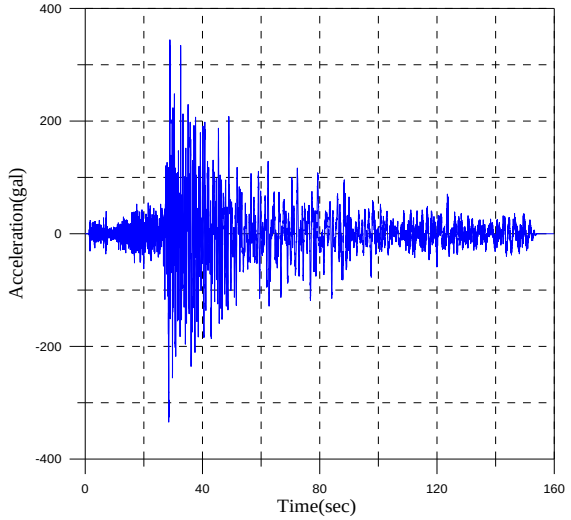


圖 5.35 棧橋碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時

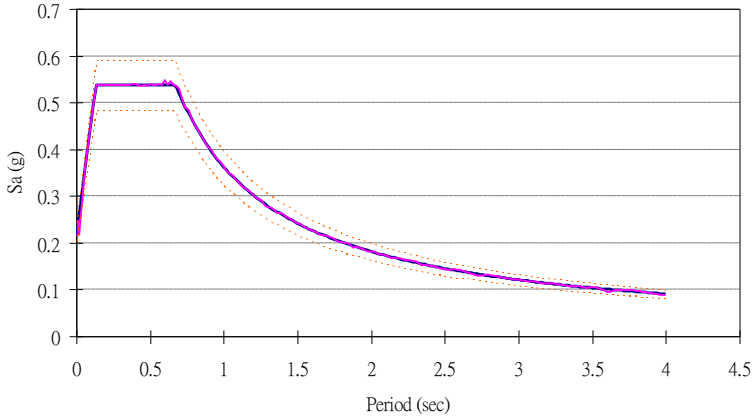


圖 5.36 棧橋碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜

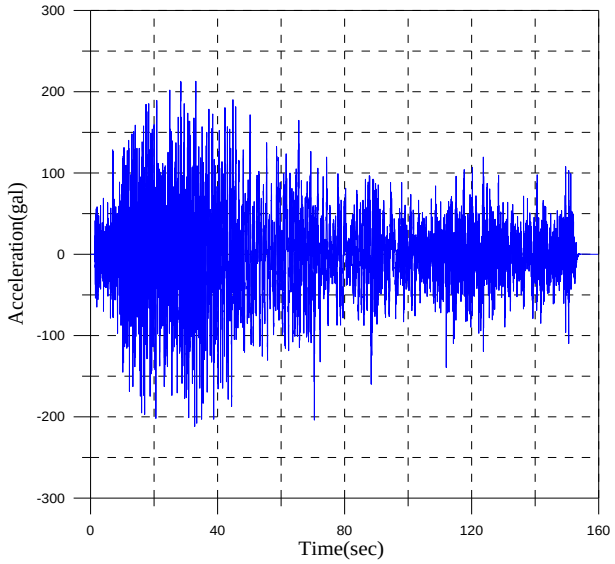


圖 5.37 棧橋碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時

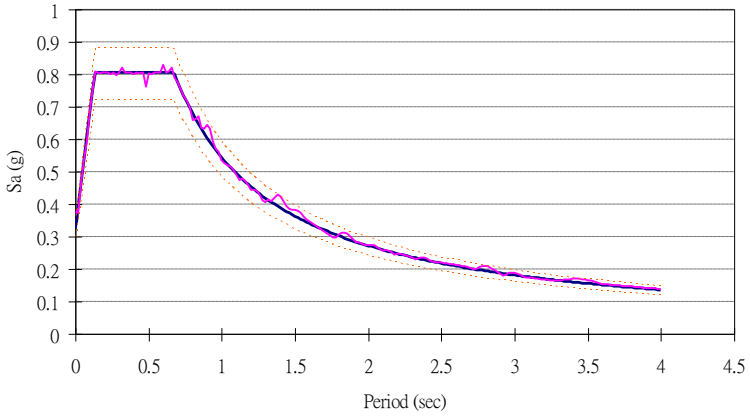


圖 5.38 棧橋碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震反應譜

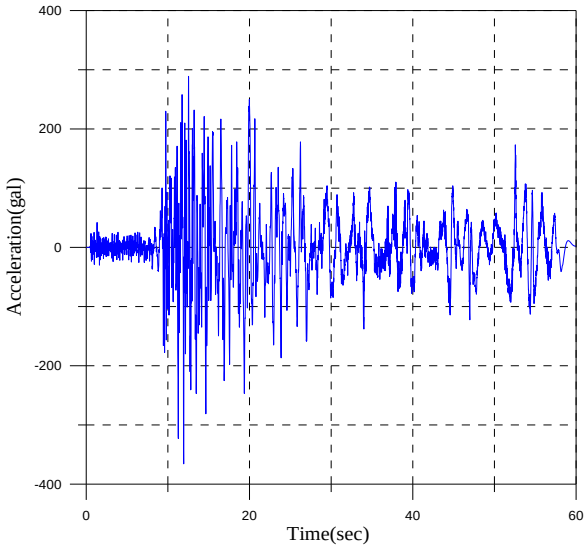


圖 5.39 棧橋碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時

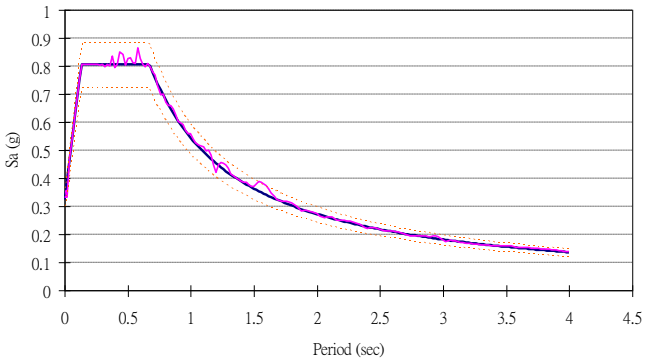


圖 5.40 棧橋碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震反應譜

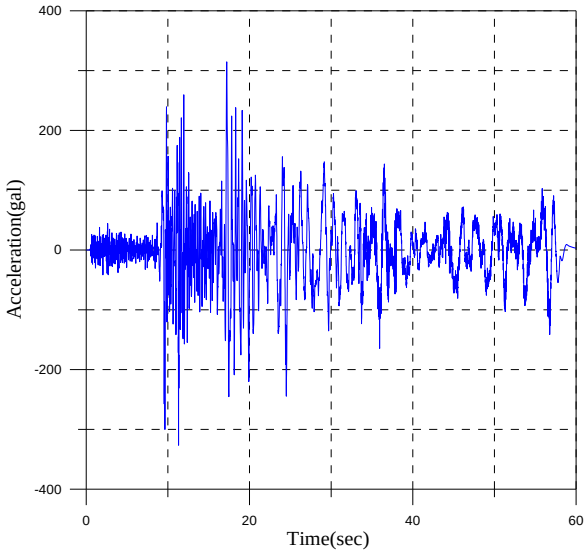


圖 5.41 棧橋碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時

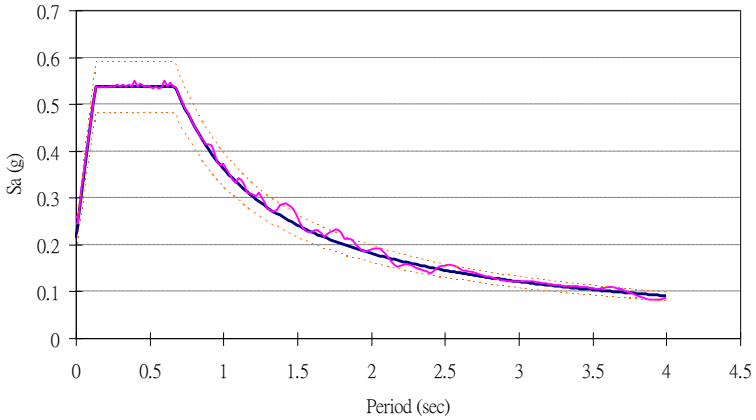


圖 5.42 棧橋碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜

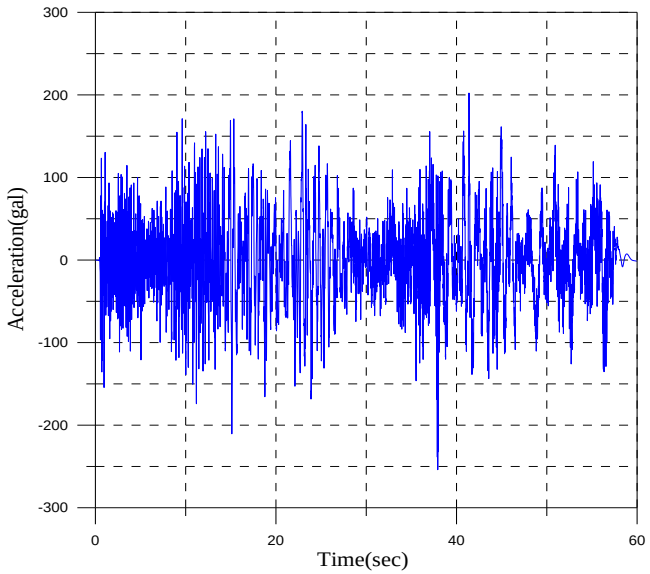


圖 5.43 棧橋碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時

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 5.44 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 5.45 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 5.46 所示，軸向最大位移為 28.9 cm，橫向最大位移為 11.6 cm。

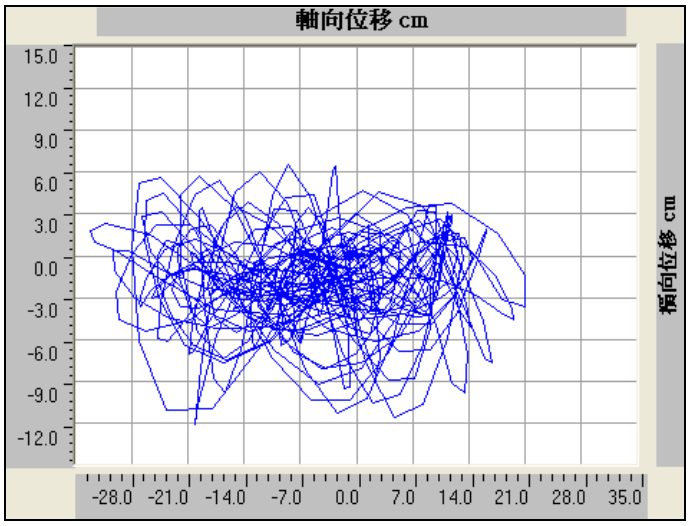


圖 5.44 棧橋式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析橋面位移軌跡

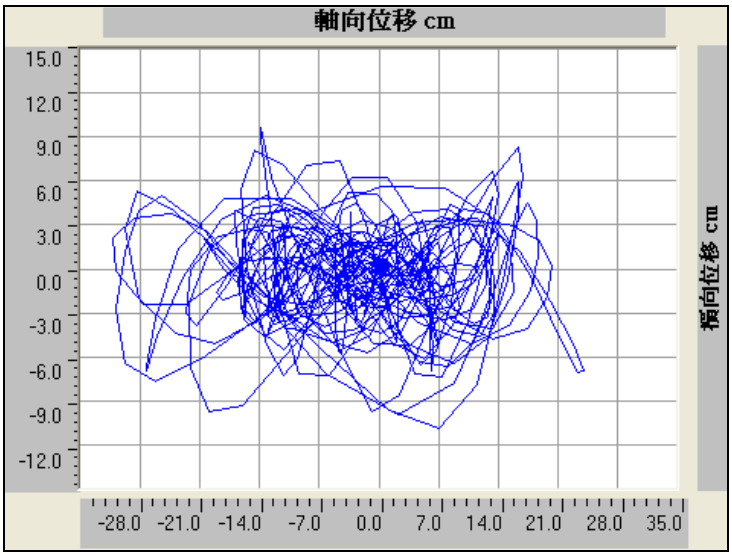


圖 5.45 棧橋式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析橋面位移軌跡

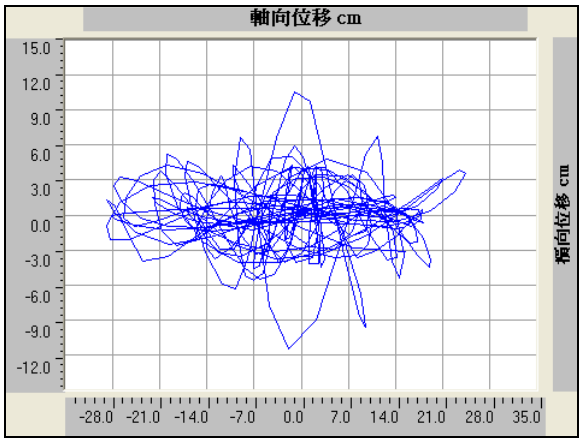


圖 5.46 棧橋式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析橋面位移軌跡

(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 5.47，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 5.48。

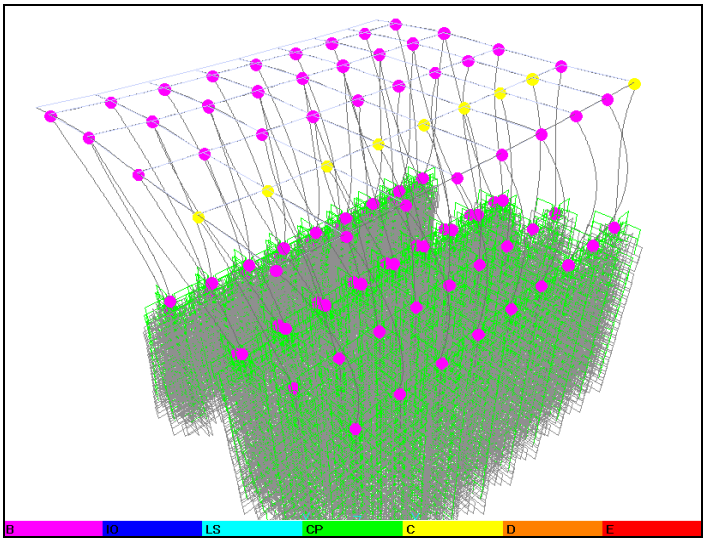


圖 5.47 棧橋碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析之塑性鉸分佈

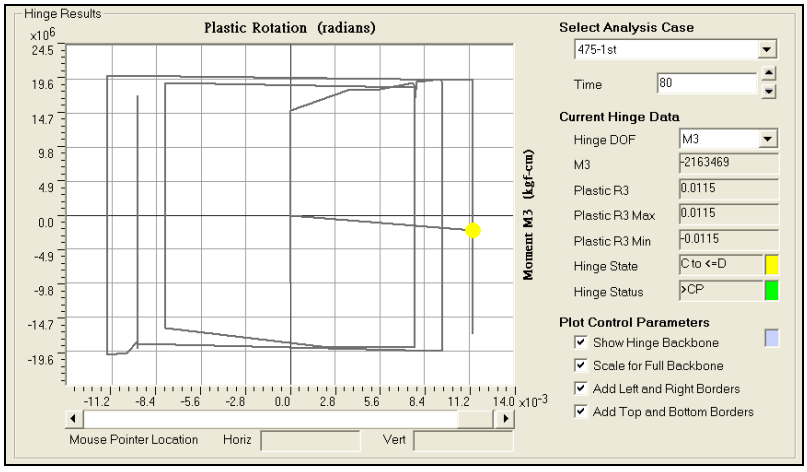


圖 5.48 棧橋碼頭等級 II 地震歷時分析鋼管樁最大塑鉸遲滯迴圈

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 5.49，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 5.50 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 5-22 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。

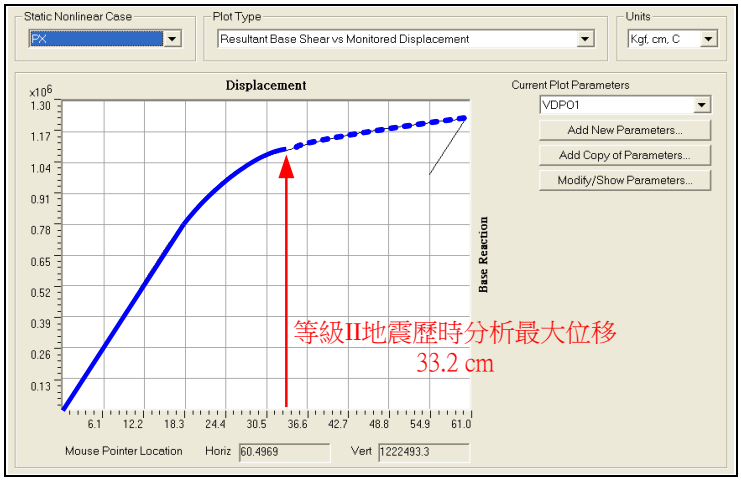


圖 5.49 棧橋碼頭等級 II 地震歷時最大位移對應之韌性容量

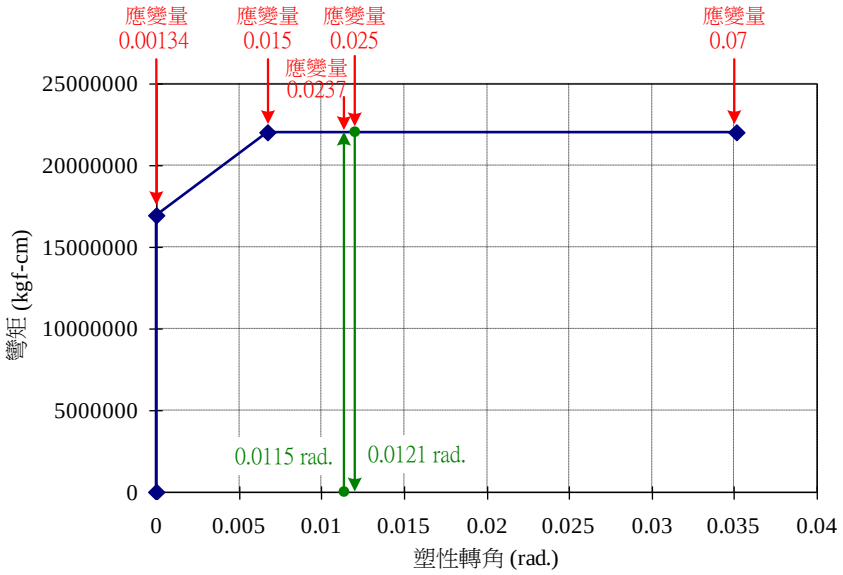


圖 5.50 棧橋式碼頭鋼管樁塑性轉角與鋼材壓應變對照值

表 5-22 棧橋式碼頭等級 II 地震時之性能規定檢核

參數 \ 地震等級		第 II 級
殘餘變位	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

5.6.3 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，惟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 5.51 至圖 5.69 所示。

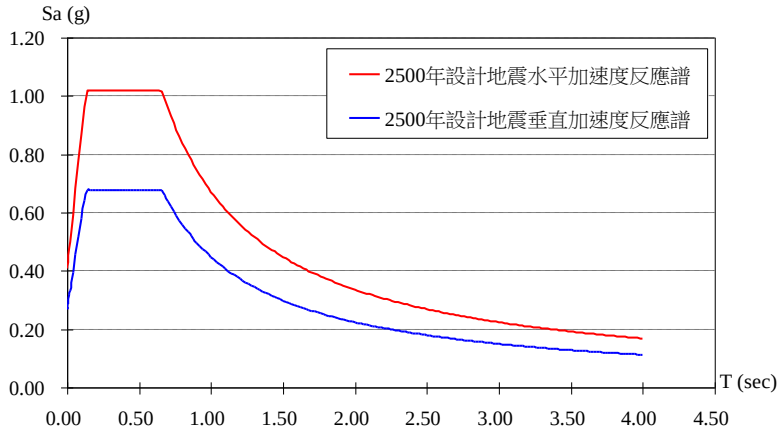


圖 5.51 棧橋式碼頭等級 III 地震之設計反應譜

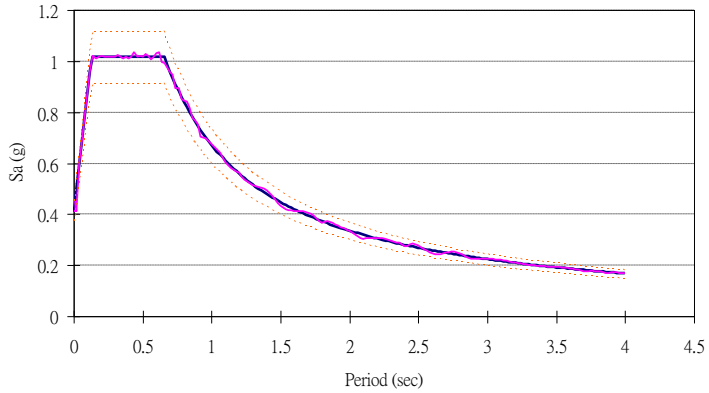


圖 5.52 棧橋碼頭等級 III 地震第 1 組南北向人造地震反應譜

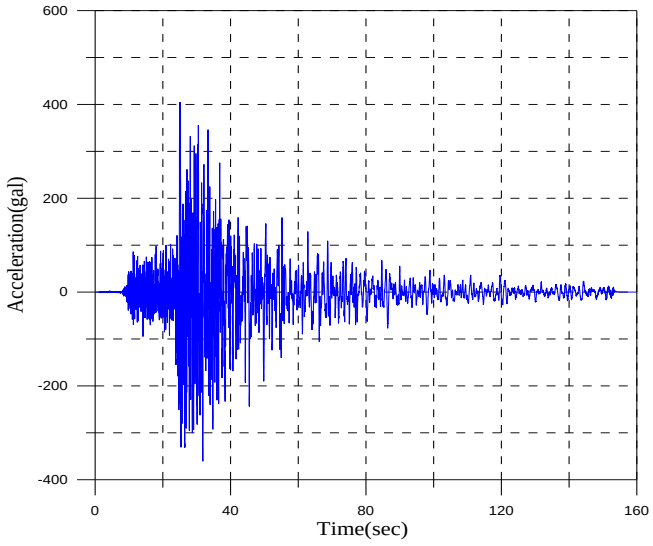


圖 5.53 棧橋碼頭等級 III 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時

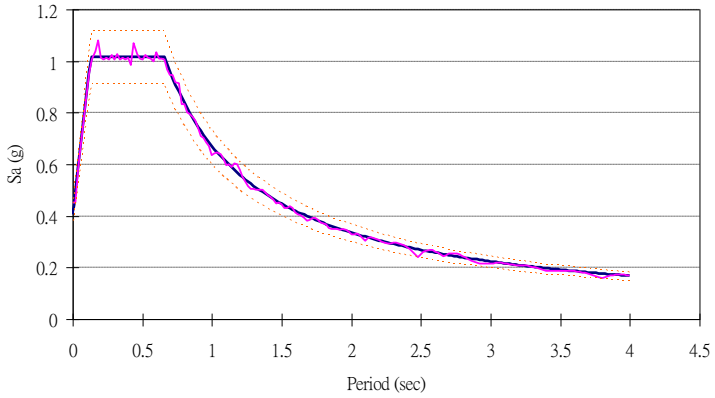


圖 5.54 棧橋碼頭等級 III 地震第 1 組東西向人造地震反應譜

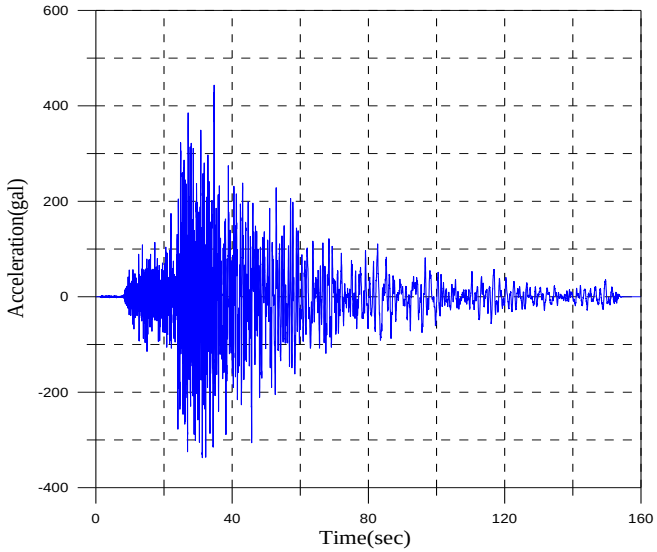


圖 5.55 棧橋碼頭等級 III 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時

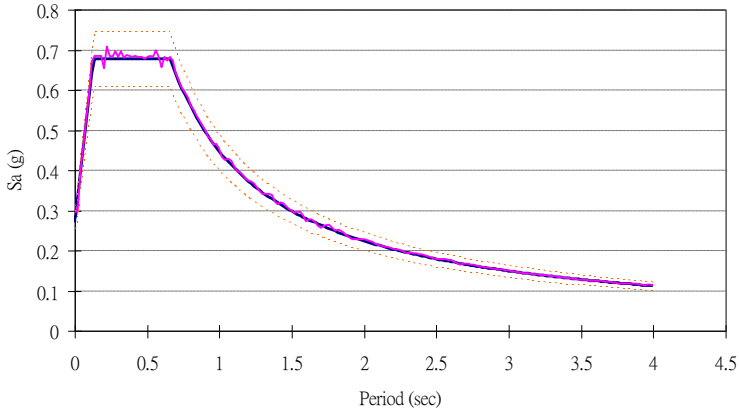


圖 5.56 棧橋碼頭等級 III 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜

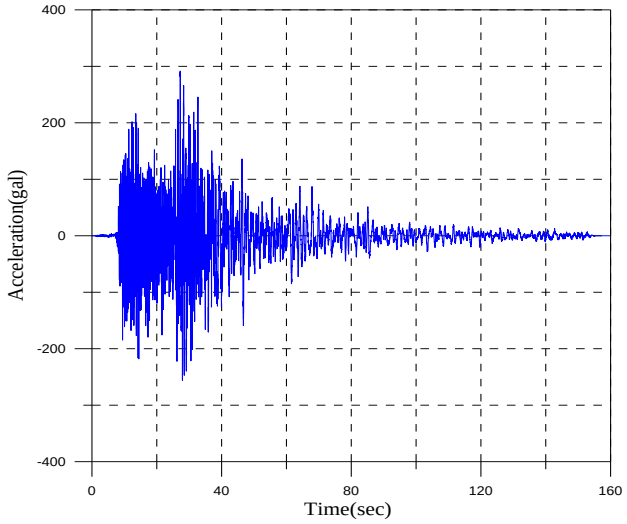


圖 5.57 棧橋碼頭等級 III 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時

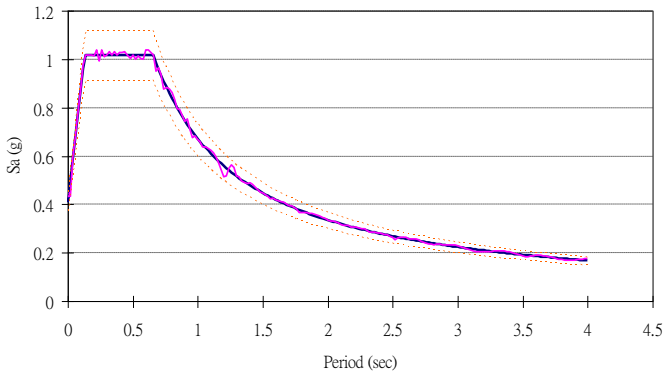


圖 5.58 棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組南北向人造地震反應譜

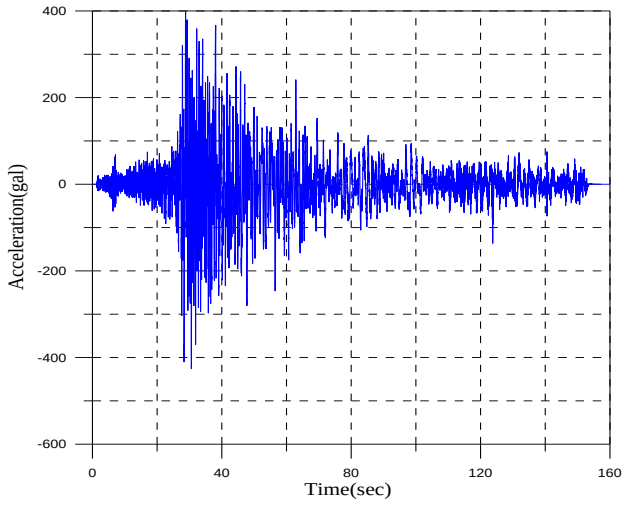


圖 5.59 棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時

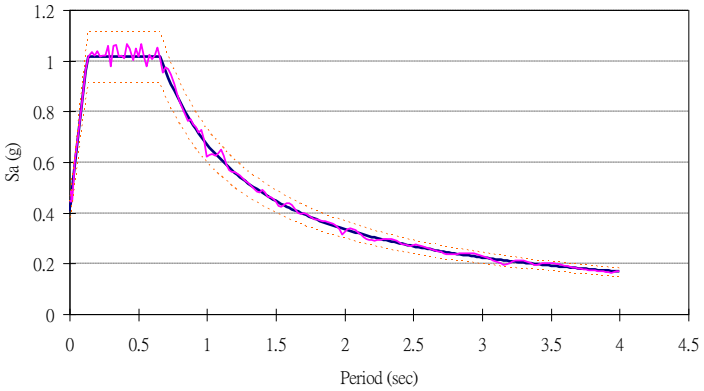


圖 5.60 棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組東西向人造地震反應譜

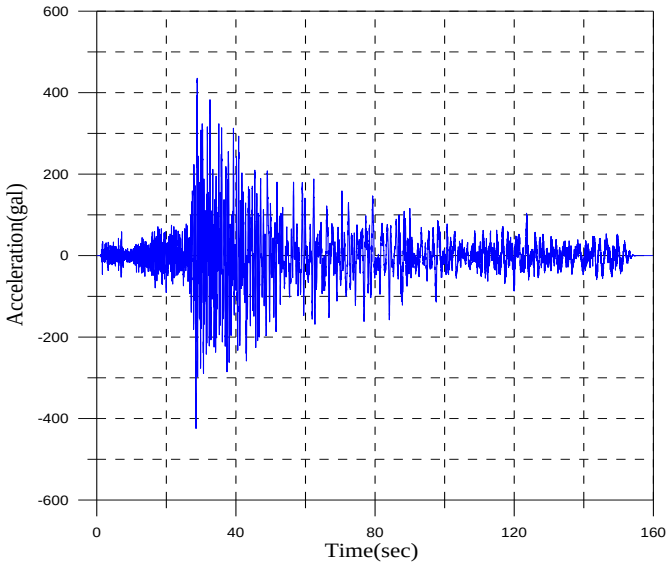


圖 5.61 棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時

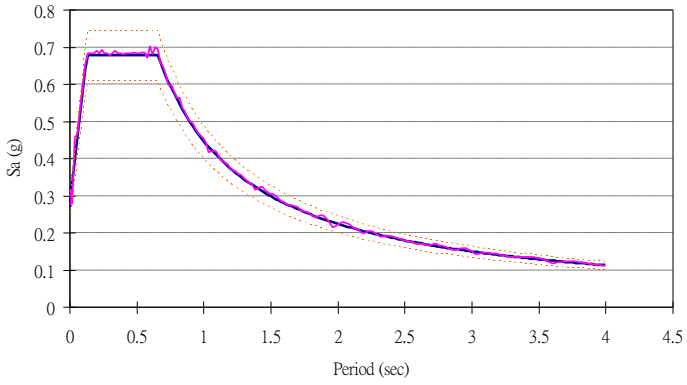


圖 5.62 棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜

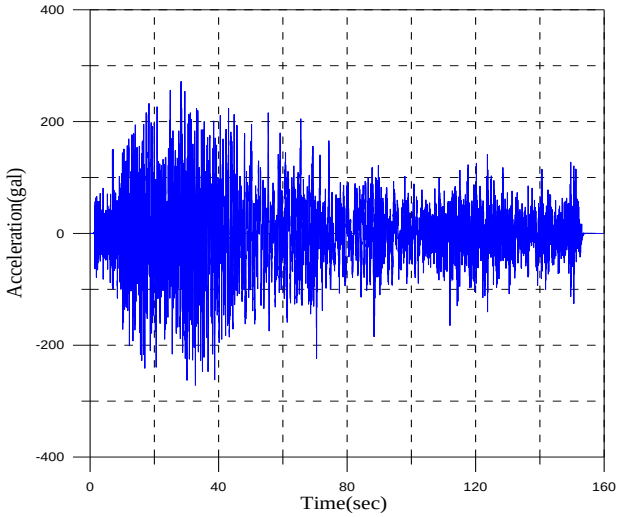


圖 5.63 棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時

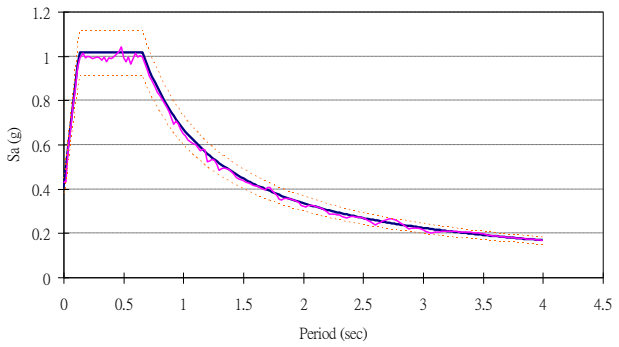


圖 5.64 棧橋碼頭等級 III 地震第 3 組南北向人造地震反應譜

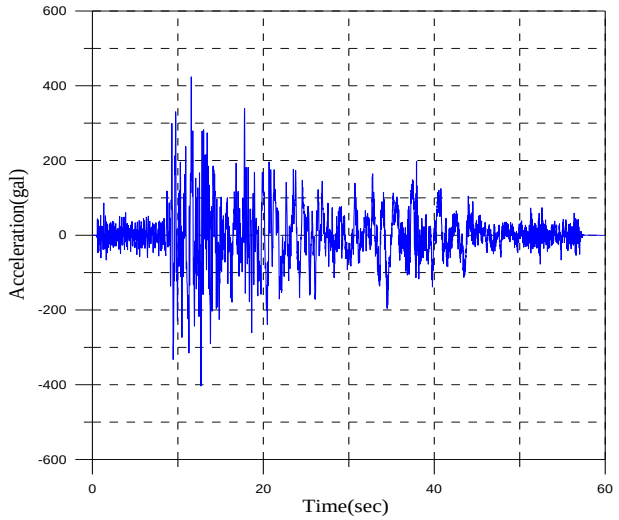


圖 5.65 棧橋碼頭等級 III 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時

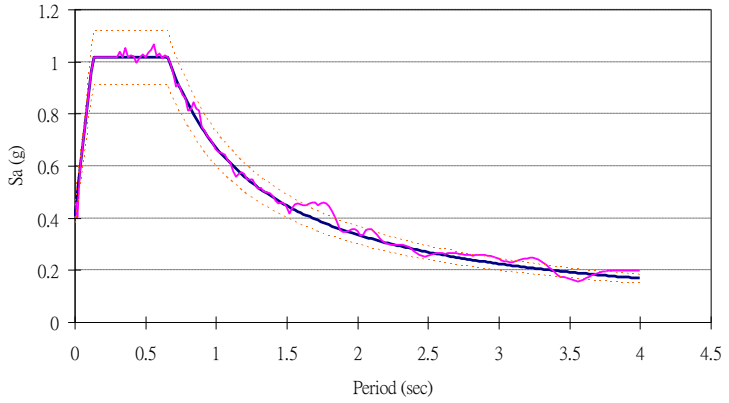


圖 5.66 棧橋碼頭等級 III 地震第 3 組東西向人造地震反應譜

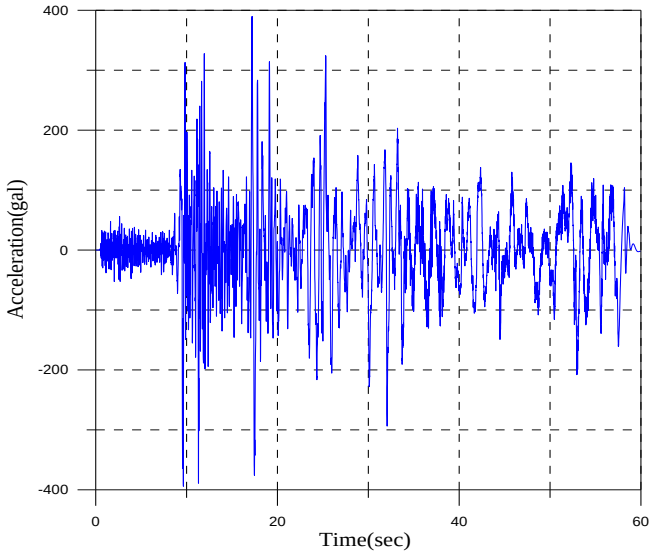


圖 5.67 棧橋碼頭等級 III 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時

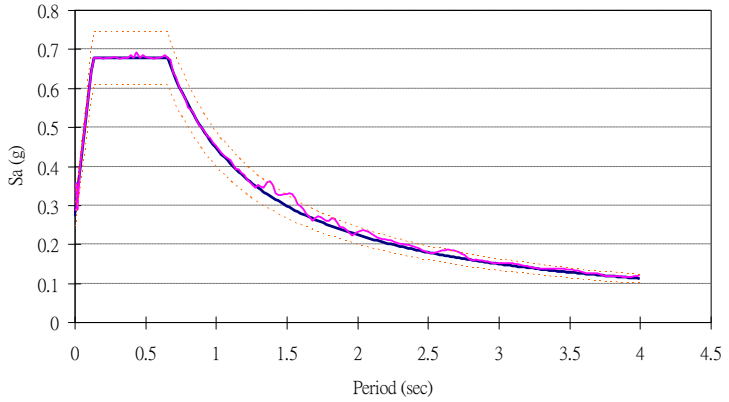


圖 5.68 棧橋碼頭等級 III 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜

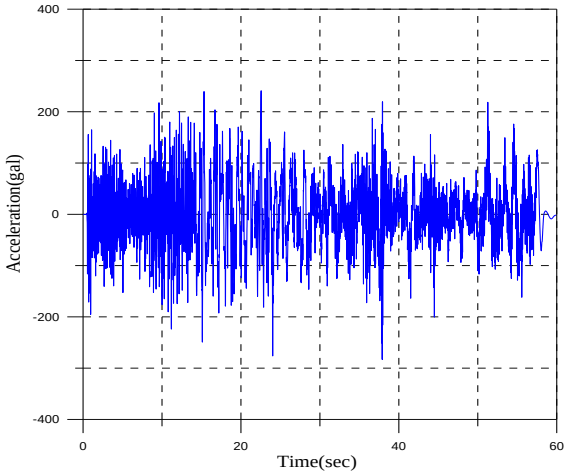


圖 5.69 棧橋碼頭等級 III 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時

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 5.70 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 5.71 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 5.72 所示，軸向最大位移為 29.7 cm，橫向最大位移為 13.3 cm。

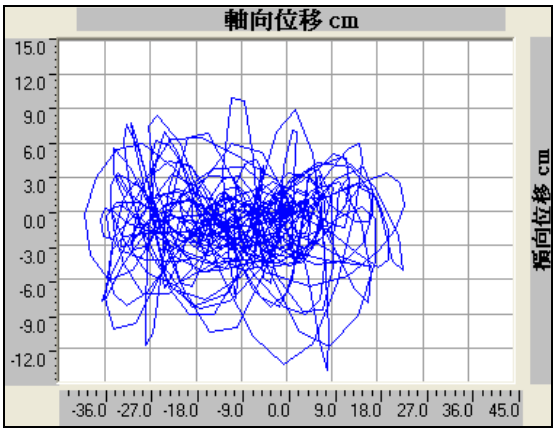


圖 5.70 棧橋式碼頭等級 III 地震第 1 組歷時分析橋面位移軌跡

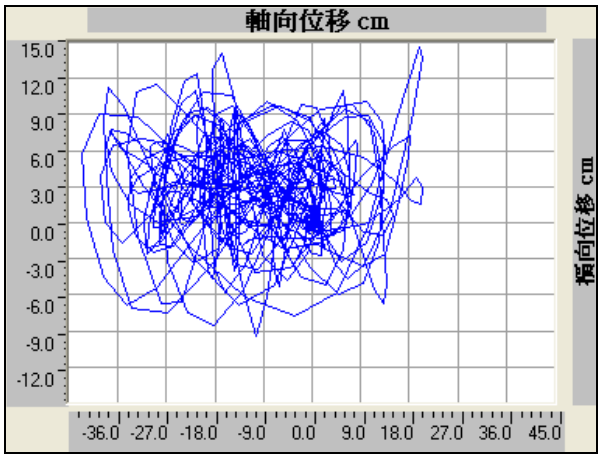


圖 5.71 棧橋式碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析橋面位移軌跡

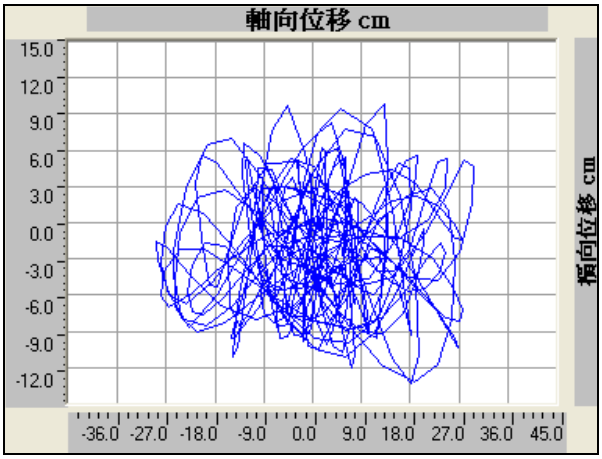


圖 5.72 棧橋式碼頭等級 III 地震第 3 組歷時分析橋面位移軌跡

(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 5.73，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 5.74 。

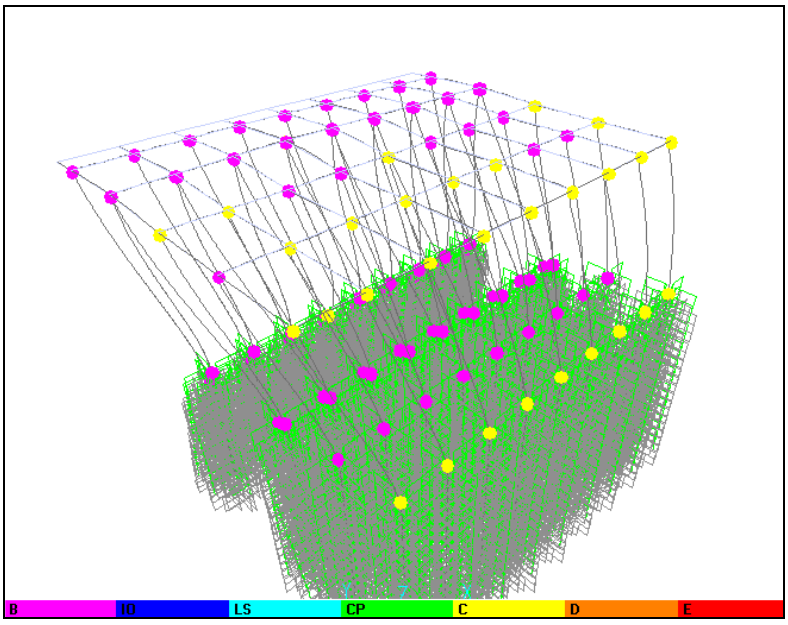


圖 5.73 棧橋碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析之塑性鉸分佈

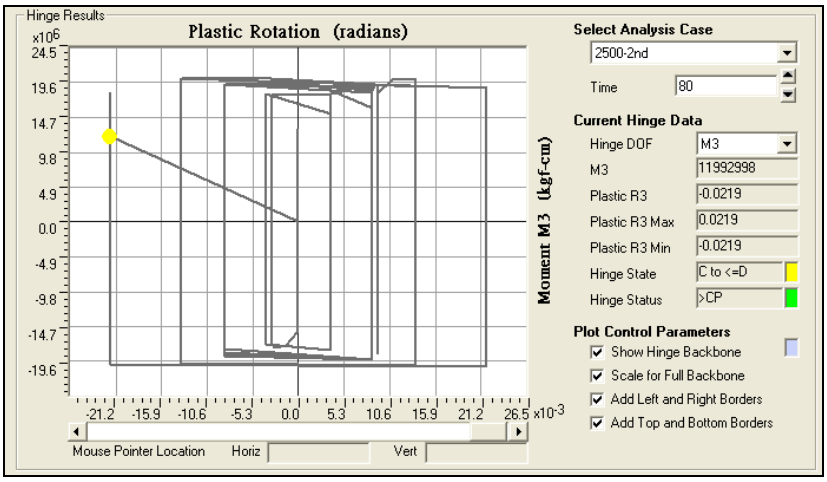


圖 5.74 棧橋碼頭等級 III 地震歷時分析鋼管樁最大塑鉸遲滯迴圈

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 5.75。而由表 5-23 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。

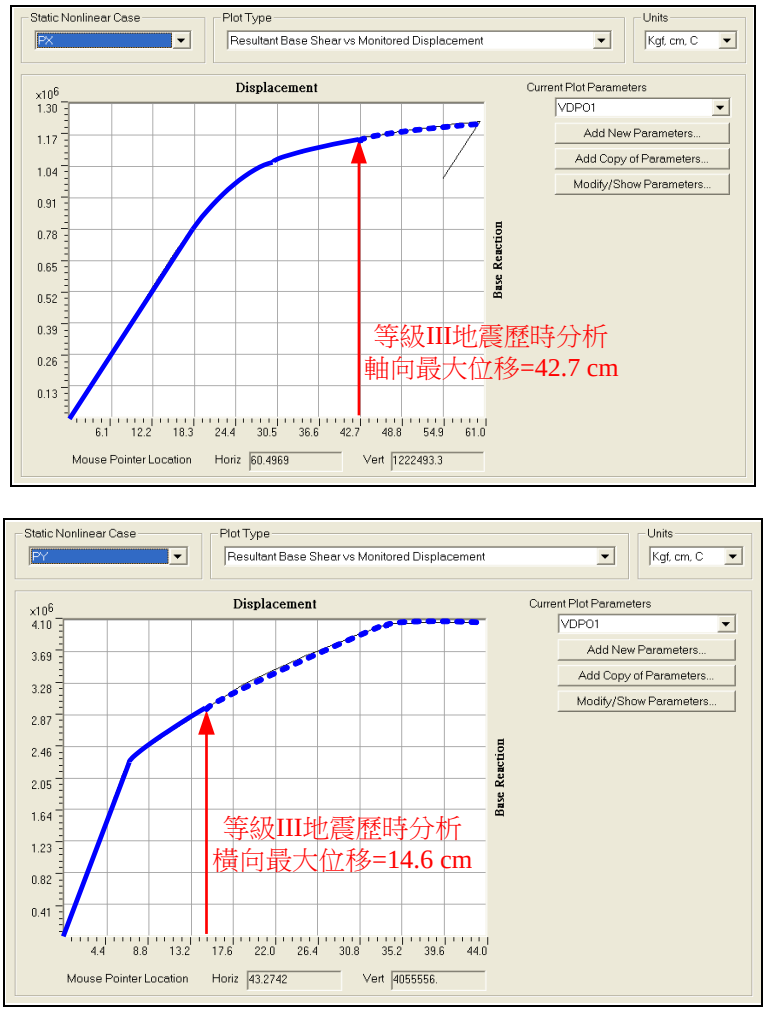


圖 5.75 棧橋碼頭等級 III 地震歷時最大位移對應之韌性容量

表 5-23 棧橋式碼頭等級 III 地震時之性能規定檢核

參數 \ 地震等級		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 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

5.7 設計結果說明

A 級棧橋式碼頭於等級 I 地震下需滿足使用功能正常、不需修復及結構保持彈性，其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載力，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 地震下需滿足使用功能短期喪失、可快速修復及輕微損壞，歷時分析檢核結果在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 地震下使用功能長期喪失、修復非常困難及結構損毀但未超過韌性容量，其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。

本例之棧橋式碼頭係採三維分析，在垂直與平行法線方向之位移量均忠實呈現於分析成果內。由於碼頭結構在應力分析上係屬平面應變分析型態，其中垂直法線方向之分析結果實為主要關切之重點，另平行法線方向之位移量分析結果在實際情形下其自由度尚受其它因素所束限，故本案例之分析結果在平行法線方向之位移量可能較實際情形為保守。本例之分析成果顯示，在三等級地震力之作用下均順利通過檢核，本例所考慮之棧橋式碼頭可確保其符合耐震性能設計之要求。

第六章 圓筒式碼頭設計例實作

6.1 碼頭概述

6.1.1 設計目標

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

6.1.2 設計基準

1.參考資料

(1)交通部運輸研究所八十六年七月「港灣構造物設計基準」。

(2)國際航海協會九十年「港灣構造物耐震設計準則」。

(3)內政部九十五年「建築物耐震設計規範及解說」。

(4)交通部九十八年六月「公路橋梁耐震設計規範」。

2.分析程式

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

3.材料強度

(1) 土壤單位重：根據鑽探資料可以得知土層多為砂土，其單位重量介於 1.8 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) 鋼板樁單位重：屬剛性材料，依港灣構造物設計基準修訂建議之單位重約為 7.85 t/m^3。

(4) 鋼板樁材料(參考新日本製鐵公司直線型鋼板樁規格)： 種類為 YSP-FA；板樁厚度為 12.7mm；斷面積為 77.5cm^2。

(5)圓筒與土壤間之摩擦角 δ：15 度

(6)超載重：常時 3t/m^2，地震時 1.5t/m^2。

4.設計地震

地震係數計算係依據「港灣構造物耐震性能設計架構研究(第一期)」計算地震力，先以等級 I 地震作初步設計，所在位置無近斷層，工址之 S_S^D=S_S^{II}=0.6、S_1^D= S_1^{II} =0.35、S_S^M= S_S^{III}=0.8、S_1^M= S_1^{III} =0.5 (S_S^D、S_1^D、S_S^M、S_1^M 之值請查閱現行設計規範)，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。

6.1.3 自然條件

潮位：

H.H.W.L. (最高高潮位)：EL.+ 2.31

M.H.W.L. (朔望平均高潮位)：EL.+ 1.16

M.W.L. (平均海平面)：EL.+ 0.89

M.L.W.L. (朔望平均低潮位)：EL.+ 0.63

L.L.W.L. (最低低潮位)：EL. －0.25

6.2 耐震性能要求與規定

6.2.1 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，本手冊之設計例設定為 B 級圓筒式碼頭，其特性定義詳表 1-1。

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 6-1 所示。

6.2.2 性能規定

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

1.地震等級

B 級圓筒式碼頭之三等級地震力如表 6-2。

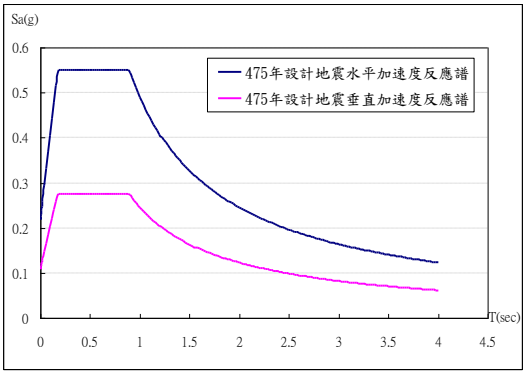
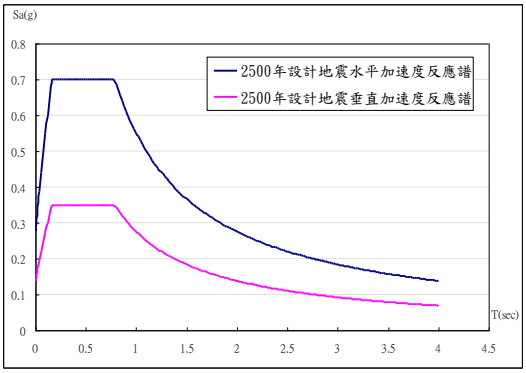
表 6-1 圓筒式 B 級碼頭之耐震性能要求

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

2.性能等級(可接受標準)

將 B 級圓筒式碼頭各性能等級以性能參數之可接受標準值加以限定，板樁變位對第 I 級至第 III 等級皆有量化限制，如第 I 等級之岸肩變位分別為水平位移小於 30 公分、向海側傾斜角小於 3 度、岸肩沉陷量小於 10 公分與岸肩與後線陸地之沉陷差小於 70 公分等。另外，對於圓筒可接受標準亦可參考表 1-21。

表 6-2 圓筒式碼頭性能設計三等級地震力

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

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

6.3 構造物系統規劃

本案例以 B 級碼頭為例，本碼頭採用鋼板樁圓筒式碼頭，並假設為散雜貨碼頭。碼頭規劃之標準斷面如圖 6.1 所示。碼頭單元靠海側鋼板樁，標準單元長為 21.20 m；靠陸側鋼板樁單元長為 19.20 m；圓筒半徑 12.36 m。

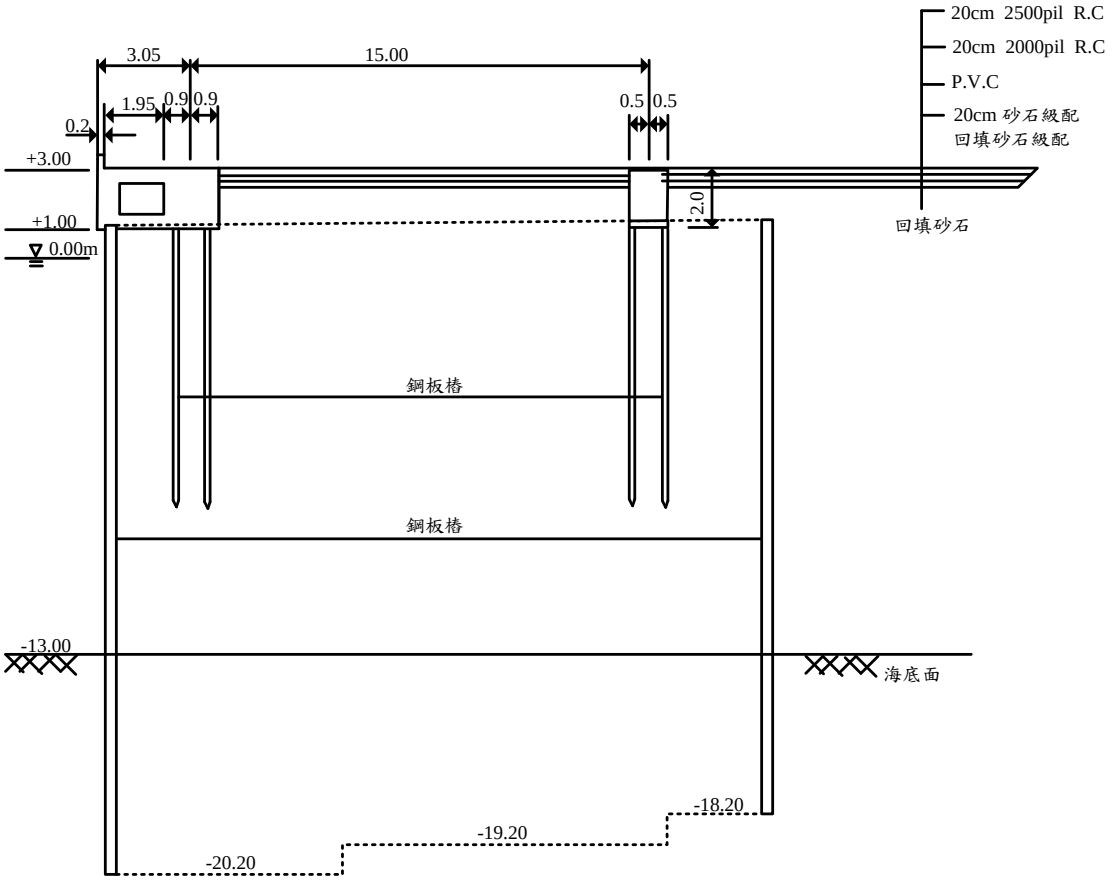


圖 6.1 圓筒式碼頭標準斷面圖

6.4 土壤液化評估

本案例圓筒式碼頭之工址地層鑽探資料如表 6-3 所示，遵照土壤液化評估之經驗準則法之流程。

本手冊建議在等級 I 地震下，工址土壤不允許發生液化，因此第一階段設計即須先進行等級 I 地震的土壤液化潛能評估。在等級 II 與等級 III 地震下，液化的機會大增，若硬性規定不得液化，土壤改良的處理費用可能將所費不貲，故規定容許液化發生。現行港灣構造物設計基準對地盤有液化潛能的重要港灣結構物耐震設計，工程師應先判斷，將不合適之軟弱土層予以挖除，並進行土壤改良或回填之相關工作。

將鑽探資料簡化，並經過改良或回填之軟弱土層，其於三等級地

震下之土壤液化潛能評估結果詳表 6-4、表 6-5、表 6-6，工址位置周圍並無近斷層，其有紀錄之最大地震規模為 7.3，所以土壤液化評估之地震規模設定值為 7.3，而液化潛能評估之尖峰地表加速度 PGA 設定值以三等級地震之設計 PGA 作輸入，分別為等級 I 地震 $PGA=0.4S_{II,S}/3.25=0.074$ g，等級 II 地震 $PGA=0.4S_{II,S}=0.24$ g，等級 III 地震 $PGA=0.4S_{III,S}=0.32$ g。

表 6-3 圓筒式碼頭工址土層鑽探資料表

鑽孔編碼：W24-20
計劃名稱：基隆港務局中油突堤碼頭擴建鑽探基隆港
鑽孔編號：H-20　　X座標：324861.0　　鑽孔傾角：90
提供單位：基隆港務局　　Y座標：2,783,033　　鑽孔孔徑：0　cm
鑽探公司：台灣探勘工程股份有限公司　　Z座標：-16.3　m　　鑽孔深度：22　m
試驗公司：台灣探勘工程股份有限公司　　水位計：　(1.觀測井　2.水壓計)
鑽探日期：1967/11/26　　埋設深度：0　m

地下水位深度：0　m
日期：1967/11/26

深度 (m)	土壤岩層說明	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 Gs	孔隙比 e
1.85	灰色細砂及沉泥質砂含貝屑		0		9	20-1	0	81	19	0	13.3	0.0	0.0	2.71	1.87	0.64
3.85	灰色細砂及沉泥質砂含貝屑		0		11	20-2	0	86	14	0	20.8	0.0	0.0	2.71	1.92	0.7
5.85	灰色細砂及沉泥質砂含貝屑		0		13	20-3	0	72	28	0	20.4	0.0	0.0	2.71	2.02	0.61
7.85	灰色細砂及沉泥質砂含貝屑		0		13	20-4	0	58	42	0	24.6	0.0	0.0	2.72	1.89	0.77
9.85	灰色細砂	SM	0		18	20-5	0	63	37	0	23.1	0.0	0.0	2.7	1.93	0.72
11.85	灰色細砂	SM	0		28	20-6	0	67	33	0	20.3	0.0	0.0	2.71	1.84	0.77
13.85	灰色細砂	SM	0		31	20-7	0	75	25	0	21.2	0.0	0.0	2.7	1.91	0.72
15.85	灰色沉泥質砂及細砂		0		35	20-8	0	73	27	0	21.6	0.0	0.0	2.71	1.96	0.69
17.85	灰色沉泥質砂及細砂		0		39	20-9	0	70	30	0	20.4	0.0	0.0	2.71	2.04	0.59
19.85	灰色沉泥質砂及細砂		0		41	20-10	0	74	26	0	20.5	0.0	0.0	2.72	2.01	0.62
21.85	灰色沉泥質砂及細砂		0		43	20-11	0	84	16	0	20.2	0.0	0.0	2.71	1.98	0.65
22.0																

表 6-4 圓筒式碼頭等級 I 地震土壤液化潛能評估結果

孔號：W24-20　地下水位=GL-2.27　地震規模=7.3　PGA=0.074

深度 (m)	土壤類別	γt (t/m³)	σ'v (t/m²)	σv (t/m²)	N	有效覆土 Cn	地震規模修正 MSF	α	β	N1	<#200	應力折減係數 γd	CSR (1)	$CRR_{7.5}$ (2)	CRR_M (3)	F_L (3)/(1)
5.0	SM	1.8	7.3	10.0	12	1.17	1.07	0.00	1.00	12	0.0	0.84	0.06	0.13	0.14	2.19
10.0	SM	1.8	12.3	20.0	12	0.90	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.68	0.07	0.12	0.12	1.74
13.0	SM	1.8	15.3	26.0	12	0.81	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.56	0.07	0.11	0.12	1.73
17.0	SM	1.8	19.3	34.0	14	0.72	1.07	3.61	1.08	15	20.0	0.52	0.06	0.16	0.17	2.76
20.0	SM	1.8	22.3	40.0	14	0.67	1.07	5.00	1.20	16	40.0	0.50	0.05	0.17	0.19	3.40
23.0	SM	1.8	25.3	46.0	14	0.63	1.07	5.00	1.20	16	35.0	0.48	0.05	0.17	0.18	3.52

表 6-5 圓筒式碼頭等級 II 地震土壤液化潛能評估結果

孔號：W24-20	地下水位=GL-2.27					地震規模=7.3						PGA=0.24				
深度 (m)	土壤類別	γt (t/m^3)	σ'v (t/m^2)	σv (t/m^2)	N	有效覆土 Cn	地震規模修正 MSF	α	β	N1	<#200	應力折減係數 γd	CSR (1)	$CRR_{7.5}$ (2)	CRR_M (3)	F_L (3)/(1)
5.0	SM	1.8	7.3	10.0	12	1.17	1.07	0.00	1.00	12	0.0	0.84	0.21	0.13	0.14	0.68
10.0	SM	1.8	12.3	20.0	12	0.90	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.68	0.23	0.12	0.12	0.54
13.0	SM	1.8	15.3	26.0	12	0.81	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.56	0.22	0.11	0.12	0.53
17.0	SM	1.8	19.3	34.0	14	0.72	1.07	3.61	1.08	15	20.0	0.52	0.19	0.16	0.17	0.85
20.0	SM	1.8	22.3	40.0	14	0.67	1.07	5.00	1.20	16	40.0	0.50	0.18	0.17	0.19	1.05
23.0	SM	1.8	25.3	46.0	14	0.63	1.07	5.00	1.20	16	35.0	0.48	0.16	0.17	0.18	1.08

表 6-6 圓筒式碼頭等級 III 地震土壤液化潛能評估結果

孔號：W24-20	地下水位=GL-2.27					地震規模=7.3						PGA=0.				
深度 (m)	土壤類別	γt (t/m^3)	σ'v (t/m^2)	σv (t/m^2)	N	有效覆土 Cn	地震規模修正 MSF	α	β	N1	<#200	應力折減係數 γd	CSR (1)	$CRR_{7.5}$ (2)	CRR_M (3)	F_L (3)/(1)
5.0	SM	1.8	7.3	10.0	12	1.17	1.07	0.00	1.00	12	0.0	0.84	0.28	0.13	0.14	0.51
10.0	SM	1.8	12.3	20.0	12	0.90	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.68	0.31	0.12	0.12	0.40
13.0	SM	1.8	15.3	26.0	12	0.81	1.07	0.00	1.00	10	0.0	0.56	0.30	0.11	0.12	0.40
17.0	SM	1.8	19.3	34.0	14	0.72	1.07	3.61	1.08	15	20.0	0.52	0.26	0.16	0.17	0.64
20.0	SM	1.8	22.3	40.0	14	0.67	1.07	5.00	1.20	16	40.0	0.50	0.24	0.17	0.19	0.79
23.0	SM	1.8	25.3	46.0	14	0.63	1.07	5.00	1.20	16	35.0	0.48	0.22	0.17	0.18	0.81

由表 6-4 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 6-5 可知在等級 II 地震作用下，深度 0 m 至深度 17 m 之土層 F_L 小於 1.0，表示可能會發生液化，故在分析等級 II 地震作用下，必須考慮土層液化之影響；由表 6-6 可知在等級 III 地震作用下，深度 0 m 至深度 20 m 左右之土層 F_L 為小於 1.0，表示可能會發生液化。

6.5 初步設計

6.5.1 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，方可進行方析，轉換公式如下：

1. 水平地震力係數

水平地震力係數公式如下所示：

$K_h = 0.4 \cdot S_{II,S}$ ..... (6-1)

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

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

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

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

此時之 K_h 即為前面章節所描述之有效震度係數 K_e 。

2.2.垂直地震力係數

工址無近斷層效應，故垂直地震力係數為水平地震力係數的二分之一倍，計算可得：

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

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

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

6.5.2 碼頭設計斷面與參數表

本手冊案例之設計斷面碼頭單元靠海側鋼板樁，標準單元長為 21.2 m；陸側鋼板樁單元長為 19.2 m；圓筒半徑為 12.36 m，。碼頭土壤性質分布與設計參數表分別如表 6-7 及圖 6.2 所示。

表 6-7 圓筒式碼頭設計參數表

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

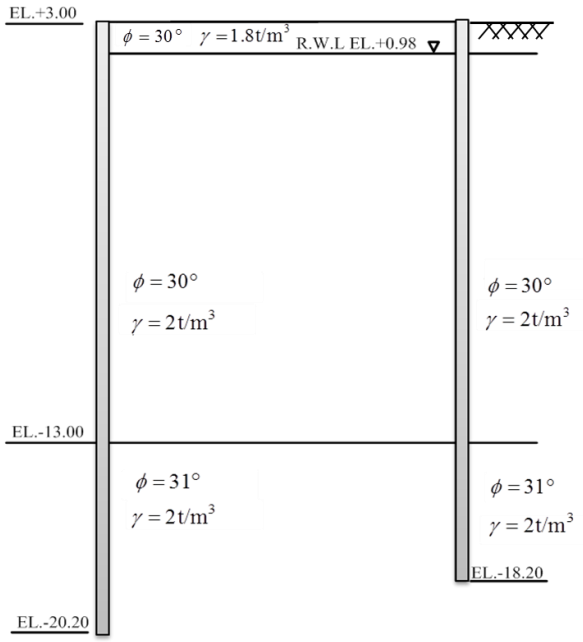


圖 6.2 圓筒式碼頭土壤性質分佈圖

6.5.3 安全性檢核

依照前述章節之步驟進行簡化分析

1.給定設計震度係數

由上小節可知等級 I 設計震度係數為 0.074。

2.換算壁體寬度

示範設計例平面形狀幾何關係如圖 6.3 所示，相關參數如表 6-8。

表 6-8 圓筒式碼頭換算壁體寬度參數表

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

經由下列公式求得換算壁體寬度：

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

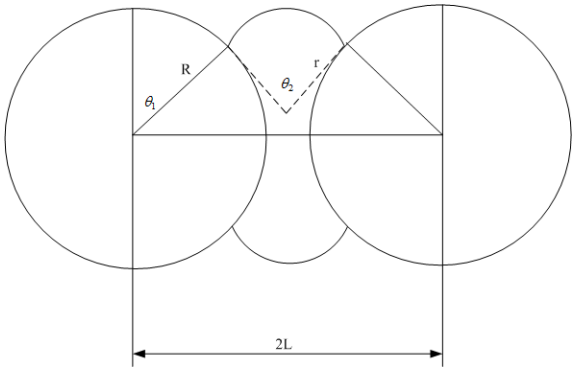


圖 6.3 圓筒平面形狀示意圖

3.內填料換算單位體積重量(γ)及換算壁高(H_0)

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

$$H_0=\frac{1}{\gamma}\sum\gamma_i\cdot h_i=\frac{1}{1}\times\left[2\times 2+2\times(2.27-2)+0.97\times 13.73\right]=17.85m$$

4. 換算壁高(H_s)

換算壁高H_s可依下式計算：

$$H_s=2\cdot\sqrt{\frac{\sum P_i}{\gamma\cdot\tan\phi}}=2\cdot\sqrt{\frac{44.03}{1\cdot\tan(29^{\circ})}}=25.21m$$

5.計算殘留水位*R.W.L.*

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

6.計算地震時主動土壓力P_{AE}

主動土壓力係數與主動土壓力之計算結果分別如表 6-9、表 6-10 所示。

表 6-9 圓筒式碼頭之各土層主動土壓力係數

	設計地震係數	內摩擦角	凝聚力	地震合成角	板樁與土壤間之摩插角	主動土壓力係數
土層	K_h	ϕ_i	c	θ	δ	K_{AE}
1	0.074	30	0	0.08	15	0.35
2	0.074	31	0	0.15	15	0.41
3	0.074	31	0	0.15	15	0.41

表 6-10 圓筒式碼頭之各土層主動土壓力

土層	厚度(m)	單位重(tf/m^3)	各層水平主動土壓合力值(t/m)	各層主動土壓力作用位置(m)
1	2.27	1.8	2.72	14.65
2	7.73	0.97*	45.88	7.50
3	6	0.97*	20.03	1.46

註：*代表土壤在水中之單位重

7.計算地震時之動態水壓合力 P_{DW}

動態水壓力計算結果如表 6-11 所示。

表 6-11 圓筒式碼頭地震時之動態水壓力

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

8.計算殘留水壓合力 P_{RW}

殘留水壓合力結果如表 6-12 所示。

表 6-12 圓筒式碼頭殘留水壓力

殘留水壓力(t/m)	殘留水壓力作用位置(m)
14.15	E.L.-6.4

9.圓筒壁體剪力變形檢核

本手冊案例之圓筒壁體剪力變形檢核依據前述章節之圓筒壁體剪力變形檢核所述之方法進行安全性檢核，分析成果如表 6-13 所

示，計算結果安全係數為 2.14 大於 1.2，故設計之圓筒斷面尺寸通過檢核，不需進行修改，可進行下一階段之板樁入土長度檢核。

表 6-13 圓筒式碼頭等級 I 地震圓筒壁體剪力變形檢核

碼頭單位總重 W(t/m)	731.50
地下水位以上地震合成角(θ_u)	4.58
地下水位以下地震合成角(θ_d)	8.59
土層動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.35
土層動態主動土壓力係數 K'_{AE}	0.41
背填土壤動態主動土壓力 P_{AE}(t/m)	2.72
圓筒內填料之慣性地震力 $K_h \times W$(t/m)	54.13
動水壓力 P_{DW}(t/m)	7.23
殘留水壓力 P_{RW}(t/m)	14.15
Kh×W 對碼頭趾部力臂(m)	8.00
P_{AE} 對碼頭趾部力臂(m)	14.65
P_{DW} 對碼頭趾部力臂(m)	5.10
P_{RW} 對碼頭趾部力臂(m)	6.6
變形力矩 M_d(t/m-m)	979.83
抵抗力矩 M_r(t/m-m)	2099.43
安全係數	2.14 (通過)

10.板樁入土長度檢核

本手冊案例之板樁入土長度檢核依據前述章節之板樁入土長度檢核所述之方法進行安全性檢核，分析成果如表 6-14 所示，計算結果安全係數為 1.74 大於 1.5，故設計之圓筒斷面尺寸通過檢核，不需進行修改，可進行下一階段之板樁拉力檢核。

表 6-14 圓筒式碼頭等級 I 地震板樁入土長度檢核

海底面下至板樁下端之主動土壓合力 P_1 (t/m)	60.99
海地面至板樁下端靜止土壓合力 P_2 (t/m)	9.24
海底面上主動土壓合力之垂直分力 P_3 (t/m)	18.39
土壤與板樁間之摩擦係數 μ	0.35
板樁下端土壤之極限承載力 R_u(t/m)	42.73
板樁承載力 R_p(t/m)	31.91
安全係數	1.74 (通過)

12.板樁拉力檢核

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

$$T = [(\gamma \cdot H_0 + w)K_i + \gamma_w \cdot h_w]R$$
$$= [(1 \cdot 17.85 + 1.5) \times 0.6 + 1.03 \cdot 0.98] \times 12.36 = 156\text{t/m}$$

板樁拉力 $156\text{t/m} < 200\text{t/m}$ (通過)

13.圓筒壁體安定檢核

本手冊案例之圓筒壁體安定檢核依據前述章節之圓筒壁體安定檢核所述之方法進行安全性檢核，分析結果如表 6-15 所示：

表 6-15 圓筒式碼頭等級 I 地震圓筒壁體安定檢核

碼頭單位總重 W(t/m)	731.50
碼頭有效單位重量 W'(t/m)	408.15
背填土壤動態主動土壓力 P_{AE}(t/m)	68.63
圓筒內填料之慣性地震力 $K_h \times W$(t/m)	54.13
動水壓力 P_{DW}(t/m)	7.23
殘留水壓力 P_{RW}(t/m)	14.15
圓筒底部土壤抗剪強度$(1-K_v)W'$(t/m)	393.05
作用總合力	144.63
抵抗總合力	236.16
安全係數	1.63 (通過)

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

6.6 驗證分析

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

本章初步設計已使用簡化分析法進行設計，本節驗證分析時擬採用簡化分析結合經驗公式(如表 2-1 所示)檢核等級 I 地震之性能規定，以及同時採用「滑動塊分析法」與「動力分析法」檢核等級 II 地震之性能規定，並比較其結果差異。

6.6.1 等級 I 地震性能驗證檢核

本手冊案例等級 I 地震之驗證分析採用簡化分析法，檢核圓筒式碼頭之破壞機制是否符合要求，為準確得到其定量之分析結果，本手冊使用安定分析之計算結果，並結合表 2-2 之經驗公式進行量化之驗證檢核，如分析結果之安全係數大於 1，則表示結構物穩定未產生破壞，反之安全係數小於 1，則顯示發生破壞，須結合表 2-2 以判定是否符合要求。此一部分由於性能可接受標準之檢核為殘餘變位之位移，而與表 2-2 公式之最大水平位移結合係為較保守之計算。另外經由前述之設計尺寸之模擬方式所得之碼頭模型，亦得用於等級 II 與等級 III 性能驗證之簡化動力分析與動力分析。

1.分析結果

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

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

2.性能規定驗證

本手冊案例之性能規定驗證可由上述計算結果，安全係數大於 1 來判定所設計之碼頭的受震反應是處於穩定狀態，即無變位發生，如表 6-16 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 6-16 圓筒式碼頭等級 I 地震時之性能規定檢核

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

註：H 為海底面以上板樁之高度。

6.6.2 等級 II 地震性能驗證檢核

1.人造地震

本設計案例之工址為假設工址，等級 II 設計地震力係採港灣構造物耐震性能設計架構之研究(3/4)之設計反應譜進行後續分析使用，唯於設計實際工程例時，分析案例之設計反應譜須依據現行規

範對人造地震之規定與工址座落位置加以製作，另亦須符合工址之實際地震特性。

本設計案例所使用之歷時分析每一方向地動分量使用三個人造地震，並取各主軸反應最大者為設計依據，等級 II 地震之三組三方向人造地震歷時如圖 6.4 至圖 6.22 所示。

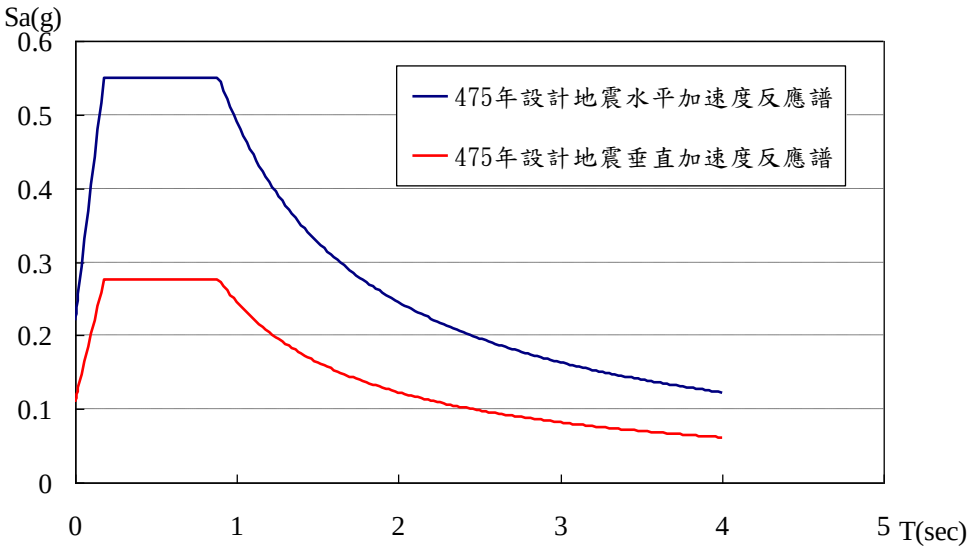


圖 6.4 圓筒式碼頭等級 II 地震之設計反應譜

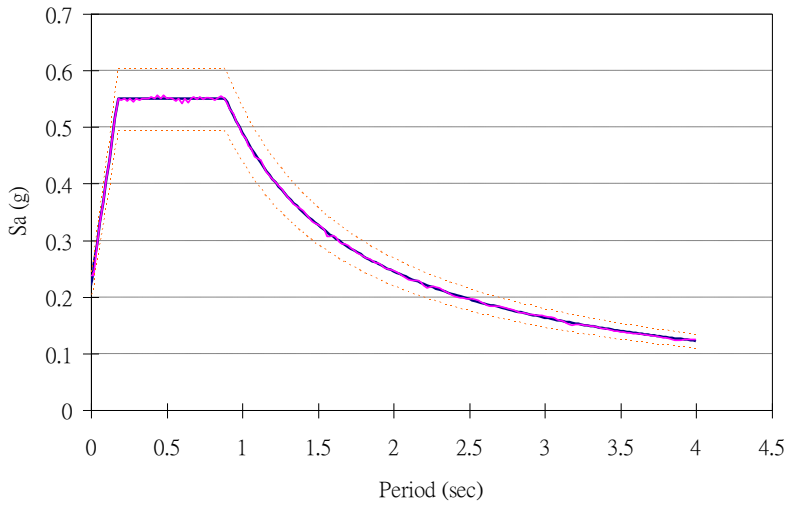


圖 6.5 圓筒碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震反應譜

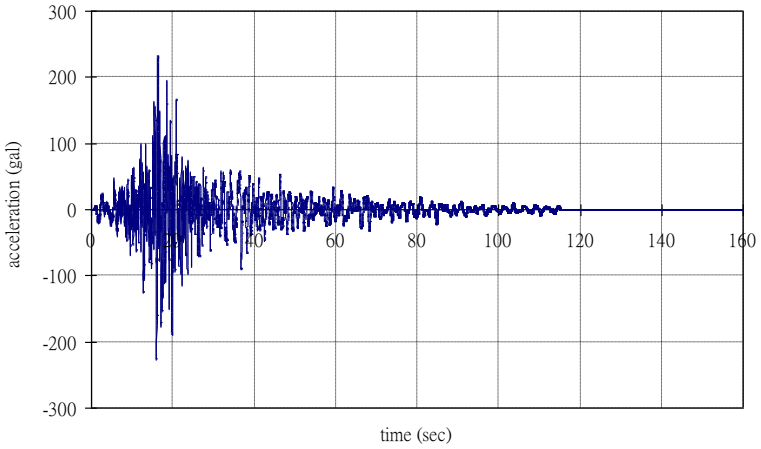


圖 6.6 圓筒碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時

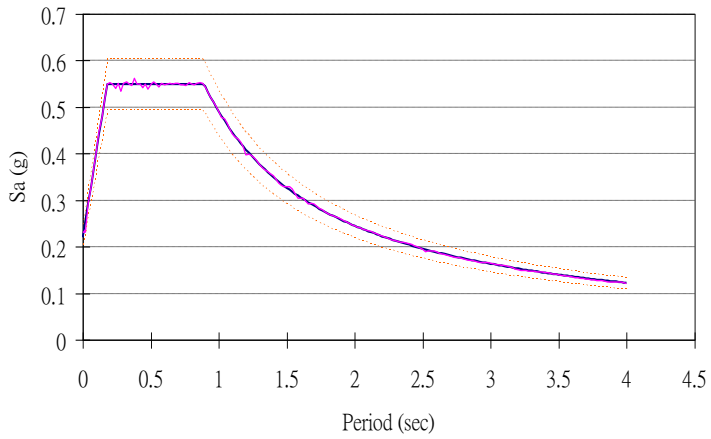


圖 6.7 圓筒碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震反應譜

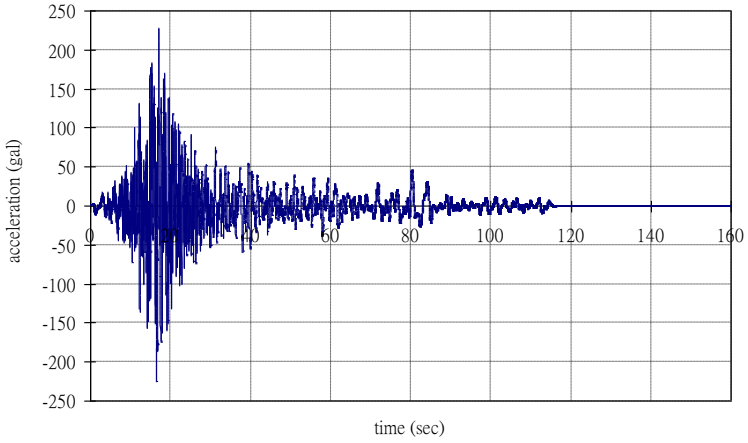


圖 6.8 圓筒碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時

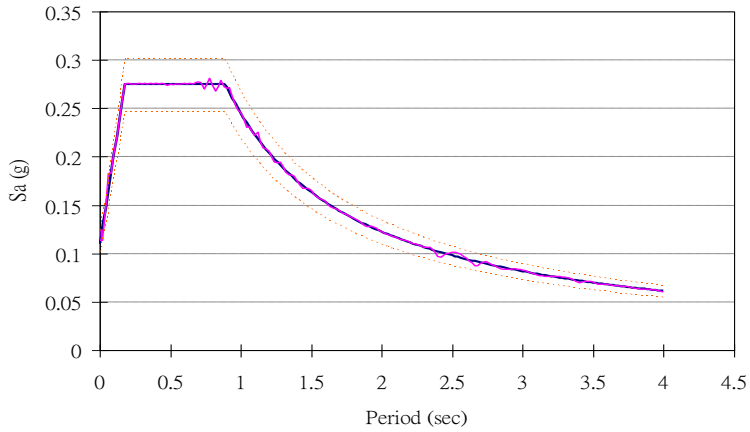


圖 6.9 圓筒碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜

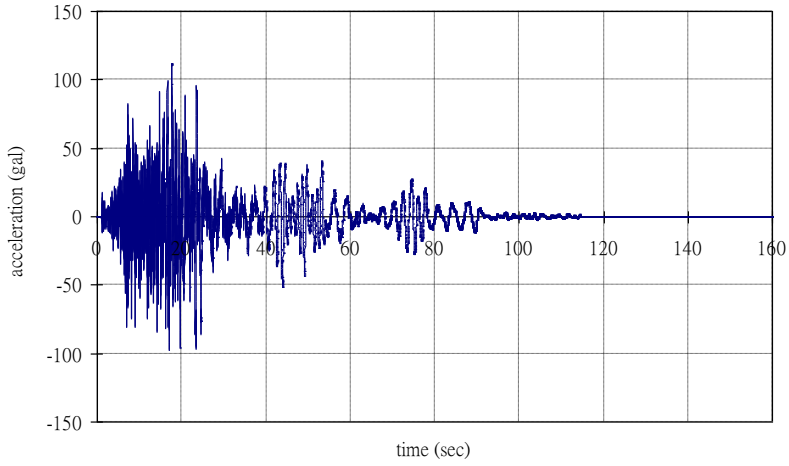


圖 6.10 圓筒碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時

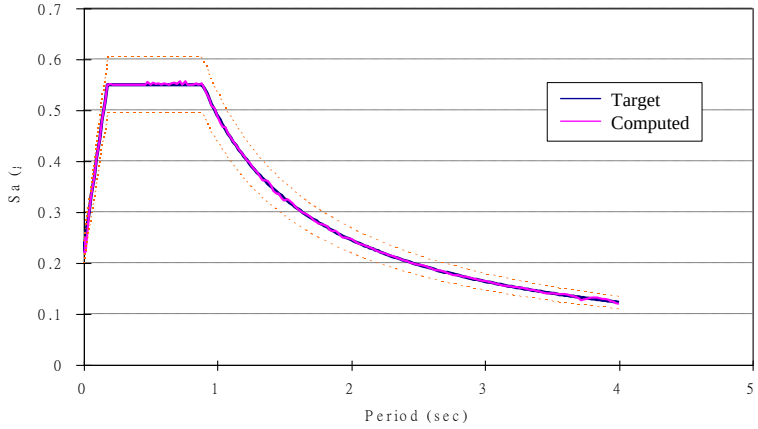


圖 6.11 圓筒碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震反應譜

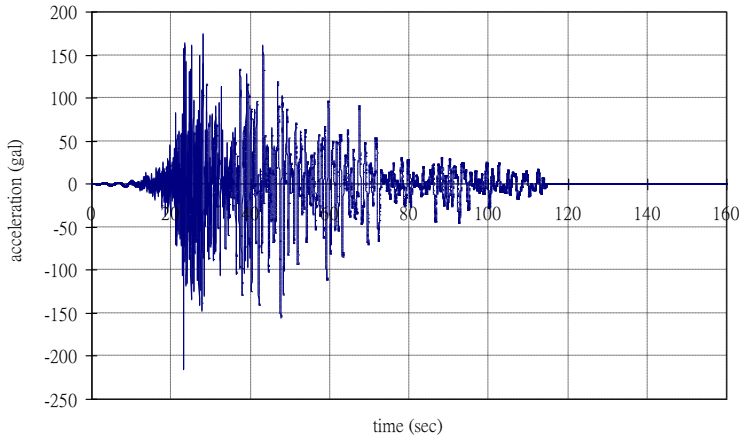


圖 6.12 圓筒碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時

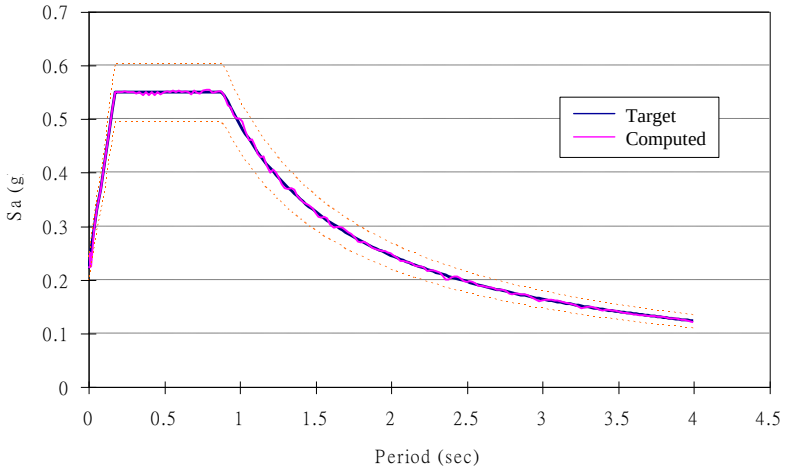


圖 6.13 圓筒碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震反應譜

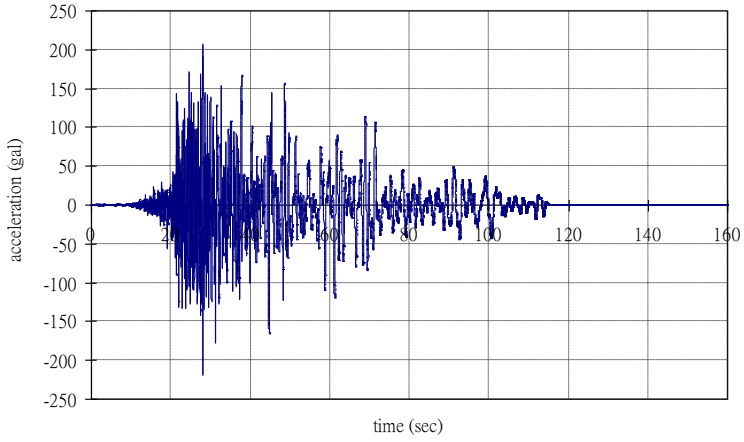


圖 6.14 圓筒碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時

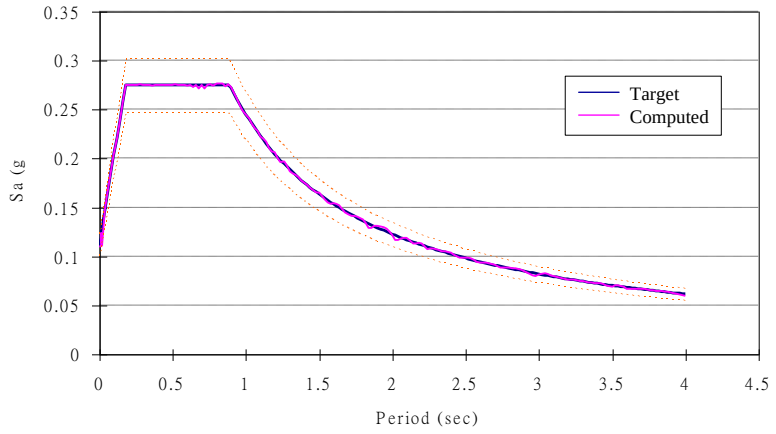


圖 6.15 圓筒碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜

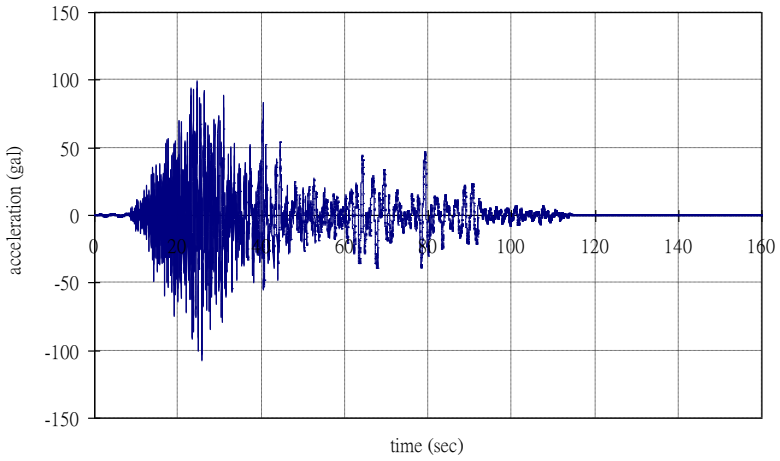


圖 6.16 圓筒碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時

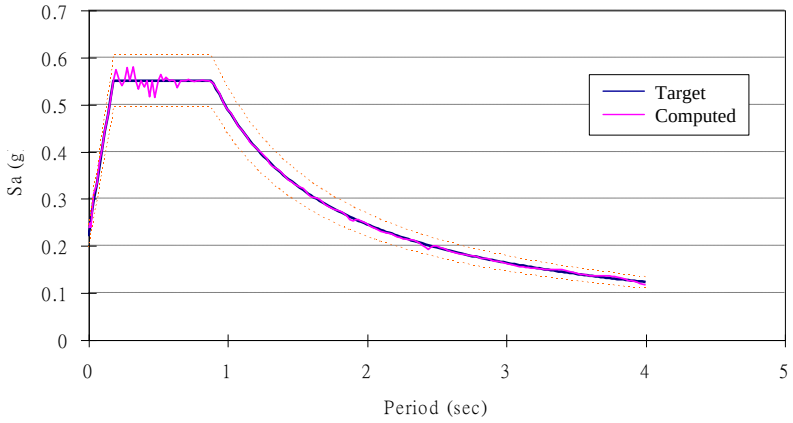


圖 6.17 圓筒碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震反應譜

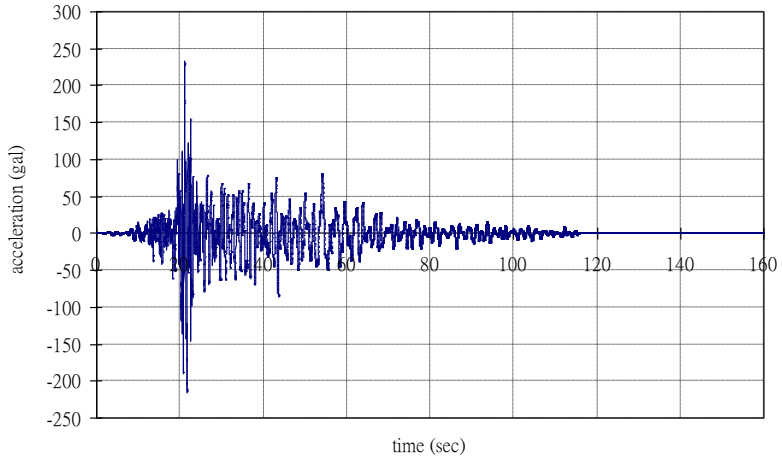


圖 6.18 圓筒碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時

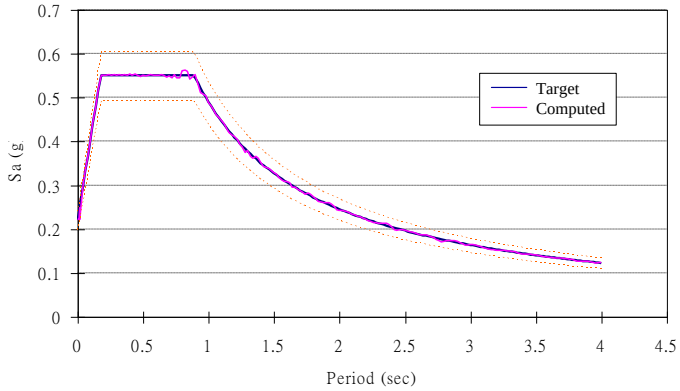


圖 6.19 圓筒碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震反應譜

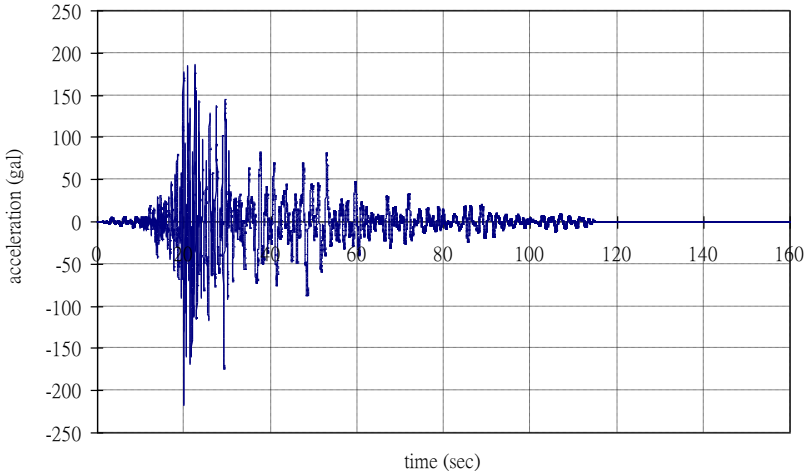


圖 6.20 圓筒碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時

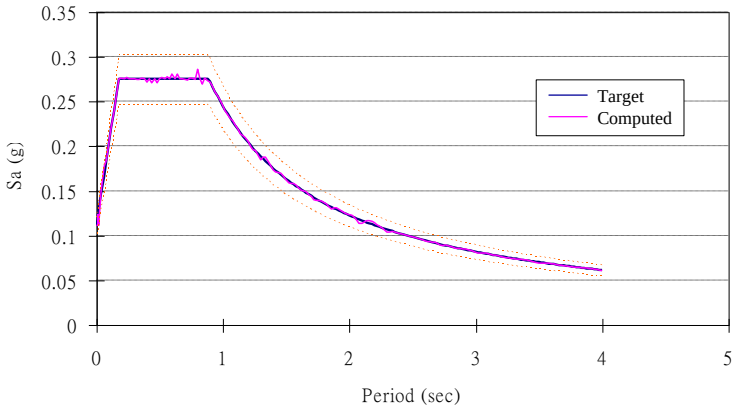


圖 6.21 圓筒碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜

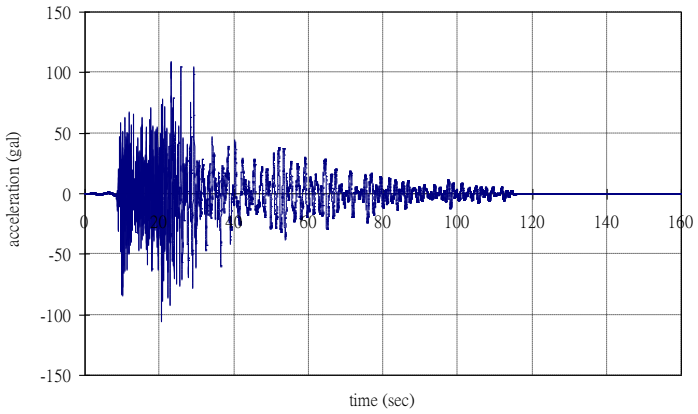


圖 6.22 圓筒碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時

2.分析方法

簡化動力分析

本手冊案例之簡化動力分析依據前述章節之簡易滑動塊體法來分析剛性塊體在於水平地表運動過程期間所導致的總滑移量。滑動塊法分析為求取圓筒式碼頭在實際地震作用下的受震反應，分析時需找出圓筒式碼頭之臨界加速度值，將超過臨界加速度值之部分，再經由二次積分，方可得知結果。滑動塊分析時，考慮圓筒式碼頭的座落方向，選擇影響程度最劇的地動分量之地震歷時進行輸入。

分析步驟：

(1)計算臨界滑動加速度

由表 6-5 可知，圓筒式碼頭土層 0~17 公尺皆有液化可能，因此選用前述章節所介紹土壤參數折減方法，進行土壤參數折減後安定分析計算，依據土壤液化潛能評估結果液化土層之 F_L 介於 0.53~0.85 之間，經計算後 R_S 介於 0.22~0.28 之間並查表求得深度 0~5 公尺之折減係數 D_E 為 0.67；深度 5~10 公尺之 D_E 為 0.33；深度 10~13 公尺之 D_E 為 0.67；深度 13~17 公尺之 D_E 為 1，其折減後參數值及計算結果如表 6-17 所示。臨界加速度值，其值為 0.034g。

表 6-17 圓筒式碼頭等級 II 地震臨界加速度計算參數

碼頭單位總重 W(t/m)	731.50
碼頭有效單位重量 W'(t/m)	408.15
折減後內摩擦角 ϕ_i (深度 0~10m)	10
折減後內摩擦角 ϕ_i (深度 10~20m)	20
折減後圓筒內填料摩擦角 ϕ	20.67
地下水位以上地震合成角(θ_u)	1.72
地下水位以下地震合成角(θ_d)	4.01
土層動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.66
土層動態主動土壓力係數 K'_{AE}	0.71
背填土壤動態主動土壓力 P_{AE}(t/m)	68.63
圓筒內填料之慣性地震力 $K_h \times W$(t/m)	24.87
動水壓力 P_{DW}(t/m)	3.32
殘留水壓力 P_{RW}(t/m)	14.65
圓筒底部土壤抗剪強度$(1-K_v)W$(t/m)	401.21
臨界水平震度係數 K_h(F_S=1)	0.034
臨界垂直震度係數 K_v(F_S=1)	0.017
臨界加速度值	0.034g

(2)計算塊體滑移量

經由歷時作用之圓筒式碼頭，其超過臨界加速度所產生之速度及位移之變化，而造成永久水平位移如圖 6.23 至圖 6.25 所示，最大累積位移量為 102.9 公分，其不同人造地震加速度歷時與永久水平位移整理如表 6-18 所示：。

表 6-18 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析

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

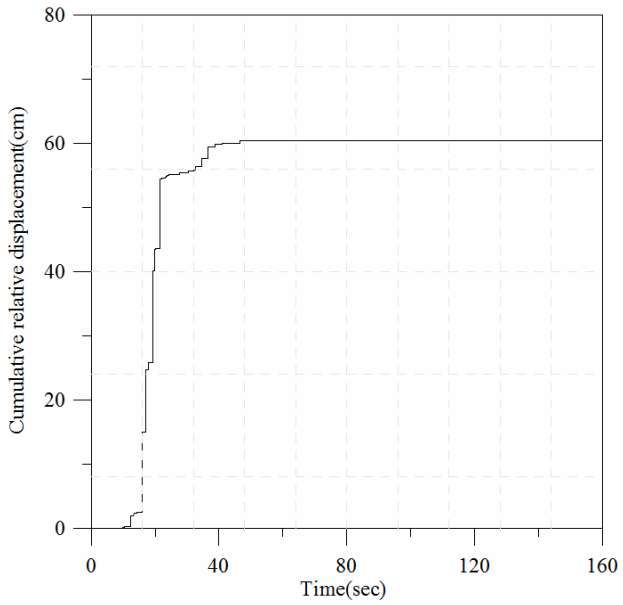


圖 6.23 圓筒碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移

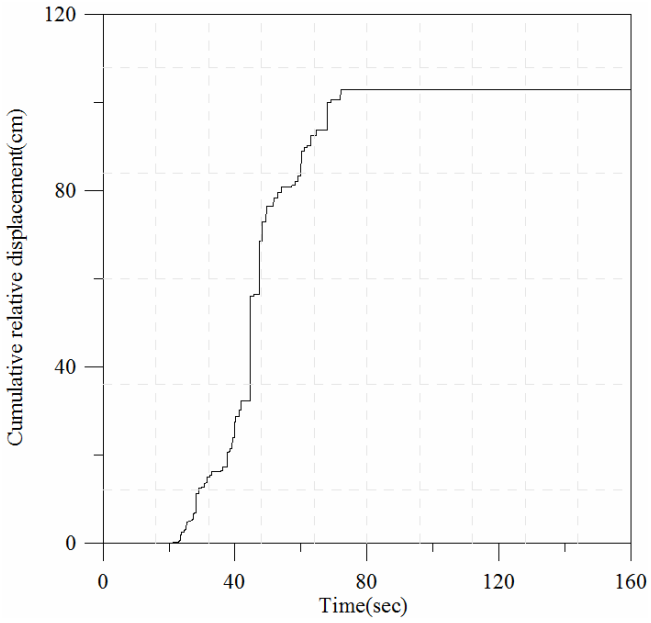


圖 6.24 圓筒碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移

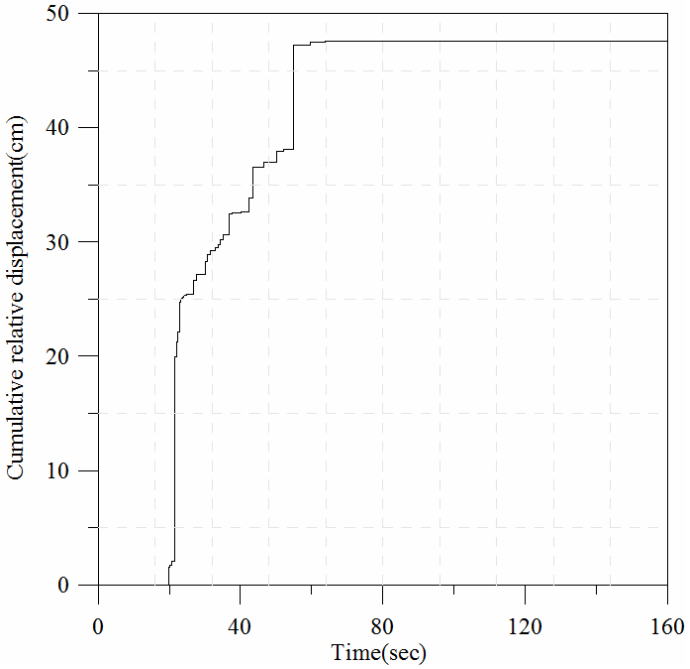


圖 6.25 圓筒碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移

動力分析

FLAC 動力分析程式是以外顯有限差分程式處理二維平面應變之數值分析問題，以模擬土壤、岩石彈塑性或其他達降伏限度後成塑性流動的材料所組成的構造物行為，並將欲分析之物體分割成有限之網格，決定材料之組成律及邊界條件，若材料所遭受之應力場較大亦可能產生大變形，則需使用大應變模式模擬材料變形行為。依據 2.3.3 節，可詳知圓筒式碼頭之動力分析分析流程，而流程中各參數選用原則及邊界條件之設定，以下則詳細說明分析步驟。

(1)幾何形狀

參考圖 6.26 及之資訊，依圓筒式碼頭的斷面尺寸與附近土層之分析範圍，進行網格之建置如表 6-3 所示，分析網格劃分為 50×41 計 2050 個差分網格，碼頭與地底土層總體高度為 40 公尺，垂值網格數為 26；向海側之土層範圍長為 40 公尺，網格數為 20；向陸側之土層範圍長為 60 公尺，網格為 30；圓筒之範圍約為 23 公尺，網格數為 46。

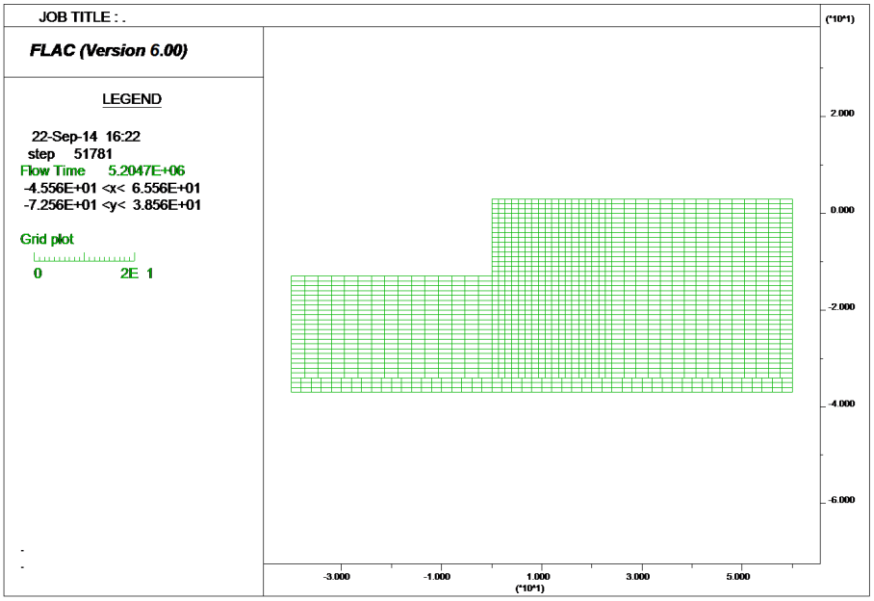


圖 6.26 圓筒式碼頭模型之網格建置

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

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

(2)材料參數

於 FLAC 程式分析過程中，所需輸入之材料參數包括單位

重、標準貫入試驗(SPT-N)值、包松比(Poisson ratio)、摩擦角(friction angle)、楊氏模數、剪力模數、統體模數、孔隙率及滲透係數等。其中，單位重、標準貫入試驗(SPT-N)值，可由表 6-3 圓筒式碼頭工址土層鑽探資料表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 所建議參考值與 SPT-N 值之轉換公式獲得，其參數值分別如表 6-19、表 6-20 及圖 6.27 所示。剪力模數、統體模數之轉換公式分別利用式(6-2)與式(6-3)分別求出，如下所示：

$$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)} \quad \text{..... (6-2)}$$

$$B = \frac{E}{3(1-2\upsilon)} \quad \text{..... (6-3)}$$

其中 G 為剪力模數；B 為統體模數；E 為楊氏模數；υ 為包松比，而孔隙率及滲透係數如表 6-21 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 6-21 所示。材料參數設定完成後，並將其地層材料性質依序在 FLAC 程式內建立分層，成果如表 6-22 及圖 6.28 所示。

表 6-19 包松比選用參考（Kulhawy and Mayne, 1990）

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

表 6-20 摩擦角選用參考

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

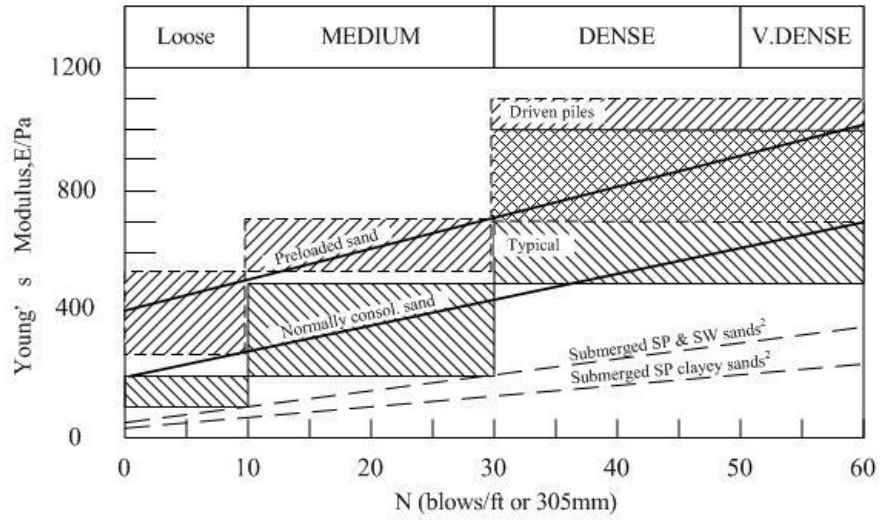
表 6-21 土壤滲透係數（Das, 2010）

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

表 6-22 圓筒式碼頭材料參數表

深度 (m)	模式型式	單位重 (t/m^3)	摩擦角 (度)	包松比	統體模數 (Mpa)	剪力模數 (MPa)	孔隙率	滲透係數 (cm/s)
13	M-C/ Finn	1.8	30	0.3	5.1	2.3	0.3	1×10^{-4}
23	M-C/ Finn	1.8	31	0.3	5.9	2.7	0.3	$1\times10\text{-}^{4}$
33	M-C	1.8	36	0.3	15	6.8	0.3	1×10^{-4}
37	M-C	1.8	40	0.3	18	8.4	0.3	1×10^{-4}

E/Pa ≈ 5 N (sands with fines)　　E/Pa ≈ 10 N (clean NC sands)



Comparative Plot of Drained Modulus Correlations for Sand

Source：Callanan and Kulhawy

圖 6.27 楊氏模數與標準貫入試驗值之關係

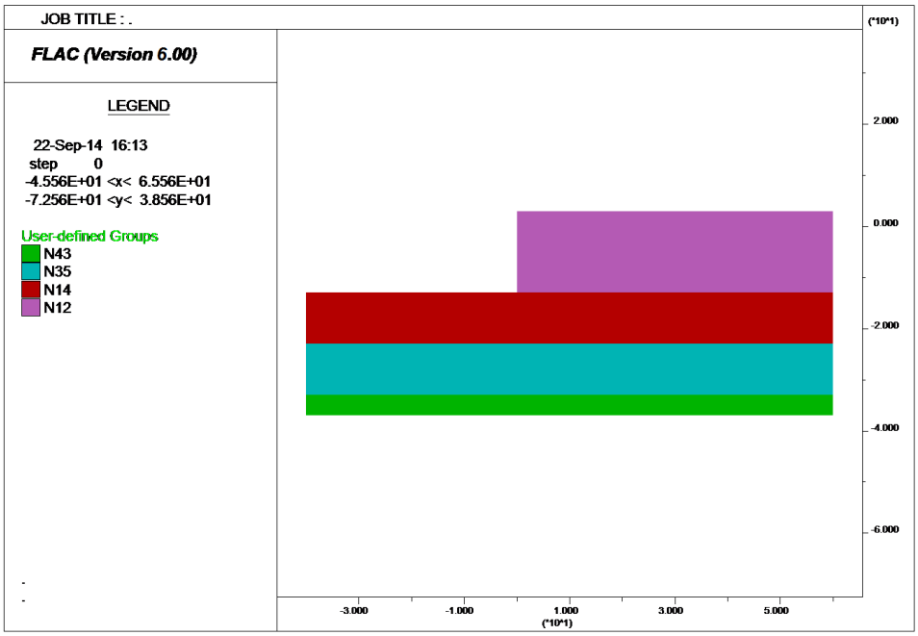


圖 6.28 圓筒式碼頭模型之材料參數

(3)邊界條件

計算域左右兩邊土層之邊界為固定 x 軸，即只允許縱向變位；而底部堅硬土層之邊界則固定 y 軸，即只允許橫向變位；上部邊界設定為自由邊界，即不束制其變位，如圖 6.29 所示。

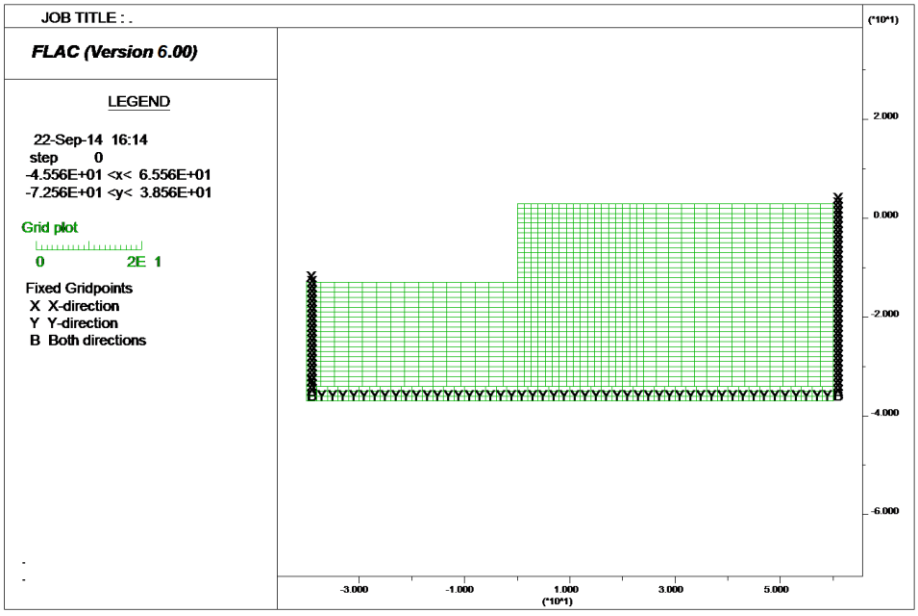


圖 6.29 圓筒式碼頭模型之邊界條件

(4)結構元素與界面元素並達重力平衡

圓筒式碼頭為三維結構，本手冊採用之軟體為二為平面分析軟體，參考胡道舜(2005)圓筒式碼頭二維平面分析，將圓筒等效成平面板樁與等效拉桿如圖 6.30 所示。

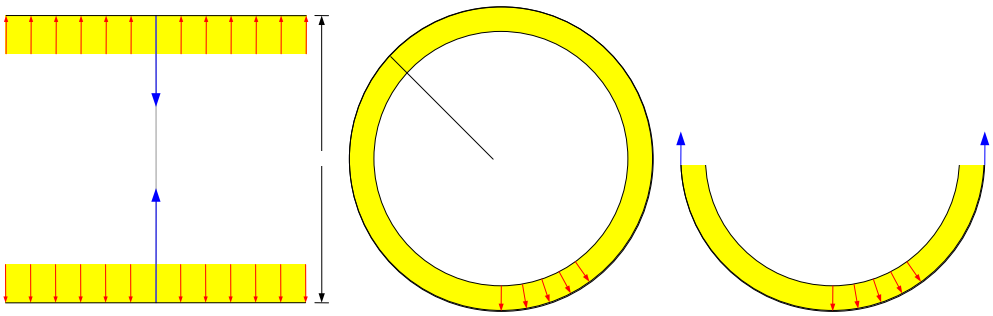


圖 6.30 圓筒式碼頭平面分析示意圖

而等值拉桿的等效軸力剛度參考公式(6-4)：

$$(EA)_{eq} = \frac{EthB}{R} \quad \text{.....(6-4)}$$

其中，A 為板樁垂直斷面積；E 為板樁楊氏模數；t 為板樁厚度；h 為等效拉桿垂直間距；B 為換算寬度；R 為圓筒半徑。本案例垂直間距為 2 公尺，經過計算之等效軸力剛度為$3.7\times10^{6}\,kN/m$，板樁長 21.2 公尺，因此等效拉桿設置數量為 11 根，如圖 6.31 所示。

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

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

對無經驗之工程師來說，亦可使用建議公式(6-5)式進行設定，另外軟弱土層與堅硬岩盤之摩擦角則介於 15 度至 30 度之間。

本案例選用之結構元素參數、界面元素參數及模型示意圖分別如表 6-23、表 6-24、圖 6.31 所示。而後開始計算初始重力平衡，當計算過程中最大不平衡力達到內建程式所要求之精度，即可視為達到重力平衡，如圖 6.32 所示。

$$K_n = 10K_s = \max\left[\frac{(K+\frac{4}{3}G)}{\Delta z_{min}}\right] \quad \text{..... (6-5)}$$

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

表 6-23 圓筒式碼頭結構元素參數

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

表 6-24 圓筒式碼頭界面元素參數

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

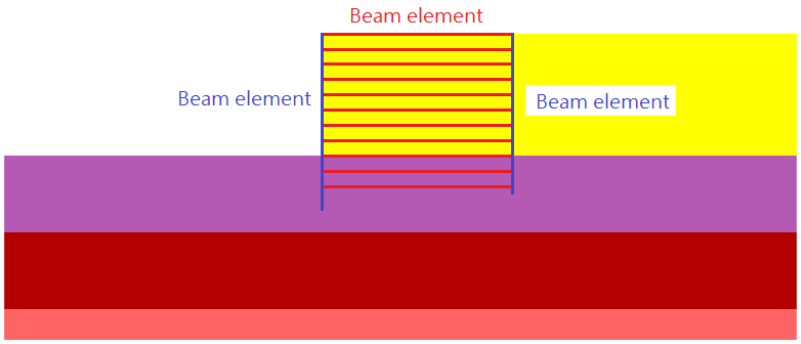


圖 6.31 圓筒式碼頭結構元素與界面元素模型

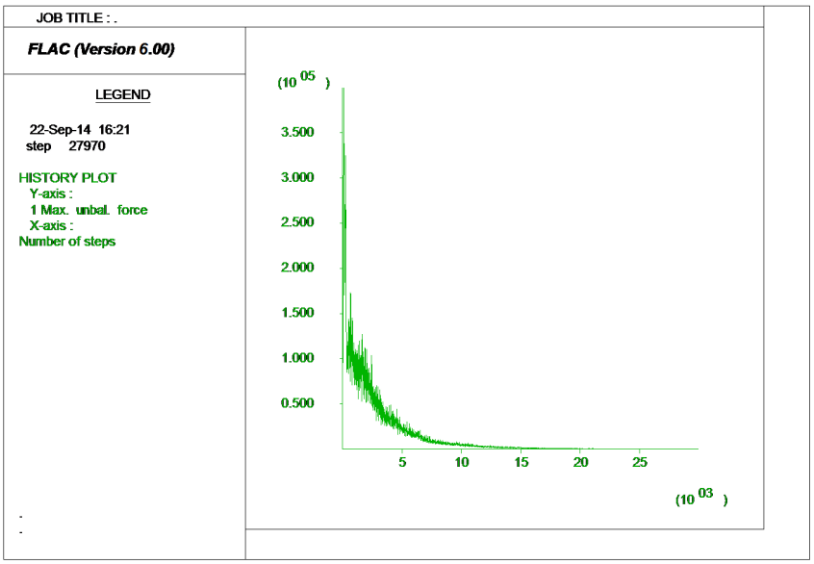


圖 6.32 圓筒式碼頭達重力平衡之不平衡力

(5)海水側向力及力學平衡

海水側向力之壓力公式計算如式(6-6)所示，計算完成之海水側向力在FLAC模型建置後，如圖6.33所示，參數輸入完畢並開啟流體之計算功能並使之計算達平衡，如圖6.34所示。

$$P = \gamma_W H \quad \text{..... (6-6)}$$

其中P為壓力，單位P_a；γ_W為海水單位重；H為水深。

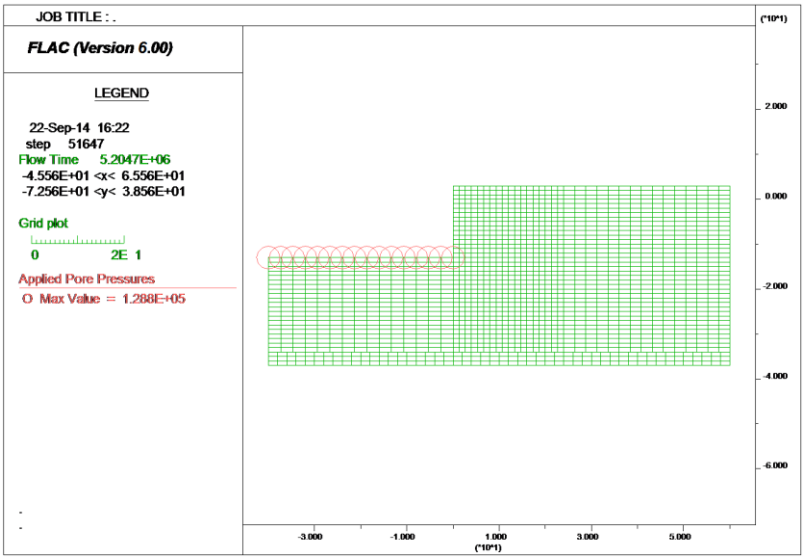


圖 6.33 圓筒式碼頭海水側向力模型建立

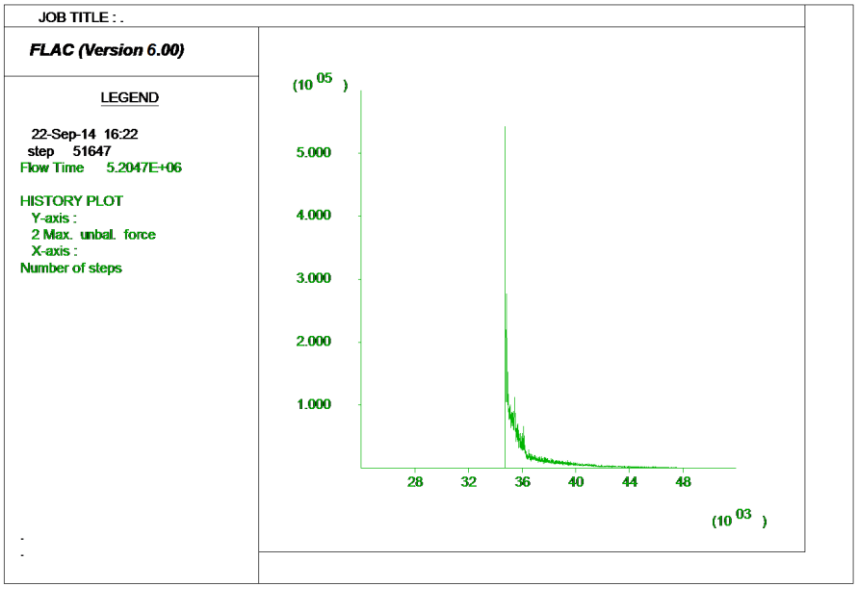


圖 6.34 圓筒式碼頭流體計算達平衡之不平衡力

(6)地下水位面及力學平衡

而地下水位面設定為碼頭面下 2.27 公尺，FLAC 模型設定結果如圖 6.35 所示。而後將碼頭所受之力(包括重力、水壓力、流力等)進行力學之平衡，如圖 6.36 所示，並可知曉各土層之孔隙水壓分布，如圖 6.37 所示。

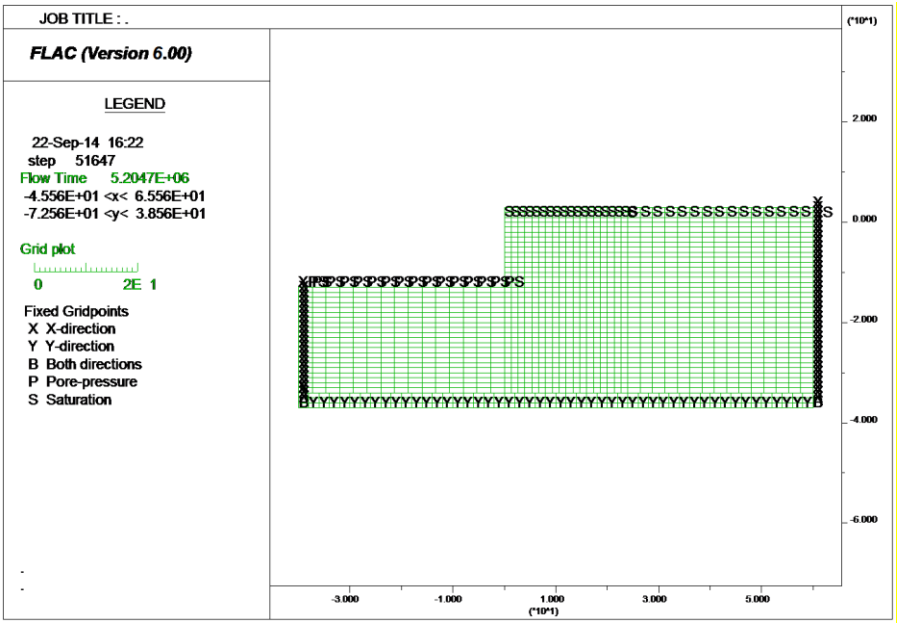


圖 6.35 圓筒式碼頭地下水位面模型建立

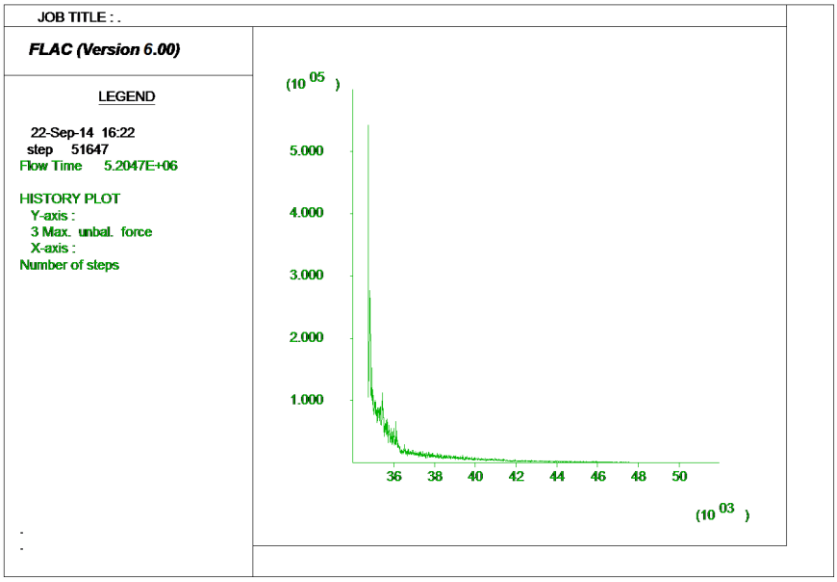


圖 6.36 圓筒式碼頭達力學平衡之不平衡力圖示

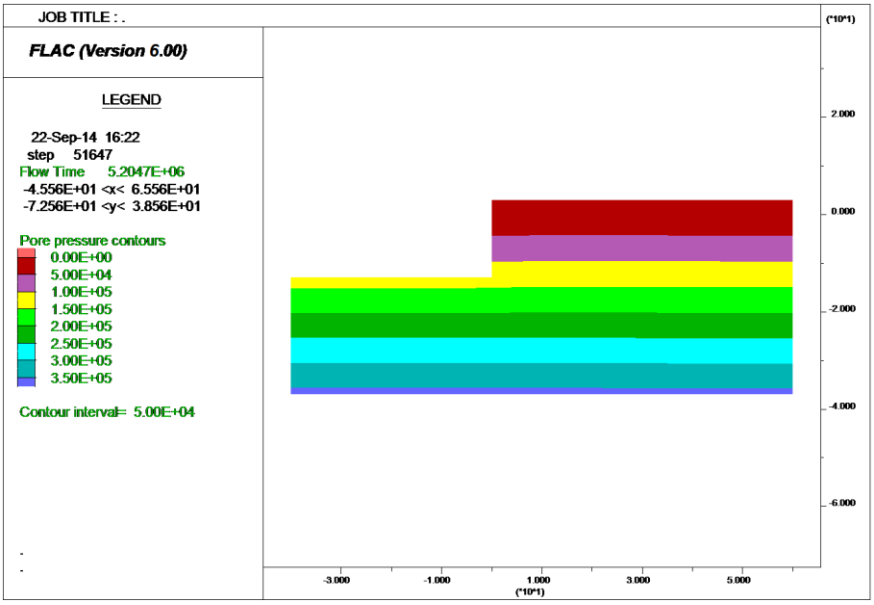


圖 6.37 圓筒式碼頭孔隙水壓之分布圖示

(7)Finn 模式

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

於某些砂土中，在反覆剪力荷重作用下，孔隙水壓會有相當高之增量，在此一過程中可能使元素之有效應力趨近為零，導致液化現象的產生。為模擬孔隙水壓激發之物理現象，Martin 等人於 1975 發展四參數模式，如式(6-7)所示，而 Byrne 於 1991 發展兩參數模式，如式(6-8)所示，上述孔隙水壓激發模式稱之 Finn 模式，於 FLAC 分析時可用以模擬土壤受震後之孔隙水壓激發情形。Finn 模式為應變控制型之孔隙水壓激發模式，考量分析參數於不同階段之可取得性，本手冊採用 Byrne 於 1991 發展兩參數模式進行分析，此模式之參數可利用鑽探資料取得之標準貫入試驗(SPT-N)值，間接獲得 Finn 模式所需之輸入參數，將可能產生液化之土層，以 Finn 模式進行建置，模式模型建立成果如圖 6.38 所示。

$$\Delta\varepsilon_{vd} = C_1(\gamma - C_2\varepsilon_{vd}) + \frac{C_3\varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4\varepsilon_{vd}} \quad \text{(6-7)}$$

$$\frac{\Delta\varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp\left(-C_2\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right) \quad \text{(6-8)}$$

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

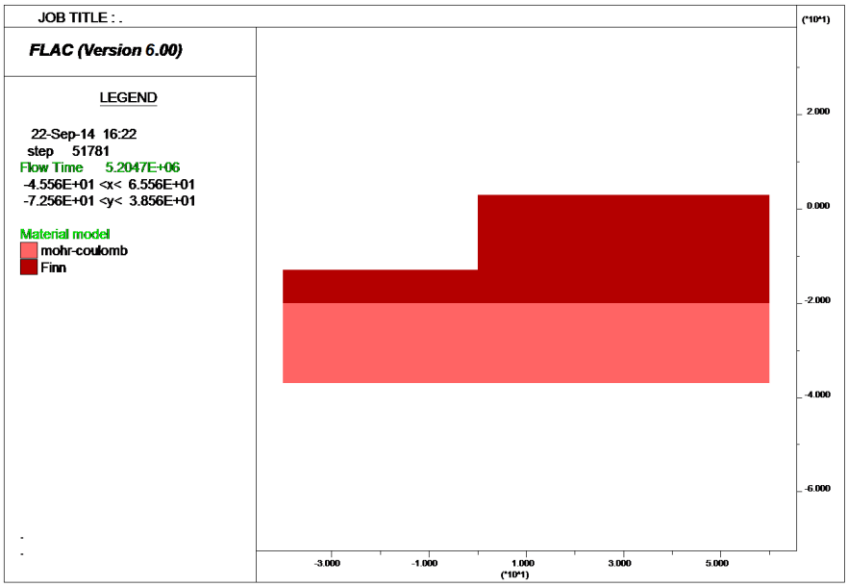


圖 6.38 Finn 模式模型建立

(8)動態邊界條件

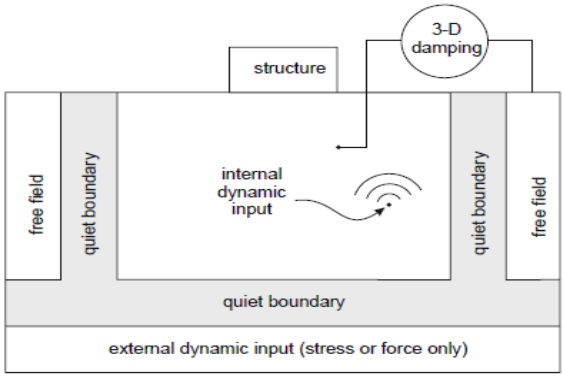
於 FLAC 使用手冊之建議，當選擇動力分析模擬時，有三方面需要考慮並準備，分別是動力荷載、動態邊界條件與機械阻尼。動力荷載的輸入方式有加速度歷時、速度歷時、應力歷時與外力歷時等四種方式，依據不同的材料條件而選擇不同的荷載輸入方式如圖 6.39 所示。

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

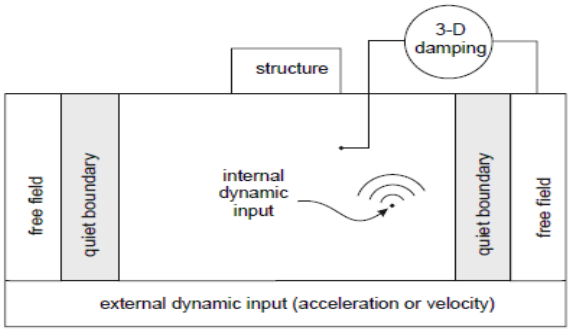
吸能邊界於 1969 年由 Lysmer 和 Kuhlemeyer 提出，其是在模型的法向和切向分別設置自由的阻尼器，進而吸收入射波之能量，其對於入射角大於 30 度之入射波，由於基本上能夠完全吸收。對於入射角較小的波(如面波)，雖仍有其吸收之功能，但會有吸收不完全的問題。此邊界條件較適合震源位於模型內之動力問題；反之，若當震源位於上下邊界時，吸能邊界則不適用於模型兩側，此將使震波由兩側邊界產生洩漏的問題。

如圖 6.40 所示，當大壩結構物坐落於土層材料之上，一剪力波於水平方向之邊界 AC 向上傳遞，則兩側垂直方向之邊界 AB 與 CD 將會被固定，此狀態下，採用自由場邊界條件，便不會產生洩漏的問題。自由場邊界條件主要採用足夠遠之邊界來消除反射波的影響，其對於整體網格之分析模型並無要求，還可與流體計算相耦合。自由場邊界條件具有保持不反射之性質，強迫模型成為自由場，使得由結構外傳之波適當地被吸收。由於本手冊之

設計案例之底部土層係依據鑽探資料判定下方為堅實土層，且震源輸入位於下部邊界，故選用自由場邊界為碼頭分析之動態邊界條件較為妥當，如圖 6.41 所示。



(a) Flexible base



(b) Rigid base

圖 6.39 不同材料之動力荷載輸入及動態邊界選定示意圖

資料來源：Itasca, 2005

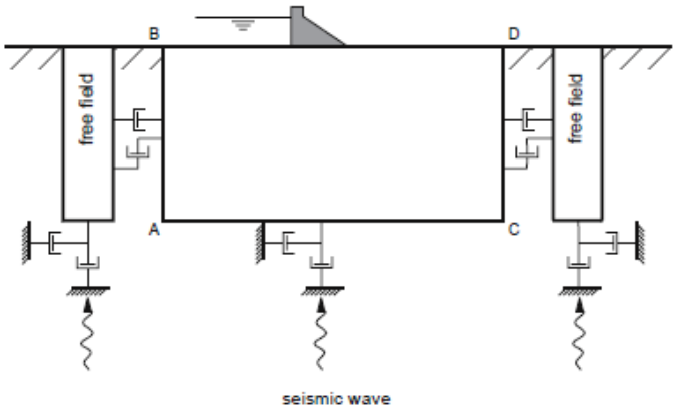


圖 6.40 自由場邊界選用示意圖

資料來源：Itasca, 2005

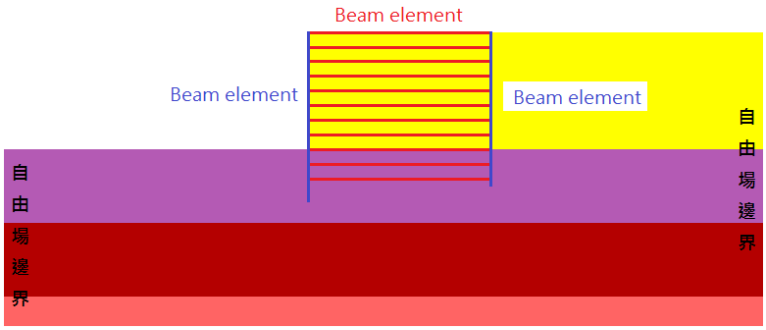


圖 6.41 FLAC 動態邊界條件

(9)阻尼參數

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

$$C = \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K} \quad \text{(6-9)}$$

$$\xi_i = \frac{1}{2}\left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta\omega_i\right) \quad \text{(6-10)}$$

$$f_{min} = \omega_{min} / 2\pi \quad \text{(6-11)}$$

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

(10)地震力輸入

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

秒至 120 秒，共 120 秒；第 2 組人造地震加速度歷時，取 0 秒至 120 秒，共 120 秒；而第 3 組人造地震加速度歷時，取 0 秒至 120 秒，共 120 秒。

(11)分析結果

經由第 1 組人造加速度歷時作用之圓筒式碼頭，其破壞情況如圖 6.42 所示，圓筒受土壓之作用而向海側位移。而受震後土層之彈塑性行為，如圖 6.43 所示，大部分土層已降伏且產生剪力或張力破壞。碼頭破壞之水平位移，如圖 6.44 所示，由此可明顯看出楔型之破壞滑動面，並設置水平位移之觀測，如圖 6.45 所示，其最大之位移量為 142 公分。

鋼板樁構件之受力彎矩圖，如圖 6.46 所示，由此可知曉板樁最大彎矩之位置，並以此作為監測歷時-彎矩圖之位置，如圖 6.47 所示，其結果顯示海側鋼板樁最大彎矩為 1.8×10^6 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3×10^6 牛頓-公尺，並未達塑性標準。而陸側鋼板樁最大彎矩為 1.5×10^6 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3×10^6 牛頓-公尺，並未達塑性標準。在分析模型選取幾個觀測點以瞭解孔隙水壓激發之情況，如圖 6.48 所示，可看出具有液化潛能之土層孔隙水壓隨震動之時間遞增。

經由第 2 組人造加速度歷時作用之圓筒式碼頭，其破壞情況如圖 6.49 所示，圓筒受土壓之作用而向海側位移。而受震後土層之彈塑性行為，如圖 6.50 所示，大部分土層已降伏且產生剪力或張力破壞。碼頭破壞之水平位移，如圖 6.51 所示，由此可明顯看出楔型之破壞滑動面，且靠近鋼板樁頂端之位置其位移量最劇，並以此位置設置水平位移之觀測，如圖 6.52 所示，其最大之位移量為 139 公分。

鋼板樁構件之受力彎矩圖，如圖 6.53 所示，由此可知曉鋼板樁最大彎矩之位置，並以此作為監測歷時-彎矩圖之位置，如圖 6.54 所示，其結果顯示海側鋼板樁最大彎矩為 1.9×10^6 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3×10^6 牛頓-公尺，並未達塑性標準。而陸側鋼板樁最大彎矩為 1.7×10^6 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3×10^6 牛頓

-公尺，並未達塑性標準。在分析模型選取幾個觀測點以瞭解孔隙水壓激發之情況，如圖 6.55 所示，可看出具有液化潛能之土層孔隙水壓隨震動之時間遞增。

經由第 3 組人造加速度歷時作用之圓筒式碼頭，其破壞情況如圖 6.56 所示，圓筒受土壓之作用而向海側位移。而受震後土層之彈塑性行為，如圖 6.57 所示，大部分土層已降伏且產生剪力或張力破壞。碼頭破壞之水平位移，如圖 6.58 所示，由此可明顯看出楔型之破壞滑動面，且靠近鋼板樁頂端之位置其位移量最劇，並以此位置設置水平位移之觀測，如圖 6.59 所示，其最大之位移量為 139 公分。

鋼板樁構件之受力彎矩圖，如圖 6.60 所示，由此可知曉板樁最大彎矩之位置，並以此作為監測歷時-彎矩圖之位置，如圖 6.61 所示，其結果顯示海側鋼板樁最大彎矩為 2×10^6 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3×10^6 牛頓-公尺，並未達塑性標準。而陸側鋼板樁最大彎矩為 1.7×10^6 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3×10^6 牛頓-公尺，並未達塑性標準。在分析模型選取幾個觀測點以瞭解孔隙水壓激發之情況，如圖 6.62 所示，可看出具有液化潛能之土層孔隙水壓隨震動之時間遞增。

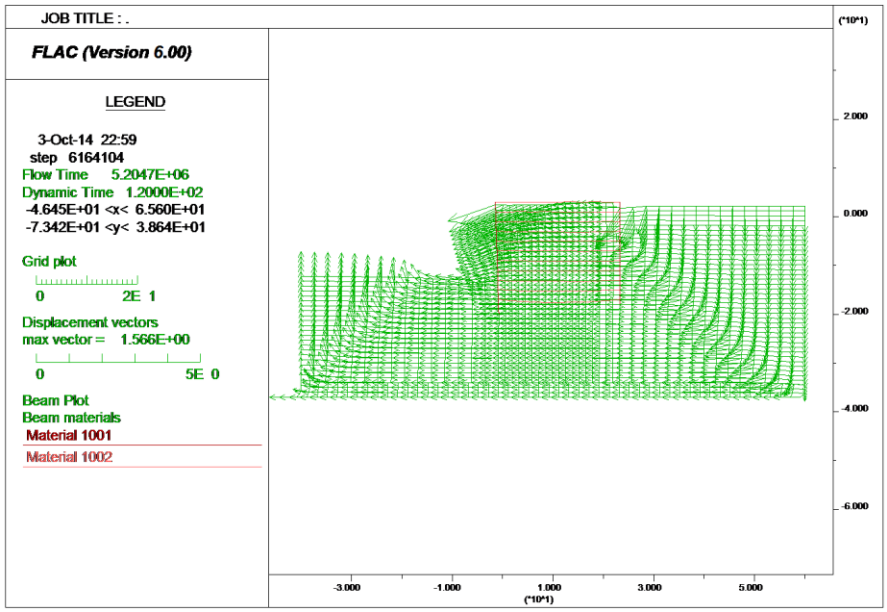


圖 6.42 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析位移情況

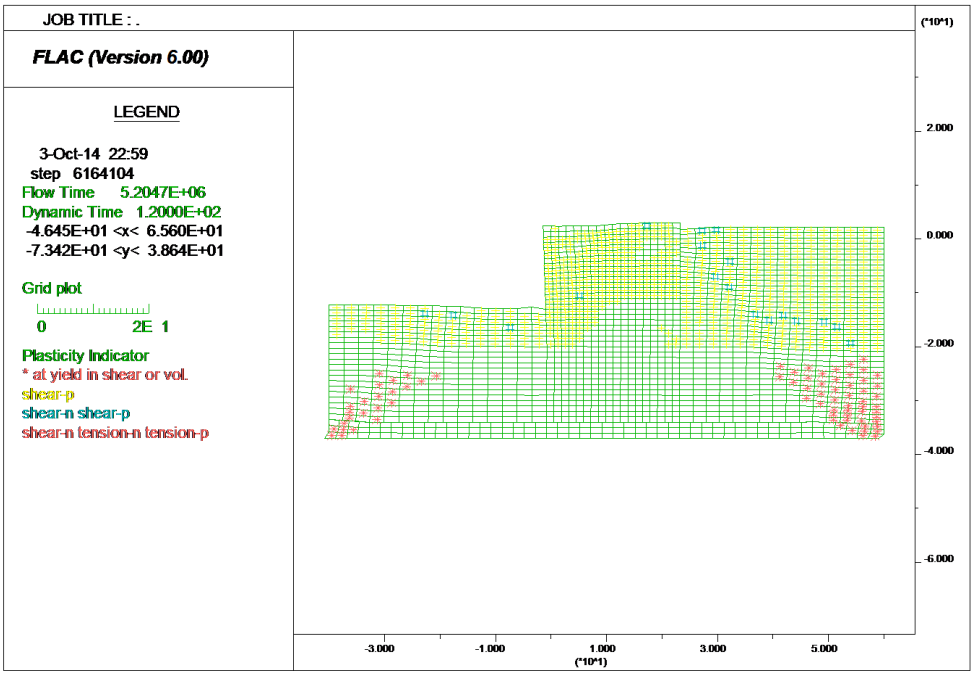


圖 6.43 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組土層之彈塑性破壞結果

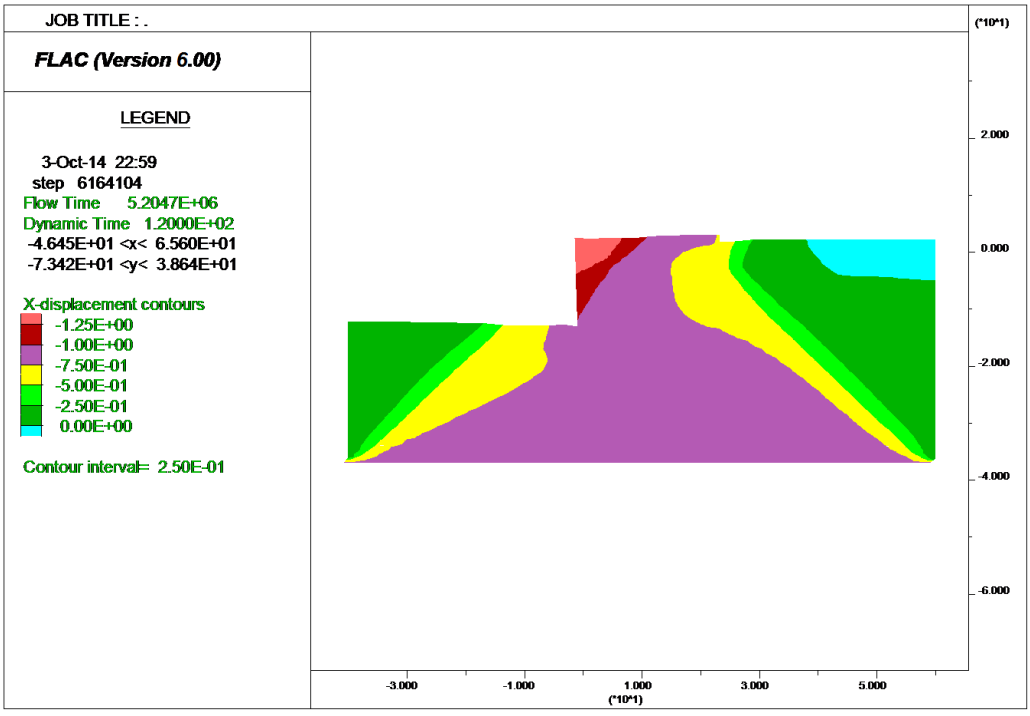


圖 6.44 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組破壞水平位移圖

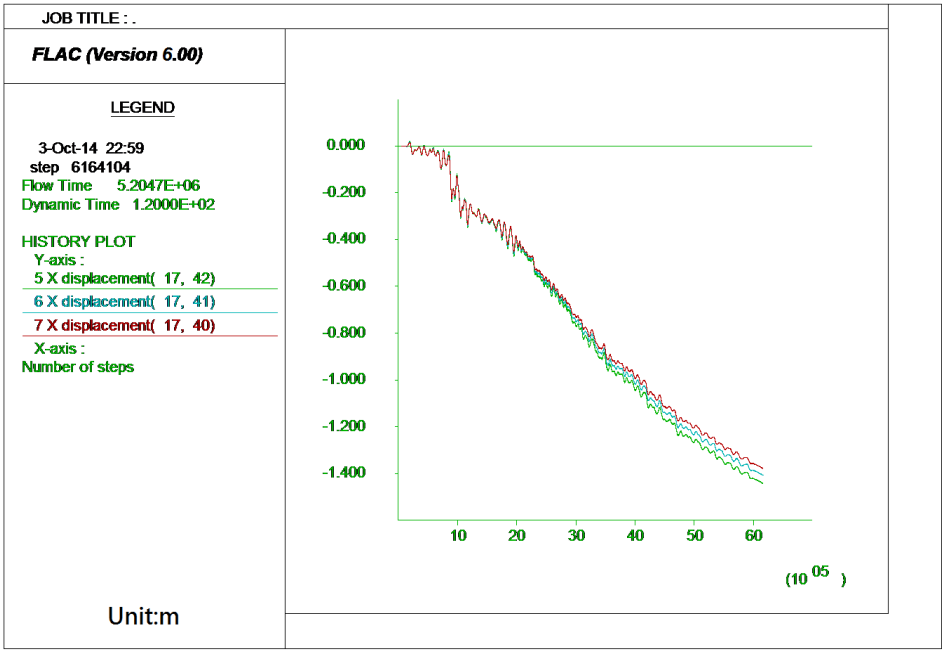


圖 6.45 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測

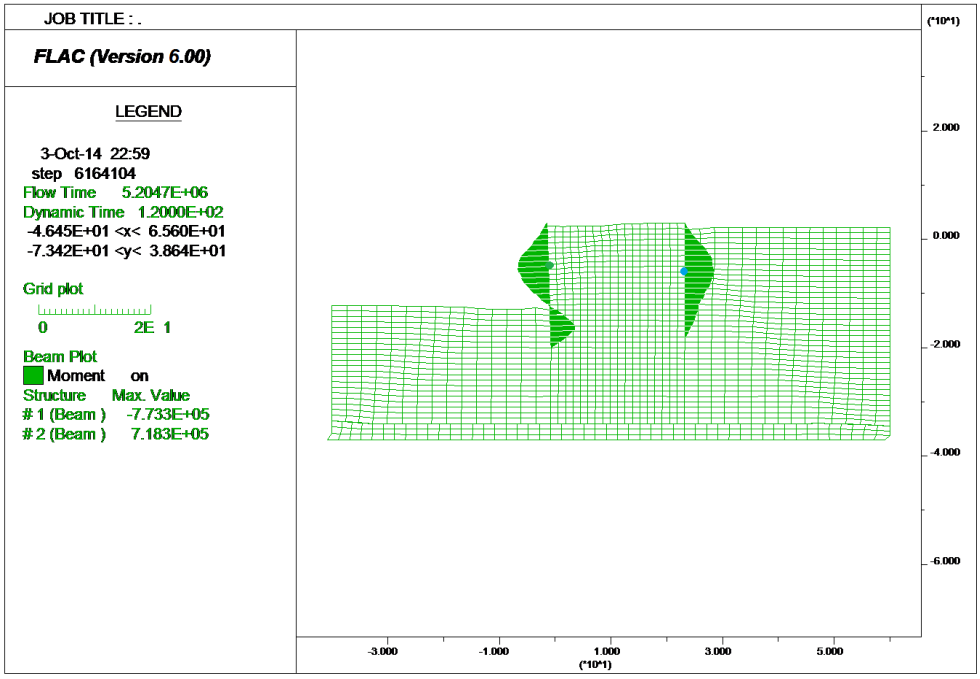


圖 6.46 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組板樁受力彎矩圖

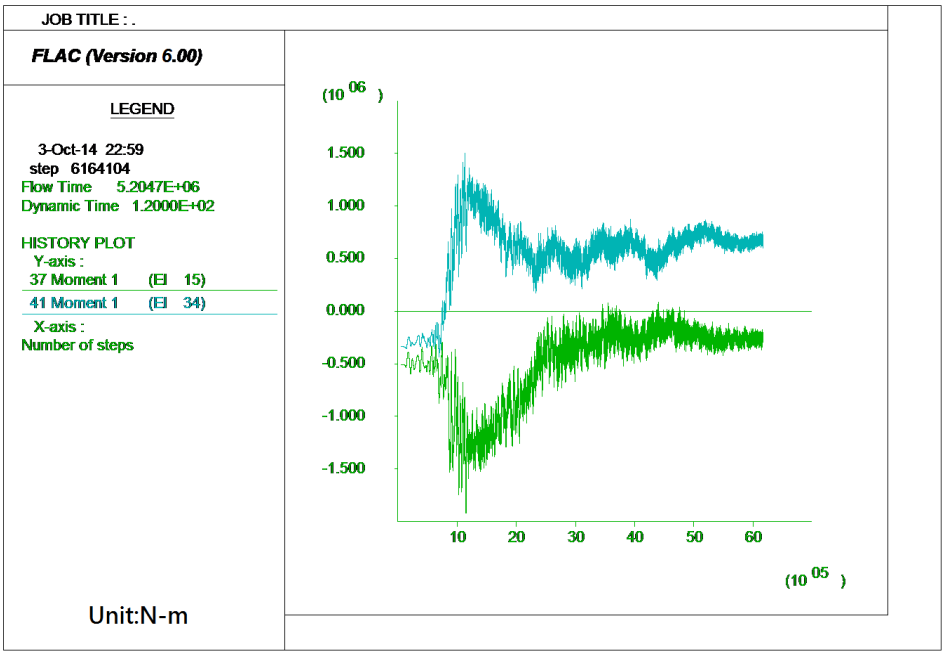


圖 6.47 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

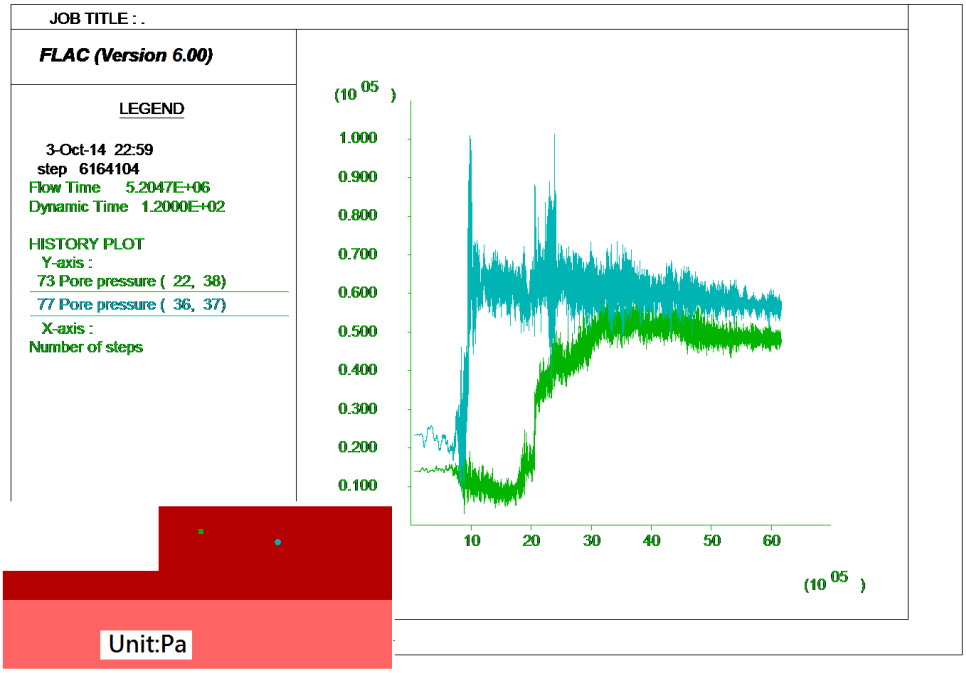


圖 6.48 圓筒式碼頭等級 II 地震第 1 組之歷時分析孔隙水壓

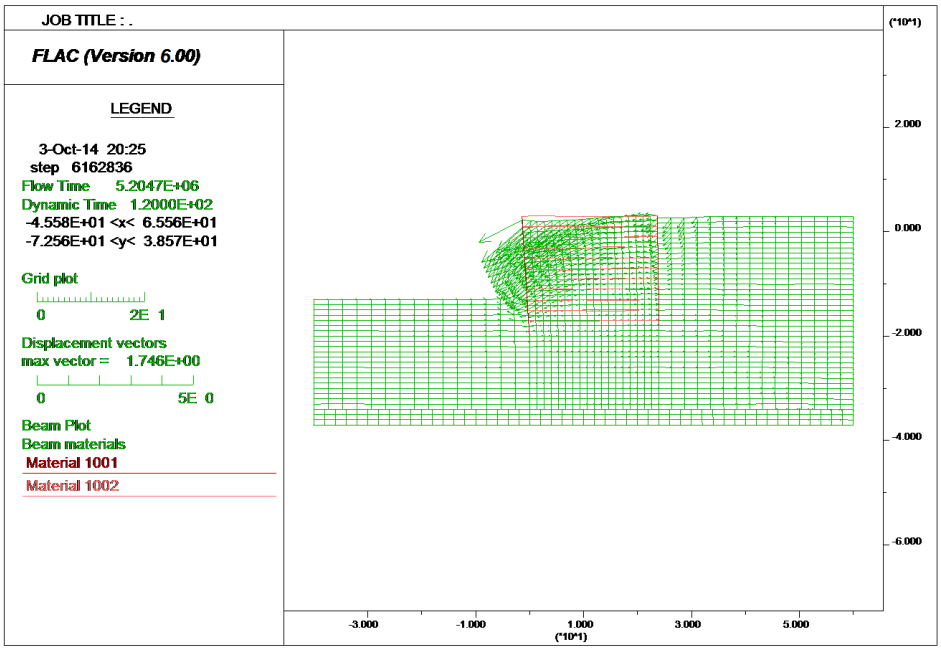


圖 6.49 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析位移情況

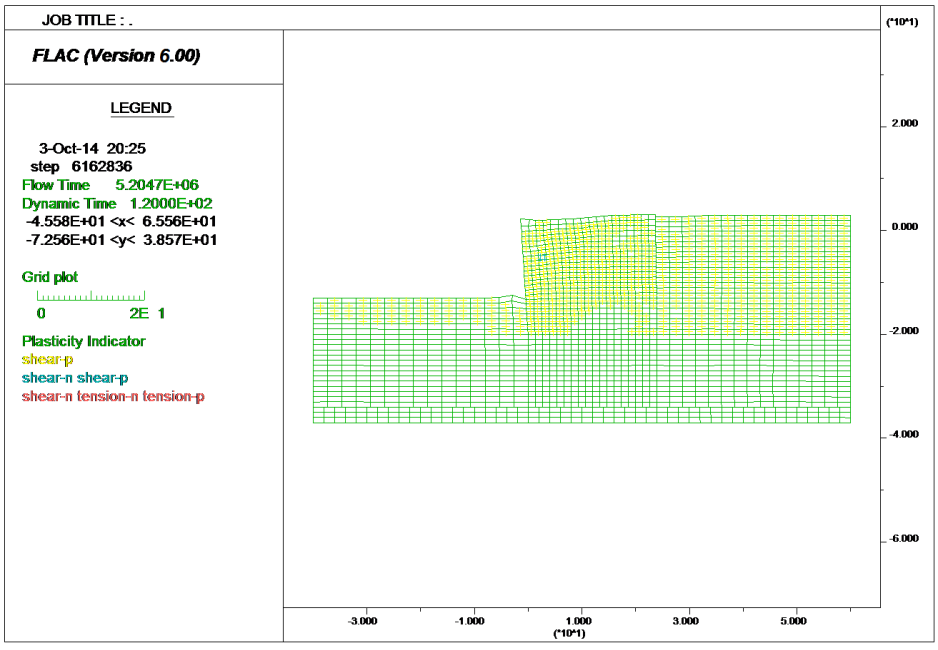


圖 6.50 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組土層之彈塑性破壞結果

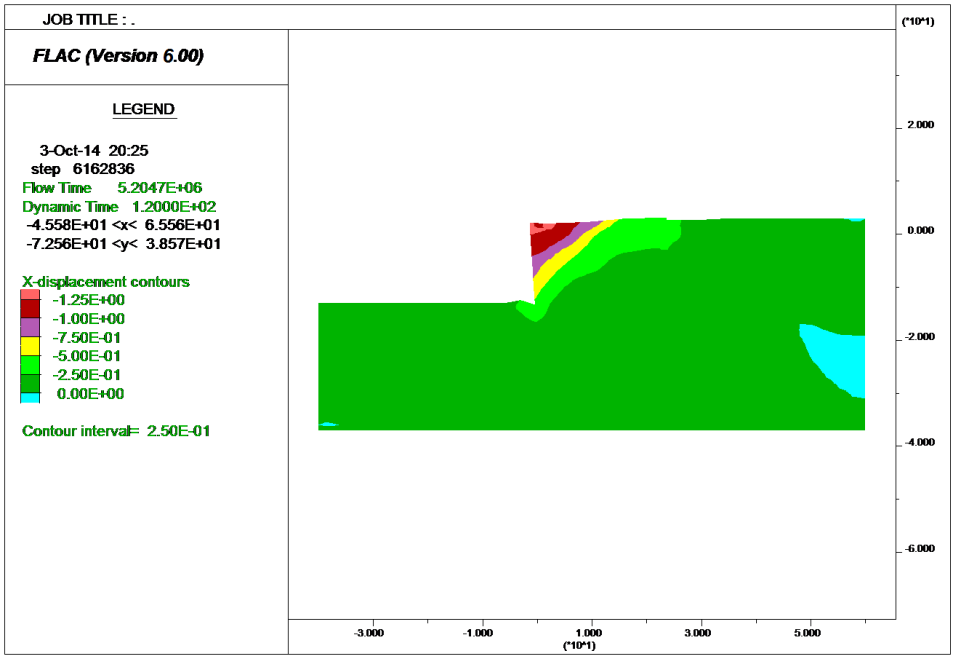


圖 6.51 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組破壞水平位移圖

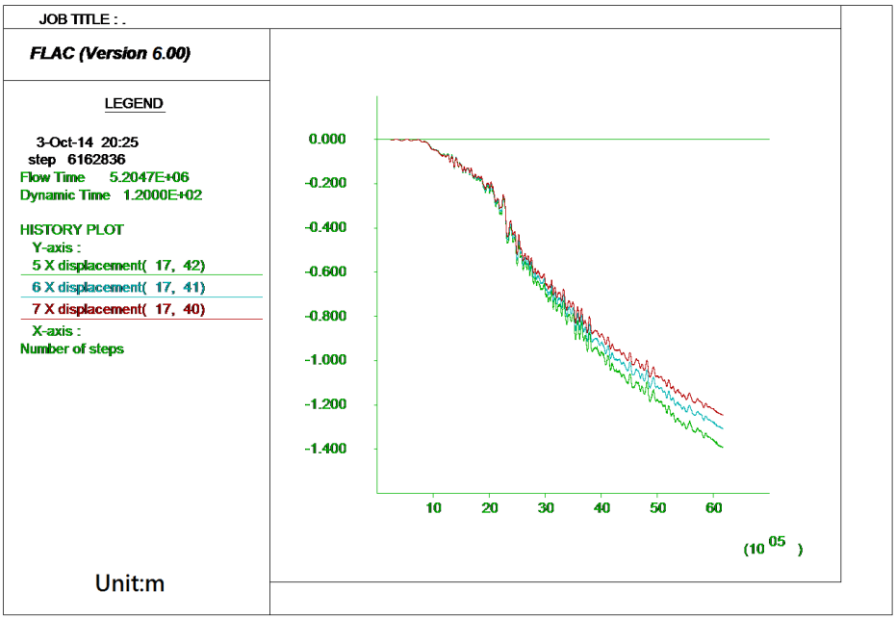


圖 6.52 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測

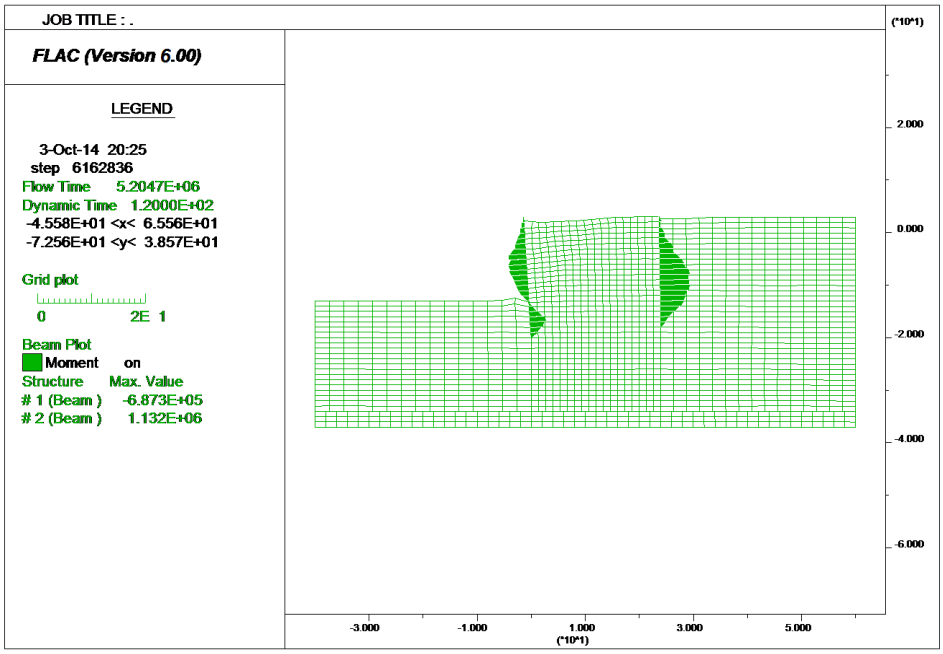


圖 6.53 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組板樁受力彎矩圖

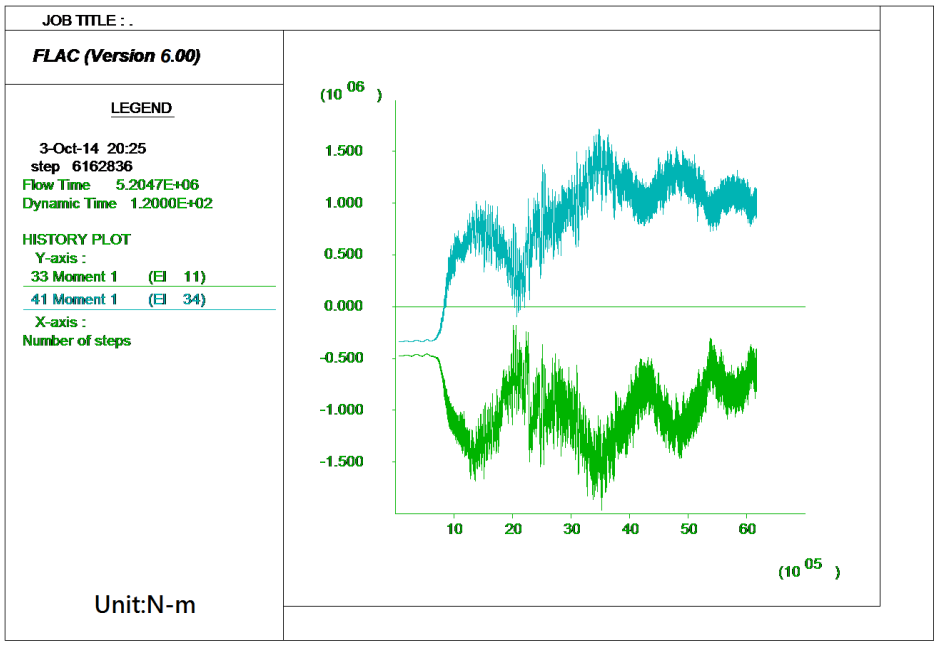


圖 6.54 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

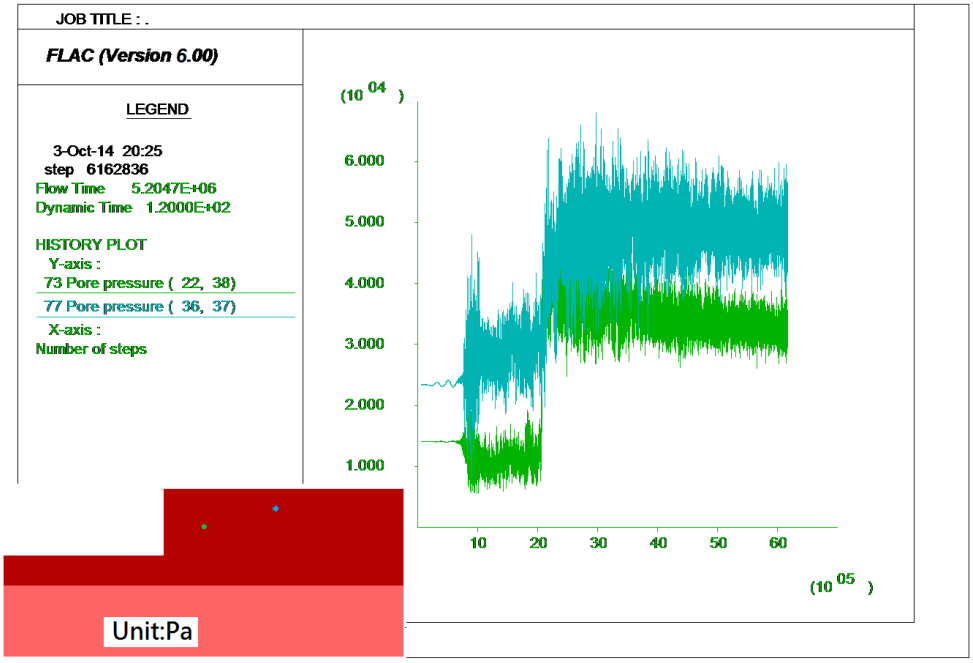


圖 6.55 圓筒式碼頭等級 II 地震第 2 組之歷時分析孔隙水壓

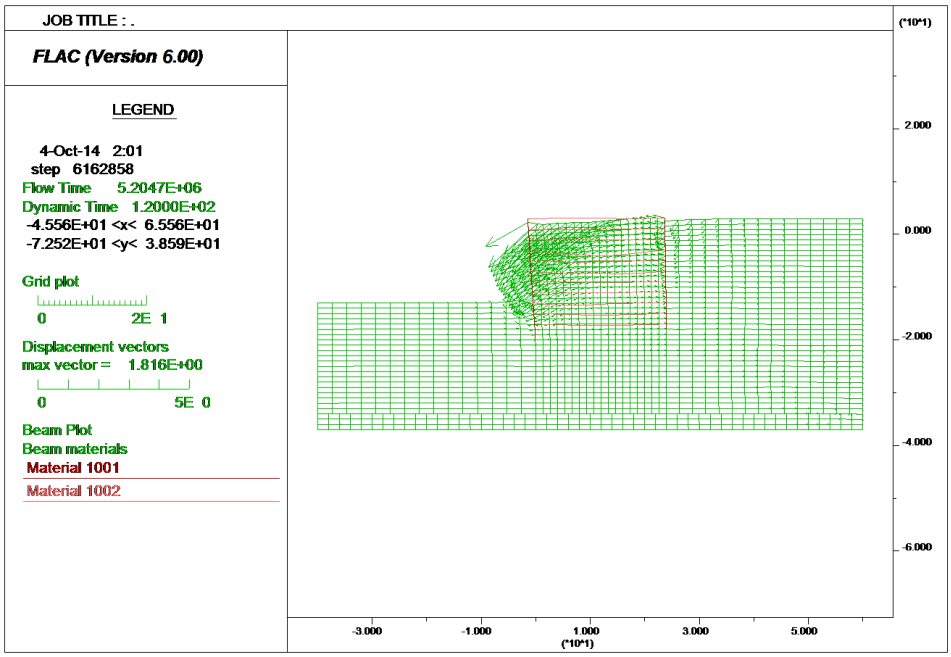


圖 6.56 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析位移情況

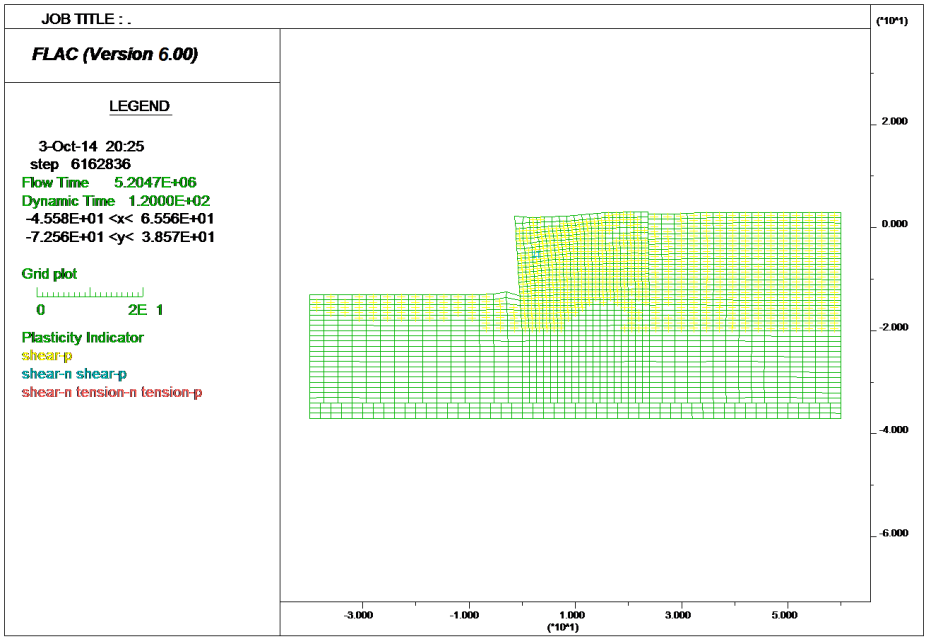


圖 6.57 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組土層之彈塑性破壞結果

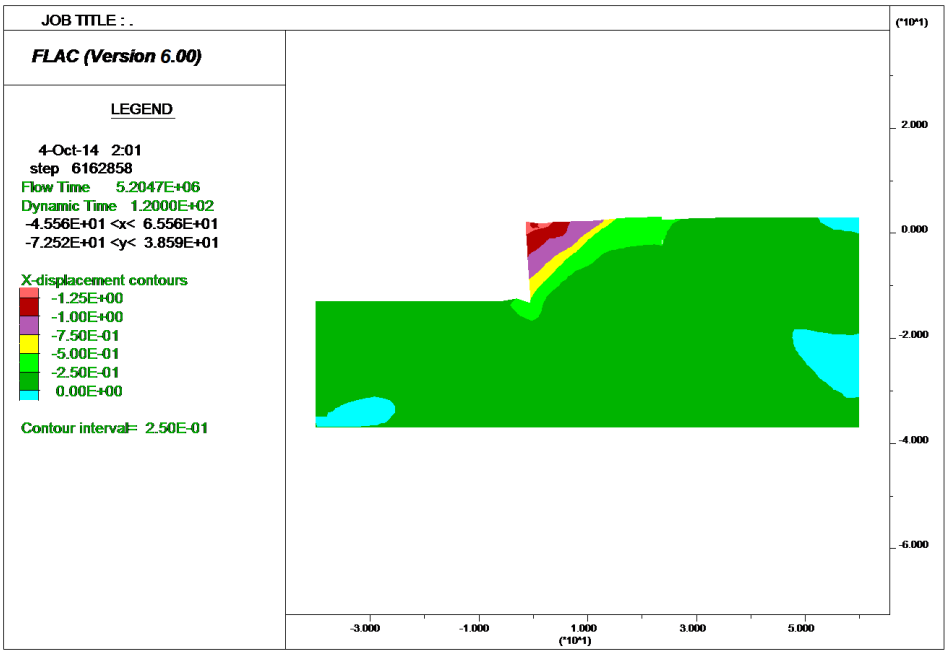


圖 6.58 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組破壞水平位移圖

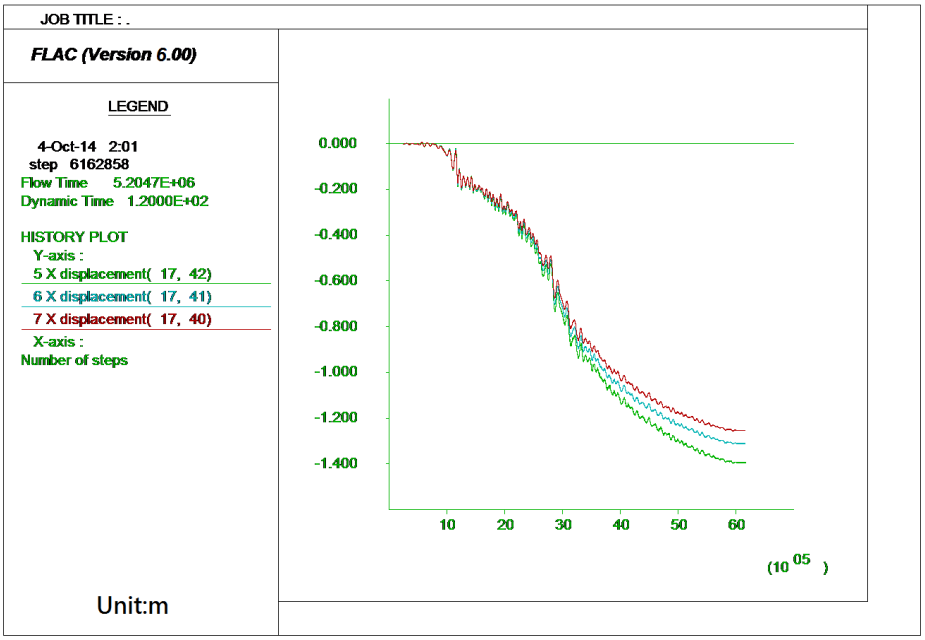


圖 6.59 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測

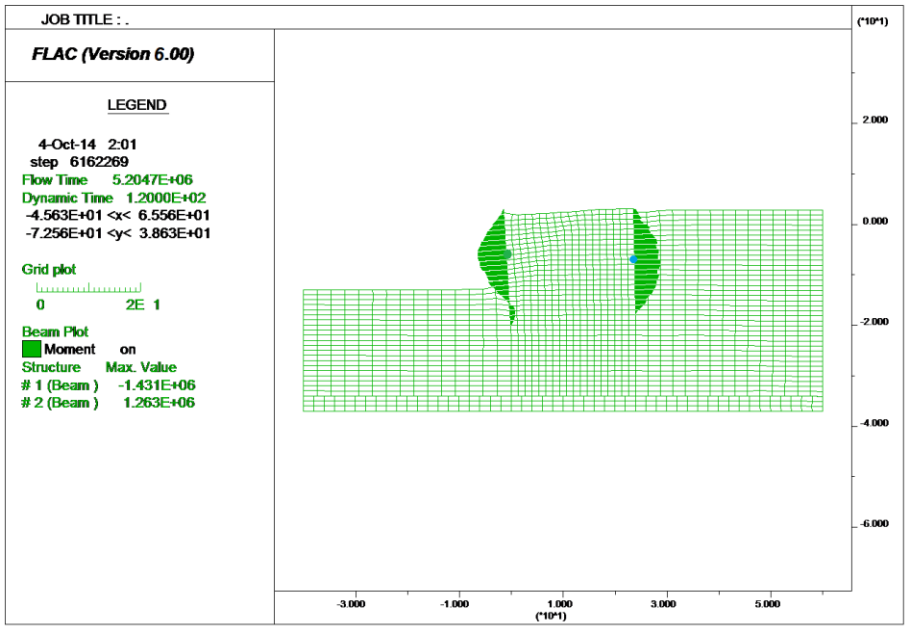


圖 6.60 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組板樁受力彎矩圖

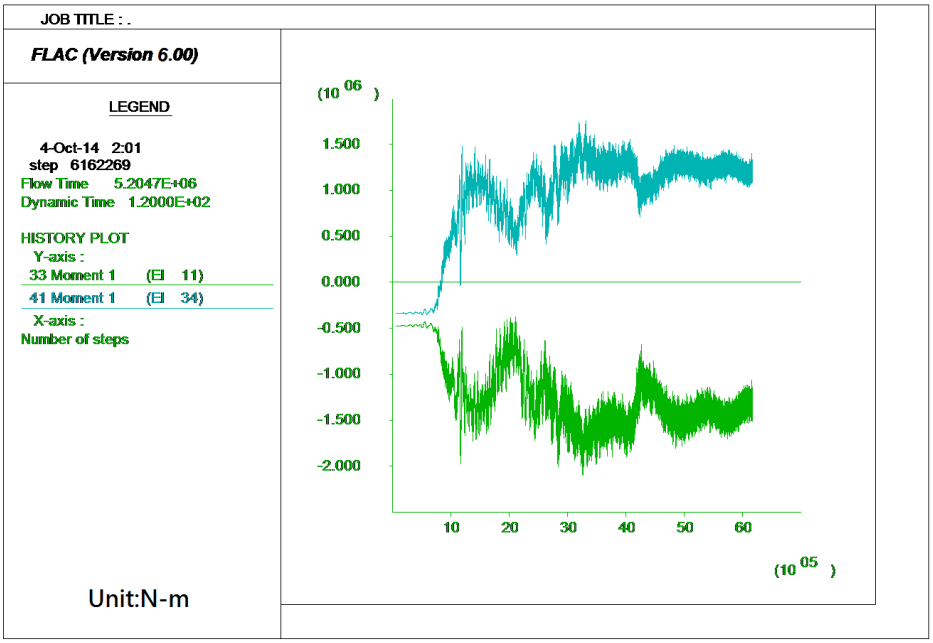


圖 6.61 圓筒式碼頭等級 II 地震第 3 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

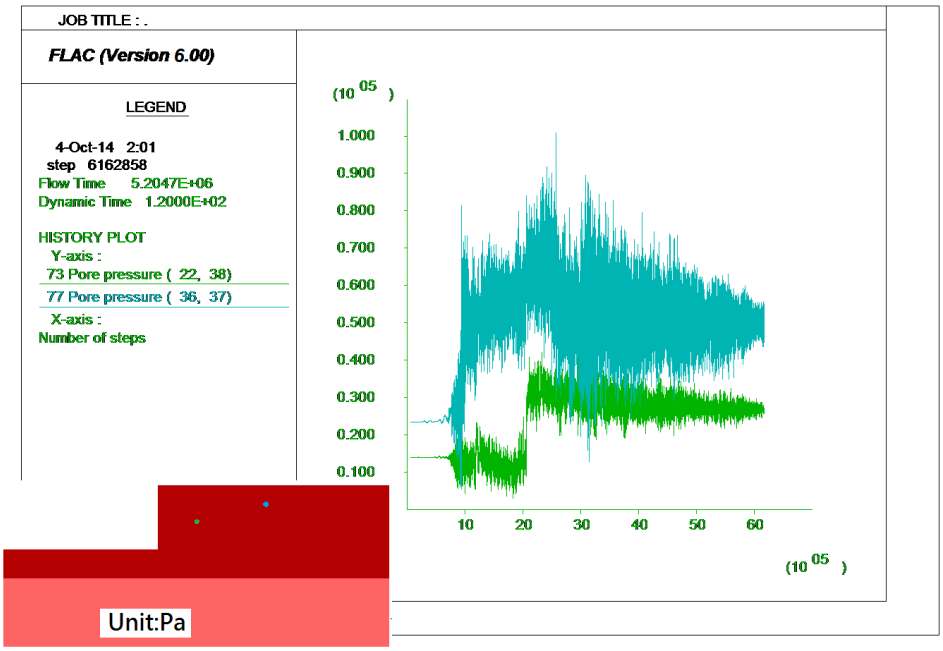


圖 6.62 圓筒式碼頭等級 III 地震第 3 組之歷時分析孔隙水壓

3.性能規定驗證

由上述之滑動塊分析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 6-25 之檢核內容，碼頭在等級 II 地震作用下對位移及傾斜角之量化檢核，與檢核構件是否超過超過韌性容量。

表 6-25 圓筒式碼頭等級 II 地震時之性能規定檢核

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

6.6.3 等級 III 地震動力分析

依據表 1-3 各等級碼頭所對應的耐震性能要求，圓筒式 B 級碼頭在等級 III 地震作用下，不須檢核其性能可接受標準與耐震性能要求，但以動力分析法探討碼頭位移量之破壞結果可發現，結構物已超過性能可接受標準，相關分析步驟說明如下。

1.人造地震

本設計案例之工址為假設工址，等級 III 設計地震力係採港灣構造物耐震性能設計架構之研究(3/4)之設計反應譜進行後續分析使用，唯於設計實際工程例時，分析案例之設計反應譜須依據現行規範對人造地震之規定與工址座落位置加以製作，另亦須符合工址之實際地震特性，等級 III 地震之三方向之人造地震歷時如圖 6.63 至圖 6.68 所示。

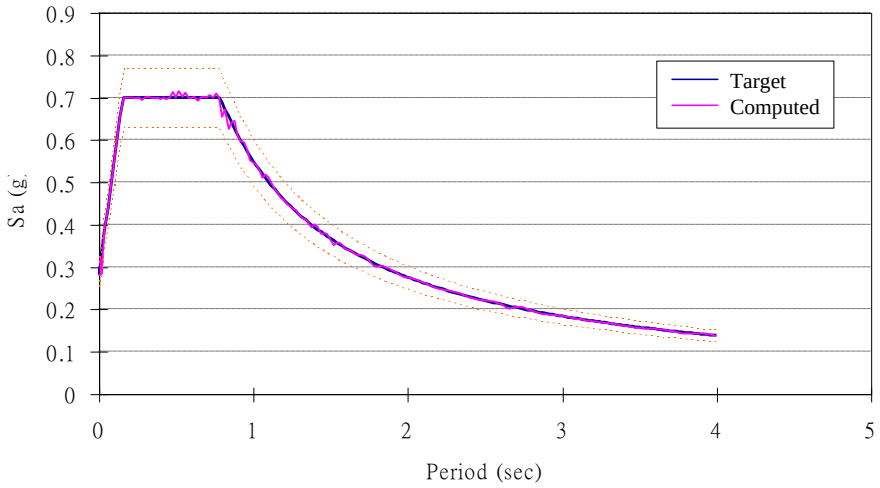


圖 6.63 圓筒碼頭等級 III 地震南北向人造地震反應譜

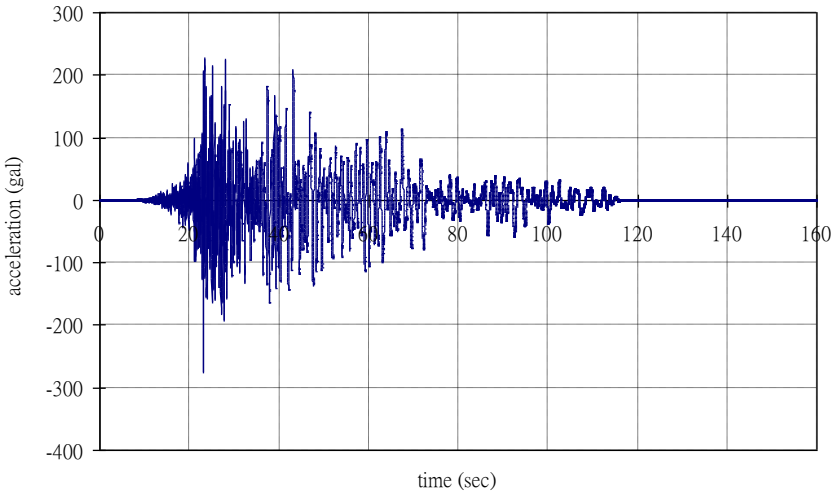


圖 6.64 圓筒碼頭等級 III 地震南北向人造地震加速度歷時

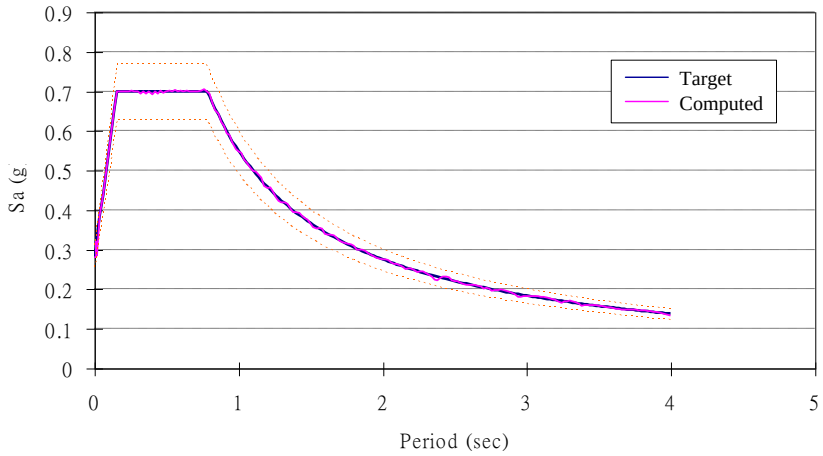


圖 6.65 圓筒碼頭等級 III 地震東西向人造地震反應譜

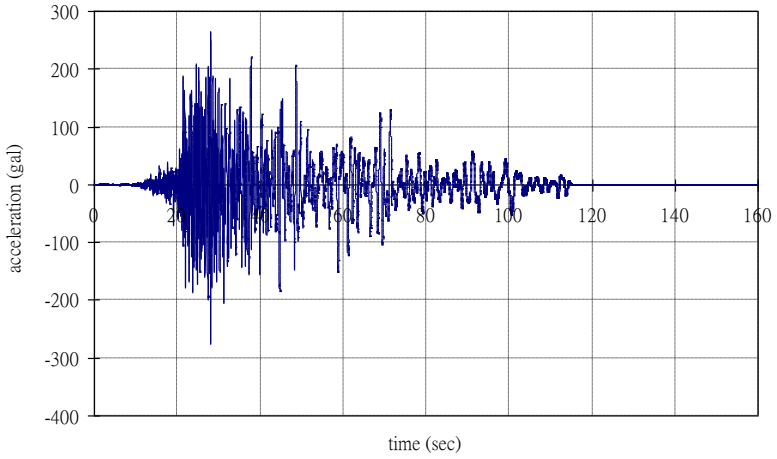


圖 6.66 圓筒碼頭等級 III 地震東西向人造地震加速度歷時

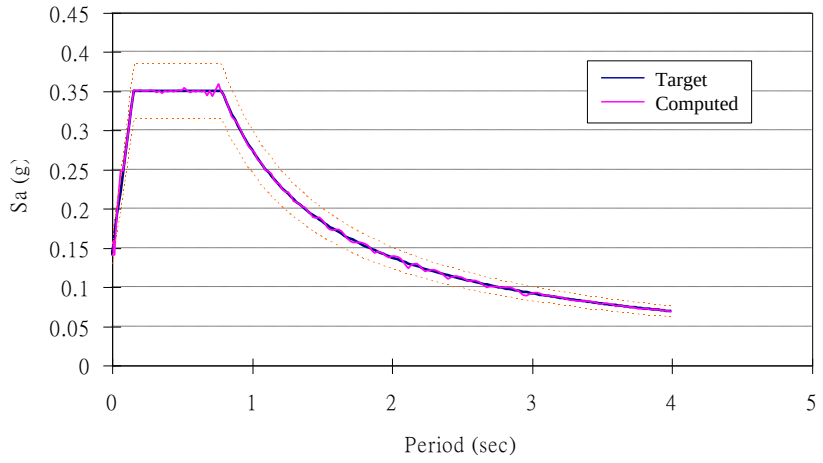


圖 6.67 圓筒碼頭等級 III 地震垂直向人造地震反應譜

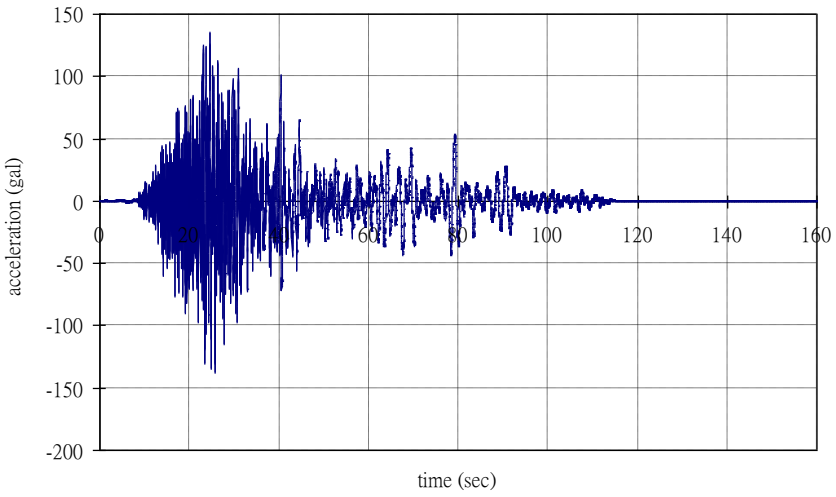


圖 6.68 圓筒碼頭等級 III 地震垂直向人造地震加速度歷時

2.分析結果

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

經由等級 III 人造加速度歷時作用之圓筒式碼頭，其破壞情況如圖 6.69 所示，圓筒受土壓之作用而向海側位移。而受震後土層之彈塑性行為，如圖 6.70 所示，大部分土層已降伏且產生剪力或張力破壞。碼頭破壞之水平位移，如圖 6.71 所示，由此可明顯看出楔型之破壞滑動面，且靠近鋼板樁頂端之位置其位移量最劇，並以此位置設置水平位移之觀測，如圖 6.72 所示，其最大之位移量為 162 公分。

鋼板樁構件之受力彎矩圖，如圖 6.73 所示，由此可知曉鋼板樁最大彎矩之位置，並以此作為監測歷時-彎矩圖之位置，如圖 6.74 所示，其結果顯示海側鋼板樁最大彎矩為 2.0×106 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3×10^6 牛頓-公尺，並未達塑性標準。而陸側鋼板樁最大彎矩為 1.7×10^6 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3×10^6 牛頓-公尺，並未達塑性標

準。在分析模型選取幾個觀測點以瞭解孔隙水壓激發之情況，如圖 6.75 所示，可看出具有液化潛能之土層孔隙水壓隨震動之時間遞增。

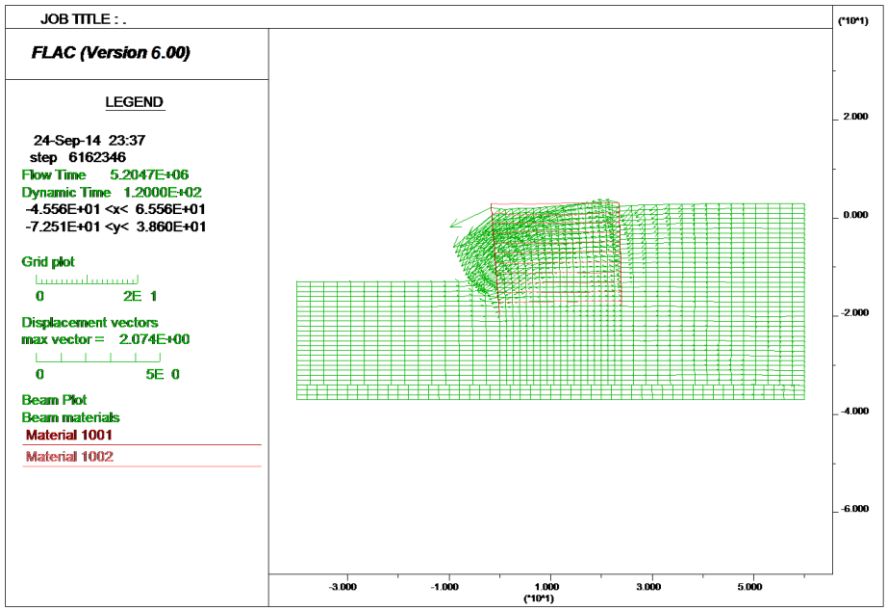


圖 6.69 圓筒式碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析位移情況

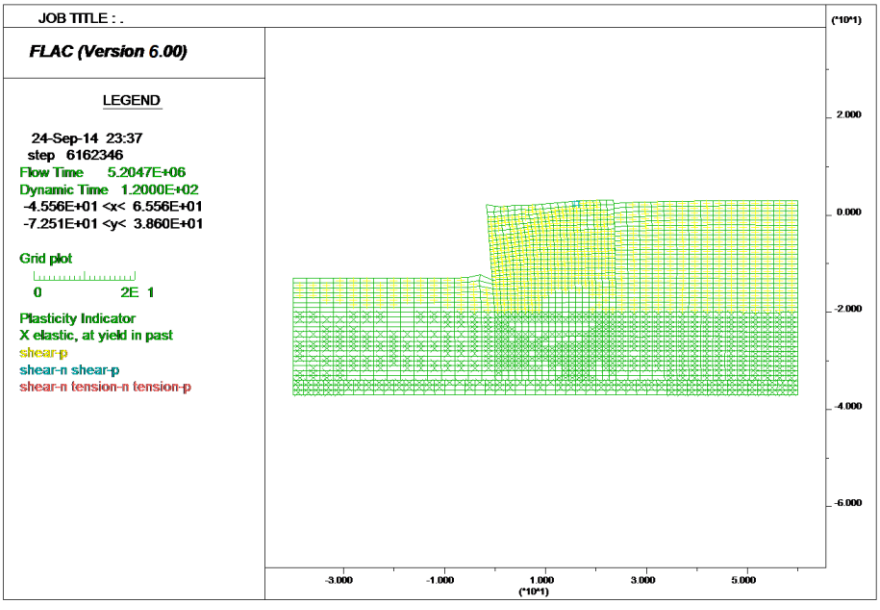


圖 6.70 圓筒式碼頭等級 III 地震第 2 組土層之彈塑性破壞結果

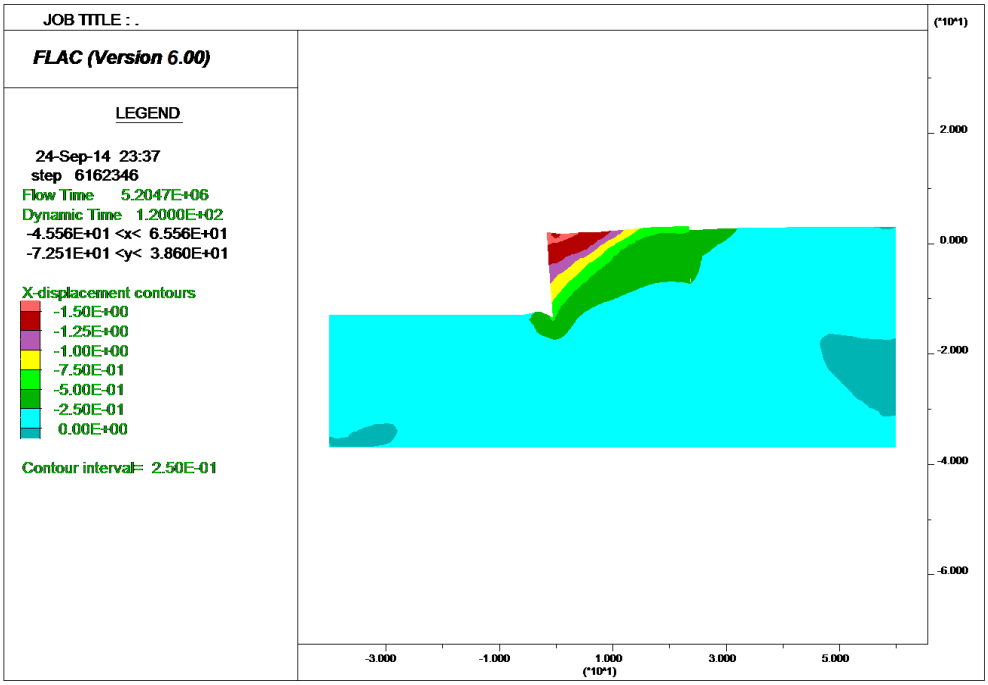


圖 6.71 圓筒式碼頭等級 III 地震第 2 組破壞水平位移圖

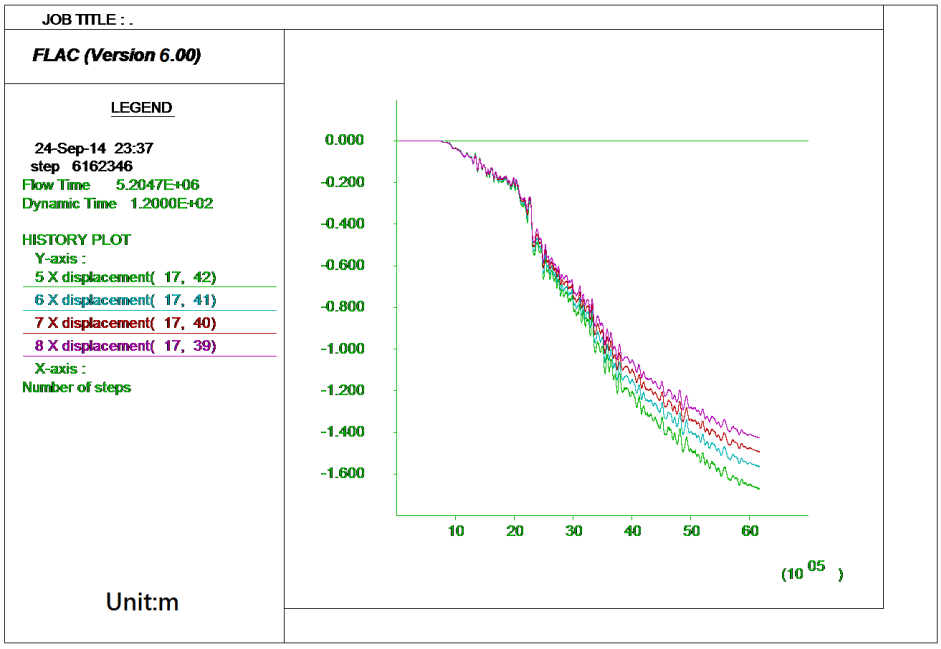


圖 6.72 圓筒式碼頭等級 III 地震第 2 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測

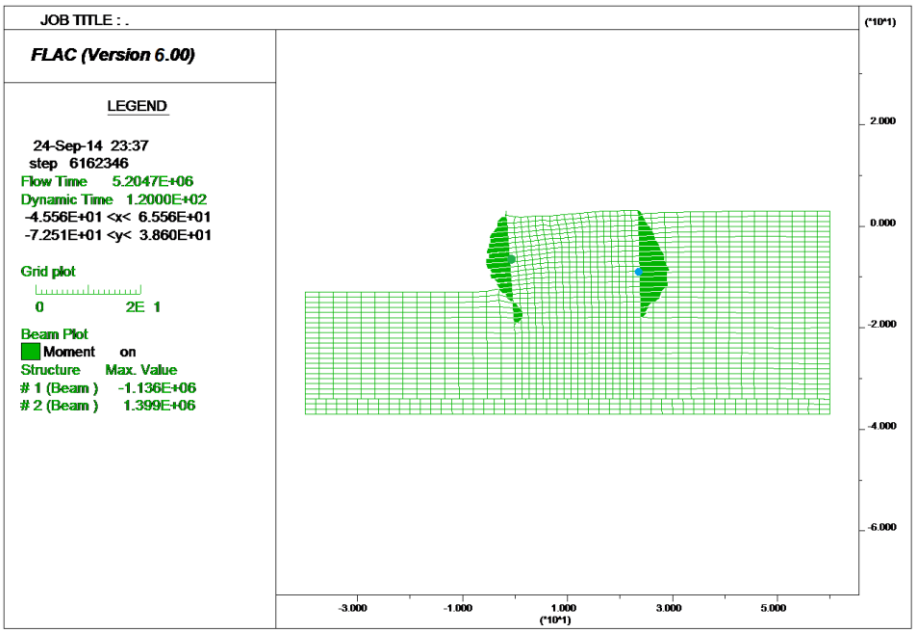


圖 6.73 圓筒式碼頭等級 III 地震第 2 組板樁受力彎矩圖

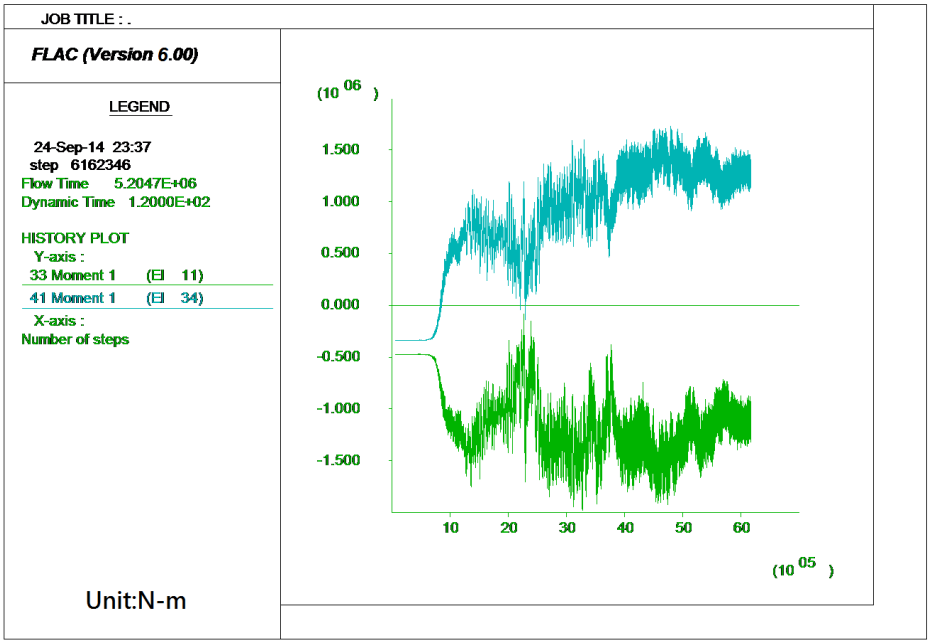


圖 6.74 圓筒式碼頭等級 III 地震第 2 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

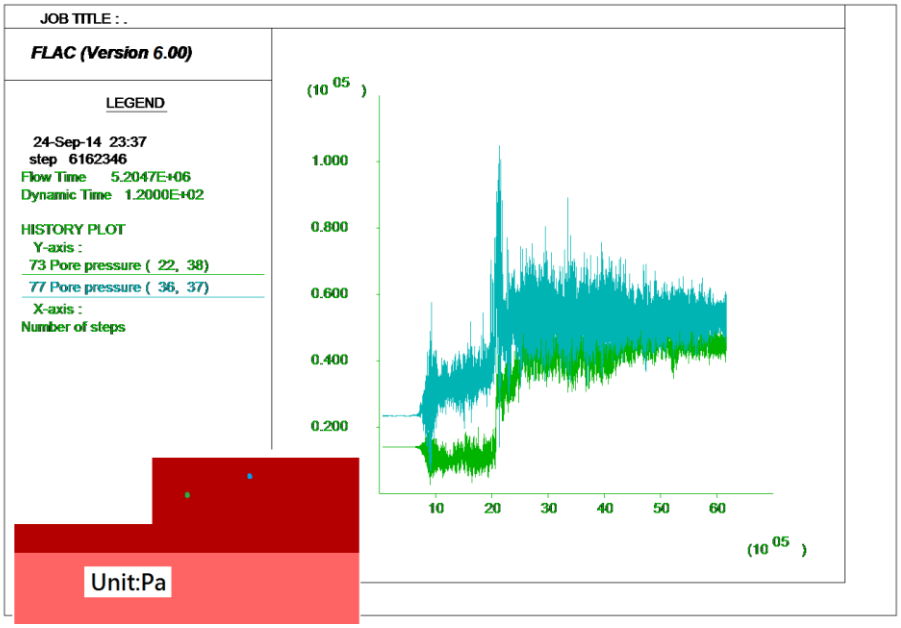


圖 6.75 圓筒式碼頭等級 III 地震第 2 組之歷時分析孔隙水壓

6.7 設計結果說明

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

參考文獻

1. Matsuo, H., and S. O'Hara, Lateral earth pressures and stability of quay walls during earthquakes, Proc., 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, 1960.
2. Newmark, N. M., Effect of Earthquake on Dam and Embankment, Geotechnique, Vol.15, No. 2, pp.139-159, 1965.
3. Seed, H. B. and Whitman, R.V., Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads, ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, Ithaca, pp. 103-147, 1970.
4. Lysmer,J., Udaka,T., Tsai,C-F., Seed,H.B., FLUSH - A Computer Program for Approximate 3D Analysis of Soil Structure Interaction Problems, Report No. EERC 75-30, Earthquake Engineering Research Center, UCB, 1975.
5. 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.
6. Richards, R. Jr. and Elms, D., Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 105(GT4):449-464, 1979.
7. Uwabe, T., Estimation of Earthquake Damage Deformation and Cost of Quaywalls based on Earthquake Damage Records, Technical Note of Port and Harbour Research Institute, No.473, pp. 197, 1983 (in Japanese).
8. Tokimatsu, K. and Y.Yoshimi, Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT-N Value and Fines Content, Soils and Foundations, Vol.23, No.4, pp.56-74, 1983.

9. 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.

10. Matsuzawa, H., Ishibashi, I. and Kawamura, M., Dynamic Soil and Water Pressure of Submerge Soils, Journal of Geotechnical Engineering., ASCE,Vol.111,No.10, pp.1161~1176,1985.

11. 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.

12. Towhata, I. And Islam, S., Prediction of Lateral Movement of Anchored Bulkheads Induced by Seismic Liquefaction, Soils and Foundations 27(4): 137-147, 1987.

13. Gazetas, G., Dakoulas, P. and Dennehy, K., Empirical Seismic Design Method for Waterfront Anchored Sheetpile Walls., Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE Geotechnical Special Publication No. 25, pp. 232-250, 1990.

14. Kulhawy and Mayne, Manual On Estimatung Soil Properties for foundation design, 1990.

15. CEN: ENV 1997-1 Eurocode 7 Geotechnical Design, Part 1, General Rules(ENV version), 1994.

16. SEAOC, Vision 2000 Performance Based Seismic Engineering of Buildings, Structural Engineers Association of California-Seismology Committee, USA, 1995.

17. 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.

18. ATC-32, Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations, ATC-32, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.

19. ATC, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol. 1, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, 1996.

20. CEN: Draft ENV 1997-2 Eurocode 7 Geotechnical Design Part 2 Design assisted by laboratory testing, 1997.

21. CEN: Draft ENV 1997-3 Eurocode 7 Geotechnical Design Part 3 Design assisted by field testing, 1997.

22. ATC-18, Seismic Design Criteria for Bridges and Other Highway Structures: Current and Future, ATC-18, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1997.

23. FEMA 273, NEHRP Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings, BSSC, Washington, D.C., USA, 1997.

24. Iai, S., Rigid and Flexible Retaining Walls during Kobe Earthquake, Proc. 4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, pp.108-127, 1998.

25. Brinkgreve, R. B. J., PLAXIS Manual, 1998.

26. McCullough, N.J. and Dickenson, S.E., Estimation of Seismically Induced Lateral Deformations for Anchored Sheetpile Bulkheads, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Geotechnical Special Publication No. 75, ASCE 1095-1106, 1998

27. 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.

28. SEAOC, Recommended Lateral Force Requirements and commentary (SEAOC Blue Book), Structural Engineers Association of California-Seismology Committee, USA, 1999.

29. Xue, Q., Need of performance-based earthquake engineering in Taiwan: a lesson from the Chichi earthquake, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 29:1609-1627, 2000.

30. FEMA 350, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, prepared by the SAC Joint Venture, a partnership of the Structural Engineers Association of California, the Applied Technology Council, and universities for Research in Earthquake Engineering; published by the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. USA, 2000.

31. FEMA 356, Prestandard and Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings, prepared by ASCE, published by the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. USA, 2000.

32. FEMA 368, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1: Provisions. BSSC, Washington, D.C. USA, 2000.

33. IBC 2000, International Building Code 2000, International Code Council, CA, USA, 2000.

34. PIANC/International Navigation Association, Seismic Design Guidelines for Port Structures, A.A Balkema Publishers, 2001.

35. Xue, Q., A Direct Displacement-Based Seismic Design Procedure of Inelastic Structures, Engineering Structures, Vol. 23/11, P. 1453-1460, 2001.

36. Xue, Q., Assessing the Accuracy of The Damping Model Used in Displacement-Based Seismic Demand Evaluation and Design of Inelastic Structures, International Journal of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Vol. 3(2):37-45, 2001.

37.IBC 2000, International Building Code 2000, International Code Council, CA, USA, 2000.

38.NCHRP, Project 12-49 Report, National Cooperative Highway Research Program, Project 12-49, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2001.

39.Seed,et.al,Recent Advances In Soil Liquef Action Engineering And Seismic Site Response Evaluation, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium, California, 2001.

40.MCEER, Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, NCHRP Project 12-49, MCEER Highway Project 094, Task F3-1, Buffalo, NY., 2001.

41.PIANC/International Navigation Association, Seismic Design Guidelines for Port Structures, A.A Balkema Publishers, 2001.

42.Hans Erickson and Andrew Drescher, The Use of Geosynthetics to Reinforce Low Volume Roads, 2001.

43.Ichii, K., A Seismic risk Assessment Procedure for Gravity Type Quay Walls, Structural Eng./Earthquake Eng., JSCE, Vol. 19, No.2, 131s-140s, 2002.

44.Xue, Q., A Reliable Capacity-Spectrum Method and Its Application in Seismic Performance Evaluation and Design, ICSSD2002, Singapore, 2002.

45.Xue, Q., A Direct Displacement-Based Seismic Design Procedure to Fulfil Multiple Performance Objectives, Journal of The Chinese Institute of Engineers, Vol.25(4):469-472, 2002.

46.FEMA 450, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1: Provisions. BSSC, Washington, D.C. USA, 2003.

47.IBC 2003, International Building Code 2003, International Code Council, CA, USA, 2003.

48.FEMA 440, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Prepared by Applied Technology Council (ATC-55 Project) for Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. USA, 2004.

49.IAEE, 13th World Conference on Earthquake Engineering. International Association for Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004.

50.Caltrans, Seismic Design Criteria version 1.3, 2004.

51.Itasca, FLAC & FLAC3D- Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 5.0, User's Guide, Itasca Consulting Group, Inc, Minneapolis, U.S.A, 2005.

52.AASHTO, Standard Design Specification for Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 2007.

53.Caltrans, Seismic Design Criteria version 1.5, 2009.

54.http://www.dot.ca.gov/hq/esc/techpubs/manual/othermanual/other-engin-manual/seismic-design-criteria/sdc.html, 2009.

55.AASHTO, Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 2009.

56.FLIP, Finite Element Analysis of Liquefaction Program , http://www.ysk.nilim.go.jp/flipmain.html, 日本港灣技術研究所[in Japanese].

57.中華人民共和國國家標準，建築抗震設計規範 GBJ11-89，中國建築工業出版社，北京，1989。

58.交通部，港灣構造物設計基準，1996。

59.港灣技術研究所，港灣及海岸結構物設計基準，港灣研究所專刊 123 號，1997。

60.交通技術標準規範港灣類工程設計部，港灣構造物設計基準-碼頭設計基準及說明，1997。

61.日本港灣協會，港灣の施設の技術上の基準・同解說，運輸省港灣局監修，1999。

62.交通部運輸研究所港灣技術研究中心，臺中港 1 至 4A 碼頭 921 地震液化災損初步調查研究，第 172 號專刊，1999。

63.黃俊鴻、陳正興，土壤液化機率分析法之研究，國家地震工程研究中心 NCREE-99-043，1999。

64.陳正興、黃國祥，集集地震臺中港沉箱滑移之初步分析，港灣工程耐震安全評估與災害防治研討會論文集，第 3-1～3-18 頁，2000。

65.交通部，港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明，2000。

66.日本土木學會，Earthquake Resistant Design Codes in Japan (英文版)，2000。

67.臺中港務局，九二一地震臺中港北碼頭區港埠設施災損原因研究分析報告書(修訂本)，宇泰工程顧問有限公司，2000。

68.倪勝火、賴宏源，常用液化評估法對 921 地震案例適用性探討，921 集集大地震週年紀念學術研討會論文集，pp.233~270，2000。

69.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。

70.內政部營建署，建築物基礎構造設計規範，2001。

71.李咸亨、吳志明、郭政彥，本土化液化評估方法之探討，集集地震土壤液化總評估研究研討會，2001。

72.張國鎮、黃震興、蔡孟豪、林裕淵、王元利，鋼筋混凝土耐震結構性能設計法(二)－直接位移法及其結構實驗，(專案研究報告R-ST-01-04)，中興工程顧問社，2001。

73.羅俊雄，鐵路橋梁耐震設計可靠度分析(三)－RC 連續橋梁地震反應分析，中興工程顧問社研究報告 SEC/R-ST-01-05，2001。

74.李賢華、薛憲文、陳桂清，港灣構造物安全檢測與評估研習會論文集－港灣構造物安全檢測與評估，交通部委託計畫研究成果報告，2001。

75.張學孔、李賢華、薛憲文、陳桂清，港灣構造物安全檢測與評估之研究(2/2)，2001。

76.賴瑞應、王慶福、曾文傑、張道光，碼頭構造物耐震設計之研究，交通部運輸研究所報告 MOTC-IOT-IHMT-DA9002.，2001。

77.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。

78.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。

79.賴聖耀、李豐博、蘇吉立、陳志芳，港灣地區大地監測調查與液化防治之研究 ,交通部運輸研究所報告 MOTC-IOT-91-HA01-01,2002。

80.日本道路協會，道路橋示方書同解說-耐震設計編，丸善株式會社，東京，2002。

81.日本鐵道綜合技術研究所，鐵道構造物等設計標準同解說-耐震設計，丸善株式會社，東京，2002。

82.薛強，地震工程性能設計法之應用(一)－單自由度橋柱及建築物之耐震性能評析與設計，財團法人中興工程顧問社專案研究報告R-ST-02-06，臺北，2002。

83.交通部運輸研究所，港灣構造物設計基準—耐震設計之修訂，國立中山大學執行，2002。

84.張景鐘、呂秋水、張權，基隆港區地震危害度分析與可能災損評估，第二十四屆海洋工程研討會論文集，港灣技術研究中心，pp.648-652，2002。

85.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。

86.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。

87.賴瑞應、王慶福、曾文傑、張道光，碼頭結構物耐震設計之研究，2002。

88.廖文義、羅俊雄、邱世彬，位移設計法與位移反應譜分析，結構工程，第十八卷，第三期：59-75，2003。

89.內政部，建築物耐震設計規範與解說修正草案，2003。

90.蔡克銓、翁元滔、林敏郎、陳垂欣、賴俊維、蕭博謙，實尺寸含挫屈束制支撐與鋼管混凝土柱複合構架之擬動態試驗：位移導向耐震設計與性能評估，鋼與混凝土複合構造國際研討會(Proceedings, International Workshop on Steel and Concrete Composite Constructions)，國家地震工程研究中心，2003。

91.賴瑞應、曾文傑、張道光、薛強、林澤熙、鄧耀里、陳斌哲、陳正忠、陳國慶、王茂興、辛希，碼頭結構物功能設計分析方法之研究，交通部運輸研究所，臺北，2004。

92.宋裕祺、蔡益超，橋梁結構性能耐震設計，結構工程，第十九卷，第一期：41~73，2004 年 3 月。

93.鄧崇任、柴駿甫、廖文義、蘇晴茂、簡文郁、周德光，耐震性能設計規範研究(一)，國家地震工程研究中心 NCREE-04-015，2004。

94.薛強、吳嘉偉，以結構變位、韌性與強度為設計標的之直接位移設計法，結構工程，第十九卷，第四期：69-85，2004。

95.蕭江碧、葉祥海、王亭復、薛強、陳柏端、吳嘉偉、陳正忠、王茂興、辛希，建築物耐震性能設計規範架構之研究，內政部建築研究所 093301070000G3015，2004。

96.張國鎮、劉光晏，鐵路橋梁耐震設計規範修訂草案之研究-附錄一 鐵路橋梁耐震性能設計法，交通部高速鐵路工程局，2004。

97.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。

98.曾志煌、翁國和、徐順憲、李賢華、陳素惠、蕭清木、錢中弘、張勝評、余宗鴻、鍾沛穎、孫宏華、洪麗珍，港灣構造物設計基準修訂，交通部運輸研究所，2005。

99.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。

100.賴瑞應、賴聖耀、謝明志，地震引致板樁式碼頭之變位量分析，交通部運輸研究所，2005。

101.王仲宇、李明山，橋梁支承系統功能性設計之非線性數值分析(I)，國家地震工程研究中心 NCREE-0 05-028，2005。

102.內政部營建署建築研究所編輯委員會，建築物耐震設計規範及解說，營建雜誌社，2005。

103.薛強、陳國慶、吳嘉偉、陳正忠、石豐銘、周文陽，建築物耐震性能設計規範之研擬子計畫一：規範與解說，內政部建築研究所 094301070000G1018，2005。

104.薛強、陳國慶、吳嘉偉、陳正忠，建築物耐震性能設計規範之研擬子計畫二：案例研究，內政部建築研究所 094301070000G1018，2005。

105.交通部運輸研究所，港灣構造物設計基準修訂，2005 年 2 月。

106.胡道舜，臺中港區某工程護岸碼頭基礎工程相關設計及施工探討，國立中興大學土木工程學系所，碩士論文，2007。

107.交通部，鐵路橋梁耐震設計規範，2007。

108.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。

109.鄧崇任、柴駿甫、廖文義、翁元滔、簡文郁、邱世彬、林凡茹、周德光，耐震與性能設計規範研究(三)，國家地震工程研究中心 NCREE-07-010，2007。

110.日本港灣協會，港灣の施設の技術上の基準・同解說，運輸省港灣局監修，2007。

111.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。

112.交通部，公路橋梁耐震設計規範，2009。

113.賴聖耀，謝明志，林雅雯，曾文傑，陳正興，黃富國，邱俊翔，港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(2/4)，交通部運輸研究所，臺北，2009。

114.鄧崇任、柴駿甫、廖文義、翁元滔、簡文郁、邱世彬、林凡茹、周德光，耐震性能設計規範改進先期研究（一、二），國家地震工程研究中心 NCREE-09-012，2009。

115.張國鎮、蔡益超、宋裕祺、廖文義、柴駿甫、洪曉慧、劉光晏、吳弘明、戚樹人、陳彥豪，公路橋梁耐震評估及補強準則之研究，國家地震工程研究中心 NCREE-09-028，2009。

116.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。

117.賴聖耀、謝明志、林雅雯、曾文傑、陳正興、黃富國、邱俊翔，港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(3/4)，交通部運輸研究所，臺北，2010。

118.張荻薇、廖學瑞、丁金彪，2011 年東日本大震災-震後六個月-港灣及海岸，臺灣世曦股份有限公司，臺北，2011。

119.中國土木水利工程學會，鋼筋混凝土工程設計規範與解說(土木402)，2007。

120.中國土木水利工程學會，建築物耐震設計規範與解說(土木401-100)，2011。

121.賴聖耀、謝明志、林雅雯、曾文傑、陳正興、黃富國、邱俊翔，港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(4/4)，交通部運輸研究所，臺北，2011。

122.蔡益超、張國鎮、陳正興、宋裕祺、薛強，公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 1 期)，2011。

123.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。

124.謝明志、陳志芳、張文忠、林炳森、黃安斌，港灣現地碼頭結構與土壤動態互制監測之研究(2/2)，2011。

125.賴瑞應、張權、薛強、顧承宇、曾韋毓、徐偉誌、翁健煌、蔡勇賢，港灣構造物耐震性能設計架構之研究(2/4)，交通部運輸研究所，臺北，2012。

126.宋裕祺、張國鎮、蔡益超、陳正興、薛強，公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)上冊，2012。

127.宋裕祺、張國鎮、蔡益超、陳正興、薛強，公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)下冊，2012。

128.曾韋毓、顧承宇、張權、薛強、賴瑞應，重力式碼頭耐震性能設計架構之研究，第 34 屆海洋工程研討會論文集，2012。

129.賴瑞應、陳志芳、謝明志、張道光、謝幼屏、林玲煥、謝大勇，港區現地監測與碼頭耐震功能性評估(1/4)，2012。

130.賴瑞應、張權、薛強、顧承宇、曾韋毓、徐偉誌、翁健煌、蔡勇賢，港灣構造物耐震性能設計架構之研究(2/4)，交通部運輸研究所，臺北，2013。

131.曾韋毓、顧承宇、賴瑞應，動力分析於板樁式碼頭耐震性能設計研究，第 15 屆水下技術研討會論文集，2013。

132.賴瑞應、顧承宇、張景鐘、曾韋毓、陳明鈺、余孟勳、蔡勇賢，港灣構造物耐震性能設計架構之研究(3/4) ,交通部運輸研究所 ,臺北，2013。

133.張權、薛強、顧承宇、曾韋毓、邱天宏、賴瑞應，「應用動力分析於板樁式碼頭之耐震性能設計之研究」，港灣報導季刊，第 96 期，第 1~18 頁，2013 年 10 月。

134.曾韋毓、顧承宇、張權、薛強、賴瑞應，「耐震性能設計之研究-以重力式碼頭為例」，第十五屆大地工程學術研究討論會，雲林，臺灣，2013 年 9 月。

135.曾韋毓、顧承宇、賴瑞應，「動力分析於板樁式碼頭耐震性能設計研究」，第十五屆水下技術研討會暨國科會成果發表會，基隆，臺灣，2013 年 5 月。