

105-051-7883

MOTC-IOT-104-H1DA003

港灣碼頭耐震性能評估之研究 — 以高雄港為例(1/2)



交通部運輸研究所

中華民國 105 年 5 月

105-051-7883

MOTC-IOT-104-H1DA003

港灣碼頭耐震性能評估之研究 — 以高雄港為例(1/2)

著者：胡啟文、賴瑞應、曾文傑

交通部運輸研究所

中華民國 105 年 5 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

港灣碼頭耐震性能評估之研究：以高雄港為例。
(1/2) / 胡啟文, 賴瑞應, 曾文傑著. -- 初版. --
臺北市：交通部運研所, 民 105.05
面；公分
ISBN 978-986-04-8578-3(平裝)

1.港埠工程

443.3

105006900

港灣碼頭耐震性能評估之研究 - 以高雄港為例 (1/2)

著者：胡啟文、賴瑞應、曾文傑
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)26587119
出版年月：中華民國 105 年 5 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：150 元
展售處：
交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880
國家書店松江門市：10485 臺北市中山區松江路 209 號 F1•電話：(02) 25180207
五南文化廣場：40042 臺中市中山路 6 號•電話：(04)22260330

GPN：1010500628

ISBN：978-986-04-8578-3 (平裝)

著作財產權人：中華民國(代表機關：交通部運輸研究所)

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

港灣碼頭耐震性能評估之研究——以高雄港為例 (1/2)

交通部運輸研究所

GPN: 1010500628

定價 150 元

交通部運輸研究所自行研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：港灣碼頭耐震性能評估之研究－以高雄港為例(1/2)			
國際標準書號 ISBN978-986-04-8578-3 (平裝)	政府出版品統一編號 1010500628	運輸研究所出版品編號 105-051-7883	計畫編號 104-H1DA003
主辦單位：港灣技術研究中心 主管：邱永芳 計畫主持人：胡啟文 研究人員：賴瑞應、曾文傑 聯絡電話：04-26587119 傳真號碼：04-26564418			研究期間 自 104 年 01 月 至 104 年 12 月
關鍵詞：板樁式碼頭、耐震功能性評估、高雄港			
<p>摘要：</p> <p>高雄港為台灣最大之國際商港，除為主要之貨櫃轉運樞紐港外，亦為台灣地區主要之貨物進出口港，自 1959 年後展開十二年擴建計畫迄今已 50 餘年，相關港灣構造物耐震性能必須重新評估檢核，另性能設計理念亦為目前國際工程界研訂技術規範的重要潮流，因此本計畫將根據本所 104 年辦理完成之「港灣構造物耐震性能設計架構之研究」中所訂定之各式碼頭性能可接受標準予以評估檢核，提供臺灣港務公司進行維護管理之參考，以達永續發展。</p> <p>本年度主要工作以高雄港區 45 號既有板樁式碼頭為案例，進行碼頭之耐震性能評估檢核，以簡化分析、簡化動力分析及動力分析法驗證該碼頭於不同等級地震下之耐震性能，評估結果顯示，碼頭皆能通過 B 級碼頭之功能性目標檢核，滿足原設計之耐震功能目標。</p> <p>研究成果效益：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 以性能可接受標準評估檢核目前營運中高雄港港灣碼頭，提供臺灣港務公司進行管養之參考。 2. 出版研究報告將相關研究成果供產官學界參考應用。 <p>提供應用情形：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 本計畫案例評估之結果，提供本所港區地震即時速報系統評估碼頭安全之參據，以供各港務分公司之相關防災人員防災決策之參考。 2. 本計畫之耐震功能性評估案例，可以提供臺灣港務公司進行維護管理及本所後續研究之參採。 			
出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
105 年 5 月	176	150	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
<p>機密等級：</p> <p><input type="checkbox"/>密 <input type="checkbox"/>機密 <input type="checkbox"/>極機密 <input type="checkbox"/>絕對機密 (解密條件：<input type="checkbox"/>年 <input type="checkbox"/>月 <input type="checkbox"/>日解密，<input type="checkbox"/>公布後解密，<input type="checkbox"/>附件抽存後解密， <input type="checkbox"/>工作完成或會議終了時解密，<input type="checkbox"/>另行檢討後辦理解密)</p> <p><input checked="" type="checkbox"/>普通</p>			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

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

TITLE: Seismic Performance-Based Assessment on Port Terminal - A Case Study in Kaohsiung Harbor (1/2)			
ISBN 978-986-04-8578-3 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010500628	IOT SERIAL NUMBER 105-051-7883	PROJECT NUMBER 104-H1DA003
DIDIVISION: HARBOR & MARINE TECHNOLOGY CENTER DIDIVISION DIRECTOR: Chiu Yung-Fang PPRINCIPAL INVESTIGATOR: C.W. Hu PROJECT STAFF: Lai Jui-Ying, W.J. Tseng PHONE: 04-26587119 FAX: 04-26564418			PROJECT PERIOD FROM January 2015 TO December 2015
KEY WORDS: cellular quay wall, seismic performance-based assessment, Kaohsiung Harbor			
<p>ABSTRACT:</p> <p>The purpose of performance-based design is to ensure that designs, evaluations, and constructions of engineered facilities whose performance under common and extreme earthquake ground motion are able to respond to the diverse needs and objectives of the owners, users and society. Performance-based design is also an important trend. Since Kaohsiung Harbor began twelve-year project to develop the harbor in 1959, it has been far more than 50 years. Therefore, it is necessary to reassess and recheck the seismic design of in-used harbor structure in Kaohsiung.</p> <p>This year's project will focus on the case studies of the original sheet pile wharf reassessed and rechecked according to "Performance-Based Seismic Design Framework of Port Structures" compiled by IHMT in 2015. The results show the performance-based seismic of NO.45 wharf in Kaohsiung Port meets the standard which be provided maintenance reference for Taiwan International Ports Corporation.</p> <p>Benefits of research results:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. The results of the case study can be provided maintenance reference for Taiwan International Ports Corporation. 2. Publish research reports to the application for the industry, government and academia. <p>Current situation in application:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. This project can be provided seismic assessment results to the port branch staff for decision- making reference for Disaster Reduction after the earthquake. 2. This project built in seismic evaluation methods and procedures can be provided as the reference for Taiwan International Ports Corporation and future research of IHMT. 			
DATE OF PUBLICATION May 2016	NUMBER OF PAGES 176	PRICE 150	<p style="text-align: center;">CLASSIFICATION</p> <input type="checkbox"/> RESTRICTED <input type="checkbox"/> CONFIDENTIAL <input type="checkbox"/> SECRET <input type="checkbox"/> TOP SECRET <input checked="" type="checkbox"/> UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

港灣碼頭耐震性能評估之研究-以高雄港為例 (1/2)

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
目錄	III
圖目錄	V
表目錄	IX
第一章 前言	1-1
1.1 研究緣起	1-1
1.2 研究目的	1-2
1.3 研究範圍	1-2
1.4 研究方法	1-2
1.5 研究內容與流程	1-3
第二章 國內外性能設計基準	2-1
2.1 耐震性能設計法概述	2-1
2.2 我國港灣構造物設計基準	2-10
2.3 國際航海協會港灣構造物耐震設計準則	2-19
2.4 日本港灣施設技術基準	2-27
2.5 港灣構造物耐震性能設計手冊	2-43
第三章 既有碼頭耐震性能評估方法	3-1
3.1 各類驗證方法之應用時機	3-1

3.2 板樁式碼頭耐震性能分析法	3-5
3.3 土壤液化評估	3-23
第四章 既有板樁式碼頭性能評估探討	4-1
4.1 案例基本資料	4-1
4.2 性能目標	4-5
4.3 等級 I 地震驗證分析-簡化分析法	4-7
4.4 等級 II 地震驗證分析-簡化動力分析法及動力分析	4-14
4.5 小結	4-37
第五章 結論與建議	5-1
5.1 結論	5-1
5.2 建議	5-2
5.3 研究成果效益	5-2
5.4 提供應用情形	5-2
參考文獻	參-1
附錄一 期末審查意見及辦理情形說明表	附錄 1-1
附錄二 期末報告簡報資料	附錄 2-1

圖目錄

圖 1.1	研究流程圖	1-3
圖 2.1	「性能設計法」之流程架構圖	2-5
圖 2.2	耐震性能設計法之架構與內容	2-6
圖 2.3	液化潛能分析流程圖	2-18
圖 2.4	INA 耐震性能評估的流程圖	2-26
圖 2.5	日本港灣性能層次的定位和性能驗證	2-27
圖 2.6	日本港灣性能水準的分類	2-29
圖 2.7	日本港灣作用力年超越機率與損壞程度	2-30
圖 2.8	日本港灣等級 II 地震的計算程序	2-31
圖 2.9	日本港灣構造物土壤液化可能性範圍	2-36
圖 2.10	日本港灣等效 N 值的計算圖	2-37
圖 2.11	日本港灣等效 N 值與等效加速度土層區分	2-38
圖 2.12	日本港灣等級 I(Level 1)的地震之驗證流程	2-42
圖 2.13	日本港灣等級 II(Level 2)的地震之驗證流程	2-43
圖 2.14	四港區平均地震危害度曲線	2-47
圖 2.15	板樁式碼頭之破壞模式	2-54
圖 2.16	板樁式碼頭之性能參數	2-55
圖 3.1	本研究既有碼頭耐震性能評估流程	3-4
圖 3.2	板樁式碼頭示意圖	3-5
圖 3.3	地震時背填土壤未液化板樁式碼頭受力示意圖	3-6
圖 3.4	作用於板樁之水壓力分布示意圖	3-9
圖 3.5	板樁最大彎矩分析模式示意圖	3-11

圖 3.6	板樁式碼頭工址填土可能液化狀態	3-12
圖 3.7	Newmark 之滑動塊體分析法的觀念	3-13
圖 3.8	重力式碼頭簡便動力分析(滑動塊體分析法)評估流程圖	3-14
圖 3.9	以 FLAC 程式模擬重力式碼頭之分析流程圖	3-20
圖 3.10	液化潛能分析流程圖	3-28
圖 3.11	現行港灣構造物設計基準土壤粒徑與土壤液化分析圖	3-29
圖 4.1	碼頭現況斷面示意圖	4-1
圖 4.2	碼頭各土層土壤參數示意圖	4-4
圖 4.3	高雄港 45 號碼頭現況照片	4-5
圖 4.4	板樁動土壓示意圖($K_t=0.14$)	4-10
圖 4.5	板樁最大彎矩計算示意圖	4-12
圖 4.6	簡化動力分析評估流程圖	4-15
圖 4.7	等級 II 地震東西向人造地震歷時	4-16
圖 4.8	碼頭鑽孔深度之液化機率	4-17
圖 4.9	碼頭鑽孔深度之抗液化安全係數	4-17
圖 4.10	考慮液化下板樁動土壓力及動流體壓力示意圖($K_t=0.04$)...	4-19
圖 4.11	考慮液化因素之碼頭滑動量分析結果	4-23
圖 4.12	未發生液化因素之碼頭滑動量分析結果	4-23
圖 4.13	板樁碼頭數值模擬網格圖	4-25
圖 4.14	材料參數分層圖	4-26
圖 4.15	結構元素模型圖	4-28
圖 4.16	施加側向靜水壓力	4-29
圖 4.17	指定土體中及自由面上之飽和層示意圖	4-30

圖 4.18 靜態系統力學平衡之示意圖.....	4-30
圖 4.19 等級 II 3 組人造地震歷時 (5~55 秒).....	4-33
圖 4.20 等級 II 地震力板樁、錨碇板樁與模型的 X 向變位.....	4-35
圖 4.21 等級 II 地震力板樁與錨碇板樁之彎矩圖與模型的 X 向變位	4-36

表 目 錄

表 2-1	港灣結構物設計基準之用途係數	2-13
表 2-2	各型碼頭在 475 年回歸期地震作用下損壞程度最大容許值	2-15
表 2-3	INA 各等級耐震構造物之性能目標	2-20
表 2-4	INA 國際航海協會構造物等級	2-20
表 2-5	INA 各級性能水準之描述	2-21
表 2-6	重力式碼頭性能可接受標準	2-22
表 2-7	棧橋式碼頭性能可接受標準	2-22
表 2-8	板樁式碼頭性能可接受標準	2-23
表 2-9	INA 各類分析法之應用時機	2-25
表 2-10	INA 結構分析方法彙整	2-25
表 2-11	日本港灣性能目標分類表	2-27
表 2-12	日本港灣耐震強化設施分類表	2-28
表 2-13	日本港灣重力式碼頭性能可接受標準值	2-32
表 2-14	日本港灣板樁式碼頭性能可接受標準值	2-33
表 2-15	日本港灣棧橋式碼頭性能可接受標準值	2-34
表 2-16	日本港灣棧橋式碼頭基樁之性能可接受標準值	2-35
表 2-17	日本港灣液化預測和液化判斷	2-38
表 2-18	日本港灣各類碼頭之分析方法	2-41
表 2-19	國內港灣構造物設計基準之三等級設計地震力	2-46
表 2-20	國內建築及橋梁之中度地震所對應的回歸期概略值	2-46
表 2-21	橋梁耐震設計規範之三等級地震力	2-49
表 2-22	耐震性能水準定性規定之建議	2-50
表 2-23	各重要度等級之碼頭特性	2-51

表 2-24 各等級碼頭所對應的耐震性能目標	2-52
表 2-25 板樁式碼頭性能可接受標準	2-56
表 3-1 各類分析方法之應用時機	3-2
表 3-2 結構分析方法彙整	3-3
表 3-3 非液化工址重力式碼頭變位與安全係數之相關性	3-12
表 3-4 各類土壤液化評估方法之應用時機	3-33
表 3-5 土壤參數之折減係數 DE	3-33
表 4-1 主板樁及錨碇樁構材材料參數表	4-2
表 4-2 拉桿材料參數表	4-3
表 4-3 碼頭陸上區土壤參數	4-3
表 4-4 本案例 B 級碼頭之耐震性能目標	4-6
表 4-5 板樁式碼頭性能可接受標準	4-6
表 4-6 各土層地震動主動土壓力係數(k_{ae})及動被動土壓力係數(k_{pe})	4-8
表 4-7 各土層動土壓力計算表($K_t=0.14$)	4-9
表 4-8 各土層動土壓力對錨碇拉桿力矩計算表($K_t=0.14$)	4-9
表 4-9 考慮液化下各土層動土壓力計算表($K_t=0.04$)	4-18
表 4-10 考慮液化下各土層動土壓力及動流體壓力對錨碇拉桿力矩 計算表($K_t=0.04$)	4-20
表 4-11 動態分析土層參數表	4-27
表 4-12 結構元素參數表	4-28
表 4-13 基樁元素中之 Mohr-Coulomb 介面參數表	4-28
表 4-14 等級 II 3 組人造地震力作用下板樁與錨碇板樁最大變位、彎 矩及錨碇拉桿最大應力	4-37
表 4-15 高雄港區既有板樁式碼頭一覽表	4-38

第一章 前言

1.1 研究緣起

臺灣位於歐亞板塊與菲律賓海板塊的交界，菲律賓海板塊每年以 7 公分的速率向西推擠歐亞板塊，因此每年均發生無數次的大小的地震，由過去歷史紀錄，我國港埠的地震災害包括民國 75 年的花蓮地震，造成蘇澳港 #3~#5 碼頭發生滑動傾斜的情形，以及民國 88 年發生的 921 集集地震，造成臺中港 #1~#4 沉箱式碼頭發生位移受損。基於地震為不可預測之特性，偶發性的大地震極易造成重大傷害，因此，如何考量構造物整個使用年限之經濟性，據以提出合理的耐震設計規範，使所設計之港灣構造物能滿足預期之安全性及性能一直是目前熱門的研究課題。

過去十數年來，性能設計理念已是國際工程界研訂技術規範的重要議題，發展至今，歐洲與日本皆已參採用其精神與內涵，納為編訂新世紀技術規範之基本架構，包括歐洲的 Eurocode 7 及日本的 Geocode 21。同時於美洲及亞洲地區之韓國、新加坡、馬來西亞、香港及中國大陸等地區，亦將此項議題納為國家規範之主要項目。此股國際規範研究發展趨勢，更是國內公共工程未來發展不可忽視之重要課題。有鑒於美國、歐洲、日本等國已經著手於性能設計之研究，而國內也已著手推動橋梁及建築物之耐震性能設計，本所亦已於 2015 年著手完成「港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿）」^[49]之編彙，將構造物耐震性能設計的理念應用在港灣構造物，俾提升國內港灣工程技術之水準。

臺灣為海島型國家，對外經貿貨物運輸主要以海運為主，良好的港埠設施不僅能提供入出境貨物運輸的順暢，也肩負臺灣經濟發展的命脈，而高雄港為台灣最大之國際商港，除為主要之貨櫃轉運樞紐港外，亦為台灣地區主要之貨物進出口港，自 1959 年後展開十二年擴建計畫迄今已 50 餘年，相關港灣構造物耐震性能必須重新評估檢核，因

此本研究將根據本所 2015 年辦理完成之「港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿）」中所訂定的各式碼頭性能可接受標準予以評估檢核，提供臺灣港務公司進行維護管理之參考，以達永續發展。

1.2 研究目的

本研究目的可摘列整理如下：

1. 藉由耐震性能評估方法之導入，提昇國內港灣構造物設計技術。
2. 經由本研究對目前營運中高雄港既有碼頭進行耐震性能評估檢核，除將評估結果提供臺灣港務公司進行管養之參考外，亦可提供各港或港灣工程界的相關從業人員瞭解碼頭性能評估的流程與方法。
3. 提供臺灣港務公司於安全性及經濟性併重考量下之維護管理參考，以達永續發展。

1.3 研究範圍

本研究主要基於本所過去碼頭構造物性能設計法相關的研究基礎上，進一步針對高雄港區內既有各類型碼頭(包括重力式碼頭、板樁式碼頭、棧橋式碼頭)之性能評估分析方法做案例探討，尤其是動力分析方法的探討。本年度(104 年)主要研究對象為板樁式碼頭的耐震性能評估，包括性能規定、分析方法及實際案例評估探討等。

1.4 研究方法

在碼頭構造物性能評估部份，本研究將參考本所 2015 年完成之「港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿）」之相關規定，進行既有碼頭之耐震性能評估，做為臺灣港務公司進行養護管理之參考。

1.5 研究內容與流程

本研究之主要工作項目如下所示，其工作流程如圖 1.1 所示。

1. 性能設計概論
2. 國內外性能設計規範探討
3. 耐震性能設計要求探討
4. 碼頭性能規定及分析方法探討
5. 高雄港既有板樁式碼頭耐震性能評估案例
6. 結論與建議

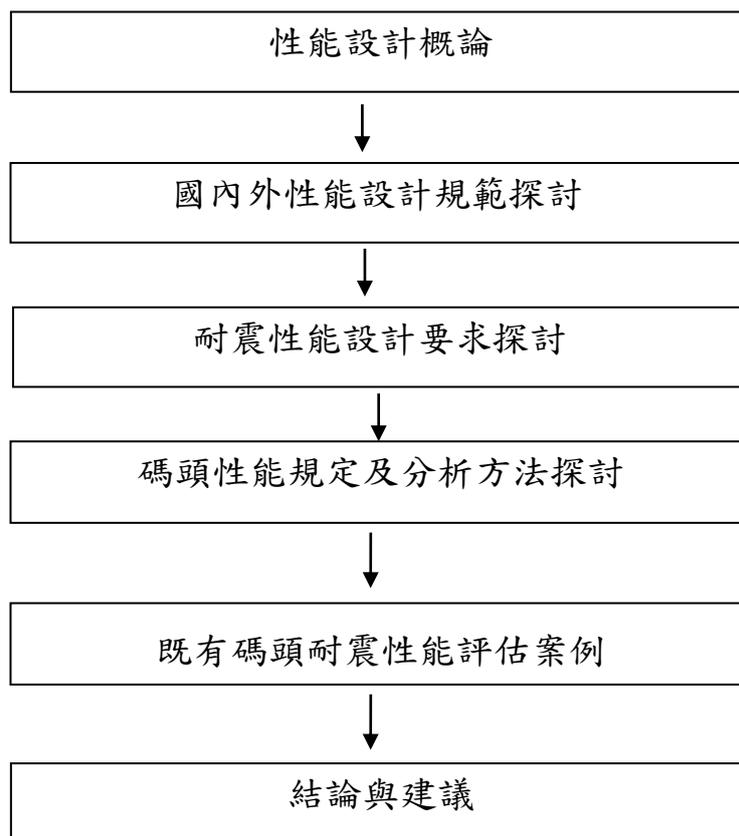


圖 1.1 研究流程圖

第二章 國內外性能設計基準

本章將分別就我國港灣構造物設計基準^{[25][26][27]}及國外港灣構造物設計基準(包括國際航海協會港灣構造物耐震設計準則^[11]及日本港灣設施基準^[21])之耐震性能設計的相關規定做簡單介紹與探討，最後以參考國內外基準所修訂編彙完成之「港灣構造物耐震性能設計手冊(草稿)」^[49]，進行後續既有碼頭之耐震性能評估。

2.1 耐震性能設計法概述

構造物之性能係指在外力作用下，其所遭受之破壞及其破壞對國家社會所造成之影響，包括對使用者生命安全之威脅、結構物及其附屬設備正常功能之喪失或工作中斷對業主或國家社會所造成之損失、恢復正常工作之快慢及花費，需維修或補強所耗費之時間與費用、對社會環境或歷史文化之影響等。耐震性能設計法即是以控制構造物在震力作用下之破壞程度為標的。該方法之基本理念在於強調構造物在強烈地震力作用下之真實行為(特別是非線性變形行為)，注重構造物及附屬設施在整個使用年限的各階段之耐震性能，並以構造物整個使用年限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，以保證在各種不同規模的地震力作用下，構造物之耐震性能可滿足使用者、業主與國家社會的各種安全、經濟、文化與歷史需求，此法被視為二十一世紀構造物耐震設計所遵循之方向。

2.1.1 性能設計法與現行設計法之區別

耐震設計基準一直以來均在各地震災害與各種研究中不斷受到考驗與檢討再更新，自 1989 年美國 Loma Prieta 地震後，全球各地之地震震害除了對人命損害以外，因對建築物、橋梁、大壩、港灣構造物、道路與維生線等之破壞所導致的更嚴重直接與間接(工作中斷或維修補強)經濟損失，迫使工程界重新對現行基準進行檢討。

現行之耐震設計方法主要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；但若遭遇不同之地震頻率或強度，所設計的構造物是否能滿足預期功能及構造物之行為如何等均為未知，而其耐震能力也可能不夠，更重要的是：結構之破壞不僅與其強度，還與其變形有關，特別是某些構造物發生塑性變形後，微小之強度變化就可能導致很大的變形。儘管現行之耐震設計方法允許非剛性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預期構造物之韌性，以折減係數來降低設計地震力，其結構分析方式只限於彈性範圍，這種分析方法較難反映構造物受地震力作用之降伏機制及塑性行為。為滿足構造物整個使用年限之綜合經濟利益，性能設計法增加了結構物使用年限之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力時之結構反應及其所具有的耐震能耐。

現行之耐震設計基準係要求所設計之構造物滿足以下原則：小震不壞、中震可修、大震不倒，而耐震設計基準通常以構造物之重要性係數(I)間接表達其預期之不同等級性能，例如目前我國對港灣設施之耐震設計基準考量：構造物之破壞對人命安全與財產之影響、震後是否要求具有特別之使用功能、修復之難易、其破壞對社會活動、環境與經濟之衝擊與損害度等，將構造物分為“特定(耐震強化碼頭)、A級、B級與C級”四種類別，並在設計過程中，以1.5、1.2、1.0、0.5不等之“重要度係數”來反應結構物之重要程度，保證不同程度之性能，耐震要求僅定性地隱含在現行之耐震設計法中，雖然耐震基準也對韌性結構在設計地震力下韌性比加以限定，但結構之破壞可能更直接與變形等參數相關，而且，僅基於韌性與強度之設計並不總是合理的，性能設計法則要求以直接透明之參數表達各等級重要度或危害度之構造物，在不同等級地震危害下之破壞狀態或耐震性能。

所以，為克服上述缺陷，耐震性能設計法引進定量的耐震性能目標，同時考慮結構整體、結構構件及非結構構材與設備之耐震性能要

求；除生命安全要求外，增加結構使用期之破壞控制耐震性能；考慮不確定因素，配合或然率理論進行地震風險評估；考量結構在大地震下可能之塑性變形，應用非線性分析法；並以與結構破壞直接相關之地震反應參數(如應力或應變、韌性比、變形、能量或其他破壞指標等)之接受值為限制條件，進行耐震性能設計或評估。性能設計法並不完全排斥工作應力法與強度設計法，而是根據構造物在外力作用下之預期行為選用恰當之設計與分析方法，強調檢核所設計構造物在設計載重下之性能是否滿足設計目標。耐震性能設計也強調構造物之適當的結構形式與佈置(如考慮使用隔減震裝置)和優良的營造品質等，均是構造物達到耐震設計性能標的之保證，結構物良好的維護和監測亦是保持其原有耐震性能之必要條件。

綜合上述，耐震性能設計法與現行設計法之主要區別在於：

1. 多等級耐震性能設計目標 vs. 單一耐震設計目標

(1) 使用年限各階段不同性能要求之多耐震等級 vs. “抵抗 475 年回歸期地震力”之單一性能等級：

耐震性能設計法增加破壞控制性能等級，作為保護重要設施，降低維修時間，減少運作障礙或保護歷史文物之手段或方法，以保證整個使用年限之設計施工、使用和維護之綜合經濟利益。

(2) 直接明確定量 vs. 間接隱含定性的性能表達方式：

性能設計法定量地以結構的地震反應參數(如應力或應變、韌性比、變形、能量或其他破壞指標等)經濟利益來表達耐震性能。

(3) 特定工址多等級地震力 vs. 單一地震力：

地震力之等級與相對應之耐震設計性能目標的等級一一對應，多等級地震力的考慮也相對地減少了與地震力相關的不確定因素，使設計可靠性增加。

2. 基於破壞之各種不同準確度之分析法 vs. 基於強度(Force-based)之彈性分析法

性能設計法根據耐震性能目標之高低，選用不同的數值分析方法(包括彈性與非彈性之靜力與動力分析)，原則上，性能目標越高，所採用之分析方法越複雜。特別是對於非剛性結構，耐震基準期望它具有足夠的韌性，允許它在大地震作用下發生塑性變形，雖然彈性分析法也可以表達其彈性容量以及降伏起始點，但不能預測其破壞機制，無法直接考慮在降伏過程中，力之再分配以及強度削弱和勁度衰減，無法正確模擬構造物在強大地震力作用下之真實反應或變形行為，這樣就可能造成分析結果之不準確，或不必要的設計或補強費用。現行之港灣構造物設計法中，不論是工作應力法還是強度設計法，均從力量或不同階段結構之受力狀態著手進行設計，而性能設計法考量構造物在震害中之典型破壞型態，選擇與其破壞型式密切相關之破壞參數：除了應力或強度以外，可能考量以構造物之變形等其他參數來進行設計。

2.1.2 耐震性能設計法之架構及主要內容

構造物性能設計法之應用流程如圖 2.1 所示，流程中各步驟相關之主要內容如圖 2.2 所示。

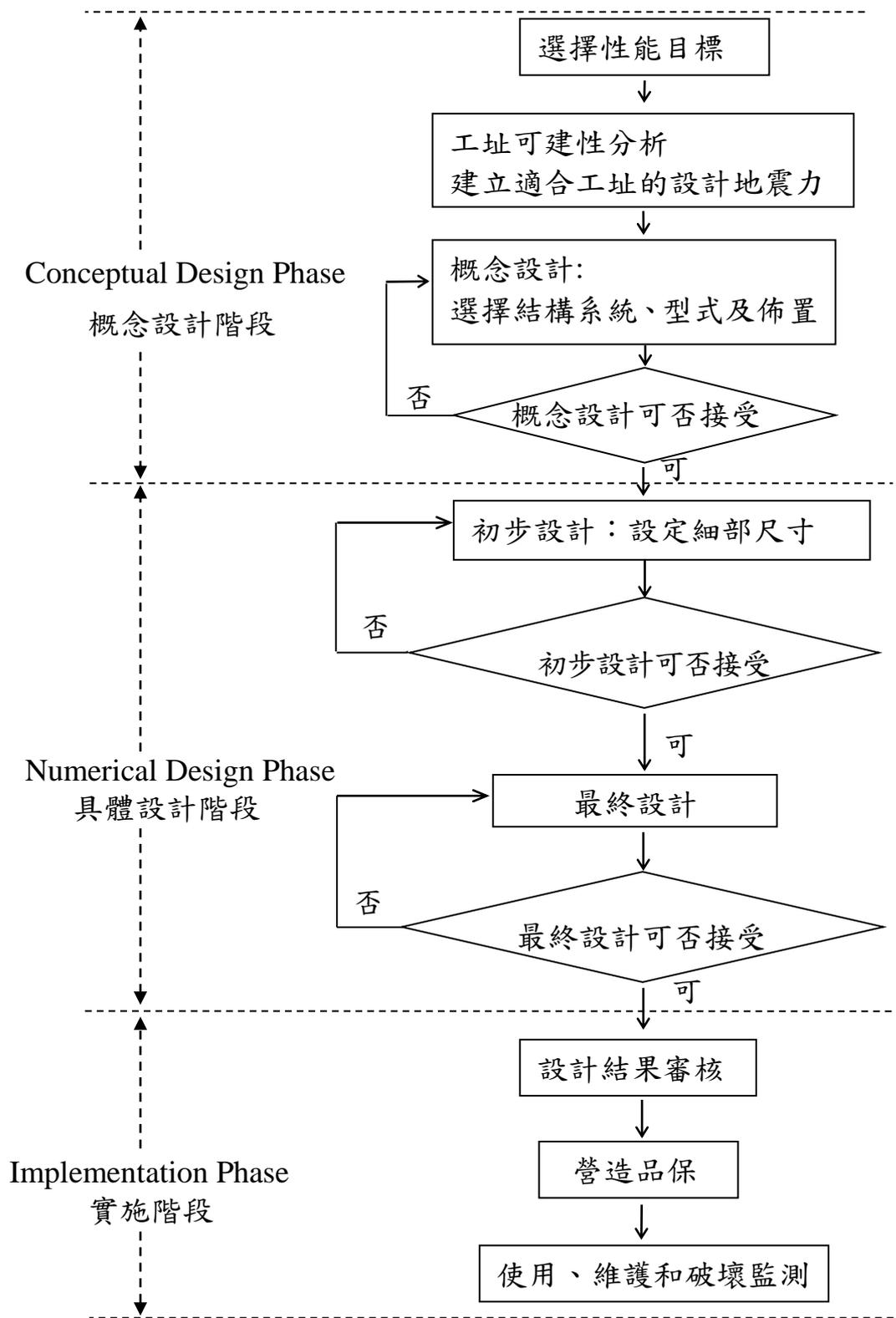


圖 2.1 「性能設計法」之流程架構圖

資料來源：SEAOC^[13]

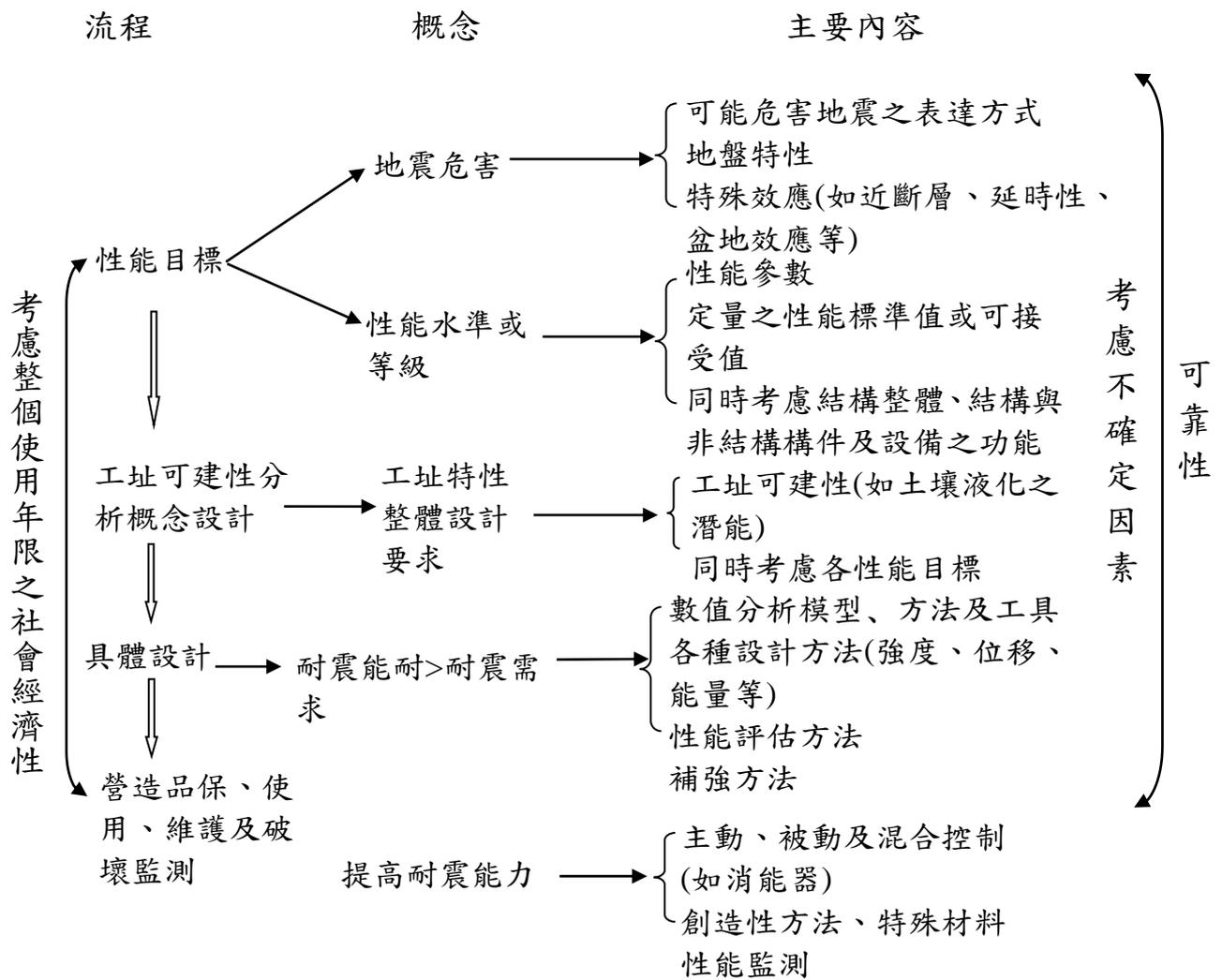


圖 2.2 耐震性能設計法之架構與內容

資料來源：SEAOC^[13]

耐震性能設計法為構造物之選址(Siting)、設計(Design)、營造(Construction)和維護(Maintenance)提供方法，其設計流程(圖 2.1)依順序包括三個階段：概念設計階段，具體設計階段與實施階段。

1. 概念設計階段

(1) 選擇性能目標

概念設計階段首先要建立性能目標(包括地震危害等級之劃分、地震危害之表達方式、對應之性能等級之定性劃分、性能定量表達參數或指標以及量化各等級性能可接受標準值)。

(2) 工址可建性分析

工址可建性分析除了了解工址所在地區之環境敏感特性以外，主要需明確分析工址地盤土壤特性，包括：地質、地形、週遭地震活動狀況及其他潛在危害(如斷層破裂、土壤液化、海嘯、山崩等)，了解該工址遭遇危害及破壞之可能性，明確既定之耐震性能目標是否可以達到，否則應經由(1)應用特殊技術；(2)遷移工址；(3)修改設計性能目標等方式進行調整，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基準之性能要求。例如，對液化潛能高之區域進行地質改良(港區地質改良可採用動力夯實工法、壓實砂樁夯實法或礫石柱排水法)與加強基礎設計(可以利用穿透液化土層的樁基礎碼頭替代沉箱式淺基礎碼頭，將結構載重傳遞至非液化土層之上)，若這些措施仍不能使構造物在液化潛能較高之區域滿足其預期之性能，則需要遷移工址，選擇液化潛能較低之區域進行建造。

(3) 系統規劃

不經由具體設計而確定構造物形狀、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。例如：對重力式碼頭，為了提高其抗傾覆與抗滑動之穩定性，可能選用內摩擦角較大或輕質之背填料，或可能在沉箱之靠陸側填以重物將壁體之重心向陸側移，或在壁底與基礎地層間採用瀝青或橡膠墊以提高摩擦係數；對於板樁式碼頭或棧橋式碼頭，工程師可能要預設碼頭在大地震下之破壞機制，如同建築物之強柱弱梁與橋梁的強梁弱柱機制，例如對樁頂與碼頭面板梁剛接之棧橋式碼頭，設計者可能希望樁帽(Pile Cap)先降伏，再來是樁基頂部(Pile Top)降伏，接下來是樁基埋設部分(Embedded Pile)或面板(Deck)降伏。

2. 具體設計階段

概念設計階段結束後，方能進行具體設計，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目標參數之標準值或可接受值比較，以『在各設計地震危害下，計算所得之量化性能等級(如應力或應變、韌性比、變形或其他破壞指標) \leq 性能標準值』為性能可接受條件或破壞準則。

初步設計可以經由兩種方式進行，其一為採用現行之設計方法，例如，對非剛性結構之棧橋式碼頭，以地震加速度反應譜係數確定設計強度，再擬定構造物之細部尺寸；其二為根據既定之性能目標，以特別之分析方法計算要滿足性能目標所需之設計強度，再確定構造物之細部尺寸，例如：以“位移”作為性能指標來進行設計之所謂「位移法」，前者被稱為間接位移設計法，該方法從力著手，重點在於“如何確保結構在設計地震力下之位移達所定之目標位移”；後者被稱為直接位移設計法，該方法從目標位移著手，重點在於“尋找結構在設計地震力下要滿足目標位移所需之設計強度”。初步設計擬定了細部尺寸後，需再根據性能目標之高低，選用合理的數值分析方法，計算設計地震力作用下之相關反應參數，並與性能標準值比較來校核性能目標是否達到，若計算所得構造物之性能未能滿足設計性能目標之要求，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目標，才完成最終設計。所以，性能設計流程是一“設計+檢核”之循環過程，考量設計與計算效率，若初步設計方法簡便可行，可同時考量所有性能設計目標^[43,44]，否則，可採用以少量(通常為兩個)性能目標進行初步設計，而以較多性能目標(通常為四個)進行校核之方式完成最終設計。

日本港灣結構物設計基準^[21]也根據此原理，特別強調耐震強化設施之性能檢核：對剛性結構物可檢核結構之變形量，對於非剛性結構物如棧橋式碼頭，明確提出採用簡便方法(Simplified Method)、或彈塑性分析(Elasto-Plastic Analysis)或動態反應分析(Dynamic

Response Analysis)方法等，以檢核包括破壞型態、承載能力、最大與殘餘變形、樁的支承力等耐震性能，即以分析方法計算之性能指標(如位移量)不超過量化之性能水準標準值，若性能檢核未滿足要求，須修改斷面尺寸再檢核，直到性能目標滿足要求。

對於既有構造物，具體設計階段之內容相當於上述應用數值分析方法進行分析，計算反應參數，並與性能標準值相比較之檢核過程，分析結果為構造物在設計地震力下所具有之性能，所以，常被稱為對既有構造物之性能評析，包括 1)對其在地震發生前之耐震性能評析，以及 2)地震發生後之災害調查與性能評估。對於不滿足性能目標之既有構造物，需要進行補強或拆除，所以，補強之方法與措施也是性能設計法之內容之一。對既有碼頭構造物補強所考量之基本項目包括：1)是否作為緊急或暫時使用、2)補強程度、3)其他約束條件(如水域、航道、經費等)、4)法線之最小限制出入量、5)構材損壞程度及設施可能被再利用之最大限度、6)施工工法之難易與時程、6)土壤液化潛能與對策等。補強措施之選擇考量因素眾多，此處僅簡單列舉一些工法，例如：對於碼頭前面水域寬度足夠之情形，可將碼頭法線外移，在既有破壞碼頭前面新設碼頭；對受航道、泊船範圍限制需保持原碼頭法線時，可採用重新設置岸壁之工法；單獨或配合改良背填土以減低土壓之工法：選用內摩擦角較大之背填料，或在壁底與基礎地層間採用瀝青或橡膠墊以提高摩擦係數，或設置其他構材來抵抗土壓力。

3. 實施階段

沒有營造品質保證，再好的設計都將無效，所以，性能設計法強調優良的營造品質是構造物達到耐震設計所預期性能標的之保證，結構物使用期間良好的維護和性能監測或檢測，亦是保持其預期耐震性能之必要條件。因此，建立既有港灣構造物性能維護管理監測系統之重要性不可忽略。

2.1.3 新建構造物之性能設計與既有構造物之性能評估

應用圖 2.2 之流程架構於新建港灣構造物之性能設計，除了工址可建性、概念設計與實施階段以外，具體設計步驟簡述為：

1. 定性性能目標之建立
2. 選擇性能指標，量化性能標準值(可接受條件)或破壞準則之確定
3. 初步結構尺寸之確定
4. 數值分析方法計算設計地震力下之性能指標參數值
5. 若步驟 4 之計算結果 \leq 步驟 2 之標準值，則表示性能滿足，否則，需回到步驟 3 修改設計，再重複第 4~5 步驟直到滿足性能目標，結束最終設計。

對於既有構造物，可採用類似流程進行性能評估，唯性能目標之建立可考量既有構造物已使用之年限，選擇不同之性能可接受標準值，而上述第 3 步驟因結構尺寸已知而可省略，上述第 5 步驟中，若性能不滿足則須進行補強或拆除。

2.2 我國港灣構造物設計基準

國內現有設計基準多為各事業主管機構以及各學會各自訂定，諸如內政部營建署的建築技術規則、建築物耐震設計規範、鋼筋混凝土構造設計規範、鋼構造建築物鋼構設計規範、建築物基礎構造設計規範、交通部的公路橋梁設計規範、鐵路橋梁設計規範、港灣構造物設計基準，以及其他各事業主管機構的設計或施工規範等等，各規範間雖有很多重疊的部分，但各規範的設計準則與方法間亦存在相當多的差異。

過去港灣構造物設計基準，分成兩部，為民國 85 年版「防波堤設計基準及說明」與民國 86 年版「碼頭設計基準及說明」，期間交通部曾於民國 89 年因應 921 地震修訂部份條文，本所亦曾於民國 91 年度進行「耐震設計修訂」之研究。隨著建築物耐震設計由震區係數改進

為譜加速度係數，因此本所於民國 94 年對『防波堤設計基準及說明』及『碼頭設計基準及說明』基準之內容及編排方式進行檢討改編^{[26][27]}，除將設計地震力按建築物耐震設計規範將原震區係數改為譜加速度係數的方式，並將原先之「基準」及「基準說明」合併以便閱讀，以及「碼頭」與「防波堤」兩部份合併而不再各印單行本，另又增加「第四篇—預鑄混凝土構件」及「第六篇—水域設施」，使我國港灣設計基準能符合當時國內規劃設計所需。

以下各小節將針對現行基準，依「性能目標」、「性能標準」、「結構系統」、「土體與水體作用力」、「土壤液化」、「設計分析方法」六大項進行分類說明。

2.2.1 性能目標

耐震設計基本要求中規定：確保設計之碼頭結構體在中度地震時能維持原有性能；設計地震時容許產生損傷，但可修復；最大考量地震時避免產生崩塌。該基本設計要求是針對一般性碼頭而言，對於重要度高之碼頭，由調整用途係數提高設計地震力來間接提高其設計目標。

1. 地震等級

現行碼頭結構就其結構特性而言，可分為剛性結構物與非剛性結構物兩種，前者如重力式碼頭，後者如棧橋式碼頭。碼頭結構設計依結構物之用途、性能要求及不同地震之回歸週期，其耐震設計目標可區分為下列三等級：

(1) 中度地震：

為回歸期約 30 年的地震，其 50 年超越機率約為 80% 左右。

(2) 設計地震：

為回歸期 475 年之地震，其 50 年超越機率為 10% 左右。

(3) 最大考量地震：

為回歸期 2500 年之地震，其 50 年超越機率為 2% 左右。

2. 性能水準

以基本設計要求所考量之一般碼頭為準，所考慮之三個地震等級，亦對應有三個性能水準，分別為「維持原有功能」、「損傷可修復」、「避免崩塌」。重要碼頭之性能水準則以用途係數間接提高。

(1) 中度地震：

因為結構在此使用年限中遭遇中小度地震的機率甚高，因此要求結構物在此地震水平下結構物維持在彈性限度內，地震過後，結構物主體沒有任何損壞。對剛性結構物如重力式碼頭而言，在 30 年回歸期之地震發生時，不得產生滑動、傾覆，亦不得產生結構體強度與基礎承载力不足之任何破壞。

(2) 設計地震：

在此地震等級下結構物不得產生嚴重損壞，造成嚴重的人命及財產損失，且必須可以修復；具韌性材料之構造物，其結構物產生的韌性比不得超過其容許韌性容量。

(3) 最大考量地震：

設計目標為在此強烈地震下結構主體不致產生崩塌，在此設計目標下韌性結構物允許使用之韌性可達到其韌性容量。在配合動力分析的情況下，針對特殊耐震與高重要性碼頭結構，其在 2500 年回歸期之地震作用下，最大容許破壞值不得高於上述 475 年回歸期地震作用下之設計水準。

3. 用途係數

於用途係數部份，在計算設計地震力時，為提高重要性結構物的耐震標準，或降低不重要結構物的耐震標準，港灣結構物設計基準乃依據結構物之特性將其用途係數值加以區分為「特定」、「A 級」、「B 級」、「C 級」等四種類別，如表 2-1 所示。

表 2-1 港灣結構物設計基準之用途係數

等級	碼頭之特性	用途係數
特定	明顯具有 A 級結構物之特性 1 至 3 項之情形者	1.5
A 級	1. 構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。 2. 負有震災後復建工作之重要任務者。 3. 儲存有害或危險物品之結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之動大損失者。 4. 結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5. 結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。	1.25
B 級	凡不屬於特定、A 級、C 級者	1.0
C 級	特定及 A 級以外之小規模結構物，復舊作業容易者	0.8

2.2.2 性能標準

可分為「地震等級量化」與「可接受性能標準」兩部份。

1. 地震等級量化

(1) 反應譜

提供 30 年回歸期中度地震、475 年回歸期設計地震、2500 年回歸期最大考量地震對應之反應譜。

地震等級	地震力計算公式
30 年回歸期：	$V^* = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$
475 年回歸期：	$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$
2500 年回歸期：	$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$

特別針對強地動特性、微震區之劃分、近斷層特性以及地盤特性等加以考量，將舊基準中工址水平加速度係數 Z 與工址正規化水平加速度反應譜係數 C 之乘積改為工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} ，此係數與震區堅實地盤短週期與一秒週期之設計水平譜加速度

係數 S_s^D 與 S_1^D 有關，各鄉鎮市區之此二數值依地震危害度分析提供之。此外，再根據地盤種類增列反應譜等加速度段之工址放大係數 F_a 及反應譜等速度段之工址放大係數 F_v 修正之。如屬近斷層區域之工址，則再增列近斷層調整因子 N_A 與 N_V 。第一類斷層近域之調整因子係由鄉鎮市區所鄰近之斷層進行查表獲得。

另外為提升結構物抵抗垂直向地震之能力，垂直地震力應做適當之考量，尤應注意水平構材的垂直地震效應。垂直向之設計譜加速度係數 $S_{aD,V}$ 可藉由水平向之設計譜加速度係數 S_{aD} 定義如下。

a. 一般震區：
$$S_{aD,V} = \frac{1}{2} S_{aD}$$

b. 近斷層區域：
$$S_{aD,V} = \frac{2}{3} S_{aD}$$

在垂直地震力的考量上，剛性結構物相較於非剛性結構物而言，其主要差別乃在於結構物之基本震動週期，是以在垂直地震力的設計方面和非剛性結構物之設計並無多大差異性，只將原水平向之設計譜加速度係數 S_{aD} 改以工址短週期水平譜加速度係數 S_{DS} 替代之。

(2) 加速度歷時

- a. 每一方向至少三組與設計反應譜相符之歷時記錄。
- b. 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反應譜加速度值之 90%，且其平均值不得低於設計反應譜加速度值之平均值。
- c. 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。

2. 可接受性能標準

各類碼頭在回歸期 475 年之地震發生時，在不影響主要使用功能且其損壞得以在短時間內修護的前提下，其容許損壞程度表示如表 2-2。

表 2-2 各型碼頭在 475 年回歸期地震作用下損壞程度最大容許值

重力式 及 板樁式	壁體	正規化水平位移角或位移	d/H<1.5% 或 d<30cm
		向海側傾斜角	<3°
	岸肩	不均勻沉陷量	<10cm
		岸肩與後線陸地之沉陷差	<50cm
		向海側傾斜角	<3°
棧橋式	鋼管基樁	容許韌性比	1.25+62.5(t/D)

2.2.3 結構系統

1. 非剛性結構物

非剛性結構物，如棧橋式碼頭等，其設計地震力應考慮結構物因週期不同，加速度之放大或縮小而使用不同地盤的工址設計水平譜加速度係數。此等結構物必須設計為具有韌性，因此可使用結構系統地震力折減係數 F_u 。

2. 剛性結構物

在設計地震力的分析方面，對於剛性結構物而言，主要是針對基本振動週期低於 0.06 秒之剛性結構物而訂，除了所屬震區之基本考量外，亦可同時納入鄰近工址斷層之評估，對設計地震力作一較為細部的估算。其先行求出結構位址之設計震度 K_h ，而後再乘以結構本體之靜載重即可求得當地之設計地震力。公式如下所示：

當結構基本週期趨近於零，則 $S_{aD}=0.4S_{DS}$;

$$V_h = \frac{S_{aD}I}{1.2\alpha_y} W = \frac{S_{DS}I}{3\alpha_y} W = K_h W$$

其中 V_h 為設計地震力； I 為用途係數； W 為結構物全部之靜載重； α_y 為 921 震後所修正之起始降伏地震力放大倍數； S_{DS} 則為在考量工址地盤特性、可能斷層與震源距離等相關因素分析下所得之工址短週期水平譜加速度係數。 S_{aD} 為工址設計水平譜加速度係數，為工址水平向之設計譜加速度與重力加速度 g 之比值。工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} ，隨結構基本震動週期 T 與工址短週期與

1 秒周期之設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與 S_{D1} 而改變。

2.2.4 土體與水體作用力

1. 土體作用力

對剛性結構物，如重力式碼頭與板樁式碼頭等，當進行耐震設計時，除須考慮因壁體質量所產生的慣性力外，尚須考慮與壁體接觸土壤在地震時作用在壁體上之動土壓。

就重力式碼頭與板樁式碼頭等而言，地震時容許其向外位移，可使用主動動土壓，且計算動土壓的公式中，震度 K 可取設計震度 K_h ，即下列公式。

$$K_h = \frac{S_{aD}I}{1.2\alpha_y} \quad \text{或} \quad \frac{S_{DS}I}{3\alpha_y}$$

2. 水體作用力

對棧橋式碼頭等非剛性水中結構物於地震時，水體作用之力主要為拖曳力及附加質量效應。作用於樁上之曳力與樁體地震時的絕對速度的平方成正比，附加質量則與樁體排開水的質量有關。考慮曳力作用時，曳力效應會稍微降低結構物地震時之反應，但結構運動之控制方程式會變為非線性而不易求解，因此曳力對棧橋式碼頭地震反應影響不大，在分析時若忽略曳力之作用，並不至於過度高估結構之反應，但可使得運動方程式簡化為線性。另考慮附加質量較應對結構物的地震反應影響較為顯著，不宜忽略，因此建議僅考慮附加質量效應，在水中樁體的節點加上附加質量，其值為樁體排開水的質量乘以附加質量係數 C_m ，一般可取為 1.0。

對剛性結構物，如重力式碼頭與板樁式碼頭等，當進行耐震設計時，除須考慮因壁體質量所產生的慣性力外，尚須考慮與壁體接觸水體在地震時作用在壁體上之動水壓。地震時之動水壓說明中，設計震度 K 可取為設計震度 K_h ，即下列公式。

$$K_h = \frac{S_{aD}I}{1.2\alpha_y} \quad \text{或} \quad \frac{S_{DS}I}{3\alpha_y}$$

地震時之動水壓係地震時水壓減掉靜態水壓的部份，因此以重力式碼頭為例，當地震時考慮碼頭往海側變位，此時作用在壁體的水壓，除了要考慮靜態的殘留水壓外，還要考慮海側的動水壓小於靜水壓，因此海側的動水壓係拉壁體往海側的方向。至於陸側壁體內的動水壓亦指向海側，但因計算地震時之動土壓已在殘留水位下使用換算震度 K' ，因此陸側內之動水壓不必再加以計算。

2.2.5 土壤液化

飽和鬆散砂質土壤受地震作用後，使得土體孔隙水壓增加而造成有效應力減少將導致土壤喪失剪力阻抗而呈現液化態狀況，稱為砂質土壤之液化。當砂質土壤液化後，使得港灣碼頭結構物可能產生傾斜或沉陷而造成災害。因此在結構物設計及施工時，應依照需要考慮基礎地盤發生液化現象之潛能。液化潛能分析，建議依圖 2.3 所示流程進行。

有關砂土層液化分析有多種方法，惟歸納之，不外採取下列三種方法。

1. 簡易判斷法
2. 經驗準則法
3. 試驗分析法

工程師應根據港灣碼頭工程規模及重要性決定較適當之分析方法，若根據經驗法或較簡易的方法推估工地土層有液化潛能時，可採用較精密的液化分析方法再加以檢核確定，若仍有液化之可能時應即進行土層液化防治與處理。

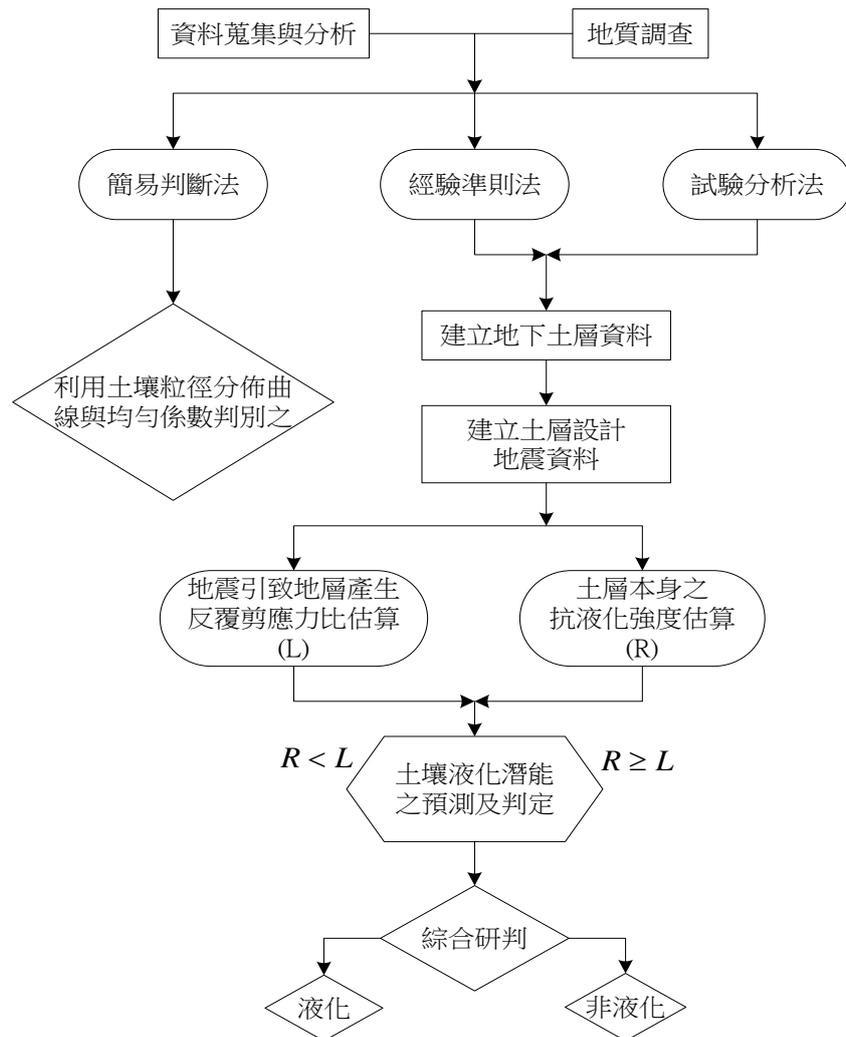


圖 2.3 液化潛能分析流程圖

地盤有液化之虞，則須進行適當之液化防治處理，一般可從地盤改良或改變港灣結構物基礎支承力方式著手，對疏鬆砂質地盤加以改良，可改變砂質土壤之動態性質，增加地盤支承力。

土壤液化防治原理大致採下列二種方式：

1.地盤改良

- (1)排水：降低地下水位或增加土層透水率。
- (2)夯實：利用夯實方式，提高土層相對密度。可增加土層之支承力，改善耐震特性。
- (3)化學固結：化學固結可增加顆粒間之膠結力，提昇地盤支承力，

達到防止液化之效果。

2.採用適當基礎

- (1)增加支承力：如採用深基礎，可在砂質地盤液化時支承港灣結構物之上部荷重。
- (2)防止變形：採用特殊基礎、改變基礎型式或基礎砌置深度與可能液化土層之位置，可防止地震時砂土之流失或地盤之陷落。

2.2.6 設計分析方法

1. 設計流程

依據三個性能目標對應之整體性能標準，估算設計所需地震力，再取用各地震等級中最不利之地震力做為單一控制地震力進行設計。基本上設計採目標導向，基於強度與韌性需求，採用強度設計法，以韌性設計細則確保韌性容量。但設計完畢並沒有檢核三個性能目標是否滿足基準要求。

2. 分析方法

剛性結構物之耐震分析與設計，可採用靜力分析方法。非剛性結構物之耐震分析與設計，若結構物之幾何形狀、質量分佈、勁度變化等不規則時，以靜力分析方法難以反映結構物地震時的動態行為，應採用動力分析方法分析設計之。

動力分析方法採用結構承受設計地震（回歸期 475 年）作用為基準，進行反應譜分析法及歷時分析法，相關地震效應之組合亦詳加規定。動力分析時，結構物之模擬應儘量反映實際情形，因此要力求幾何形狀之模擬、質量分析、構材斷面性質及土壤與基礎結構之互制之模擬能夠準確。

2.3 國際航海協會港灣構造物耐震設計準則

國際航海協會(INA)之港灣構造物耐震設計準則(Seismic Design Guidelines for Port Structures)^[11]將碼頭構造物依重要性分為四個等級

(S,A,B,C)，設計地震力分為兩個等級(Level 1,Level 2)，而性能水準依結構損害程度及功能喪失程度分為四個等級，如表 2-3 所示，該基準性能目標之詳細定義內容如下所述。

2.3.1 性能目標

等級 I 地震力作用下，等級 S、A、B 需保持第 I 等級的損害程度，等級 C 需保持第 II 等級的損害程度。等級 II 地震力作用下，等級 S 需保持第 I 等級的損害程度，等級 A 需保持第 II 等級的損害程度，等級 B 需保持第 III 等級的損害程度，等級 C 需保持第 IV 等級的損害程度。

表 2-3 INA 各等級耐震構造物之性能目標

性能水準 地震力	第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
等級 I (Level 1) (50%50)	S、A、B	C		
等級 II (Level 2) (10%50)	S	A	B	C

1. 重要度分類

建議之重要性等級分為 S、A、B 與 C 四級如表 2-4 所示：

表 2-4 INA 國際航海協會構造物等級

構造物等級	構造物特性
S	1.地震後嚴重威脅人身安全 2.地震後需維持其使用功能 3.儲放危險性物質之構造物 4.地震後重創當地社經活動
A	具有 S 等級 1-4 項可能性，但不如其嚴重，或地震後難以修復還原者
B	除 S、A、C 等級以外者
C	容易修復者

2. 地震等級

在性能設計基準中，設計地震之定義和相對應的可接受程度的結構損壞，必須明確界定。通常採用兩個級別的地震作設計地震，其定義如下：

(1) 等級 I

使用年限 50 年期間可能遭遇機率 50% (約 75 年回歸期) 之地震。

(2) 等級 II

使用年限 50 年期間可能遭遇機率 10% (約 475 年回歸期) 之地震。

3. 性能水準

等級 II 地震力之考量對於地震出現中高頻率 (moderate-high seismicity) 之震區較重要，而對於地震出現頻率較低之震區 (low seismicity)，因等級 I 之地震力太小，故採用等級 II 之設計地震力與對應之性能要求進行設計。INA 除了對構造物在等級 I 地震力作用下之性能提出要求以外，在等級 II 地震力作用下，S~A~B~C 級耐震設施所對應之第 I~II~III~IV 級性能水準也有規定，如表 2-5 所示。

表 2-5 INA 各級性能水準之描述

性能水準	結構損害與營運功能喪失情形
第 I 等級	輕微或無損傷，很少或沒有影響其功能
第 II 等級	可控制的損害，短期失去其功能
第 III 等級	幾乎崩潰，長期或完全喪失其功能
第 IV 等級	結構物完全毀壞，完全無法營運

2.3.2 性能標準

國際航海協會針對「重力式」、「棧橋式」及「板樁式」碼頭之各性能水準的可接受標準值規定如表 2-6 至表 2-8 所示。

表 2-6 INA 重力式碼頭性能可接受標準

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

表 2-7 INA 棧橋式碼頭性能可接受標準

參數	性能水準			
	第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
橋面板與岸 沉陷差異	<10~30cm	N/A	N/A	N/A
向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A	N/A
樁基	保持彈性	控制韌性	韌性容量未用完	超過第 III 級要求

註：擋土設施與岸肩相關部分可參考重力式碼頭

表 2-8 INA 板樁式碼頭性能可接受標準

參數		性能水準				
		第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級	
板樁	變位	正規化水平位移 d/H	<1.5% 或 d<30cm	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<3°	N/A	N/A	N/A
岸肩 (Apron)	變位	岸肩沉陷量	3cm~10cm	N/A	N/A	N/A
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A	N/A
基盤面以上板樁	應力或應變狀態	彈性	塑性，不超過容許韌性或應變極限	塑性，不超過容許韌性或應變極限	塑性，超過容許韌性或應變極限	
基盤面以下板樁		彈性	彈性	塑性，不超過容許韌性或應變極限	塑性，超過容許韌性或應變極限	
拉桿		彈性	彈性	塑性，不超過容許韌性或應變極限	塑性，超過容許韌性或應變極限	
錨碇設施		彈性	彈性	塑性，不超過容許韌性或應變極限	塑性，超過容許韌性或應變極限	

2.3.3 土壤液化

定義液化潛能（安全係數） $F_L = R_{\max} / L_{\max}$ ，如果 $F_L < 1.0$ 時，認定為土壤可能會液化。地震應力比 $L_{\max} = \tau_{\max} / \sigma_c'$ ，是藉由現地反應分析來計算求得。

R_{\max} 為現地抗液化能力。

τ_{\max} 為最大剪應力。

σ_c' 為有效圍壓。

對液化整治方案可分為兩大類：

- (1) 土壤改良，減少土壤發生液化的機率。
- (2) 以結構設計方式減少因液化造成的損失。

土壤改良技術旨在提高土壤的性質以抵抗地震搖晃及減少超額孔

隙水壓力。而結構解決方案又可分為：加強結構上的強度和勁度及藉由結構上的改良來有效減少液化發生。一旦策略已經確定，常見的做法是選擇一個方法，然後再比較不同解決方案的具體項目之優勢和劣勢。通常需要採用兩個或兩個以上的改良方法，效果才會有效。而液化的解決辦法有(1)壓實；(2)孔隙水壓力消散；(3)膠結作用和凝固；(4)替換；(5)降低地下水位；(6)剪應變抑制；(7)預載；(8)結構的補救措施。

2.3.4 分析方法

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等級之分析方法，除了與性能等級以及地震危害等級之高低相關以外，還與設計階段屬於初步設計還是最終設計相關，如表 2-9 所示。

簡便方法即是不經由複雜的分析計算，而由簡便分析之結果近似反應結構之真實行為，對於較低耐震等級(例如 C 級)之結構，此類分析法可適用於初步設計與最終設計階段，可應用於等級 I 與等級 II 地震下之性能評估；對於等級較高者(例如 B 級、A 級與 S 級)，可用在初步設計階段或等級 I 地震力下之服務使用性能之評析。

簡便動力分析方法比簡便分析法較複雜，對 B 級及 B 級以下之耐震結構，可適用於初步設計與最終設計階段，可應用於等級 I 與等級 II 地震下之性能評估；對於等級較高者(例如 A 級與 S 級)，可應用在初步設計階段或等級 I 地震力下之服務使用性能之評析。

動力分析方法為三類分析方法中之最複雜者，可適用於包括具有較高耐震等級(例如 A 級與 S 級)在內之各級耐震結構物之初步設計與最終設計階段，可應用於等級 I 與等級 II 地震下之性能評估。依結構類型來決定適當碼頭的分析方法，其方法可以參照表 2-10 後參照所規定之性能目標及可接受的標準值，再搭配各種碼頭在不同重要度及不同地震等級下，所需採用之分析評估方法，則可制定出一標準的耐震性能評估流程，如圖 2.4 所示。

表 2-9 INA 各類分析法之應用時機

設計階段 分析方法	初步設計	最終設計	
簡化分析	特定、A 級 B 級、C 級	Level 1 地震力	Level 2 地震力
		特定、A 級、B 級、C 級	C 級
簡化動力分析	特定、A 級 B 級、C 級	Level 1 地震力	Level 2 地震力
		特定、A 級、B 級、C 級	B 級、C 級
動力分析	特定、A 級 B 級、C 級	Level 1 地震力	Level 2 地震力
		特定、A 級、B 級、C 級	特定、A 級、B 級、C 級

表 2-10 INA 結構分析方法彙整

碼頭種類	簡化分析	簡化動力分析	動力分析	
			結構模擬	土壤模擬
重力式碼頭	經驗或擬靜態方法 考量有或無土壤液化	滑動塊分析 利用簡化圖表的參數分析法	<ul style="list-style-type: none"> • 有限元素法或有限差分法 • 線性或非線性分析 • 二或三維分析 	<ul style="list-style-type: none"> • 有限元素法或有限差分法 • 線性(等效線性)或非線性分析 • 二或三維分析
板樁式碼頭				
棧橋式碼頭	反應譜法	側推分析和反應譜分析		
圓筒式碼頭	擬靜態方法	滑動塊分析		
起重機	反應譜法	側推分析和反應譜分析		
防波堤	擬靜態方法	滑動塊分析		

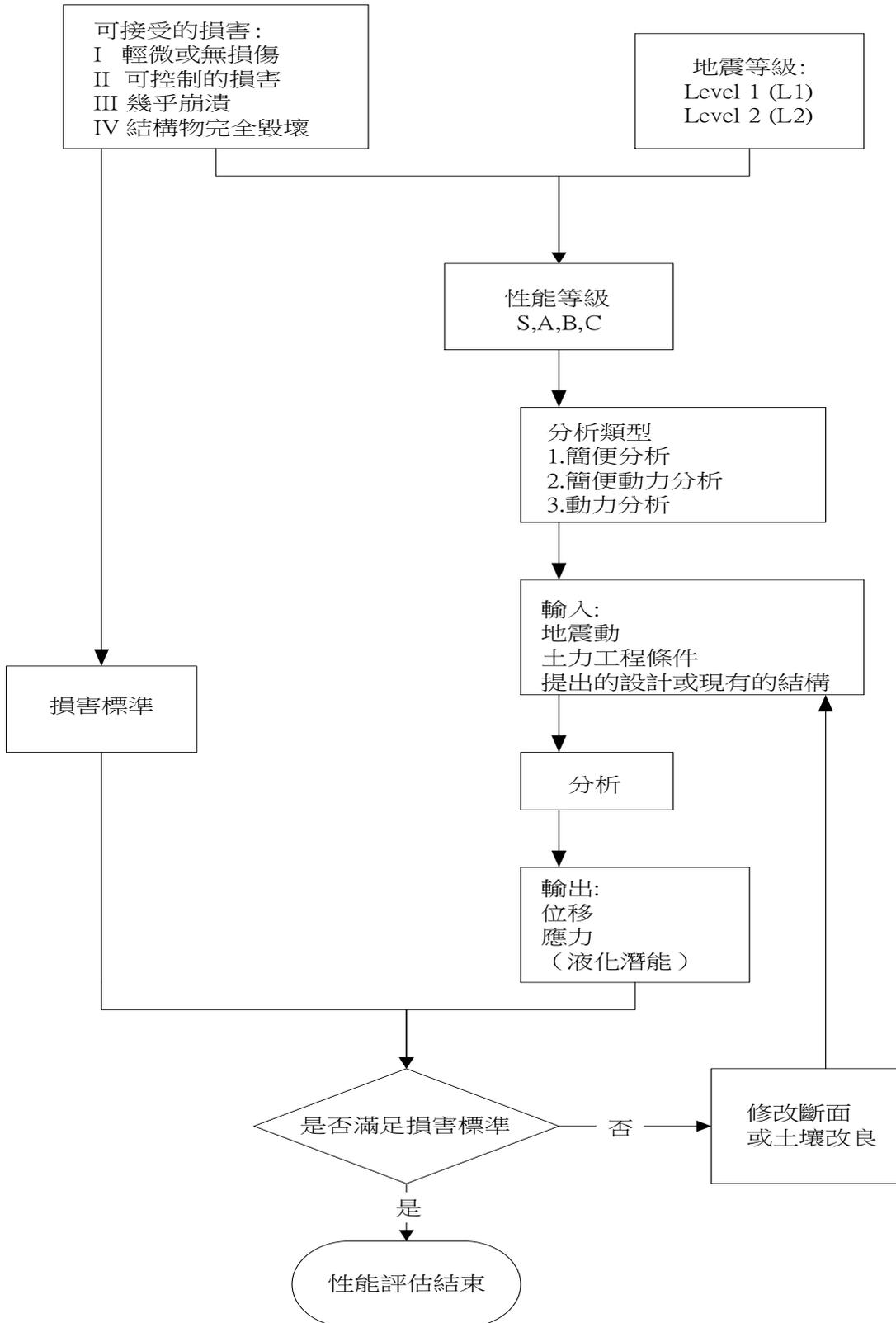


圖 2.4 INA 耐震性能評估的流程圖

2.4 日本港灣施設技術基準

2.4.1 性能目標

日本基準「港灣の施設の技術上の基準」^[21]內容提到，其性能目標及性能水準是以行政命令的方式頒布，性能標準以公告方式施行，性能檢核的部分則以附錄方式處理，如圖 2.5 所示。

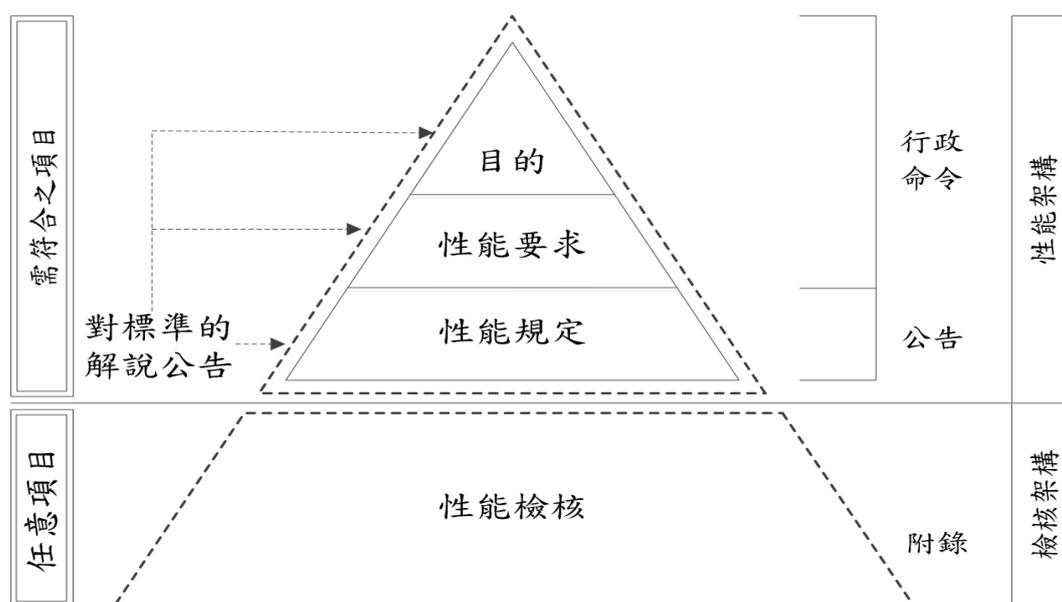


圖 2.5 日本港灣性能層次的定位和性能驗證

此基準將碼頭按重要度依序分為「耐震強化碼頭」與「一般碼頭」兩種，而耐震強化碼頭又依使用性分為「緊急」、「主要」、「標準」三種，再依據「地震等級」與所期望的「損害情形」將碼頭耐震性能目標定義如表 2-11 所示。

表 2-11 日本港灣性能目標分類表

損害情形 地震等級	服務性	可修復性	安全性
等級 I 地震	耐震強化 耐震強化以外	—	—
等級 II 地震	耐震強化(特定緊急)	耐震強化(標準) 耐震強化(特定主要)	—

1. 重要度分類

所有設施分為耐震強化以外與耐震強化兩種，耐震強化以外的設施於永久作用力與等級 I 地震作用下，要求必須保持服務性。

耐震強化設施於等級 II 地震作用下後，必需維持以下功能。

- (1) 特定（緊急物資運輸）：地震後，設施須保持結構穩定，並可立即讓船舶使用以利人員的乘載及緊急物資的運送等。
- (2) 特定（主要物資運輸）：地震後，設施須保持結構穩定，並於短時間內可讓船舶使用以利停靠等。
- (3) 標準（緊急物資運輸）：地震後，設施須保持結構穩定，並於一段時間後可讓船舶使用運送緊急物資等。

耐震強化設施於二級地震作用下，對應所需的性能要求、性能標準及設計情形，分為下面三類，特定(緊急物資運送)、特定(重要物資運送)、標準(緊急物資運送)。詳細分類於表 2-12。

表 2-12 日本港灣耐震強化設施分類表

設施種類	耐震強化設施		
	特定		標準
	緊急物資運送	主要物資運送	緊急物資運送
發生等級 II 地震後必須維持之功能	地震後，設施須保持結構穩定，並可立即讓船舶使用以利人員的乘載及緊急物資的運送等	地震後，設施須保持結構穩定，並於短時間內可讓船舶使用以利停靠等	地震後，設施須保持結構穩定，並於一段時間後可讓船舶運送緊急物資等
	地震後必要的功能 (基本功能則不在此限)	基本的功能	地震後必要的功能 (基本功能則不在此限)
性能要求	特定服務性	特定可修復性	標準可修復性
容許修復的程度	輕微修復	輕微修復	一定程度的修復

2. 地震等級

(1)等級 I 地震：指有很高機率發生的地震(回歸期為 75 年)，在性能設計之設施上，結構安全不影響其運作功能。

(2)等級 II 地震：指於設施的位置可能發生的最大規模之地震。

本基準利用機率法進行地震危害度分析，得到地震地表波歷時之計算方法，考量歷史災害，震源等，特別要求不得低於 M6.5 規模直下型之地震。

3. 性能水準

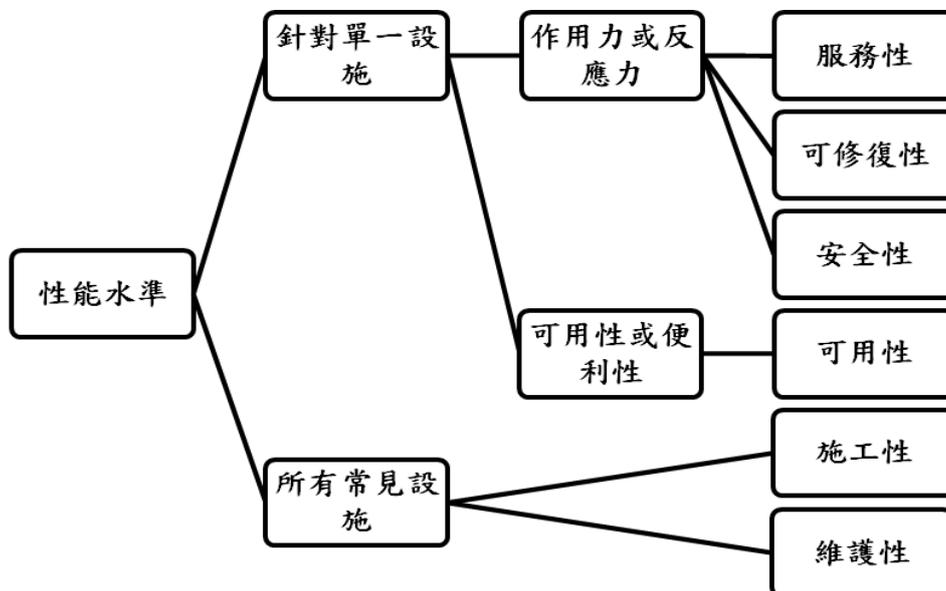


圖 2.6 日本港灣性能水準的分類

日本港灣性能設計對一般設施的性能水準是以構造物在可用性、施工性及維護性上所需求的結構反應來表示，如圖 2.6 所示，但不在本報告探討範圍。本報告主要針對耐震結構物，其性能水準強調結構遇作用力時，可接受設施損害的程度分為三類：(1)服務性、(2)可修復性以及(3)安全性。

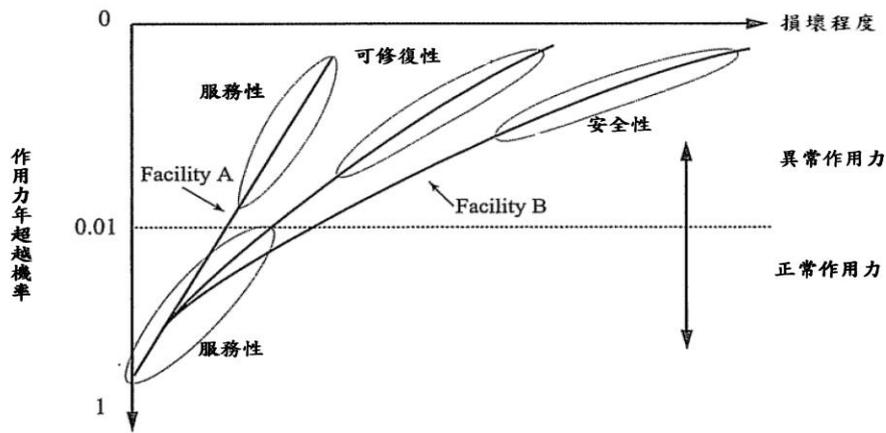


圖 2.7 日本港灣作用力年超越機率與損壞程度

圖 2.7 顯示了碼頭結構反應的性能水準，在圖中，垂直和水平軸分別顯示作用力年超越機率與損壞程度。曲線圖中顯示了設施的性能。不同大小的外力引起不同程度的設施損壞。於永久作用力跟可變作用力下，發生損壞的年超越機率過高是不能接受的，不過為了保護設施在年超越機率較低的外力作用下避免受到破壞與發生意外也是不經濟且不合理，設施少量的損壞是可以接受的。下面列出對碼頭之性能要求的基本概念：

1. 對於正常作用力（年超越機率約為 0.01 或以上）

基本要求為服務性。於正常作用力的情況下，服務性若已達成需求，則安全性及可修復性則沒有疑慮。

2. 對異常作用力（年超越機率約為 0.01 或以下）

需滿足的服務性與修復性或預期性能和重要設施的安全性考量。除非是耐震強化設施損壞或因該設施的損壞會對生命、財產、社會和經濟活動帶來重大的影響，否則將其過於強化抗震是不經濟且不合理。然而業主若特別要求其抗震能力，則需進行必要的設施性能查核。

門檻值 0.01 用於上述第 (1) 及 (2) 僅僅是因為方便並不受限制。設計一個屬於使用壽命標準範圍內的設施，它僅作為一個參考。當設計一個耐震性能需求較低的設施時，它必須允許一定程度的損壞，但

對於耐震性能需求較高的設施，則須對較大的作用力進行檢核，則該作用力相對發生機率較小，並確保該設施不會受到致命的損害。例如，當設計一個具有緊急運輸補給物資功能之設施後，發生了強震，需要該設施發揮功能運輸救災物資，因此必須確保其服務性。

2.4.2 地震等級量化

日本港灣等級 II 地震的計算程序如圖 2.8 利用機率法進行地震危害度分析得到地震地表波歷時之計算方法，考量歷史災害，震源等，特別要求不得低於 M6.5 規模直下型之地震。

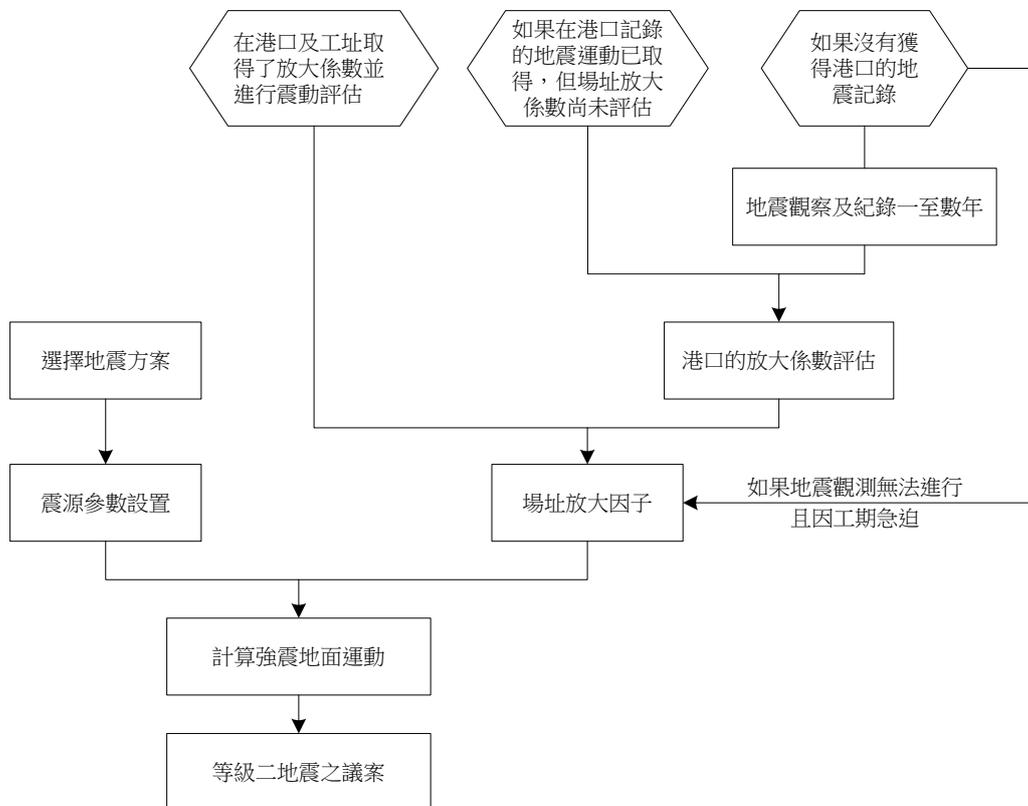


圖 2.8 日本港灣等級 II 地震的計算程序

2.4.3 性能標準

1. 重力式碼頭性能可接受標準值

主要的作用力為自重持續的地震下造成的傾覆滑動破壞，其破壞應小於或等於限定值。

主要的作用力為土壓力、自重及等級 I 地震造成的碼頭滑動、傾覆或是地面基礎乘載力不足而破壞，其風險須小於或等於標準的限定值，如表 2-13 所示。

表 2-13 日本港灣重力式碼頭性能可接受標準值

性能要求	設計情況			驗證項目	可接受標準值
	作用力情形	主動應力	被動應力		
服務性	永久性	自重	<ul style="list-style-type: none"> • 水壓力 • 載重 	• 地面圓弧滑動	設施在永久自重及土壓力下之失效機率為： (抗震設施： $P_f=1.0 \times 10^{-3}$) (非耐震強化設施： $P_f=4.0 \times 10^{-3}$)
		土壓力	<ul style="list-style-type: none"> • 自重 • 土壓力 	<ul style="list-style-type: none"> • 滑動 • 碼頭傾覆 • 碼頭的地基承載力傾覆 	
	可變性	L1 地震等級	<ul style="list-style-type: none"> • 自重 • 土壓力 • 水壓力 	<ul style="list-style-type: none"> • 滑動 • 碼頭傾覆 • 碼頭的地基承載力傾覆 	滑動的極限 傾覆的限制 承載力的極限值 (允許碼頭位移變形： $D_a=10\text{cm}$)
服務性 可修復性(特定)	偶發性	L2 地震等級	<ul style="list-style-type: none"> • 自重 • 土壓力 • 水壓力 • 載重 	• 法線的變形	殘留變形量的限定值

2. 板樁式碼頭性能可接受標準值

(1) 主要作用力為土壓力於等級 I 地震情況下對鋼板樁埋置長度應具有結構穩定性和控制程度，其風險必須小於或等於標準的限定值，如表 2-14 所示。

(2) 在固定作用力要滿足下列條件，其主要作用力為土壓力和等級 I 地震和船舶牽引力：

(a) 錨定結構和錨地的設置應與結構類型相對應，而失去結構的穩定性的機率應等於或小於門檻等級。

(b) 在結構的聯繫處，其聯繫構材超過降伏應力的機率應等於或於門檻等級。

(c) 對於結構有上部結構，上部結構的損害機率應等於或小於門檻

等級。

(3)對於結構有上部結構，因船停泊而損害完整的上部結構的機率應等於或小於門檻等級。

(4)在自重為固定作用力時，鋼板樁發生滑移的失敗機率應等於或小於門檻等級。

表 2-14 日本港灣板樁式碼頭性能可接受標準值

性能要求	設計情況			驗證項目	可接受標準值
	作用力情形	主動應力	被動應力		
服務性	永久性	土壓力	• 水壓力	必需的埋置長度	自重和土壓力於必須埋置長度之失敗機率 (耐震強化設施: $P_f = 1.7 \times 10^{-4}$) (耐震強化設施以外: $P_f = 4.0 \times 10^{-3}$)
				板樁降伏	
	可變性	L1 地震等級	• 土壓力 • 水壓力	必需的埋置長度	設計降伏應力 (碼頭的允許最大變形: $D_a = 15cm$)
				板樁降伏	
服務性 可修復性(特定)	偶發性	L2 地震等級	• 自重 • 土壓力 • 水壓力 • 載重	法線的變形	殘留變形量的限定值
				板樁降伏	設計降伏應力
				部分材料破壞	設計破壞強度
				錨定的全塑性	設計斷面容許量(全塑性的狀態)
				錨定的軸力作用	地盤破壞失去抵抗力(推力、拉力)
				錨定的穩定性	設計斷面容許量(極限狀態)
				上部構造斷面破壞	設計斷面容許量(極限狀態)
可修復性(標準)	偶發性	L2 地震等級	• 自重 • 土壓力 • 水壓力 • 載重	法線的變形	殘留變形量的限定值
				板樁完全塑性	完全塑性化
				部分材料破壞	設計破壞強度
				錨定的全塑性	設計斷面容許量(全塑性的狀態)
				錨定的軸力作用	地盤破壞失去抵抗力(推力、拉力)
				錨定的穩定性	設計斷面容許量(極限狀態)
				上部構造斷面破壞	設計斷面容許量(極限狀態)

3. 棧橋式碼頭性能可接受標準值

- (1) 要求規定基礎設施，交通和旅遊等條件，應當讓適當的船停泊，登船、離船的人和處理貨物的船隻安全順利停靠。
- (2) 棧橋式碼頭不應該因自重、土壓力、等級 I 地震、船停泊和牽引力、外加載重和其他震動造成碼頭損害而影響使用。
- (3) 除前項規定，棧橋式碼頭的性能要求被歸類為耐震強化設施時，等級 II 地震和其他作用力不能影響碼頭的可修復性。但由於環境、社會、經濟或其他條件，對於棧橋式碼頭的性能要求，需要進一步改進其耐震性能，則要求震動破壞時，不應影響碼頭利用小型的維修工程來恢復其功能，如表 2-15 及表 2-16 所示。

表 2-15 日本港灣棧橋式碼頭性能可接受標準值

性能要求	設計情況			驗證項目	可接受標準值
	作用力情形	主動應力	被動應力		
服務性	可變性	船舶牽引力	<ul style="list-style-type: none"> • 自重 • 載重 	上部結構斷面破壞	設計斷面的抗力(極限狀態)
		L1 地震等級	<ul style="list-style-type: none"> • 自重 • 載重 		
		作業時載重	<ul style="list-style-type: none"> • 自重 • 風作用於 • 裝載貨物 • 機械或船 		
		作業時載重	<ul style="list-style-type: none"> • 自重 • 風作用於 • 裝載貨物 • 機械或船 	上部結構的服務性	彎曲造成裂縫及寬度的極限值
		重複作用的載重	<ul style="list-style-type: none"> • 自重 	上部結構的疲勞破壞	設計疲勞強度(疲勞極限狀態)
		波浪	<ul style="list-style-type: none"> • 自重 	上部結構的斷面破壞	設計斷面抗力(極限狀態)
服務性	偶發性	L2 地震等級	<ul style="list-style-type: none"> • 自重 	法線變形	殘留變形量的極限值
				上部結構橫斷面破壞	設計斷面的抗力(極限狀態下)
				基樁完全塑性	完全塑性化
				基樁承受軸向力	土壤未能發揮抗力(拉力及推力)

表 2-16 日本港灣棧橋式碼頭基樁之性能可接受標準值

性能要求	設計情況			證明項目	可接受標準值	
	作用力情形	主動應力	被動應力			
服務性	可變性	船舶靠岸及牽引力	<ul style="list-style-type: none"> • 自重 • 載重 	基樁承受軸向力	土壤未能發揮抗力 (拉力及推力)	
		L1 地震等級	<ul style="list-style-type: none"> • 自重 • 載重 			
		作業時載重	<ul style="list-style-type: none"> • 自重 • 風作用於裝載貨物機械或船 			
		船舶靠岸及牽引力	<ul style="list-style-type: none"> • 自重 • 載重 	基樁降伏	船舶靠岸及牽引力造成破壞之機率 (耐震強化設施: $P_f = 9.1 \times 10^{-4}$) (耐震強化設施以外: $P_f = 1.9 \times 10^{-3}$)	
		L1 地震等級	<ul style="list-style-type: none"> • 自重 • 載重 		L1 地震等級造成破壞機率 (特定耐震強化設施: $P_f = 1.3 \times 10^{-4}$) (標準耐震強化設施: $P_f = 3.8 \times 10^{-3}$) (耐震強化設施以外: $P_f = 1.4 \times 10^{-2}$)	
		作業時載重	<ul style="list-style-type: none"> • 自重 • 風作用於裝載貨物機械或船 		船舶靠岸及牽引力造成破壞之機率	
		波浪	<ul style="list-style-type: none"> • 自重 		基樁承受軸向力	土壤未能發揮抗力(拉力及推力)
					接合處的破壞	設計剪抗力
		重複作用的載重	<ul style="list-style-type: none"> • 自重 		接合處疲勞破壞	設計疲勞強度(疲勞極限狀態)
		波浪	<ul style="list-style-type: none"> • 自重 		接合處疲勞破壞	設計剪抗力

2.4.4 土壤液化

1. 液化預測與判斷

預測和判斷地面是否液化，一般通過適當的方法，使用粒徑大小和標準貫入試驗 N 值或循環三軸試驗結果。使用粒徑大小和 N 值是簡單、方便的方法，一般可用於預測和判斷液化。但若需要更精確的判斷結果，則可以使用循環三軸試驗，其結果判斷更加詳細。

(1) 液化預測和判斷基於粒徑大小和 N 值。

a. 基於粒徑大小

$U_c = D_{60} / D_{10} = 3.5$ ， U_c 是均勻係數， D_{60} 與 D_{10} 分別表是對應的粒徑大小通過機率為 60% 與 10%，當粒徑大小分佈曲線在“可能性液化”範圍之外，如圖 2.9，土壤判斷不會液化。

b. 預測和判斷液化採用等效 N 值和等效加速度

對於粒徑大小於“可能性液化”範圍內，如圖 2.10，應進行進一步調查的說明如下。

(a) 等效 N 值

等效 N 值可以被計算來自式(2.1)

$$(N)_{65} = \frac{N - 0.019(\sigma'_v - 65)}{0.0041(\sigma'_v - 65) + 1.0} \dots\dots\dots(2.1)$$

$(N)_{65}$: 等效 N 值

N : 土層的 N 值

σ'_v : 有效覆土壓力 (kN / m^2)

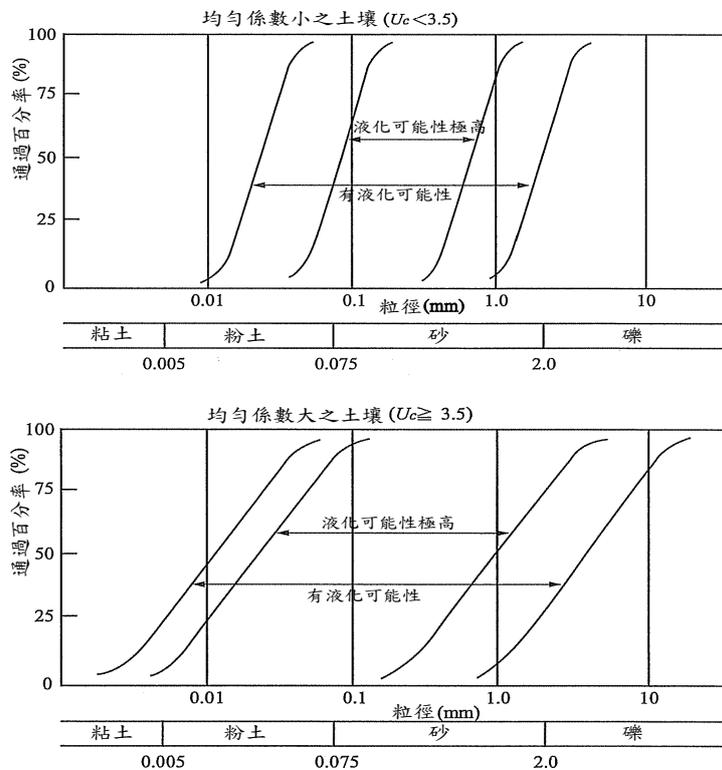


圖 2.9 日本港灣構造物土壤液化可能性範圍

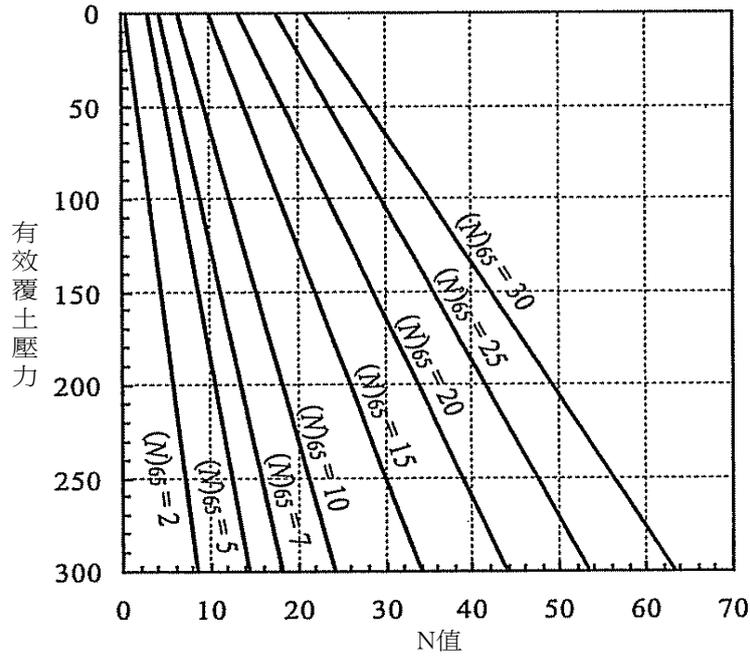


圖 2.10 日本港灣等效 N 值的計算圖

圖 2.10 顯示的關係由式(2.1)計算而得。

(b) 等效加速度

等效加速度可以用式(2.2)計算

$$\alpha_{eq} = 0.7 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_v} g \dots\dots\dots(2.2)$$

α_{eq} : 等效加速度(Gal)

τ_{max} : 最大剪應力(kN/m^2)

σ'_v : 有效覆土壓力(kN/m^2)

g : 重力加速度(980Gal)

(c) 預測和判斷，使用等效 N 值和等效加速度

土壤層的主體應該是按所等效 N 值與等效加速度，如圖 2.11 標示成 I~IV 來判斷土壤液化。

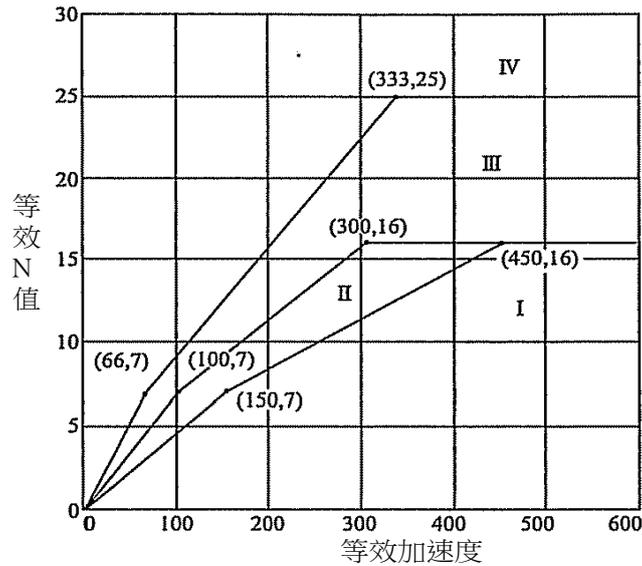


圖 2.11 日本港灣等效 N 值與等效加速度土層區分

c. 液化預測和判斷

「液化預測」指的是評估液化可能性的高或低，液化是一種物理現象。而「液化判斷」指的是考量液化可能性高低及現地地盤特性來決定土壤是否會液化。表 2-17 為判斷標準。

表 2-17 日本港灣液化預測和液化判斷

圖 2.11 所示的範圍	液化預測	液化判斷
I	液化發生的可能性非常高	會發生液化
II	液化發生的可能性高	判斷液化將會發生或進行進一步的評估基於循環三軸試驗
III	液化發生的可能性低	<ul style="list-style-type: none"> 判斷液化不會發生或進行進一步的評估基於循環三軸試驗。 對於一個非常重要的結構，判斷液化將會發生或進行進一步的評估依據循環三軸試驗。
IV	液化發生的可能性非常低	不會發生液化

(2) 液化預測和判斷基於循環三軸試驗

當藉由粒徑大小和 N 值，可能很難預測和判斷到土壤液化，

應該在不擾動土壤樣本下，藉由地震反應分析和循環三軸試驗的結果來判斷液化。

2. 土壤改良策略

為防止出現液化要進行土壤改良，基於地基土層的特點應選擇一適當的方法，在進行土壤改良的工程前最好適當的檢查以下所列項目，以保持設施的功能。

- (1)土壤改良工程的方法
- (2)執行土壤改良工程的範圍（執行範圍和深度）
- (3)土壤改良工程的混凝土功能驗證

改良的方法如下：

- (a)替代方法
- (b)垂直排水法
- (c)深層攪拌法
- (d)輕質土壤處理方法
- (e)高爐礦渣換填法
- (f)預混合
- (g)壓實砂樁法（適用於砂土地基）
- (h)壓實砂樁法（粘性基底）
- (i)桿壓實方法
- (j)振動氣浮法
- (k)排水法作為液化對策工程
- (l)井點法
- (m)表層土壤穩定方法
- (n)學灌漿土壤改良法
- (o)氣動流攪拌法

(p) 固化劑作用於主動土壓力土工材料

2.4.5 分析方法

日本港灣各類碼頭之分析方法如表 2-18 所示。

1. 重力式碼頭

所有的重力式碼頭於等級 I 的地震下，用簡化法(震度法)驗證，用來求其滑動、傾覆、和地盤承載力的作用力，以判斷其是否超過強度。而耐震強化碼頭的部分，於等級 I 的地震下，用詳細法(非線性地震反應分析可以考量土壤和結構之動力互制作用)來檢討變形量是否合乎安全。

對於重力式碼頭除了耐震強化碼頭外，它可以省略等級 II 地震下的偶發性作用力驗證，並使用非線性有限元素分析進行分析。

2. 板樁式碼頭

所有的板樁式碼頭於等級 I 的地震下，用簡化法(震度法)驗證，用來求其板樁、拉桿、錨樁的應力，以判斷其是否超過降伏應力。而耐震強化碼頭的部分則用詳細法(非線性地震反應分析可以考量土壤和結構之動力互制作用)來檢討變形量是否合乎安全。

對於板樁式碼頭除了耐震強化碼頭外，它可以省略等級 II 地震下的偶發性作用力驗證，並使用非線性有限元素分析進行分析。

3. 棧橋式碼頭

對於棧橋式碼頭於等級 I 的地震之正常作用力下，棧橋式碼頭的驗證可藉由自然振動週期的取得和加速度反應譜來進行地震係數之計算，來進行構架分析，然後用來求其樁的應力，以及軸方向力，以判斷其是否超過樁的降伏應力，以及容許支承力。然而對於耐震強化碼頭，可以藉由適當的動力分析來進行驗證，如非線性耐震分析考慮樁和土壤之三維動力互制作用，來檢討變形量是否合乎安全。

對於開放式的垂直棧橋式碼頭除了耐震強化碼頭，它可以省略等級 II 地震下的偶發性作用力驗證，並使用位移反應分析以及非線

性有效應力分析進行分析。

表 2-18 日本港灣各類碼頭之分析方法

地震等級 碼頭種類	Level 1(流程如圖 2.12)	Level 2(流程如圖 2.13)
重力式碼頭	震度法求其強度 動力分析(非線性有限元素分析)求其變形	非線性有限元素分析
板樁式碼頭	震度法求其降伏應力 動力分析(非線性有限元素分析)求其變形	非線性有限元素分析
棧橋式碼頭	震度法求降伏應力與容許支承力 動力分析(非線性有限元素分析)求其變形	位移反應分析 非線性有效應力分析

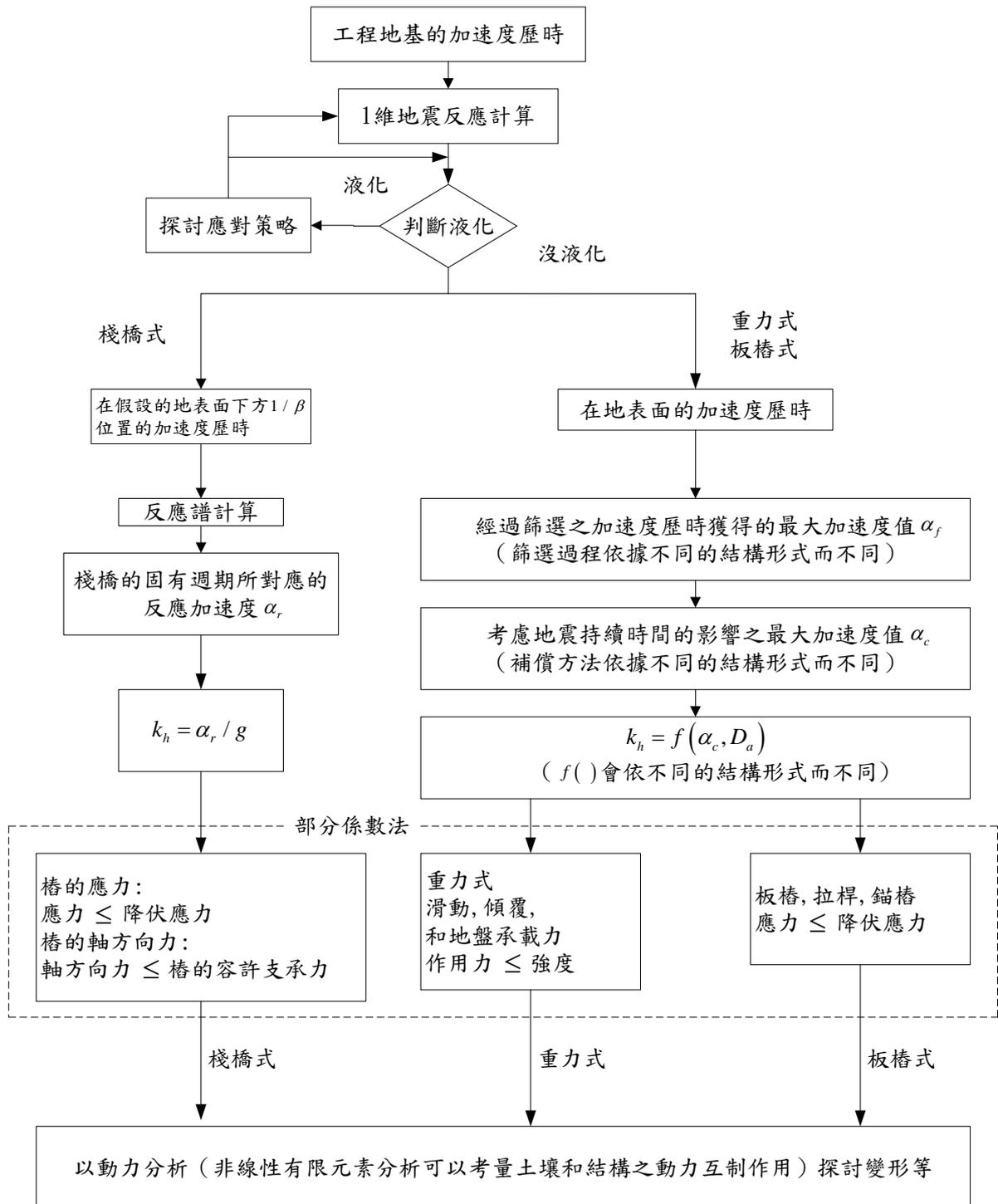


圖 2.12 日本港灣等級 I(Level 1)的地震之驗證流程

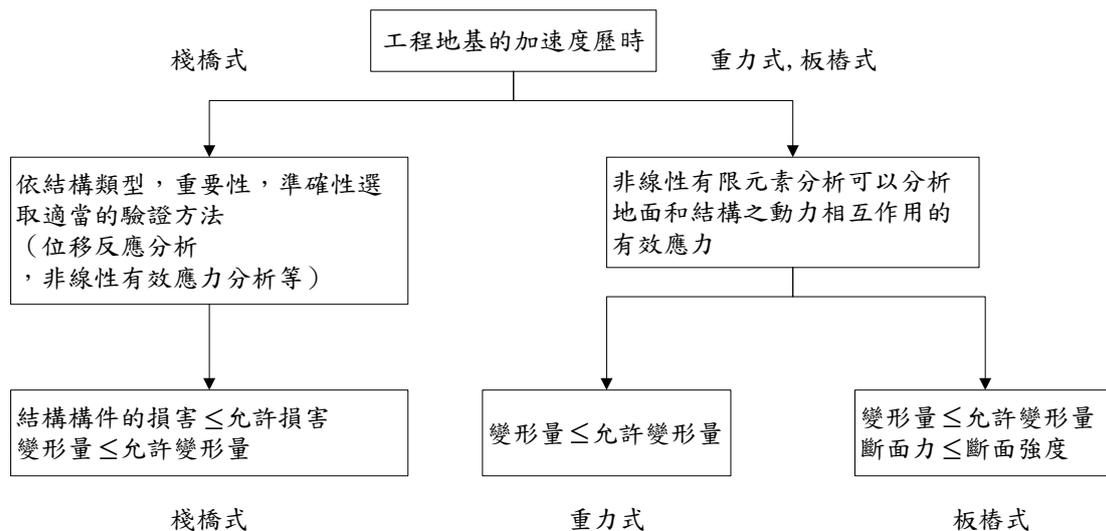


圖 2.13 日本港灣等級 II(Level 2)的地震之驗證流程

2.5 港灣構造物耐震性能設計手冊

經由前述探討日本與國際航海協會性能設計基準之性能目標的訂立方式及理念，並與國內「港灣構造物設計基準」之耐震設計目標作差異性討論，而所提出適合國內設計實務的耐震性能設計目標，爰此，本所於 2015 年完成「港灣構造物耐震性能設計手冊(草稿)」之編彙。其中，參考本所過去對各港區的地震危害度曲線分析結果及國外基準訂定之地震等級，提出適合國內碼頭設計的地震等級修正，另外亦針對國內「公共工程性能設計準則」三等設計地震力的要求，提出在不同性能目標下各地震等級所應對應的性能水準，其修訂說明分述如後。

2.5.1 碼頭性能目標修訂理念

從日本的港灣施設技術基準可知，日本對港灣設施的設計在地震力計算上，係利用機率法考量歷史災害，震源等因素進行地震危害度分析，進而得到地震地表歷時，此法在國內多應用於水庫設計，但由於計算方法複雜，且港灣構造物數量較多，此法對於國內港灣構造物設計應用並不實際。另外，在性能標準規定上，日本已正式進入構造物破壞機率可靠度的要求，此類設計標準要求亦為國內工程師設計能

力的另一種挑戰。為避免修訂幅度過大，因此國內港灣構造物耐震性能設計以先參考 2001 年的國際航海協會港灣構造物耐震設計準則來修訂。

國際航海協會(INA)港灣構造物耐震設計準則^[11]除了對構造物在等級 I 地震力作用下之性能提出要求以外，在等級 II 地震力作用下，對應第 I~II~III~IV 級性能水準之 S~A~B~C 級耐震設施，基本相當於國內基準中之「特定(S 級)、A 級、B 級與 C 級」四種類別構造物，不同之處在於：國內現行基準，目前僅籠統地要求在 475 年回歸期設計地震力下，剛性結構物不得產生滑動、傾斜以及主體與基礎承载力不足之破壞，需保持安定，非剛性結構物允許發生塑性變形，但韌性比不超過容許韌性容量，對於在同樣等級設計地震力下，「特定(S 級)、A 級、B 級與 C 級」四種類別構造物(包括剛性與非剛性)不同之行為或性能並未如「INA 港灣構造物耐震設計準則」明確定性甚至量化，僅以不同重要度係數來修正在同等級設計地震力作用下施加於結構之等效側向力之大小，間接調整構造物之耐震性能；「INA 港灣構造物耐震設計準則」引進之性能設計法，係根據重要度等級「特定(S 級)、A 級、B 級與 C 級」結構物在所考量之各等級設計地震力下之不同性能水準加以定性，並以不同大小之性能可接受標準值加以限定，較類似國內橋梁建築耐震性能設計研究之理念。

性能目標之建立需考量：構造物之破壞對人命安全與財產損失之直接與間接(如處理危害物品等)影響之嚴重程度、震後是否要求具有特別之使用功能、修復之難易(與碼頭之結構型式相關)、其破壞對社會活動、環境與經濟之衝擊與損害度等，而因碼頭之型式、用途、規模等直接與這些因素相關，所以不同型式、用途、規模之碼頭的性能目標不盡相同，用途越重要、規模越大，則該碼頭之性能設計目標可能就越越高，即在同一等級地震下之性能水準要求越高。

而不同貨種之碼頭，由於使用之裝卸方法與裝卸機具不一樣，或即使可使用某些相同之機具，但工作效率很差，通常不考量其破壞後可以由其它種類碼頭代替運作，引進性能設計法時，除了允許碼頭結

構物在較大地震作用下之破壞以外，為避免碼頭破壞後造成營運停頓，規劃港口時，也可考量在用途及貨種相同之碼頭當中，設立一定比例(考量碼頭營運作業能量與基本要求)之耐震強化碼頭特定級，即適當提高部分碼頭之性能目標至特定級碼頭，以維持災後救援機制，因此特定級碼頭之性能目標訂立應趨嚴謹為佳。

值得提及的是，性能標準值的大小或性能目標之高低，直接控制所設計結構耐震能力之強弱，設計目標越高，對應震後補強之工程費則較少，基準所訂立之性能目標為一最低標準，所以除了滿足基準要求以外，工程師亦可根據業主之要求，考量結構物在震後所需之補強費用，以及可能導致的間接經濟損失，以綜合考量結構物整個使用年限最低總費用，來決定結構設計所需的耐震設計性能，才能真正發揮耐震性能設計法之精神。

2.5.2 地震等級、性能水準及重要度分類修訂說明

性能目標中之定性規定包含地震等級、性能水準及碼頭重要度分類，分述如下：

1. 地震等級

地震力等級之劃分可以經由一定年限內發生地震之危害度或相當之回歸期表示，地震力回歸期與危害度機率之關係式如下^[2]。

$$R_d = 1 - e^{-\frac{T_d}{T_r}}$$

其中， R_d 為危害度機率， T_d 為使用年限， T_r 為回歸期，例如：使用年限 50 年內超越機率為 50%(表示為 50%50)，約相當於回歸期 72 年(或約 75 年)；超越機率 10%50，約相當於回歸期 475 年。

國內「公共工程性能設計準則」中建議設計地震力必須考量三等地震力，而國內建築、橋梁耐震性能設計規範草案亦皆定義三等設計地震，然而「INA 港灣構造物耐震設計準則」僅以兩等級地震進行設計，但為符合國內耐震性能設計架構之一致性及國內工程師之設計習慣，因而以 2500 年回歸期地震(50 年超越機率 2%)作

為最大設計地震考量。

而目前國內「港灣構造物設計基準」之設計地震力是參照 2005 年版「建築耐震設計規範」，同為三等級設計地震力(表 2-19)，提供 30 年回歸期中度地震、475 年回歸期設計地震、2500 年回歸期最大考量地震對應之反應譜。

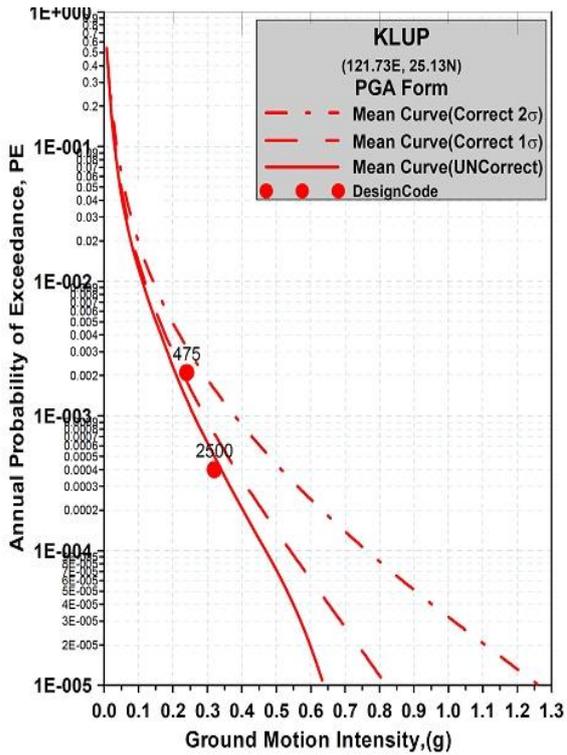
表 2-19 國內港灣構造物設計基準之三等級設計地震力

地震等級		地震力計算公式
中度地震	解說：約 30 年回歸期	$V^* = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$
設計地震	475 年回歸期	$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$
最大考量地震	2500 年回歸期	$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$

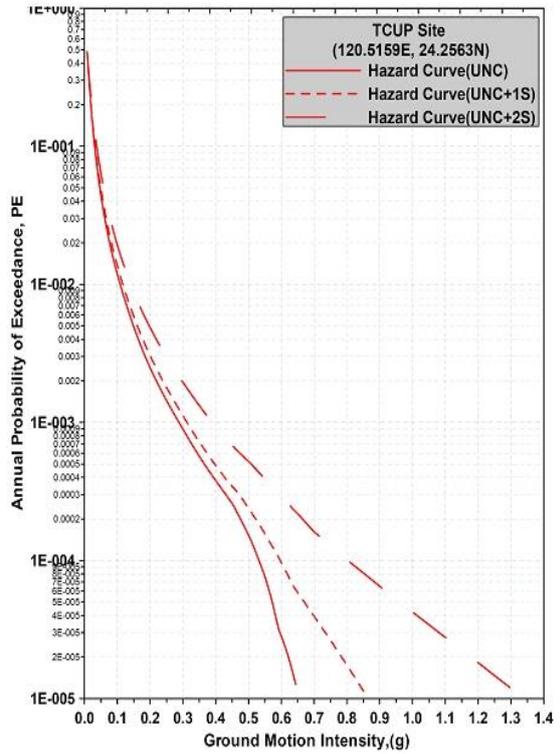
參考本所過去之「港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究」報告中基隆港、臺中港、高雄港、蘇澳港的各港區平均地震危害度曲線，如圖 2.14，推估出目前國內建築及橋梁各重要度等級之中度地震所對應的回歸期(概略值)，如表 2-20 所示。由表中數值顯示，目前國內現行「港灣構造物設計基準」之中度地震在各港區工址所對應的地震回歸期皆約為 30 年，而 2500 年回歸期地震 PGA 則約為 475 年回歸期地震的 1.3~1.4 倍。

表 2-20 國內建築及橋梁之中度地震所對應的回歸期概略值

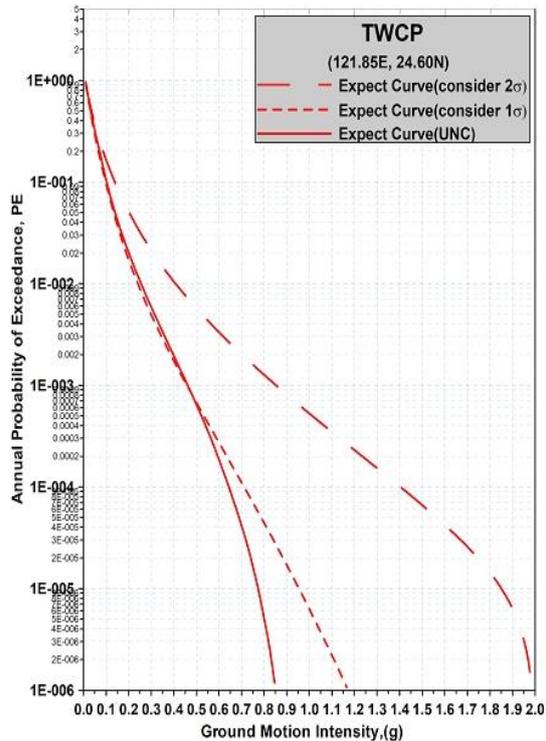
中度地震等級	建築 I×475 年地震/4.2	橋梁 I×475 年地震/3.25
約 15 年回歸期	0.8×475 年/4.2=475 年/5.25	—
約 30 年回歸期	1.0×475 年/4.2=475 年/4.2	0.8×475 年/3.25=475 年/4.06
約 50 年回歸期	1.25×475 年/4.2=475 年/3.36	1.0×475 年/3.25=475 年/3.25
約 75 年回歸期	1.5×475 年/4.2=475 年/2.8	1.25×475 年/3.25=475 年/2.6
約 100 年回歸期	—	1.5×475 年/3.25=475 年/2.17



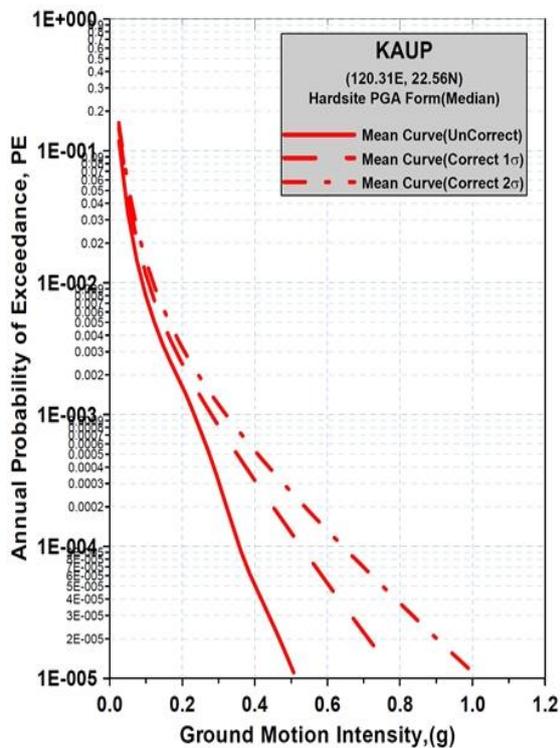
基隆港區平均地震危害度曲線



台中港區平均地震危害度曲線



蘇澳港區平均地震危害度曲線



高雄港區平均地震危害度曲線

圖 2.14 四港區平均地震危害度曲線

資料來源：臺灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究^{[39][40][41][42]}

因此，港灣構造物耐震性能設計之地震力等級修訂如下：

(1) 中度地震之規定

一般而言按照不同種類之構造物的重要度排序，其次序應為碼頭>橋梁>建築，由國外各建築橋梁耐震基準之規定亦可看出此排序現象，例如日本及 INA 基準之中度地震皆設定為 75 年回歸期地震，而日本橋梁基準之中度地震則設定為 50 年回歸期地震，然而國內「港灣構造物設計基準」採用建築耐震設計規範之中度地震，其為 475 年回歸期地震除以 4.2，且其規範解說中說明所對應之地震回歸期約為 30 年，明顯低於國際基準，亦低於國內橋梁耐震設計規範之中度地震(475 年回歸期地震除以 3.25)。

因此，將現行基準碼頭之中度地震強度由「475 年回歸期地震除以 4.2」上調至「475 年回歸期地震除以 3.25」，與橋梁相同，則地震回歸期約提昇至 50 年，較符合碼頭之重要性程度。

(2) 設計地震與最大考量地震

棧橋式碼頭結構形式及靜不定度與橋梁工程較相近，不如建築結構因高靜不定度而擁有較高的降伏後強度，因此設計地震與最大考量地震之計算公式($V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{ad}}{F_u} \right)_m W$)中，分母係數 1.4 應同橋梁改為 1.2 較為恰當。因此，港灣構造物耐震性能設計之三等級地震力計算方式皆改為與橋梁相同，如表 2-21 所示。

表 2-21 港灣構造物耐震性能設計之三等級地震力

地震等級		地震力計算公式	
		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	$V_{II} = 0.4S_{II,S} W$	$V_{II} = \frac{1}{1.2} \left(\frac{S_{a,II}}{F_u} \right)_m W$
等級 III 地震	2500 年回歸期	$V_{III} = 0.4S_{III,S} W$	$V_{III} = \frac{1}{1.2} \left(\frac{S_{a,III}}{F_{u,m}} \right)_m W$

港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿），2015

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} 。

綜上所述，將港灣碼頭之三等級地震力定義修訂如下：

(a)等級 I：中度地震：

為一常遇地震，其強度計算上：

為 475 年回歸期地震除以 3.25，地震回歸期約為 50 年。

(b)等級 II：475 年回歸期地震：

為一偶遇地震，其 50 年超越機率為 10%。

(c)等級 III：2500 年回歸期地震：

為一罕遇地震，其 50 年超越機率為 2%。

2. 性能水準

依各國性能基準之慣例，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」之性能水準定義，修訂出國內港灣碼頭耐震性能設計之性能水準。

由於 475 年回歸期地震為主要的設計地震，而國內碼頭結構設

計之重要度分類向來皆分為 4 種(特定、A 級、B 級、C 級)，此與國際基準相同；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」轉換於耐震性能水準的要求上面，而非用於設計地震力的放大，因此在國際航海協會的規定中，性能等級分級為四級，依序為 I 級、II 級、III 級與 IV 級，以區分 4 種不同重要度構造物之性能水準，如表 2-22。

表 2-22 耐震性能水準定性規定

損壞等級	使用性	修復性	安全性
第 I 等級	性能正常	不需修復	結構保持彈性
第 II 等級	短期性能喪失	可快速修復	損壞輕微
第 III 等級	長期性能喪失	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

3. 重要度分類

現行基準的碼頭重要度分類規定與「INA 港灣構造物耐震設計準則」類似，因而參考「INA 港灣構造物耐震設計準則」之相關規定來制定適合國內設計實務之耐震性能目標，如表 2-23 所示，其中特定級指明顯具有 A 級結構物特性 1 至 3 項之情形者，而 A 級結構物指可能具有 1 至 5 項其中之一，且其影響程度較特定級輕微者，並列出建議適用碼頭構造物之說明。

表 2-23 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	危險品碼頭
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動大損失者。 4. 結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5. 結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。	貨櫃碼頭
B	凡不屬於特定、A 級、C 級者	散雜貨碼頭
C	特定及 A 級以外之小規模結構物復舊作業容易者。	漁港

港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿），2015

2.5.3 國內港灣碼頭耐震性能目標之修訂

國內現行基準 4 種等級碼頭「特定級、A 級、B 級與 C 級」的用途係數，分別為 1.5、1.25、1.0、0.8，由此可知，各等級地震所對應之結構性能水準，應顯示著特定級碼頭性能水準高於 A 級碼頭，A 級碼頭性能水準又高於 B 級碼頭，B 級碼頭性能水準則高於 C 級碼頭。

由原基準 B 級碼頭之用途係數為 1.0 可知，B 級碼頭為一個標準碼頭，因此可依原基準賦予 B 級碼頭之性能目標為基準，按各種碼頭之重要度依序分配各地震等級所應對應的性能水準，而 C 級碼頭其用途係數小於 1.0，屬重要程度不高或臨時性碼頭，因此未將 C 級碼頭納入性能設計考量。

475 年回歸期地震為主要設計地震，在此等級地震作用下，4 種重要度碼頭將按重要度依序對應 3 種等級之性能水準。因此應對眾多人命安全有嚴重威脅、具特別重要性需在震後維持使用功能以利救災、需處理危害物品、或其破壞對社會環境與經濟會有嚴重衝擊與損害之設施，定為「特定級」耐震強化碼頭，性能目標要求在 475 年回歸期地震力作用下應滿足第 I 級性能水準；若以上各項影響較小，但破壞後很難修復者，則定為「A 級」碼頭，在 475 年回歸期地震力作用下應

滿足第 II 級性能水準；其他非「特定、A 級」碼頭者則為 B 級碼頭，在 475 年回歸期地震力作用下應滿足第 III 級性能水準。

中度地震以橋梁規範之計算方式為主，由約 30 年回歸期提升至約 50 年回歸期，由於特定級碼頭已要求在 475 年地震作用下保持彈性滿足第 I 級性能水準，因此不需額外檢核中度地震作用下之性能水準，其餘 A、B 級碼頭為中度地震作用下須滿足第 I 級性能水準。

修訂後目標不同於日本與 INA 基準，須增加 2500 年回歸期最大考量地震所對應的性能水準來規定「特定級」、「A 級」與「B 級」的碼頭性能，以滿足現行基準要求 A、B 級碼頭在 2500 年回歸期地震作用時應不會發生倒塌，而「特定級」碼頭之損壞更不可高於 475 年回歸期地震作用下之性能水準，使其在災難地震後仍具有修復機會。因此建議在 2500 年回歸期地震作用下，按重要度排序，特定級碼頭須滿足第 II 級性能水準，A 級碼頭須滿足第 III 級性能水準。

綜合上述之說明，在提升中度地震等級與特定級碼之性能目標後，各級碼頭對應的性能目標修訂如表 2-24 所示。工程師可依據環境條件與業主對性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目標進行設計、分析及檢核。

表 2-24 各等級碼頭所對應的耐震性能目標

性能水準 地震等級	第 I 級	第 II 級	第 III 級
等級 I (中度地震)	A 級、B 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

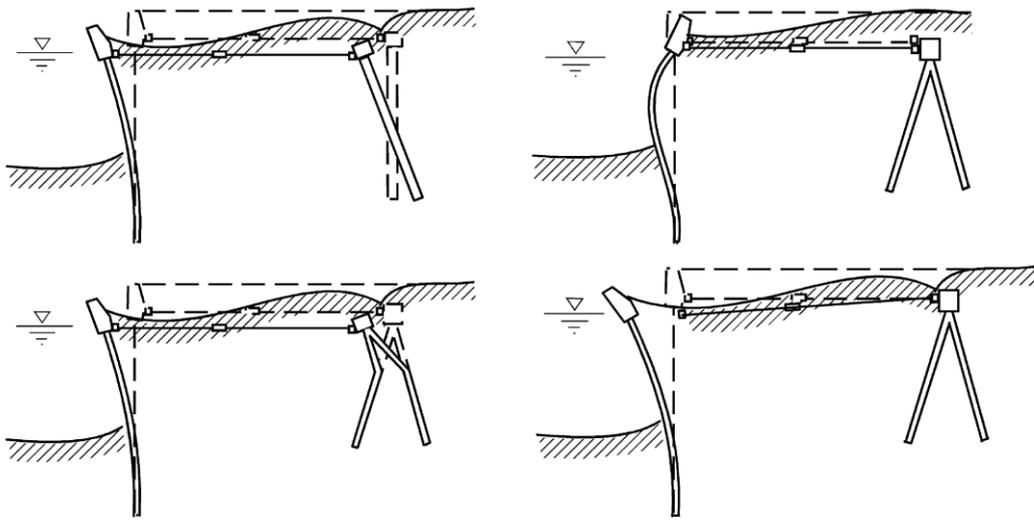
港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿），2015

由表 2-24 可知，「B 級」與「A 級」碼頭需檢核中度地震、475 年及 2500 年回歸期三種等級地震下所對應之性能水準，「特定級」碼頭僅需檢核 475 年及 2500 年回歸期兩種等級地震下之性能水準，其目的為提升國內現行基準中碼頭性能目標，以確保於災難性地震發生後，仍可有部分功能良好之碼頭可供救援物資運輸，避免因臺灣為海島型國家，無法藉由港口運輸原物料及物資，而影響社會經濟恢復之情況發生。

2.5.4 板樁式碼頭耐震性能規定

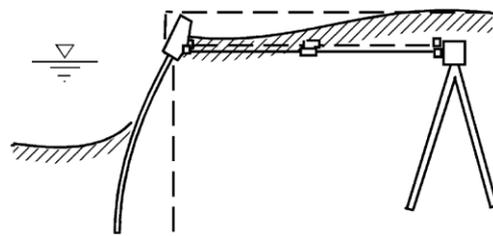
由前述對碼頭耐震性能目標的探討可知，國際航海協會之港灣構造物耐震設計基準為一國際性基準，且基準之架構與我國設計基準之相關規定較為相近，因此「港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿）」是以參照國際航海協會之相關規定及配合公共工程性能設計準則之規定，增加最大考量地震(2500 年回歸期)等級，修正成為本土化之碼頭耐震性能設計目標；另外，本研究是以既有板樁式碼頭做為對象，將針對該型式之碼頭，說明在各性能水準下各主要參數(例如：岸肩沉陷量、碼頭傾斜度、最大位移、變位角及應力/應變等)之可接受標準值，以定量的方式表達碼頭結構物之功能，以判別性能目標是否滿足要求。

此類碼頭通常由相互連接的 RC 或鋼板樁、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，此類碼頭仍以考量水平地震力為主。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，根據以往板樁式碼頭的震害案例中，可概略歸納出板樁式碼頭受地震力作用下可能的破壞模式如圖 2.15 所示(INA 2001[11])。



(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 2.15 板樁式碼頭之破壞模式

考量板樁的破壞與使用運作之可行性，此類碼頭之破壞參數，如圖 2.16 所示，以應力(包括基盤面上下板樁部分、拉桿與錨碇設施)及位移(包括板樁與岸肩 Apron 之變位參數-類似重力式碼頭與錨碇設施之沉陷量、附近路面開裂、拉拔位移量等)來表達。根據板樁式碼頭結構可能的破壞模式，可利用板樁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) 板樁牆之水平向位移、沉陷、與傾斜
- (2) 岸肩之沉陷、差異沉陷、與傾斜
- (3) 錨碇設施處之差異沉陷、地表開裂、與受拉產生之位移

2. 以應力狀態為評估參數：

- (1)板樁之應力狀態（基盤面以上或以下）
- (2)拉桿之張力（包含接頭）
- (3)錨碇設施之應力狀態

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

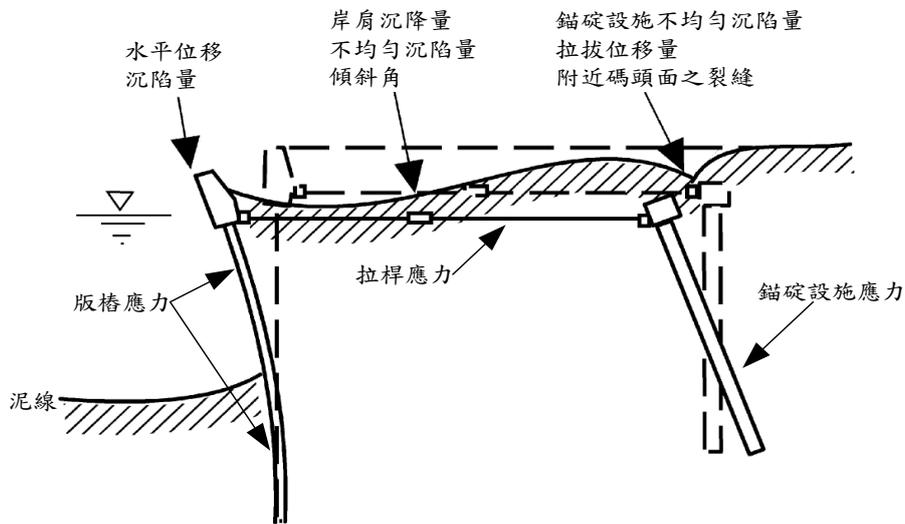


圖 2.16 板樁式碼頭之性能參數

資料來源：INA 2001^[11]

綜合上述之說明，在提升中度地震等級與特定級碼之性能目標後，亦將各等級性能以性能參數之可接受標準值加以限定，各級碼頭對應的性能目標修訂，如表 2-25 所示。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。

表 2-25 板樁式碼頭性能可接受標準

參數		性能水準			
		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	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<3°	N/A	N/A
	岸肩變位	岸肩沉陷量	3cm~10cm	N/A	N/A
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A
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 為基面以上板樁之高度。

N/A 之原文註解為「Not Applicable」，由 INA 設計例可知實際設計時不予檢核。

資料來源：港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿），2015

第三章 既有碼頭耐震性能評估方法

相關結構之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，一般為簡化設計而僅考量 $P-\Delta$ 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，現行之分析方法通常將地震力轉換為等效之側向作用力，再考量結構可能之塑性行為加以折減，以彈性分析之方法計算結構物在隨時間變動之地震力作用下之動態行為，對於規則結構，採用彈性靜力分析法，對於不規則結構，則採用屬於彈性動力分析之多振態疊加法，僅特殊情況下進行非線性動力歷時分析。性能設計法強調韌性結構物在大地震作用下之塑性行為，但因非線性動力歷時分析之複雜與計算耗時，對於重要度較低或規則之結構物，可借助容量震譜法(非線性靜力側推分析)來估算結構在設計地震力下之變形行為。

在性能設計流程之具體設計階段，結構物之性能是否滿足設計要求通常需要經由簡易計算及數值分析來檢核，需滿足性能參數計算值 \leq 性能水準之可接受標準，以保證設計者能準確地掌握結構之行為，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不同等級耐震性能目標之高低，來選用不同的分析工具，本研究將以高雄港既有板樁式碼頭結構物為例，以合適之耐震能力評估方法進行分析，作為使用者針對不同需求或時機而選擇何種分析方法之參考應用。

3.1 各類驗證方法之應用時機

參考國際航海協會(INA)的港灣構造物耐震性能設計準則，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 3-1 所示。

表 3-1 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
等級 I (50 年回歸期地震)	—	<ul style="list-style-type: none"> • 簡化分析 • 簡化動力分析 • 動力分析 	<ul style="list-style-type: none"> • 簡化分析 • 簡化動力分析 • 動力分析
等級 II (475 年回歸期地震)	<ul style="list-style-type: none"> • 動力分析 	<ul style="list-style-type: none"> • 動力分析 	<ul style="list-style-type: none"> • 簡化動力分析 • 動力分析
等級 III (2500 年回歸期地震)	<ul style="list-style-type: none"> • 動力分析 	<ul style="list-style-type: none"> • 動力分析 	—

簡化分析是經由簡單的分析計算所得之結果去近似結構之真實反應，故對於 B 級重要度等級之結構，此類分析法可適用於所有地震等級作用下之性能評估；但對於 A 級重要度等級之結構，則僅能應用在等級 I 地震力作用下之分析。

簡化動力分析方法比簡化分析法較複雜，對 B 級重要度之耐震結構，可適用於所有地震等級作用下之性能評估；對於 A 級重要度之耐震結構，可應用在等級 I 地震力作用下之分析。

動力分析方法為三類分析方法中之最複雜者，可適用於包括具有較高重要度等級(例如 A 級與特定級)在內之耐震結構物的之所有地震等級作用下之性能評估。

依碼頭結構類型來決定適當的分析方法，並按簡化分析、簡化動力分析及動力分析三類將各種分析方法加以分類如表 3-2 所示；另外，從建築及橋梁的耐震性能設計研究可知，在中度地震作用結構保持彈性的

目標要求下，對於具韌性之規則結構可採用擬靜力分析法進行分析，而國內耐震性能設計中常用的容量震譜法亦一併彙整納入表 3-2 中。

表 3-2 結構分析方法彙整

碼頭種類	簡化分析	簡化動力分析	動力分析	
			結構模擬	土壤模擬
重力式碼頭	<ul style="list-style-type: none"> 經驗公式或擬靜力分析法 (考量有無土壤液化) 	<ul style="list-style-type: none"> 滑動塊分析 利用簡化圖表的參數分析法 	<ul style="list-style-type: none"> 有限元素法或有限差分法 線性或非線性分析 二或三維分析 	<ul style="list-style-type: none"> 有限元素法或有限差分法 線性(等效線性)或非線性分析 二或三維分析
板樁式碼頭				
圓筒式碼頭	<ul style="list-style-type: none"> 擬靜力分析法 	<ul style="list-style-type: none"> 滑動塊分析 		
棧橋式碼頭	<ul style="list-style-type: none"> 擬靜力分析法 反應譜法 	<ul style="list-style-type: none"> 容量震譜法 (非線性側推) 反應譜法 	<ul style="list-style-type: none"> 動力歷時分析法 	<ul style="list-style-type: none"> 非線性土壤彈簧

最後參照所規定之性能目標及可接受的標準值，再搭配各種碼頭在不同重要度及不同地震等級下，所需採用之分析評估方法，則可制定出一標準的耐震性能評估流程，如圖 3.1 所示。

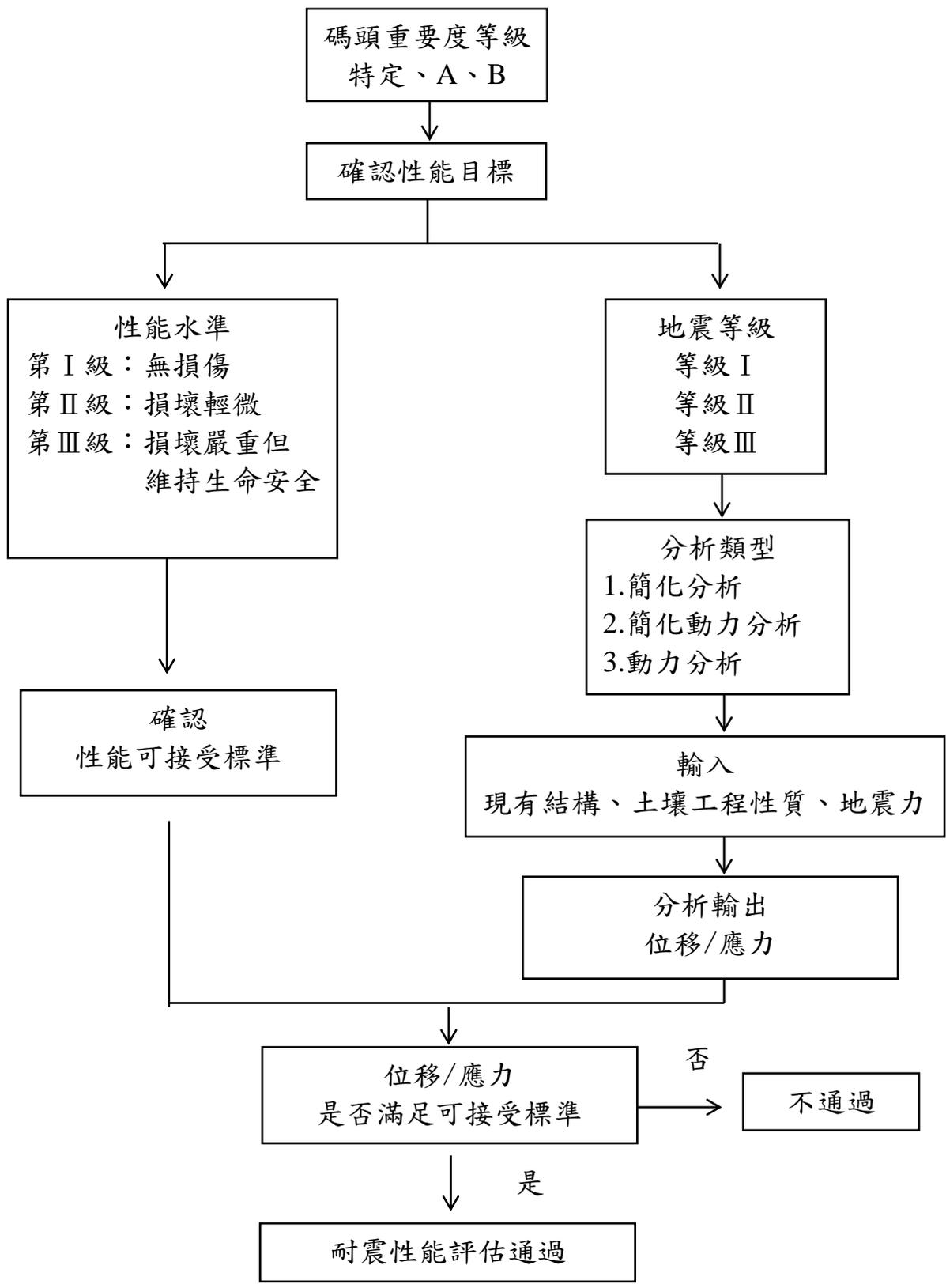


圖 3.1 本研究既有碼頭耐震性能評估流程

3.2 板樁式碼頭耐震性能分析法

板樁式碼頭結構是由相互連鎖的板樁、繫索拉桿、以及錨錠設施等所組成，如圖 3.2 所示。整個板樁牆的穩定性係由牆背拉桿與錨錠設施與板樁牆埋置地表深度內的土壤來提供阻抗。由此可知地震發生時，板樁牆的受震反應將受到板樁結構體與牆前、牆背土壤互制作用之影響。當板樁式碼頭構造物進行耐震設計時，通常會避免結構損壞發生在板樁的埋置段，因為該部分損壞修復上較為困難，也應避免板樁牆有脆性破壞、繫索拉桿斷裂、以及錨錠設施毀損的情形發生。

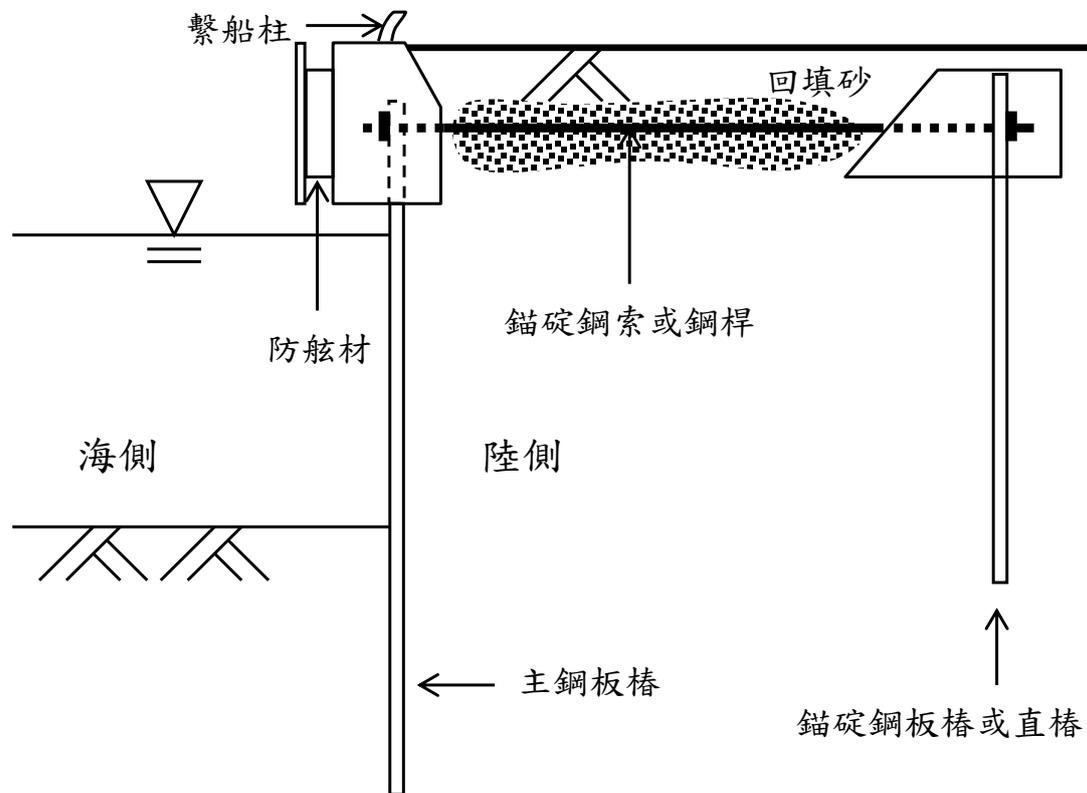


圖 3.2 板樁式碼頭示意圖

3.2.1 簡化分析法

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(即結構靜力穩定安全係數=1 的情況)，所能夠承受的地震力大小(此即臨界震度係數 K_l)。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($F_s = K_l/K_e$)，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。以下將就針對板樁式碼頭說明其簡化分析方法。

1. 板樁式碼頭

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 3.3 所示。

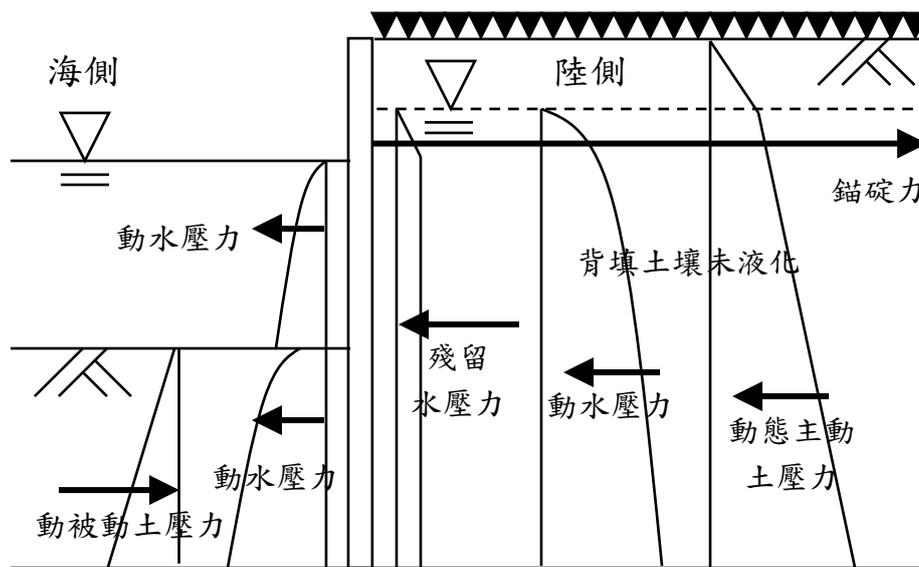


圖 3.3 地震時背填土壤未液板樁式碼頭受力示意圖

資料來源：賴瑞應等^[34]

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「港灣構造物性能設計法之研究(3/3)」^[35]，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 $R.W.L.$ ：

$$R.W.L. = \frac{2}{3}(M.H.W.L. - M.L.W.L.) + M.L.W.L. \dots\dots\dots(3.1)$$

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：

$$P_{AE,i} = K_{AE,i} \cdot (\sum \gamma_i h_i + w_{OL}) \cdot \cos \delta \dots\dots\dots(3.2)$$

式中， γ_i 為第 i 土層土壤之單位重，如位於水面下，則取水中單位重 $\gamma'_i = \gamma_{sat} - \gamma_w$ ； γ_w 為海水單位重，取為 $\gamma_w = 1.03t/m^3$ ； h_i 為第 i 土層土壤之厚度； w_{OL} 為碼頭超載重 (t/m^2)，地震時取 $1.15t/m^2$ ； 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：

$$K_{AEi} = \frac{\cos^2(\phi_i - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \cdot \sin(\phi_i - \theta)}{\cos(\theta + \delta)}} \right]^2} \dots\dots\dots(3.3)$$

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

(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：

$$P_{PE,i} = K_{PE,i} \cdot (\sum \gamma_i h_i + w_{OL}) \cdot \cos \delta \dots\dots\dots(3.4)$$

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 $0t/m^2$ ； $K_{PE,i}$ 為被動土壓力係數，計算如下：

$$K_{PE,i} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi)}{\cos \psi \cdot \cos(\psi + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \cdot \sin(\phi_i - \psi)}{\cos(\psi + \delta)}} \right]^2} \dots\dots\dots(3.5)$$

(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 3.4(a) 所示，並可表示如下：

$$P_{DW} = \pm \frac{7}{8} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w} \cdot y \dots\dots\dots(3.6)$$

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。

$$P_{DW} = \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \dots\dots\dots(3.7)$$

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。

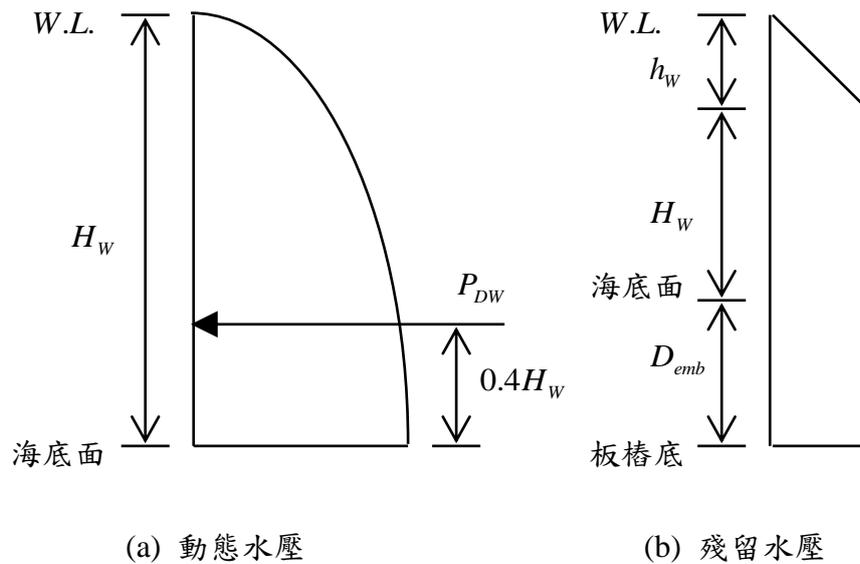


圖 3.4 作用於板樁之水壓力分布示意圖

(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 3.4(b)所示，殘留水壓力 p_{RW} 可由下式計算：

$$p_{RW} = \gamma_w \cdot h_w \dots\dots\dots(3.8)$$

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

$$P_{RW} = \frac{1}{2} \cdot p_{RW} \cdot h_w + p_{RW} (H_w + D_{emb}) \dots\dots\dots(3.9)$$

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。

(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：

$$S.F. \leq \frac{M_p}{M_a} \dots\dots\dots(3.10)$$

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(板樁貫入長度安全係數=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：

$$F_s = \frac{K_t}{K_e} \dots\dots\dots(3.11)$$

(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 3.5 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。

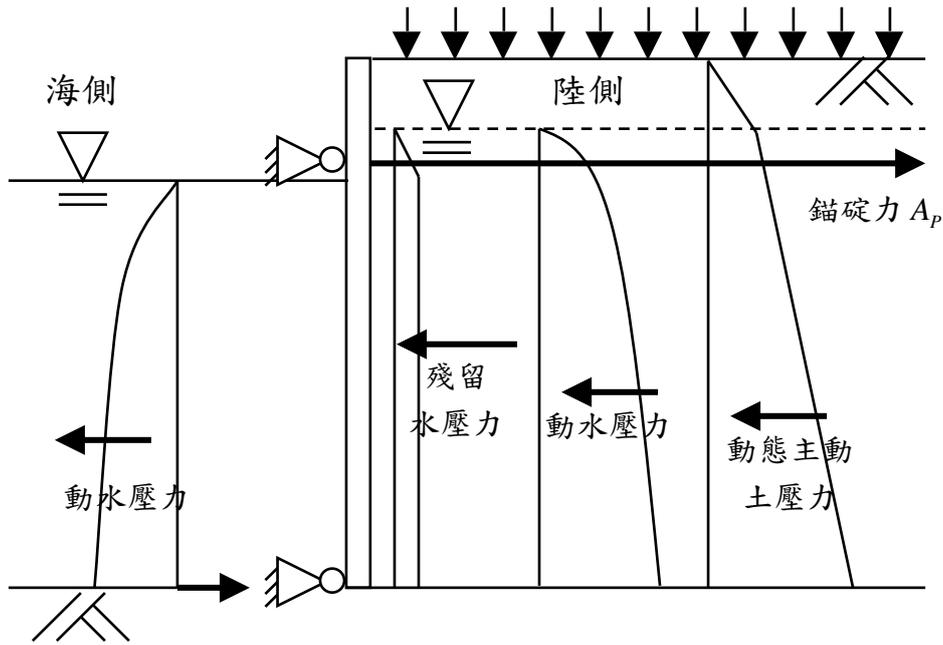


圖 3.5 板樁最大彎矩分析模式示意圖

資料來源：賴瑞應等^[34]

(10) 評估構造物之變位量是否滿足可接受標準

依據表 3-3 所列非液化工址板樁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(表 2-25)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^[5]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(圖 3.6)，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。

表 3-3 非液化工址板樁式碼頭變位參數與安全係數之關係

變位參數	經驗公式	相關係數	標準偏差
最大水平位移 d (cm)	$d = -1.6 + 34.9 \times (1/F_s)$	0.68	27
沉陷量 s (cm)	$s = -5.3 + 14.7 \times (1/F_s)$	0.40	20
正規化水平位移 d/H (%)	$d/H = -1.5 + 5.8 \times (1/F_s)$	0.65	5

資料來源：Uwabe, T.1983^[18]

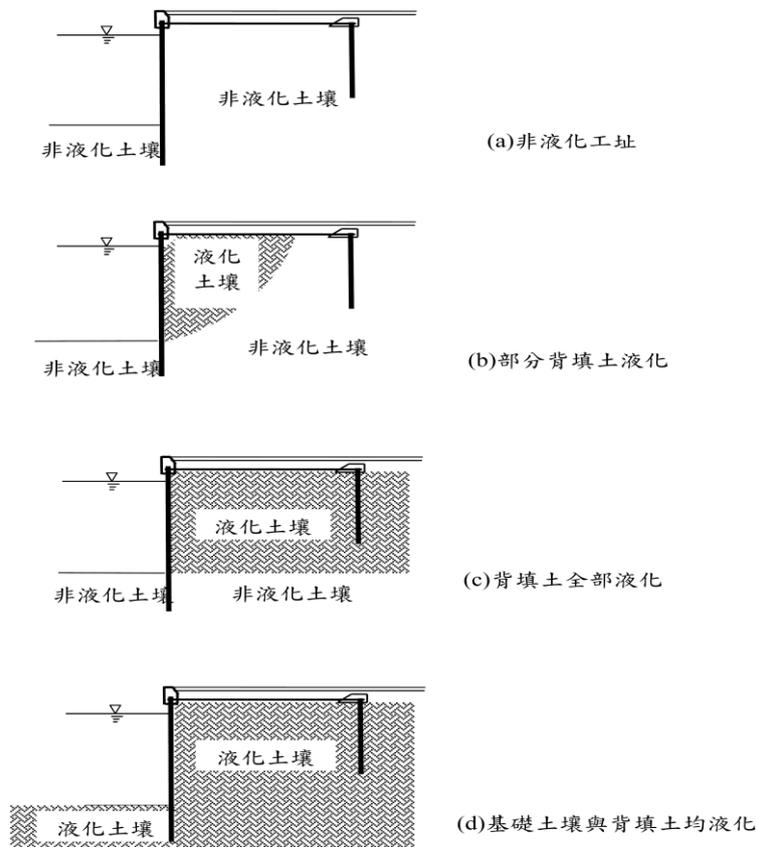


圖 3.6 板樁式碼頭工址填土可能液化狀態

資料來源：INA 2001^[11]

3.2.2 簡化動力分析法

1. 滑動塊體分析法

相對於靜力分析法與有限元素分析法而言，滑動塊體分析法 (sliding block analysis) 的精神是將結構主體視為可滑動之剛體，地震

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_c ；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_c 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 3.8 所示，詳細分析方法說明如下。

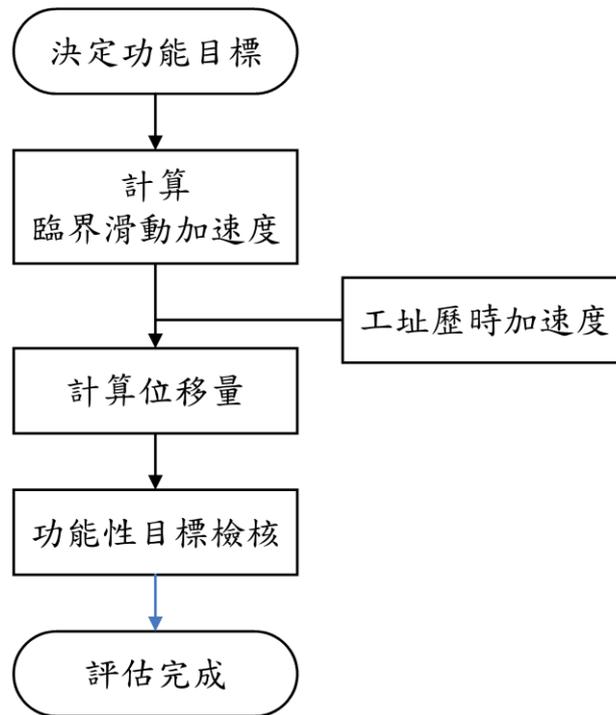


圖 3.8 重力式碼頭簡便動力分析(滑動塊體分析法)評估流程圖

(1) 計算臨界滑動加速度 a_c

板樁式碼頭之簡化動力分析原理，係運用滑動塊體法於結構之耐震能力檢核評估，分析流程如圖 3.8。是以假設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_c ，再與地表加速度大於臨界滑動加速度 a_c 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。

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：

$$K_{AE} = K_A + \Delta K_{AE} = K_A + \frac{3}{4} K_h \dots\dots\dots(3.12)$$

$$K_{PE} = K_P + \Delta K_{PE} = K_P - \frac{17}{8} K_h \dots\dots\dots(3.13)$$

$$T_e = T_s \cdot \frac{K_{PE} - K_{AE}}{K_P - K_A} \dots\dots\dots(3.14)$$

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：

$$K_t = \frac{a \tan \alpha_{AE} - b + \tan(\phi - \alpha_{AE})(1 + b \tan \alpha_{AE})}{1 + c \tan \alpha_{AE}} \dots\dots\dots(3.15)$$

其中，

$$a = \frac{mT_s + P_p + 1/2 \gamma_w (H_w + D_{emb})^2 + \Delta U_p}{W_m} \dots\dots\dots(3.16)$$

$$b = \frac{1/2 \gamma_w (H_w + D_{emb})^2 \tan \phi + \Delta U_A \sin \alpha_{AE}}{W_m} \tan \psi \dots\dots\dots(3.17)$$

$$c = \frac{1}{W_m} \left[\frac{23mnT_s}{8(K_P - K_A)} + \frac{17P_p \gamma_{sat}}{8K_P \gamma'} + \frac{7}{12} \gamma_w H_w^2 \right] \dots\dots\dots(3.18)$$

$$W_m = \frac{1}{2} \left[\gamma_{sat} (H_w + D_{emb})^2 + \gamma_{wet} (H - H_w)(H + 2D_{emb} + H_w) \right] \dots\dots\dots(3.19)$$

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， $n = \gamma_s / \gamma'_t = \gamma_s / (\gamma_s - \gamma_w)$ ， γ_w 與 γ_{sat} 分別為海水與飽和土壤之單位體積重量； α_{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) 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^[3]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^[12]提出簡化公式計算永久側向位移 d ：

$$d = 0.087 \frac{v_{max}^2 a_{max}^2}{a_t^4} \dots\dots\dots(3.20)$$

雖然滑動塊理論顯示垂直向地震力會影響滑動位移量，但 Nagase 等人^[9]之參數分析指出該誤差在約 $\pm 10\%$ 以內。除了 a_t 與地震歷時特性以外，Whitman 與 Liao^[7]採用 14 組地動，對影響滑動位移量之相關參數(如背填土之動態反應、回填楔型塊之運動、壁體之傾斜以及垂直地震加速度等)之敏感度分析後，建議

平均滑動位移 \bar{d} 計算公式：

$$\bar{d} = \left(\frac{37v_{\max}^2}{a_{\max}} \right) \exp\left(-\frac{9.4a_t}{a_{\max}} \right) \dots\dots\dots(3.21)$$

也基於此建議設計時採用

$$\frac{a_t}{a_{\max}} = 0.66 - \frac{1}{9.4} \ln \frac{d \cdot a_{\max}}{v_{\max}^2} \dots\dots\dots(3.22)$$

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

$$K_h = \frac{a_{design} / g}{r} \dots\dots\dots(3.23)$$

$$K_v = \frac{a_{design} / g}{r} \dots\dots\dots(3.24)$$

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. 簡易圖表法

通過較精確之解析方法對影響變位之各參數之分析，繪製圖表對變位量作修正之方法，透過有限元素或有限差分法等較精確解法探討影響板樁變位之參數，例如：板樁錨碇深度、板樁勁度、拉桿

長度、回填土壤密實度、土壤改良範圍以及地震強度等。如同重力式碼頭，這些圖表均基於一定之假設及特定之地震資料，國內若要應用該圖表法，需以本土之地震資料來製作及驗證後，才能應用於工程實務。

3.3.3 動力分析法

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

以有限元素法(FEM)或有限差分法(FDM)進行土壤-結構互制動力分析，地震力由作用於分析模型中土壤-結構系統區域之基線(Base)的地震歷時來表示；剛性結構可模擬為線彈性；土壤可根據可能發生之應變等級採用(等效線性或非線性)總應力模型(Equivalent Linear/Total Stress)或非線性有效應力(Non-linear/Effective Stress)模型。日本設計基準^[21]也提到：考量土壤液化後，因孔隙水壓上升，致使土壤之有效應力減低，土壤之恢復力與阻尼特性的改變引起地盤反應變化，採用有效應力分析法可以計算土壤液化之孔隙水壓，通過有效應力變化去計算結構反應之變化。而總應力法無法計算土壤液化之孔隙水壓變化，當孔隙水壓超過某等級(通常孔隙水壓比為 0.5 或以上)，以總應力法計算之結果與實際結構耐震反應相差較大，但總應力法較簡便因此常被應用於工程實務，而有效應力分析法所得結果通常比總應力法來得小，所以，工程實務設計中採用總應力法分析得到之結果也較安全、保守。此類分析結果將包括整個系統之破壞型態與相關之位移、應力及應變狀態，由於該方法將土壤以有限元素模擬，所以，土壤液化不用單獨分析。

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 PLAXIS¹應用軟體。以下將簡介有限差分法程式 FLAC 以及有限元素程式 FLUSH 及 PLAXIS，將有助於使用者使用於板樁式碼頭之動力分析原理。

1. 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 也提供了阻尼與吸能邊界。

如圖 3.9 所示，以 FLAC 進行重力式碼頭之動態數值模擬分析主要分為九大步驟^[28]：(一)建立網格；(二)輸入材料強度參數；(三)設定邊界條件；(四)加入界面元素並重力平衡；(五)施加海水之側向力；(六)指定地下水位面；(七)力學平衡；(八)設定阻尼參數和動態邊界條件；(九)施加地震力。

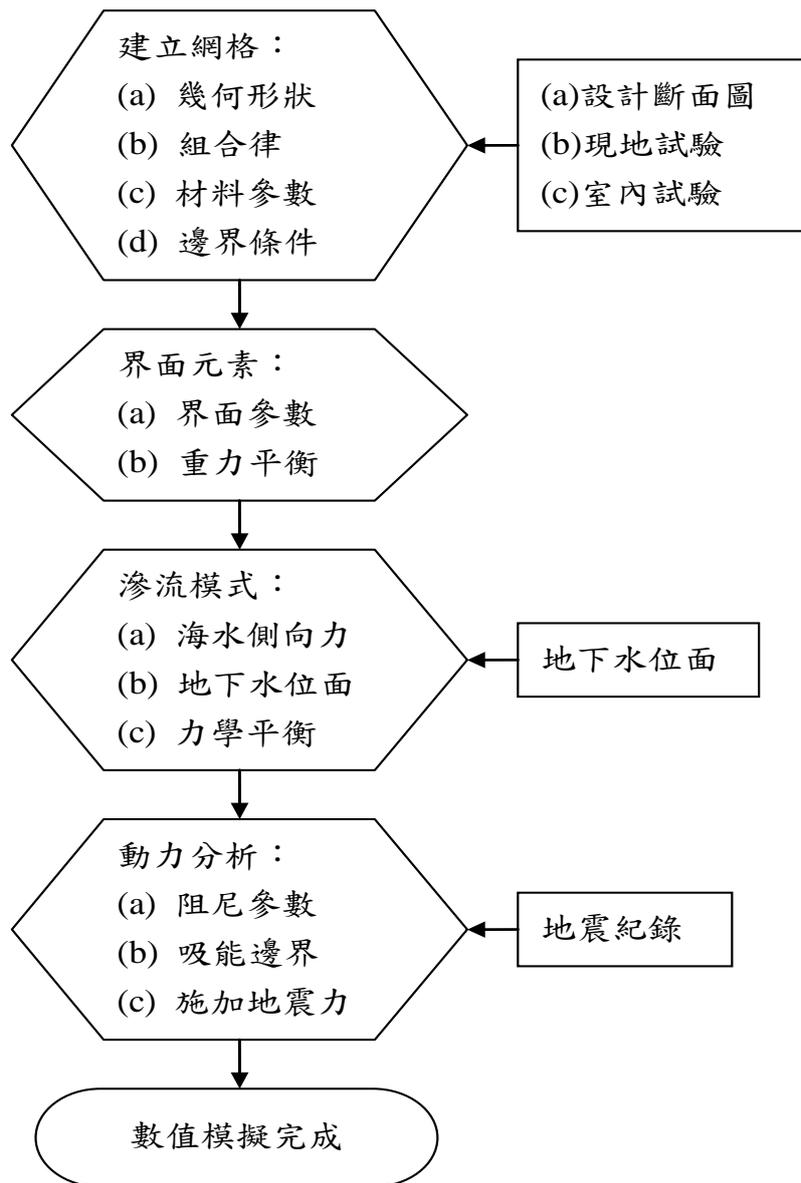


圖 3.9 以 FLAC 程式模擬重力式碼頭之分析流程圖

資料來源：李佳翰^[28]

2. FLUSH 程式簡述

FLUSH 程式係為美國加州大學 Berkerley 分校於 1975 年開發之動態有限元素程式，並於 1990 年開發 IBM-PC/AT 386 版本，該程式基本上為二維平面應變分析程式，其假設土壤為等值彈性體，

並以傳導邊界(transmitting boundary)和黏滯邊界(viscous boundary)模擬水平向無限土壤之波傳能量消散的現象，且在第三方向應用黏滯阻尼盤，以減少自由場元素數量，減少運算時矩陣容量，提高分析運算速度，如此以近似三維模式模擬土壤結構系統，進行土壤結構互制分析。

程式運算係將所輸入地表面之控制運動(control motion)，經反摺積(Deconvolution)運算，得到基盤面運動，再以基盤運動為輸入運動，直接作用於分析有限元素網格底部，進行土壤-結構物互制作用分析運算。反摺積運算係假設地震波為水平剪力波，且在水平地層中以垂直於地層之方向做上下傳遞，故可以單向度波傳之理論予以分析，其分析方法相同於 Shake 程式，亦以等線性疊代法之方式考慮之，即在每次疊代過程中，將土壤視為線性材料，選取對應於有效反覆應變(effective cyclic strain)之剪力模數和阻尼比代表土體之動力特性，並藉每一次疊代所得之有效反覆應變值，據以調整剪力模數與阻尼比，使之前後達到一定的容許誤差為止，如此可獲得合理之分析結果，故常為工程界所採用。

3. PLAXIS 程式簡述

PLAXIS 為一有限元素分析程式，於 1987 年在荷蘭公共工程與水源管理部 (Dutch Department of Public Works and Water Management) 的推動下，由荷蘭 Delft 科技大學完成初步的成果。此後由於程式不斷的發展並逐漸受到重視，因此 1993 年成立一家名為 PLAXIS BV 的公司，作進一步的研發與改良。PLAXIS 程式歷經了數次之修改與校正，並在相關之理論與技術上得到荷蘭 Delft 科技大學與德國 Stuguart 大學等多國學術研究單位的充分支援，所能分析問題之類型以及使用範圍甚為廣泛。

PLAXIS 程式在數值分析上主要有以下之性能：

- (1) 可進行二維平面應變及三維軸向對稱分析。所使用之元素包括有二維平面元素、界面元素、梁元素及桿元素等。

- (2)可分析之工程應用問題包括：深開挖問題、地錨及土釘結構分析、排樁、加勁擋土牆分析、隧道、路堤、土壩之穩定性問題、壓密及潛變問題、滲流問題、及基礎版構分析等各類型土壤結構互制問題。
- (3)網格節點及邊界條件均為繪圖式輸入(CAD)，網格之建立為自動產生，並可調整疏密程度以配合分析時之精確性要求。
- (4)提供之土壤應力-應變組成律有：Linear-elastic、Mohr-Coulomb、Modified Cam-clay、Soft-Soil、Hardening-Soil、Soft-Soil-Creep 等。
- (5)可考慮土壤為排水或不排水之狀況，而水壓力則可為靜水壓狀態(hydrostatic)及穩態(steady state)等情況。
- (6)採用 Arc-length control 技巧，使得計算破壞荷重較正確。可考慮大變形修正網格(updated mesh)之分析。

板樁式結構物，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、錨錠版、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，對於板樁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。

3.3 土壤液化評估

由於土壤液化為港灣構造物，特別是重力式碼頭受損主要原因之一，目前對砂質土壤液化之定義、影響因素、評估條件、評估或判定方法以及防治與處理之方法，國內現行港灣構造物設計基準已有明確之規定，但鑑於國內所採行之土壤液化評估方法眾多，各種評估方法各有所長，目前不宜強行統一，因此本研究僅列出既有規範與其他研究文獻中較典型方法，以供參考。

3.3.1 概說

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，加上地震搖幌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。

影響土壤液化之因素[賴聖耀等 2002^[36,37,38]]包括：相對密度(密度越高者越不易液化，<50%者易發生液化、>70%不易液化)、土壤顆粒特性如大小、級配與形狀(細砂較粗砂粉土易液化、級配均勻者較級配

優良者較易液化、球型較其他形狀之顆粒液化之可能性較大)、土壤種類(砂土液化可能性最大)、地下水位(地下水位高者易液化)、細料含量(等相對密度下,細料含量增加可降低土壤液化潛能)、細料塑性指數(液化阻抗隨塑性指數增加而提高)、有效圍壓(深層土圍壓較大,液化阻抗較高)、振動延時與強度(延時越長、強度越大,液化潛能越高)、擾動(緊密砂受擾動後變疏鬆,易液化;疏鬆砂受擾動後變緊密,液化阻抗提高)、應力歷史(曾受過小規模地震之土層,因互鎖作用使得液化阻抗提高)、過壓密比(此值越高,液化阻抗越大)。

由於碼頭構造物係常建築在屬於沖積土層之臨海地區,而建造過程中也常以抽砂來填碼頭後線陸地,這些土層最可能發生液化現象,而過去的震害也顯示,因土壤液化而造成碼頭破壞之情形很常見,所以港灣構造物之耐震設計中,在概念設計階段對工址進行土壤液化潛能之分析以及設計初步完成後之液化檢討非常必要。

3.3.2 土壤液化潛能之評估

液化潛能評估的方法有很多種,因數值分析法之運算過程較為複雜,故一般最常使用的是「簡易分析法」,此種分析方式是累積許多理論分析、室內及現地的試驗與震災案例之研究綜合成果。基本上,簡易法可以分為兩大部份:第一部份為利用設計基礎時所用之地表最大加速度 PGA,以半經驗之簡易公式估計現地土層在遭遇地震時所承受之反覆剪應力比(CSR);第二部份係估算土層之液化阻抗(CRR),評估土層液化阻抗的方法有相當多種,其方法又分室內試驗法及現地試驗法,室內試驗包括動態三軸、反覆直剪、反覆中空扭剪等,利用現地試驗的結果則包括 SPT-N 值、CPT-qc 值、震測剪力波速 V_s 等,根據選定的分析方式而採用適當的地質調查方法。

以下對較常用之方法作簡要說明:

1. 簡易判斷法 (可參考國內現行規範)
2. SPT-N 法

SPT-N 法基本上是根據土壤鑽探時之標準貫入試驗打擊數 N 來評估土壤液化之潛能，由於 SPT-N 法是最早發展的現地強度試驗法，且土層資料的完整性較高，故 SPT-N 被認為是較可靠的評估參數，其中最典型的方法包括：

(1)T&Y 法 [Tokimatsu 與 Yoshimi 簡易經驗法, 1983]^[17]

(2)Seed et al. 簡易經驗法 [1985]^[16]

(3)JRA 法 [日本道路協會簡易經驗法 2002]^[22]

(4)CBC 法 [中國大陸簡易經驗法, 1989]^[23]

國立成功大學土木工程學系倪勝火與賴宏源先生所著「常用液化評估法對 921 地震案例適用性探討」^[32]一文對以上各法以及 Arias 震度經驗準則法之評估流程與方法作了較好說明，並且應用來評估南投及彰化地區在集集地震中土壤液化潛能後指出：當 PGA 較高時，各方法評估之液化潛能均較高而差別不大；若液化區細料含量比例較高，但 SPT-N 值不高時，Seed et al.經驗準則法比其他方法來得保守；對於粉土含量高之土層，JRA 法與 T&Y 法均低估土壤液化潛能；CBC 法較適合粉土含量較高之地區，有待國內研究加以借鑑並修正；Arias 震度簡易經驗法較不合理而不建議採用。黃俊鴻與陳正興 (1999)^[33]所著國家地震工程研究中心報告 NCREE-99-043「土壤液化機率分析法之研究」建議採用 T&Y 法作為基本液化潛能評估方法，其原因在於：(a)該法對於低 SPT-N 值較高 SPT-N 值砂土抗液化強度之估計較合理；(b)考量細料對抗液化強度之影響方式較合理；(c)對液化後土質參數之折減有考量緊密砂土反覆流動性之特性。JRA 法為目前國內公路橋梁及建築物耐震設計規範所採用之評估方法，但李咸亨、吳志明與郭政彥等人之研究^[29]探討包括以上各法及 NCREE[1997](註：該方法係 1996 年美國國家地震工程研究中心支助研究後，對 Seed et al.簡易法之修正版)等十種液化評估方法後指出：Seed et al.1985^[16]之預測方法最適合作為國內液化評估規範。

3. CPT- q_c 法

基本上，此法之精神與 SPT-N 法一樣，其差別僅在於改使用圓錐貫入阻抗 q_c 作為評估之參數，具體內容及設計流程可參考 SPT-N 法。

4. 震測剪力波速 V_s 法

此法為 Tokimatsu^[17]經由試驗證明與剪力波速 V_s 相關之最大剪力模數與抗議化強度間有良好之關係，而發展出以現地震測之剪力波速 V_s 為參數來評估液化潛能之方法，可參考國家地震工程研究中心報告 NCREE-01-017 及營建署「建築物基礎構造設計規範」第十章，在此不詳述。

本所(交通部運輸研究所港灣技術研究中心)「港灣地區大地監測調查與液化防治之研究」^[36]探討應用機率分析法來評估土壤液化潛能，該研究計畫除評估港區沖積土層及回填新生地液化潛能及地表沉陷外，並積極推動港區地震及液化監測系統建置。地震監測係在港區選擇適當地點鑽井至不等深度，埋設地震計，以量測地震資料，分析地層震波之傳遞特性及放大效應。液化監測則是在港區設置觀測井，設置水壓計量取地震時動態孔隙水壓及動態沉陷行為，作為評估液化潛能及地表沉陷之依據。目前已完成高雄港、安平港、布袋港、臺中港、臺北港及蘇澳港之地震及液化監測系統建置工作。

土壤液化潛能之分析不僅在工址可建性之分析中具有重要作用，在具體設計階段，初步設計確定斷面尺寸以後，再檢討液化對結構物之影響並施行對策也是不可缺少的一環。以上主要介紹現行設計中常用之「簡易分析法」，在性能設計法中，所採用之土壤液化潛能分析方法，如同在具體設計階段所採用不同複雜等級之數值分析方法一樣，與耐震結構之重要性、性能設計流程之設計階段以及所考量性能目標之高低有關。

3.3.3 國內港灣構造物設計基準之規定

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. 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，如圖 3.10 所示，可採取下列三種方法。

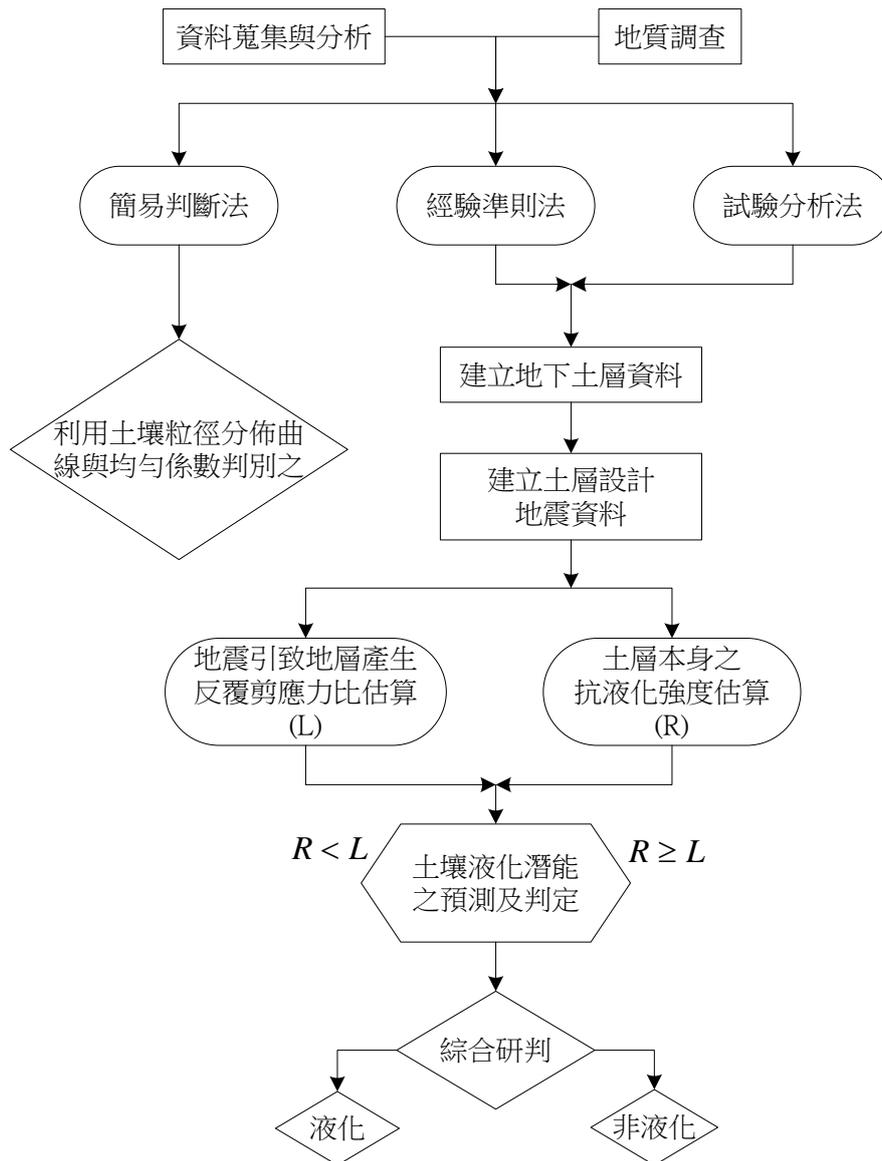


圖 3.10 液化潛能分析流程圖

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 3.11 判別之。

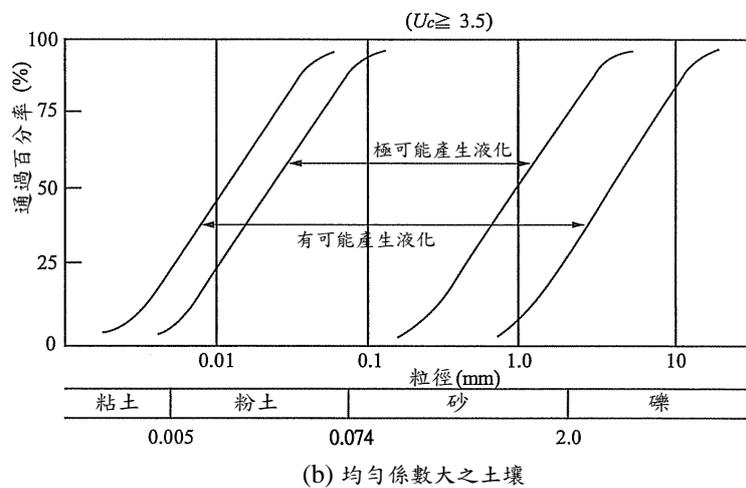
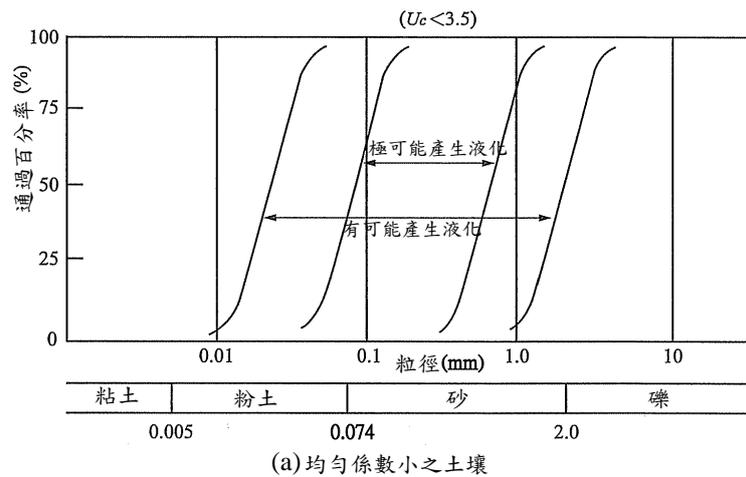


圖 3.11 現行港灣構造物設計基準土壤粒徑與土壤液化分析圖

資料來源：港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明^[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。

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，或屬重大港灣結構物工程時，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如 SHAKE 程式(Wave Equation)、MESH 程式(2-D,3-D,FEM)等，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。

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

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

σ'_v ：垂直有效覆土壓力(kN/m²)。

σ_{dc} ：動力三軸試驗所施加之反覆應力(kN/m²)。

σ'_c ：動力三軸試驗所施加之有效圍壓(kN/m²)。

(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。

工程師應根據港灣碼頭工程規模及重要性決定較適當之分析方法，若根據經驗法或較簡易的方法推估工地土層有液化潛能時，可採用較精密的液化分析方法再加以檢核確定，若仍有液化之可能時應即進行土層液化防治與處理，以維持應有的耐震性能水準。

3.3.4 耐震性能評估重點

距原地表面 3m 以內之黏土層及沉泥層，由單軸壓縮試驗或現地試驗推定其單壓強度為 20kN/m² 以下時，則視為土壤液化潛能評估上之極軟弱土層。在地震來襲時受到強烈的擾動，致使其喪失大部份剪力強度，可視為容易液化之土壤，該等土層抗剪強度將無法對基礎之承載能力提供貢獻。

另外現行港灣構造物設計基準對地盤有液化潛能的重要港灣結構物耐震設計，其要求應對土壤參數進行折減，但折減方式係由工程師

應進行相關試驗研究分析後決定。另值得一提的是，國內橋梁及建築耐震設計規範對於液化土壤參數折減有其相關規定，兩者皆係參考「日本道路橋示方書 V 耐震設計篇」之作法，採用液化抵抗率 F_L 進行判斷，而國內針對碼頭土壤參數折減之相關研究則較少。

此處土壤參數係指地盤反力係數，極軟弱粘土層及沉泥層之強度與承載能力在地震時可能無法提供貢獻，故將耐震評估用土壤參數設為零。另在地震時承載力降低之土層，其土壤參數須予折減，故對於土壤條件差的土層，須採取基礎貫入深度加大，勁度增加，土壤改良等必要措施，以增進棧橋式碼頭之耐震性。而對於重力式碼頭設置於液化地盤上，則土壤液化會使其發生無法預測之大位移而導致碼頭破壞，因此應避免於易發生液化之地盤上設置沉箱式碼頭。若易液化之地盤經改良後，確認地盤液化潛勢已顯著降低，則可允許其設置於改良後之地盤上。

本研究建議在等級 I 地震下，工址土壤不允許發生液化。在等級 II 與 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，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。另外由於基面下降，基樁之塑鉸位置亦可能會下降，因此在棧橋式碼頭分析時，應於原基面至降低後之基面範圍間增設塑性鉸加以分析，以便對構材進行圍束箍筋之設計，以因應塑鉸發生的可能。

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性能設計規範之規定，建議如表 3-4。

表 3-4 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 (中度地震)	—	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

依據公路橋梁耐震設計規範之規定，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 3-5 所示。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 3-5 土壤參數之折減係數 D_E

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

資料來源：公路橋梁耐震設計規範

R_s 可以參考式(3-25)， σ'_0 為有效覆土壓力(kgf/cm²)，FC 為細料含量：

$$R_s = \begin{cases} 0.0882 \sqrt{N_a / 1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882 \sqrt{N_a / 1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \times (N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases} \dots\dots\dots(3.25)$$

$$N_a = C_1 N_1 + C_2 \dots\dots\dots(3.26)$$

$$N_1 = 1.7 \times \frac{N}{(\sigma'_0 + 0.7)} \dots\dots\dots(3.27)$$

$$C_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 40)/50 & (10\% \leq FC < 60\%) \dots\dots\dots(3.28) \\ FC/20 - 1 & (60\% \leq FC) \end{cases}$$

$$C_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \dots\dots\dots(3.29) \\ (FC - 10)/18 & (10\% \leq FC) \end{cases}$$

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。

第四章 既有板樁式碼頭性能評估探討

本章將以高雄港#45 既有板樁式碼頭為實例，依據當初結構設計的相關資料來歸類碼頭之重要等級，再依本研究第三章建議之性能評估流程及方法，評估既有碼頭結構物之耐震性能。

4.1 案例基本資料

高雄港#45 號板樁式碼頭之斷面圖如圖 4.1 所示，一般條件、自然條件、材料條件及簡化土層資料等基本設計資料^[24]，說明如下。

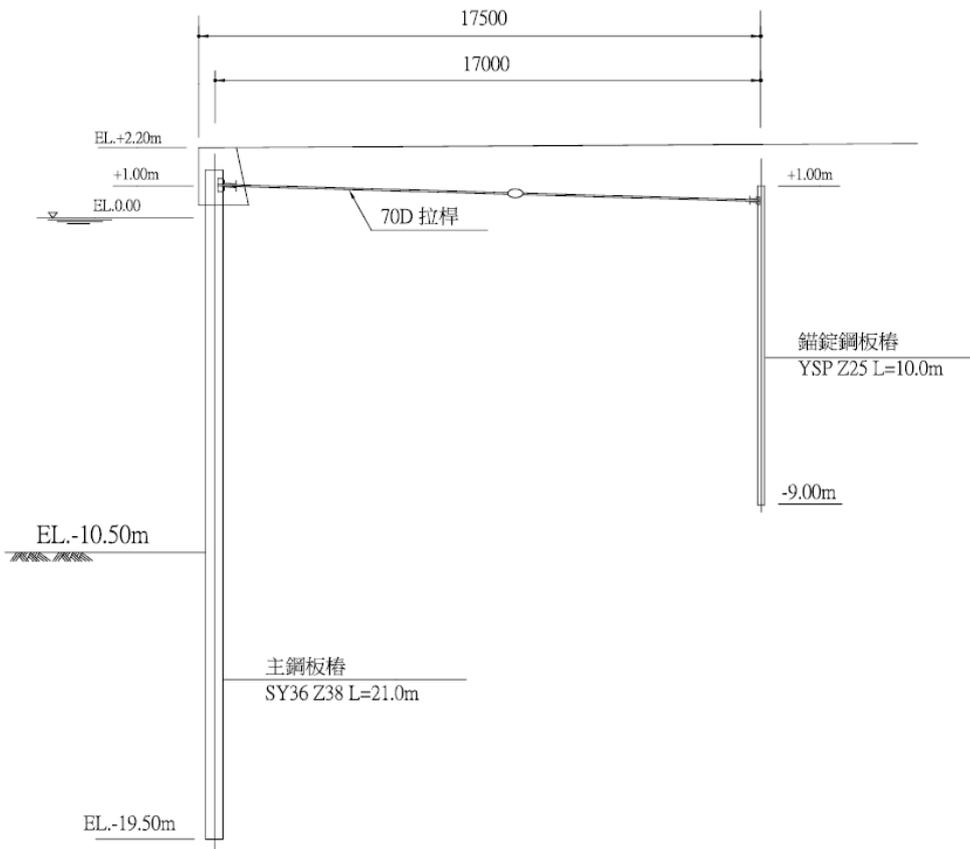


圖 4.1 碼頭現況斷面示意圖

資料來源：臺灣港務公司提供本研究整理

1. 一般條件

碼頭泊船噸位：65,000D~70,000 DWT

水深：EL. -10.50m

岸肩高程：EL. +2.2m

繫船柱能力：曲柱 45t

地震力：水平震度 0.1 ，垂直震度 0

超載：常時 1t/m²，地震時 0.5t/m²

2. 自然條件

潮位：M.H.W.L. EL.+1.6m

M.L.W.L. EL. +0m

背填料(水力回填部分) $\phi=30^{\circ}\sim 34^{\circ}$

3. 材料性質

主板樁與錨碇樁皆採用 SY36-Z38 與 SY36-Z45 兩種型號之鋼板組成複合斷面，複合斷面板樁構材相關資料如表 4-1 所示。

表 4-1 主板樁及錨碇樁構材材料參數表

	斷面積 A	斷面二次矩 I	斷面係數 Z	降伏強度 σ_y
SY36-Z38 與 SY36-Z45 複合斷面	338cm ² /m	151,400 cm ⁴ /m	4,175 cm ³ /m	3,600 kg/cm ²

資料來源：臺灣港務公司提供本研究整理

本案例碼頭採 SS50 型號之單支拉桿 (TIE ROD)，並以每 1.6m 的間距錨碇板樁，拉桿材料參數表如表 4-2 所示。

表 4-2 拉桿材料參數表

	直徑(cm)	破壞強度 (kg/cm ²)	降伏點應力強 度(kg/cm ²)	容許應力強度(kg/cm ²)	
				平時	地震時
SS50 拉桿	7	5,000	2,800	1,120	1,680

3. 土層資料

依據碼頭後線地質鑽探資料簡化設計土層，整理出碼頭耐震性能評估相關土壤參數如圖 4.2 所示，各土層土壤相關參數整理如表 4-3 所示。

表 4-3 碼頭陸上區土壤參數

深度 (m)	厚度 (m)	r_t (t/m ³)	C (t/m ²)	ϕ (deg.)
1.13	1.13	2.03	0	30
6.8	5.67	2.03	0	30
9.15	2.35	2.05	0	32
11.4	2.25	1.94	0	31
21.8	10.4	2.66	0	34

資料來源：臺灣港務公司提供及本研究整理

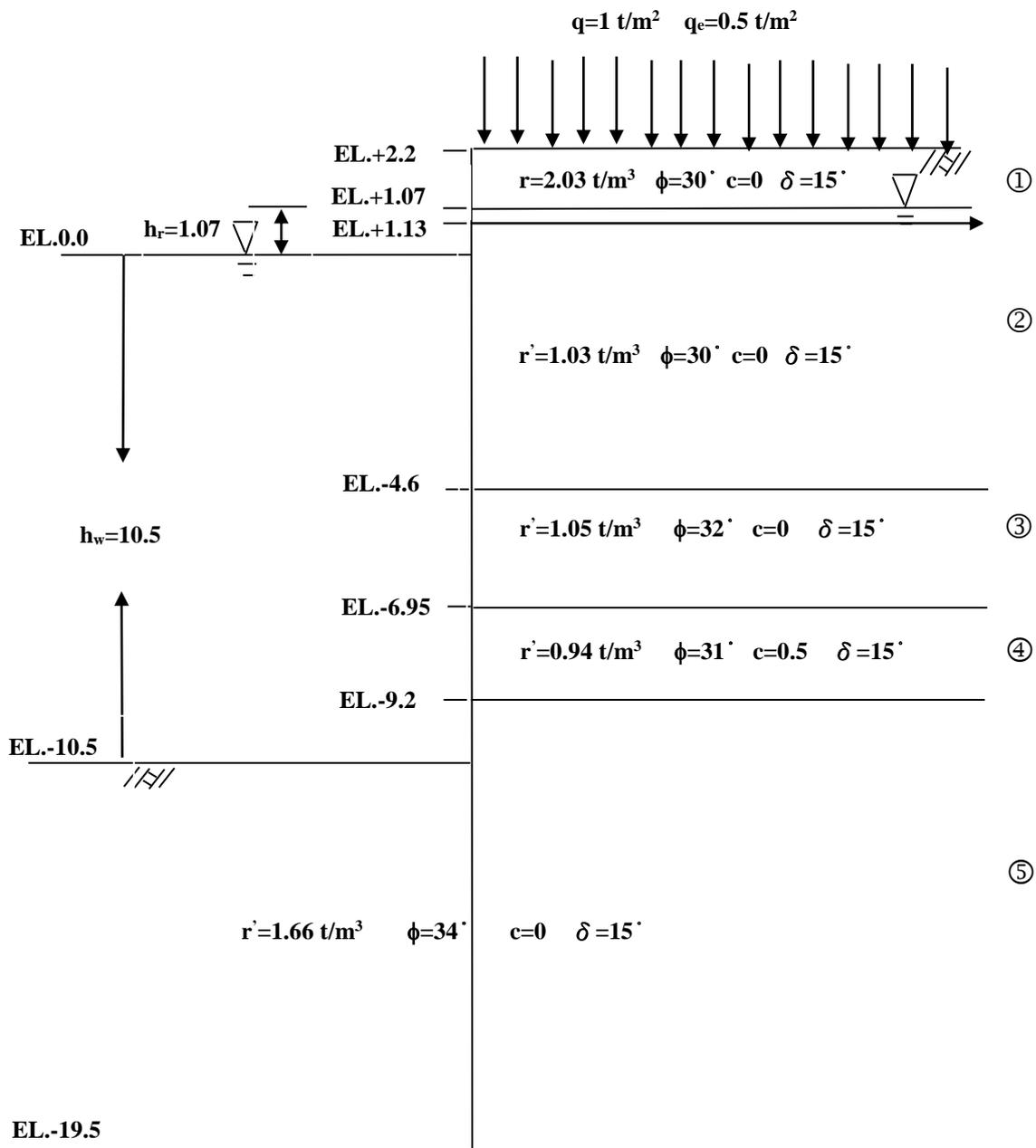


圖 4.2 碼頭各土層土壤參數示意圖

資料來源：本研究整理

4.2 性能目標

選擇性能目標應針對港埠特性、結構物之功能考慮其所擔負之角色，在震災發生時，所應提供之功能，是作為緊急物質運送或維持地區經濟社會活動，亦或防災據點等，根據此功能之不同提出不同之選擇建議。

本研究之案例為既有板樁式碼頭構造物，依「港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿）」所建議之性能等級分為 S、A、B 與 C 四級如表 2-23 所示，根據不同碼頭之用途提供建議適用之性能等級，查高雄港 45 號碼頭目前為大宗貨物進出口使用，現況如圖 4.3 所示，依表 2-23 可歸類為散雜貨碼頭，故碼頭重要度等級之分類，可屬於 B 級碼頭，故本案例將以 B 級碼頭之性能目標來評估其耐震性能是否滿足需求。

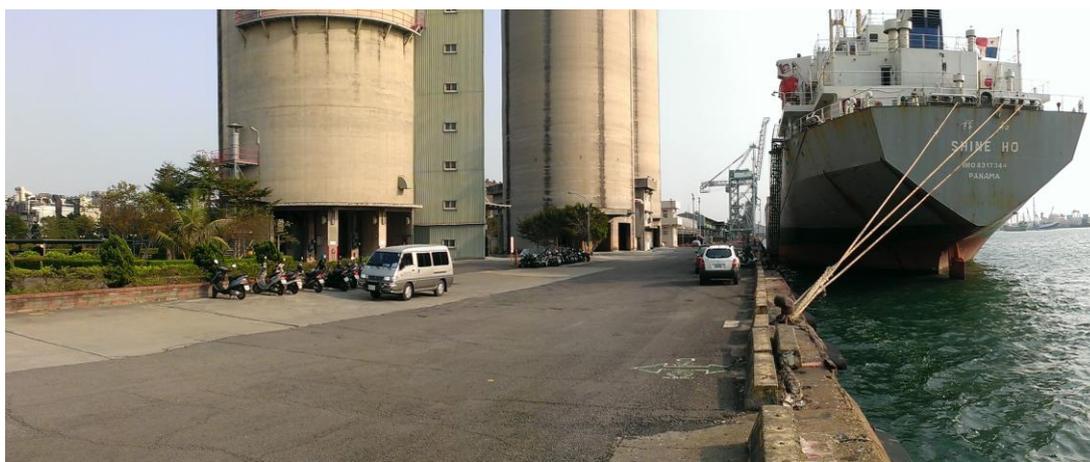


圖 4.3 高雄港 45 號碼頭現況照片

依「港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿）」規定，查得 B 級碼頭耐震性能目標如表 4-4 所示，僅需檢核等級 I 及等級 II 地震下之性能等級，並依表 3-1 選用合適之分析法驗證等級 I 及等級 II 地震下之耐震性能，最後再依表 4-5 檢核是否合乎板樁式碼頭性能可接受標準，以做為後續維護管理之參考。

表 4-4 本案例 B 級碼頭之耐震性能目標

地震力等級	損壞等級(性能等級)		
	等級 I (可使用)	等級 II (可修復)	等級 III (接近崩塌破壞)
等級 I (迴歸期約 50 年)	B		
等級 II (迴歸期約 475 年)			B
等級 III (迴歸期約 2500 年)			

表 4-5 板樁式碼頭性能可接受標準

參數		性能等級	等級 I	等級 II	等級 III
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	<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	<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
	錨碇拉桿(鋼索)		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

4.3 等級 I 地震驗證分析-簡化分析法

簡化分析法是以擬靜力的分析方式，將地震力視為施加於構造物側向的靜態慣性力，去模擬分析結構物受地震力作用下之動態反應，故對於 B 級重要度等級之結構，此類分析法可適用於所有地震等級作用下之性能評估；但對於 A 級重要度等級之結構，則僅能應用於等級 I 地震力作用下之初步設計階段或服務使用性之評估，如表 3-1 所示。

由於本案例為 B 級之結構物，依據上述的說明，簡化分析法僅適用於本案例等級 I 地震力作用下之耐震性能評估，相關評估步驟說明如下：

4.3.1 設計地震力

等級 I 的地震力(中度地震)依本研究建議採用 50 年回歸期的地震力，因 50 年回歸期的地震力計算公式目前基準(建築規範與港灣設計基準)並未訂定，而由本研究之探討結果，回歸期 50 年之地震力約為 475 年回歸期地震力除以 3.25。本研究參考建築物耐震設計規範之臺灣地區震區短週期之設計水平譜加速度係數 S_S^D ，因本案例工址位於高雄市前鎮區，查得 $S_S^D=0.6$ ，考慮震區工址之地盤效應，依其工址之平均 SPT $N=11$ ，由建築物耐震設計規範之地盤分類表屬第三類地盤，並查得短週期結構之工址放大係數 $F_a=1.2$ ，計算 $S_{DS}=F_a*S_S^D=1.2*0.6=0.72$ ，因本案例碼頭結構依港灣設計基準歸類為剛性結構，故結構基本週期可視為趨近於零，依建築物耐震設計規範規定 $S_{aD}=0.4S_{DS}$ ，故計算得 475 年回歸期水平設計震度係數 $(K_{eh})_{475}$ 為 $0.4S_{DS}=0.29$ 。所以 50 年回歸期水平設計震度係數 $(K_{eh})_{50}$ 為 $0.29/3.25=0.09$ ，考量垂直地震力 $(K_{ev}=K_{eh}/2)$ 影響，50 年回歸期設計震度係數 $(K_e)_{50}(=K_{eh}/(1-K_{ev}))$ 經計算為 0.093。

4.3.2 碼頭耐震能力

本案例碼頭耐震能力評估，係逐步地增加震度係數，透過一系列的穩定分析(包括板樁入土長度、板樁最大彎矩與錨碇力檢核)，計算出

當碼頭結構達到臨界穩定狀態時，所能夠承受的地震力大小，此即耐震性能評估的臨界震度係數 K_t ，經本研究計算分析結果得本案例碼頭之臨界震度係數 K_t 約為 0.14，其步驟及驗證過程說明如下：

1. 殘留水位(R.W.L.)

依據案例基本資料之潮位資料計算得殘留水位。

$$\begin{aligned} R.W.L. &= \frac{2}{3}(M.H.W.L. - M.L.W.L.) + M.L.W.L. \\ &= \frac{2}{3}(1.6 - 0) + 0 \\ &= 1.07\text{m} \end{aligned}$$

2. 主板樁檢核

臨界震度係數(K_t)為 0.14 時各土層之動態主動土壓力係數(k_{ae})及動態被動土壓力係數(k_{pe})，計算如表 4-6 所示。

表 4-6 各土層動主動土壓力係數 (k_{ae}) 及動被動土壓力係數 (k_{pe})

土層	q_e	r'	ϕ	c	δ	K_t	θ (徑度)	H(土層厚度)	K_{ae}	K_{pe}
1	0.5	2.03	30°	0	15°	0.14	0.14	1.13	0.40	-
2	0.5	1.03	30°	0	15°	0.28	0.27	5.67	0.53	-
3	0.5	1.05	32°	0	15°	0.28	0.27	2.35	0.49	-
4	0.5	0.94	31°	0	15°	0.28	0.28	2.25	0.53	-
5	0.5	1.66	34°	0	15°	0.28	0.22	10.4	0.41	5.11

(1)入土長度檢核

依基準規定，板樁入土長度須滿足下式

$$S.F. \leq \frac{M_p}{M_a} \dots\dots\dots(4.1)$$

式中

S.F.：安全係數（常時 1.5，地震時 1.2）

M_p ：被動土壓力對拉桿裝設點之力矩

M_a ：主動土壓力與殘留水壓力對拉桿裝設點之力矩

表 4-7 各土層動土壓力計算表($K_t=0.14$)

	動主動土壓值 (t/m ²)		動被動土壓值 (t/m ²)		土層厚度 (m)	動主動土壓力 $= \frac{\sigma_{ae}i1 + \sigma_{ae}i2}{2} \times H$ (t)		動被動土壓力 $= \frac{\sigma_{pe}i1 + \sigma_{pe}i2}{2} \times H$ (t)	
	σ_{ae}		σ_{pe}						
H1	$\sigma_{ae}11$	0.19	/	/	1.07	P _{ae1}	0.65	/	/
	$\sigma_{ae}12$	1.03							
H2	$\sigma_{ae}21$	1.37			5.73	P _{ae2}	16.58		
	$\sigma_{ae}22$	4.41							
H3	$\sigma_{ae}31$	4.09			2.35	P _{ae3}	10.99		
	$\sigma_{ae}32$	5.26							
H4	$\sigma_{ae}41$	5.64			2.25	P _{ae4}	13.92		
	$\sigma_{ae}42$	6.73							
H5	$\sigma_{ae}51$	5.26	$\sigma_{pe}11$	0	10.4	P _{ae5}	90.59	P _{pe1}	332.06
	$\sigma_{ae}52$	12.16	$\sigma_{pe}12$	73.79					

表 4-8 各土層動土壓力對錨碇拉桿力矩計算表($K_t=0.14$)

	P _{ae} (t) ①	與拉桿距離(m) ②	M _{ae} (t-m) ①×②	P _{pe} (t) ③	與拉桿距離(m) ④	M _{pe} (t-m) ③×④
H1	0.65	0.35	0.23	/	/	/
H2	16.58	3.43	56.9			
H3	10.99	7.02	77.14			
H4	13.92	9.30	129.5			
H5	90.59	16.28	1475	332.06	17.33	5754.64

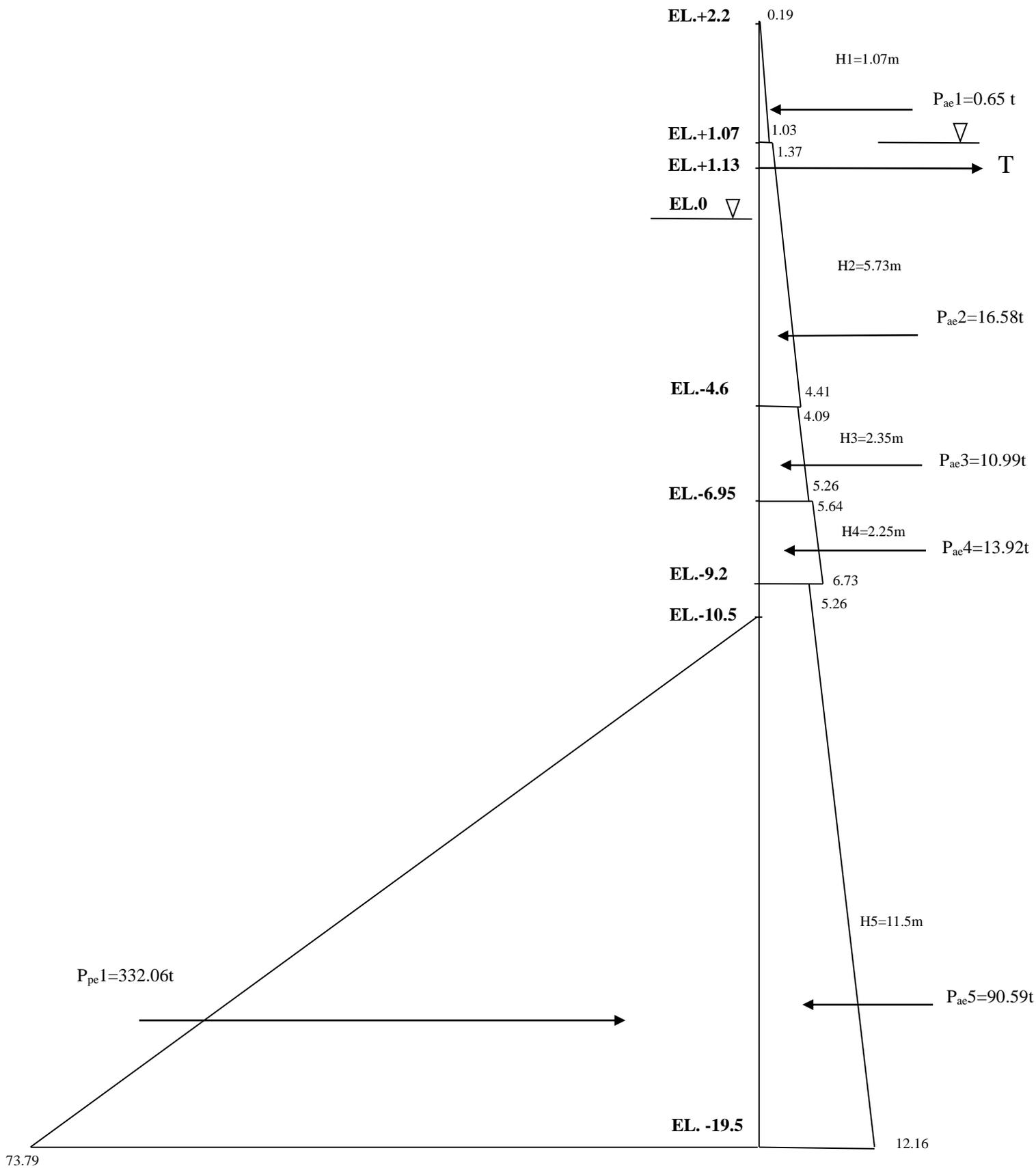


圖 4.4 板樁動土壓示意圖($K_t=0.14$)

殘留水壓對拉桿之力矩 (R_{wm})

$$\begin{aligned} R_{wm} &= 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r * 2/3 + 1.13 - 1.07) + r_w * h_r * (h_w + H_5) \\ &\quad * ((h_w + H_5) / 2 + 1.13 - 0) \\ &= 226.7 \text{ t-m} \end{aligned}$$

動水壓對拉桿之力矩 (D_{wm})

$$\begin{aligned} D_{wm} &= 7/12 * K_t * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 1.13 - 0) \\ &= 7/12 * 0.14 * 1 * 15 * 15 * (3/5 * 15 + 1.13 - 0) \\ &= 66.9 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$S.F. = \frac{M_{pe1}}{M_{ae2} + M_{ae3} + M_{ae4} + M_{ae5} + R_{wm} + D_{wm} - M_{ae1}} = 2.83 \dots\dots\dots(4.2)$$

經計算檢核，在臨界震度係數 $K_t=0.14$ 的狀況下，各土層土壓力如表 4-7 及圖 4.4 所示、各土層對錨碇拉桿之力矩如表 4-8 所示，驗證結果板樁入土長度安全係數為 2.83，如 4.2 式所示，符合基準規定地震時須大於 1.2 之規定。

(2) 主板樁最大彎矩與錨碇力檢核

依基準規定作用於板樁之最大彎矩，係假設板樁為以拉桿裝設位置及海底面為支承之簡支梁，而以海底面以上之土壓力、動水壓力及殘留水壓力為載重，如圖 4.5 所示，來計算錨碇力 (T)，進而求取主板樁之最大彎矩。

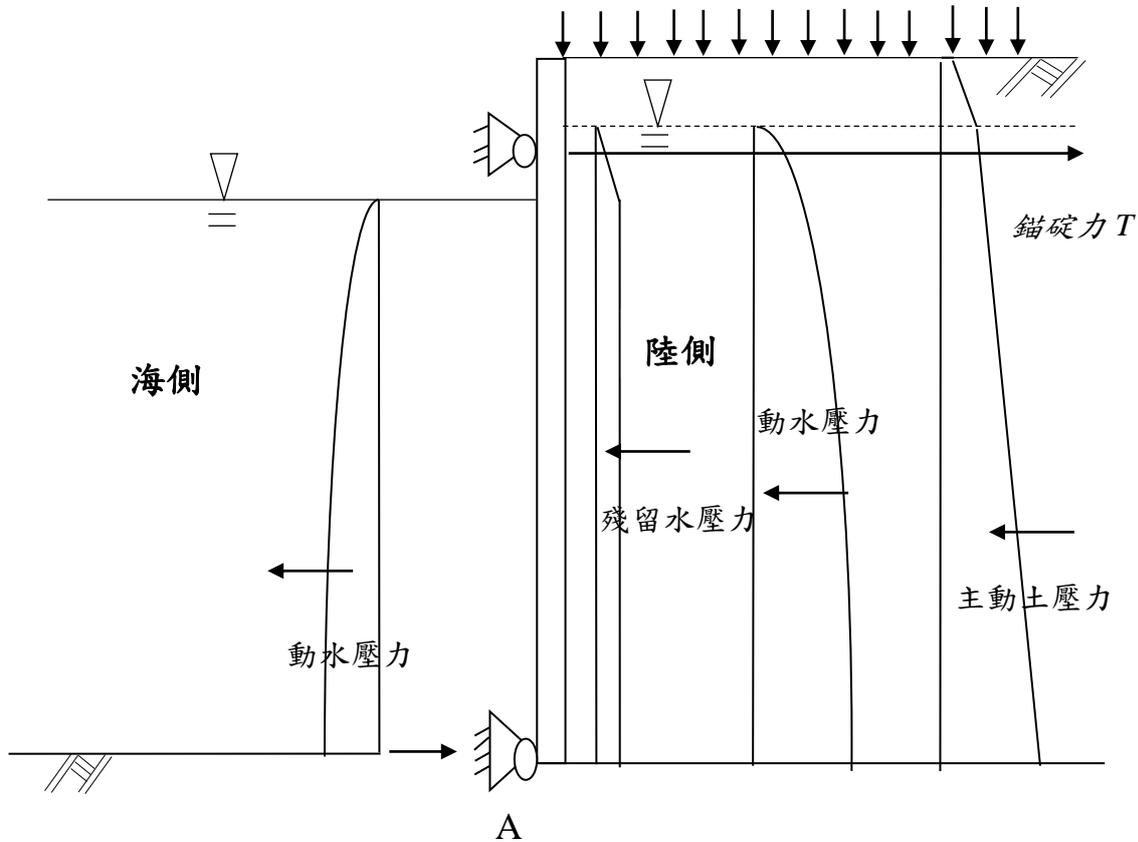


圖 4.5 板樁最大彎矩計算示意圖^[34]

背填動主動土壓力對 A 鉸點之力矩(P_{aem})

$$\begin{aligned}
 P_{aem} &= P_{ae1} \times (((2 \times \sigma_{ae11} + \sigma_{ae12}) / (\sigma_{ae11} + \sigma_{ae12})) \times H_1 / 3 + H_2 + H_3 + H_4) \\
 &+ P_{ae2} \times (((2 \times \sigma_{ae21} + \sigma_{ae22}) / (\sigma_{ae21} + \sigma_{ae22})) \times H_2 / 3 + H_3 + H_4) \\
 &+ P_{ae3} \times (((2 \times \sigma_{ae31} + \sigma_{ae32}) / (\sigma_{ae31} + \sigma_{ae32})) \times H_3 / 3 + H_4) \\
 &+ P_{ae4} \times ((2 \times \sigma_{ae41} + \sigma_{ae42}) / (\sigma_{ae41} + \sigma_{ae42})) \times H_4 / 3 \\
 &= 174.75t - m
 \end{aligned}$$

殘留水壓對 A 鉸點之力矩 (R_{wm})

$$R_{wm} = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r / 3 + h_w) + 0.5 * r_w * h_r * h_w * h_w = 64.98 t-m$$

動水壓對 A 鉸點之力矩 (D_{wm})

$$D_{wm} = 7/12 * K_t * r_w * h_w^2 * (2/5 * h_w) \\ = 37.82 \text{ t-m}$$

$$T = \frac{P_{aem} + R_{wm} + D_{wm}}{11.63} = 23.86 \text{ t/m}$$

$$T * \text{拉桿間距} = 23.86 * 1.6$$

$$= 38.18 \text{ t} < 43.1 \text{ t} \quad (\text{O.K.})$$

經檢核計算，板樁錨碇力約為 38.18 t，小於容許最大拉力 43.1 t。最大彎矩發生於距離板樁頂點 4.467 m 處，即高程 -2.27m 處，彎矩約為 205 t-m，小於基準規定的容許最大彎矩 $0.6 * f_y * z * 1.3 = 217.54 \text{ t-m}$ 。

(3) 錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

本研究依據張有麟單樁橫向承載力理論來檢核錨碇板樁之最大彎矩與入土長度。

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} \dots\dots\dots (4.3)$$

其中

T：作用於樁頭之橫向力

$$\beta：樁變形因素，\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \times B}{4EI}} \quad (\text{cm}^{-1})$$

K_h ：橫向地盤反力係數， $k_h = 0.15N$ (KN/cm²)

B：樁寬 (cm)

EI：基樁之撓曲剛度 (KN/cm²)

N：標準貫入試驗值

由設計資料得知道錨碇樁頭之土層標準平均貫入試驗值約為 10，所以 $k_h=0.15N=1.5$ ，又 B 以 40cm 代入， $EI=3.18 \times 10^9$ ，代入得 $\beta=0.0083$

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} = 0.322 \frac{38.61}{0.0083 * 100} = 14.98t - m < M_{allow} = 217.54t - m (O.K)$$

入土錨碇板樁長 $L_m = \pi/\beta$ ，由圖 4.1 斷面圖所示錨碇板樁長 10m(EL.+1m~EL.-9m)，依下式檢核結果顯示長度足夠。

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 3.79m < 10m \quad (O.K)$$

4.3.3 碼頭耐震性能評估

由 4.3.2 小節的計算得知，本案例碼頭之臨界震度係數 $K_t=0.14$ ，即為構造物最大可承受之地震係數，其與設計震度係數 K_e 之比值即為耐震安全係數：

$$F_s = \frac{K_t}{K_e} = \frac{0.14}{0.093} = 1.5$$

計算得耐震安全係數 $F_s=1.5$ ，因安全係數大於 1，故結構穩定主扳樁、錨碇拉桿及錨碇板樁構件應力屬於彈性範圍；再依表 3-3 檢核結構變位，其最大水平位移 (d) 為 21.67cm(<30cm)，沈陷量 (s) 為 4.5cm(<10cm)，檢核結果符合表 4-5 板樁式碼頭地震等級 I (50 年回歸期地震) 的性能目標。

4.4 等級 II 地震驗證分析-簡化動力分析法及動力分析

4.4.1 簡化動力分析法

依據國際航海協會基準所建議之簡化動力分析法主要是以滑動塊體法來進行碼頭之耐震性能評估，該評估方法是將碼頭結構本體理想

化為一會滑動之剛體，地震力以作用於結構體基礎之地震歷時表示，塊體在受地震力作用時會因慣性力而有向外滑移之趨勢，當此滑移之驅動力大於滑動面之極限抗剪力時，塊體會有滑動的情況產生，此時之加速度為臨界滑動加速度，將地表加速度大於臨界滑動加速度的部分雙重積分，可得到構造物之滑動位移量，即可檢核碼頭是否達到預期之性能目標，評估流程如圖 4.6 所示。

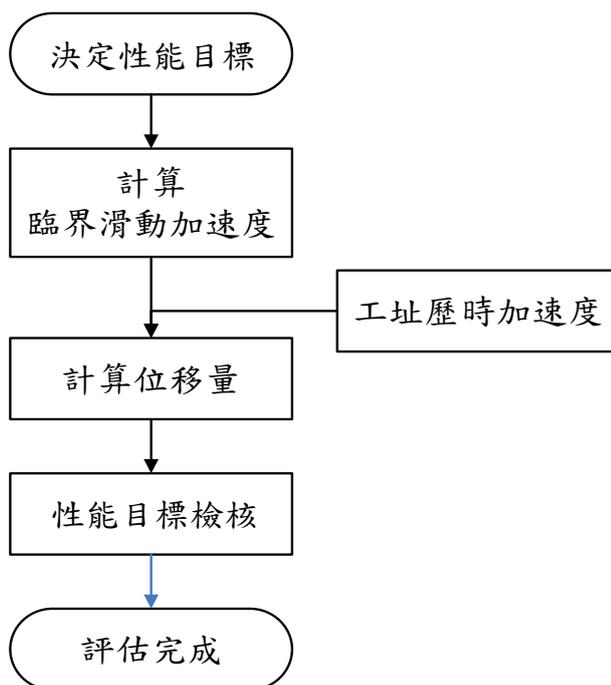


圖 4.6 簡化動力分析評估流程圖

本研究為示範簡便動力分析法應用於板樁式碼頭的耐震性能評估，將以等級Ⅱ的人造地震歷時，來示範簡便動力分析法應用於板樁式碼頭的耐震性能評估，相關步驟說明如下：

1. 人造地震

依據現行規範對人造地震之規定，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紀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。

本案例工址位於高雄港，因此人造地震之製作，係委由中興工程顧問社以本所於高雄港區所設置之地震監測站歷年所量測之地震加速度紀錄，擷取最大三筆地震紀錄為基準，來調整製作與地震彈性反應譜相符的人造地震加速度歷時。

考量本案例碼頭為東西向，故影響碼頭穩定性最大的地震為東西向的地震力，由中興工程顧問社製作的等級Ⅱ(475 年回歸期)東西向人造地震歷時如圖 4.7 所示。

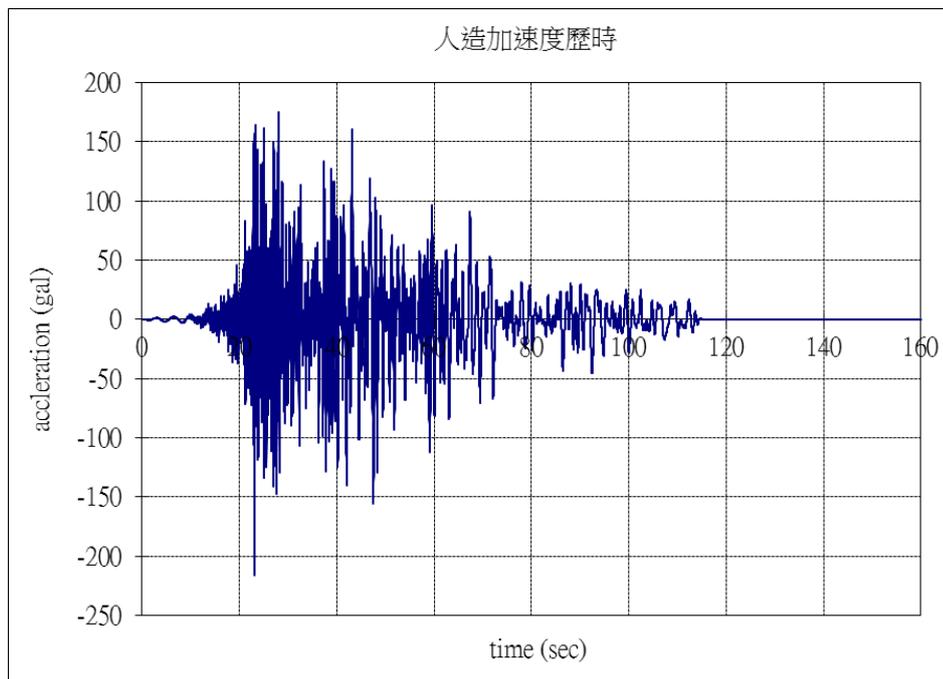


圖 4.7 等級Ⅱ地震東西向人造地震歷時

2. 變位量估算

採用滑動塊模型簡化計算板樁式碼頭在地震中的永久位移，首先需以側向土壓理論評估壁體與背填土壤之穩定性，即利用如同簡便分析得到臨界滑動加速度，臨界滑動加速度確定以後，需選擇地震加速度歷時來進行滑動塊分析，進而求得壁體相對於滑動面以下堅實基礎之位移。

(1) 土壤液化分析

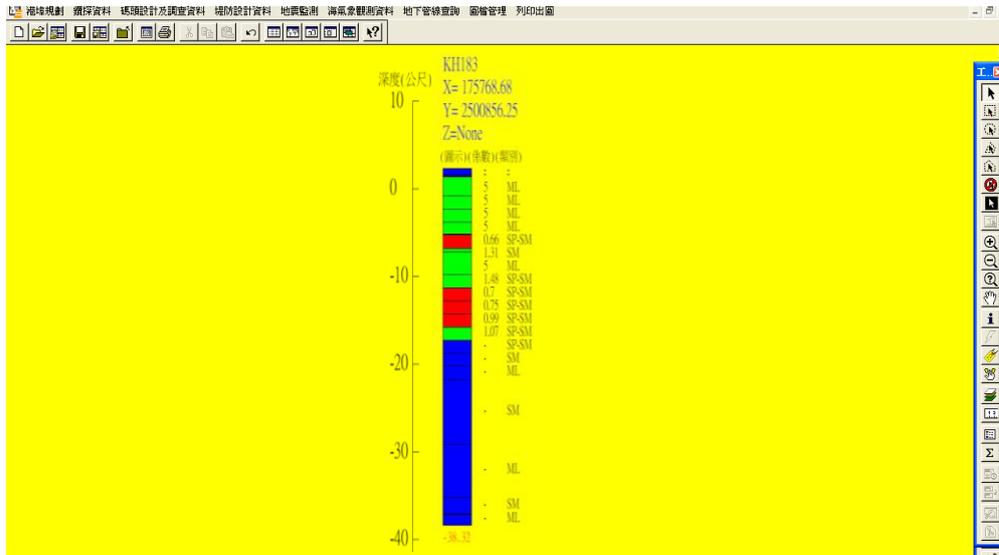


圖 4.9 碼頭鑽孔深度之抗液化安全係數

(2) 計算臨界滑移加速度

(a) 主板樁檢核

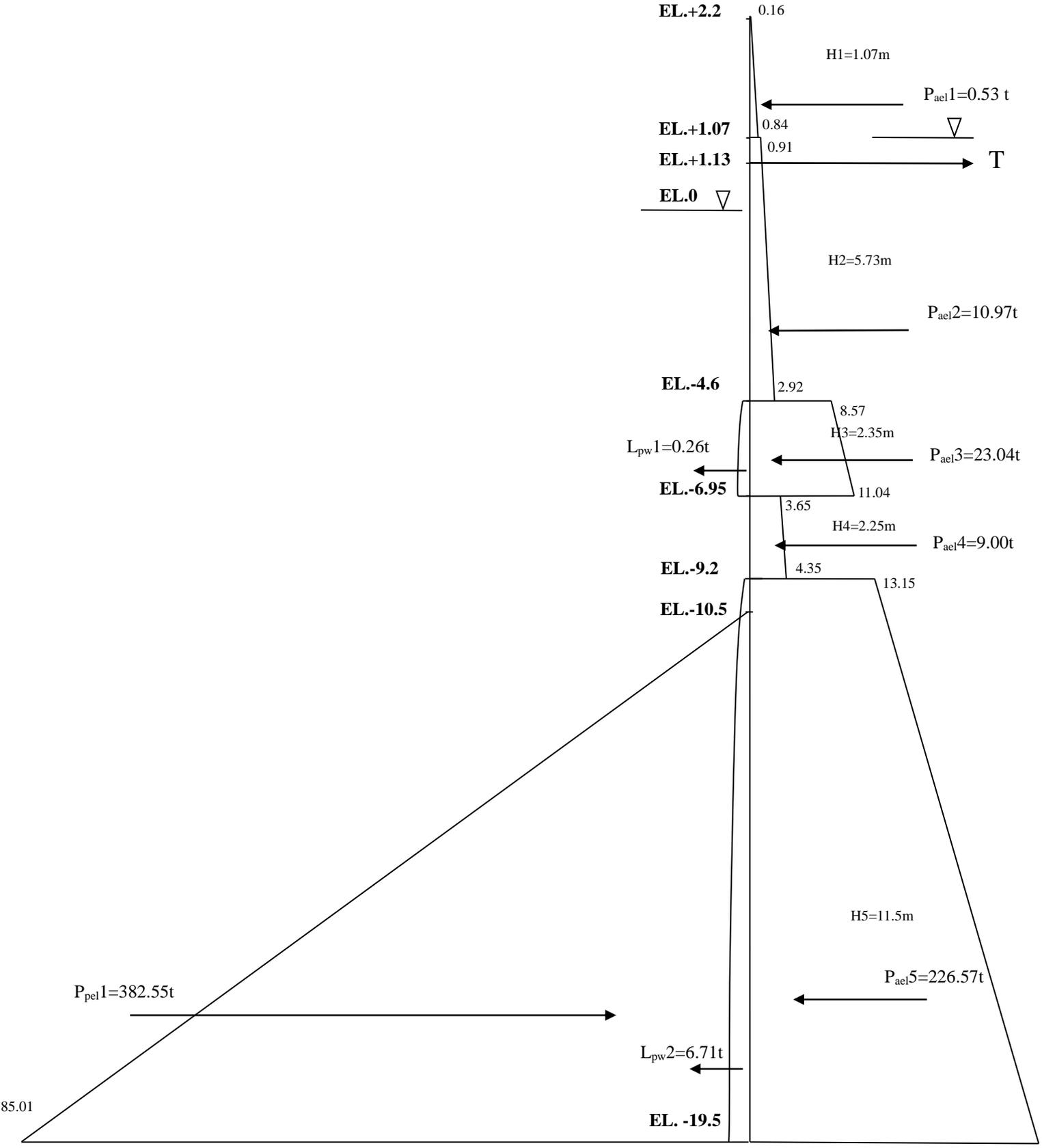
(a) 入土長度檢核

經計算檢核，在臨界震度係數 $K_t=0.04$ 的狀況下，各土層土壓力如表 4-9 及圖 4.10 所示、各土層對錨碇拉桿之力矩如表 4-10 所示，驗證結果安全係數為 1.53，大於規範要求之 1.2，故板樁入土長度足夠。

表 4-9 考慮液化下各土層動土壓力計算表($K_t=0.04$)

	動主動土壓值 (t/m^2)		土層厚度 (m)	動主動土壓力 $= \frac{\sigma_{ae}i1 + \sigma_{ae}i2}{2} \times H$ (t)		動被動土壓力 $= \frac{\sigma_{pe}i1 + \sigma_{pe}i2}{2} \times H$ (t)	
	$\sigma_{ae}i1$	$\sigma_{ae}i2$					
H1	$\sigma_{ae}i1$	0.15	1.07	$P_{ae}i1$	0.5		
	$\sigma_{ae}i2$	0.79					

H2	$\sigma_{ael}21$	0.8			5.73	P_{ael2}	9.71		
	$\sigma_{ael}22$	2.58							
H3	$\sigma_{ael}31$	8.57			2.35	P_{ael3}	23.04		
	$\sigma_{ael}32$	11.04							
H4	$\sigma_{ael}41$	3.21			2.25	P_{ael4}	7.92		
	$\sigma_{ael}42$	3.83							
H5	$\sigma_{ael}51$	13015	$\sigma_{pel}11$	0	10.4	P_{ael5}	226.57	P_{pel1}	397.71
	$\sigma_{ael}52$	30.42	$\sigma_{pel}12$	88.38					



30.42

圖 4.10 考慮液化下板樁動土壓力及動流體壓力示意圖(K_t=0.04)

表 4-10 考慮液化下各土層動土壓力及動流體壓力對錨碇拉桿力矩計
算表($K_t=0.04$)

	$P_{ael}(t)$ ①	動流體 壓力(t) ②	P_{ael} 與拉桿 距離(m) ③	動流體壓力與 拉桿距離(m) ④	$M_{ael}(t-m)$ ①×③+②×④	$P_{pel}(t)$ ⑤	P_{pel} 與拉桿 距離(m) ⑥	$M_{pel}(t-m)$ ⑤×⑥
H1	0.53	0	0.35	0	0.19	/	/	/
H2	10.97	0	3.43	0	37.63			
H3	23.04	0.26	7.02	1.47	162.12			
H4	9.00	0	9.30	0	83.7			
H5	226.57	6.71	16.28	16.64	3800	382.55	17.33	6629.59

液化時之動流體壓力

$$L_{pw1} = 7/12 * K_t * (r_3' + r_w) * H_3 * H_3 = 0.26 \text{ t}$$

$$L_{pw2} = 7/12 * K_t * (r_5' + r_w) * H_5 * H_5 = 6.71 \text{ t}$$

液化土層對拉桿之力矩 (Lpm)

$$M_{ael3} = P_{ael3} * (((\sigma_{ael31} + 2 * \sigma_{ael32}) / (\sigma_{ael31} + \sigma_{ael32})) * (H_3/3 + 1.13 - 1.07) + L_{pw1} * (3/5 * H_3 + 1.13 - 1.07)) = 162.12 \text{ t-m}$$

$$M_{ael5} = P_{ael5} * (((\sigma_{ael51} + 2 * \sigma_{ael52}) / (\sigma_{ael51} + \sigma_{ael52})) * (H_5/3 + H_4 + H_3 + H_2 + 1.13 - 1.07) + L_{pw2} * (5/3 * H_5 + H_4 + H_3 + H_2 + 1.13 - 1.07)) = 3800 \text{ t-m}$$

殘留水壓對拉桿之力矩 (R_{wm})

$$R_{wm} = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r * 2/3 + 1.13 - 1.07) + r_w * h_r * (h_w + H_5) * ((h_w + H_5) / 2 + 1.13 - 1.07) = 226.7 \text{ t-m}$$

動水壓對拉桿之力矩 (D_{wm})

$$\begin{aligned}
D_{wm} &= 7/12 * K_t * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 1.13 - 0) \\
&= 7/12 * 0.01 * 1 * 11.5 * 11.5 * (3/5 * 11.5 + 1.13 - 0) \\
&= 19.1 \text{ t-m}
\end{aligned}$$

$$S.F. = \frac{M_{pel}}{M_{ael2} + M_{ael3} + M_{ael4} + M_{ael5} + Rwm + Dwm - M_{ael1}} = 1.53$$

(b) 主板樁最大彎矩與錨碇力檢核

背填動主動土壓力及動流體壓力對 A 鉸點之力矩 (Pam)

$$\begin{aligned}
P_{aelm} &= \\
&P_{ae1} \times (((2 \times \sigma_{ae11} + \sigma_{ae12}) / (\sigma_{ae11} + \sigma_{ae12})) \times H_1 / 3 + H_2 + H_3 + H_4) \\
&+ P_{ae2} \times (((2 \times \sigma_{ae21} + \sigma_{ae22}) / (\sigma_{ae21} + \sigma_{ae22})) \times H_2 / 3 + H_3 + H_4) \\
&+ L_{pw1} \times (2/5 \times H_3 + H_4) \\
&+ P_{ae3} \times (((2 \times \sigma_{ae31} + \sigma_{ae32}) / (\sigma_{ae31} + \sigma_{ae32})) \times H_3 / 3 + H_4) \\
&+ P_{ae4} \times ((2 \times \sigma_{ae41} + \sigma_{ae42}) / (\sigma_{ae41} + \sigma_{ae42})) \times H_4 / 3 \\
&= 169.72 \text{ t-m}
\end{aligned}$$

殘留水壓對 A 鉸點之力矩 (R_{wm})

$$R_{wm} = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r/3 + h_w) + 0.5 * r_w * h_r * h_w * h_w = 64.98 \text{ t-m}$$

動水壓對 A 鉸點之力矩 (D_{wm})

$$\begin{aligned}
D_{wm} &= 7/12 * K_t * r_w * h_w^2 * (2/5 * h_w) \\
&= 7/12 * 0.01 * 1 * 15 * 15 * (2/5 * 11.5) \\
&= 10.8 \text{ t-m}
\end{aligned}$$

$$T = \frac{Pam + Rwm + Dwm}{11.63} = 21.11 \text{ t}$$

$$T * \text{拉桿間距} = 21.11 * 1.6$$

$$= 33.78 \text{ t} < 43.10 \text{ t} \quad (\text{O.K.})$$

經由檢核計算得最大彎矩發生在距碼頭面 5.63m 處，即高程

-4.23m 處。 $M_{\max}=192.42t\cdot m < 0.6\cdot f_y\cdot z\cdot 1.3=217.54t\cdot m$ (O.K.)

(c) 錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

由於錨碇之部分土層已液化，由公路橋樑耐震設計規範規定，其土壤參數要做適當的折減，依據賴聖耀本土化液化潛能評估理論分析的結果，液化土層之抗液化安全係數 (F_L) 均值約為 0.8，如圖 4.9 所示，液化土層距地表面之深度介於 6.8~7.65m 間，查公路橋樑耐震設計規範得其土壤參數折減係數 (D_E) 為 0.667，所以依其設計資料顯示，該土層之標準貫入試驗值為 10，經折減後為 6.67，所以 $k_h=0.15N=1$ ，又 B 以 40cm 代入， $EI=3.18\times 10^9$ ，代入得 $\beta=0.00749$ 。

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} = 0.322 \frac{31.21}{0.00749 * 100} = 13.42t - m < M_{allow} = 217.54t - m (O.K)$$

入土錨碇板樁長 $L_m=\pi/\beta$ ，由圖 4.1 斷面圖所示錨碇板樁長 10m(EL.+1m~EL.-9m)，依下式檢核結果顯示長度足夠。

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 4.19m < 10m \quad (O.K.)$$

考慮土壤發生液化之臨界震度係數為 $K_t=0.04$ ， $K_t = \frac{K_h}{1 - \frac{K_h}{2}} = 0.04$ ，換算成臨界滑動水平震度係數為 $(K_h)_{cr}=0.039$ ，

臨界滑動加速度 $a_t=0.039*980=39.43gal$ 。依圖 4.6 的評估流程推估結果，結構體滑動位移量為 76.46cm，如圖 4.11 所示。

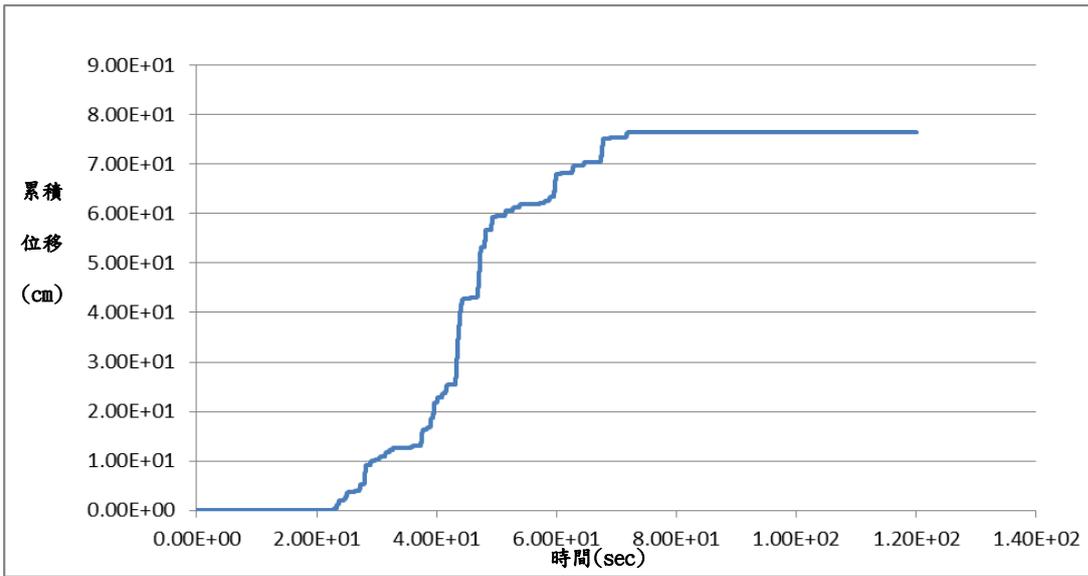


圖 4.11 考慮液化因素之碼頭滑動量分析結果

而由前述 4.3 節在未發生土壤液化之臨界滑動震度係數

$$K_t = \frac{K_h}{1 - \frac{K_h}{2}} = 0.14$$

，換算成臨界滑動水平震度為 $(K_h)_{cr} = 0.13$ ，臨界

滑動加速度 $a_t = 0.13 * 980 = 127 \text{ gal}$ ，同樣依圖 4.6 的評估流程推估結果，可知結構體滑動位移量為 0.48cm，如圖 4.12 所示。

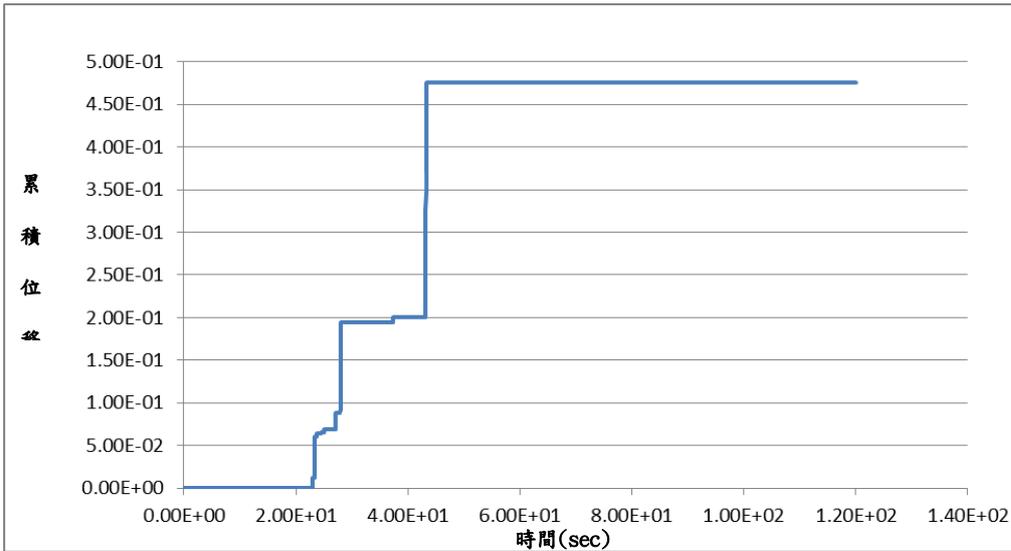


圖 4.12 未發生液化因素之碼頭滑動量分析結果

由上述的評估結果顯示，本案例若不考慮背填土壤發生液化，其臨界滑動加速度 a_l 為 127gal，碼頭僅產生 0.48cm 的滑動位移量，但若將背填土壤發生液化的因素納入考量，則臨界滑動加速度 a_l 降為 39.43gal，碼頭產生 76.46cm 的滑動位移量，兩者評估結果差異甚大。由此可知，板樁式碼頭的耐震能力評估過程，是否有將背填土壤發生液化的因素納入考量，對評估結果有很大的影響。

3. 碼頭耐震性能評估

由表 4-4 及表 4-5 等級 B 之碼頭耐震性能目標及可接受標準顯示，在等級 II 地震力作用下，B 級碼頭的性能目標已達到無法使用的狀態，故無需檢核碼頭之相關變位量，但其性能狀態需處於接近崩塌破壞狀態，故須檢核相關結構構件的應力狀態是否超過韌性容量或極限應變的狀態，由上面的檢核可知，在等級 II 地震力作用下，當背填土壤發

生液化，錨碇拉桿、主板樁及錨碇板樁仍在彈性範圍內，符合表 4-5 結構體最大反應下之應力或應變之規定，故檢核結果本案例碼頭滿足等級 II 地震力 B 級碼頭的性能目標。

4.4.2 動力分析法

碼頭結構物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，模擬結構與土壤互制的行為，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紀錄作為輸入運動，進行非線性動力歷時數值分析，探討在所考量地震等級下，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。

本研究考量本所擁有軟體及相關文獻研究的成果，評估結果決定採用有限差分法應用軟體 FLAC 來進行板樁式碼頭的動力耐震能力評估。

本研究參考成大張文忠教授^[45]與海大顧承宇教授^[46]有關板樁式與重力式碼頭之動力分析研究報告，建立本案例之 FLAC 動態有效應力數值模擬程序包括：1) 建立碼頭模型網格；2) 設定土壤參數；3) 建立結構元件；4) 設定靜態邊界條件並進行重力力學平衡計算；5) 施加海水側向力；6) 設定地下水位線進行滲流平衡；7) 靜態系統力學平衡；8) 設定液化土層以 Finn 模式模擬；9) 給予阻尼參數和吸能邊界條件；10) 施加動態邊界條件並進行評估。詳細說明如下：

1. 建立碼頭模型網格

本案例係依照圖 4.1 碼頭斷面圖建立模型網格。網格數為橫向 140 格及縱向 80 格所組成，模擬範圍為長 120m 及高 60m，背填區涵蓋 60m，並將土層依不同土層性質區分為五區，如圖 4.13 所示。

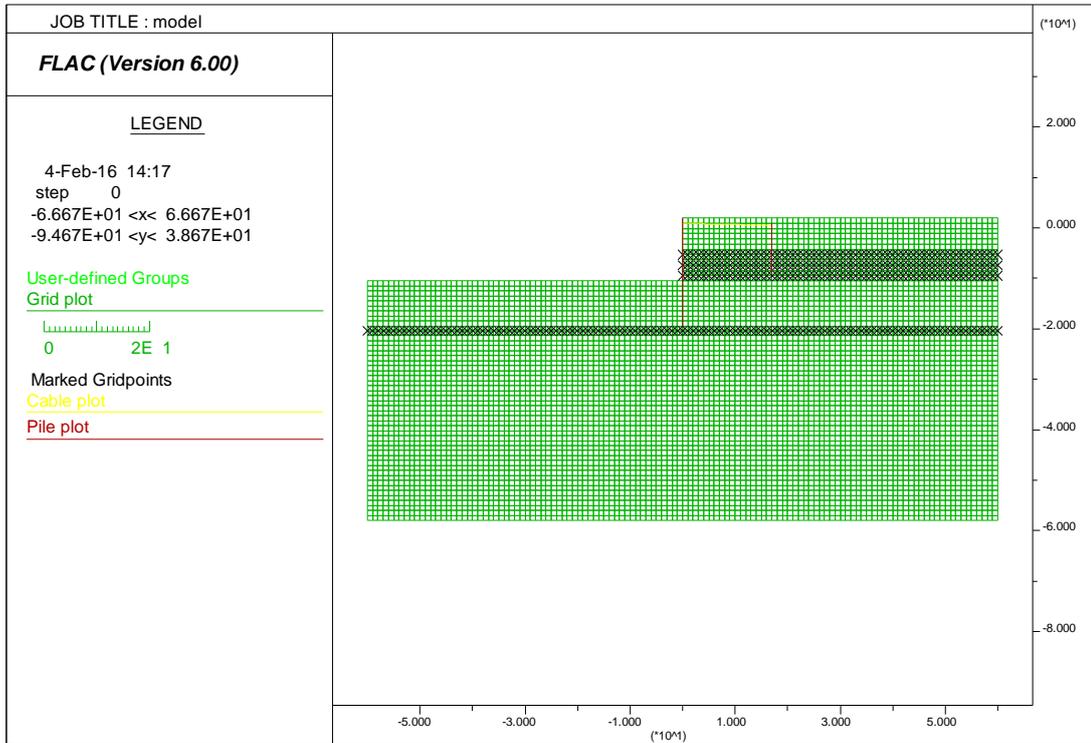


圖4.13 板樁碼頭數值模擬網格圖

2. 設定土壤參數

本研究中之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。剪

力模數、統體模數之轉換公式分別利用式(4.4)與式(4.5)分別求出，本案例數值模擬所採用之材料強度參數表如表 4-11 所示。各土層材料參數分層圖如圖 4.14 所示。

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots(4.4)$$

$$B = \frac{E}{3(1-2\nu)} \dots\dots\dots(4.5)$$

其中 G 為剪力模數；B 為統體模數；E 為楊氏模數；ν 為包松比。

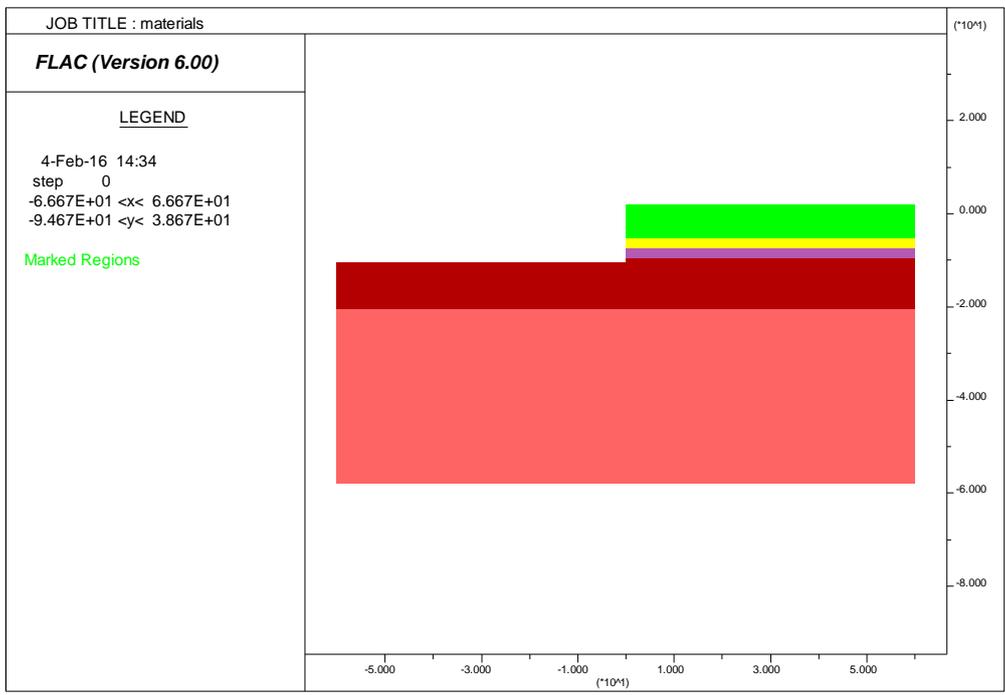


圖4.14 材料參數分層圖

表 4-11 動態分析土層參數表

土層	1	2	3	4	5
高程範圍(m)	2.2~-4.6	-4.6~-6.95	-6.95~-9.2	-9.2~-19.6	-19.6~-60
密度 (kg/m ³)	1400	1700	1500	1700	1600
N _{1,60}	3	13	10	16	26
包松比	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
剪力模數(MPa)	38	43	26	74	115

統體模數(MPa)	84	95	57	160	249
凝聚力(Pa)	0	0	0	0	0
摩擦角(deg)	30	32	31	34	38
Finn Parameter C1	0.39	0.09	0.17	0.21	0.27
Finn Parameter C2	1.02	4.19	2.31	1.82	1.47

3. 建立板樁結構元件及添加界面元素

板樁以基樁(pile)元素模擬，並將間距設為零，以模擬連續之板樁，拉桿以 cable 元素模擬，並將其兩端點固定於之主板樁高程(EL=1m)與錨碇板樁(EL=0.5m)之節點，所有結構元素之長度均為 1m 以與土壤元素節點連結，板樁上下兩端點均與土壤連結，使基樁位移與周圍土壤相同，且自動形成鉸接(hinge)端點。各結構元素之參數如表 4-12 所示，基樁元素中與土壤連結之介面元素以符合 Mohr-Columb 行為之介面彈簧參數模擬，FLAC 程式介面元素之主要參數包括摩擦角、正向勁度與切向勁度，依據 FLAC 使用手冊之建議，通常切向勁度建議值為鄰近土層剪力模數之十倍，而正向勁度為切向勁度之四倍至十倍間，對無經驗之工程師來說，亦可使用建議公式進行設定，如式(4.6)所示，另軟弱土層與堅硬岩盤之摩擦角則介於 15 度至 30 度之間。本研究案例選用參數如表 4-13 所示，結構元素模型如圖 4.15 所示。

$$K_n = 10K_s = \max \left[\frac{(K + \frac{4}{3}G)}{\Delta z_{\min}} \right] \dots\dots\dots(4.6)$$

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 4-12 結構元素參數表

	Elastic Modulus (GPa)	Moment of Inertia (m ⁴)	Cross Sect. Area (m ²)	Mass Density (kg/ m ³)	Pile Perimeter (m)
--	-----------------------	-------------------------------------	------------------------------------	------------------------------------	--------------------

Sheet Pile 1	210	1.51×10^{-3}	0.034	7850	0.4
Sheet Pile 2	210	1.51×10^{-3}	0.034	7850	0.4
Cable	210	--	6.91×10^{-4}	7850	--

表 4-13 基樁元素中之 Mohr-Coulomb 介面參數表

	Normal Stiffness (MPa)	Shear Stiffness (MPa)	Normal Coh. (N/m)	Shear Coh. (N/m)	Normal Friction (deg)	Shear Friction (deg)
板樁與土壤	2960	740	2500	2500	30	30

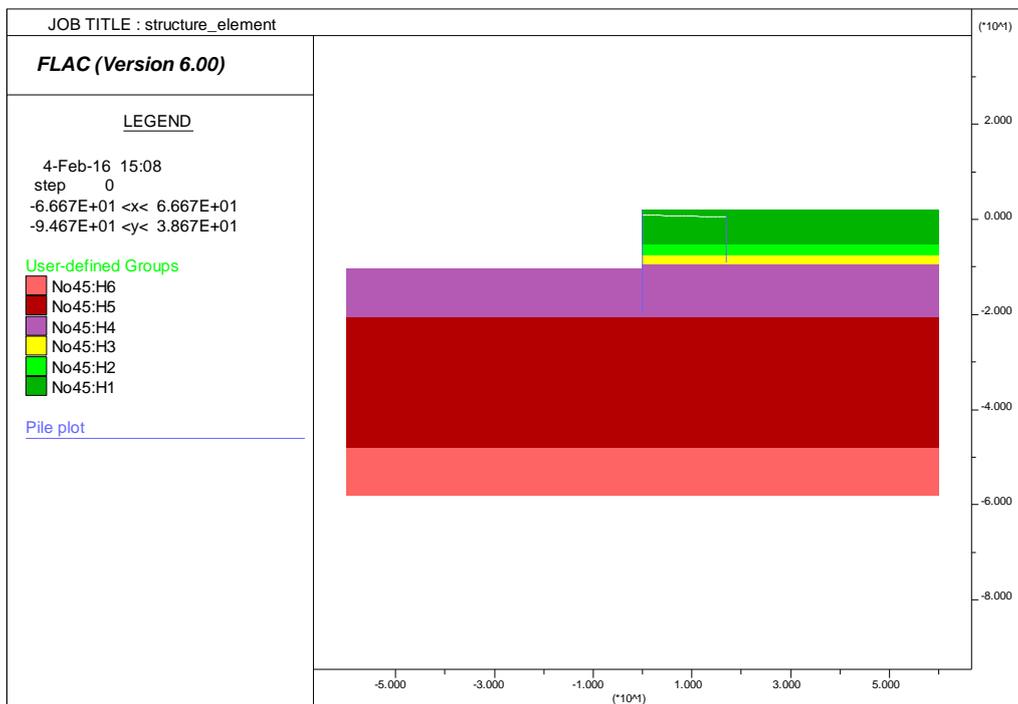


圖4.15 結構元素模型圖

4. 設定靜態邊界條件進行重力力學平衡

靜態邊界條件為固定左右兩邊土層，只允許縱向變位，底部固定，只允許橫向變位，上部則為自由邊界。接著給予重力，使土體自然產生初始應力，並進行重力力學計算以達到平衡。

5. 施加海水側向力

施加側向靜水壓力，如圖 4.16 所示。

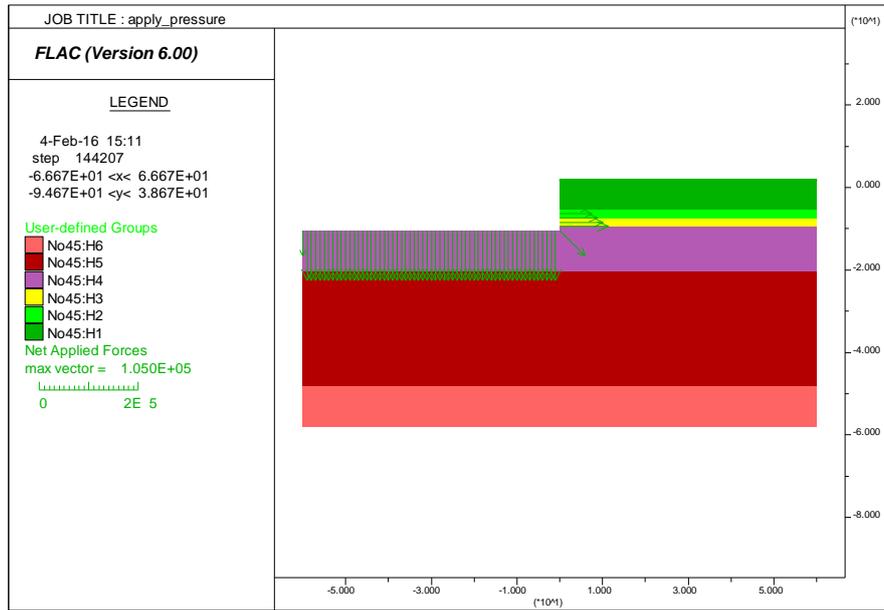


圖4.16 施加側向靜水壓力

6. 設定地下水位線進行滲流平衡

地下水位為地表下 0.9m 處，指定土體中及自由面上之飽和面，並進行飽和面以下的土體達滲流平衡之計算，如圖 4.17 所示。

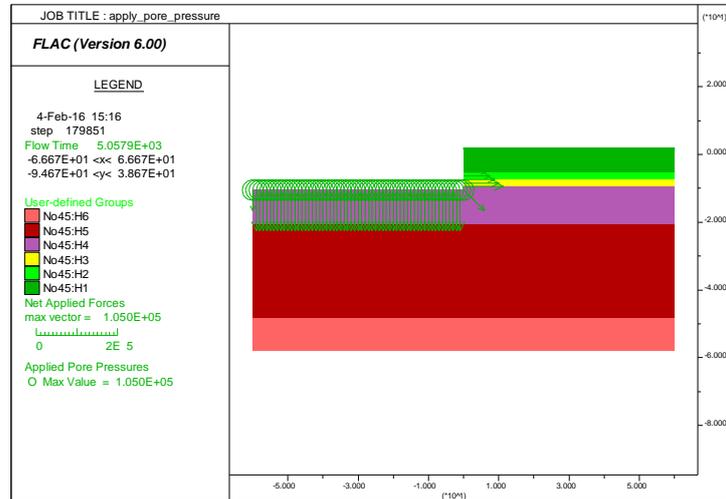


圖4.17 指定土體中及自由面上之飽和層示意圖

7. 靜態系統力學平衡

待滲流平衡後，關閉滲流模式，再開啓重力場並進行土體力學平衡之計算。此階段必須監測不平衡力，待不平衡力收斂，才表示土體達力學平衡，如圖 4.18 所示。

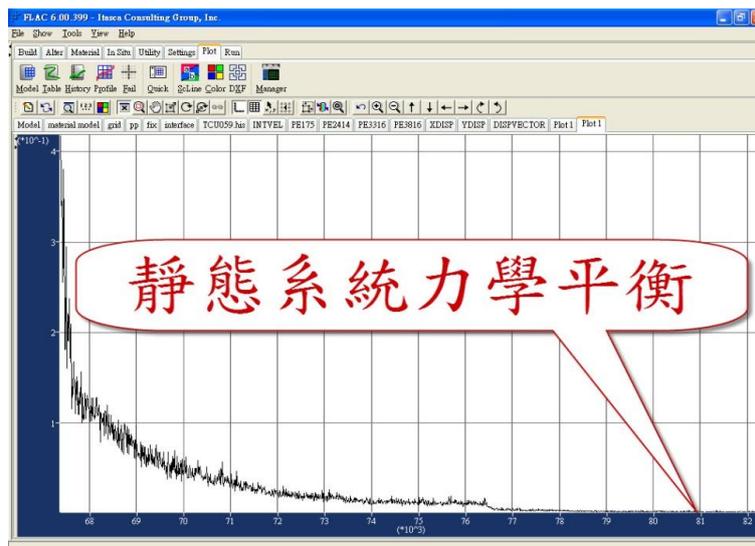


圖4.18 靜態系統力學平衡之示意圖

8. 指定Finn-Martin model於飽和砂土以模擬液化情形

當動態-地下水滲流計算模組採用時，FLAC 對於動態荷重所造成孔隙水壓激發，基本上只是考量荷載作用時，孔隙體積改變所造成之孔隙水壓改變，並無法模擬剪力波傳遞所造成之沉陷及孔隙水壓上升現象，其平均孔隙水壓維持定值。然而，事實上對於某些砂土中，在反覆剪力荷重作用下，孔隙水壓會有相當高之增量，在此一過程中可能使元素之有效應力趨近為零，導致液化現象的產生。為模擬孔隙水壓激發之物理現象，Martin 等人於 1975 發展四參數模式，如式(4.7)所示，而 Byrne 於 1991 發展兩參數模式，如式(4.4)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，經計算得 C_1 、 C_2 如表 4-11 所示，將可能產生液化之土層，以 Finn 模式進行建置，本研究參考圖 4.8 及 4.9 的液化評估結果，設定 H2 及 H4 之背填土壤為 Finn 模式。

$$\Delta\varepsilon_{vd} = C_1(\gamma - C_2\varepsilon_{vd}) + \frac{C_3\varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4\varepsilon_{vd}} \dots\dots\dots(4.7)$$

$$\frac{\Delta\varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp\left(-C_2 \frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right) \dots\dots\dots(4.8)$$

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

9. 設定阻尼參數和吸能邊界條件

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(4.9)。而

臨界阻尼比之計算如式(4.10)，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(4.11)，一般介於 6 至 10 之範圍。本研究選用臨界阻尼比為 5%、共振頻率為 6。

$$C = \alpha M + \beta K \dots\dots\dots(4.9)$$

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \dots\dots\dots(4.10)$$

$$f_{\min} = \omega_{\min} / 2\pi \dots\dots\dots(4.11)$$

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. 施加動態邊界條件並進行評估

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板樁式碼

頭分析之動態邊界條件較為妥當。

11. 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，由於中興工程顧問社製作的等級Ⅱ人造地震歷時(如圖 4.7 所示)長達 120 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，本研究取 5 秒至 55 秒，共 50 秒，如圖 4.19 所示。

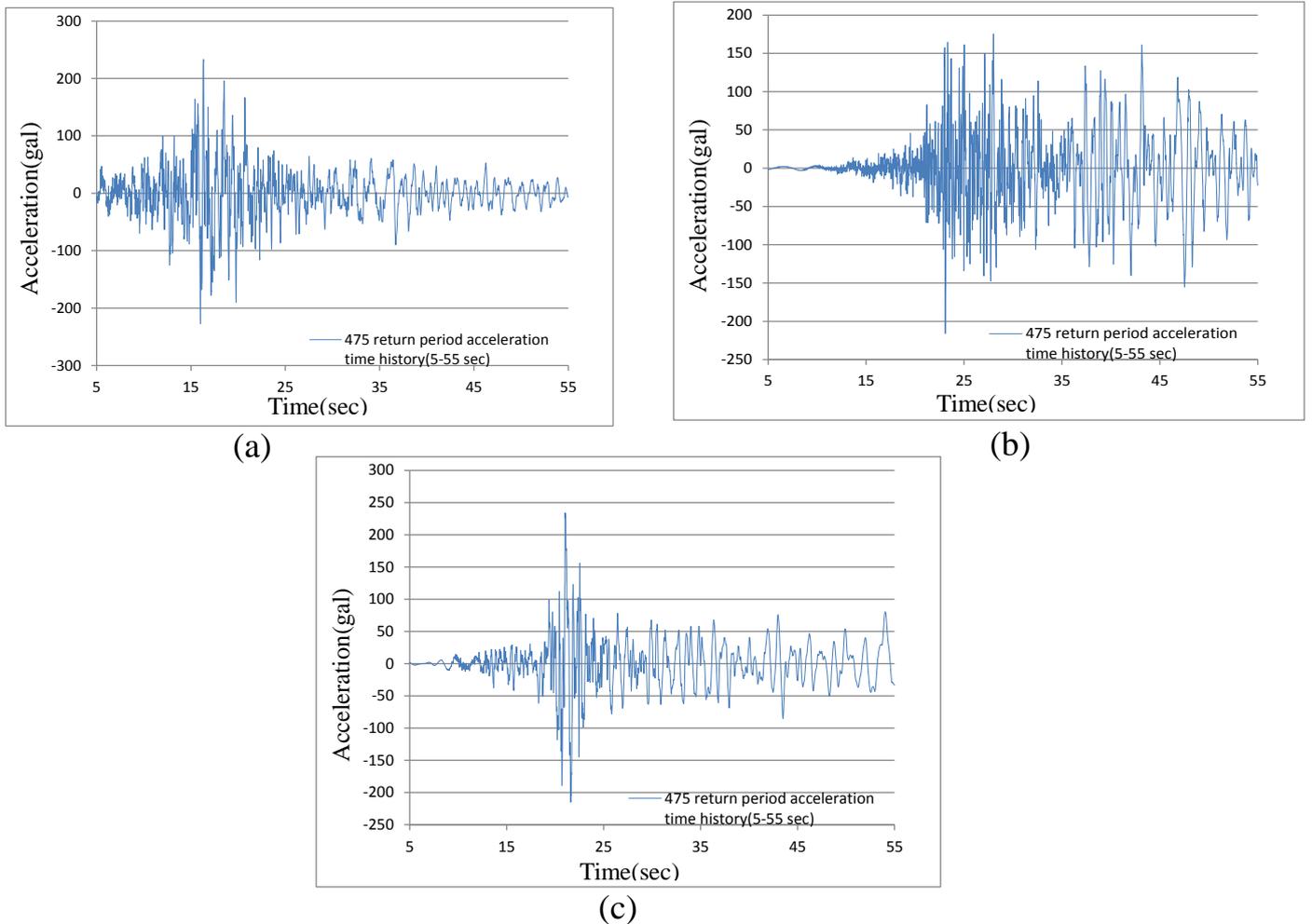


圖 4.19 等級Ⅱ3組人造地震歷時 (5~55 秒)，(a)第 1 組、(b)第 2 組、(c)第 3 組

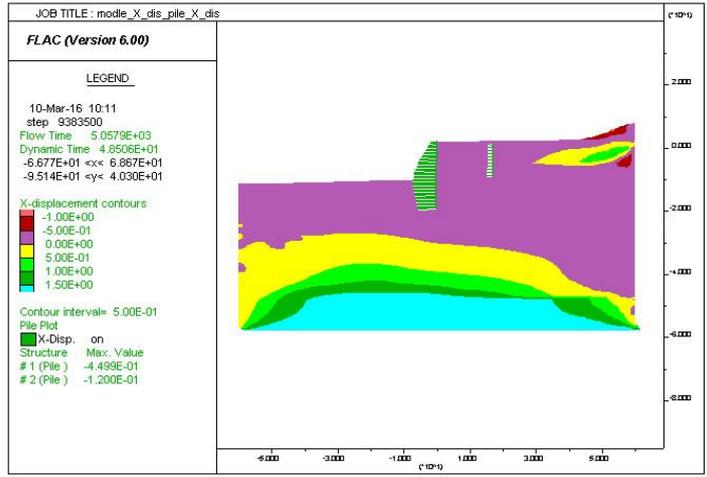
12. 評估結果

(1) 等級 II 地震力(475年回歸期)性能評估

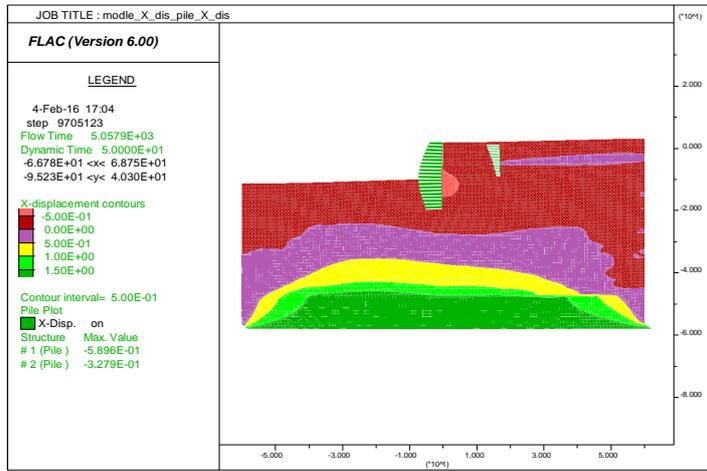
經 FLAC 動力分析結果，本研究在等級 II 3 組人造地震力作用下，板樁、錨碇板樁與模型的 X 向變位如圖 4.20 所示，其板樁及錨碇板樁最大變位如表 4-14 所示。板樁與錨碇板樁之最大彎矩如圖 4.21 所示，板樁及錨碇板樁最大彎矩如表 4-14 所示，結果顯示均小於降伏彎矩(217.54t-m)。錨碇拉桿最大應力如表 4-14 所示，均小於容許拉力 43.1t。

依表 4-5 板樁式碼頭性能可接受標準（等級 II 地震力）可知，因板樁、錨碇樁與錨碇拉桿之應力均在彈性範圍，故通過「臺灣構造物耐震性能設計手冊（草稿）」所訂的 B 級碼頭性能目標（不超過韌性容量或應變極限）。

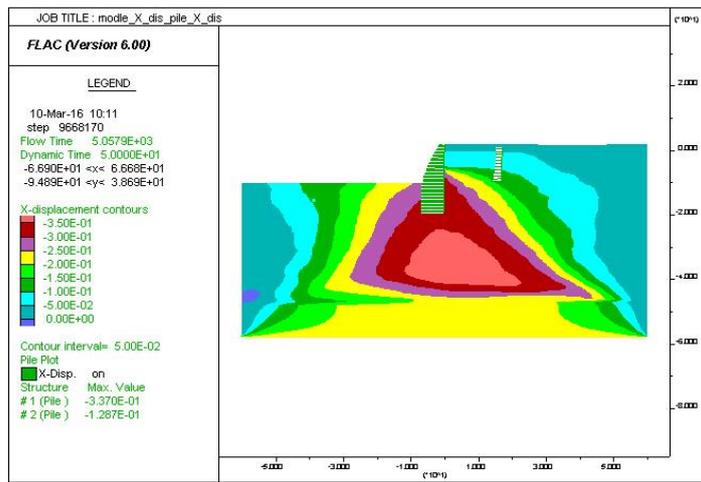
由碼頭之變位量可知，雖碼頭變位最大已達 0.59m，但結構構件之應力均在彈性範圍，其原因可由圖 4.20 板樁、錨碇板樁與模型的 X 向變位圖瞭解，此時碼頭後線板樁與錨碇板樁間之土體可能因地震的因素，導致土壤軟化無法支撐結構，造成結構體與土體往海側產生滑動，也間接地造成構件無足夠的土壤支撐力來抵抗地震力，故無法達到降伏破壞，因此，研判可能因為上述之因素，使得主板樁、錨碇板樁及錨碇拉桿構件應力狀態仍在彈性範圍內。而碼頭最大變位已達 0.59m，於此情況下岸肩及背填土區應已產生破壞情形，致使喪失其性能或甚至已達無法修復狀態，以表 4-4 B 級板樁式碼頭之耐震性能目標來檢核，其為允許損壞等級 III(接近崩塌破壞)之性能目標，故通過 B 級碼頭性能目標檢核。



(a)

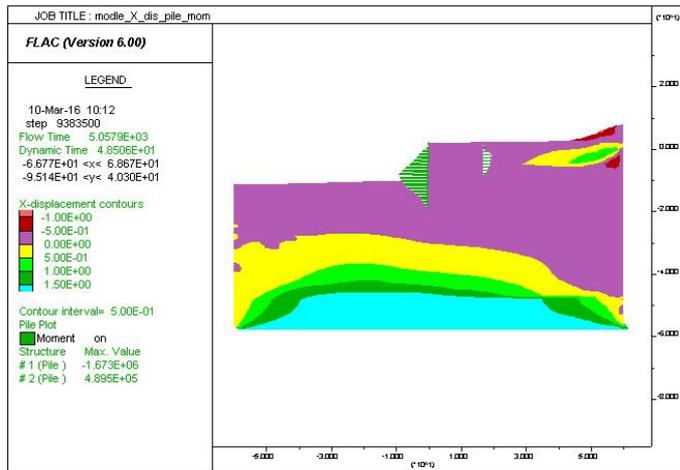


(b)

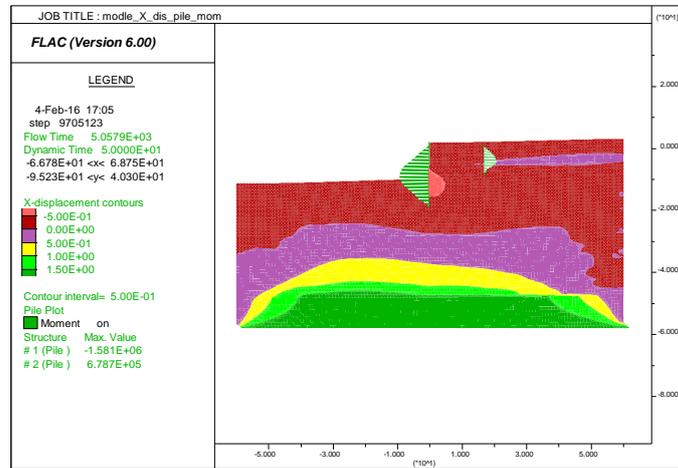


(c)

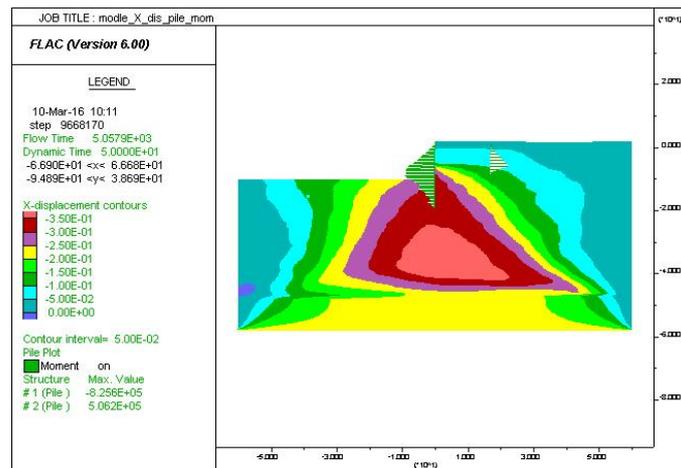
圖 4.20 等級 II 地震力板樁、錨碇板樁與模型的 X 向變位，(a) 第 1 組、(b) 第 2 組、(c) 第 3 組



(a)



(b)



(c)

圖 4.21 等級 II 地震力板樁與錨碇板樁之彎矩圖與模型的 X 向變位，(a)第 1 組、(b)第 2 組、(c)第 3 組

表4-14 等級Ⅱ3組人造地震力作用下板樁與錨碇板樁最大變位、彎矩及錨碇拉桿最大應力

	最大變位(m)		最大彎矩(t-m)		錨碇拉桿最大應力(t)
	板樁	錨碇板樁	板樁	錨碇板樁	
第1組	0.45	0.12	167.3	49.0	33.2
第2組	0.59	0.33	158.1	67.9	30.6
第3組	0.34	0.13	83.6	50.6	15.7

4.5 小結

依表 3-1 各類驗證分析法之應用時機可知，B 級板樁式碼頭可以簡化動力分析及動力分析進行檢核評估，經 4.4.1 及 4.4.2 節分別以上兩分析法進行評估結果顯示，其主板樁、錨碇板樁及錨碇拉桿構件應力狀態仍處於彈性範圍，符合「港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿）」B 級板樁式碼頭的性能目標（不超過韌性容量或應變極限），針對碼頭位移量估算簡化動力分析所得之結果（0.76m）大於動力分析法所得之結果（0.59m），可知以簡化動力分析法所得之碼頭位移量估算偏於保守。另外，由簡化動力分析法評估的結果顯示，在有無考慮板樁式碼頭背填土壤發生液化情況下，其影響碼頭法線殘餘變位量的評估結果甚大，故於板樁式碼頭之性能設計或評估應將土壤液化因素納入考量。

由本章性能評估的結果顯示，高雄港#45 板樁式碼頭若以「港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿）」之規定，其碼頭構件之應力狀態皆能通過 B 級碼頭之性能目標檢核。而將碼頭的殘留位移量納入考量，以簡化動力分析法及動力分析法評估所得之位移量達 0.76m 及 0.59m，於該位移量下，岸肩及背填土區應已產生破壞情形，致使喪失其性能或甚至已達無法修復狀態，以表 4-4 B 級板樁式碼頭之耐震性能

目標來檢核，其為允許損壞等級Ⅲ(接近崩塌破壞)之性能目標，故通過B級碼頭性能目標檢核。

本計畫以高雄港既有板樁式碼頭進行耐震性能評估之相關流程與成果，可以提供臺灣港務公司辦理高雄港其它相同類型碼頭（如表4-15）耐震性能評估檢核之案例示範。

表 4-15 高雄港區既有板樁式碼頭一覽表

碼頭編號	長度(m)	設計水深(m)	碼頭結構
1	259.27	-9.0	鋼板樁錨碇式
11	160.54	-9.0	鋼板樁錨碇式
12	160.54	-9.0	鋼板樁錨碇式
25	215.00	-10.5	鋼板樁式
30	293.50	-10.5	鋼板樁錨碇式
34	200.00	-10.5	鋼板樁錨碇式
35	214.97	-10.5	鋼板樁錨碇式
36	199.38	-10.5	鋼板樁錨碇式
37	198.68	-10.5	鋼板樁錨碇式
38	197.70	-10.5	鋼板樁錨碇式
39	199.05	-10.5	鋼板樁錨碇式
40	214.17	-10.5	鋼板樁錨碇式
41	204.54	-10.5	鋼板樁錨碇式
42	242.68	-10.5	鋼板樁錨碇式
43	187.50	-10.5	鋼板樁錨碇式
44	199.16	-10.5	鋼板樁錨碇式
45	200.00	-10.5	鋼板樁錨碇式
46	200.00	-11.0	鋼板樁錨碇式
47	200.00	-10.0	鋼板樁錨碇式
54	200.00	-10.5	鋼板樁錨碇式
55	200.00	-10.5	鋼板樁錨碇式
56	200.00	-10.5	鋼板樁錨碇式
57	183.60	-10.5	鋼板樁錨碇式
58	306.00	-4.5	鋼板樁錨碇式
59	164.00	-6.5	鋼板樁錨碇式
60	150.75	-6.5	R.C.板樁錨碇式
61	230.00	-10.5	鋼板樁錨碇式
62	230.00	-10.5	鋼板樁錨碇式
68	432.16	-14.0	鋼板樁錨碇式
69	320.00	-14.0	鋼板樁錨碇式

碼頭編號	長度(m)	設計水深(m)	碼頭結構
70	320.57	-14.0	鋼板樁錨碇式
72	300.13	-14.0	鋼管樁棧橋式
73	240.34	-14.0	鋼板樁錨碇式
74	314.00	-14.0	鋼板樁錨碇式
75	320.00	-14.0	鋼板樁錨碇式
76	320.00	-14.0	鋼板樁錨碇式
77	355.00	-15.0	鋼板樁錨碇式
78	320.00	-15.0	鋼板樁錨碇式
79	355.00	-15.0	鋼板樁錨碇式
80	340.00	-14.0	鋼板樁錨碇式
81	120.00	-14.0	鋼板樁錨碇式
85	225.00	-9.0	鋼板樁錨碇式
86	225.00	-9.0	鋼板樁錨碇式
87	502.00	-10.0	鋼板樁錨碇式
88			
89			
90	400.00	-10.0	鋼板樁錨碇式
91	83.00	-7.0	鋼板樁錨碇式
92	185.00	-4.0	R.C.板樁式
97	380.00	-16.5	鋼板樁錨碇式
98	360.00	-16.5	鋼板樁錨碇式
99	360.00	-16.5	鋼管樁棧橋式
101	380.00	-16.5	鋼管樁棧橋式
102	177.16	-11.8	鋼板樁錨碇式

第五章 結論與建議

近年來世界各國地震頻傳，也造成許多傷亡與財產損失，各國為減少地震引致之災害與損失，無不投入相當的經費與人力於地震之相關研究。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，遂於 2015 年完成「港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿）」之編彙，俾以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。本研究據以「港灣構造物耐震性能設計手冊（草稿）」有關性能設計的流程與相關評估方法，針對既有碼頭做性能評估的案例探討，以提供臺灣港務公司進行維護管理及本所耐震性能設計相關研究之參考。

5.1 結論

1. 本研究探討之既有板樁式碼頭案例，係以「港灣構造物耐震性能設計手冊」之耐震性能規定，依表 3-1 選用簡化分析、簡化動力分析及動力分析法驗證等級 I 及等級 II 地震下之耐震性能評估結果顯示，碼頭皆能通過 B 級碼頭之性能目標檢核，滿足原設計之耐震性能目標。
2. 於位移量評估部分，以簡化動力分析法及動力分析法不同分析法所得之主板樁位移量可達 0.76m 及 0.59m，可知以簡化動力分析法偏於保守，並於該兩種位移量下，岸肩及背填土區應已產生破壞情形，致使喪失其原有功能性或甚至已達無法修復狀態，以表 4-4 B 級板樁式碼頭之耐震性能目標來檢核，其為允許損壞等級 III（接近崩塌破壞）之性能目標，但結構體應力狀態仍未超過應變極限，整體結構不至於產生結構性破壞，故通過 B 級碼頭性能目標檢核。
3. 板樁式碼頭背填土壤考量是否發生液化，嚴重影響碼頭之耐震能力，若背填土壤可能發生土壤液化而評估時未考慮，可能會嚴重低估結構

損壞程度，故未來相關碼頭之性能設計或評估應將土壤液化因素納入考量。

5.2 建議

1. 板樁式碼頭之耐震性能評估案例結果顯示，板樁式碼頭的法線變位量對評估碼頭之修復性及破壞狀態，有很直接的影響，故未來在訂定板樁式碼頭的性能評估標準時，宜將碼頭的法線殘餘變位量的限定值納入。
2. 以 FLAC 軟體來協助進行碼頭之動力分析固然是不錯的方法，但進行動力分析時相關的輸入參數（包括土壤、結構、阻尼、頻率、外力及邊界條件等）是否精確，嚴重影響分析的結果，經本研究的案例評估過程，部分參數（包括土壤材料參數、結構介面元素、阻尼、頻率等）的訂定有著很高的難度與技巧，未來有必要針對相關參數研訂具體的參考建議值或經驗法則供工程師參考，才有利未來推動耐震性能設計與評估。

5.3 研究成果效益

1. 以性能可接受標準評估檢核目前營運中高雄港港灣碼頭，提供臺灣港務公司進行管養之參考。
2. 出版研究報告將相關研究成果供產官學界參考應用。

5.4 提供應用情形

1. 本計畫案例評估之結果，提供本所港區地震即時速報系統評估碼頭安全之參據，以供各港務分公司之相關防災人員防災決策之參考。
2. 本計畫之耐震性能評估案例，可以提供臺灣港務公司進行維護管理及本所後續研究之參採。

參考文獻

1. ATC, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol. 1, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, 1996.
2. Cornell, C. A., Engineering Seismic Analysis, 1968, Bull. Seism. Soc. Am., Vol.58, P1583-1606.
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. 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.
5. 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.
6. Ichii, K., A Seismic risk Assessment Procedure for Gravity Type Quay Walls, Structural Eng./Earthquake Eng., JSCE, Vol. 19, No.2, 131s-140s, 2002.
7. Liao, S. S.,and Whitman, R.V., " Overburden correction factors for SPT in sand." J. of Geot. Engr. ASCE, Vol.112, No.3, pp.373-377(1986).
8. Mononobe, N., and Matsuo, H., “On the Determination of Earth Pressures during Earthquakes”, Proceedings, World Engineering Conference 9, pp.176-182, 1929.
9. Nagase, H., and Ishihara, K., (1988), "Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquakes, "Soils and Foundations,

Vol.28, No.1, pp.66-76.

10. Newmark, N. M. (1965), "Effects of earthquakes on dams and embankments.", *Geotechnique*, 15(2), pp.139-159.
11. PIANC/International Navigation Association, *Seismic Design Guidelines for Port Structures*, A.A Balkema Publishers, 2001.
12. Richards, R. Jr. and Elms, D., *Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls*, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE* 105(GT4):449-464, 1979.
13. SEAOC, *Vision 2000 Performance Based Seismic Engineering of Buildings*, Structural Engineers Association of California-Seismology Committee, USA, 1995.
14. Seed, H.B., and Idriss, I. M., "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol.97, No.SM9, pp.1249-1273 (1971).
15. Seed, H.B., Idriss, I. M., and Arango, I., "Evaluation of liquefaction potential using field performance data." *J. Geotech. Eng., ASCE*, 109 (3), 458-482 (1983).
16. Seed, H.B., Yokimatsu, K., Harder, L.F., and Chung, R.M., "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluation," *J. of Geot. Engr., ASCE*, Vol.111, No.12, pp.1425-1445 (1985).
17. Tokimatsu. K. and Yoshimi. Y., "Empirical correlation of soil Liquefaction Based on SPT-N Value and Fines Content " *Soils and Foundations*. Vol.23, No.4, pp. 56-74(1983).
18. 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)
19. 內政部，「建築物基礎構造設計規範」，民國 90 年。

- 20.內政部，「建築物耐震設計規範及解說」，民國 95 年。
- 21.日本港灣協會，港灣の施設の技術上の基準・同解説，運輸省港灣局監修，2009。
- 22.日本道路協會，道路橋示方書同解説-耐震設計編，丸善株式會社，東京，2002。
- 23.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。
- 24.中華顧問工程司(1992)「第五貨櫃中心工程第二期工程#78~#81 碼頭新建工程」結構計算書。
- 25.交通部，「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」，民國 86 年 7 月。
- 26.交通部，港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明，2000。
- 27.交通部運輸研究所，港灣構造物設計基準修訂，2005 年 2 月。
- 28.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。
- 29.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。
- 30.長榮海運股份有限公司，"高雄港 116 號碼頭延伸工程結構計算書"，宇泰工程顧問有限公司，民國 78 年 3 月。
- 31.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。
- 32.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。

- 33.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。
- 34.賴瑞應、賴聖耀，「地震引致板樁式碼頭之穩定性分析」，交通部運輸研究所，2004。
- 35.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。
- 36.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，2002。
- 37.賴聖耀，「以 921 地震液化案例之 SPT-N 值建立土壤液化潛能判別模式」，液化潛能評估方法及潛能圖之製作研討會，2002。
- 38.賴聖耀、謝明志，「以邏輯迴歸法建立 CPT 試驗評估液化機率之本土化模式」，24 屆海洋工程研討會，2002。
- 39.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，2008。
- 40.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，2009。
- 41.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，2010。
- 42.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，2011。
- 43.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-02-06，2002。

44. 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。
45. 謝明志、陳志芳、張文忠、林炳森，港區碼頭構造物模型試驗與數值模擬之研究(2/4)，交通部運輸研究所，2013。
46. 顧承宇等，「動力分析於重力式碼頭耐震性能設計研究」，34屆海洋工程研討會，2012。
47. 賴瑞應、謝明志、張道光、曾文傑、胡啟文、顧承宇、張景鐘、薛強、張權、余孟勳、陳明鈺，「港區碼頭耐震功能性評估之研究(2/2)」，交通部運輸研究所，2015。
48. 賴瑞應、顧承宇、張景鐘、余孟勳、陳明鈺、曾崇偉、蕭靖恩，「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，2015。
49. 賴瑞應、顧承宇、張景鐘、余孟勳、陳明鈺、曾崇偉、蕭靖恩，「港灣構造物耐震性能設計手冊(草稿)」，交通部運輸研究所，2015。

附錄一

期末審查意見及辦理情形說明表

期末審查意見及辦理情形說明表

審查委員	審查意見	處理情形
1.陳景文委員	1. 考慮土壤液化與不考慮土壤液化之情形下，結構滑動位移量差異甚大，土壤液化之因素以何種參數量加入計算，請說明。若僅以臨界水平震度與臨界滑動加速度列入考量是能涵蓋土壤液化之情形，請說明。	1. 在參考本所相關文獻資料進行超額孔隙水壓力修正後，其結構滑動位移量較與動力分析結果相近，而考量臨界水平震度與臨界滑動加速度是以簡化動力分析該結構物於液化狀態下的位移量，並檢核是否符合性能需求。
2.蔡瑤堂委員	1. 對每一港之代表性碼頭作性能設計，一方面檢核其性能，一方面推廣貴中心之港灣構造物耐震性能設計手冊。 2. 評估所必須輸入之各種參數之取得，宜考慮其方便性。	1. 感謝委員指教。 2. 本研究案例評估所使用之參數與設計階段相同，維護管理單位若需要評估應可調閱相關設計資料來進行。
3.廖國偉委員	1. B級結構在等級III地震並無性能要求，建議移除。 2. 案例分析之靜力分析最終結果以安全係數表達略有不妥，建議修正。 3. 動力分析是否有另外2次分析結果?	1. 已修正，如 P3-2。 2. 已修正，靜力分析最終以安全係數表示是以檢核構造物應力或應變狀態是否符合性能要求，並利用該安全係數配合表 3-3 檢核是否符合構造物之性能要求。 3. 已增加其它 2 組人造地震分析。

審查委員	審查意見	處理情形
4.賴聖耀委員	<p>1. 本研究對於國內外功能性設計基準，皆有深入的研討與比較；並具體的建議我國港灣碼頭功能性制定的目標；對於簡便分析法、簡便動力分析法、及動力分析法，亦有詳細的分析探討，而且以高雄港 45 號板樁式碼頭的實際案例做說明；整體的研究，具有深度與完整性，值得高度的肯定。</p> <p>2. 本研究 104 年度主要是以高雄港 45 號板樁式碼頭為案例，進行耐震性能評估，在進行簡便動力分析法時，有將土壤液化的影響考慮進去，是非常正確與進步的分析；而且，也依去年度本委員的建議，以液化的程度採用 N 值折減方式，進行碼頭的安定性分析，這樣的分析結果是較精確的。然而，簡便動力分析法考慮土壤液化時，碼頭位移 3.62m，比 FLAC 動力分析結果 0.59m，大了許多；建議簡便動力分析時，土層(-4.6—14.45m)的超額孔隙水壓力，可以用平均液化機率 0.53 乘以有效覆土壓力計算，那碼頭的位移量，應該就會和 FLAC 動力分析結果 0.59m 差不多，可參考參考文獻(37)「港灣地區大地監測與液化防治之研究(3/3)」的 2005 年版 p9-9 第 1-5 行的超額孔隙水壓力概念，進行分析。</p> <p>3. 建議研究團隊可將高雄港區現有之板樁式碼頭，列成一張表格，供後續研究者參考。</p>	<p>1.感謝委員肯定。</p> <p>2.感謝委員指教，經修正後，簡便動力分析法在考慮土壤液化時，碼頭位移為 0.76m。</p> <p>3.已修正，如 P4-41。</p>

附錄二
期末報告簡報資料

港灣碼頭耐震性能評估之研究 -以高雄港為例(1/2)

簡報者：胡啟文 副研究員

交通部運輸研究所港灣技術研究中心

中華民國104年2月



簡報大綱

- 一、前言
- 二、傳統耐震設計與性能設計比較
- 三、板樁式碼頭性能規定及分析方法
- 四、既有板樁式碼頭耐震性能評估
- 五、結論與建議



一、前言

3



緣起

台灣四面環海、經貿貨物運輸以海運為主位於環太平洋地震帶、每年大小地震發生無數，國內外耐震設計規範已朝功能性設計方向研訂，確保港灣構造物生命期之使用、安全及經濟性。

研究範圍及目的

本研究主要基於本所辦理完成之「港灣構造物耐震性能設計手冊」(2015)的研究基礎上，進一步對高雄港區內既有各類型碼頭(包括重力式碼頭、板樁式碼頭、棧橋式碼頭)之性能評估分析方法做案例探討，其評估結果除供臺灣港務公司進行管養之參考外，亦可提供各港或港灣工程界的相關從業人員瞭解碼頭性能評估的流程與方法。

4



二、傳統耐震設計與性能設計比較

5



傳統耐震設計理念

安全 + 經濟

1. 小震不壞
2. 中震可修
3. 大震不倒

6



傳統耐震設計法的不足

以強度為基礎

結構強度 > 設計地震力

→ 結構的破壞不僅與強度有關，還與其變形有關。

小震不壞、中震可修、大震不倒，以確保人命安全

→ 但更多的人命及經濟損失來自構造物或其附屬設施之損壞所引發之二次災害

單一的設計地震力(475年迴歸期的地震力)為唯一設計目標

→ 遭遇不同強度與頻率的地震力，構造物的行為如何、是否滿足預期的功能？

7



性能設計法與傳統設計法之比較

功能性耐震設計	傳統耐震設計
多等級地震力	單一設計地震力
多等級耐震功能性設計目標	單一耐震設計目標
直接明確的定量	間接隱含定性的功能表達
選擇與其破壞型式密切相關之破壞參數	只考慮強度

8

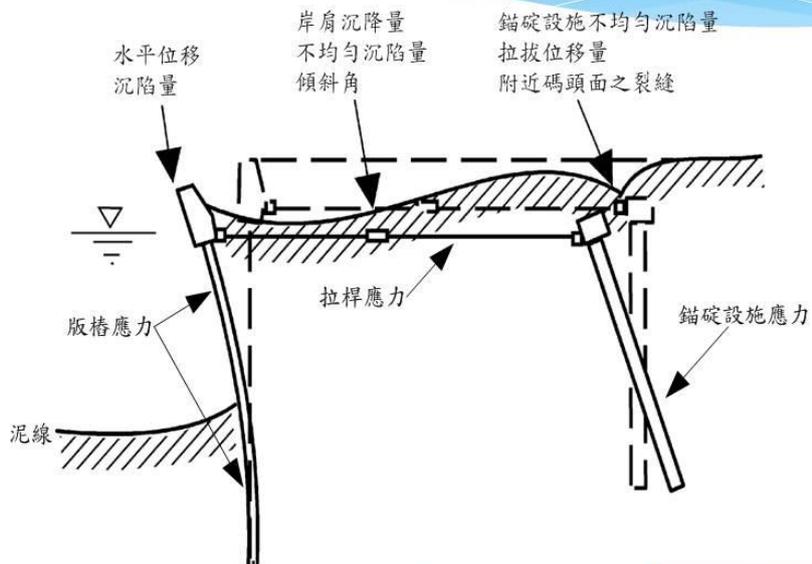


三、板樁式碼頭性能規定 及分析方法

9



板樁式碼頭性能參數



10



板樁式碼頭性能可接受標準

功能水準 參數		第 I 級 (可使用)	第 II 級 (可修復)	第 III 級 (接近崩塌)
		板樁 變位	正規化水平位移 d/H 或 $d < 30\text{cm}$	<1.5%
殘餘 變位	向海側傾斜角	<3°	N/A	N/A
	岸肩沉陷量	<10cm	N/A	N/A
岸肩 變位	岸肩與後陸地之沉陷 差	<70cm	N/A	N/A
	向海側傾斜角	<3°	N/A	N/A
最大 反應 下之 應力 或 應變	基盤面以上板樁	彈性	彈性, 不超過動 性容量或應變 極限	彈性, 不超過動 性容量或應變 極限
	基盤面以下板樁	彈性	彈性	彈性, 不超過動 性容量或應變 極限
	拉桿	彈性	彈性	彈性, 不超過動 性容量或應變 極限
鉚破設施	彈性	彈性	彈性, 不超過動 性容量或應變 極限	

11

港灣構造物耐震性能設計手冊 (草稿), 2015



不同重要度碼頭對應各等級地震力的耐震性能目標

地震等級	功能水準	第 I 級 (可使用)	第 II 級 (可修復)	第 III 級 (接近崩塌)
等級一 (50年回歸期地震)		A、B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

港灣構造物耐震性能設計手冊 (草稿), 2015

12



不同重要度碼頭對應各等級地震力的耐震性能評估方法

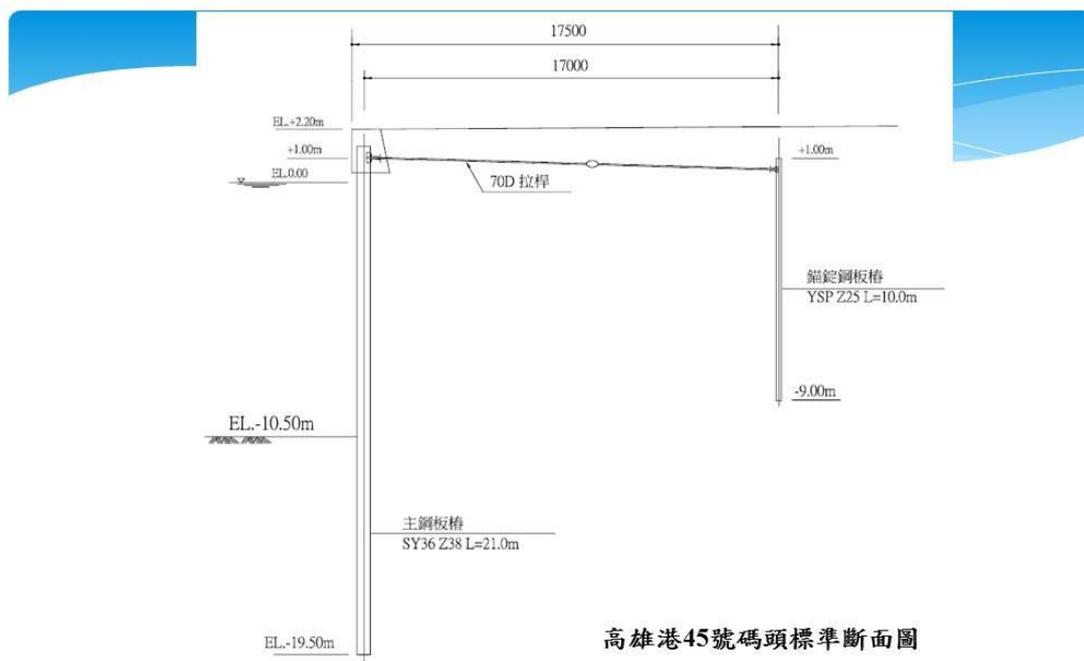
碼頭重要度 地震等級	特定級	A級	B級
等級一 (50年回歸期地震)	—	<ul style="list-style-type: none"> • 簡便分析 • 簡便動力分析 • 動力分析 	<ul style="list-style-type: none"> • 簡便分析 • 簡便動力分析 • 動力分析
等級二 (475年回歸期地震)	<ul style="list-style-type: none"> • 動力分析 	<ul style="list-style-type: none"> • 動力分析 	<ul style="list-style-type: none"> • 簡便動力分析 • 動力分析
等級三 (2500年回歸期地震)	<ul style="list-style-type: none"> • 動力分析 	<ul style="list-style-type: none"> • 動力分析 	<ul style="list-style-type: none"> • 簡便動力分析 • 動力分析

港灣構造物耐震性能設計手冊(草稿),2015



四、既有板樁式碼頭耐震性能評估





15



本研究案例碼頭使用現況



高雄港45號碼頭目前為大宗貨物進出口使用，屬散雜貨碼頭。

16



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	漁港或臨時設施不建議列入港灣構造物耐震性能設計之適用範圍。	漁港



港灣構造物耐震性能設計手冊 (草稿), 2015

17



本研究案例地震力、評估方法及耐震性能目標之選用

地震力等級	損壞等級(性能等級)		
	等級 I (可使用)	等級 II (可修復)	等級 III (接近崩塌破壞)
Level 1 (迴歸期約50年)	B		
Level 2 (迴歸期約475年)			B
Level 3 (迴歸期約2500年)			

碼頭重要度 地震等級	特定級	A級	B級
	等級一 (50年迴歸期地震)	—	<ul style="list-style-type: none"> • 簡便分析 • 簡便動力分析 • 動力分析
等級二 (475年迴歸期地震)	• 動力分析	• 動力分析	<ul style="list-style-type: none"> • 簡便動力分析 • 動力分析
等級三 (2500年迴歸期地震)	• 動力分析	• 動力分析	<ul style="list-style-type: none"> • 簡便動力分析 • 動力分析

功能水準 參數		第 I 級	第 II 級	第 III 級
殘餘變位	板樁 正規化水平位移 d/H 或 d < 30cm	<1.5%	N/A	N/A
	板樁 向海側傾斜角	<3°	N/A	N/A
	岸肩 岸肩沉陷量	<10cm	N/A	N/A
最大反應下之應力或應變	基盤面以上板樁	彈性	彈性, 不超過彈性容量或應變極限	彈性, 不超過彈性容量或應變極限
	基盤面以下板樁	彈性	彈性	彈性, 不超過彈性容量或應變極限
拉樁	拉樁	彈性	彈性	彈性, 不超過彈性容量或應變極限
	錨碇設施	彈性	彈性	彈性, 不超過彈性容量或應變極限



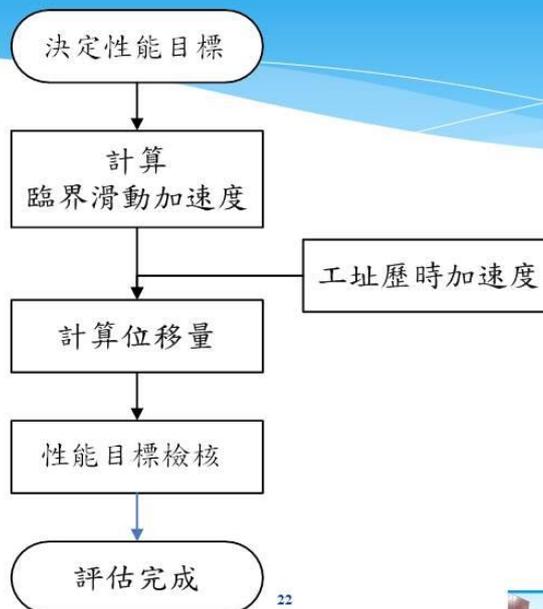
簡化分析法-等級I地震力(回歸期約50年)

- 考量工址區位(高雄市前鎮區)、地盤效應、碼頭結構基本週期，計算得475年回歸期水平設計震度(K_h)為0.29。
- 回歸期50年之地震力約為475年回歸期地震除以3.25，故50年回歸期水平設計震度(K_h)為 $0.29/3.25=0.09$ 。
- 考量垂直地震力影響，設計震度 $K_e (=K_h / (1-K_h/2))$ 經計算為0.093。
- 耐震安全係數 $F.S.=0.14/0.093=1.5$ ，安全係數大於1，結構穩定無位移，且主鋼板樁、錨碇鋼索及錨碇鋼板樁構件應力也屬於彈性範圍，檢核結果屬於第I級的性能水準。
- 符合B級結構物在等級I地震力的性能目標。

21



簡化動力分析法(滑動塊分析)

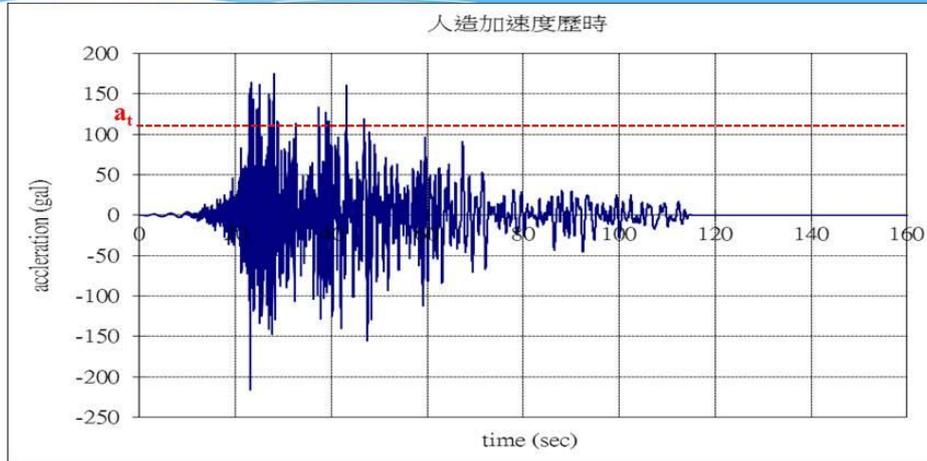


22



簡化動力分析法-等級II地震力(回歸期約475年)

- 475年回歸期水平設計震度(K_h)為0.29。

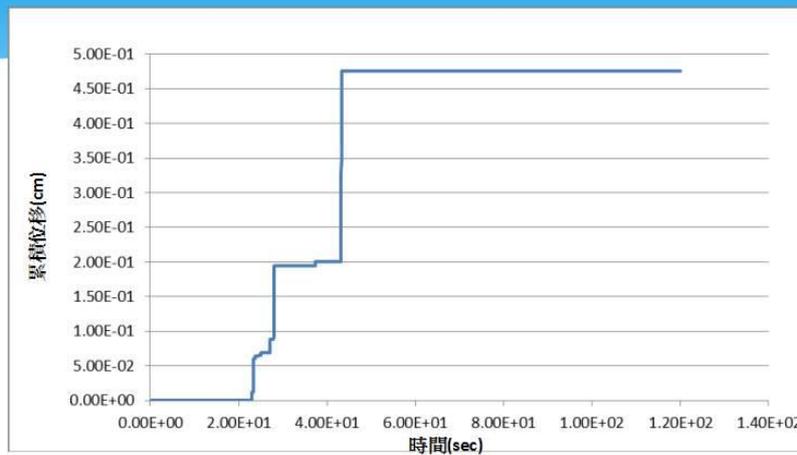


等級II地震東西向人造地震歷時

23



簡化動力分析法-未考慮液化因素之碼頭滑動量分析結果



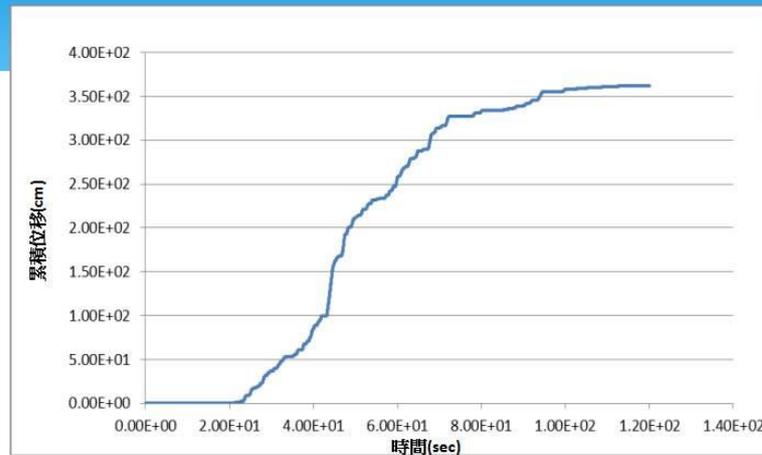
本案例未考慮土壤發生液化之臨界滑動震度係數，換算成臨界滑動水平震度係數(K_h)_{cr}=0.13，臨界滑動加速度=127gal。

評估結果，結構體滑動位移量為0.48公分。

24



簡化動力分析法-考慮液化因素之碼頭滑動量分析結果



本案例考慮土壤發生液化之臨界穩定震度係數，換算成臨界滑動水平震度 $(K_h)_{cr}=0.01$ ，臨界滑動加速度=9.8gal。

評估結果，結構體滑動位移量為362.1公分。

25



簡化動力分析法-小結

1. 本案例若不考慮背填土壤發生液化，碼頭僅產生0.48公分的滑動位移量，但若將背填土壤發生液化的因素納入考量，碼頭產生361.62公分的滑動位移量，兩者評估結果差異甚大。
2. 等級II地震力作用下，依性能可接受標準，B級碼頭的性能目標屬為接近崩塌破壞狀態，故無需檢核碼頭之相關變位量，但仍須檢核相關結構構件的應力狀態是否超過韌性容量或極限應變的狀態，本案例當背填土壤發生液化，錨碇拉桿、主板樁及錨碇板樁仍在彈性範圍內，故檢核結果滿足性能目標。

26



動力分析法

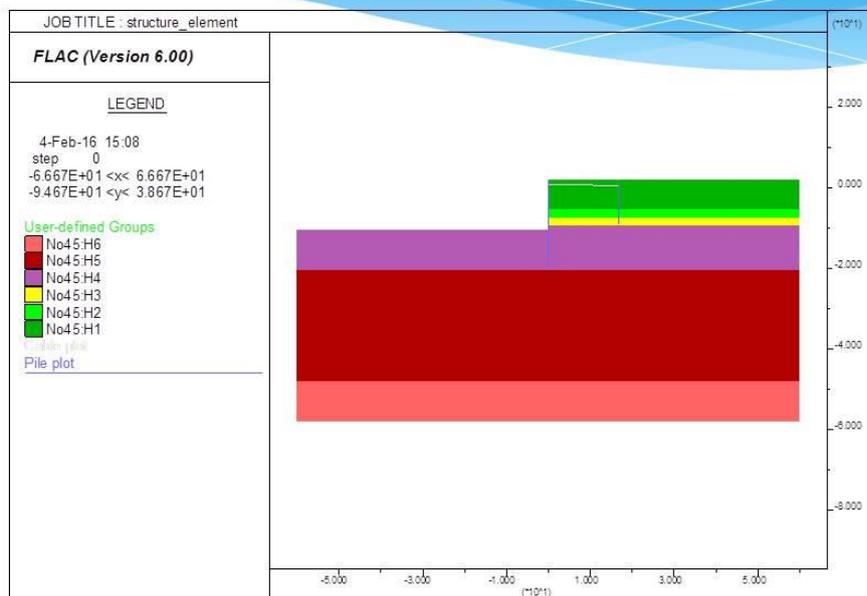
FLAC動態有效應力數值模擬程序：

- 1) 建立碼頭模型網格。
- 2) 設定土壤參數。
- 3) 建立結構元件。
- 4) 設定靜態邊界條件並進行重力力學平衡計算。
- 5) 施加海水側向力。
- 6) 設定地下水位線進行滲流平衡。
- 7) 靜態系統力學平衡。
- 8) 設定液化土層以Finn模式模擬。
- 9) 給予阻尼參數和吸能邊界條件。
- 10) 施加動態邊界條件並進行評估。

27



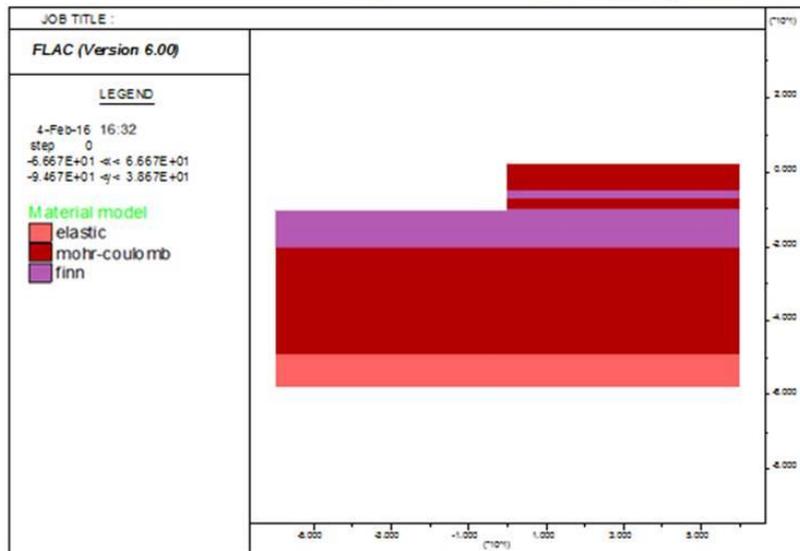
動力分析法-結構元素模型



28 結構元素模型圖



動力分析法-Finn model

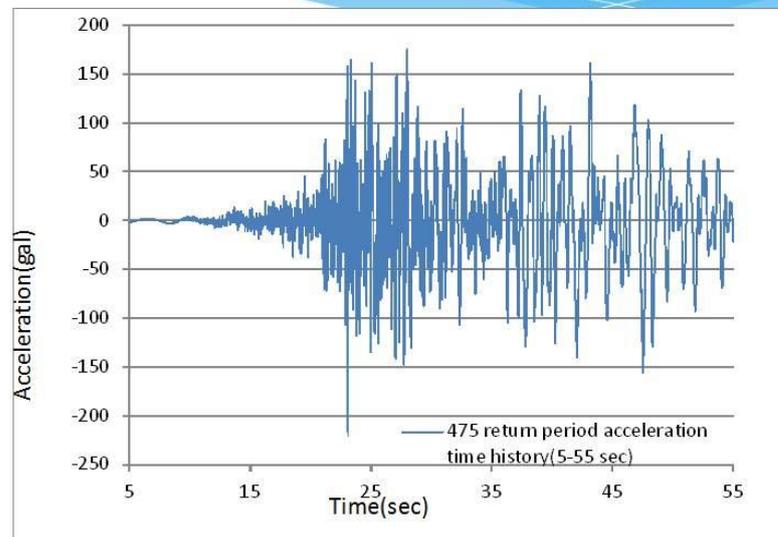


設定Finn model

29



動力分析法-等級II地震力輸入



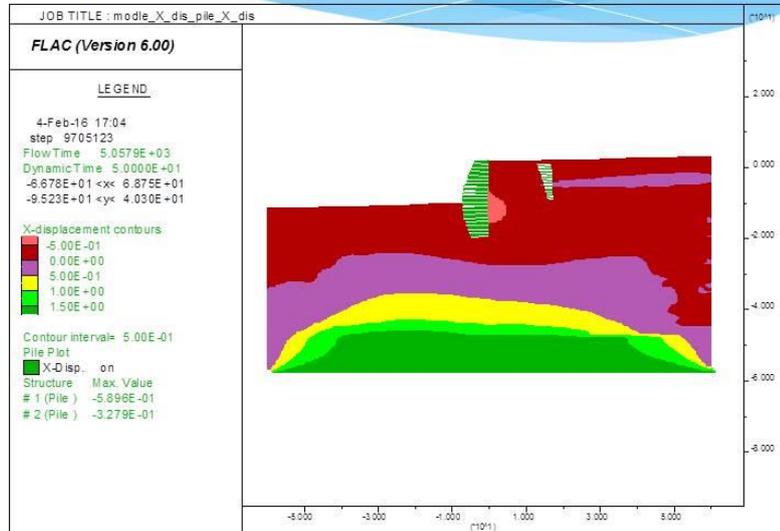
等級II 5~55秒地震歷時

30



動力分析法-分析結果1

- 板樁最大變位為 **0.59m**。
- 錨碇鋼板樁最大變位為 **0.33m**。



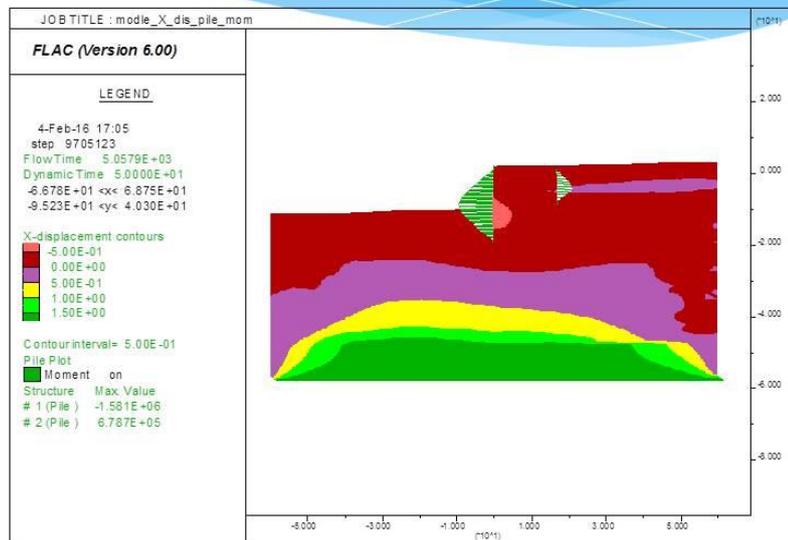
等級II地震力板樁、錨碇鋼板樁與模型的X向變位

31



動力分析法-分析結果2

- 板樁最大彎矩為 **158 t-m**，小於降伏彎矩 **217 t-m**。
- 錨碇鋼板樁最大彎矩為 **68 t-m**，小於降伏彎矩 **217 t-m**。



等級II地震力板樁與錨碇鋼板樁之彎矩圖與模型的X向變位

32



動力分析法-不同地震歷時之板樁構件變位與應力值

時間 (秒)	板樁變位 (m)	錨碇樁變位 (m)	板樁彎矩 (t-m)	錨碇樁彎矩 (t-m)	鋼索拉力 (t)
1	0.04	0.02	27.4	12.1	5.9
5	0.19	0.14	59.3	31.6	8.9
10	0.25	0.18	68.7	42.7	11.3
15	0.43	0.28	103.1	64.8	17.4
50	0.59	0.33	158.1	67.9	30.6

33



動力分析法-小結

1. 檢核結構物板樁、錨碇鋼板樁及錨碇鋼索之應力狀態均屬**彈性範圍**，滿足損壞等級Ⅲ構件**不超過應變極限**之性能目標。
2. 結構物板樁之變位已達0.59m，變位甚大，岸肩及背填土區**應已產生破壞情形**，致使**無法立即修復影響功能性或甚至已達無法修復狀態**，但整體結構並未產生倒塌之情形，依B級板樁式碼頭之耐震性能目標來檢核，其為滿足損壞等級Ⅲ(接近崩塌破壞)之性能目標。

34



五、結論與建議

35



結論(1/2)

1. 本研究探討之既有板樁式碼頭案例，分別以簡化分析、簡化動力分析及動力分析法驗證等級I及等級II地震下之耐震性能評估結果顯示，**碼頭皆能通過B級碼頭之性能目標檢核。**
2. 本研究案例等級II地震力同時以**簡化動力分析及動力分析**兩種評估方式進行檢核評估，相較其結果顯示：
 - 於**位移量**評估部分，簡化動力分析之結果(3.62m)較保守於動力分析法之結果(0.59m)許多，而岸肩及背填土區應已產生破壞情形，產生**無法立即修復影響原有功能性或甚至已達無法修復狀態。**
 - 於**應力**狀態評估部分，構件皆處於**彈性範圍**，整體不至於產生結構性破壞(大震不倒)。
 - 以B級板樁式碼頭之耐震性能目標來檢核，**符合損壞等級III(接近崩塌破壞)之性能目標。**

36



結論(2/2)

3. 由簡化動力分析法評估的結果顯示，在**有無考慮板樁式碼頭背填土壤發生液化情況下**，其影響碼頭法線殘餘變位量的評估結果**甚大**，故於板樁式碼頭之性能設計或評估應將土壤液化因素納入考量。

37



建議

1. 板樁式碼頭的法線變位量對評估碼頭之修復性及破壞狀態，有很直接的影響，故未來在修訂板樁式碼頭的性能評估標準時，宜將碼頭的法線殘餘變位量的限定值納入。
2. FLAC軟體進行動力分析時相關的輸入參數（包括土壤、結構、阻尼、頻率、外力及邊界條件等）是否正確，嚴重影響分析的結果，未來有必要針對相關參數研訂具體的參考建議值或經驗法則供工程師參考。

38



簡報完畢
敬請指教