

94-52-7148

MOTC-IOT-93- H1DA004

港灣構造物功能性設計法 之研究（3/3）



交通部運輸研究所

中華民國九十四年四月

94-52-7148

MOTC-IOT-93- H1DA004

港灣構造物功能性設計法 之研究 (3/3)

著 者：賴瑞應、曾文傑、張道光
薛 強、張景鐘、許文豪

交通部運輸研究所

中華民國九十四年四月

國家圖書館出版品預行編目資料

港灣構造物功能性設計法之研究(3/3) / 賴瑞應
等著. -- 初版. -- 臺北市 : 交通部運研所,
民94

面 ; 公分
參考書目:面
ISBN 986-00-0918-X(平裝)

1. 港埠工程

443.32

94006883

港灣構造物功能性設計法之研究 (3/3)

著 者：賴瑞應、曾文傑、張道光、薛強、張景鐘、許文豪

出版機關：交通部運輸研究所

地 址：臺北市敦化北路 240 號

網 址：www.ihmt.gov.tw (中文版/中心出版品)

電 話：(04)26587176

出版年月：中華民國九十四年四月

印 刷 者：飛燕印刷有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 120 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：200 元

展 售 處：

交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880

三民書局重南店：臺北市重慶南路一段 61 號 4 樓•電話：(02)23617511

三民書局復北店：臺北市復興北路 386 號 4 樓•電話：(02)25006600

國家書坊臺視總店：臺北市八德路三段 10 號 B1•電話：(02)25787542

五南文化廣場：臺中市中山路 6 號•電話：(04)22260330

新進圖書廣場：彰化市中正路二段 5 號•電話：(04)7252792

青年書局：高雄市青年一路 141 號 3 樓•電話：(07)3324910

GPN : 1009401141

ISBN : 986-00-0918-X (平裝)

港灣構造物功能性設計法之研究
(3/3)

交通部運輸研究所

GPN : 1009401141

定價 200 元

交通部運輸研究所出版品摘要表

出版品名稱：港灣構造物功能性設計法之研究（3/3）			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN 986-00-0918-X (平裝)	政府出版品統一編號 1009401141	運輸研究所出版品編號 94-52-7148	計畫編號 93-HIDA004
主辦單位：港灣技術研究中心 主管：邱永芳 計畫主持人：賴瑞應 參與研究人員：曾文傑、張道光、薛強、張景鐘、許文豪 聯絡電話：04-26587115 傳真號碼：04-26564418			研究期間 自 93 年 01 月 至 93 年 12 月
關鍵詞：功能性設計、功能性參數、功能性水準、功能目標			
摘要： <p>功能性設計法之目標在於使構造物之規劃、設計、評析、營造以及使用維護能確保它在各種規模的荷載作用時，其功能性可滿足業主、使用者與社會的各種(使用、運作、安全、經濟、文化及歷史)需求。本研究首先介紹功能性設計法之基本理念、設計流程及相關內容，包括探討地震力之劃分與表達方式、功能性水準之定性與量化(功能性參數可接受標準值)，功能目標之建立；接著探討功能性設計由簡便到複雜之分析方法及其適用性；然後針對既有重力式、板樁式以及棧橋式碼頭的功能性評估示範例作說明。最後對今後相關研究課題提出建議。</p>			
出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
94 年 4 月	200	200	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工本費價購。
機密等級： 限閱 密 機密 極機密 絕對機密 （解密【限】條件： 年 月 日解密， 公布後解密， 附件抽存後解密， 工作完成或會議終了時解密， 另行檢討後辦理解密） 普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

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

TITLE: Performance-based Seismic Design Methods of Port Structures (3/3)			
ISBN (OR ISSN) ISBN 986-00-0918-X (pbk.)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1009401141	IOT SERIAL NUMBER 94-52-7148	PROJECT NUMBER 93-H1DA004
DIVISION: Harbor & Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Chiu, Yung-Fang PRINCIPAL INVESTIGATOR: Lai, Jui-Ying PROJECT STAFF: Tseng, Wern-Jier, Chang, Tao-Kuang, Xue Qiang, Jang, Jing-Jong, Shiu, Wen-Hau PHONE: 04-26587115 FAX: 04-26564418			PROJECT PERIOD FROM January 2004 TO December 2004
KEY WORDS: performance-based design; performance parameter; performance level; performance objective			
ABSTRACT: <p>The purpose of performance-based design is to ensure that plan, design, evaluation, construction and maintenance of engineering facilities whose performance meets the technical requirements under common and extreme earthquake's ground motions, and responds to the diverse needs and objectives (service, operation, safety, economy, cultural and historical impact) of the owners, users and society. In the present project, the fundamental methodology, design framework and related subjects of performance-based seismic design were firstly introduced. Seismic force level and parameters or functions for characterizing earthquake motion were described. Both qualification and quantification (acceptance criteria of performance parameters) of performance level were investigated and the performance objectives were established. Analyses on the contents and feasibility of applying the performance-based design to conditions ranging from simplified to complicated conditions were conducted. Furthermore, this project focused on the performance-based design evaluation of three typical types of wharf structures: gravity-based, sheet pile, and trestle bent. Finally, conclusions and suggestions for further research were proposed.</p>			
DATE OF PUBLICATION April 2005	NUMBER OF PAGES 200	PRICE 200	CLASSIFICATION SECRET CONFIDENTIAL UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

港灣構造物功能性設計法之研究 (3/3)

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	
圖目錄	
表目錄	
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 研究方法與限制	1- 3
1.4 研究內容與流程	1- 4
第二章 國內外耐震功能性設計法之研究現況	2- 1
2.1 美國耐震功能性設計法之發展過程	2- 1
2.2 日本耐震功能性設計法之發展現況	2- 3
2.3 國內引進耐震功能性設計法之現況	2- 4
第三章 耐震功能性設計法概述	3- 1
3.1 序論	3- 1
3.2 工作應力法 強度設計法 功能性設計法	3- 1
3.3 耐震功能性設計法與傳統設計法之主要區別	3- 5
3.4 耐震功能性設計法之架構及主要內容	3- 6
3.5 新建構造物之功能性設計與既有構造物之功能性評估	3- 13
3.6 土壤液化潛能分析	3-13

第四章 耐震功能性設計目標之探討	4- 1
4.1 概述	4- 1
4.2 相關名詞定義與說明	4- 3
4.3 功能性設計目標	4- 3
4.4 簡例 - 建立功能性設計目標	4-30
第五章 耐震功能性設計分析方法之探討	5- 1
5.1 簡介	5-1
5.2 日本 1999 年版港灣構造物設計基準	5-1
5.3 國際航海協會[INA 2001]	5-6
第六章 既有重力式碼頭功能性評估探討	6- 1
6.1 設計案例基本條件	6- 1
6.2 功能目標選定	6- 4
6.3 利用簡便分析法進行耐震功能性評估	6- 5
6.4 利用簡便動力分析法進行耐震功能性評估	6-19
6.5 小結	6-21
第七章 既有板樁式碼頭功能性評估探討	7- 1
7.1 設計案例基本條件	7- 3
7.2 利用簡便分析法進行耐震功能性評估	7- 6
7.3 利用簡便動力分析法進行耐震功能性評估	7-18
7.4 小結	7-26
第八章 既有棧橋式碼頭功能性評估探討	8- 1
8.1 設計案例基本條件	8- 3
8.2 利用簡便分析法進行耐震功能性評估	8- 6

8.3 利用 ATC-40 耐震分析進行耐震功能性評估.....	8-19
8.4 小結	8-29
第九章 結論與建議	9- 1
9.1 結論.....	9- 1
9.2 建議.....	9- 1
參考文獻	10- 1

圖 目 錄

圖 1.4.1	研究流程圖	1- 5
圖 3.4.1	「功能性設計法」之流程架構圖	3- 7
圖 3.4.2	功能性設計法(PBEE)之內容	3- 8
圖 3.2.1	等級 1 地震時港灣設施之設計流程	3- 8
圖 3.2.2	等級 2 地震時耐震強化設施之設計流程	3- 9
圖 4.1.1	建築物整個使用年限之耐震功能性	4- 2
圖 4.1.2	建築物功能性目標之建立	4- 2
圖 4.3.1	重力式碼頭之功能性參數	4-13
圖 4.3.2	沉箱可能變位示意圖	4-15
圖 4.3.3	板樁式碼頭之功能性參數	4-16
圖 4.3.4	棧橋式碼頭之功能性參數	4-19
圖 4.3.5	以塑性位移需求比 IDDR 表達結構整體功能性	4-20
圖 5.2.1	等級一(Level 1)地震之設計流程	5- 3
圖 5.2.2	等級二(Level 2)地震下耐震強化設施之設計流程	5- 4
圖 5.2.3	棧橋之耐震性能檢核	5- 5
圖 5.3.1	重力式碼頭工址土壤可能液化狀態	5- 9
圖 5.3.2	TCU059 清水國小南北向實測地震歷時記錄	5-14
圖 5.3.3	碼頭相對於剛性地盤之速度	5-14
圖 5.3.4	碼頭相對於剛性地盤之位移	5-14
圖 5.3.5	板樁式碼頭工址填土可能液化狀態	5-17
圖 5.3.6	第一類地盤 0.23g Newmark-Hall 型彈性設計反應譜	5-29
圖 6.1	臺中港 1~3 號碼頭標準斷面圖	6- 2
圖 6.3.1	重力式碼頭簡便分析評估流程圖	6- 6
圖 6.3.2	計算背填土等效單位重與等效摩擦角之示意圖	6- 9

圖 6.3.3	地震時作用於結構之力量示意圖	6-15
圖 6.4.1	重力式碼頭簡便動力分析評估流程圖.....	6-20
圖 6.4.2	TCU059 清水國小於 921 集集地震之歷時記錄(南北向)....	6-21
圖 6.4.3	本案例背填土未液化之碼頭滑動量分析結果.....	6-21
圖 7.1	安平港 31 號碼頭標準斷面圖	7- 2
圖 7.1.1	本案例各層土壤性質分佈情形.....	7- 5
圖 7.2.1	板樁式碼頭簡便分析流程圖	7- 6
圖 7.2.2	地震時作用於結構力量示意圖.....	7-14
圖 7.3.1	板樁式碼頭簡便動力分析評估流程圖.....	7-20
圖 7.3.2	土壤實際主動破壞面示意圖	7-20
圖 7.3.3	土壤等效主動破壞面示意圖	7-21
圖 8.1	東 11 碼頭延伸段標準斷面圖	8- 2
圖 8.1.1	碼頭樑版平面圖.....	8- 5
圖 8.1.2	配筋斷面圖 G1、 G1a (cm).....	8- 5
圖 8.1.3	配筋斷面圖 G1b、 G2、 G3 (cm).....	8- 6
圖 8.1.4	配筋斷面圖 G3a、 B1 B2 B4 B5、 B3 (cm).....	8- 6
圖 8.2.1	假想地表面示意圖	8- 7
圖 8.2.2	棧橋式碼頭單位寬之上部結構示意圖.....	8- 9
圖 8.2.3	各斜群樁之軸力示意圖.....	8-11
圖 8.2.4	Level 1 斜群樁軸力示意圖.....	8-12
圖 8.2.5	Level 2 斜群樁軸力示意圖.....	8-13
圖 8.3.1	棧橋式碼頭耐震分析流程圖	8-20

圖 8.3.2	棧橋式碼頭之 SAP2000 模型.....	8-21
圖 8.3.3	100% 橫向地震力作用之棧橋碼頭容量震譜.....	8-22
圖 8.3.4	100% 軸向地震力作用之棧橋碼頭容量震譜.....	8-22
圖 8.3.5	100% 橫向+30% 軸向地震力作用之棧橋碼頭容量震譜	8-23
圖 8.3.6	100% 軸向+30% 橫向地震力作用之棧橋碼頭容量震譜	8-23
圖 8.3.7	100% 橫向+30% 軸向+30% 垂向地震力作用之 棧橋碼頭容量震譜.....	8-24
圖 8.3.8	30% 橫向+100% 軸向+30% 垂向地震力作用之 棧橋碼頭容量震譜.....	8-24
圖 8.3.9	迴歸期 475 年地震水準之彈性設計反應譜	8-26
圖 8.3.10	迴歸期 475 年地震水準之地震需求震譜	8-27
圖 8.3.11	回歸期 475 年地震水準結構耐震性能績效點	8-28
圖 8.3.12	棧橋式碼頭迴歸期 475 年地震作用下之塑鉸分佈.....	8-29
圖 8.4.1	棧橋式碼頭基樁損壞等級之界定.....	8-30

表 目 錄

表 4.3.1	重力式碼頭功能性可接受標準值(一)	4-13
表 4.3.2	重力式碼頭功能性可接受標準值(二)	4-14
表 4.3.3	板樁式碼頭功能性可接受標準值(一)	4-16
表 4.3.4	板樁式碼頭功能性可接受標準值(二)	4-18
表 4.3.5	結構使用功能與變形量之關係	4-23
表 4.3.6	結構保持機能之變形量上限	4-23
表 4.3.7	國內現行規範之設計目標	4-25
表 4.3.8	日本 1999 年設計基準之設計目標	4-26
表 4.3.9	日本 1999 年設計基準中鋼管棧橋式碼頭容許韌性比	4-26
表 4.3.10	日本 1999 年設計基準之設計目標細則	4-26
表 4.3.11	各等級耐震構造物之功能性目標	4-27
表 4.4.1	臺中港 1 號碼頭之功能性目標	4-31
表 5.3.1	各類設計方法之應用時機	5- 6
表 5.3.2	非液化工址重力式碼頭變位與安全係數之相關性	5- 8
表 5.3.3	921 地震中臺中港碼頭災損情形	5-11
表 5.3.4	非液化工址板樁式碼頭變位與安全係數之相關性	5-16
表 5.3.5	各振態對應 E160 之水平變位	5-29
表 5.3.6	各振態對應 D156 之水平變位	5-30
表 6.2.1	國際航海協會構造物等級	6- 4
表 6.2.2	港灣結構物之用途係數	6- 5
表 6.2.3	本案例選定之功能目標	6- 5
表 6.5.1	本計畫分析案例之耐震功能	6-22
表 7.1	本計畫分析案例選定之功能目標	7- 3

表 7.2.1	本案例之地震主動土壓力係數.....	7- 8
表 7.2.2	本案例之地震主動土壓力之水平分力.....	7- 9
表 7.2.3	本案例之地震被動土壓力係數.....	7-10
表 7.2.4	本案例之地震被動土壓力之水平分力.....	7-11
表 7.2.5	各潮位之地震時動水壓力.....	7-12
表 7.2.6	各潮位之殘留水壓力.....	7-13
表 7.3.1	實際主動破壞面夾角及對應體積.....	7-22
表 7.3.2	滑動塊體總重.....	7-23
表 7.3.3	$K_r=0.1869$ 之各項計算值.....	7-25
表 8.3.1	結構耐震功能績效點.....	8-27

第一章 前言

1.1 研究緣起

過去之一百年，世界各地發生了許多次的大地震，其中較著名的有 1906 年的美國舊金山大地震、1923 年的日本關東大地震、1960 年的智利大地震、1976 年的中國唐山大地震、1989 年的美國洛馬-普雷塔 (Loma Prieta) 大地震、1994 年的美國洛杉磯北嶺 (Northridge) 大地震、1995 年的日本阪神大地震、1999 年的土耳其大地震及臺灣的集集大地震，這些地震均造成當地人民很大生命財產的損失。一般來說，地震造成的災害可概分為直接災害與二次災害，直接災害有結構物破壞(如房屋倒塌、橋梁斷落、水壩開裂、道路鐵軌變形等)、地面破壞(如地面裂縫、塌陷、液化噴水冒砂等)、山體等自然物的破壞(如山崩、滑坡等)、海嘯、海底地震引起的巨大海浪沖上海岸，造成沿海地區的破壞。在直接災害發生後，大都會引發出二次災害，主要的二次災害有火災、水災、山崩及停電等。火災主要是因為房屋倒塌造成未關閉的瓦斯爐傾倒而失火，或是瓦斯管線斷裂而起火，另外，房屋或電線桿傾倒也可能造成電線走火而引發火災。由過去的災損顯示，二次災害的人民生命財產損失有可能遠大於地震的直接災害，如 1906 年美國三藩市地震及 1923 年日本關東地震，人員死傷及財產損失均主要來自火警。除了房屋倒塌以及火災之外，大地震很可能造成都市的「維生管線」(life line) 全面損壞停擺，所謂的維生管線是指都市生活中不可或缺的各项管線，包括自來水、瓦斯、電力線、電話線、污水下水道、道路交通等。就日本阪神大地震的經驗而言，政府的災後救援工作礙於維生管線的損壞，而無法立即進行，直到災後兩三天後才開始運作，停水停電也是到兩三天後才開始慢慢修復。

近年來學者專家藉由過去的災損案例獲得了一個啟示，也就是依據傳統耐震設計規範所設計之構造物，雖能保有當初設計的目標（小震不壞、中震可修、大震不倒）的要求，但卻造成震後如內裝設備與維生管線等非結構元件的嚴重損壞，不僅使災後構造物無法發揮原有的設計功能，其所造成的二次災害或後續的維修均造成經濟上嚴重的損失。有鑑於此，美國自 1992 年起，由加州工程師協會(SEAOC)組成一 Version 2000 委員會，試圖研發出一套使建築物具有可預期之功能性的設計方法，並預定於 2006 年完成整個研究計畫。在日本方面，日本建設省於 1995 至 1998 年也進行了功能性設計的技術研究，隨後於 2000 年將其建築基準修訂為以功能為基礎之設計方法。在港灣構造物部份，日本港灣協會也於 1999 年修訂版之「港灣設施技術上之基準同解說」^[1]將功能性耐震設計之理念導入基準中。另外，國際航海協會(INA)於 2001 年所出版之「Seismic Design Guidelines for Port Structures」^[2]一書中，對港灣構造物之損壞程度與重要性等級分類有深入量化的說明，並分別對其在不同設計地震力下應具備的功能訂有相關的規定。

有鑑於美、日等國已經著手於功能設計之研究，且功能設計法為本世紀耐震設計之新趨勢，國內應該及早進行功能性設計法之相關研究以提昇國內之耐震設計水準。

1.2 研究目的

本研究目的可摘列整理如下：

1. 配合因應我國加入 WTO 後，國內市場日趨國際化之需求，及國際潮流之趨勢，研發新設計方法與制定設計規範，以符合實際需求。

2. 新設計方法與設計規範之擬訂，使港灣構造物之設計更趨合理化，功能化，進而節省國家建設資源與公帑。
3. 藉由新設計方法之導入，提昇國內產官學界之相關設計與研究水準。

1.3 研究方法與限制

由於現今國內並無港灣構造物功能性設計方法之相關規範，所以無法以國內規範來做示範例說明，本研究研讀國外功能性設計相關規範發現，日本港灣構造物設計基準僅定性的規範構造物之功能目標，而未定訂定量的功能性目標值，供設計者依循；而國際航海協會不僅提供定量的功能性目標值，也提供針對重力式、板樁式以及棧橋式碼頭，簡便分析、簡便動力分析以及動力分析三種不同的分析方法。由於我國港灣構造物功能性設計法還屬於發展階段，本研究為將功能性設計法之理念與精神推廣至工程界，遂採用國際航海協會所建議之功能目標與分析方法，針對既有重力式、板樁式以及棧橋式碼頭的功能性評估示範例作說明。另外，土壤液化對於港灣構造物之功能發揮影響雖然甚大，不過礙於相關分析方法還未臻完善，且經費與期程有限，所以本研究未將土壤液化之因素考慮於示範例中。

另外，本研究之「功能性」僅限於結構之破壞與結構本身之機能，不包括該破壞所造成的其他影響，且僅考量「耐震功能性」。因既有文獻對防波堤之功能目標之訂定尚屬研究階段，在考量研究時程與經費限制，本研究之「港灣構造物」將排除防波堤以及港灣附屬設施，僅限於碼頭結構。

由與本所研究人力不足，所以本年度（本研究之第三年）藉由合作研究方式與鼎興工程顧問公司及海洋大學之研究團隊合作，藉由上述兩單位的協助完成今年的研究項目。

1.4 研究內容與流程

本年度為本研究之第三年，主要研究重點著重在既有碼頭構造物之功能性評估示範例之探討，其工作項目如下所示，其工作流程如圖 1.4.1 所示。

1. 重力式碼頭功能性評估示範例探討

選擇臺中港 1~4 號重力式碼頭，進行簡便分析及簡便動力分析之功能性評估。

2. 板樁式碼頭功能性評估示範例探討

選擇安平港 31 號板樁式碼頭，進行簡便分析及簡便動力分析之功能性評估。

3. 棧橋式碼頭功能性評估示範例探討

選擇基隆港東 11 號棧橋式碼頭，進行簡便分析及簡便動力分析之功能性評估。

4. 今後研究課題

研擬接續本研究之後續研究課題以持續邁向建立國內功能性設計法與應用之目標。

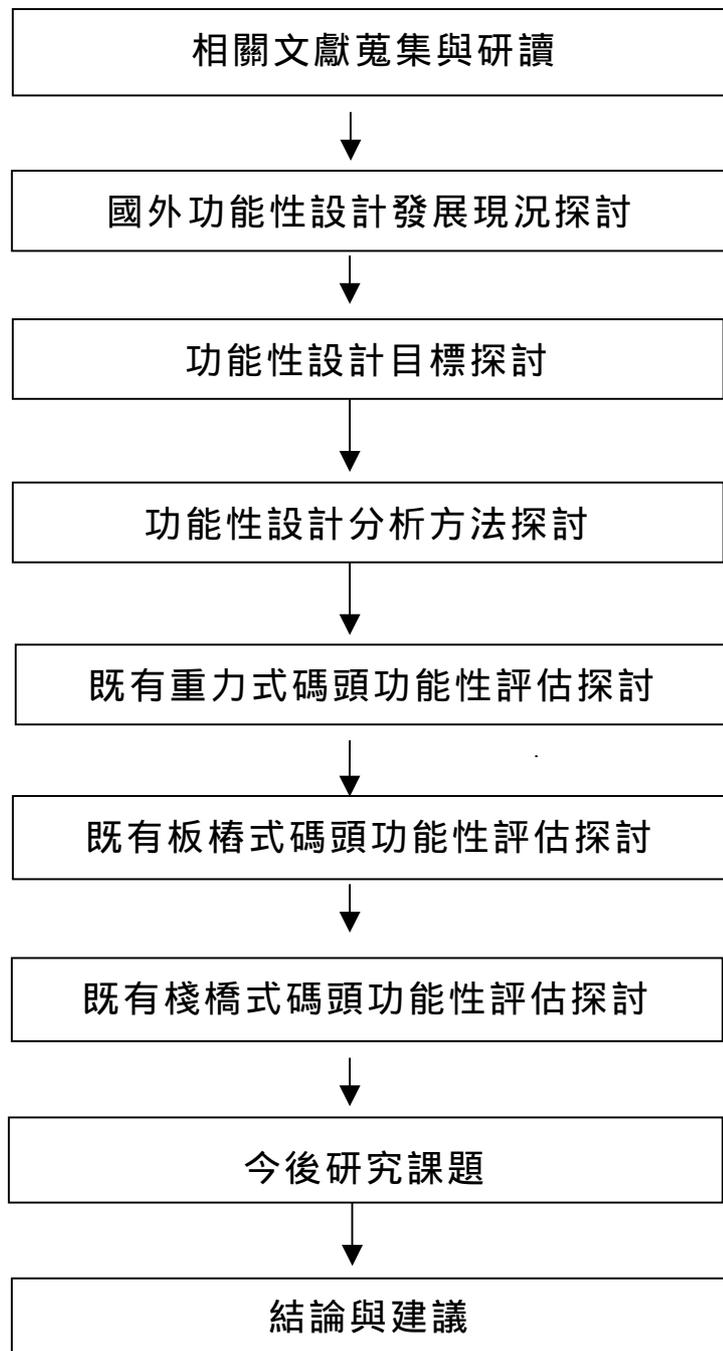


圖 1.4.1 研究流程圖

第二章 國內外耐震功能性設計法之研究現況

2.1 美國耐震功能性設計法之發展過程

自 1927 年第一個美國耐震設計規範 UBC 誕生後，許多工程界和學術界的研究者就紛紛致力於了解構造物遭遇地震後之行為和功(性)能(Performance)之研究，並制定耐震規範。工程師和研究者早已意識到以構造物之功能性為依據制定耐震規範之理念，然而，早期 UBC 耐震設計規範並未特別強調耐震功能性之觀念，1952 年之 UBC 規範確定了耐震係數或震度(Seismic Coefficients)與結構基本週期之相關性，1959 年及 1960 年，加州結構工程師協會(SEAOC)基於耐震設計至少需保證構造物在遭遇歷年來最大地震力作用時，其主要結構不能破壞以避免生命損失，但不確保所有結構構件、非結構構件以及設備等的破壞之要求，而建議以側向地震力作彈性分析；1960 年代以分析構造物受力後之塑性行為作為努力的方向，因此得以研發出相關的結構分析程式與軟體；1963、1965、1966 年 SEAOC 藍皮書(Blue Book)與 1967 年 UBC 建議耐震設計側向力僅被動地包括韌性行為和功能性的需求，定性要求結構在小、中、大型荷載作用下之不同行為，並未特別強調 PBEE；1970 年代，努力方向為考慮地震荷載反覆作用下，降伏後之材料特性和實際工址特定地震力；1980 年代，各研究努力的方向為對各種構件、連接、側向系統進行實驗以及分析其塑性行為，並發展隔/減震系統，特別是 1986 年之 Army TM-5-809-10-1 針對重要軍方建築而建議訂定之技術手冊，考量兩種等級地震力，並間接評估結構塑性變形後之功能性，這本手冊對爾後功能性設計法的發展起了非常重要的作用；1989 年 Loma Prieta 地震後，各界對地動的摧毀力量有了更新的認識，也對當時規範的合理性產生質疑，並考慮採用以功能性為基礎的分析方法。

最初，功能性設計之理念是針對既有建築物之防災研究，1992 年，美國聯邦危機災害管理局(Federal Emergency Management Agency 簡稱

FEMA)贊助,由應用技術委員會(ATC)為建築物耐震安全委員會(BSSC)而執行 ATC-33[包括 FEMA 273、274&276],「對既有建築物耐震評析和補強指南」之研究,首次力求將功能性為標的之方法規範化,並將定量的功能性表達用於表示以前所用的定性的功能性等級,1994 年的 Northridge 與 1995 年的 Kobe 大地震震害更證明了修改現行規範的必要性。

PBEE 為構造物之選址(Siting)、設計(Design)、營造(Construction)和維護(Maintenance)提供方法,以使其在不同大小地震力作用下達到預期之功能性目標。美國在近年來由各大學、科研及政府機構之共同努力下,進行了一系列相關功能性設計之研究,除了前面所提 1992 年開始 ATC-33[FEMA 273、274&276]之研究外,1993 年 FEMA 贊助加州大學柏克萊分校地震工程研究中心(EERC)進行建築物耐震功能性設計之研究,頒布「建築物功能性設計」FEMA-283 報告[EERC 1996];1994 年美國北嶺地震後,FEMA 贊助加州結構工程師協會(SEAOC)頒布的功能性設計法架構 Vision 2000 [SEAOC 1995],該架構大致上基於 FEMA 273 研究之理念,也是日後日本在該方面研究所參考之重要資料;其他較典型之文獻還包括由美國國家地震工程研究中心(NCREE 現改名為 MCREE)贊助並由應用技術委員會(ATC)頒布的 ATC-34,加州耐震安全委員會(CSSC)贊助由應用技術委員會(ATC)頒布的 ATC-40 [1996],SEAOC Blue Book [1999]還特別強調今後以構造物之變形(位移)要求直接進行設計之趨勢,IBC (International Building Code) 2000 [International Code Council 2000]也在既有強度設計法之基礎上,引進功能設計法之理念。

目前功能性設計法(如 FEMA 273)所用之理念雖然建立了構造物整體與局部構件之功能等級,但對構造物功能之可接受性仍然基於局部構件,並未從結構整體加以評估;另外,也未提到與經濟性直接相關之課題,與功能設計法最終目的確保整個壽命期之經濟利益仍有很大差距;同時,以報告所述方法來設計或評估補強後,能確保構造物滿足預期功能性之可靠度如何,亦尚不清楚。惟 FEMA 贊助 SAC 執行鋼結構抗彎矩構架防震之研究中,對新建鋼結構抗彎矩構架之耐震設計

與既有鋼結構抗彎矩構架之耐震功能性評估與加強[FEMA 350, 2000]，首次探討結構整體功能性可接受準則以及設計的可靠度，而為政府防救災工作提供服務之地震災害評估決策支援系統 HAZUS[FEMA 366, 2001]也力求估算區域性地震損失之大小，這些均為目前功能性設計法之關鍵研究課題。

2.2 日本耐震功能性設計法之發展現況

除美國外，日本、紐西蘭等國也均在其現行之構造物耐震設計規範中引進功能性設計法[運輸省港灣局監修 1999、日本土木學會 2000]。日本特別因 1995 年 Kobe (Hyogoken-Nanbu)地震對結構構件以及非結構構件所造成的嚴重災害，而提出今後耐震設計要考量兩個等級之地震危害-也即是現行規範引進功能性設計法之核心[日本土木學會 2000]，同時還需探討工址地盤的特性以及構造物之變形行為。日本港灣設施之耐震設計規範自 1951 年建立以來也經歷了多次變革，除了 1979 年首次明確指出要評估土壤液化之潛能以外，均以採用耐震係數或震度(Seismic Coefficient)之擬靜力分析方法。1999 年「港灣設施技術上規準、同解說」[運輸省港灣局監修 1999]在既有以擬靜態地震側向力分析之基礎上修改耐震係數及構造物之重要性係數(Importance Factor)，除了考量地盤之影響外，採用兩個等級地震危害，並對一般構造物以及特定構造物相應之功能性提出具體要求，並力求量化。「港灣構造物設計基準-耐震設計之修訂」[交通部運輸研究所 2002]報告中從構造物的現行強度設計法之觀念，比較我國與 1999 年版日本耐震設計規範，沒有探討日本之新規範係在舊規範之那些規則中，引進了功能性設計法之相關理念。「碼頭結構物耐震設計之研究」[交通部運輸研究所 2002]報告中，較明確指出 1999 年版日本耐震設計基準中導入耐震功能性設計之理念，但未以與功能設計法之流程架構相關之內容或概念加以說明，對於不了解功能性設計法理念者，可能仍然無法明瞭何謂功能性設計法。有關港灣構造物之功能性設計法之研究以日本菅野高弘之研究[Iai and Ichii 1998、Iai 2001]為代表作，Iai and Ichii [1998]

針對港灣構造物之耐震功能性設計法，明確指出傳統設計法以結構強度平衡外部地震力之分析方法已落伍，以構造物抵抗隨機出現之地震之耐震功能性進行設計更具人性化，特別強調不同港灣構造物之破壞控制指標；[Iai 2001]一文簡述 2001 年國際航海協會(International Navigation Association，原名 Permanent International Association for Navigation Congresses) [INA 2001]所頒布之港灣構造物耐震設計準則之特點，該準則為第一本國際性準則，由包括阿爾及利亞、加拿大、丹麥、德國、希臘、義大利、日本、荷蘭、西班牙、英國及美國等 11 個國家之專家共同研擬，該準則除了比較各國規範之特色，同時也反應了各種港灣構造物之不同功能性，指出現行在某一等級設計地震下基於力量之設計方法，可能無法滿足構造物在遭遇其他等級地震力下之功能性，特別強調高危害度或特別重要之構造物在烈震下也需維持其使用性。

2.3 國內引進耐震功能性設計法之現況

為因應技術發展及國際化之需求，國內也已著手推動功能性設計法在橋梁及建築物耐震方面之研究[薛強 2001、羅俊雄等 2000、張國鎮等 2000、宋裕祺與蔡益超 2003]，財團法人中興工程顧問社發表之研究報告[薛強 2001]對功能設計法之緣起、理念、架構和內容作了詳細介紹；對既有耐震功能性評析法-特別是用於評估塑性結構在設計地震力作用下位移需求之位移係數法、容量譜法、破壞分析，對既有耐震功能性設計法之位移法、能量法、可靠性法、成本優化目標法、綜合設計法等設計理念-特別是直接位移設計法進行回顧；除了對既有耐震功能性評析法及設計法提出可改進之建議[薛強 2000, Xue 2002a]，提出一泛用型位移評析及位移設計數值計算法 [Xue 2001a]，並以 Newmark-Hall 塑性反應譜為例，應用一些參考文獻中之範例驗證其方法之正確性，同時，將之應用於多功能性目標之耐震功能性設計法之整個流程[Xue 2002b]；對等效線性系統所應用之有效阻尼之準確性也加以評估[Xue 2001b]；報告中也介紹在所提方法中如何考慮高模態、

近斷層以及累積破壞等特殊效應之影響，彌補位移法本身不能考慮地動特性(如延時等)的缺失[薛強 2003]，除此以外，報告之附錄中對 PBEE 之發展史、定量耐震功能性可接受標準之建立、在國內引進 PBEE 之必要性[Xue 2000]、所採用之模型以及數值分析方法等加以說明或解釋。

內政部建築研究所以及交通部也與國內學術單位合作，探討在建築物以及橋梁之耐震規範中引進功能性設計法之理念[蕭江碧等 2000、羅俊雄等 2001a、蔡克銓等 2002、邱耀正及許茂雄 2001、羅俊雄等 2001b]。例如：「建築物耐震規範及解說之修訂研究」[蕭江碧等 2000]之報告參考 IBC 2000 已開始具體融入結構耐震功能性評析及設計要求，重新檢討臺灣耐震規範，特別針對強地動特性、微震區之劃分、近斷層特性及構造物之耐震功能性等加以考量，力圖引進耐震功能性設計法之理念。最小設計水平總橫力之計算中，將既有規範中之 ZC 值合併成為 S_{ad} ，同時，考量近斷層效應以及地盤特性，該規範草案中，也對結構系統特別是其不規則性加以定義，以便區別所採用分析方法之複雜度，除了對構造物部分有具體要求以外，也對非構造物部分、工程品管、隔減震裝置等方面提出建議；但該規範仍然強調強度，結構之塑性也基於強度及韌性容量，對一般構造物也仍然僅考量單一的耐震功能性要求，僅對隔震系統及考量近斷層地動時才要求考量最大規模地震潛勢，對不同重要度之構造物之不同功能性未明確要求甚至加以量化；「建築物耐震規範示範例之研擬及規範條文之研修」[蔡克銓等 2002] 以範例檢討上述修訂規範之條文及解說是否有不清楚或不適宜之處，特別建議將日本道路協會 1996 年版之「道路橋示方書 V 耐震設計篇」中有關土壤液化及 Seed 簡易經驗法等相關規定列於解說中以供參考用；「建築物結構耐火技術性能式設計法之研究」[邱耀正與許茂雄 2001] 考量近年來歐美及日本等國對建築物防火安全要求，該研究針對不同構造系統(RC、鋼結構、木結構、磚構造等)，分別比較各國之耐火理論及計算方法之異同，進而建立國內建築物耐火評估方法，同時指出對於相同之耐火功能性之設計，以日本的功能性檢證法

較為經濟合理，而我國現行規範相對保守；「建築設備耐震規範之研訂(II) -- 管線設備耐震規範之評估」[姚昭智與林其璋 2000]更以功能性設計法不僅考量構造物本身，同時考量其附屬設備之功能性之理念，檢討管線設備之耐震規範；「公路橋梁耐震設計規範及解說之修訂研究」[羅俊雄等 2001b]特別強調近斷層水平加速度係數；目前上述擬修改規範中，變異最大的為考量地盤土壤及近斷層對反應譜之影響[羅俊雄與陳昭佑 1999]，進行地震危害度之分析[羅俊雄等 1999]以提供規範建議值。

民國八十七年由資策會委託美國 RMS(Risk Management Solution) 公司撰寫 HAZ-Taiwan 地震損失評估系統以便有效評估地震潛在的危害性，為使該系統更模組化與本土化，國家地震工程研究中心葉錦勳博士等多位專家學者，經過多年的努力，終於完成『臺灣地震損失評估系統-TELES』之建置，提供各級政府與民間業者評估地震潛在危害度的工具，可以在平時作地震境況模擬，以便了解各種規模與不同震源機制下各地區受損程度，訂定防救災計劃；也可在地震發生後的短時間內，提供早期災害分佈情況，以協助緊急應變中心規劃緊急應變措施；還可結合易損性分析進行地震風險評估。

雖然國內對港灣構造物之設計[侯和雄與王慶福 1993、交通部技術標準規範港灣類工程設計 1999、港灣技術研究所 1997]、安全性之評估[張學孔等 2001]、港灣設施在地震中之災損調查與評估[簡連貴等 1999]、土壤液化[李咸亨 2002、陳景文 2002、溫紹炳 2002、簡連貴等 1997]、分析方法[張國泉 1995]等均有研究，但有關港灣構造物之功能性設計法的研究較少。國立臺灣海洋大學以棧橋式碼頭為例[張權 2002、張景鐘 2002]，嘗試採用 ATC-40 容量振譜法理論與易損性分析，對港灣結構物之震害進行評估；李賢華等[2002]也以棧橋式碼頭為例，由結構試驗探討破壞指標與試體表面破壞現象之關係；但國內目前尚缺乏一較完整的研究對功能性設計法進行系統性的介紹以及對特別課題進行較深入的探討，且目前相關之設計基準仍未引進功能性設計之理念，期望藉由本研究之過程能產生拋磚引玉之效。

第三章 耐震功能性設計法概述

3.1 序論

構造物之功能性係指在外力作用下，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。功能性設計法是以控制結構破壞程度為標的之設計方法，耐震功能性設計法即是以控制構造物在地震力作用下之破壞程度為標的。該方法之基本理念在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壽命期的各階段之耐震功能性，並以構造物整個壽命期之耐震功能性和經濟性(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，構造物之耐震功能性可滿足使用者、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[Fajfar and Kowarinkler 1997]。

本章主要介紹功能性設計法之輪廓，因考量土壤液化與港址的選擇、碼頭震後的破壞以及所採用之數值分析方法等之相關性，故本章也特別對土壤液化潛能分析之文獻作一整理以供參考。

3.2 工作應力法→強度設計法→功能性設計法

鋼筋混凝土的使用可追溯到十九世紀末到二十世紀初，在這之前或同期，大多數設計者在工作中遇到的是具有彈性行為的木材或鋼材，所以，最初鋼筋混凝土之設計也採用同樣之彈性方法。被採用了約半個世紀的工作應力法(Working Stress Method)，假設鋼筋混凝土為各向同性之線彈性材料，只要應力足夠小，鋼筋混凝土近似為彈性，

而分析中，將其中一種材料(鋼筋或混凝土)也轉換為等效的另外一種材料(混凝土或鋼筋)代替，以滿足各向同性。而所謂容許應力設計(Allowable Stress Design)就是採用工作應力法，考量使用荷載(包括靜載重與活載重)下，構件所受的應力不超過構件本身的容許應力，並考量不確定因素，採用適量安全係數。但計算構件在使用荷載下所受的應力，通常考量構件開裂與未開裂之情形採用一些假設，實際上計算之應力也未必準確，同時，這種方法也未能掌握構件實際具有之承載能力或破壞狀態。

二十世紀中期，對鋼筋混凝土結構在超過實用荷載力量下之行為有了較好掌握，實驗表明可測得鋼筋混凝土構件之強度，50年代中期，由 ACI 引入強度設計法(Strength Design)或極限強度設計法(Ultimate Strength Design)，該方法強調材料強度而非荷載所產生的應力，不再限定結構之彈性行為，可以預估結構在較高應力狀態下之承載能力，使得應用高強度之鋼筋成為可能，同時可以確保韌性結構之韌性能耐，同樣考量不確定因素，通過隨機概率理論分析，引入載重係數與強度折減係數，以載重係數考量與施加荷載相關之不確定性，調整各載重可能之大小或表達其變異性或估算之準確性，而以強度折減係數表示與材料強度、模擬與分析中的近似或營造之誤差等相關之不確定性，以使設計結果更具可靠性，與結構的實際行為相符，例如：強度設計法考量結構在超過使用荷載之載重下之高應力狀態，實際設計原理基於理想彈塑性模型(降伏強度=極限強度)，所以，對於韌性結構，以與結構韌性容量等相關之折減係數折減設計地震力施加於結構之側向荷載，仍然以彈性分析方法進行分析，並未真正考量結構可能之塑性變形行為，由此而生的誤差由強度折減係數來反映。工作應力法已逐漸被強度設計法代替，如今，強度設計法更為廣泛地被應用於鋼筋混凝土結構之設計，而直到約 15 年前(1986 年)，強度設計法才經由 AISC 提出載重與強度係數法(Load Resistance Factor Design)應用於鋼結構，而在木結構與磚石結構之應用始於約 5 年前，仍在不斷改善中。

目前，國內 2001 年版鋼結構建築物之設計規範中，工作應力法[內

政部營建署 2001a]與強度設計法[內政部營建署 2001b]均存在，各顧問公司也視有無方便之設計工具及業主是否特別要求來決定採用哪一種方法來設計。國內 RC 建築物與橋梁結構之設計均採用強度設計法，而港灣工程之 RC 碼頭構造物仍然採用工作應力法。

耐震設計規範一直均在各地震害與各種研究中不斷受到考驗與檢討再更新，由第二章之內容可知，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傳統規範進行檢討。

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。儘管傳統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。

傳統耐震設計係要求構造物在使用年限內，有足夠的能力抵抗某一可能發生之大地震而不造成生命損失。人命安全固然最重要，但結構設計及營造過程之誤差及未來遭遇地震力大小等之不確定性，使得這種耐震要求仍受到威脅。以往由美國、日本與臺灣等各地所發生的震害顯示：除人命安全外，更多的經濟損失來自於構造物或其附屬設施之損壞所帶來的維修、補強，以及正常工作的中斷或營運停頓等。為滿足構造物整個壽命期之綜合經濟利益，功能設計法增加了結構物使用期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。

傳統之耐震設計規範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，而耐震設計規範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功能性，例如目前，我國對港灣設施之耐震設計規範考量：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0.5、1.0、1.2、1.5不等之“重要度係數”來反應結構物之重要程度，保證不同程度之功能性，耐震要求僅定性地隱含在傳統之耐震設計法中，雖然耐震規範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[Moehle 1996]，功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功能性。

所以，為克服上述缺陷，耐震功能性設計法引進定量的耐震功能性目標，同時考慮結構整體、結構構件及非結構構材與設備之耐震功能性要求；除生命安全要求外，增加結構使用期之破壞控制耐震功能性；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，進行耐震功能性設計或評估。功能性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功能性是否滿足設計目標。耐震功能性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功能性標的之保證，結構物良好的維護和監測亦是保持其原有耐震功能性之必要條件。

3.3 耐震功能性設計法與傳統設計法之主要區別

綜合上述，耐震功能性設計法與傳統設計法之主要區別在於：

(1) 多等級耐震功能性設計目標 vs. 單一耐震設計目標

- 生命週期各階段不同功能性要求之多耐震等級 vs. “抵抗 475 年回歸期地震力”之單一功能性等級；

耐震功能性設計法增加破壞控制功能等級，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，以保證整個設計施工、使用和維護生命週期之綜合經濟利益。

- 直接明確定量 vs. 間接隱含定性的功能性表達方式

功能性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功能性。

- 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功能性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

功能性設計法根據耐震功能目標之高低，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，功能目標越高，所採用之分析方法越複雜。特別是對於非剛性結構，耐震規範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。傳統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，而功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。

3.4 耐震功能性設計法之架構及主要內容

構造物功能性設計法之應用流程如圖 3.4.1[SEAOC 1995]所示，流程中各步驟相關之主要內容如圖 3.4.2 所示。

耐震功能性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 3.4.1)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。

3.4.1 概念設計階段

1. 選擇功能目標

概念設計階段首先要建立功能目標(包括地震危害等級之劃分、地震危害之表達方式、對應之功能性等級之定性劃分、功能性定量表達參數或指標以及量化各等級功能性可接受標準值)，相關內容在第四章詳細探討。

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)，例如：對港灣構造物所在位置土壤液化潛能之分析(參見第 3.6 節)，了解該工

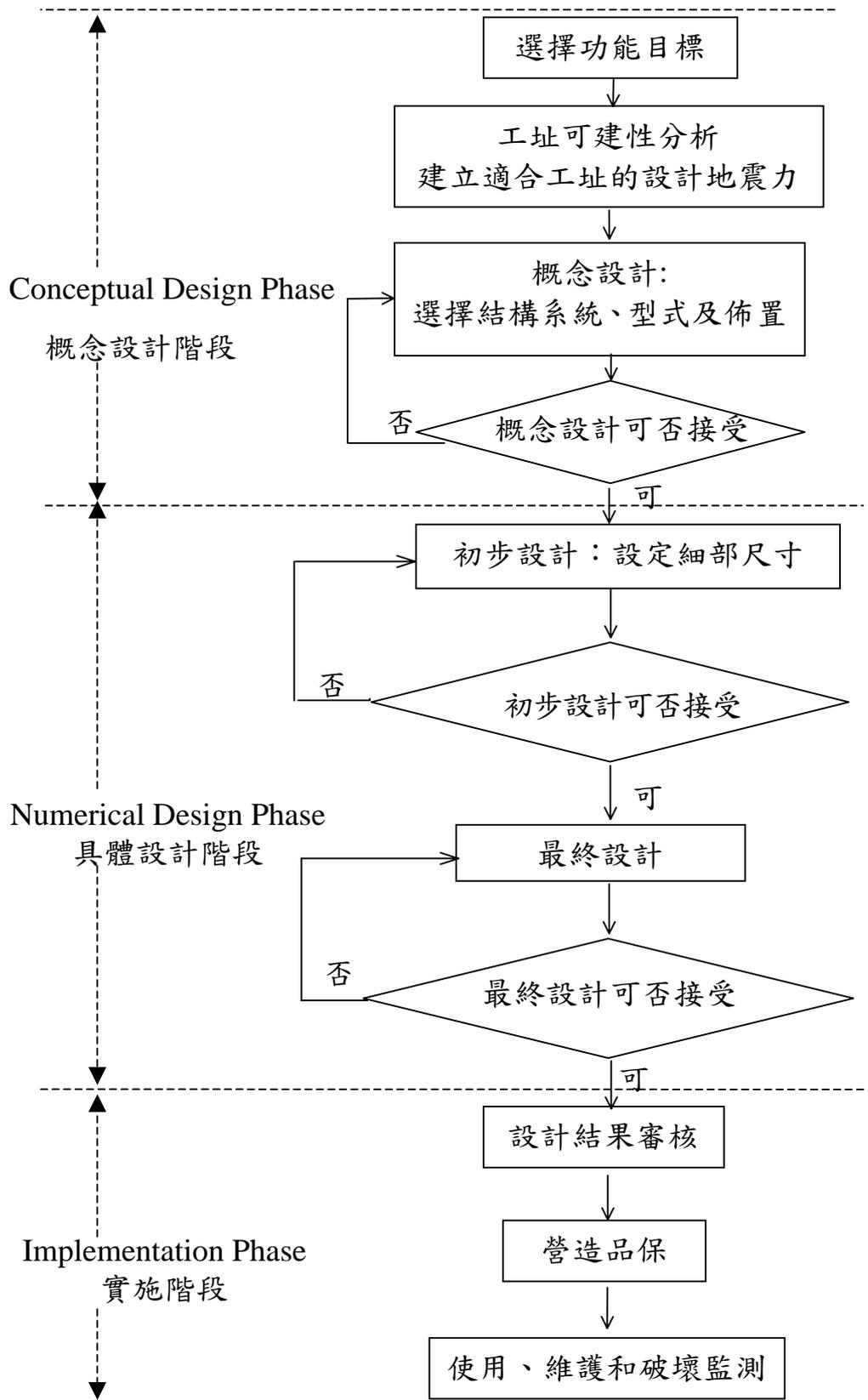


圖 3.41 「功能性設計法」之流程架構圖

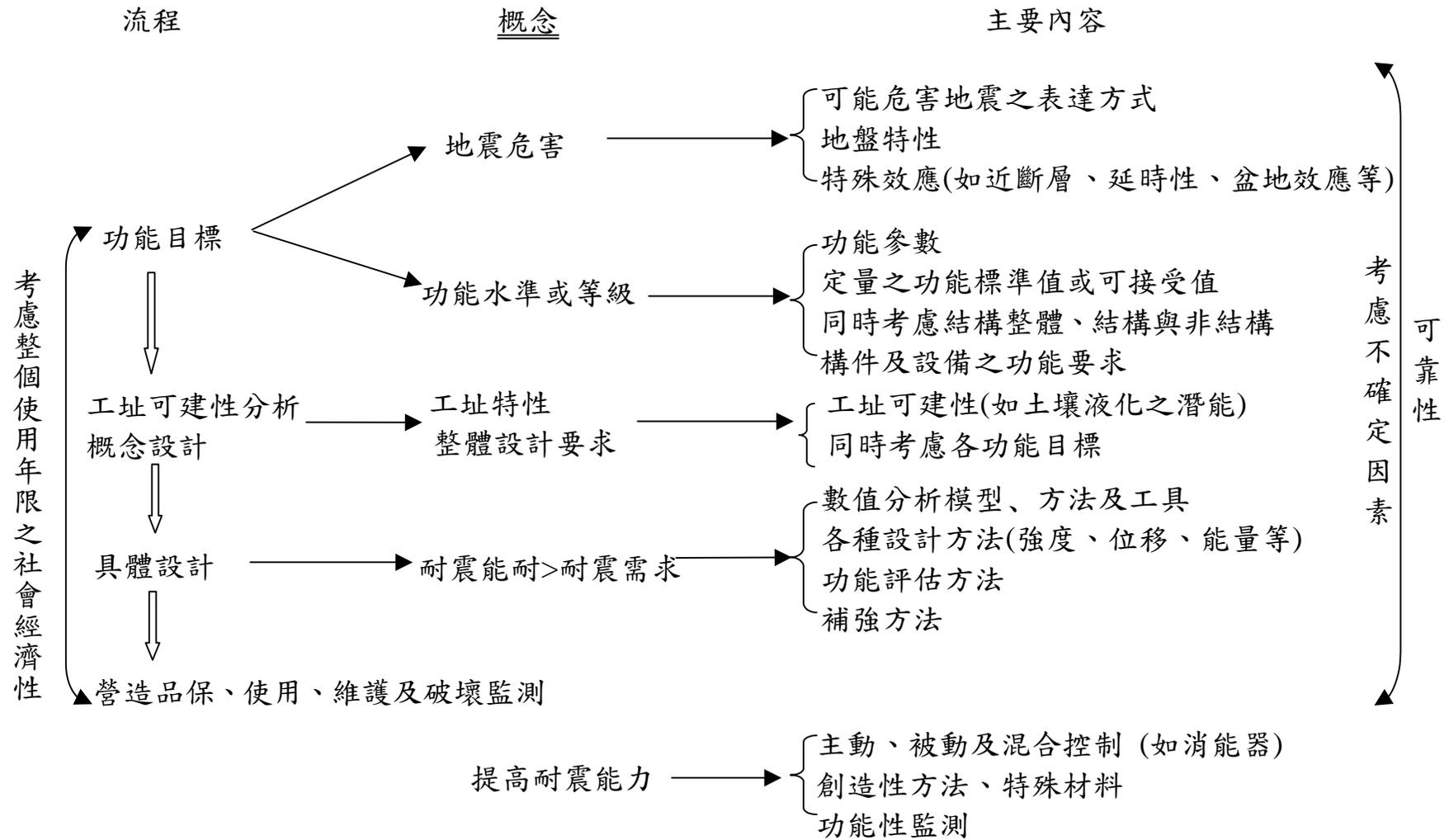


圖 3.4.2 功能性設計法(PBEE)之內容

址遭遇危害及破壞之可能性，明確既定之耐震功能性目標是否可以達到，否則應經由(1)應用特殊技術；(2)遷移工址；(3)修改設計功能性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規範之功能性要求。例如，對液化潛能高之區域進行地質改良[張惠文等 1992、賴聖耀等 2002](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功能性，則需要遷移工址，選擇液化潛能較低之區域進行建造。值得一提的是，許多構造物特別是建築物之工址，通常是土地所有者所擁有的財產，所以，遷移工址也並非一定可行，所以，發展特殊技術以減小潛在危害，仍需繼續研究；即使是國有土地，遷移工址也需要與建管單位等進行配合，所以，功能性設計法之理念中，也強調各領域之間，工作者相互合作與協調，以保證構造物之功能性。

3. 概念設計

概念設計是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。目前碼頭設計基準及說明[交通部，民國 86 年]之第五篇對碼頭規模、碼頭佈置及碼頭結構型式之選擇作了簡要說明。

能量平衡方程有助於概念設計，檢視能量平衡方程式：

$$E_I = E_E + E_D = E_K + E_S + E_{H\zeta} + E_{H\mu} \dots\dots\dots (3.1)$$

其中， E_I 、 E_E 、 E_D 、 E_K 、 E_S 、 $E_{H\zeta}$ 及 $E_{H\mu}$ 分別為地震輸入能量、結構固有之彈性能、消散之能量、動能、應變能、遲滯阻尼消散能及遲滯塑性變形消散能，設計者可考慮技術性與經濟性，決定地震輸入能量 E_I 由 E_E 代表之彈性變形來平衡，還是需要使用變形韌性比 μ 所意味的構件破壞來增加塑性變形($E_{H\mu}$)，或需在合適位置使用消能裝置($E_{H\zeta}$)來控制結構之行為，而當使用增加 μ 值所增加之塑性變形($E_{H\mu}$)無助於改善結構之行為時，若可能，設計者可考慮採用特殊技術(例如建築物或橋梁結構所用之隔震技術)以降低地震輸入能量 E_I 。

概念設計準則之主要目的在於減小因結構分析或不確定因素所造成分析結果與結構之真實行為之間的差異，例如盡量採用規則性的構造物，因為這些結構相對簡單且較容易分析與設計，質量、強度、勁度等在平面或立面之突然變化(不均勻或不連續)將使得側向荷載之分布及結構變形與規則結構相差很大，雖然這或許可以經由複雜的分析方法特別地設計，但仍然應盡可能減小不確定因素之影響[Bertero 1982]。

雖然傳統之設計法在初步設計中也有類似之考量，但功能性設計法中，要求根據可以接受之破壞程度，明確量化設計所用之功能性目標，該設計目標可能容許一定程度之變位，而與傳統之設計可能不容許變位(例如重力式碼頭之滑動)所導致概念設計之結果也有差異。

3.4.2 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功能性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，計算所得之量化功能等級(如應力或應變、韌性比、變形或其他破壞指標) \leq 功能標準值』為功能性可接受條件或破壞準則。

初步設計可以經由兩種方式進行，其一為採用傳統之設計方法，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；其二為根據既定之功能目標，以特別之分析方法計算要滿足功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”作為功能性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，需再根據功能性目標之高低，選用合理的數值分析方法(參見第六章)，計算設計地震力作用下之相關反應參數，並與功能性標準值比較來校核功能目標是否達到，若計算所得構造物之功能性未能滿足設計功能目標之要求，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功能目標，才完成最終設計。所以，功能設計流程是一“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，可同時考量所有功能性設計目標[薛強 2002]，否則，可採用以少量(通常為兩個)功能目標進行初步設計，而以較多功能目標(通常為四個)進行校核之方式完成最終設計。

日本 1999 年版港灣結構物設計基準也根據此原理，特別強調耐震強化設施(重要度係數為 1.5 之最重要構造物)之功能性檢核：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、樁的支承力等耐震功能性，即以分析方法計算之功能性指標(如位移量)不超過量化之功能性水準標準值，若功能性檢核未滿足要求，須修改斷面尺寸再檢核，直到功能性目標滿足要求。

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，並與功能性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功能性，所以，常被稱為對既有構造物之功能性評析，包括 1)對其在地震發生前之耐震功能性評析，以及 2)地震發生後之災害調查與功能性評估。對於不滿足功能性目標之既有構造物，需要進行補強或拆除，所以，補強之方法與措施也是功能性設計法之內容之一。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，可採用重新設置扶直之工法；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。具體內容不在本研究範圍，有興趣者可參考管野高弘[1999]、広瀬宗一[1996]。

3.4.3 實施階段

沒有營造品質保證，再好的設計都將無效，所以，功能性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功能性標的之保證，結構物使用期間良好的維護和功能性監測或檢測，亦是保持其預期耐震功能性之必要條件。因此，建立既有港灣構造物功能性維護管理監測系統之重要性不可忽略，有關碼頭維護管理及安全檢測之詳細內容可參考本所港研中心蘇吉立先生所著「碼頭維護管理草案之初步建議」。

相關功能性設計法之實施階段具體細則、社會經濟性與不確定因素之考量、以及提高耐震功能性之方法等(圖 3.4.1)，非本研究之工作內容，在此不詳述。

3.5 新建構造物之功能性設計與既有構造物之功能性評估

應用圖 3.4.2 之流程架構於新建港灣構造物之功能性設計，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) 定性功能目標之建立;
- (2) 選擇功能性指標，量化功能性標準值(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功能性指標參數值;
- (5) 若步驟(4)之計算結果 \leq 步驟(2)之標準值，則表示功能性滿足，否則，需回到步驟(3)修改設計，再重複第(4)~(5)步驟直到滿足功能性目標，結束最終設計。

對於既有構造物，可採用類似流程進行功能性評估，唯功能目標之建立可考量既有構造物已使用之年限，選擇不同之功能性可接受標準值(參見第四章)，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，若功能性不滿足則須進行補強或拆除(參見第 3.4.2 節)。

3.6 土壤液化潛能分析

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，本節特別針對第 3.4.1 節概念設計中工址可建性分析所提及之土壤液化問題進行文獻回顧。目前，國內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均有規範可循，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。

3.6.1 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[林美聆等 2001、賴聖耀等 2002]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)。Iwasaki et al. [1982]之研究顯示：現有河床、古河道、沼澤、新生地與谷地最可能發生液化現象；沖積扇、沖積平原、天然土提、沙丘、海灘、河灘與平原地有可能發生液化；台地、丘陵與山地較不會發生液化。

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(參見

第四章)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。

3.6.2 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- q_c 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：

- T&Y 法 [Tokimatsu 與 Yoshimi 簡易經驗法, 1983]
- Seed et al. 簡易經驗法 [1985]
- JRA 法 [日本道路協會簡易經驗法, 1990, 1996]
- CBC 法 [中國大陸簡易經驗法, 1989]

以上各方法之具體內容與評估流程可參考：(i) 「港灣地區大地監測調查與液化防治之研究」 [賴聖耀等 2002]、(ii) 「全國

液化潛能圖之製作及評估方法之研究」 [林美聆等 2001]、(iii),交通部[2001]頒布之「公路橋梁耐震設計規範修訂草案之研究」成果報告 MOTC-STAO-90-004、(iv) 營建署「建築物基礎構造設計規範」第十章、(v) 網頁 <http://kbteq.ascc.net/archive/nsc/eidc/1/t11.html>，由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」一文，本報告在此不再重複敘述，該文章對以上各法以及 Arias 震度簡易經驗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. 簡易經驗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)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 值級高 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[2001]、李咸亨[2002]之研究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]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 法之參考資料(1)~(3)，或參考網頁 <http://kbteq.ascc.net/archive/nsc/eidc/1/t>

[19.html](#)上，由國立成功大學土木工程學系李德河與古志生先生所著「CPT 於新生地液化評估及地盤改良之應用」一文，以及 Olsen[1997]、Juang 等人[2000a]等文獻，在此不詳述。

(4) 震測剪力波速 V_s 法

此法為 Tokimatsu[1990]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。

前述文獻中所提及國家地震工程研究中心「全國液化潛能圖之製作及評估方法之研究」係一為期六年之整合性計畫(由包括李咸亨、陳景文、鄭一俊、許華杞、李崇正、黃俊鴻、陳正興、褚炳麟、徐松圻、謝明志、黃富國、簡連貴、林美聆等教授主持研究)，在 85 年度已先完成之「液化潛能評估準則之探討」，為該計畫先建立統一的分析原理和步驟；86 年度起就花蓮、苗栗和嘉義三地開始進行液化潛能圖之繪製；87 年度著手宜蘭縣、臺東縣、臺北盆地、臺中港、高雄縣、臺南縣；88、89 年度完成基隆市、臺北縣市、臺中縣、雲林縣以及高雄市等地區；90 年度完成桃園縣、新竹縣、彰化縣、南投縣及屏東縣等地區之地質鑽探資料搜集與分析並繪製初步之液化潛能圖；91 年度為前期研究成果之種整理，包括收集並建置工程地質鑽孔資料庫，透過地理資訊系統完成全國液化潛能圖之整體繪製及查詢系統之建立，並進行液化評估準則之適用性評估。

交通部運輸研究所—港灣技術研究中心「港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究」[賴聖耀等 2002] 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。已完成臺中港、安平港、臺北港、高雄港及布袋港之地震及液化監測系統，目前及未來將陸續完成花蓮港及蘇澳港之建置工作。

其他相關研究可參考如：葉吉芳等[1997]以模糊可能性理論評估砂性土壤液化潛能；財團法人臺灣營建研究院與土木水利學會大地工程委員會所主辦「土壤液化問題之回顧與展望研討會」(2002)。

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[日本港灣協會 1999]。以上主要介紹傳統設計中常用之『簡易分析法』，在功能性設計法中，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、功能設計流程之設計階段以及所考量功能性目標之高低有關。

第四章 耐震功能性設計目標之探討

4.1 概述

為了讓工程師、業主甚至使用者能較清楚了解構造物在各種規模地震力作用下之耐震能耐，以及確保構造物整個使用年限之綜合經濟利益，功能性設計法要求構造物在各種規模地震力作用下，能滿足其預期之量化功能性設計目標(例如圖 4.1.1)。相較於傳統耐震設計規範僅定性以“至少抵抗 475 年回歸期之地震，即在 475 年回歸期之設計地震力下，剛性結構物如重力式碼頭不得產生滑動、傾覆、結構強度與基礎承载力不足之破壞；而非剛性結構物如棧橋式碼頭，發生塑性變形後，其韌性比不得超過其容許韌性容量”為單一設計目標，功能設計法則為考量地震中，因維修、補強，以及正常工作的中斷或營運停頓所帶來的經濟損失，而從結構使用階段到接近倒塌過程中，增設多個耐震設計目標檢核點，並加以量化，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。由於功能設計流程是一“設計+檢核”之循環過程，為了避免設計過程中計算量較大，若初步設計方法簡便可行，則可同時考量所有功能性設計目標進行設計，否則，可採用以少量功能目標進行初步設計，而對較多功能目標進行檢核，以保證其整個使用年限之功能性要求。

所以，功能性設計法之研究中，首要任務是根據構造物之重要性及發生破壞後可能引發之危害度，去建立各等級地震力下之耐震設計功能性目標(例如圖 4.1.2，詳見第 4.3.3 節)，包括各地震力等級(以一定年限內地震出現之超越機率或相當之回歸期劃分)和對應的功能性水準或功能性等級。除對各等級功能性定性加以說明以外，為明確量化構造物之耐震設計要求，功能設計法要求以直接、透明且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)表達構造物之破壞狀態或耐震功能性，建立這些參數之

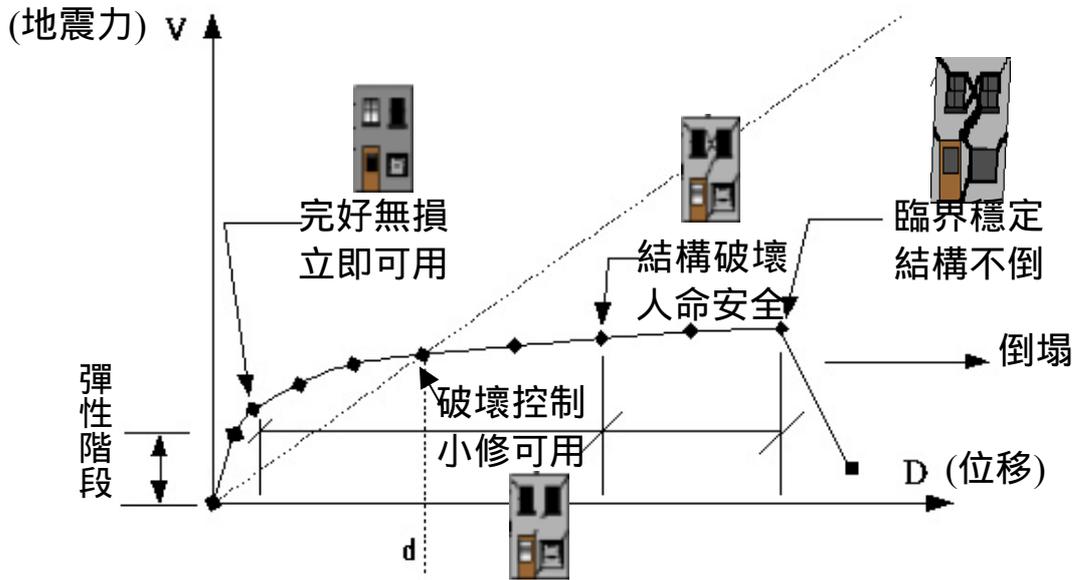


圖 4.1.1 建築物整個使用年限之耐震功能性

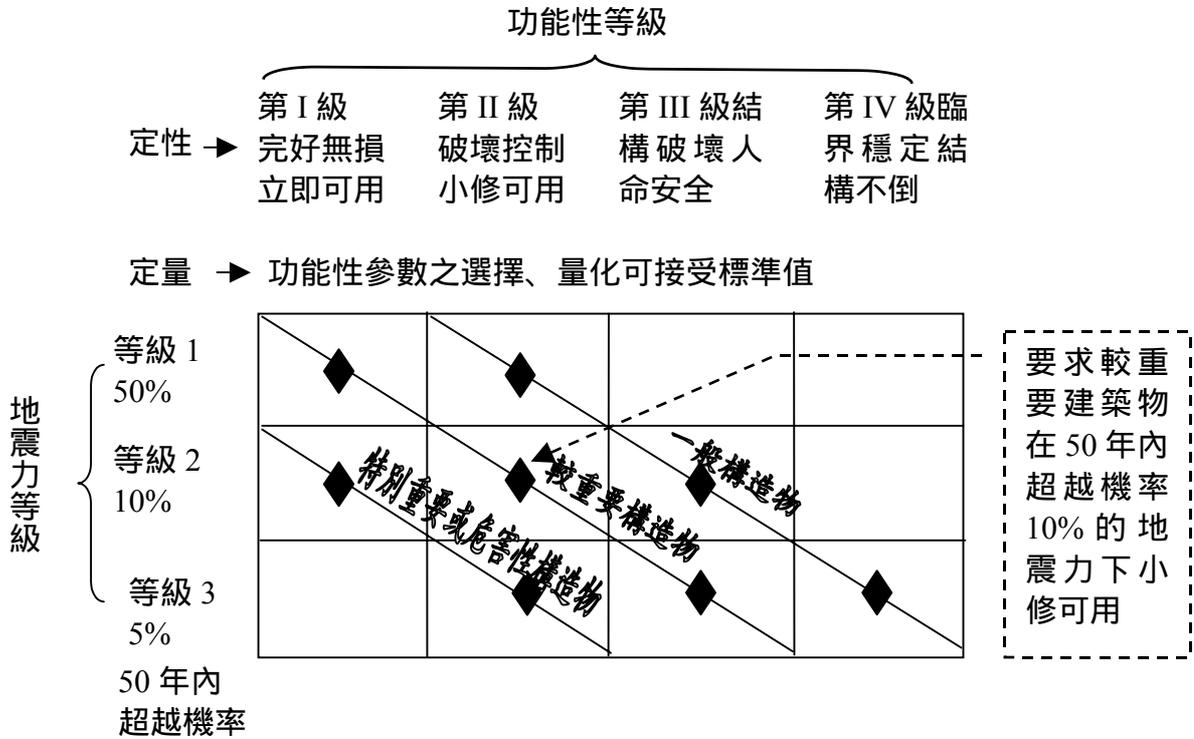


圖 4.1.2 建築物功能性目標之建立

可接受標準值，並以之作為滿足功能性之限制條件，即以『在各設計地震力下，計算所得之量化耐震功能性(如強度、變形、能量或特別之破壞指標) ≤ 該等級地震力下，預定之功能性可接受標準值』代表滿足功能性要求，對新建構造物耐震功能性設計或對既有構造物之耐震功能性進行評估。

4.2 相關名詞定義與說明

1. 耐震功能性(Performance)：

構造物在地震力作用下之破壞及該破壞所造成之影響，包括：對生命安全威脅之大小、使用機能之維持或喪失、恢復正常機能之快慢及花費之多少、對使用者、業主與社會(環境、經濟、歷史文化等)之損害性。

2. 功能性水準或等級(Performance Level)：

結構物可接受之最大破壞程度與影響程度。

3. 功能性設計目標(Performance Objectives)：

結構物在某一設計地震力下被期望具有的耐震功能性等級。

4. 功能性標準值(Performance Criteria)：

功能性水準或等級之量化值，即：表達構造物功能性之參數不允許被超過之極限狀態值。

4.3 功能性設計目標

如上所述，功能性設計目標係指某一等級設計地震力下，構造物被期望具有的功能性水準，所以，首先要針對地震力之等級進行劃分，再確定各等級地震力下，吾等預期或要求構造物所具有之功能性水準。

4.3.1 地震力

地震力等級：

地震力等級之多少及劃分與相應之設計功能性目標相關，目前臺灣耐震設計規範因考慮單一功能性目標，而僅用一個等級—475 年回歸期之地震力進行設計。

地震力等級之劃分可以經由一定年限內發生地震之超越機率 (Exceedance Probability) 或相當之回歸期表示，地震力回歸期與超越機率之關係為：

$$P_R = \frac{1}{1 - e^{0.02 \ln(1 - P_{E50})}} \dots\dots\dots (4.1)$$

其中， P_R 為回歸期， P_{E50} 為 50 年內之超越機率，例如：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。

目前，相關 PBEE 之研究文獻中多以建築物為主，橋梁結構次之，而國內港灣構造物之耐震設計規範之部分內容 (例如：震區劃分、工址水平加速度係數、正規化反應譜加速度係數、地震力折減係數等) 也均參考這兩種構造物之設計規範訂定，所以，本報告在此，將 PBEE 相關之部分文獻 (包括建築物、橋梁及港灣構造物) 中對地震力等級之劃分總結如下：

- (1) Vision 2000 [SEAOC 1995] 分四等級地震力：42 年、72 年、475 年與 970 年回歸期。
- (2) ATC-40 [1996] 分三等級地震力：使用級地震力 (The Serviceability Earthquake) SE，超越機率 50%50，約 75 年回歸期；設計地震力 (The Design Earthquake) DE，超越機率 10%50，約 475 年回歸期；最大地震力 (The Maximum Earthquake) ME，超越機率 5%50，約 1000 年回歸期。

- (3) FEMA-273 [1997]地震力以 50%50(約 75 年回歸期)、20%50(約 225 年回歸期)、10%50(約 475 年回歸期)、2%50(約 2500 年回歸期)劃分等級，但實際補強設計目標主要採用兩等級地震力：(i) 基本安全地震力-1(Basic Safety Earthquake) BSE-1，超越機率 10%50 (不超過 2/3 倍 BSE-2)，(ii)基本安全地震力-2 (BSE-2)，超越機率 2%50 之最大地震力 MCE(Max. Considered Earthquake)。
- (4) FEMA-350 [2000]分二等級地震力：最大地震力 MCE (Max. Considered Earthquake)，超越機率 2%50，約 2500 年回歸期；設計地震力 DE(Design Earthquake)，對於地震出現頻率不高之區域 (Low Seismicity)可能為 750~1250 年回歸期之地震，且各地均一致，對於地震出現頻率中等~高之震區(moderate~high seismicity)可能為 300~600 年回歸期之地震，而且，即使工址相近之不同區域，設計地震力之大小也可能有別。
- (5) SEAOC [1999] Appendix 分四等級地震力：經常性地震力 87%50=25 年回歸期；時常性地震力 50%50=72 年回歸期；稀有地震力之年平均超越機率 0.12% 0.4%=250 800 年回歸期；最大地震力之年平均超越機率 0.04% 0.12%=800 2500 年回歸期。
- (6) IBC [2000]：地震力等級直接以其反應譜參數表達：根據地盤分類，分別可採用通用確定法(General Procedure)與特定工址法(Site Specific Procedure)。通用確定法根據地盤種類，最大考量地震力 MCE (Max. Considered Earthquake)反應譜在短週期與 1 秒處之譜加速度值由圖表確定，其 2/3 作為設計地震力之譜加速度值，再建立設計反應譜。特定工址法確定 MCE：分概率法(Probabilistic)與定值法(Deterministic)，前者考量 2%50(約 2500 年回歸期)之地震力，後者以考量工址附近特定斷層之地震動而計算之反應譜平均值之 1.5 倍作為 MCE 反應譜，同樣，MCE 譜加速度值之 2/3 作為設計地震力之譜加速度值。

- (7) Otani [2000]文中指出 2000 版修正之日本建築基準法(Building Standard Law)採用二等級設計地震力：50 年回歸期；500 年回歸期。
- (8) 蕭江碧等[2000]，『建築物耐震規範及解說之修訂研究』，研究計畫成果報告 MOIS-892040：建築物主要以 475 年回歸期(10%50)之設計地震力為標準，對具有隔震系統之建築物或考量近斷層地震時，需考量 2500 年回歸期(2%50)之最大設計地震力。
- (9) 羅俊雄等[2001b]，『公路橋梁耐震設計規範修訂草案之研究』研究計畫成果報告 MOTC-STAO-90-004：耐震設計的設計地震力需求主要是以 10%50(回歸期 475 年)的地震水準為標的，當橋梁位於近斷層區域時，需考量最大水平設計地震力 2%50(回歸期為 2500 年)來檢核。
- (10) 日本港灣協會[1999]港灣構造物耐震設計規範採用二等級之設計地震力：等級一為 50%50(約 75 年回歸期)之地震力(對所有碼頭)，等級二為回歸期為數百年，如 10%50(約 475 年回歸期)之地震力(僅對耐震強化碼頭，對應後面所謂重要度為 S 級或特定級之碼頭)。
- (11) INA [2001]: 採用二等級之設計地震力：等級一為 50%50(約 75 年回歸期)之地震力，等級二為 10%50(約 475 年回歸期) 之地震力；並且指出：二等級地震力之考量對於地震出現頻率中~高(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)，因等級一之地震力太小，故採用等級二之設計地震力與對應之功能性要求進行設計。

以上文獻中，設計地震力等級主要採用二個等級，對建築物與橋樑，以 10%50 與 2%50 兩等級為多；對港灣構造物，採用 50%50 與 10%50 二個等級。至於日本規範為何要以 50%50 之地震力作為港灣構造物設計地震力等級一，Ichii[2003]在其論文中經過對重力式碼頭在各

震度地震力下之營造費與可能之損失費之分析後指出：對於使用壽命為 50 年之構造物，該等級地震力下之耐震設計使得總費用為最低。

地震力之表達：

工程實務中，各等級地震規模之大小通常由 PGA 或 PGV 等參數來表達，而地震力通常由反應譜或加速度歷時表達(註：若以震度法計算設計地震力作用於結構之等效側向力，地震力及其規模以與 PGA 相關之震度表示)。通常，應考量(如岩盤 Bedrock)地質構造及地動之歷史紀錄，透過地震危害度分析(Seismic Hazard Analysis)，再考慮特定工址土壤、地震與結構系統之變異性，求得特定工址結構設計之反應譜或地震加速度歷時線，作為結構設計依據，當對週遭斷層機制較了解，對工址可能遭遇之最大地震力有一定把握，距活斷層較近時，可採用定值法[Clough and Penzien 1993]，否則，考量地震力之不確定性，以或然率分析法確定[McGuire 1995]。為方便設計，對於土壤特性較了解之一般工址，可遵循規範之經驗公式與圖表查得 PGA、PGV 與反應譜加速度等資料，對於特殊工址，才採用上述定值法或或然率分析法來確定。

1999 年版日本港灣設施耐震設計基準之震度法中，地震力以「設計震度×自重」或「設計震度×(自重+上載載重)」計算，取對結構物與設施最不利或危害性較大者(前者地震力雖小，但可能因其設計結果之斷面較小而使得安定性比後者來得低)。設計震度以「震區震度×地盤分類係數×重要度係數」計算，設計震度計算結果以四捨五入原則取小數點後二位，其中，A、B、C、D、E 五個震區之震區震度，以等級一(約 75 年回歸期)設計地震力對應基盤加速度期望值(分別為 0.35g、0.25g、0.2g、0.15g、0.1g)決定，分別對應 0.15、0.13、0.12、0.11、0.08 之地區震度；對於耐震強化碼頭在等級二設計地震力(475 年回歸期)下之設計震度，除了在原計算式中取重要度係數=1.5 計算以外，還須根据地盤反應(如 SHAKE[1972、1991])所得之地盤最大加速度 PGA 值，水平震度由 PGA/g (當 $PGA \leq 200gal$) 或 $1/3(PGA/g)^{1/3}$ (當 $PGA > 200gal$) 計算後，取較大者作為設計震度；僅對非耐震強化設施，

設計震度以不超過 0.25 為上限；僅對於近活斷層區域之耐震強化碼頭，設計震度以不小於 0.25 為下限。地盤根據土壤特性與厚度分類，對應第 1、2、3 種地盤之分類係數分別為 0.8、1.0 與 1.2。重要度係數對應於特定(S 級耐震強化碼頭)、A 級、B 級與 C 級四種類別構造物，分別為 1.5、1.2、1.0 與 0.8 不等。

對於剛性結構物，國內現行規範以類似日本規範之震度法計算，惟國內僅採用 475 年回歸期之設計地震力，工址設計震度以各震區之水平加速度係數之一半計算，且沒有考量工址地盤特性。

對於非剛性碼頭，日本規範以改進後之震度法計算，與國內基於彈性設計反應譜之做法差異相對較大。日本改進後之震度法中，地震力同震度法計算，但等級一地震力對應之震度 K_h 以棧橋結構固有週期 T_s 對應於假想固定端(假想地表面以下 $1/\beta$)之地盤水平加速度反應譜係數(譜加速度/g)計算，其中，地盤反應譜可以採用如 SHAKE[1972、1991]等軟體求得，SHAKE 是以水平分層地盤為解析對象，採用重複反射模型，以一維等效線性法分析求取地盤反應之方法，對應不同地盤週期 T_g ，反應譜可能不同，規範中已建立等級一地震下震度與 T_s 、 T_g 之關係曲線。等級二地震力對應之震度以最大可能地盤加速度經由 PGA/g (當 $PGA \leq 200\text{gal}$) 或 $1/3(PGA/g)^{1/3}$ (當 $PGA > 200\text{gal}$) 計算後，取較大者作為設計震度。結構物之重要度未如剛性結構物反應在設計震度計算中，而以不同之容許位移韌性比來表示，例如：對鋼管直樁棧橋式碼頭，在等級一地震力下，對耐震強化碼頭(重要性係數為 1.5 者)要求保持彈性，容許韌性比 μ_a (國內稱為 R_a)=1.0；對 A、B、C 級重要性不同之碼頭，要求容許韌性比 μ_a 分別為 1.3、1.6 與 2.3；在等級二地震力下，耐震強化碼頭容許韌性比 μ_a 以 $1.25 + 62.5(t/D)$ 計算並且不超過 2.5，其中， t 為鋼管壁厚(mm)， D 為鋼管直徑(mm)。

國內現行耐震設計規範中，工址之設計反應譜加速度值，係經由 PGA 對各類工址地盤上構造物之正規化設計反應譜進行折減得到，國內擬修訂之建築物與橋梁耐震設計規範，參考美國相關研究報告(例如

ATC-40)與新頒布之規範等，考量地盤特性、可能斷層與震源距離，不再以折減正規化反應參數之方式，而根據地震危害度分析之結果，直接定出各微分震區(以鄉、鎮、市等行政區為單位劃分)之設計與最大水平譜加速度係數(s_a)之計算公式與圖表，以方便工程師設計。

地震加速度歷時線，可採用所紀錄的或人造地震歷時，除了考量反應譜與設計反應譜相當以外，還需要考量頻譜內涵(Frequency Content)、地表最大加速度 PGA、強震延時等與設計地震一致。

4.3.2 功能性水準或等級

結構物之功能性水準與其地震中之破壞型式與破壞程度相關，美國、日本、歐洲、紐西蘭、中國大陸及臺灣本土耐震設計基本原則，都定性地反映了構造物不同程度的耐震要求。如日本要求：中小地震力作用下，構造物具有足夠強度；大地震下，構造物具有足夠韌性。歐洲 Eurocode 8 規範要求：10 年回歸期使用地震力下構造物仍可使用，而在 450 年回歸期地震力下構造物達極限設計狀態。中國大陸以“小震不壞、中震可修、大震不倒”作原則，臺灣則以中小型地震時保持在彈性限度內，大地震時容許產生塑性變形，但韌性需求不得超過容許韌性容量為基本原則。美國在推出功能性設計理念後更具體提出：構造物使用期間在頻繁出現之小地震作用下避免非結構破壞；在時而發生之中級地震力作用下避免結構破壞，儘量減少非結構破壞；在稀有強大地震力作用下避免倒塌或嚴重破壞。在功能設計法中，這些設計原則需要根據構造物之用途或重要性等，相應於各等級地震力而明確規定。

雖然功能性設計法除了考量結構物本身之功能性以外，還考量非結構構件及其附屬設備之功能性，但本研究之範圍以考量結構物本身之功能性為主，若碼頭上面有如起重機具等附屬設施，還需要針對這些附屬設施(起重機具、吊裝軌道基礎)之結構安全性與維護其使用功能，以相關參數加以量化，具體內容暫不在本研究中討論。

1. 定性之功能性水準

由於功能性設計法之理念在於保證構造物整個使用年限(從規劃、設計、營造與使用維護)之綜合經濟利益，所以，需要考量構造物本身的破壞程度(恢復原有耐震能耐之工程費)以及該破壞對運作所造成之影響(例如：工作中斷所造成之損失等)。既有相關建築物之文獻[ATC-40、FEMA-273、SEAOC 1999-Appendix、FEMA350 等]在對建築物功能性之解說中，將功能性分為不同數量之等級，基本可用圖 4.1.1 與 4.1.2 代表，即：構造物本身的破壞程度，可以由圖 4.1.1 所示構造物受力之變形曲線上，對應各變形階段之狀態點來表示，狀態點之多寡對應功能目標之多寡，點數越多，對構造物整個變形行為之掌握越清楚。但實際設計時，通常考量第 4.3.1 節所述二等級地震力下之二個等級之功能水準：如 FEMA-273，分別考量在設計地震力 DE 與最大考量地震力 MCE 下之人命安全與結構不倒；FEMA-350，分別考量在 DE 與 MCE 地震力下之小修可用(Immediate Occupancy)與結構不倒(Collapse Prevention)等，至於考量哪二個等級之功能性(小修可用與人命安全，還是人命安全與結構不倒)，則需視吾等對表達該功能性之參數是否能明確量化、以及對應之功能目標是否直接反應其震後使用者最關切之功能性而定。

1999 年版日本港灣設施耐震設計準則，對應二個等級之地震力(等級二地震力僅對耐震強化碼頭適用)，要求兩種功能性水準：

- 第 I 等級：結構完好，不損壞該設施完整之功能。
- 第 II 等級：結構允許破壞，但能保持設計所預期之功能性 (例如：地震後能很快回復其機能)。(第 II 等級僅對耐震強化碼頭適用)

對於非耐震強化碼頭，僅基於等級一之設計地震力進行設計，考量地動之不確定性，對相對重要之構造物所隱含之較高耐震要求，以提高重要度係數來達到。

Uwabe [1983]、Gazetas et al. [1990]特別針對重力式與板樁式碼頭

將功能性(破壞)水準分為 5 個等級：

- 第 0 等級：無破壞；
- 第 1 等級：壁體破壞甚微，岸肩可見性破壞，對運作影響不大；
- 第 2 等級：壁體可見破壞，運作暫時中斷；
- 第 3 等級：壁體破壞較為嚴重，但未倒塌；
- 第 4 等級：壁體完全倒塌。

國際航海協會所頒布之港灣結構物耐震設計準則中，構造物之破壞狀態分為：可以繼續使用之基本完好~破壞得以修復~結構嚴重破壞~結構完全破壞等四個等級，對應這些破壞等級，受影響之運作狀態分為：無損失~運作短期中斷~運作長期中斷~運作完全中斷，所以，港灣構造物之功能性水準可分為：

- 第 I 等級：可以繼續運作之結構基本完好狀態(Serviceable)；
- 第 II 等級：運作暫時中斷，結構破壞得以修復之破壞控制(Damage Control) 狀態；
- 第 III 等級：結構嚴重破壞，運作長期中斷甚至完全中斷之臨界倒塌(Near Collapse)狀態；
- 第 IV 等級：運作完全中斷，結構完全破壞之坍塌(Collapse)狀態。

因過去之震害中，港灣構造物之破壞對人命安全之威脅不如建築物等來得大，故未如建築物相關文獻，特別設立“人命安全”這一等級，但在劃分之原理上是一致的；另外，若考量同用途碼頭當中，設立一定比例之耐震強化碼頭(參見第 4.3 節)，修復破壞碼頭將不至造成營運之停頓，所以，在稀有大地震下，以“允許碼頭結構嚴重破壞而需修復甚至重建”作為耐震設計之最低要求也是合理的，而在工程實務中，除了參照規範之最低功能性要求以外，還需根據業主之實際要求加以修訂。

2. 定量之功能性水準--各等級功能性標準值

功能性設計法之特色之一係明確量化可接受之破壞程度即功能水準-稱為功能性標準值(參見第 4.2 節), 用於與分析計算結果比較以判別功能目標是否滿足要求。為了明確量化此值, 必須要選擇可以用來量化構造物功能性之反應參數, 這些參數之選擇又與構造物在地震中之典型破壞型式[INA 2001、賴瑞應等 2001]相關。以下分別針對重力式碼頭、板樁式碼頭與棧橋式碼頭, 對可用於表達各自功能性之參數, 以及既有文獻中相關參數可接受標準值進行說明:

重力式碼頭:

重力式碼頭(圖 4.3.1)由壁體與背填料組成, 這種碼頭屬於剛性結構, 水平地震力比垂直地震力之影響來的大。過去之震害中, 依照傳統之耐震設計規範設計之此類碼頭, 常見破壞型式包括: 向海側之位移(滑動)、沉陷與傾倒, 當基礎地層較堅硬時, 較典型之破壞型式為向海側之位移與傾倒, 若基礎地層較軟弱時, 較易發生較大之向海側之位移、傾倒以及沉陷。值得注意的是: 對重力式碼頭, 土壤液化可能為導致其破壞的原因之一, 例如: 921 集集地震對台中港 1~4 號碼頭造成嚴重損害, 除了地震力已超過設計震度[台中港務局 2000]以外, 因土壤液化致使碼頭後線陸地多處開裂、地層塌陷並形成坑洞、碼頭沉箱與背填陸地龜裂並錯開分離, 導致碼頭沉箱向海側位移及傾倒, 碼頭上各種相關設施及結構物傾倒、破壞等。所以, 除了確保基礎具有足夠之承載力, 避免土壤液化潛能過高以外, 保持這類構造物在背填土壓與水壓下, 抗傾覆與抗滑動之穩定性, 一直是這類構造物之設計標的。考量這類碼頭之破壞與使用運作之功能性, 表達功能性之參數可由以下變位參數表達[INA 2001, 圖 4.3.1]: 壁體相關參數: 向海側之水平位移或正規化水平位移(=水平位移 d /壁體高度 H)、向海側不均勻沉陷量或沉陷量差(註: 豎向的均勻沉陷不會引起結構不穩定問題)、向海側傾斜角, 岸肩(Apron)變形相關之參數: 碼頭壁體與岸肩(Apron)之沉陷差、岸肩不均勻沉陷量或傾斜角等。(註: 以下文中所謂位移, 若未特別說明, 均指永久水平位移)。

Uwabe [1983]基於震害調查, 將各等級破壞與變位參數相對應而

得到如表 4.3.1 之定量指標。

國際航海協會所頒布之港灣結構物耐震設計準則中，將各等級功能性以功能性參數之可接受標準值加以限定(表 4.3.2)，這些值為最低設計要求，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加以修訂。

其他定量指標如經濟性等可參見 Ichii [2002]。

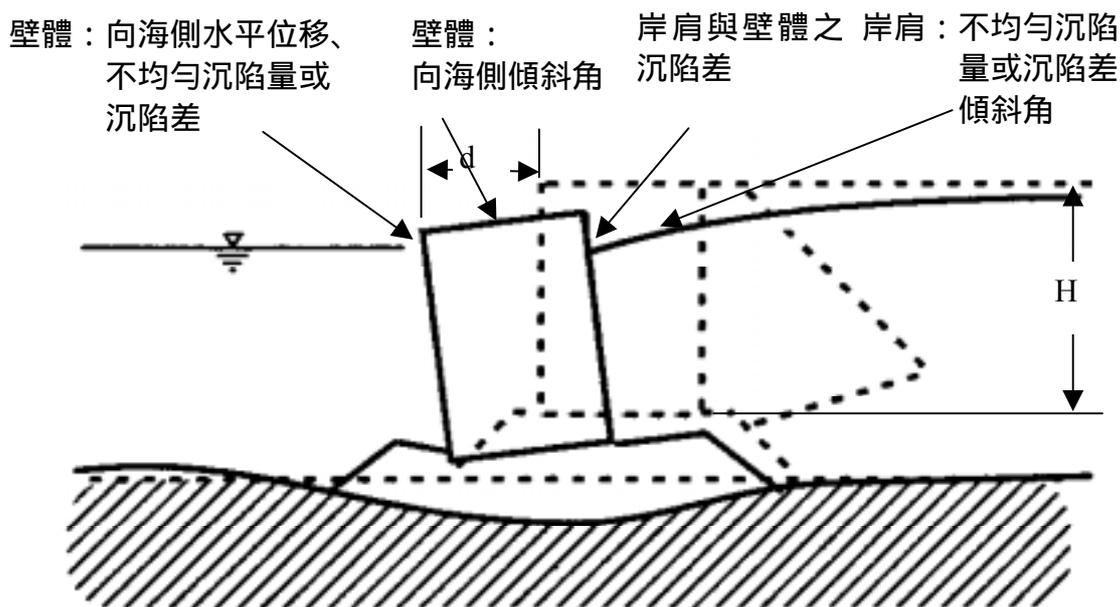


圖 4.3-1 重力式碼頭之功能性參數

資料來源：INA [2001]

表 4.3.1 重力式碼頭功能性可接受標準值(一)

功能性等級	壁頂最大殘餘位移(cm)	壁頂平均永久位移(cm)
0	0	0
1	<25	<25
2	25~70	25~40
3	70~200	40~200
4	>200	>200

資料來源：Uwabe [1983]

表 4.3.2 重力式碼頭功能性可接受標準值(二)

功能性等級 (變位)參數		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%
向海側傾斜角	<3°		3°~5°	5°~8°	>8°
岸肩 (Apron)	不均勻沉陷量	3cm~10cm	待定	待定	待定
	岸肩與後線陸地之 沉陷差	30cm~70cm	待定	待定	待定
	向海側傾斜角	<2°~3°	待定	待定	待定

註：「待定」表示文獻頒佈當時未能量化者。

資料來源：INA [2001]

以台中港 1 至 4A 號碼頭在九二一集集地震中之破壞情形為例，根據參考文獻[交通部運輸研究所港灣技術研究中心 1999]所推測之沉箱可能變位狀況(圖 4.3.2)或台中港務局[2000]對這些碼頭之災損分析，實際沉箱最大側移量 d 達約 1.6(m)[台中港務局 2000 為 1.68(m)]， $d/H = 8.3\%$ ，依據表 4.3.1 與表 4.3.2，屬第 3 或第 III 級嚴重破壞。

由過去的震害案例，重力式碼頭典型破壞原因之一來至於土壤液化[INA 2001]，所以，對土壤液化潛能較高之工址進行液化防治處理可以提高這類型碼頭之功能性；另外，此類碼頭之破壞通常不是結構整體之倒塌損壞，而是過大變形引起之破壞，所以，以位移來定義此類碼頭之耐震功能性，並以此作為設計之依據可能更顯適宜；另外，重力式碼頭之功能性雖可以如上述由壁體之水平位移、沉陷、傾斜角與岸肩之沉降量、沉陷差等表示，其中部分參數之間具有相關性，初步設計與耐震功能性評估時，不必同時選擇所有參數，可視吾等對這些參數在各等級地震力下之可接受極限值之量化是否有把握，選用一

個或多個參數表達功能性，在進行具體耐震設計時，以較直接且明確之參數進行設計，再以配套之分析方法來進行較多參數之可接受性評估；在進行耐震功能性評估時，可以較少參數進行初步評估，以較多參數進行詳細評估。

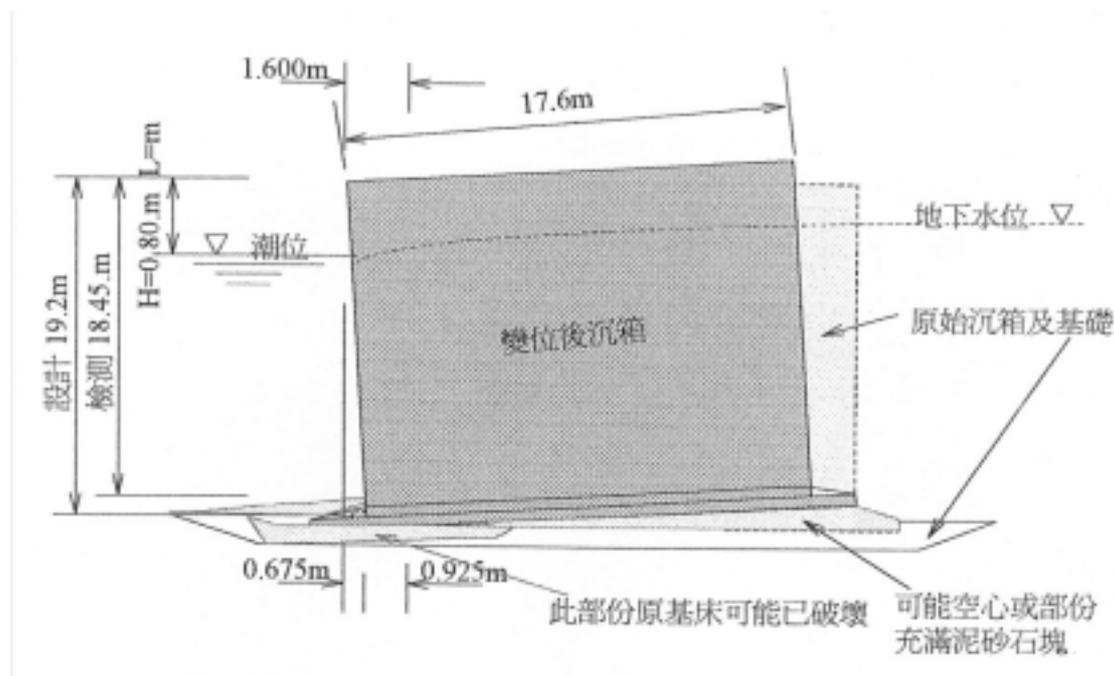


圖 4.3.2 沉箱可能變位示意圖

資料來源：交通部運研所[1999]

板樁式碼頭：

此類碼頭(圖 4.3.3)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，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，拉桿破壞，或使得錨碇設施失去作用導致板樁與錨碇設施向海側之傾倒或移動，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(圖 4.3.3)以：應力(包括基盤面上下板樁部分、拉桿與錨碇設施)，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)表達。

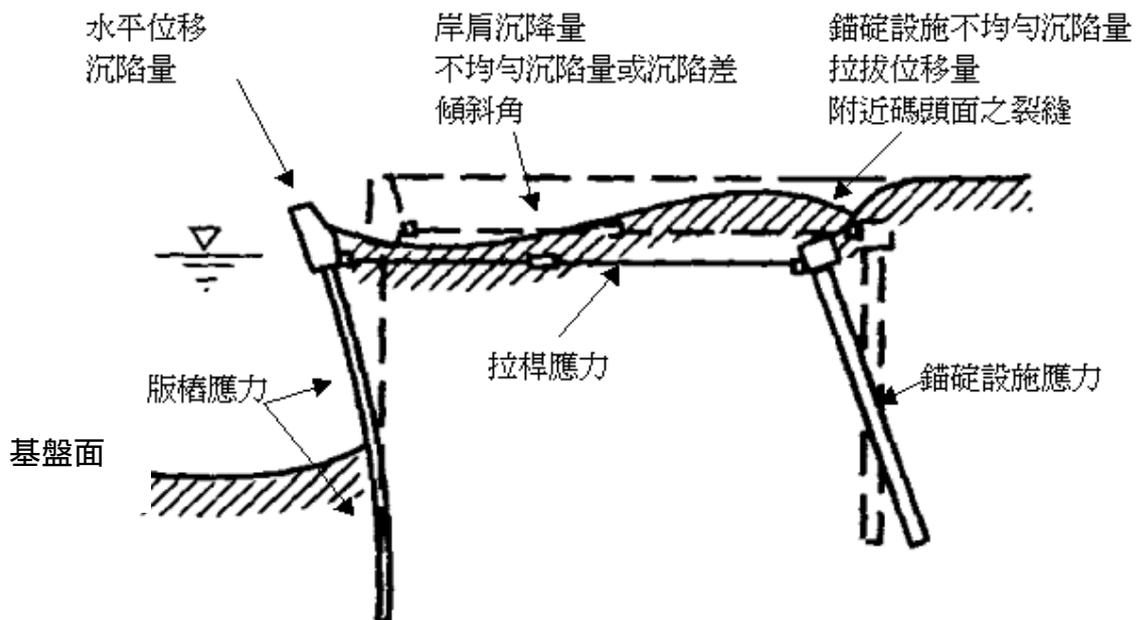


圖 4.3.3 板樁式碼頭之功能性參數

資料來源： INA [2001]

Uwabe [1983], Gazetas et al. [1992] 將各等級破壞與變位參數相對應而得到如表 4.3.3 之定量指標。

國際航海協會[INA 2001]所頒布之港灣結構物耐震設計準則中，將各等級功能性以功能性參數之可接受標準值加以限定(表 4.3.4)，這些值為最低設計要求，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加以修訂。

表 4.3.3 板樁式碼頭功能性可接受標準值(一)

功能性 等級	壁頂最大殘餘位移(cm)	壁頂平均永久位移(cm)	
	Uwabe [1983]	Uwabe [1983]	Gazetas et al. [1992]
0	0	0	<2
1	<30	<10	10
2	30~100	10~60	30
3	100~200	60~120	60
4	>200	>120	120

資料來源： Uwabe [1983]、Gazetas et al. [1992]

U.S. Naval facilities[Ferritto 1997]也採用板樁頂之容許永久位移來控制錨碇板樁之損害、減小損失，要求對應於可以忽略之損害狀態，樁頂之永久位移小於 2.5cm；對應於破壞控制到可以修復之狀態，樁頂之永久位移小於 10cm。

棧橋式碼頭：

棧橋式碼頭形如橋梁，由橋面板、樁基承台、樁基、與擋土設施組成，此類碼頭在地震中的行為主要受到土壤與結構互制效應之影響。此類碼頭之破壞型式主要有：地震太強烈使結構本身無法抵抗施加於其上之慣性力及其他土、水壓力之作用，造成樁基或頂面之破壞，或/和因擋土設施背填土較軟或液化使得擋土設施向海側移動，產生水平推力，導致樁基彎矩過大，形成塑性鉸，或/和因地基含有較軟土層，在地震中發生位移導致基樁破壞。考量此類碼頭之使用運作之可行性，此類碼頭之破壞參數(圖 4.3.4) 以：應力(包括基盤面上下樁基部分、橋面板與樁基承台、連接擋土設施之橋梁)，位移(包括樁基、橋面板與樁基承台之沉陷量、傾斜角與位移量，橋面板與擋土設施在岸肩 Apron 部分之沉降差、岸肩傾斜角、連接擋土設施之橋梁變位等)，或位移韌性比等表示。

表 4.3.4 板樁式碼頭功能性可接受標準值(二)

對象	參數		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 $d < 30\text{cm}$	待定	待定	待定
		向海側傾斜角	$<3^\circ$	待定	待定	待定
岸肩(Apron)	變位	岸肩沉陷量	3cm~10cm	待定	待定	待定
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	待定	待定	待定
		向海側傾斜角	$<2^\circ \sim 3^\circ$	待定	待定	待定
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

↑ 同表 4.3.2 ↓

4-18

註：針對補強板樁比補強錨碇設施易，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；「待定」表示文獻頒佈當時未能量化者。
 資料來源：INA [2001]

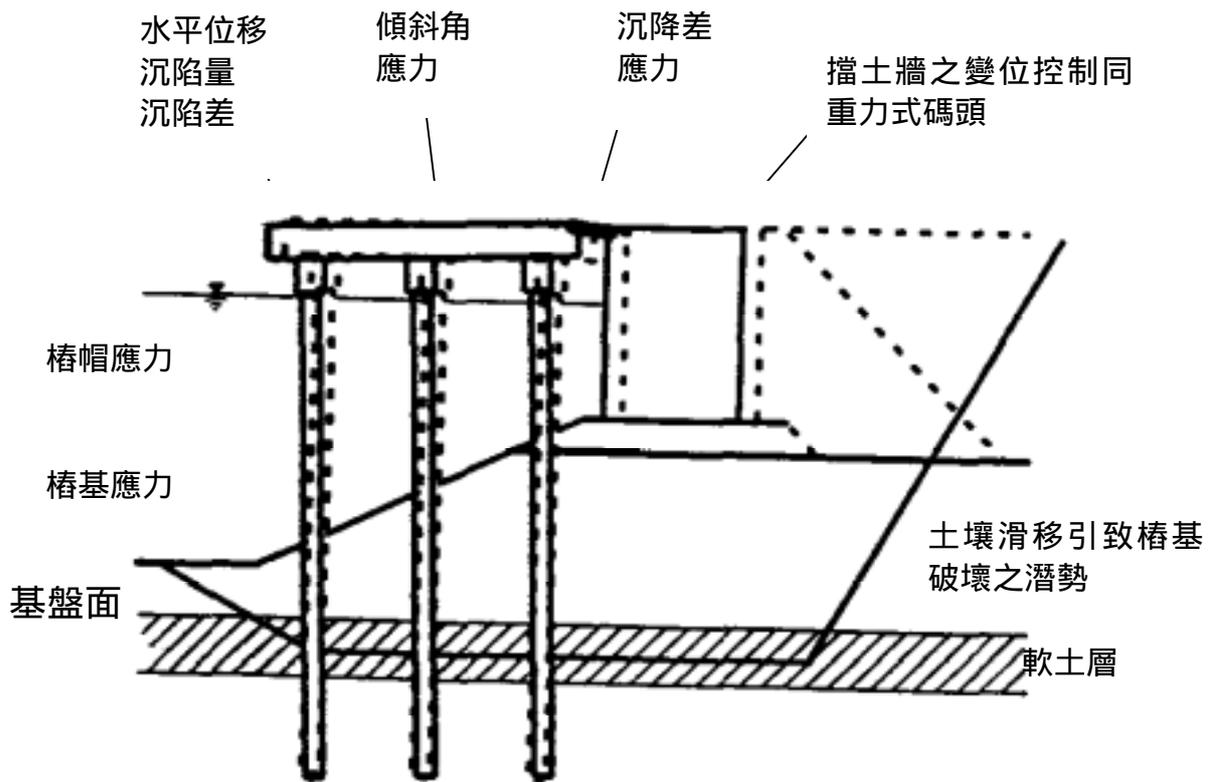


圖 4.3.4 棧橋式碼頭之功能性參數

資料來源：INA [2001]

國際航海協會[INA 2001]所頒布之港灣結構物耐震設計準則中，將各等級功能性以功能性參數之可接受標準值加以限定，其中，與擋土設施與岸肩相關部分可參考表 4.3.2，橋面板與岸肩之沉陷差、向海側傾斜角僅對第 I 等級功能性有量化限制，分別為：小於 10cm~30cm、小於 2° ~ 3° ，對樁基之第 I 等級功能性要求保持彈性、第 II 等級功能性要求控制韌性、第 III 等級功能性要求韌性容量未用完(結構不倒：僅允許一根或限量樁基上有兩處出現塑性鉸)、第 IV 等級功能性超過第 III 等級要求，同時盡量避免剪力破壞，至少在剪力破壞出現以前發生彎曲破壞。

參考目前相關建築物及橋梁以韌性表達結構系統功能性之方式，可借助塑性位移需求比 IDDR(Inelastic Displacement Demand Ratio)[圖 4.3.5]來表示，其意義如同現行規範在 475 年回歸期之設計地震力下，為確保塑性變形不至用盡結構之韌性容量 R ，而設定的安全餘裕，例

如：對於棧橋式碼頭，允許非彈性位移達極限值之 2/3，即 $R_a = 1 + \frac{R-1}{1.5}$ 。

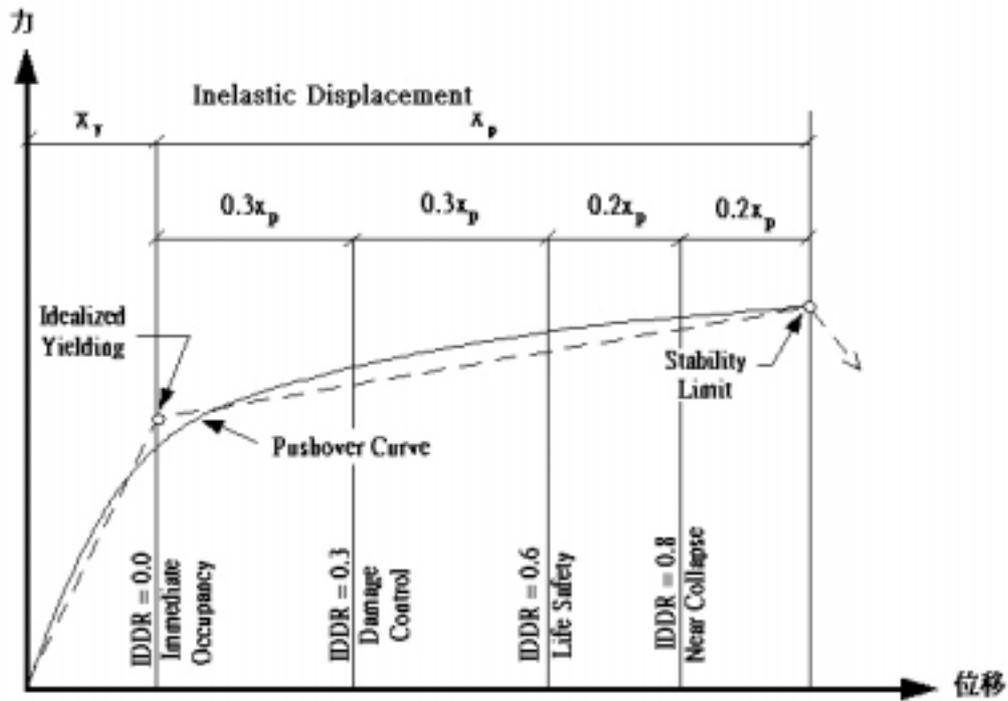


圖 4.3.5 以塑性位移需求比 IDDR 表達結構整體功能性

基於相同理念，日本 1999 年港灣構造物耐震設計規範也對棧橋式碼頭之容許韌性比明確規定，例如：對鋼管直樁棧橋式碼頭（註：地震發生頻繁之日本多用鋼樁，且因震害中發現：以原設計規範設計之 RC 斜樁棧橋式碼頭雖然可以有效抵抗水平側向力，但相較於直樁棧橋式碼頭，其剛性較大，震害中有較大應力集中或剪力破壞現象，而建議 [INA 2001] 若要採用 RC 樁，最好用直樁，使結構發生彎曲破壞而非剪力破壞，或者採用其他消能減震技術來提高消能能力。而國內之設計規範在棧橋式碼頭之設計地震力計算上與日本差異較大，921 地震中台中港棧橋式碼頭幾乎無明顯損壞。），在等級一地震力下，對耐震強化碼頭(重要性係數為 1.5 者)要求保持彈性，容許韌性比 μ_a (國內稱為 R_a)=1.0；對 A、B、C 級重要性不同之碼頭，要求容許韌性比 μ_a 分別為 1.3、1.6 與 2.3；在等級二地震力下，耐震強化碼頭容許韌性比 μ_a 以 $1.25 + 62.5(t/D)$ 計算並且不超過 2.5，其中，t 為鋼管壁厚(mm)，D 為鋼

管直徑(mm)。

對 RC 棧橋式碼頭樁基之功能性，也可如同 RC 橋柱採用混凝土或鋼筋之應變來表示[Priestley et al. 1996a]。例如 INA[2001]指出若採用簡便分析方法計算結構之動態反應，在超越機率較高之等級一地震力作用下，混凝土表面不脫落，考量混凝土圍束效應，斷面邊緣混凝土最大應變不超過 0.004、鋼筋拉應變不超過 0.01；在超越機率較低之等級二地震力作用下，破壞得以控制，對於塑性鉸出現在樁頂與下部埋設處之兩情形，斷面邊緣混凝土最大應變分別不超過 0.025 與 0.008、鋼筋拉應變非埋設與埋設部分分別不超過 0.05 與 0.01。斷面邊緣混凝土最大應變以 $\varepsilon_{cu} = 0.004 + (1.4\rho_{sh}f_{yh}\varepsilon_{smh})/f'_{cc} \geq 0.005$ [Priestley et al. 1996b] 計算，其中， ρ_{sh} 為圍束鋼筋之有效體積比、 f_{yh} 為圍束鋼筋之降伏應力、 ε_{smh} 圍束鋼筋最大應力對應之應變(對降伏應力為 40psi 之鋼筋為 0.15、60psi 為 0.12)、 f'_{cc} 為圍束混凝土之抗壓強度，約為混凝土 28 天極限壓應力 f'_c 之 1.5 倍，可參考 Mander et al. [1988] 圍束混凝土理論採用

Priestley et al. 1996b 之計算公式 $f'_{cc} = \left(1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f'_l}{f'_c} - \frac{2f'_l}{f'_c}} \right) f'_c$ ，其

中， $f'_l = K_e f_l$ 、 $f_l = \frac{1}{2} \rho_{sh} \times f_{yh}$ ， $K_e = \frac{A_{ce}}{A_{cc}}$ 為圍束區混凝土面積與有效圍束面積之比，通常對圓形斷面為 0.95，矩形斷面為 0.75 [Priestley et al. 1996b]。前面所提日本 1999 年版設計基準對直樁棧橋式碼頭之位移韌性比之標準值規定就是基於以上應變標準值，再經由應變與曲率之關係、曲率與位移之關係[Priestley et al. 1996]而得到，唯對鋼管直樁棧橋式碼頭，INA[2001]提出若採用簡便動力分析法，第 4.3.2 節之第 II 等級之破壞可由極限應變不超過 $\varepsilon_{max} = 0.44 \frac{t}{D}$ 量化，其中， t 為鋼管壁厚， D 為鋼管直徑。

對預應力 RC 構造，預應力鋼筋束之應變增量在第 1、2 級地震力作用下，非埋設與埋設部分分別不超過 0.04 與 0.015；對鋼結構，在第 1、2 級地震力作用下最大拉應變分別不超過 0.008 與 0.025。

同樣，除了參照規範規定之這些標準值(最低要求)以外，還需根據業主之實際要求加以修訂。

綜上所述，各類碼頭之各等級功能性可以經由與其破壞相關之各種參數之可接受極限值來反應，這些標準值主要根據實際震害之調查、數值分析以及專家意見之總結而訂定。建立功能目標時，需視吾等對該等級地震力下之功能性是否很在意、所選用之功能性參數在所考量之各等級地震力下之可接受極限值之量化是否有把握，選用一個或多個參數表達功能性。耐震設計時，為確保各地震力下之功能性，可以直接經由確保這些參數(一個或多個)不超過該極限值，來分別或共同確定構造物之細部尺寸，並以最保守之結果作為最終設計結果，例如：以預設之目標位移或/和韌性來進行設計之所謂直接位移設計法[薛強 2001]就是採用該方式來設計；若沒有可以由功能性參數之極限值來直接進行設計之方法時，考量功能性設計法係一初步設計+檢核+最終定案之過程，可以間接採用傳統或工程師熟悉之方法進行初步設計後，再以數值分析檢核在設計地震力作用下，這些表達功能目標之參數值是否不超過可接受標準值來確保功能目標，例如：以傳統之強度設計法來進行設計，而以數值計算功能目標位移參數之所謂間接位移設計法[薛強 2001]就是採用該方式來設計。

1999 年版日本港灣設施耐震設計準則也在第 12.2 節之[參考](2)中指出：要判斷耐震強化碼頭在等級二設計地震下是否能保持預期之機能，要以構造物在設計地震力下之安全與穩定性、使用運作功能之喪失程度以及緊急修復之難易度綜合判斷，而目前，要明確量化能表達這些機能之指標還較困難，而了方便設計檢核，暫時以如表 4.3.5 與表 4.3.6 之容許變形量，供確保功能性檢核時參考。即對耐震強化碼頭在第二級地震力下之機能，以檢核該地震力下之變形量(重力式與板樁式碼頭)與檢核包括破壞型態、保有耐力、最大與殘餘變形、樁的支承力等耐震功能性(棧橋式碼頭)來保證。

表 4.3.5 結構使用功能與變形量之關係

	受災變形量：最大變位或最大岸肩沉降量			
結構型式	重力式碼頭		板樁式碼頭	
碼頭水深	-7.5m 以上	-7.5m 以內	-7.5m 以上	-7.5m 以內
可以使用	0~30cm	0~20cm	0~30cm	0~20cm
限制使用	30~100cm	20~50cm	30~50cm	20~30cm

資料來源：日本港灣協會 [1999]

表 4.3.6 結構保持機能之變形量上限

結構主體	岸肩整體沉降量	20~30cm
	傾斜角	3°~5°
	法線之出入	20~30cm
岸肩	岸肩不均勻沉降(量之落)差	3~10cm
	岸肩與後線陸地沉降(量之落)差	30~70cm
	傾斜	順坡 3~5%、逆坡 0%

資料來源：日本港灣協會 [1999]

除了以上針對各類型構造物，以相關破壞之特別參數定量表達構造物之功能性以外，發展能綜合評估構造物破壞狀態可修復性之特別破壞指標[薛強 2003]，更受到矚目。例如，以構造物之位移韌性比或消散之能量，甚至結合此兩者[Park and Ang 1985]來表達構造物破壞之破壞指標，或考量地震力之循環作用特性，以低週疲勞(Low-cycle fatigue)模型建立破壞指標，其中，以 Park 與 Ang 等針對鋼筋混凝土構件所建議之破壞指標，因其試驗之數量較多，破壞指標同時考量變形與能量之消散，破壞指標又能清楚顯示構件之破壞狀態、可使用性以及大致外觀等，最被廣泛應用。所以，針對港灣構造物之不同結構型式，發展能評估結構構件以及結構整體之破壞狀態，不僅可用於既有結構之安全性評估，又能用於新建結構功能性設計標的之綜合破壞指標更有待研究。目前，Park and Ang 破壞指標僅作為對既有構造物耐震功能性評估之指標，或作為耐震功能性設計流程中具體設計階段檢核

功能性目標是否滿足之依據，尚未如直接位移設計法[薛強 2001]以位移指標作為具體設計階段初步設計之起始設計條件。

由上述之說明可以瞭解到，對於不同結構型式、規模、用途之碼頭，功能性水準之定性表述大致相同，至於功能性水準之量化標準值則因結構型式(重力式、板樁式、棧橋式)、規模(表 4.3.5 之水深)之不同而可能選用不同的功能性參數或不同的量化標準值。

4.3.3 建立功能性目標

功能性設計目標係指某一等級設計地震力下，構造物被期望具有的功能性水準，所以，設計時，要根據構造物之重要性與可能引發之危害度(如同採用現行規範時確定重要度係數所考量之因素一樣)，對它在第 4.3.1 節所述之各等級地震力下預期之功能性水準(第 4.3.2 節)加以規範和量化，例如圖 4.1.2 中，要求重要建築物在 10%50 地震力下小修可用，對應可接受最大層間變位比不超過 1.5%。通常，構造物越重要、受損後危害度越大，則功能性設計目標要求越高，功能性目標之高低受地震力等級以及功能性要求或等級高低之影響，地震力等級或耐震功能性要求越高(或功能性等級越低)，功能性目標也越高，反之亦然。

目前，我國與日本[日本港灣協會 1999]對港灣設施之耐震設計規範均考量：構造物之破壞對人命安全與財產之直接與間接(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，將構造物分為“特定(或稱 S 級或耐震強化碼頭)、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 與 0.5(我國)或 1.5、1.2、1.0 與 0.8(日本 1999 之重力式碼頭)不等之“重要度係數”來反應結構物之重要程度。我國現行設計規範之功能性目標則是定性要求剛性結構物保持安定，非剛性結構物之韌性比不超過容許韌性容量，而對於不同重要度構造物之不同程度功能性要求則以採用不等之重要度係數調整設計地震力之大小來保證(表 4.3.7)。而功能設計法要求依據這些重要性，對構造物在不同等級地震力下之功能性(破壞

參數)給予不同水準之限定標準值。

表 4.3.7 國內現行規範之設計目標

功能水準 地震力	剛性結構物保持安定， 非剛性結構物之韌性比不超過容許韌性容量
475 年回歸期	特定、A 級、B 級、C 級

1999 年版日本港灣構造物耐震設計規範引入功能性設計法之理念(表 4.3.8)，在於對耐震強化碼頭(特定或 S 級)，考量兩個等級地震力下之不同功能要求：等級一地震下，結構安全，且不影響其使用運作之功能性；等級二地震下，結構可能損傷，但要求保持其預期之機能，例如：快速修復後可恢復其功能性，而此機能以檢核在等級二之地震下結構之變形量(重力式與板樁式碼頭)或各項耐震功能性指標(棧橋式碼頭)來確保；其他 A、B、C 級結構物，因為並未牽涉太多之人命安全，僅考量等級一地震力下之正常運作功能性，對於採用震度法之剛性碼頭，此功能性仍然以傳統之工作應力法或強度設計法保證，A、B、C 級結構物之功能性之差異仍然以重要性係數反應；而對於棧橋式碼頭，此功能性仍然需要以檢核各功能性指標來保證，其中，對鋼管直樁棧橋式碼頭，A、B、C 級結構物之功能性之差異不再以重要性係數反應，而以不同之容許韌性比表示。同時，該規範也力圖量化功能性指標，對尚無把握者，僅列表供參考(表 4.3.5 與表 4.3.6)，而對有把握者，如鋼管直樁棧橋式碼頭，對各等級碼頭在等級一地震下之各自容許韌性比，以及特定級耐震強化碼頭在等級二地震下之容許韌性比加以限定(表 4.3.9)。結合表 4.3.8 與表 4.3.9，日本 1999 年設計基準之設計目標細則可總結如表 4.3.10。

表 4.3.8 日本 1999 年設計基準之設計目標

功能水準 地震力	(第 I 等級) 結構安全、功能完好	(第 II 等級) 結構損傷、功能保持
等級一 Level 1 (50%50)	特定、A 級、B 級、C 級	
等級二 Level 2 (10%50)		特定

表 4.3.9 日本 1999 年設計基準中鋼管棧橋式碼頭容許韌性比

重要度 地震力等級	特定	A 級	B 級	C 級
等級一(Level 1)	1	1.3	1.6	2.3
等級二(Level 2)	1.25+62.5(t/D)			

表 4.3.10 日本 1999 年設計基準之設計目標細則

功能水準 地震等級	(第 I 等級) 結構安全、功能完好					(第 II 等級) 結構損傷、功能保持	
	剛性結構物 保持安定、 變形參考表 4.3.5	非剛性結構物 容許韌性比 μ_a (表 4.3.9)				剛性結構物 保持安定、 變形參考表 4.3.5 與表 4.3.6	非剛性結構物 容許韌性比 μ_a (表 4.3.9)
		1	1.3	1.6	2.3		
Level 1	特定、A 級、 B 級、C 級	特 定	A 級	B 級	C 級		
Level 2						特定	

註：此處非剛性結構物容許韌性比基於鋼管直樁棧橋式碼頭

同樣為引入功能性設計法，INA[2001]規定：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、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，定為特定或 S 級耐震強化設施，功能性目標(表 4.3.11)要求在等級一與等級二設計地震力作用下均持有第 I 等級功能性水準；若以上各項影響較小，或破壞後很難修復者，定為 A 級耐震設施，功能性目標要求在等級一地震力作用下具有第 I 等級功能性水準，在等級二地震力作用下具有第 II 等級功能性水準；小型且修復較容易之設施，定為 C 級耐震設施，功能性目標要求在等級一地震力作用下達到第 II 等級功能性水準，在等級二地震力作用下達到第 IV 等級功能性水準；其他一般性之設施定為 B 級耐震設施，功能性目標則要求在等級一地震力作用下具有第 I 等級功能性水準，在等級二地震力作用下具有第 III 等級功能性水準，各級耐震結構對應功能目標(包括地震力等級、功能性水準)之關係如表 4.3.11 所示。

表 4.3.11 各等級耐震構造物之功能性目標

功能水準 地震力	第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
等級一 Level 1 (50%50)	S、A、B	C		
等級二 Level 2 (10%50)	S	A	B	C

註：第 I 級相當於[Uwabe 1983、Gazetas et al. 1990]第 0、1 級；

第 II 級相當於[Uwabe 1983、Gazetas et al. 1990]第 2 級；

第 III 級相當於[Uwabe 1983、Gazetas et al. 1990]第 3 級；

第 IV 級相當於[Uwabe 1983、Gazetas et al. 1990]第 4 級。

資料來源：INA [2001]

綜上所述，INA[2001]除了對構造物在等級一地震力作用下之功能性提出要求以外，在等級二地震力作用下，對應第 I~II~III~IV 級功能性水準之 S~A~B~C 級耐震設施，基本相當於現行日本與國內規範中

“特定(S級)、A級、B級與C級”四種類別構造物，不同之處在於：國內現行規範，僅攏統地要求在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)不同之行為或功能性並未明確定性甚至量化，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功能性；1999年版日本規範，對特定(S級)耐震強化碼頭在等級一、等級二設計地震力下之功能性提出定性與量化之要求，對於A、B、C級碼頭僅針對等級一設計地震下之功能性有具體要求，無法了解該類結構在等級二大地震下之功能性，但對此類結構，吾等最關切的是其使用功能，符合本節前面所述選擇哪個功能目標進行設計之考量，同時，也因此節省計算量，在等級一設計地震下，A、B、C級碼頭雖以相同之“結構安全、功能完好”功能性水準定性，未直接以不同之功能性水準或等級表示，但它們之間的功能性區別，對於剛性碼頭以1.2、1.0與0.8不等之重要度係數表示，對於非剛性碼頭以不同之容許韌性比加以區分；INA[2001]引進之功能性設計法，根據結構物所在地區地震發生頻率之高低，建議考量一個(Low Seismicity 區域)或多個等級(Moderate & High Seismicity 區域)之設計地震力，並對“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功能性水準加以定性，並以不同大小之可接受功能性標準值加以限定。

通常，為避免過於繁瑣之計算，若無較簡便之初步設計方法，可經有較少之目標點來進行初步設計，而以較多目標點來檢核構造物整個使用年限之功能性，至於選擇哪兩個功能目標(例如：對應功能等級為立即可用與人命安全，還是人命安全與結構不倒)來進行初步設計，需視表達該功能性之參數是否能明確量化以便反應各等級功能性之極限值、以及這些功能目標是否直接反應其震後使用者最關切之功能性。由於台灣位於環太平洋地震帶，地震發生機率相當頻繁，所以，

今後國內港灣結構物相關功能目標之規範，可參考 INA[2001]與日本 1999 年版港灣構造物耐震設計基準加以擬定。

前面提到，功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、規模之碼頭的功能目標不盡相同，用途越重要、規模越大，則該碼頭之功能性設計目標可能就越高，即在同一等級地震下之功能性等級越低(功能性水準要求越高)。雖然，第 4.3.2 節之功能性水準或等級之定量表述也多少與結構之型式、規模等部分參數相關，但並非考量所有詳細的結構型式或所有與規模相關之因素，所以，建立功能性目標時，需要再綜合考量碼頭結構之型式、規模、及其他如用途與貨種等因素，對應於同一等級之地震力，以不同等級之功能性水準加以表述、或採用相同等級之功能性水準但採用不同之量化可接受標準值。例如：其他條件均相同僅貨種不同之重力式貨櫃碼頭與重力式雜貨碼頭，功能性等級之劃分與可接受標準值均可採用表 4.3.2 之表述，但建立目標時，如在 475 年回歸期地震力下，貨櫃碼頭之功能性等級可能為第 II 級(A 級耐震碼頭)，但雜貨碼頭之功能性等級可能為第 III 級(B 級耐震碼頭)。再如：其他條件均相同、僅貨種不同之棧橋式貨櫃碼頭與棧橋式雜貨碼頭，在 75 年回歸期地震力下，貨櫃碼頭與雜貨碼頭之功能性等級均為第 I 等級，但其可接受標準值——容許韌性比可採用 1.3 與 1.6 不等。

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，引進功能性設計法時，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，即適當提高部分碼頭依照前述內容所建立之功能性目標，以此為碼頭功能性目標

之微調機制。例如：台中港有 14 個雜貨碼頭，依表 4.3.11 設定為 B 級，為避免大地震下營運之停頓，規劃設計時，考量碼頭營運作業能量與基本要求，可考量將其中部分碼頭設定為 A 級或 S 級。

值得提及的是：功能性標準值的大小或功能目標之高低，直接控制所設計結構耐震能力之強弱，設計目標越高，結構震後所需之補強費用則較少，反之，設計目標越低，結構震後所需之補強費用則較高，所以，除了滿足規範要求以外，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之間接經濟損失，以綜合考量結構物整個使用年限最低總費用，來最終確定結構實際可能之耐震設計功能性，才能真正顯現耐震功能設計法之精神。

4.4 簡例 建立功能性設計目標

台中港 1 號沉箱式雜貨碼頭，依據貨種與用途，設為 B 級耐震結構，若作為新碼頭設計目標，參照表 4.3.11，即要求(表 4.4.1)：在等級一地震力作用下持有第 I 等級功能性水準 在等級二地震力作用下持有第 III 等級功能性水準，也即是：在 50%50(約 75 年回歸期，第 4.3.1 節)之地震力下，碼頭可以繼續運作之結構基本完好狀態(Serviceable)，要求該地震力下計算所得之正規化水平位移 $<1.5\%$ 、或水平位移 $<25\sim 30\text{cm}$ 、或向海側傾斜角 $<3^\circ$ (表 4.3.1 與表 4.3.2)；在 10%50(約 475 年回歸期，第 4.3.1 節)之地震力下，碼頭結構嚴重破壞，運作長期中斷甚至完全中斷之臨界倒塌狀態(Near Collapse)，要求該地震力下計算所得之正規化水平位移 $<10\%$ 、或水平位移 $<200\text{cm}$ 、向海側傾斜角 $<8^\circ$ (表 4.3.1 與表 4.3.2)，滿足以上要求即表示設計目標滿足。若進行耐震功能性評析，除了可以評估是否滿足設計之功能性目標以外，也可根據表 4.3.1 與表 4.3.2 之具體數據判定碼頭實際具有之耐震功能性所達等級，例如：若在 475 年回歸期地震力下計算所得之各項參數均滿足第 II 級之要求，表示該碼頭已具備 A 級碼頭之功能性。

表 4.4.1 台中港 1 號碼頭之功能性目標

功能水準 地震力	第 I 級 d/H<1.5 d<25~30cm 向海側傾斜角<3°	第 II 級	第 III 級 d/H <10% d<200cm 向海側傾斜角<8°	第 IV 級
等級一 (50%50)	B			
等級二 (10%50)			B	

第五章 耐震功能性設計分析方法之探討

5.1 簡介

相關結構之分析方法可分為一維、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，一般為簡化計而僅考量 P- Δ 效應，材料非線性主要考量結構之彈性與塑性行為。對於非剛性結構物，傳統之分析方法通常將地震力轉換為等效之側向作用力，再考量結構可能之塑性行為等加以折減，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，對於不規則結構物，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態歷時分析。功能性設計法強調韌性結構物在大地震作用下之塑性行為，但因非線性動態歷時分析之複雜與計算耗時特性，對於非特別重要或不規則之結構物，可借助非線性靜力推動分析來估算結構在設計地震力下之變形行為。

在功能設計流程之具體設計階段，結構物之功能性是否滿足設計要求通常需要經由數值分析來檢核：功能性參數計算值 功能性水準標準值，以保證能準確地掌握結構之行為，即通過數值分析預測結構之真實行為，也即是要求所採用的分析方法要合理、可靠，它暗示根據構造物不同之結構型式及功能目標之高低，去選用不同的分析工具，原則上，功能目標越高者所對應之分析工具就可能越複雜。所以，本章將介紹對應不同等級耐震目標之碼頭結構物，採用不同複雜等級之分析方法，計算它們在地震力作用下之行為。

5.2 日本 1999 年版港灣構造物設計基準

日本 1999 年版港灣結構物設計基準[日本港灣協會 1999]引入功

能性設計之理念，在『第 II 篇設計條件』之『第 12 章地震與地震力』中具體提出：港灣結構物之耐震設計要確保其耐震功能性，要求考量結構物之動態特性，採用「震度法(Seismic Coefficient Method)」、「耐震反應分析(Seismic Response Analysis)」、「耐震變形法(Seismic Deformation Method)」或它們之結合方法來仔細評估其耐震能耐。對如重力式碼頭等剛性結構物，可採用「震度法」(圖 5.2.1)進行設計，對於耐震強化設施，在確定等級 2 地震力下之設計震度進行設計以後，要求檢核在等級 2 地震力下之功能性(圖 5.2.2)；對於固有振動週期與地震之特徵週期接近且阻尼較小之結構，或週期較長之結構物，考量結構物之動態特性，可採用「改進後之震度法(Modified Seismic Coefficient Method)」，並在第 VIII 篇之『9.6 檢核耐震功能性』一節中，考量棧橋式碼頭因採用假想固定端法(Virtual Fixed Point Method)可能會導致不安全，為確保耐震功能性，對於所有(特定、A 級、B 級與 C 級)碼頭，在初步選定斷面(對於地震不強烈之地區，初步斷面之確定可以不考量地震力)，以改進震度法確定用於檢核等級 1 地震力下功能性之震度後，需要考量地震力之作用，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)方法來評估結構物在等級 1 地震力下之耐震性能，包括：破壞型態、承載能力、最大或殘餘位移、樁基之支撐能力；對於耐震強化碼頭(特定)，還須在確定用於檢核等級 2 地震力下功能性之震度以後，考量結構之非線性，再採用前述分析方法來評估耐震性能(圖 5.2.3)；地下埋設之結構物，耐震能耐由「耐震變形法」評估；對於採用經驗較少之特殊結構型式之碼頭或重要性結構物-如高耐震碼頭，除了以震度法、改進後之震度法與耐震變形法評估其耐震能耐以外，對結構物、地基與地震之合理模擬後，還需要進行「耐震反應分析」以評估結構變形或其他變化。

圖 5.2.1~圖 5.2.3 顯示：對採用震度法之剛性碼頭，圖 5.2.1 設計流程中斷面尺寸之決定實為一經由「斷面研擬→外力計算→安定性檢討」之反覆計算與修正斷面之迭代過程，其中，安定性之檢討相當於

圖 5.2.3 之檢核等級 1 地震下之耐震性能；另外，圖 5.2.3 中，對耐震強化設施在等級 2 地震下之耐震功能性檢核，雖然原則上要採用彈塑性分析以上之方法，但為求設計簡便而仍然可以採用檢核等級一地震下功能性之簡便方法，未指明應用於初步設計或評估階段，若在最終設計階段採用之，似乎不太符合功能性設計法要求對功能性目標較高之重要結構物採用較精確分析方法之精神，但假若結構型式與佈置可以滿足簡便方法之假設條件，並且有足夠資料證明簡便方法與精確方法計算結果之誤差在工程實務應用中可以被接受，以簡便方法檢核耐震強化設施在等級 2 地震下之耐震功能性也許不失為簡便可行之方法，所以，在應用簡便方法評估耐震強化設施在等級 2 地震下之耐震功能性時，必須注意所採用方法之適應性。但考量到不確定因素，從可靠度之觀點來看，本研究較贊同 INA[2001]視耐震目標之高低與設計階段來選擇分析工具。

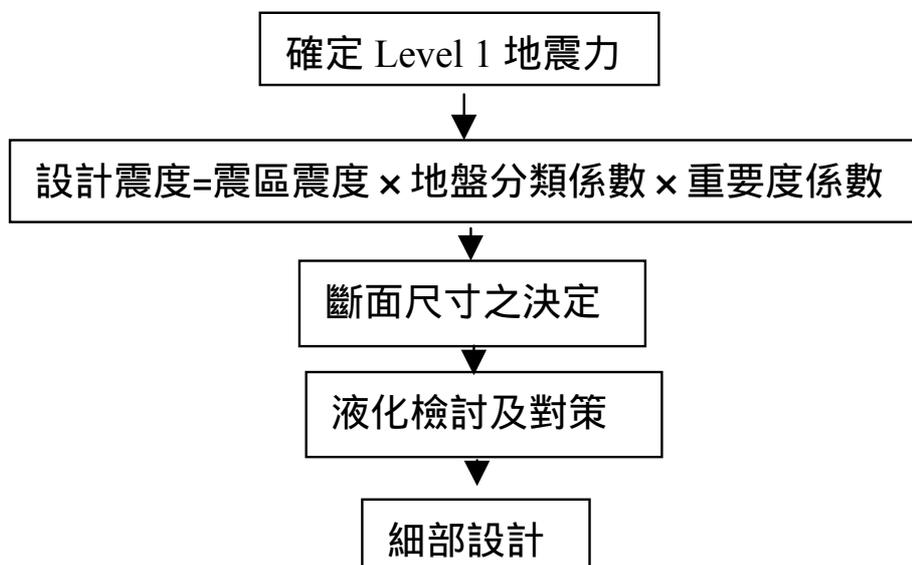


圖 5.2.1 等級一(Level 1)地震之設計流程

資料來源：日本港灣協會 [1999]

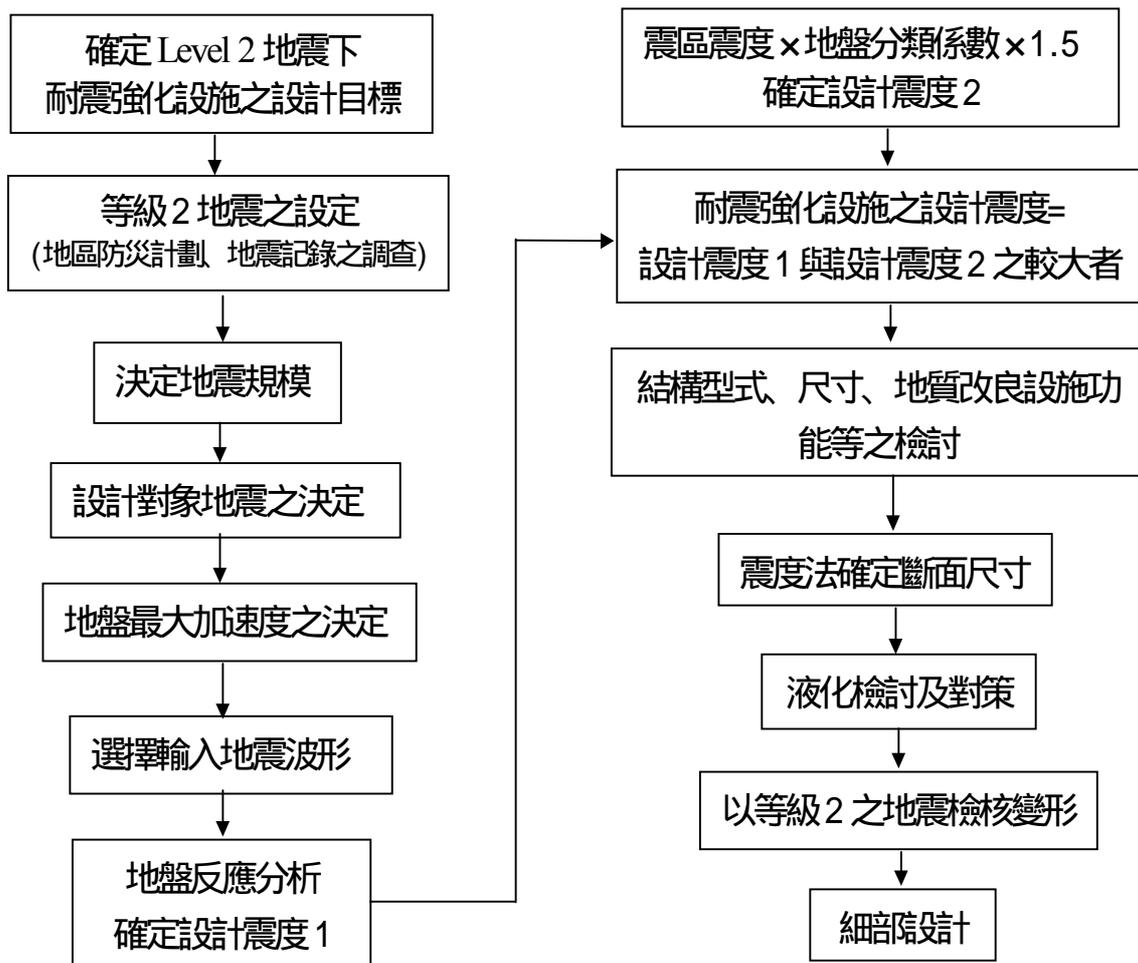


圖 5.2.2 等級二(Level 2)地震下耐震強化設施之設計流程

資料來源：日本港灣協會 [1999]

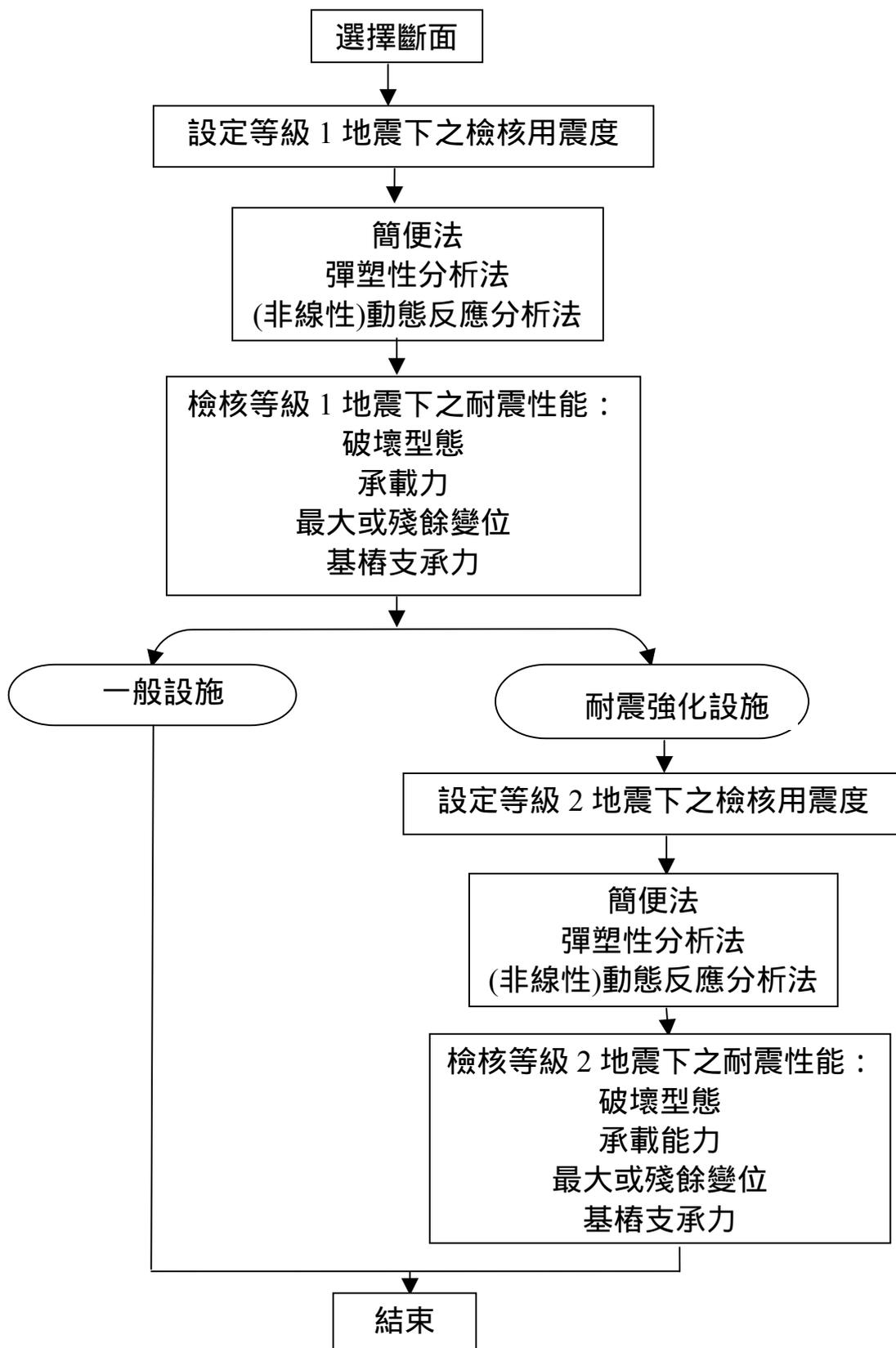


圖 5.2.3 棧橋之耐震性能檢核

資料來源：日本港灣協會 [1999]

5.3 國際航海協會[INA 2001]

INA[2001]將分析碼頭結構物之耐震行為之方法由簡到繁分為簡便分析(Simplified Analysis)、簡便動力分析(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，除了與功能性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，可以表 5.3.1 表示。

表 5.3.1 各類設計方法之應用時機

設計階段 分析方法	初步設計	最終設計	
		簡便分析	特定、A 級、B 級、C 級
簡便動力分析	特定、A 級、B 級、C 級	Level 1 地震力(等級一) 特定、A 級、B 級、C 級	Level 2 地震力 B 級、C 級
動力分析	特定、A 級、B 級、C 級	Level 1 地震力(等級一) 特定、A 級、B 級、C 級	Level 2 地震力 特定、A 級、 B 級、C 級

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，可應用於等級一與等級二地震下之功能性評估；對於等級較高者(例如 B 級、A 級與 S 級)，可應用在初步設計階段或等級一地震力下之服務使用性功能之評析。

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，可應用於等級一與等級二地震下之功能性評估；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一地震力下之服務使用性功能之評析。

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，可應用於等級一與等級二地震下之功能性評估。

5.3.1 重力式碼頭

由第四章之討論，重力式碼頭之破壞通常不是結構整體之倒塌損壞，而是過大變形引起之破壞，所以，以位移來定義此類碼頭之耐震功能性，並以此作為設計之依據可能更顯適宜。Ichii et al. [2002]基於水深較深之重力式碼頭之研究初步顯示，「壁頂向海側之位移」可以作為一較好之功能性指標，而在相同等級地震力下影響該指標之主要因素為壁體底部基礎土壤與背填土之等效 SPT N 值，壁頂位移隨 SPT N 值之增加而減小並收斂於一穩定值，地震危害等級越低，越早收斂，該影響隨壁體拋石基礎下面回填土壤厚度之減小而顯著增加；壁體之寬高比對壁頂位移影響相對較小，寬高比之影響隨地震危害等級之增加而較顯著、隨壁體拋石基礎下面回填土壤厚度之減小而削弱，當壁底基礎下面回填土壤較厚而堅實，壁頂位移量隨寬高比之增加而減小。

簡便分析：

可採用傳統設計規範或基準中，基於力量平衡之擬靜態分析方法，地震力作為施加於結構側向之靜態慣性力。結構主體與支承土壤均視為剛體，地震力由設計最大地表加速度 PGA 或震度(Seismic coefficient) K_h 表示，簡便分析法之結果為結構臨界安定之最大地表加速度或震度 K_t ，可經由逐步增加 PGA 或 K_h ，計算結構分別達到 $F_s = 1.0$ 時之臨界滑動、臨界傾覆或臨界穩定性狀態之最大地表加速度或震度，取其最小值，則結構抵抗實際發生之地震(有效震度為 K_e)具有之安全係數 $F_s = \frac{K_t}{K_e}$ ，設計分析時，以預期要抵抗之設計地震力對應之震度 K_h 作為 K_e ， K_e 之上限以不超過 PGA/g (當 $PGA \leq 200gal$) 或 $1/3(PGA/g)^{1/3}$ (當 $PGA > 200gal$) 計算，平均值以 $K_e = 0.6(PGA/g)$ 計算。

雖然功能性設計法所採用之簡便分析方法與傳統設計所採用之分析方法類似，但設計原理完全不同：傳統設計法將地震力以一等效之靜態側向力施加於結構主體上，以確保結構主體在所考量之設計外力作用下，具有一定安全餘裕(以安全係數 F_s 表示)之安定計算(壁體滑

移、壁體傾倒、圓弧滑動及沉陷等分析，基礎足夠承載力之保證)來確定結構之細部；功能性設計法雖然在具體設計階段採用類似擬靜態分析方法，但其設計原理以確保在各等級地震力作用下，結構主體之反應滿足預期之功能性目標，即計算所得之功能性指標不超過預定功能性目標標準值。例如：若以壁體位移或沉陷量等作為功能性指標，在功能性設計法中，需要計算壁體位移或沉陷量，並與所建立之功能性目標量化標準值比較，以確定所預期之功能性是否滿足。一些研究已根據統計數據之回歸分析，建立了位移指標與傳統設計法中安定計算之安全係數之間相關性之經驗公式(表 5.3.2)，表 5.3.2 適用於非液化工址之重力式碼頭，其中， F_s 表示安全係數。由表 5.3.2 可知：線性回歸公式中，水平位移相關參數(d 與 d/H)之線性回歸相關係數均較小，相關係數與標準偏差顯示：對 d/H 之線性回歸比 d 較為準確。對於該類碼頭在具有液化潛能工址之位移量，Iai[1998]對日本既有碼頭之案例分析統計出：在規範設計地震力作用下，對非液化、僅背填土液化、背填土與基礎土壤均液化等三類工址(圖 5.3.1)，正規化位移 d/H 分別為：0~5%、5~10%與 10~20%；在 1.5~2.0 倍規範設計地震力作用下，三類工址正規化位移 d/H 分別為：5~10%、10~20%與 20~40%，這些參數可用於設計時粗略估算水平位移之大小範圍。

表 5.3.2 非液化工址重力式碼頭變位與安全係數之相關性

變位參數	經驗公式	相關係數	標準偏差
最大水平位移 d (cm)	$d = -74.2 + 98.2(1/F_s)$	0.34	130
沉陷量 s (cm)	$s = -16.5 + 32.9(1/F_s)$	0.5	30
正規化水平位移 d/H (%)	$d/H = -7.0 + 10.9(1/F_s)$	0.38	13

資料來源：Uwabe [1983]

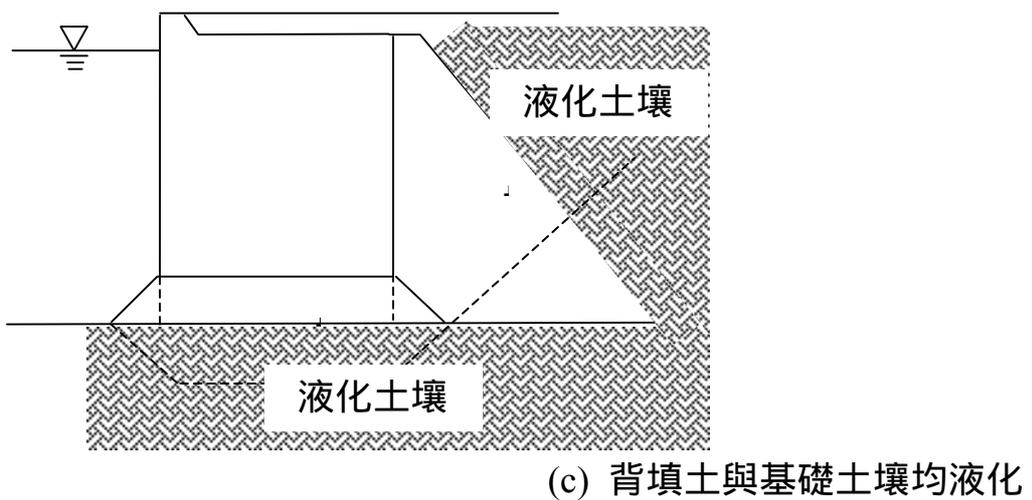
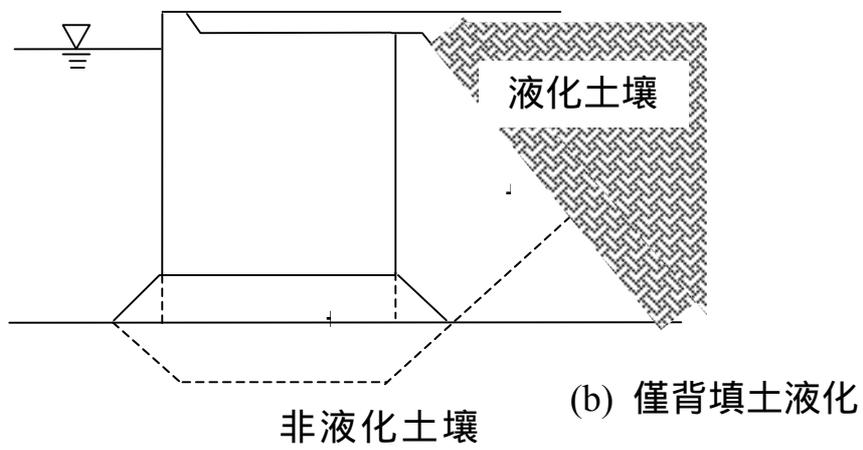
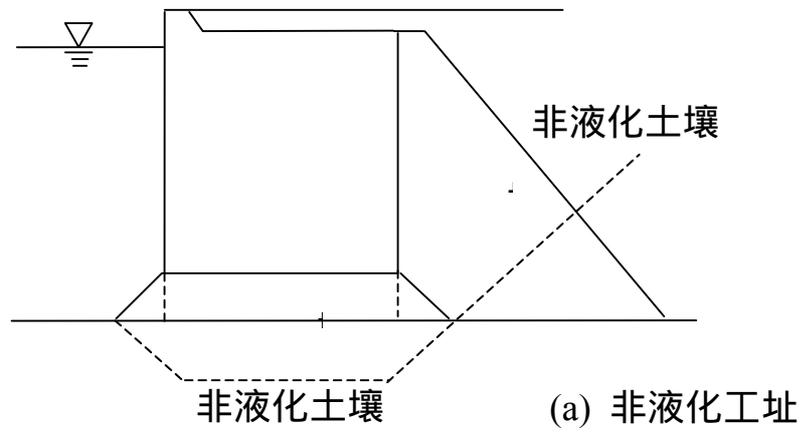


圖 5.3.1 重力式碼頭工址土壤可能液化狀態

資料來源：INA [2001]

以台中港#1~#3 號碼頭為例，原設計震度為 0.15g，經由對該碼頭在 0.15g 設計地震作用下之安定計算檢核應在安全範圍[台中港務局 2000]，以 Iai[1998]之統計數據來看，對非液化、僅背填土液化、背填土與基礎土壤均液化等三類工址，正規化位移 d/H 分別為：0~5%、5~10%與 10~20%。921 地震中，由於實際地震震度 0.163[台中港務局 2000]約為原設計震度之 1.09 倍，基於原設計震度或 1.5~2.0 倍規範設計地震力作用下之 Iai[1998]的統計數據不宜採用，若以 Uwabe[1983]之計算公式試算，需首先確定結構抵抗實際發生之地震具有之安全係數 $F_s = \frac{K_l}{K_e}$ ，參考文獻[台中港務局 2000]對該碼頭之詳細分析顯示：碼頭抗滑動安全係數較低，在未考量土壤液化之情形下，採用國內規範，#1~#3 號碼頭之臨界滑動震度 K_l 在較低殘留水位與較高殘留水位下分別為 0.165 與 0.16，而實際發生地震之震度 K_e (南北向)為 0.163[台中港務局 2000]，則在較低殘留水位與較高殘留水位下安全係數 F_s 分別為 1.012 與 0.981，以 Uwabe[1983]之計算公式試算得到沉陷量 s 分別為 16cm 與 17.02cm 水平位移 d (以 d/H 反算) 分別為 72.34cm 與 78.8cm；若採用日本 1999 年版設計基準，在未考量土壤液化之情形下，#1~#3 號碼頭之臨界滑動震度 K_l 在較低殘留水位與較高殘留水位下分別為 0.18 與 0.17，同樣計算可以得到沉陷量 s 分別為 13.29cm 與 15.05cm、水平位移 d 分別為 55.11cm 與 62.26cm，表明若土壤未液化，#1~#3 號碼頭在 921 地震中之不致發生實際那樣大的變位量(表 5.3.3)，由於 Uwabe[1983]之計算公式僅適用於非液化情況，不適合再用來計算背填土壤在部分或全部液化情況下，碼頭之沉陷量與水平位移。因台中港 #1~#3 號碼頭之功能目標應超過 C 級耐震設施之耐震要求，故以上在 475 年回歸期設計地震力下之功能性評估僅可作為初步評估結果。

表 5.3.3 921 地震中台中港碼頭災損情形

變位 \ 碼頭編號	#1	#2	#3
碼頭法線外移量 (cm)	52~166	67~149	67~168
碼頭沉陷量 (cm)	13~46	10~48	10~57

資料來源：台中港務局[2000]

如果對液化潛能高之港址進行液化防治處理後，上述簡便方法可以有效地應用於初步設計。例如，第四章中提及以位移來定義重力式碼頭之耐震功能性，並以此作為設計之依據可能更顯適宜，以第 4.4 節簡例之功能性目標要求在 50%50 之地震力下正規化水平位移 $d/H < 1.5\%$ (此處僅選單一參數)，以此為目標進行直接位移法設計，應用表中公式 $d/H = (-7.0 + 10.9/F_s)\% < 1.5\%$ ，反算在 50%50 之地震力下碼頭之安全係數應滿足 $F_s > 1.282$ ，若該等級地震設計震度 $K_h = K_e$ 已知，便可計算臨界安定震度 K_l ，並以此確定結構設計，這便是直接位移設計法之理念。有關直接位移設計法非本研究之內容，不詳述。

簡便動力分析：

(1) 滑動塊分析(Sliding Block Analysis)

結構主體視為可滑動之剛體，地震力由作用於結構基礎之地震歷時表示，結構體滑動之位移由開始滑動後至滑動結束之加速度歷時二次積分得到，結構耐震能耐根據地質狀況以滑動加速度表示。

採用滑動塊模型(sliding block model)簡化計算重力式碼頭在地震中的永久位移，首先以側向土壓理論評估壁體與背填土壤之穩定性，仍然如同簡便分析得到臨界滑動加速度，例如垂直擋土壁之臨界滑動加速度可以由下式計算[Richards and Elms 1979]：

$$a_t = \left[\mu_b - \frac{P_{ae} \cos \delta - \mu_b P_{ae} \sin \delta}{W_g} \right] g \dots\dots\dots (5.1)$$

其中， μ_b 為壁體與基礎接觸面之摩擦係數， P_{ae} 為主動土之動土壓， δ 為壁面之摩擦角， W_g 為壁體每單位寬度之重量，由於 P_{ae} 本身與 a_t 相關，故需以疊代方式計算臨界滑動加速度。

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、強震延時及頻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[2001]報告中呈現 Franklin 與 Chang [1977] 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 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 and Elms [1979] 提出簡化公式計算永久側向位移

$$d = 0.087 \frac{v_{max}^2 a_{max}^2}{a_t^4} \dots\dots\dots (5.2)$$

雖然滑動塊理論顯示垂直向地震力會影響滑動位移量，但 Nagao et al. [1995] 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 and Liao [1985] 採用 14 組地震，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：

$$\bar{d} = \left(\frac{37v_{max}^2}{a_{max}} \right) \exp\left(-\frac{9.4a_t}{a_{max}} \right) \dots\dots\dots (5.3)$$

也基於此建議設計時採用

$$\frac{a_t}{a_{\max}} = 0.66 - \frac{1}{9.4} \ln \frac{da_{\max}}{v_{\max}^2} \dots\dots\dots(5.4)$$

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

$$K_h = \frac{a_{design} / g}{r} \dots\dots\dots(5.5)$$

$$K_v = 0.5K_h \dots\dots\dots(5.6)$$

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。

以前述台中港#1~#3 碼頭為例， $a_t = 0.165(g)$ [台中港務局 2000]，土壤無液化狀態下最大地表加速度 PGA 或 $a_{\max} = 0.163(g)$ ，以此理論則碼頭不應有任何滑動位移量；考量部分液化後 $a_t = 45(gal)$ [賴聖耀 2003]，若以 TCU059 清水國小南北向實測地震歷時記錄(圖 5.3.2)為例，以此理論計算碼頭在該地震歷時下之位移量：碼頭壁體相對於剛性地盤之速度歷時如圖 5.3.3 所示，圖中未包含時段之相對速度為 0；相對位移量歷時如圖 5.3.4 所示，計算結果顯示相對位移為 64.61 公分。

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。國際航海協會報告[INA 2001]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[Iai 1998]，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。

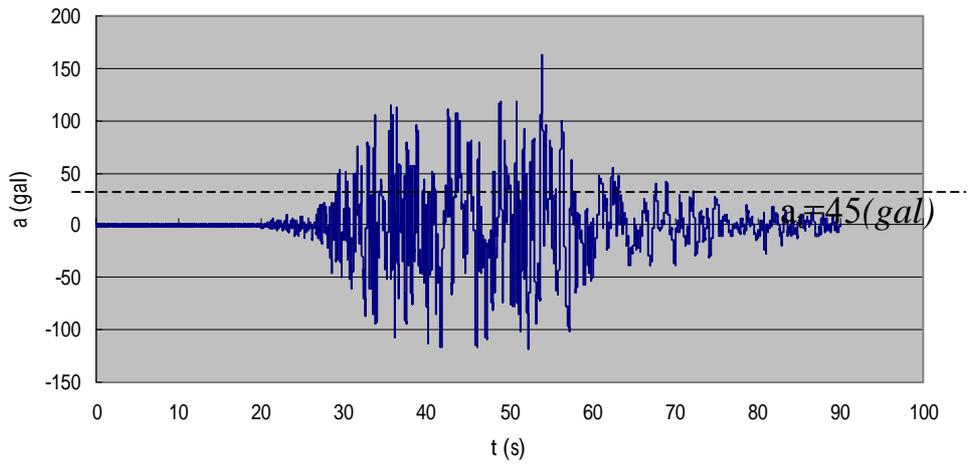


圖 5.3.2 TCU059 清水國小南北向實測地震歷時記錄

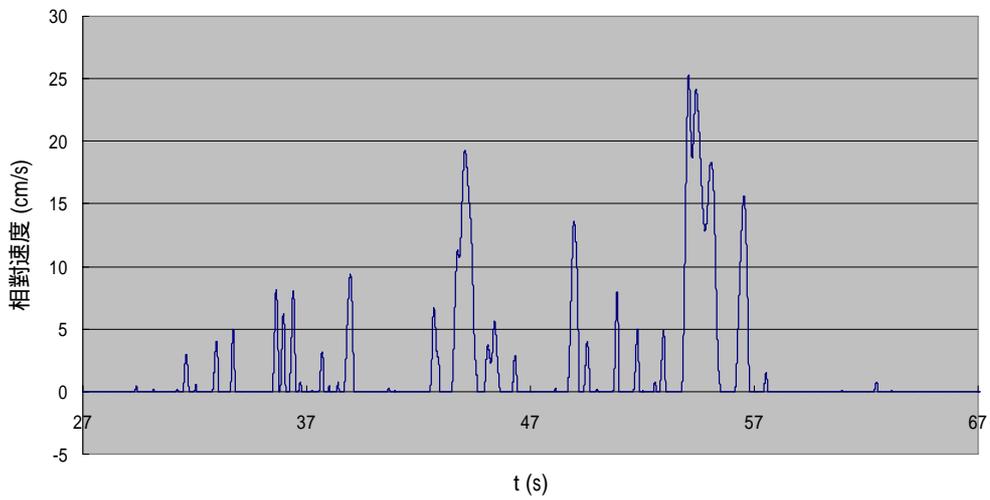


圖 5.3.3 碼頭相對於剛性地盤之速度

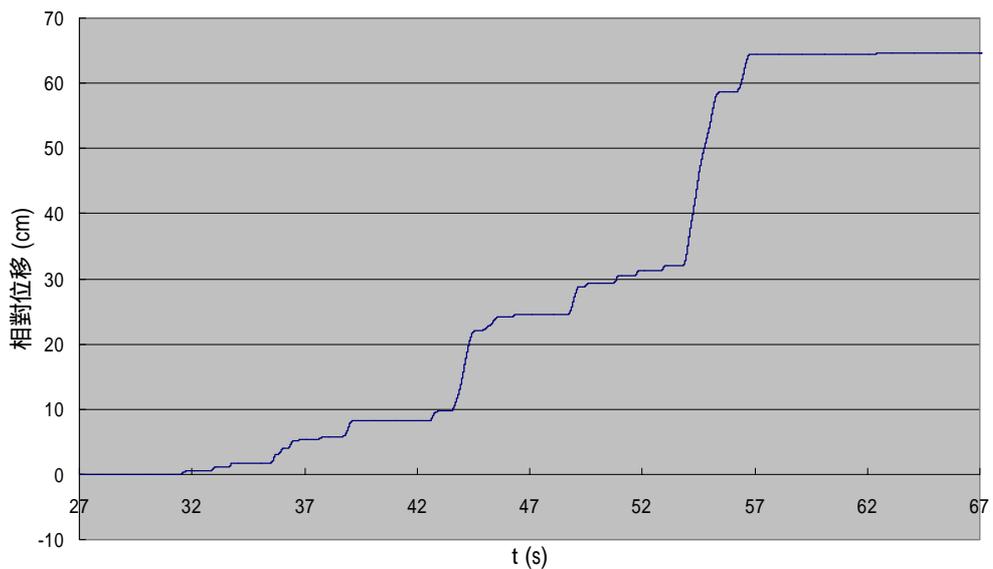


圖 5.3.4 碼頭相對於剛性地盤之位移

(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。例如：Ichii et al [2002]通過應用有限元素法對影響功能性指標參數作敏感度分析，以圖表列出該指標與各參數之關係曲線，建議以查圖表修正之方式近似計算功能性指標之大小等級(order-of-magnitude)。Iai et al. [1999]以及 Ichii et al. [2002]採用 FLIP[FLIP]應用程式之有效應力分析法(effective stress analysis)對碼頭寬高比 W/H、壁體拋石基礎下面回填土壤厚度 D1、壁體底部基礎土壤與背填土之等效 SPT N 值等參數作相關研究，並繪製各參數對正規化水平位移量之影響曲線，建議以逐個查詢獨立參數圖表來逐步修正功能性位移指標。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。

動力分析：

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)之地震歷時表示；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 1999 年版設計基準也提到：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之改變引起地盤反應之變化，採用有效應力分析法可以計算土壤液化之孔隙水壓，通過有效應力之變化計算結構反應之變化。總應力法無法計算土壤液化之孔隙水壓之變化，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，但總應力法較簡便而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[FLAC & FLAC3D]；較典型的有限元素法應用軟體為 FLUSH[Lysmer et al.1975]與 FLIP 應用軟體，前者採用等效線性總應力土壤模型，後者採用非線性有效應力土壤模型，1995 年日本神戶地震證實 FLIP 可應用於重力式碼頭之耐震分析[Iai 1998b]。各種應用程式均有其優點與應用限制，工程事務應用時，必須根據個案特性來選用。

5.3.2 板樁式碼頭

簡便分析：

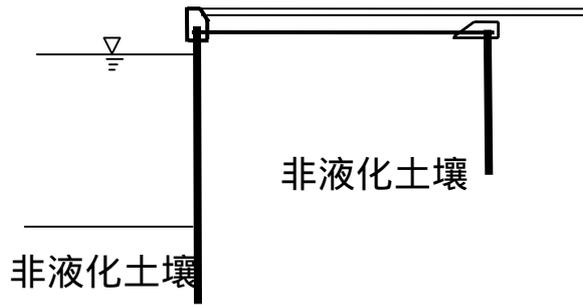
類似重力式碼頭，採用傳統設計規範或基準中，基於力量平衡之固定端或自由支承擬靜態分析方法。同樣，功能性設計法設計原理與傳統設計法不同。可表達功能性之位移指標與傳統設計法中安定計算之安全係數之間相關性之經驗公式可參考 Uwabe [1983](表 5.3.4)，其中， F_s 參見重力式碼頭之簡便分析。

表 5.3.4 非液化工址板樁式碼頭變位與安全係數之相關性

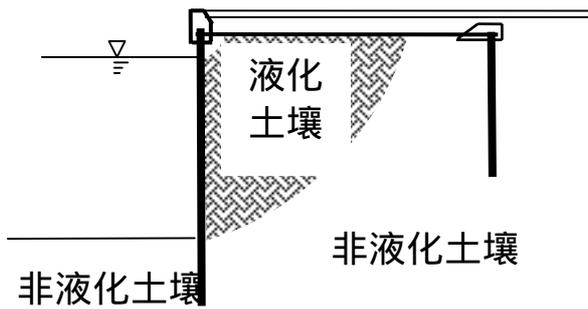
變位參數	經驗公式	相關係數	標準偏差
最大水平位移 d (cm)	$d = -1.6 + 34.9(1/F_s)$	0.68	27
沉陷量 s(cm)	$s = -5.3 + 14.7(1/F_s)$	0.4	20
正規化水平位移 d/H (%)	$d/H = -1.5 + 5.8(1/F_s)$	0.65	5

資料來源：Uwabe [1983]

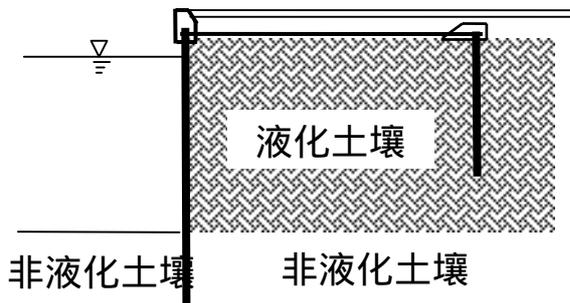
對於該類碼頭在具有液化潛能工址之位移量，Iai[1998]之案例分析統計出：在規範設計地震力作用下，對非液化、僅壁體後局部背填



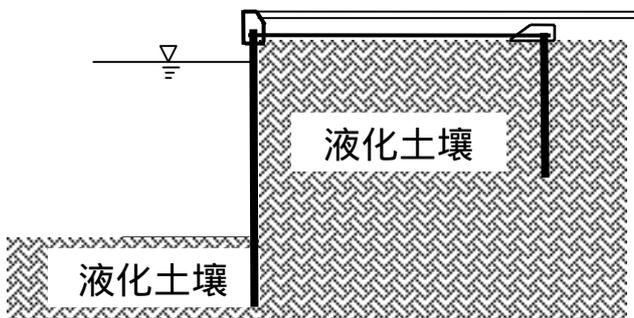
(a)非液化工址



(b)部分背填土液化



(c)背填土全部液化



(d)基礎土壤與背填土均液化

圖 5.3.5 板樁式碼頭工址填土可能液化狀態

資料來源：INA [2001]

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 5.3.5)，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。

簡便動力分析：

類似重力式碼頭。

(1) 滑動塊分析(Sliding Block Analysis)

參考 Seed and Whitman [1970]，以 k_{ae} 與 k_{pe} 表示地震時之主動土與被動土之動態土壓係數，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止土壓係數，極限錨碇反力為 T_s ，Towhata and Islam [1987]得到如下關係式：

$$k_{ae} = k_a + \Delta k_{ae} = k_a + \frac{3}{4}k_h \dots\dots\dots (5.7)$$

$$k_{pe} = k_p + \Delta k_{pe} = k_p - \frac{17}{8}k_h \dots\dots\dots (5.8)$$

$$T_e = T_s \frac{k_{pe} - k_{ae}}{k_p - k_a} \dots\dots\dots (5.9)$$

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震度：

$$K_t = \frac{a \tan \alpha_{ae} - b + \tan(\phi - \alpha_{ae})(1 + b \tan \alpha_{ae})}{1 + c \tan \alpha_{ae}} \dots\dots\dots (5.10)$$

其中，

$$a = \frac{mT_s + P_p + 1/2\gamma_w(H_w + D_{emb})^2 + \Delta U_p}{W_m} \dots\dots\dots (5.11)$$

$$b = \frac{1/2\gamma_w(H_w + D_{emb})^2 \tan \phi + \Delta U_a \sin \alpha_{ae}}{W_m} \tan \psi \dots\dots\dots (5.12)$$

$$c = \frac{1}{W_m} \left[\frac{23mnT_s}{8(k_p - k_a)} + \frac{17P_p\gamma_{sat}}{8k_p\gamma_b} + \frac{7}{12}\gamma_w H_w^2 \right] \dots\dots\dots (5.13)$$

$$W_m = 1/2 \left[\gamma_{sat}(H_w + D_{emb})^2 + \gamma_{wet}(H - H_w)(H + 2D_{emb} + H_w) \right] \dots (5.14)$$

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 為反覆剪力所產生之附加孔隙水壓，其下標 p 與 a 分別代表被動土與主動土，當錨碇部分在地下水水位(假設為海平面)以上， $n=1$ ，若完全淹沒於水中 $n = \gamma_{sat} / \gamma_b = \gamma_{sat} / (\gamma_{sat} - \gamma_w)$ (註：規範之水中換算震度修正係數 $\frac{\gamma}{\gamma - 1}$)， γ_w 、 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) 簡易圖表法

類似重力式碼頭，通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 density、土壤改良範圍以及地震強度 [McCullough and Dickenson 1998] 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。

動力分析

具體內容可參考重力式碼頭，惟對板樁結構，國內將之歸為剛性結構物，然 INA[2001]容許此類結構發生超過彈性反應極限之行為，以彈塑性模型來模擬此類結構物之行為。

5.3.3 棧橋式碼頭

棧橋式碼頭結構物之反應受結構與水及土壤互制效應之影響較大，結構分析之複雜度因下述原因而增加[INA 2001]：(1)土壤結構互制效應之增強；(2)因越往向海側之樁基之有效長度越長而產生較大扭轉反應；(3)為減小扭轉反應以及溫度與收縮潛變之影響，將較長之碼頭結構主體以 shear key 作為活動鉸分單元連接，而在碼頭各單元之間產生的互製作用。值得注意的是：對於棧橋式碼頭，對結構構件之勁度及土壤結構互制效應之模擬對結構最大反應結果所產生的影響，勝過選用不同複雜度之分析方法所導致的差異，所以，如果模擬不準確，即使採用複雜的非線性動態歷時分析，也毫無意義。顯然，理論上精確的模擬在工程實務中通常過於繁瑣，考量到地震力的不確定性，在許多情況下，合理的簡化模擬所得到的結果與精確模擬之間的誤差可以被接受，使得簡化模型常被應用於工程實務中。

對於結構與水之互製作用，現行規範主要考量水體作用於構造物之曳力與附加質量效應，耐震設計中，為保持線性運動方程式，規範建議採用忽略曳力之偏安全做法，僅考量附加質量效應 $[m_a] = C_M \rho [V_p]$ ，附加質量係數 $C_M = 1.0$ ，採用簡化後之 Morison 公式[張國泉 1995、張權 2002]。

對於土壤與結構互制效應之模擬，除了為精確模擬該互制效應而將足夠範圍(深度與寬度)之基礎土壤以塑性有限元素模擬，或經由地面以下足夠密集之 inelastic Winkler springs (p - y 土壤反力與變形關係)與樁基連接，且 springs 在向海側、靠陸側以及縱向與橫向以不同勁度與強度模擬以外，還可採用簡化模型：(1)假設基礎土壤剛性或變形微小可忽略、樁基固端且各樁基同時受到地震力作用，同樣以土壤彈簧連接地面以下樁基與剛性之基礎土壤；(2)在(1)之模型中，假想各基樁在某深度固定(可參考現行規範假想地表面以下之 $1/\beta$ 處固定)，轉換為「等效固端樁(equivalent fixity piles)」，於假想地表面以下 $1/\beta$ (cm)處固

定，其中， $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}}$ (1/cm)， k_h 為水平地盤反力係數，國內現行規範以橫向載重實驗求得為原則，若無試驗值，以 $k_h = 1.5N (kgf/cm^3)$ 計算。

應用支承於彈性或非彈性之 Winkler 型式基礎上之梁模型來模擬土壤結構互製效應也被稱為 Subgrade Reaction Model，忽略軸向力作用時，如下式表示：

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -P = -pD \dots\dots\dots (5.15)$$

其中： EI 為樁基之抗彎剛度

x 為樁上計算側向變形處距地面之深度；

y 為與地面距離 x 處樁之側向變形撓度；

P 為與地面距離 x 處，樁每單位長度所承受之土壤側向抵抗力(subgrade reaction)或施加於樁上之側向力；

p 為與地面距離 x 處樁每單位面積所承受之土壤側向抵抗力；

D 為樁直徑或等效寬度。

土壤彈簧之側向抵抗力 p 與側向位移 y 之關係如下：

- (1) 根據 Reese et al.[1974]之試樁載重試驗結果推導而得所謂 $p-y$ 曲線建立[API 1987、1993][張國泉 1995]，又稱為非線性土壤反力曲線法；
- (2) 或更簡便以張氏方法[Chang 1937]建立線性關係

$$P = E_s y = k_h D y \dots\dots\dots (5.16)$$

其中 E_s 為土壤彈簧等效彈性模數， k_h 為水平地盤反力係數，現行規範以橫向載重實驗求得為原則，若無試驗值，以 $k_h = 1.5N (kgf/cm^3)$ 計算。基於此法，地表面以上與以下之樁基部分

分別採用 $EI \frac{d^4 y}{dx^4} = 0$ 與 $EI \frac{d^4 y}{dx^4} + k_h D y = 0$ 。

以上微分方程式之特解經由其通解以及邊界條件確定，則樁基沿深度之變形撓度以及強度可得以計算，等效固定端法之埋設深度 $1/\beta$ 便是基於以此法所得之彎矩與假想固定端法所得之彎矩相等得到[張權 2002]。

- (3) 或由日本設計基準所採用之 PHRI (Port and Harbor Research Institute 港灣技術研究所，現為 PARI 港灣空港技術研究所)方法之非線性關係

$$p = k_s xy^{0.5} \dots\dots\dots (5.17)$$

$$p = k_c y^{0.5} \dots\dots\dots (5.18)$$

其中，下標 s 表示填土之 SPT-N 值隨土壤深度線性增加之土壤(如均勻密度之砂土、普通密實度之黏土)，下標 c 表示填土之 SPT-N 值與土壤深度無關而保持常數(如有壓實表層之砂土、壓得很密實之黏土)， k_s 與 k_c 之確定參見日本 1999 年版設計基準第 V 篇之第 4.3.4 節之參考。

有關 p-y 彈簧單元中考量開裂效應(gapping effect)與輻射阻尼(radiation damping)可參見 Boulanger et al. [1999]。

棧橋式碼頭水平地震力之雙向(縱向與橫向)效應，現行設計法中一般考量在其中一方向施加 100%之計算地震力，而另外一方向施加 30%之計算地震力，包括： $100\%E_x + 30\%E_y$ 與 $100\%E_y + 30\%E_x$ ，取保守者作為設計依據。

若棧橋法線垂直方向寬度在 20m 以內，基礎地面為較陡但不太長之斜坡時，可以由真實地面以下之一假想地表面為準來計算樁之側向抵抗力[交通部民國 86 年設計基準之圖 7.2.4]。

有關擋土牆部分之分析方法同重力式碼頭，以下僅探討樁基與承台及頂板或面板(deck)部分主體結構之分析方法。

簡便分析：

將面板視為剛性，地震作用力施加於樁頂橋面板集中質量重心，土壤與樁基之互制作用可以採用前述各模型，棧橋式碼頭可視為一剛性(剪力)構架來分析。例如：對於直樁棧橋式碼頭，可採用前述「等效固端」樁，於假想地表面以下 $1/\beta$ (cm) 處固定，其中， $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}}$ (1/cm)，單樁 i 之等效側向勁度 $K_{Hi} = \frac{12EI_i}{(l_i + 1/\beta_i)^3}$ ，其中， l_i 為假想地表面與面板間無支承長度，構架自然週期 (natural period) $T_s = 2\pi \sqrt{\frac{W_g}{g \sum K_{Hi}}}$ ，其中 W_g 為面板呆載重與裝載載重。應用反應譜，地震施加於結構之側向荷載得以計算，該力量下結構之反應等可以通過如國內現行規範對剛性(剪力)構架之靜力分析求得(不規則結構型式要求採用簡便動力分析以上之分析方法)。日本 1999 年版設計基準指出：計算 T_s 過程中， k_h 可能要取用靜態水平地盤反力係數 $k_h = 1.5N$ 之兩倍或不考量假想地面。

INA[2001]呈現以應用程式“N-pier[1999]”對鋼管直樁棧橋式碼頭之彈塑性分析後所建議之簡便分析方法，對於鋼管直樁棧橋式碼頭，可近似以 50%之樁基在樁頭(pile head)出現塑性鉸時之強度作為碼頭系統整體之側向彈性極限強度[Yokota 1999]：

$$P_y = 0.82P_u = 0.82 \sum \frac{2M_{pi}}{l_i + 1/\beta} \dots\dots\dots (5.19)$$

其中， P_u 為所有樁基在樁頂與樁頭出現塑性鉸時之極限側向力、 M_{pi} 為形成塑性鉸時樁 i 之彎曲強度。對於鋼結構之塑性彎曲強度之計算，無軸力時之塑性彎曲強度 $M_{p0} = Z_p \sigma_y$ ，其中， Z_p 為塑性斷面模數， σ_y 為降伏應力(kN/m²)。 Z_p 可由 $Z_p = (4/3)(r^3 - (r-t)^3)$ 計算，其中 r 與 t 分別為鋼樁半徑(m)與厚度(m)；考量軸力 N 時， $M_{pi} = M_{p0} \cos\left(\frac{N}{N_{y0}} \frac{\pi}{2}\right)$ ，其中， N_{y0} 為彎曲強度為 0 時之降伏軸力 $N_{y0} = \sigma_y (2\pi r t - \pi t^2)$ 。

若在等級一設計地震下所採用之擬靜態側向設計地震力 V 不超過此彈性極限側向力 P_y ，則表示結構在等級一設計地震力作用下之行為在彈性範圍。

以位移為參數的簡便分析方法以 *Equivalent single mode analysis* 簡介如下：

如同橋梁結構，較長而規則之此類碼頭在水平橫向(Transverse Direction)之反應可近似以 SDOF 結構模擬。當用 shear key 連接碼頭各單元以減小扭轉效應時，可以單獨分析 shear key 間每一單元碼頭之反應來保守估算位移反應。一些研究顯示：棧橋式碼頭在雙向荷載組合下之位移上限可以近似地經由以單純水平橫向地震力作用下之位移反應乘以一係數得到。對於較緊要之靠陸側較短樁基：

$$\Delta_{\max} = \Delta_i \sqrt{1 + \left(0.3 \left(1 + 20 \frac{e_{ex}}{L_L} \right) \right)^2} \dots\dots\dots (5.20)$$

其中， Δ_i 為單純水平橫向地震力作用下之位移反應、 e_{ex} 為質量重心與剛度中心之偏心距、 L_L 為碼頭單元縱向長度。

雖然靠海側之邊樁可能會承受比公式(5.20)計算結果稍大的位移(與荷載)，但這些樁通常被設計可以承受較大的變形，因而不會比靠陸側較短樁基容易破壞，通常靠陸側最短之樁基最為緊要。

另外,INA[2001]可能因考量日本對棧橋式碼頭所採用之改進後震度法，將應用結構反應譜之方法(該文獻僅考量能量相等原理，未考量位移相等原理)歸為簡便動力分析法，本研究基於國內對棧橋式碼頭之耐震設計已採用反應譜求取設計地震力，在此將擬靜態分析法歸為簡便分析法，而將多振態反應譜疊加法介紹於簡便動力分析法中。

簡便動力分析：

此類分析中，主要考量地震力之動態特性以及樁基與上部結構

之彈性與塑性行為，如 1999 年版日本設計基準中所要求之彈-塑性 (elasto-plastic) 分析就是方法之一。土壤與結構之互製仍然以上述彈性或非彈性之 inelastic Winkler springs 來模擬地面以下土壤，並與樁基連接；或採用等效固端樁，將樁基固定於假想地面以下 $1/\beta$ 處。

具體方法如下：

● **多振態反應譜分析法 Multi-mode spectral analysis**

國內規範要求對於形狀不規則結構物採用地震動力分析。多振態反應譜分析屬於線彈性動力分析方法之一，以所考量之各主要振態對應之反應譜擬加速度值分別計算各振態對應之結構反應參數(如基底剪力、位移)，最後以 SRSS 與 CQC 法等將各振態效應組合。

多振態反應譜分析之原理描述如下：

考慮多自由度(MDOF)結構系統，當受地震加速度 \ddot{x}_g 擾動時，其運動方程式由式(5.21)表示。

$$[m]\{\ddot{X}\} + [c]\{\dot{X}\} + [k]\{X\} = -[m]\{t\}\ddot{x}_g \dots\dots\dots (5.21)$$

對於棧橋式碼頭，根據現行規範建議，忽略曳力效應以保持線性運動方程式，僅考量節點附加質量，式(5.21)中， $[m]$ 、 $[c]$ 與 $[k]$ 分別為結構之質量(包括節點附加質量 $[m_a]$)、阻尼及勁度矩陣， $\{t\}$ 為擾動向量，當作用於各支承之地震力相同、地震力作用方向與所有自由度一致時， $\{t\}$ 向量之各元素為 1，通常以 $\{1\}$ 表示；否則，需以 $x_g = 1$ 作用於結構系統(假設剛體)求取各自由度對應之之值，以下以 $\{t\} = \{1\}$ 說明。結構位移 $\{X\}$ 由多個振態 $\{\Phi_1\} \sim \{\Phi_M\}$ 下之位移疊加(superposition)，表示為

$$\{X\} = [\Phi]\{Y\} = [\{\Phi_1\} \quad \{\Phi_2\} \quad \dots \quad \{\Phi_n\} \dots \quad \{\Phi_M\}]\{Y\} \dots\dots\dots (5.22)$$

各振態 $\{\Phi_n\}$ ($n=1 \sim M$) 可由特徵分析得到並正規化，分別對應圓頻率 ω_n (特徵值) 或週期 $T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$ ，其中， $n=1 \sim M$ 振態。

則運動方程式(式 5.21)轉化為

$$[m][\Phi]\{\ddot{Y}\} + [c][\Phi]\{\dot{Y}\} + [k][\Phi]\{Y\} = -[m]\{1\}\ddot{x}_g \dots\dots\dots (5.23)$$

為應用正交性，式(5.23)改寫為：

$$[\Phi]^T [m][\Phi]\{\ddot{Y}\} + [\Phi]^T [c][\Phi]\{\dot{Y}\} + [\Phi]^T [k][\Phi]\{Y\} = -[\Phi]^T [m]\{1\}\ddot{x}_g \quad (5.24)$$

$$[M]\{\ddot{Y}\} + [C]\{\dot{Y}\} + [K]\{Y\} = -L\ddot{x}_g \quad (5.25)$$

其中， $[M] = [\Phi]^T [m][\Phi]$ ， $[C] = \{\Phi_n\}^T [c]\{\Phi_n\}$ ， $[K] = \{\Phi_n\}^T [k]\{\Phi_n\}$ ， $L = [\Phi]^T [m]\{1\}$ 。 $[M]$ 、 $[C]$ 與 $[K]$ 為對角矩陣使得運動方程式由式(5.21)之聯立方程組分離，成為 M 個對應於 $\{Y\}$ 向量各元素 Y_n ($n = 1 \sim M$ 自由度)之獨立方程式，即對應每一振態，式(5.24)與(5.25)可分別改寫為：

$$\{\Phi_n\}^T [m]\{\Phi_n\}\ddot{Y}_n + \{\Phi_n\}^T [C]\{\Phi_n\}\dot{Y}_n + \{\Phi_n\}^T [K]\{\Phi_n\}Y_n = -\{\Phi_n\}^T [m]\{1\}\ddot{x}_g \quad (5.26)$$

$$M_n \ddot{Y}_n + C_n \dot{Y}_n + K_n Y_n = -L_n \ddot{x}_g \dots\dots\dots (5.27)$$

其中， $M_n = \{\Phi_n\}^T [m]\{\Phi_n\}$ ， $C_n = \{\Phi_n\}^T [C]\{\Phi_n\}$ ， $K_n = \{\Phi_n\}^T [K]\{\Phi_n\}$ ， $L_n = \{\Phi_n\}^T [m]\{1\}$ 。則，

$$\ddot{Y}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{Y}_n + \omega_n^2 Y_n = -\Gamma_n \ddot{x}_g \dots\dots\dots (5.28)$$

其中，振態參與係數(Model Participating Factor)

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \dots\dots\dots (5.29)$$

若 $\{\Phi_n\}$ 為結構之第一基本模態 $\{\Phi_1\}$ ，則 Γ_1 為 ATC-40[1996]所應用之 PF_1 ，或 FEMA 273[1997]所應用之 C_0 。

式(5.28)中，令

$$Y_n = \Gamma_n D_n \dots\dots\dots (5.30)$$

再應用 $C_n = 2\xi_n \omega_n M_n$ 、 $K_n = \omega_n^2 M_n$ ，可得

$$\ddot{D}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = -\ddot{x}_g \dots\dots\dots (5.31)$$

其中， ξ_n 為該振態對應之阻尼比，耐震設計規範中常取 5%，其他建議值可參考 Chopra [2001]。式(5.31)為單自由度結構系統(SDOF)之運動方程，輸入地震力可以求解，而原 MDOF 系統之位移可由式(5.30)與式(5.22)求得，第 n 振態所對應之位移向量為：

$$\{X_n\} = \{\Phi_n\} \Gamma_n D_n \dots\dots\dots (5.32)$$

各元素 $X_{ni} = \Phi_{ni} \Gamma_n D_n$ 。其中，下標 $i = 1 \sim M$ 自由度， $n = 1 \sim M$ 振態， Φ_{ni} 為振態 $\{\Phi_n\}$ 對應於第 i 自由度之值，MDOF 系統之位移由各振態對應之位移線性疊加 $X_i = \sum_{n=1}^M \Phi_{ni} \Gamma_n D_n$ 。

振態 $\{\Phi_n\}$ 對應之地震力施加於構造物之等效擬靜態側向作用力 $f_n = [k]\{X_n\} = \omega_n^2 [m]\{\Phi_n\} \Gamma_n D_n$ 。

應用擬加速度反應譜(單自由度系統之最大反應)，振態 $\{\Phi_n\}$ 對應於週期 T_n 、阻尼 ξ_n 之譜加速度值為 A_n (若反應譜縱座標係以 g 為單位之譜加速度係數，則需將此係數乘以 g 後再應用於以下之公式中)，則位移 $D_n = \frac{A_n}{\omega_n^2}$ ，擬靜態側向作用之地震力 $\{f_n\} = \omega_n^2 [m]\{\Phi_n\} \Gamma_n D_n = [m]\{\Phi_n\} \Gamma_n A_n$ ，對於對角質量矩陣， $\{f_n\}$ 各元素為：

$$f_{ni} = m_i \Phi_{ni} \Gamma_n A_n \dots\dots\dots (5.33)$$

理論上，MDOF 系統之位移由各振態對應之位移線性疊加，但在應用反應譜求取最大結構反應時，考量各振態下最大值出現之時機不同，工程實務中，採用 SRSS 與 CQC 法進行各振態反應之組合[Clough and Penzien 1993]

$$\text{SRSS} \rightarrow F = \sqrt{\sum_{n=1}^M F_n^2} \dots\dots\dots(5.34)$$

$$\text{CQC} \rightarrow F = \sqrt{\sum_{j=1}^M \sum_{n=1}^M F_j \rho_{jn} F_n} \dots\dots\dots(5.35)$$

其中，振態 j 與 n 之相關係數

$$\rho_{jn} = \frac{8\sqrt{\zeta_j \zeta_n} (\zeta_n + \tau \zeta_j) \tau^{3/2}}{(1 - \tau^2)^2 + 4\zeta_j \zeta_n \tau (1 + \tau^2) + 4(\zeta_j^2 + \zeta_n^2) \tau^2} \dots\dots\dots(5.36)$$

$$\tau = \frac{\omega_j}{\omega_n} \dots\dots\dots(5.37)$$

F 代表目標參數--力、位移或應力等。

目前規範規定各水平主軸方向所考量之主要振態數量應包含有 90% 參與質量 (Participating Mass)，選取滿足此要求之前三個振態，第 1、2、3 振態週期分別為 0.9153 秒、0.61 秒與 0.5761 秒，對應 Newmark-Hall 型第一類地盤 0.23g 彈性設計反應譜之(譜位移 s_d ，譜加速度 s_a) 計算值如圖 5.3.6 所示，分別為(0.06075, 0.29212)、(0.04048、0.43832)、(0.03823、0.46411)。

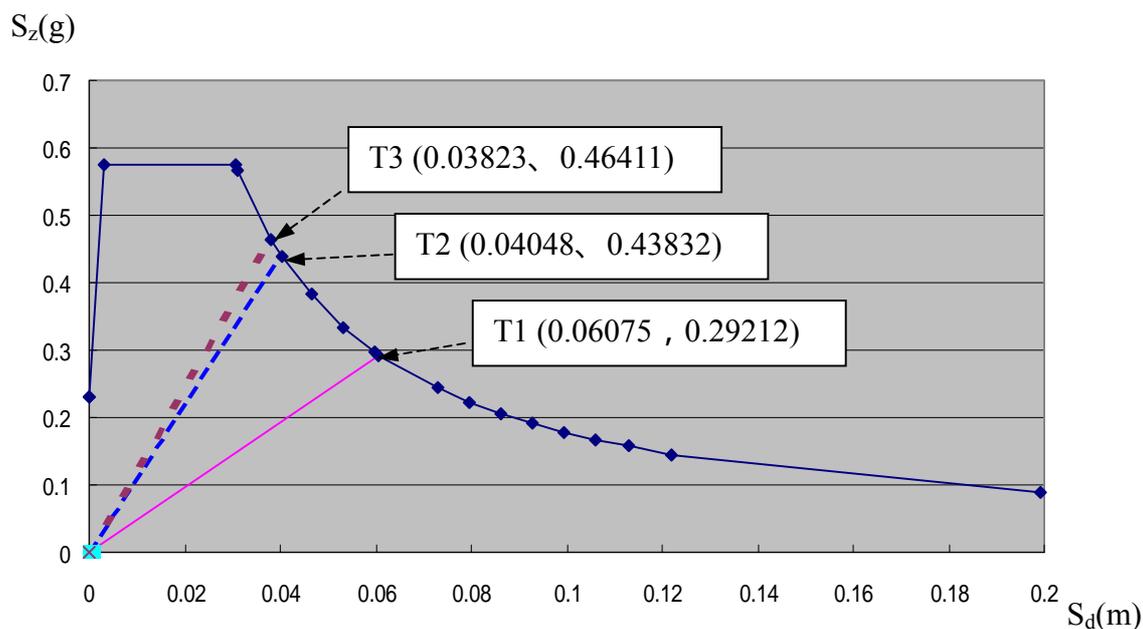


圖 5.3.6 第一類地盤 0.23g Newmark-Hall 型彈性設計反應譜

SAP2000 程式計算對應第 1、2、3 振態在水平橫向與縱向之參與係數以及控制點之振態位移量，計算各振態單獨控制變形時，在設計地震力下控制點之變位。對應節點 E160 與 D156 之計算如表 5.3.5 與表 5.3.6 所示，SRSS 法則組合後 E160 與 D156 在水平橫向與縱向之變位(u_x , u_y)分別為(4.673 , 2.808)與(3.136 , 6.747)；CQC 法則組合後 E160 與 D156 在水平橫向與縱向之變位(u_x , u_y)分別為(4.312 , 3.103)與(3.689 , 6.743)。

表 5.3.5 各振態對應 E160 之水平變位

振態 n	週期 (s)	S_a 或 A_n (g)	S_d 或 D_n (cm)	Γ_{xn}	Φ_{xn} (10^{-3})	u_{xn} (cm)	Γ_{yn}	Φ_{yn} (10^{-3})	u_{yn} (cm)
1	0.9153	0.29212	6.075	28.2966	-0.8597	-0.148	488.834	-0.65	-1.944
2	0.61	0.43832	4.048	-450.288	-2.55	4.6481	-130.49	-1.5	0.7923
3	0.5761	0.46411	3.823	321.3	-0.3749	-0.461	-225.865	-2.16	1.8651

振態 n	週期 (s)	S _a 或 A _n (g)	S _d 或 D _n (cm)	Γ_{xn}	Φ_{xn} (10 ⁻³)	u_{xn} (cm)	Γ_{yn}	Φ_{yn} (10 ⁻³)	u_{yn} (cm)
1	0.9153	0.29212	6.075	28.2966	1.05	0.1805	488.834	2.27	6.7411
2	0.61	0.43832	4.048	-450.288	-0.3971	0.7238	-130.49	-0.33	0.1758
3	0.5761	0.46411	3.823	321.3	2.48	3.0463	-225.865	0.266	-0.23

● 非線性靜力推動分析(Nonlinear Static Pushover Analysis)

由於傳統設計規範將力量折減並基於理想彈塑性模型來設計之理念，不足以準確表達棧橋式碼頭可能發生之塑性變形，又為了避免動態歷時分析過於繁雜的理論與過大的計算量，以預設特定之荷載型式由小到大逐步推動可發生塑性變形之結構，所得之變形近似代替結構在反覆荷載作用下之變形能耐，並以此計算結構在各等級地震力作用下之反應，除了特殊情況下考量大變形之幾何非線性以外，通常，應用程式中均會考量 P-delta 效應，所以，此處之非線性主要是指材料之非線性-塑性。

非線性靜力推動分析之非線性求解方法為結構靜態穩定性分析之方法之一，但以考量結構在臨界穩定狀態以前之行為為主，分析時，可以採用荷載控制或位移控制之方式逐步增加荷載或位移之大小，每一增量步驟中，可以採用如 Newton-Raphson 迭代法，由力量之平衡確定施加外力下結構所發生的位移或達到預定位移量所需施加之外力，係一增量迭代式(incremental-iterative)求解計算法。工程實務中，較多採用已開發之應用軟體。

動力分析法：

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，結構之模擬採用線彈性或塑性，土壤可採用等效線性或有效應力模型，地震力由地震歷時表示，土壤結構互製效應可以簡化模型模擬，再應用非線性之動態歷時分析方法求解結構物在隨時間變動之地震力作用下之變形。能廣泛應用於眾多不同的非線性問題的歷時分析方法為逐步整合法(step-by-step time integration method 或 direct integration method)，該方法又分為直接(explicit)和隱含(implicit)演算法兩類，前者常用於 wave-propagation 以及以中高頻(medium/high-frequencies)反應為主的高速撞擊(high-velocity impact)問題或依賴很小時間步長的激發荷載，而後者則更適合於以低頻(low-frequency)或長週期(long-period)反應為主的結構分析。能用於求解非線性問題之隱含演算法(implicit algorithm)必須保證在用於求解線性問題時非條件穩定(unconditionally stable)，例如：Newmark 之平均加速度(average acceleration)法。

同樣，工程實務中常採用已開發之應用程式或分析軟體，採用動態歷時分析時，地震力以地震歷時表示，除了參考實測地震歷時記錄以外，若採用人造地震歷時，除了考量其反應譜與設計反應譜一致以外，還需要考量頻譜內涵(frequency content)、地表最大加速度 PGA、強震延時等與設計地震一致，而因滿足這些條件之人造地震可能有許多組，而基於它們分析所得之結果也不同，甚至差異很大，所以，一般要求以 3~5 組與反應譜相當之地震歷時分析所得結果之平均值作為最終分析結果。

第六章 既有重力式碼頭功能性評估探討

對於既有之碼頭構造物，本研究針對其當初結構物設計所採用之重要係數來反推其功能目標，配合國際航海協會所提供的耐震評估方法，採用簡便分析法中之擬靜力分析法，與簡便動力分析法中之滑動塊體法評估既有碼頭結構物之耐震能力。

本章以台中港 1~3 號重力沉箱式碼頭為實例，碼頭標準斷面圖如圖 6.1 所示，首先依當初設計所採用之用途係數來推求功能目標，地震力等級參考日本港灣協會與國際航海協會之建議，分為 Level 1(迴歸期 75 年) 與 Level 2(迴歸期 475 年)之地震力，功能性等級則參考國際航海協會建議之分類，分為等級 可使用、等級 可修復、等級 接近崩塌破壞與等級 崩塌破壞四個部分，因台中港 1、3 號碼頭為穀類碼頭，2 號碼頭為雜貨碼頭，而整個耐震設計流程此案例為既有之構造物，已建造完成，故略過設計步驟直接進行功能性評估的部分。

6.1 設計案例基本條件

以下列出 921 集集地震前台中港 1~3 號重力沉箱式碼頭之一般條件、自然條件、材料條件等基本設計資料。

1. 一般條件

碼頭泊船噸位：50,000DWT

水深：EL. -13.0m

岸肩高程：EL. +6.20m

繫船柱能力：曲柱 45t

設計地震係數：0.15

超載：常時 $3t/m^2$ ，地震時 $1.5t/m^2$

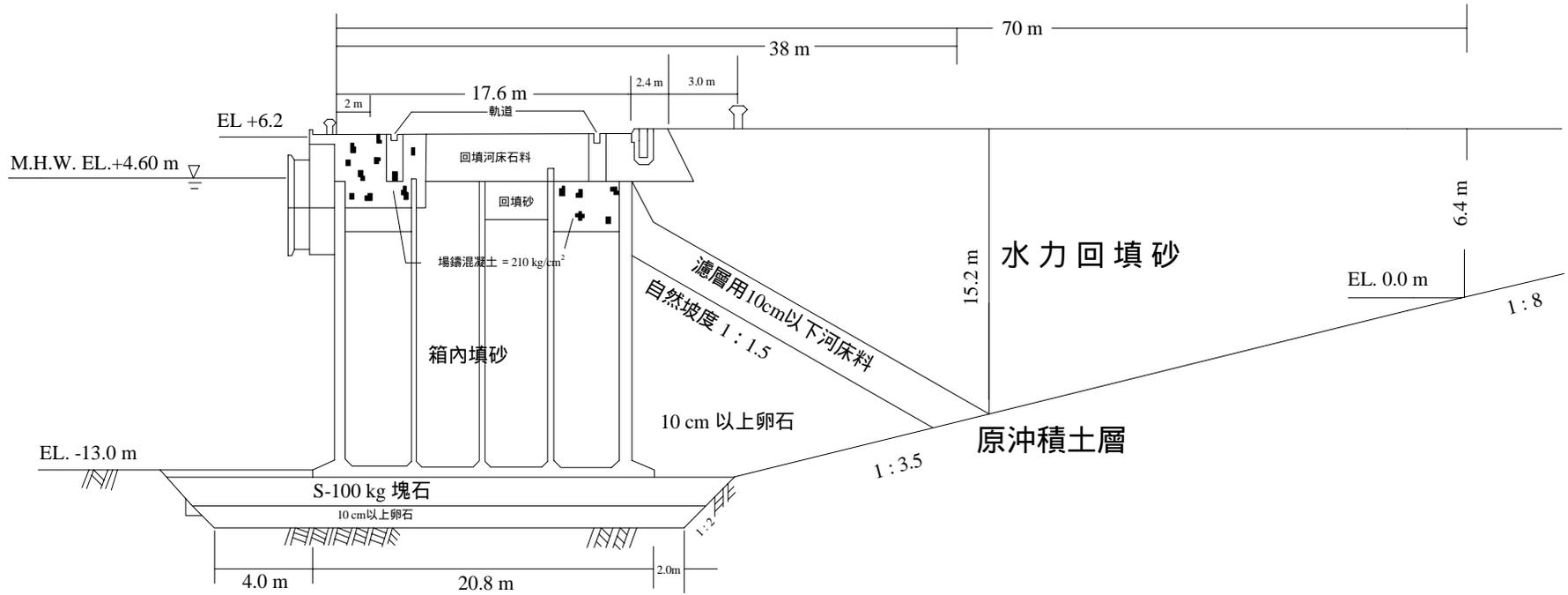


圖 6.1 台中港 1~3 號碼頭標準斷面圖

2. 自然條件

潮位： $H.W.L. EL. + 4.60m$

$L.W.L. EL. + 0.90m$

背填料(水力回填部分) $\phi = 30^\circ$

3. 材料性質

(1)單位重量：

砂、小石子、塊石(乾)： $1.6t/m^3$

砂、小石子、塊石(濕)： $1.8t/m^3$

砂、小石子、塊石(飽和狀態)： $2.0t/m^3$

砂、小石子、塊石(水中)： $1.0t/m^3$

鋼筋混凝土： $2.5t/m^3$

(2)摩擦係數：

預鑄混凝土與塊石： $\tan \phi' = 0.6$

預鑄混凝土與卵石： $\tan \phi' = 0.5$

卵石與卵石： $\tan \phi' = 0.65$

(3)安全係數：

抗滑動： $F_{ss} \geq 1.0$ (地震時)

抗傾覆： $F_{so} \geq 1.1$ (地震時)

6.2 功能目標選定

選擇功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。

本研究之案例為已設計完成之構造物，國際航海協會所建議之功能性等級分為 S、A、B 與 C 四級如表 6.2.1 所示，此表結構物分類恰如港灣構造物設計規範所建議用途係數之結構物分類相同，所以本研究不依上述之功能目標選定原則訂定構造物之功能目標，而是依據過去設計時所採用之重要度係數，查得構造物之分類，再由構造物之分類直接對應至國際航海協會所建議之功能性目標來檢核其功能是否滿足要求；經本研究查得本案例設計之重要度係數為 1，其對應表 6.2.2 之結構物分類為 B 級構造物，對應至表 4.3.11 國際航海協會功能目標，選定本案例之功能目標，如表 6.2.3 所示。

表 6.2.1 國際航海協會構造物等級

構造物等級	構造物受地震作用之反應
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

資料來源：INA [2001]

表 6.2.2 港灣結構物之用途係數

結構物之分類	用途係數
特 定	1.5
A	1.2
B	1.0
C	0.8

資料來源：港灣構造物設計基準 [1997]

表 6.2.3 本案例選定之功能目標

地震力等級	損壞等級(功能性等級)			
	等級 (可使用)	等級 (可修復)	等級 (接近崩塌破壞)	等級 (崩塌破壞)
Level 1 (迴歸期 約 75 年)	B			
Level 2 (迴歸期 約 475 年)			B	

資料來源：INA [2001]

6.3 利用簡便分析法進行耐震功能性評估

本節採用國際航海協會針對港灣構造物所建議之基於力平衡概念的擬靜力分析法，進行耐震能力的檢核，將構造物及支承土壤視為剛體，地震力為施加於構造物側向的靜態慣性力，由設計地震係數 k_h 表示，分析時逐漸增加地震係數直至臨界滑動、臨界傾覆之臨界穩定性的狀態，取其小值為 k_t ，則可求得構造物抵抗設計地震力時具有之安全

係數 $F_s = \frac{k_t}{k_e}$ ，其中 k_e 即為設計地震係數，以下為實例運算過程：

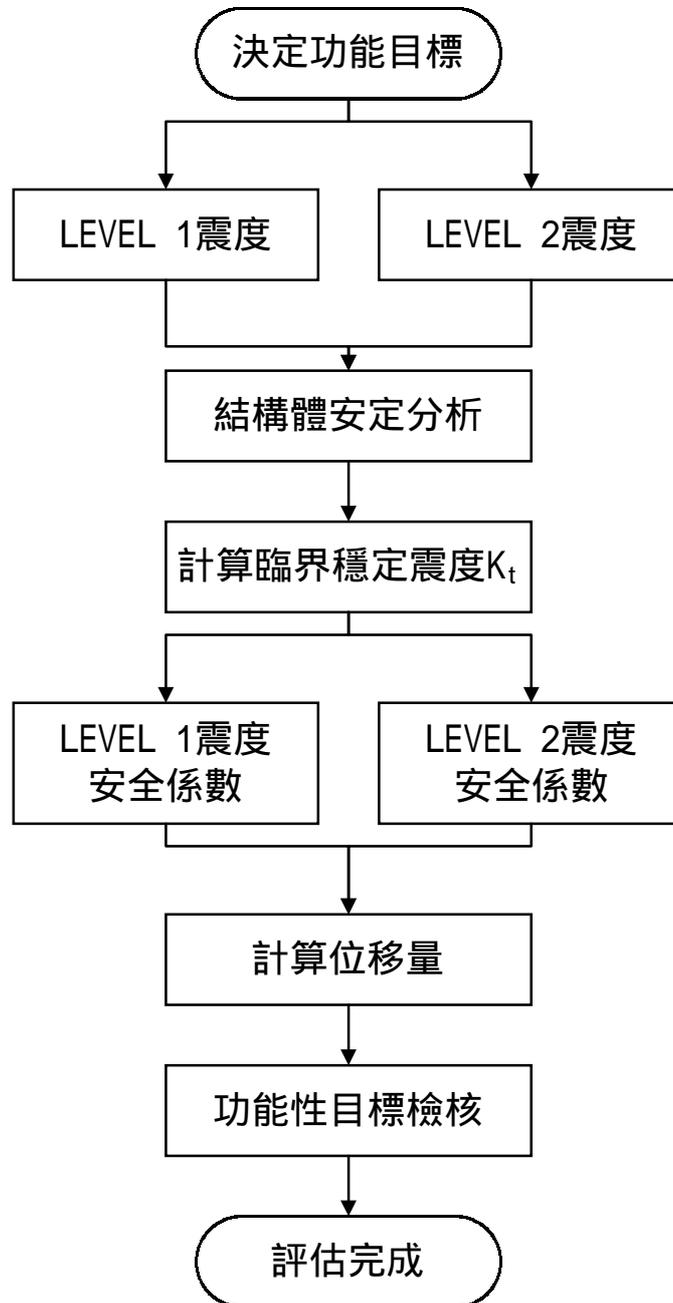


圖 6.3.1 重力式碼頭簡便分析評估流程圖

- (1) 首先，採 Level 1(迴歸期約 75 年)之地震力為設計地震力，由式 (6.1) [20]計算迴歸期約 75 年設計地震係數為 0.189 0.143，取 $k_e = k_h = 0.15$

$$\frac{a_{gr}}{a_g} = \left(\frac{T_r}{475} \right)^{0.3 \sim 0.45} \dots\dots\dots(6.1)$$

$$a_{gr} = a_g \cdot \left(\frac{T_r}{475} \right)^{0.3 \sim 0.45} = 0.33 \cdot \left(\frac{75}{475} \right)^{0.3 \sim 0.45} = 0.189 \sim 0.143$$

(a) 計算殘留水位(R.W.L.)

$$R.W.L. = \frac{1}{3}(H.W.L. - L.W.L.) + L.W.L. \dots\dots\dots(6.2)$$

$$= \frac{1}{3}(4.6 - 0.9) + 0.9 = 2.13m$$

(b) 推估主動破壞面與水平面之夾角 α_{ae}

$$\alpha_{ae} = \phi' + \tan^{-1} \left[\frac{-\tan \phi' + \tan \phi' (\tan \phi' + \cot \phi') (1 + \tan \delta \cot \phi')}{1 + \tan \delta (\tan \phi' + \cot \phi')} \right] \dots\dots\dots(6.3)$$

背填卵石與卵石間之摩擦角，由摩擦係數 $\tan \phi' = 0.65$ 反推 $\phi' = 33^\circ$ ；由規範得知壁體與背填間的摩擦角 $\delta = 15^\circ$ ；由式(6.3) 計算結果 $\alpha_{ae} = 74.71^\circ \cong 75^\circ$ ，因此得知主動破壞面與壁體夾角為 $90^\circ - \alpha_{ae} = 15^\circ$ 。

(c) 計算背填部分之等值摩擦角 ϕ_{eq} ，與等值單位重 γ_{eq}

圖 6.1 碼頭斷面圖中濾層河床料之摩擦角約為 30° ，自然坡度約為 1(垂直)：3(水平)的比例；圖 6.3.2 為計算背填土等效單位重與等效摩擦角之示意圖，(a)為背填土楔行塊幾何示意圖，圖中方框內之數字為實線所圍之該區面積，(b)為原始單位重值，(c)為計算後之等效參數值，等效摩擦角 ϕ_{eq} 由主動破壞面內背填部分之土壤摩擦角，分別對應該區體積求得，同樣的，等效單位重 γ_{eq} 由主動破壞面內之土壤單位重，對應其體積換算求得，

等效摩擦角 ϕ_{eq} ：

$$\phi_{eq} = \frac{23.716 \times 30 + 27.7513 \times 33}{23.716 + 27.7513} = 31.62^\circ$$

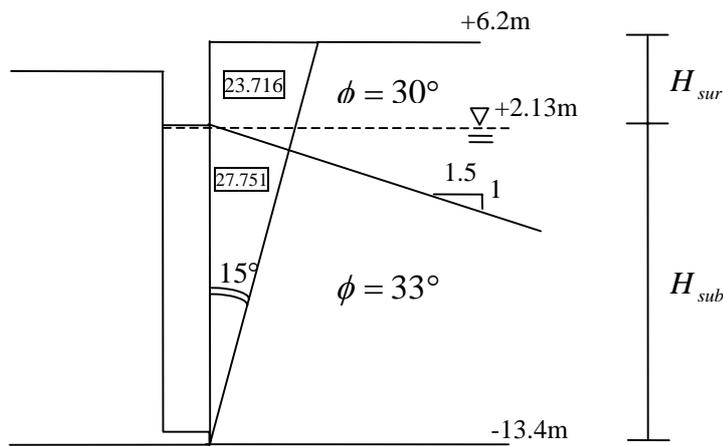
等效單位重 γ_{eq} :

$$\gamma_{eq} = \gamma_{wet} \left[1 - \left(\frac{H_{sub}}{H} \right)^2 \right] + \gamma_b \left(\frac{H_{sub}}{H} \right)^2 \dots\dots\dots(6.4)$$

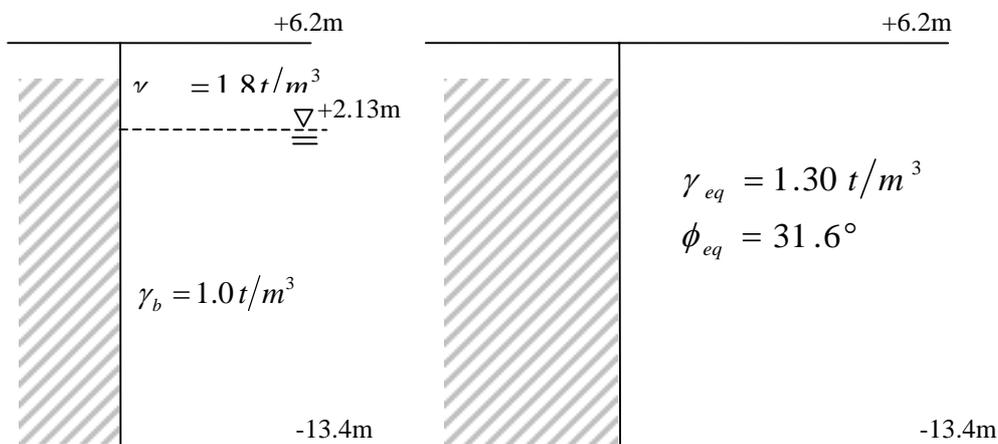
$$= 1.8 \times \left[1 - \left(\frac{15.53}{19.6} \right)^2 \right] + 1 \times \left(\frac{15.53}{19.6} \right)^2 = 1.30 t/m^3$$

$$\gamma_b \text{ 為土壤在水中之單位重 } (= \gamma_{sat} - \gamma_w) \dots\dots\dots(6.5)$$

γ_{wet} 為潮濕土壤之單位重， γ_{sat} 為飽和土壤之單位重， H 為碼頭高度， H_{sub} 為殘留水位之高度， H_{sur} 為殘留水位至碼頭頂之高度。



(a)



(b)

(c)

圖 6.3.2 計算背填土等效單位重與等效摩擦角之示意圖

(a)背填土楔行塊幾何示意圖(b)背填土單位重(c)背填土等效單位重與等效摩擦角

(d)計算主動土壓力 P_{ae}

因土壤並不完全為飽和狀態，因此需將地震係數 k_h 加以修正，修正後的地震係數 k'_h 可由下式求得

$$k'_h = \frac{q_{sur} H + \frac{1}{2} \gamma_{wet} H_{sur}^2 + \gamma_{wet} H_{sub} H_{sur} + \frac{1}{2} \gamma_{sat} H_{sub}^2}{q_{sur} H + \frac{1}{2} \gamma_{wet} H_{sur}^2 + \gamma_{wet} H_{sub} H_{sur} + \frac{1}{2} \gamma_b H_{sub}^2} k_h \dots\dots\dots (6.6)$$

$$= \frac{1.5 \times 19.6 + \frac{1}{2} \times 1.8 \times 4.07^2 + 1.8 \times 15.53 \times 4.07 + \frac{1}{2} \times 2.0 \times 15.53^2}{1.5 \times 19.6 + \frac{1}{2} \times 1.8 \times 4.07^2 + 1.8 \times 15.53 \times 4.07 + \frac{1}{2} \times 1.0 \times 15.53^2} \times 0.15$$

$$= 0.215$$

q_{sur} : 地震時之超載

地震合成角 $\psi = \tan^{-1} k'_h = 12.13^\circ$ (6.7)

因此可得地震主動土壓係數 K_{ae}

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi_{eq} - \psi)}{\cos \psi \cos(\psi + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_{eq} + \delta) \sin(\phi_{eq} - \psi)}{\cos(\psi + \delta)}} \right]^2} \dots\dots\dots (6.8)$$

$$= \frac{\cos^2(31.62^\circ - 12.13^\circ)}{\cos \psi \cos(12.13^\circ + 15^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(31.62^\circ + 15^\circ) \sin(31.62^\circ - 12.13^\circ)}{\cos(12.13^\circ + 15^\circ)}} \right]^2}$$

$$= 0.44$$

ϕ_{eq} 為等效摩擦角； $\delta = 15.0^\circ$ ，為壁體與背填間的摩擦角

主動土壓 P_{ae} :

$$P_{ae} = K_{ae} \times \frac{1}{2} \left(\gamma_{eq} + \frac{q_{sur}}{H} \right) H^2 \dots\dots\dots (6.9)$$

$$= 0.44 \times \frac{1}{2} \left(1.30 + \frac{1.5}{19.6} \right) \times 19.6^2 = 116.38t/m$$

所以此時地震力給予壁體一個與水平夾 15° 之力量，其大小為 $116.38t/m$ ，若將其分為水平與垂直分力來看，令碼頭前趾為參考點 A，則可得下列結果：

垂直分力： $P_{ae} \sin 15^\circ = 30.12t/m$

作用於壁體與背填部分之交界，也就是距離 A 點 $19.10m$ 處

水平分力： $P_{ae} \cos 15^\circ = 112.42t/m$

作用於 $EL. -13.4m$ 以上 $8.82m (= 0.45H)$ 處

(e) 計算地震時動水壓 P_{dw}

$$P_{dw} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H_w^2 \dots \dots \dots (6.10)$$

γ_w : 海水單位重 = $1.03t/m^3$

H_w : 潮位深度 = $14.3m$

$$P_{dw} = \frac{7}{12} \times 0.15 \times 1.03 \times 14.3^2 = 18.43t/m$$

作用於 $EL. -13.4m$ 以上 $5.72m (= 0.4H_w)$ 處

此處動水壓乃由 $P_{dw} = \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H_w \cdot h}$, h 由 0 積分至 H_w 所得。

(f) 計算結構慣性力，分為堤面、沉箱、基腳三部分，其中沉箱與基腳部分之單位重以等值單位重來近似，計算如下

$\gamma = (RC \text{ 單位重} \times RC \text{ 單位寬度體積} + sand \text{ 單位重} \times sand \text{ 單位寬度體積}) / \text{總單位寬度體積}$

$$= \frac{2.5 \times 46.24 + 2.0 \times 270}{46.24 + 270} = 2.073t/m^3$$

堤面：[堤面單位寬度體積] \times 堤面單位重 \times 地震係數

$$[17.6 \times (6.2 - 4.5)] \times 1.8 \times 0.15 = 8.08t/m$$

作用於 $EL. -13.4m$ 以上 $18.75m \left(= 4.5 - (-13.4) + \frac{6.2 - 4.5}{2} \right)$ 處

沉箱：[沉箱單位寬度體積] \times 沉箱單位重 \times 地震係數

$$[17.6 \times 17.5] \times 2.07 \times 0.15 = 95.78t/m$$

作用於 $EL. -13.4m$ 以上 $9.15m \left(= \frac{4.5 - (-13.0)}{2} + 0.4 \right)$ 處

基腳：[基腳單位寬度體積]×基腳單位重×地震係數

$$[20.6 \times 0.4] \times 2.07 \times 0.15 = 2.56 t/m$$

作用於 $EL. -13.4m$ 以上 $0.20m \left(= \frac{0.4}{2} \right)$ 處

(g) 計算背填土之推力與繫船柱之拉力

背填土：[背填土單位寬度體積]×背填土單位重×地震係數

背填土有飽和與不飽和的部分，因此以等值單位重來近似，計算如下

$$\gamma_{backfill} = \frac{6.105 \times 1.8 + 22.695 \times 2.0}{6.105 + 22.695} = 1.957 t/m^3$$

則背填土之推力為 $[1.5 \times 19.2] \times 1.957 \times 0.15 = 8.46 t/m$

作用於 $EL. -13.4m$ 以上 $10m \left(= \frac{6.2 - (-13.0)}{2} + 0.4 \right)$ 處

(h) 計算結構本身以及背填土垂直向下之穩定力量，其中結構本身分為堤面、沉箱、基腳三個部分討論，表示如下

堤面：[堤面單位寬度體積]×堤面單位重

$$[17.6 \times (6.2 - 4.5)] \times 1.8 = 53.86 t/m$$

作用於參考點 A 之右方 $10.30m \left(= 1.5 + \frac{17.6}{2} \right)$ 處

沉箱：[沉箱單位寬度體積]×沉箱單位重

殘留水位以上部分：

$$\left[17.6 \times \frac{(2.37 + 3.6)}{2} \right] \times 2.073 = 108.91 t/m$$

作用於參考點 A 之右方 9.70m 處

其中

$$9.70 = 1.5 + \frac{17.6 \times (4.5 - 0.9) \times \frac{1 \times (17.6)}{3} + 17.6 \times (4.5 - 2.13) \times \frac{2 \times (17.6)}{3}}{17.6 \times ((4.5 - 0.9) + (4.5 - 2.13))}$$

殘留水位以下部分：

$$\left[17.6 \times \frac{(13.9 + 15.13)}{2} \right] \times (2.073 - 1.0) = 274.14 t/m$$

作用於參考點 A 之右方 10.42m 處

$$10.42 = 1.5 + \frac{17.6 \times (0.9 - (-13.0)) \times \frac{1 \times (17.6)}{3} + 17.6 \times (2.13 - (-13.0)) \times \frac{2 \times (17.6)}{3}}{17.6 \times ((0.9 - (-13.0)) + (2.13 - (-13.0)))}$$

基腳：[基腳單位寬度體積]×基腳單位重

$$[20.3 \times 0.4] \times (2.073 - 1.0) = 8.84 t/m$$

作用於參考點 A 之右方 $10.30m \left(= 1.5 + \frac{17.6}{2} \right)$ 處

背填土：[背填土單位寬度體積]×背填土單位重

殘留水位以上部分：

$$[1.5 \times 4.07] \times 1.8 = 10.99 t/m$$

作用於參考點 A 之右方 $19.85m \left(= 1.5 + 17.6 + \frac{1.5}{2} \right)$ 處

殘留水位以下部分：

$$[1.5 \times 15.13] \times 1.0 = 22.70 t/m$$

作用於參考點 A 之右方 $19.85m \left(= 1.5 + 17.6 + \frac{1.5}{2} \right)$ 處

(i) 計算殘留水壓與上揚力

$$\text{殘留水壓} : \frac{1}{2}(2.13 - 0.9)^2 \times 1.03 = 0.78t/m$$

$$\text{作用於 } EL. -13.4m \text{ 以上 } 14.71m \left(= 2.13 - (-13.4) - \frac{2}{3}(2.13 - 0.9) \right) \text{ 處}$$

$$[0.9 - (-13.4)] \times (2.13 - 0.9) \times 1.03 = 18.12t/m$$

$$\text{作用於 } EL. -13.4m \text{ 以上 } 7.15m \left(= \frac{0.9 - (-13.4)}{2} \right) \text{ 處}$$

$$\text{上揚力} : \frac{1}{2}(2.13 - 0.9) \times (1.5 + 17.6 + 1.5) \times 1.03 = 13.05t/m$$

$$\text{作用於參考點 A 之右方 } 13.73m \left(= \frac{2}{3} \times (1.5 + 17.6 + 1.5) \right) \text{ 處}$$

以上步驟所計算之作用於結構的力量，其大小、位置與方向皆標示於圖 6.3.3 地震時作用於結構之力量示意圖。

穩定(以 A 為參考點)：

	力量(t/m)	作用位置(m)	力矩(t-m/m)
主動土壓垂直分力	30.2	× 19.10 =	575.292
堤面垂直向下之穩定力量	53.86	× 10.30 =	554.717
沉箱垂直向下之穩定力量 (殘留水面以上)	108.91	× 9.70 =	1056.427
沉箱垂直向下之穩定力量 (殘留水面以下)	274.14	× 10.42 =	2856.539
基腳垂直向下之穩定力量	8.84	× 10.30 =	91.052
背填土垂直向下之穩定力量 (殘留水面以上)	10.99	× 19.85 =	218.132
背填土垂直向下之穩定力量 (殘留水面以下)	22.70	× 19.85 =	450.496
+			
	532.79		5803.461
—			
上揚力	13.05		
	496.51		

傾覆(以 A 點為參考點)：

	力量(t/m)		作用位置(m)		力矩(t-m/m)
主動土壓水平分力	112.42	×	8.82	=	991.544
動水壓	18.43	×	5.72	=	105.420
堤面慣性力	8.08	×	18.75	=	151.500
沉箱慣性力	95.78	×	9.15	=	876.387
基腳慣性力	2.56	×	0.20	=	0.512
背填土推力	8.46	×	10.00	=	84.600
繫船柱拉力	22.50	×	19.90	=	452.250
殘留水壓	0.78	×	14.71	=	11.474
殘留水壓	18.12	×	7.15	=	129.558
上揚力	13.05	×	13.73	=	179.177
+					
	227.67				2530.067

由以上計算可得知構造物在抵抗地震係數 $k_h = 0.15$ 之地震力時，具有抗傾覆之安全係數 $F_{so} = 5803.461/2530.067 = 2.294$ ，抗滑動之安全係數 $F_{ss} = 496.51 \times 0.6/277.67 = 1.073$ ，其中 0.6 為壁體與基礎接觸面之摩擦係數，即預鑄混凝土與塊石之摩擦係數。此時，結構之偏心 e_{ex} 檢核如下

$$e_{ex} = \frac{\left[2530.067 - 30.12 \times (19.10 - 10.30) + 108.91 \times (10.30 - 9.70) \right] - \left[-274.14 \times (10.42 - 10.30) - 10.99 \times (19.85 - 10.30) - 22.70 \times (19.85 - 10.30) \right]}{496.51}$$

$$= 3.98m > \frac{20.6}{6} = 3.43m \quad \dots\dots\dots\text{ok}$$

(k) 重複步驟(d)~(j)，直至構造物之臨界穩定狀態，也就是 $F_{ss} < 1.0$ 或 $F_{so} < 1.1$ 時，取其地震係數 k_h 為 k_t ，本文分析之案例最後運算結果 $k_t = 0.167$ ，所以安全係數 $F_s = \frac{k_t}{k_e} = \frac{0.167}{0.15} = 1.1133$ ，因其安全係數大於 1，合乎安定標準，故不進行位移計算。

(2) 當構造物遭受 Level 2(迴歸期 475)之地震力作用時，因台中地區迴歸期 475 年地震地表加速度係數 $Z = 0.33$ ，因此以 $k_e = \frac{1}{3}(0.33)^{\frac{1}{3}} = 0.23$ 為地震力等級 Level 2 之設計地震係數，分析結果構造物此時之安全係數 $F_s = \frac{k_t}{k_e} = \frac{0.167}{0.23} = 0.7261$ ，透過表 5.3.1 之經驗公式可得到構造物之最大水平位移 $d=61.0\text{cm}$ ，沉陷量 $s=28.8\text{cm}$ ，正規化水平位移 $d/H=8.01\%$ ，對照表 4.3.2 國際航海協會重力式碼頭功能性等級(定量)對損壞程度的界定範圍，可得知此時為功能性等級 之損壞程度。

以 921 集集地震之地震力對本分析案例之影響而言，其地震係數以 $k_e = \frac{1.62}{9.81} = 0.164$ 來代入運算，藉由構造物安全係數之運算並對應表 5.3.1 之經驗公式，可得到最大水平位移 $d=22.2\text{cm}$ ，沈陷量 $s=15.8\text{cm}$ ，正規化水平位移 $d/H=3.70\%$ ，以正規化水平位移而言，擬靜力分析法之分析結果與實際情形相近，準確度較高，但值得注意的是，其中最大水平位移之誤差較大，若以正規化水平位移乘上碼頭高度來換算，則結果為 $d=47.7\text{cm}$ ，較合乎實際損壞情形，因此，在運用擬靜力分析法時，最大水平位移由正規化水平位移來換算，分析結果之可信度較高。

6.4 利用簡便動力分析法進行耐震功能性評估

重力式碼頭之簡便動力分析法乃運用於 B、C 等級結構之細部設計，或 S、A 等級之初步設計之檢核評估，利用 5.3.1 節介紹之滑動塊體法，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，因此首先需推估結構之臨界滑動加速度，即初始滑動加速度 a_t ，當滑移驅動力等於滑動面極限抗剪力時，初始滑動加速度可由式(5.1)反覆迭代後求得，推估結果如下，

$$a_t = \left(\mu_b - \frac{P_{ae} \cos \delta - \mu_b P_{ae} \sin \delta}{W_g} \right) g = 1.41 m/s^2 = 141 cm/s^2 = 141 gal$$

其中

P_{ae} ：運用式(6.8)

μ_b ：壁體與基礎接觸面之摩擦係數(= 0.6)

δ ：壁面摩擦角(= 15°)

W_g ：結構每單位寬度重量，以沉箱各部分單位重×各部分對應之面積來計算

$$\begin{aligned} W_g = & [17.6 \times (6.2 - 4.5)] \times 1.8 + \left[17.6 \times \frac{(2.37 + 3.6)}{2} \right] \times 2.073 \\ & + \left[17.6 \times \frac{(13.9 + 15.13)}{2} \right] \times (2.073 - 1.0) + [20.3 \times 0.4] \times (2.073 - 1.0) = 445.8 t/m \end{aligned}$$

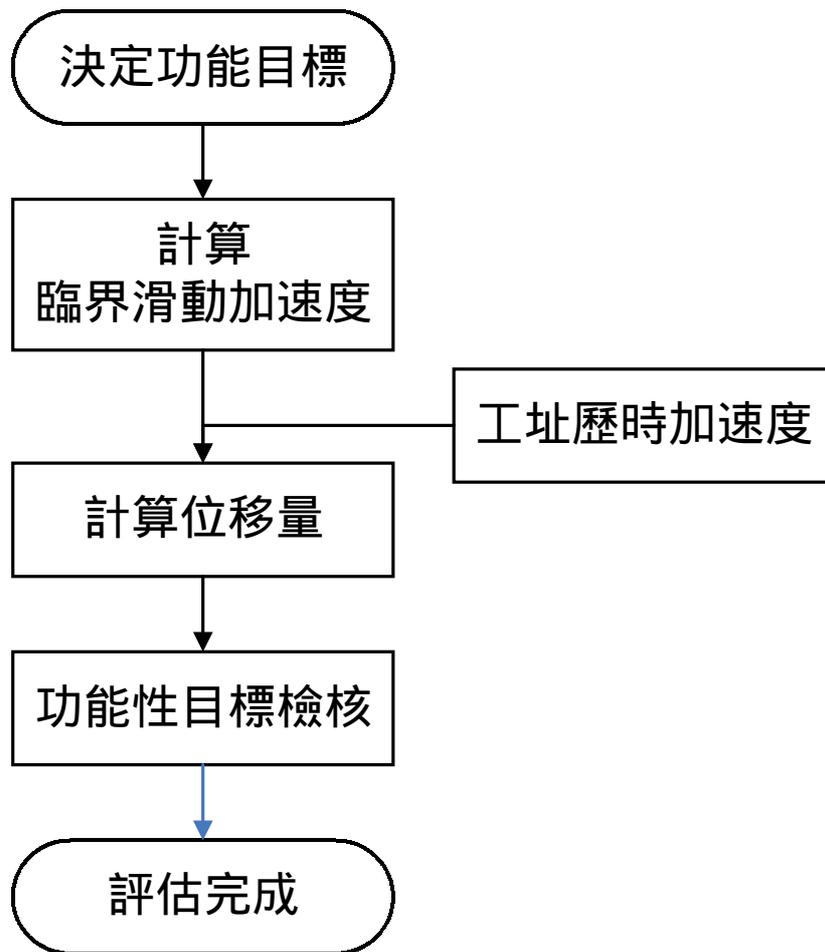


圖 6.4.1 重力式碼頭簡便動力分析評估流程圖

而因本分析案例大致上呈南北座向，因此以清水國小於 921 集集地震時南北向之歷時記錄(圖 6.4.2)而言，記錄值最大加速度為 $162gal$ ，結構之初始滑動加速度 $a_t = 141gal$ 小於記錄值，因此推估結構體滑動位移量為 0.01 公尺如圖 6.4.3 所示。但以上皆為假設沒有土壤液化現象之前提下得到的分析結果，若考慮土壤液化現象，則需重新評估結構耐震性能，否則會遠遠低估結構損壞程度。

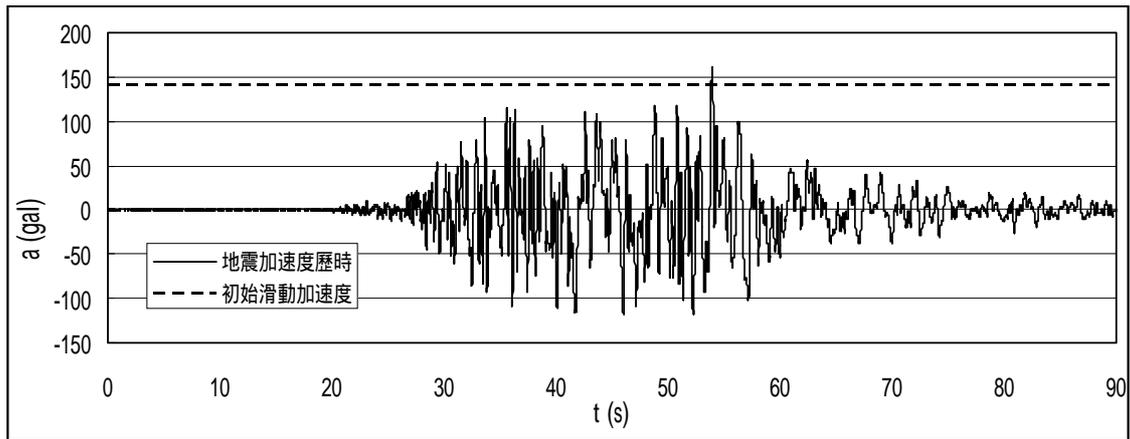


圖 6.4.2 TCU059 清水國小於 921 集集地震之歷時記錄(南北向)

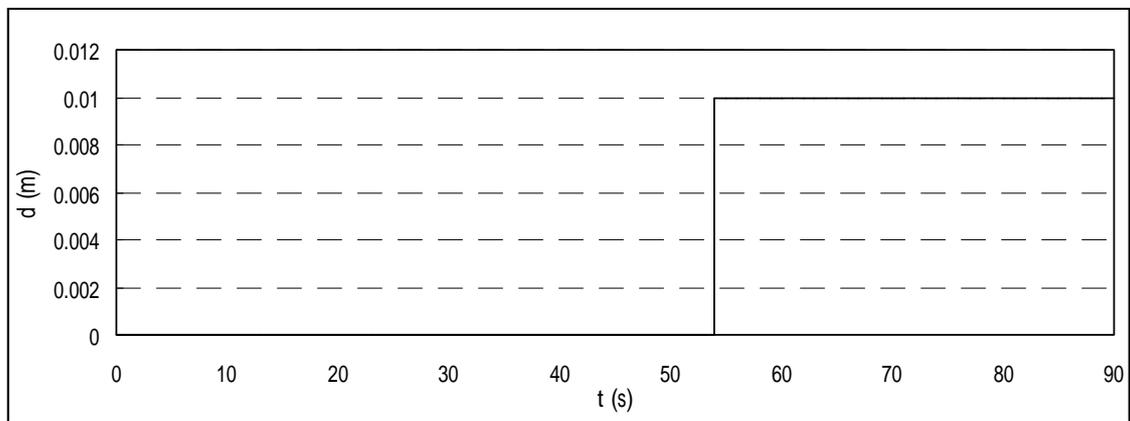


圖 6.4.3 本案例背填土未液化之碼頭滑動量分析結果

6.5 小結

由 6.3 節利用簡便分析法之檢核結果，台中港 1~3 號重力沉箱式碼頭，在遭受 Level 1(迴歸期 75 年)之地震力作用時，具有安全係數 $F_s = 1.1133$ 之耐震能力，而在遭受 Level 2(迴歸期 475 年)之地震力作用時，具有安全係數 $F_s = 0.7261$ ，其最大水平位移 $d=61.0\text{cm}$ ，沉陷量 $s=28.8\text{cm}$ ，正規化水平位移 $d/H=8.01\%$ ，相當於等級 之損壞程度，即如表 6.5.1 所示之耐震性能，也就是構造物於 Level 2(迴歸期 475 年)地震力作用下接近崩塌破壞，因此，本分析案例通過檢核，其損壞程度符合功能目標之要求，不需進行補強或重新設計。

表 6.5.1 本計畫分析案例之耐震性能

地震力等級	損壞等級(功能性等級)			
	等級 (可使用)	等級 (可修復)	等級 (接近崩塌破壞)	等級 (崩塌破壞)
Level 2 (迴歸期約 475 年)			✓	

對於一個新重力式碼頭構造物，首先當然也是選擇功能目標，在選定功能目標後可由各變位參數值反推安全係數 F_s ，以決定結構之臨界安定震度 k_t ，確定構造物之設計，例如，本案例若現在要求構造物之功能目標為 A，地震力等級 Level 2，也就是迴歸期約 475 年的地震力作用下，功能性等級為等級 II 可恢復，則由表 4.3.2，國際航海協會對重力式碼頭功能性等級各變位參數定量的定義，可得此時正規化水平位移 d/H 必須小於 1.5% ~ 5.0%，再由表 5.3.2 中之經驗公式反推安全係數 F_s 需大於 0.908，因設計震度 k_e 已知為 0.23，故便可得到臨界安定震度 k_t 需大於 0.21，來確定結構之設計。

由 6.4 節利用簡便動力分析法之檢核結果，台中港 1~3 號重力沉箱式碼頭在遭遇如 921 集集地震之地震力作用時，因為地震加速度最大值超過初始滑動加速度 a_t ，所以在土壤沒有液化之疑慮的情況下，滑動位移量為 0.01 公尺。

第七章 既有板樁式碼頭功能性評估探討

本章以安平港 31 號鋼板樁式碼頭為實例，碼頭標準斷面圖如 7.1 所示，首先，選定功能目標，地震等級參考日本港灣協會與國際航海協會之建議，分為 Level 1（迴歸期 75 年）與 Level 2（迴歸期 475 年）之地震力，功能性等級則參考國際航海協會建議之分類，分為等級 I 可使用、等級 II 可修復、等級 III 接近崩塌破壞與等級 IV 崩塌破壞四個部分，因安平港 31 號碼頭為散雜貨碼頭，而整個耐震設計流程此案例為既有之構造物，已建造完成，故略過設計步驟直接進行檢核的部分，其中本案例與重力式碼頭相同，依設計規範利用用途係數所對應結構物種類之等級，本案例設計之用途係數為 1，對照表 6.2.2 規範之結構物種類為 B 級，遂選定本分析案例功能目標為等級 B 之構造物，也就是在 Level 1 地震力作用構造物為可使用，Level 2 地震力作用下構造物損壞程度為接近崩塌破壞，如表 7.1。

本文參考國際航海協會針對碼頭構造物所提出的耐震評估方法，採用簡便分析法中之擬靜力分析法，與簡便動力分析之-滑動塊體法評估分析案例之耐震能力，構造物之基本設計條件將於 7.1 節列出，並於 7.2 與 7.3 節分別討論其運用簡便分析法與簡便動力分析法之評估結果。

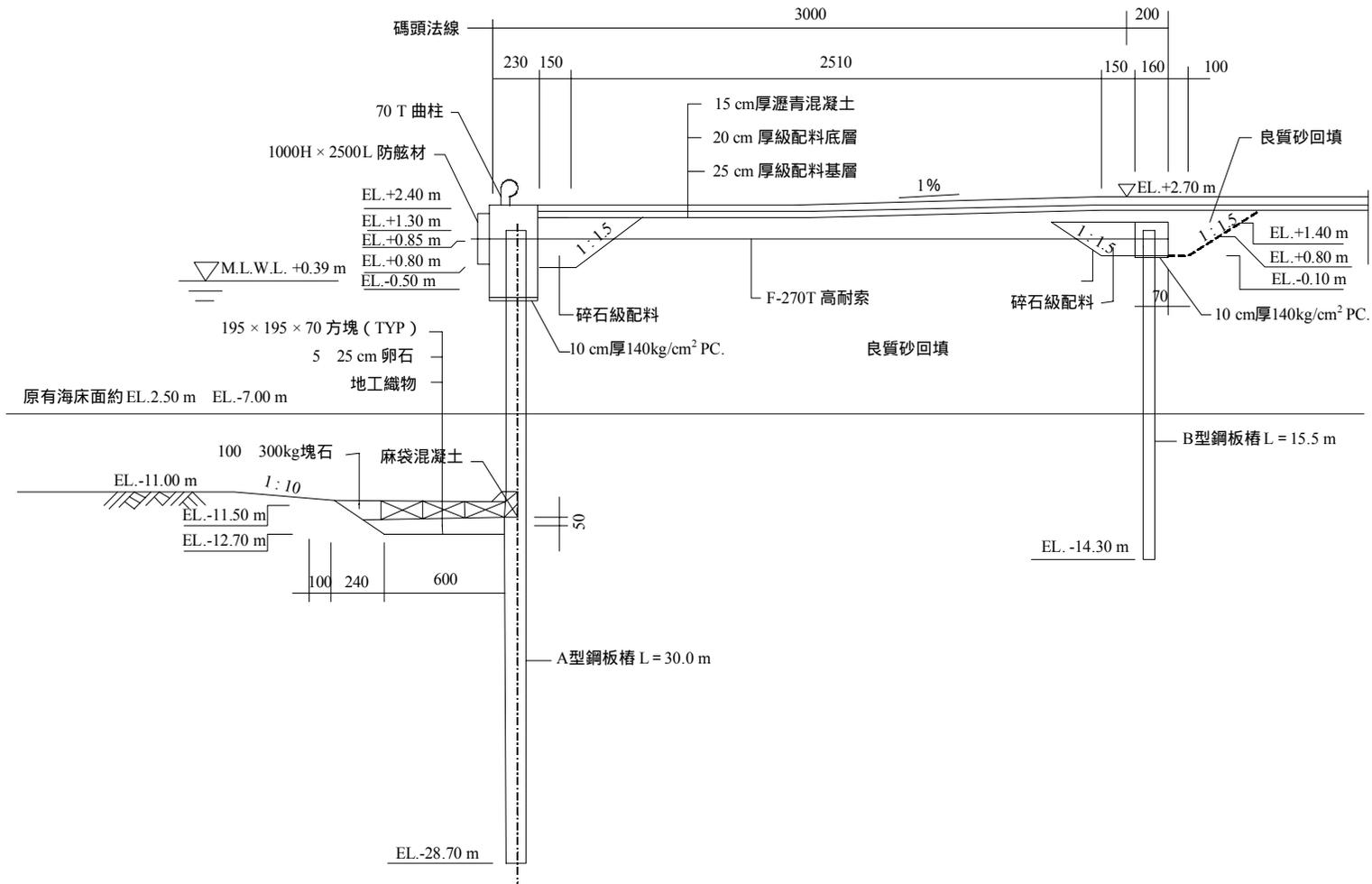


圖 7.1 安平港 31 號碼頭標準斷面圖

表 7.1 本研究分析案例選定之功能目標

地震力等級	損壞等級 (功能性等級)			
	等級 I (可使用)	等級 (可修復)	等級 (接近崩塌破壞)	等級 (崩塌破壞)
Level 1 (迴歸期 75 年)	B			
Level 2 (迴歸期 475 年)			B	

7.1 設計案例基本條件

以下列出安平港 31 號鋼板樁式碼頭之一般條件、自然條件、材料條件等基本設計資料。

1. 一般條件

碼頭泊船噸位：20,000DWT

板樁深度：EL.-28.70m

水深：EL.-11.50m

岸肩高程：EL.+2.4m

繫船柱能力：曲柱 70t

超載重：常時 $3t/m^2$ ，地震時 $1.5t/m^2$

2. 自然條件

潮位：H.H.W.L. EL.+1.77m

M.H.W.L. EL.+0.96m

M.W.L. EL.+0.67m

M.L.W.L. EL.+0.39m

L.L.W.L EL.-0.37m

3. 材料性質

(1)土壤性質

各土壤層性質分佈情形如圖 7.1.1 所示。

(2)摩擦係數

鋼板與砂土： $\delta = 15$ 度

(3)安全係數

抗滑動： $F_{SS} \geq 1.1$ (地震時)

抗傾覆： $F_{SO} \geq 1.2$ (地震時)

EL. +2.40 m				
EL. +1.40 m	→ ΔP	=32	=1.8 t/m ³	1
				▽ R.W.L. +0.77 m
		=32	=1.0 t/m ³	2
				EL. -10.17 m
考慮超挖		=30	=1.0 t/m ³	3
EL. -12.0 m				EL. -11.67 m
4		=32	=1.0 t/m ³	4
				EL. -14.67 m
5		=20	=0.9 t/m ³	5
			c=1.09 t/m ³	EL. -16.17 m
6		=32	=1.0 t/m ³	6
				EL. -19.17 m
7		=30	=1.0 t/m ³	7
				EL. -20.67 m
8		=20	=0.87 t/m ³	8
			c=2.19 t/m ³	EL. -22.17 m
9		=30	=1.0 t/m ³	9
				EL. -23.67 m
10		=20	=0.9 t/m ³	10
			c=2.8 t/m ³	EL. -26.67 m
11		=29	=1.0 t/m ³	11
				EL. -29.67 m
12		=20	=0.9 t/m ³	12
			c=2.8 t/m ³	EL. -31.17 m

圖 7.1.1 本案例各層土壤性質分佈情形

7.2 利用簡便分析法進行耐震功能性評估

本節採用國際航海協會針對港灣構造物所建議之基於力平衡概念的擬靜力分析法，進行耐震能力檢核，地震力為施加於構造物側向的靜態慣性力，由設計地震係數 k_e 表示，分析時逐漸增加地震係數直至臨界傾覆之臨界穩定狀態，取其小值為 k_t ，則可求得構造物抵抗設計地震時之安全係數 $F_s = \frac{k_t}{k_e}$ ，其中 k_e 即為設計地震係數，以下為案例運算過程。

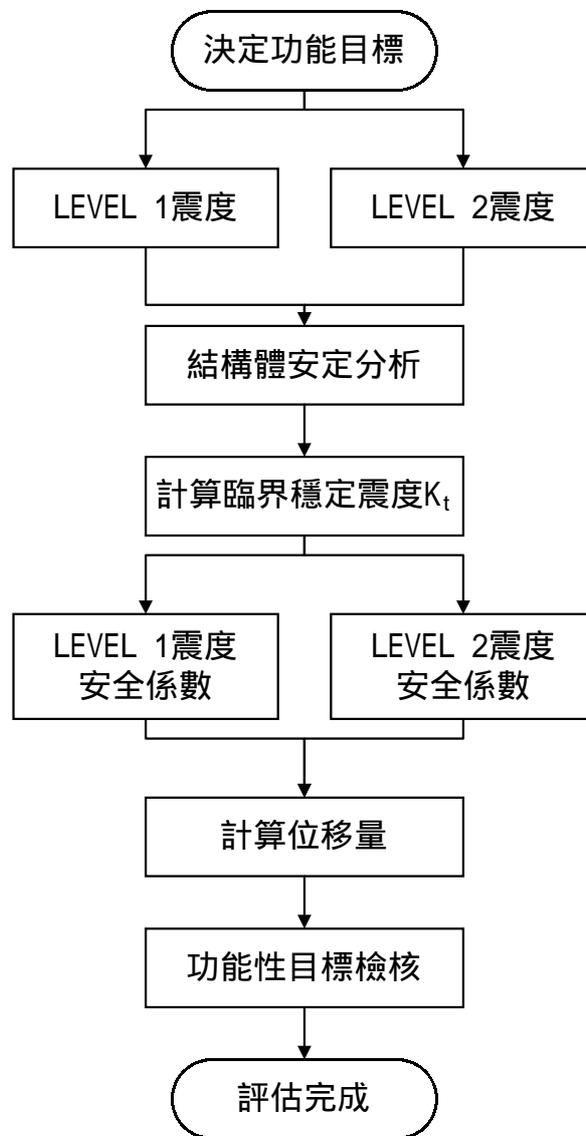


圖 7.2.1 板樁式碼頭簡便分析流程圖

(1) 首先，採 Level 1(迴歸期約 75 年)之地震力為設計地震力，由式 (7.1) [20]計算迴歸期約 75 年設計地震係數為 0.189 ~ 0.143，取 $k_e = k_h = 0.15$

$$\frac{a_{gr}}{a_g} = \left(\frac{T_r}{475}\right)^{0.3-0.45} \dots\dots\dots(7.1)$$

$$a_{gr} = a_g \cdot \left(\frac{T_r}{475}\right)^{0.3-0.45} = 0.33 \cdot \left(\frac{75}{475}\right)^{0.3-0.45} = 0.189 \sim 0.143$$

(a) 計算殘留水位 (R.W.L.)

$$\text{板樁式： } R.W.L = \frac{1}{3}(M.H.W.L - M.W.L) + M.W.L \dots\dots\dots(7.2)$$

$$= \frac{1}{3}(0.96 - 0.67) + 0.67 = 0.77m$$

(b) 計算主動土壓力

若土壤於殘留水位以下，則需將地震係數 k_h 加以修正，修正後地震係數 k'_h 可由式 (7.2) 求得

$$\text{殘留水位以下： } k'_h = \frac{\gamma}{\gamma - 1} k_h \dots\dots\dots(7.2)$$

γ ：飽和土壤在空氣中單位體積重

地震合成角：

$$\text{殘留水位以上： } \psi = \tan^{-1} k_h \dots\dots\dots(7.3)$$

$$\text{殘留水位以下： } \psi = \tan^{-1} k'_h \dots\dots\dots(7.4)$$

因此由式 (7.5) 可得地震主動土壓力係數 K_{aei} ，本案例各土層之主動土壓力係數計算結果如表 7.2.1 各層土壤之地震主動土壓力係數。

$$K_{aei} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi)}{\cos\psi \cos(\psi + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta)\sin(\phi_i - \psi)}{\cos(\psi + \delta)}} \right]^2} \dots\dots\dots(7.5)$$

ϕ_i : i 土層土壤內摩擦角

δ : 板樁與土壤間的摩擦角

表 7.2.1 本案例之地震主動土壓力係數

層數	k_{hi}	ϕ_i	C_i	δ_i	ψ_i	K_{aei}
1	0.150	32.0	0	15.0	8.53	0.380
2	0.300	32.0	0	15.0	16.70	0.524
3	0.300	30.0	0	15.0	16.70	0.563
4	0.300	32.0	0	15.0	16.70	0.524
5	0.317	20.0	1.09	15.0	17.57	0.908
6	0.300	32.0	0	15.0	16.70	0.524
7	0.300	30.0	0	15.0	16.70	0.563
8	0.322	20.0	2.19	15.0	17.87	0.929
9	0.300	30.0	0	15.0	16.70	0.563
10	0.317	20.0	2.80	15.0	17.57	0.908
11	0.300	29.0	0	15.0	16.70	0.583

地震主動土壓 P_{aei} :

當地震主動土壓力作用於板樁時與水平成夾角 δ 之力量，真正作用於板樁之力量為水平分力，所以需將地震主動土壓力轉成水平分力，由式 (7.6) 可得，各土層地震主動土壓力之水平分力如表 7.2.2 地震主動土壓力之水平分力。

$$P_{aei} = K_{aei} \times \left(\sum \gamma_i h_i + w \right) \times \cos \delta \dots\dots\dots(7.6)$$

w : 超載重(t/m²)

δ : 板樁與土壤間的摩擦角

由圖 7.1.1 所示，地震主動土壓力中土層 1 位於殘留水位之

上，所以於表 7.2.2 中土層 ϕ 單位重則為濕土單位重，其餘土層階於殘留水位以下則以水中土壤單位重。

表 7.2.2 本案例地震主動土壓力之水平分力

層數	厚度 (m)	單位重 (t/m ³)	各層水平主動土壓力值(t/m ²)		各層水平主動土壓合力(t/m)	各層主動土壓力作用位置(m)
			上緣	下緣		
ϕ	1.63	1.80	上緣	0.550	1.773	E L .+1.45
			下緣	1.626		
ϕ	10.94	*1.00	上緣	2.244	54.824	E L .-5.71
			下緣	7.779		
ϕ	1.50	*1.00	上緣	8.354	13.143	E L .-10.93
			下緣	9.170		
ϕ	3.00	*1.00	上緣	8.538	27.891	E L .-13.21
			下緣	10.056		
ϕ	1.50	*0.90	上緣	17.429	27.031	E L .-15.43
			下緣	18.613		
ϕ	3.00	*1.00	上緣	10.739	34.494	E L .-17.70
			下緣	12.257		
ϕ	1.50	*1.00	上緣	13.164	20.357	E L .-19.93
			下緣	13.979		
ϕ	1.50	*0.87	上緣	23.095	35.522	E L .-21.43
			下緣	24.267		
ϕ	1.50	*1.00	上緣	14.688	22.643	E L .-22.93
			下緣	15.503		
ϕ	3.00	*0.90	上緣	25.019	79.585	E L .-25.20
			下緣	28.038		
ϕ	2.03	*1.00	上緣	17.597	36.882	E L .-27.70
			下緣	18.740		

備註：*為土壤水中單位重

(c)計算被動土壓力

被動土壓力計算與主動土壓力相同，土壤於水位以下則需將地震係數 k_h 加以修正，可由式 (7.2) 求得修正後之地震係數 k'_h ，且由式 (7.3) 或式 (7.4) 求得地震合成角 ψ ，因此由式 (7.7) 求得各土層地震被動土壓力係數，如表 7.2.3 本案例之各層地震被動土壓力係數。

$$K_{pei} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi)}{\cos\psi \cos(\psi + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta)\sin(\phi_i - \psi)}{\cos(\psi + \delta)}} \right]^2} \dots\dots\dots(7.7)$$

表 7.2.3 本案例之地震被動土壓力係數

層數	k_{hi}	ϕ_i	C_i	δ_i	ψ_i	K_{pei}
4	0.300	32.0	0	15.0	16.70	4.162
5	0.317	20.0	1.09	15.0	17.57	1.803
6	0.300	32.0	0	15.0	16.70	4.162
7	0.300	30.0	0	15.0	16.70	3.670
8	0.322	20.0	2.19	15.0	17.87	1.768
9	0.300	30.0	0	15.0	16.70	3.670
10	0.317	20.0	2.80	15.0	17.57	1.803
11	0.300	29.0	0	15.0	16.70	3.447

地震被動土壓 P_{aei} ：

地震被動土壓力與地震主動土壓力相同，需將地震被動土壓力轉成水平分力，由式 (7.8) 可得，各土層地震主動土壓力之水平分力如表 7.2.4 所示。

$$P_{pei} = K_{pai} \times \left(\sum \gamma_i h_i + w \right) \times \cos\delta \dots\dots\dots(7.8)$$

由圖 7.1.1 所示，土層④因考慮超挖所以土層④之厚度則為 2.67 公尺，且地震被動土壓力中土層階於水位以下，所以於表 7.2.4 中土層單位重則皆為水中土壤單位重。

表 7.2.4 本案例地震被動土壓力之水平分力

層數	厚度 (m)	單位重 (t/m ³)	各層水平主動土壓力值(t/m ²)		各層水平主動土壓合力(t/m)	各層主動土壓力作用位置(m)
			上緣	下緣		
④	2.67	*1.00	上緣	0	14.330	E L .-13.78
			下緣	10.7.4		
⑤	1.50	*0.90	上緣	4.650	8.737	E L .-15.47
			下緣	7.000		
⑥	3.00	*1.00	上緣	16.162	66.576	E L .-17.81
			下緣	28.222		
⑦	1.50	*1.00	上緣	24.885	41.315	E L .-19.94
			下緣	30.202		
⑧	1.50	*0.87	上緣	14.547	23.491	E L .-21.44
			下緣	16.775		
⑨	1.50	*1.00	上緣	34.828	56.230	E L .-22.94
			下緣	40.145		
⑩	3.00	*0.90	上緣	19.712	66.216	E L .-25.22
			下緣	24.423		
㉑	2.03	*1.00	上緣	46.699	101.659	E L .-27.71
			下緣	53.458		

備註：*為土壤水中單位重

(d)計算地震時動水壓力

$$P_{dw} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H_w^2 \dots\dots\dots(7.9)$$

P_{dw} : 地震時動水壓力之合力

γ_w : 海水單位重 = 1.03t/m³

H_w : 潮位深度

由 7.1 節自然條件中得知，潮位有最高高潮位、朔望平均高潮位、平均海平面、朔望平均低潮位與最低低潮位共五種，且地震時動水壓力與潮位深度有關，所以在計算地震時動水壓力時，則需考慮五種不同之潮位，如表 7.2.5 各潮位之地震時動水壓力。

表 7.2.5 各潮位之地震時動水壓力

潮位高度 (m)	各潮位地震 動水壓力 (t/m)	各潮汐地震動 水壓力作用位 置(m)
E L .+1.77	17.089	E L .-6.49
E L .+0.96	15.138	E L .-6.82
E L .+0.67	14.468	E L .-6.93
E L .+0.39	13.853	E L .-7.04
E L .-0.37	12.190	E L .-7.35

(e)計算殘留水壓力

當潮位低於殘留水位時，殘留水壓力可依式 (7.10) 與式 (7.11) 計算求得，若潮位高於殘留水位時，則無殘留水壓力。

$$P_w = \gamma_w \times h_w \dots\dots\dots(7.10)$$

$$P_{rw} = \frac{1}{2} P_w h_w + P_w (H_w + D_{emb}) \dots\dots\dots(7.11)$$

P_w : 殘留水壓(t/m²)

γ_w : 海水單位重 = 1.03t/m³

h_w : 殘留水位與潮位差

P_{rw} : 殘留水壓之合力

D_{emb} : 板樁埋入深度

殘留水壓力與地震動水壓力相同，與潮位深度有關，所以在計算殘留水壓力時，也需考慮五種不同之潮位，如表 7.2.6 各潮位之殘留水壓力。

表 7.2.6 各潮位之殘留水壓力

潮位高度 (m)	各潮位殘留 水壓力(t/m)	各潮汐殘留水 壓力力作用位 置(m)
E L .+1.77	0	0
E L .+0.96	0	0
E L .+0.67	3.030	E L .-13.99
E L .+0.39	11.460	E L .-14.06
E L .-0.37	33.934	E L .-14.25

以上步驟所計算作用於結構之力量，其大小、位置與方向皆標示於圖 7.2.2 地震時作用於結構力量示意圖。

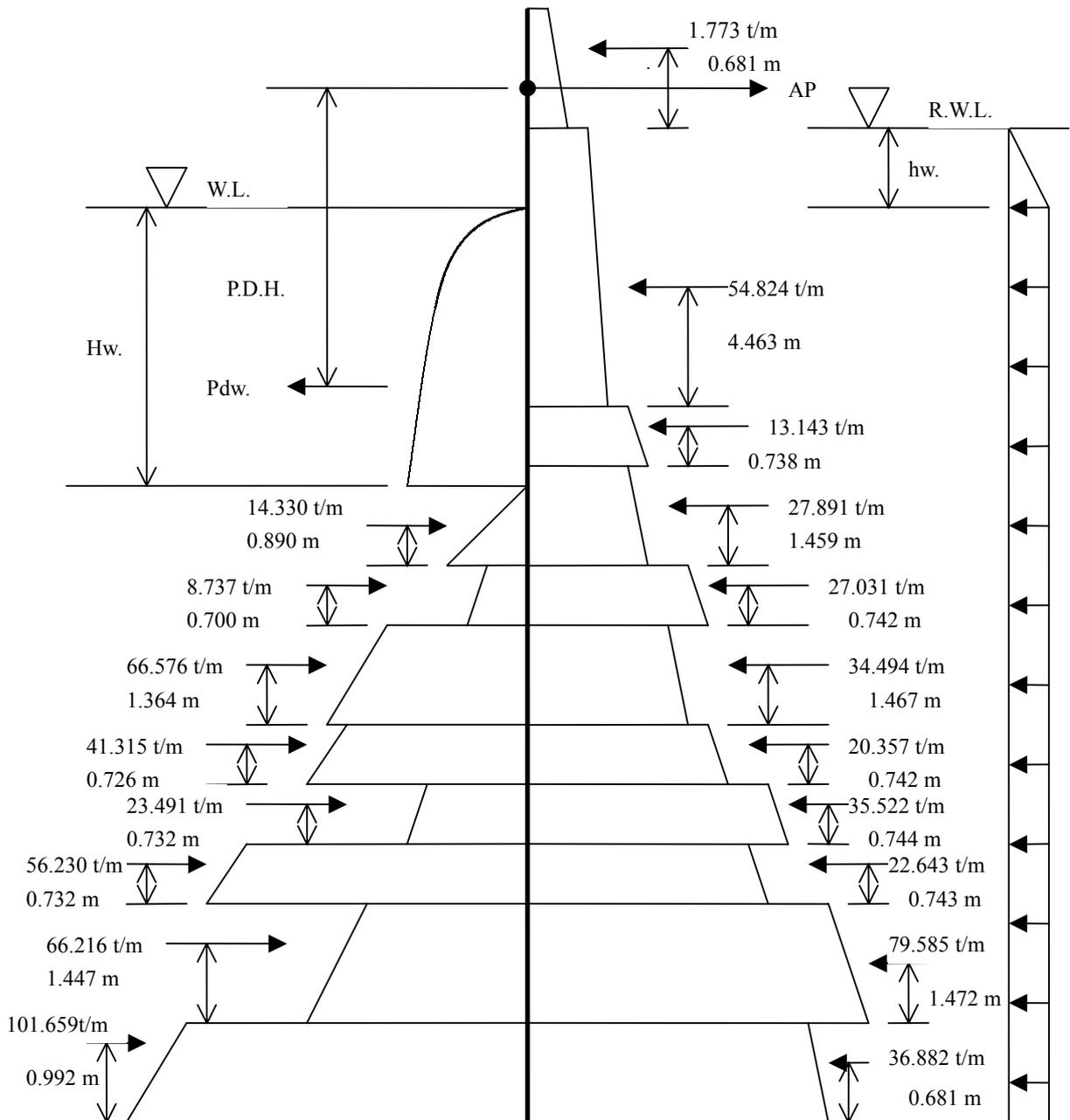


圖 7.2.2 地震時作用於結構力量示意圖

(f)分別計算影響結構穩定之所有力量後，由力平衡觀點估算結構抗傾覆之安全係數，如下：

穩定（以 AP 為力矩原點）

被動土壓力：

土層	力量(t/m)		作用位置 (m)		力矩(t-m/m)
4	14.330	×	15.180	=	217.532
5	8.737	×	16.870	=	147.404
6	66.576	×	19.206	=	1278.652
7	41.315	×	21.344	=	881.838
8	23.491	×	22.838	=	536.480
9	56.230	×	24.338	=	1368.516
10	66.216	×	26.216	=	1762.896
11	101.659	×	29.108	=	2959.079
+					
					378.554
					9152.397

傾覆 (以 AP 為力矩原點)

主動土壓力：

土層	力量(t/m)		作用位置 (m)		力矩(t-m/m)
1	1.773	×	-0.051	=	-0.090
2	54.824	×	7.107	=	389.635
3	13.143	×	12.332	=	162.074
4	27.891	×	14.611	=	407.513
5	27.031	×	16.828	=	454.887
6	34.494	×	19.103	=	658.946
7	20.357	×	21.328	=	434.158
8	35.522	×	22.826	=	810.827
9	22.643	×	24.327	=	550.833
10	79.585	×	26.598	=	2116.846
11	36.882	×	29.096	=	1073.107
+					
					378.554
					7058.736

動水壓與殘留水壓

地震時動水壓力與殘留水壓力皆與潮位有關，所以需考慮各種潮位，合併分析後，再取其最大值。

潮位	動水壓			殘留水壓			力矩 (t-m/m)
	力量 (t/m)	作用位 置(m)		力量 (t/m)	作用位 置(m)		
EL.+0.77	17.089	× 7.892	+	0	× 0	=	134.865
EL.+0.96	15.138	× 8.216	+	0	× 0	=	124.370
EL.+0.67	14.468	× 8.332	+	3.030	× 15.390	=	167.180
EL.+0.39	13.835	× 8.444	+	11.460	× 15.460	=	293.997
EL.-0.37	12.190	× 8.748	+	33.934	× 15.648	=	637.648

由上式計算可得當潮位為最低低潮位時，動水壓力矩與殘留水壓力矩合併為最大之力矩，所以取此潮位之動水壓與殘留水壓作為分析。

由以上各式計算可得知構造物在抵抗地震係數 $k_h = 0.15$ 之地震力，具有抗傾覆之安全係數 $F_s = \frac{9152.397}{7058.736 + 637.648} = 1.189$ 。

(g)重複步驟 (a) (f)，直至構造物為臨界穩定狀態，取其地震係數 k_h 為 k_t ，本案例最後運算結果 $k_t = 0.1649$ ，因此構造物之整體安全係數 $F_s = \frac{k_t}{k_e} = \frac{0.1648}{0.15} = 1.0993$ ，其安全係數大於 1，合乎安定標準所以不進行位移計算。

(2)當構造物遭受到 Level 2(迴歸期 475 年)之地震力作用時，因台南地區迴歸期 475 年地震地表加速度係數 $Z = 0.33$ ，因此以

$k_e = \frac{1}{3}(0.33)^{\frac{1}{3}} = 0.23$ 為地震力等級 Level 2 之設計地震係數，分析

結果構造物此時之安全係數 $F_s = \frac{k_t}{k_e} = \frac{0.1648}{0.23} = 0.717$ ，透過表 5.3.4

之經驗公式可得到構造物之最大水平位移 $d=47.08\text{cm}$ ，沉陷量 $s=15.20\text{cm}$ ，正規化水平位移 $d/H=6.59\%$ ，對照表 4.3.4 國際航海協會板樁式碼頭功能性等級(定量)對損壞程度的界定範圍，可得正規化水平位移超出損壞程度等級，且等級、等級與等級皆為待定，故還無法判定此損壞等級。

7.3 利用簡便動力分析法進行耐震功能性評估

板樁式碼頭之簡便動力分析與重力式碼頭相同運用於 B、C 等級結構之基本設計，或 S、A 等級之初步設計作為檢核評估，利用 5.3.2 節介紹之板樁式碼頭滑動塊體法，板樁與破壞面以上土壤理想化為一會滑動剛體，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極限抵抗塊體向外滑移之力時，塊體則開始會有滑移的情況產生，此時地震力之震度為臨界滑動震度，並將此震度轉換為臨界滑動加速度 a_y ，再與地表加速度大於臨界滑動加速度 a_y 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 k_t ，此震度可由下式求得，

$$k_t = \frac{1}{W} \left[\frac{P_{pe} + m \cdot T_e + (U_2 + \Delta U_{i2} + \Delta U_{s2}) - W \tan(\alpha_{ae} - \phi)}{-(U_1 + \Delta U_{i1} + \Delta U_{s1}) \cdot \frac{\sin \phi}{\cos(\alpha_{ae} - \phi)}} \right] \dots\dots\dots(7.12)$$

α_{ae} ：土壤等效破壞面夾角

W ：滑動塊體總重

P_{pe} ：被動土壓力合力

m ：當錨碇完全有效時， $m=1$ 、無效時， $m=0$

T_e : 地震時板樁之錨碇力

U : 靜態水壓力, 下標 1 為陸側; 2 為海側

ΔU_i : 動態水壓力

ΔU_s : 超額孔隙水壓力

(1) 土壤等效破壞面夾角

由圖 7.1.1 本案例各層土壤性質分佈情形可知, 板樁底端位於陸側第十一層土壤, 若以板樁底層土壤計算整體土壤主動破壞面夾角, 則會與真實狀態不符, 所以必需計算等效主動破壞面夾角 α_{ae} , 由式 (7.13) 得知等效破壞面夾角由土壤的內摩擦角求得, 所以必需先估算整體土壤之等值內磨差角 ϕ_{eq} , 等值內摩擦角由各層土壤實際主動破壞面其對應體積換算求得如式 (7.14) 所示,

$$\alpha_{ae} = \phi_{eq} + \tan^{-1} \left[\frac{-\tan \phi_{eq} + \sqrt{\tan \phi_{eq} (\tan \phi_{eq} + \cot \phi_{eq}) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \phi_{eq})}}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \phi_{eq} + \cot \phi_{eq})} \right] \dots\dots\dots(7.13)$$

δ : 板樁與土壤間的摩擦角

$$\phi_{eq} = \frac{\sum \phi_i \cdot m_i}{\sum m_i} \dots\dots\dots(7.14)$$

ϕ_i : 第 i 層土壤內摩擦角

m_i : 第 i 層土壤實際主動破壞面所對應體積

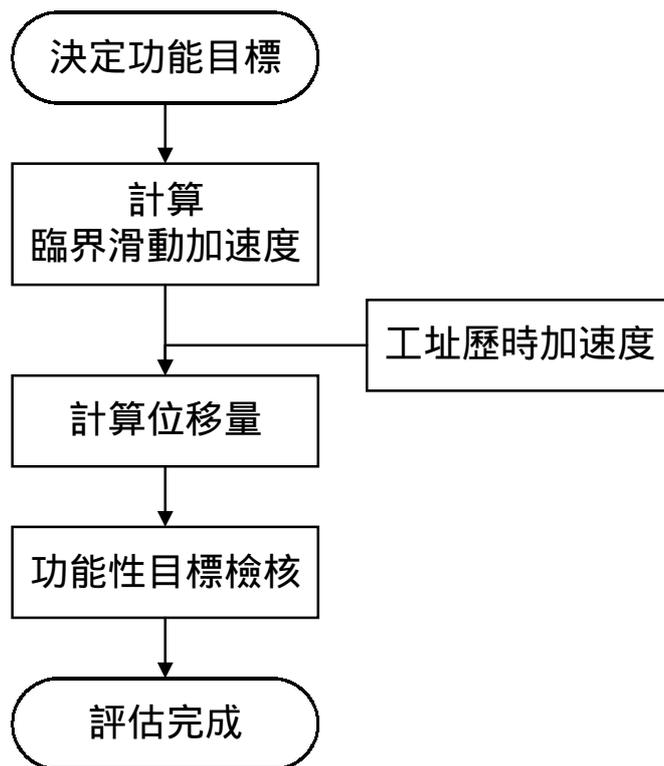


圖 7.3.1 板樁式碼頭簡便動力分析評估流程圖

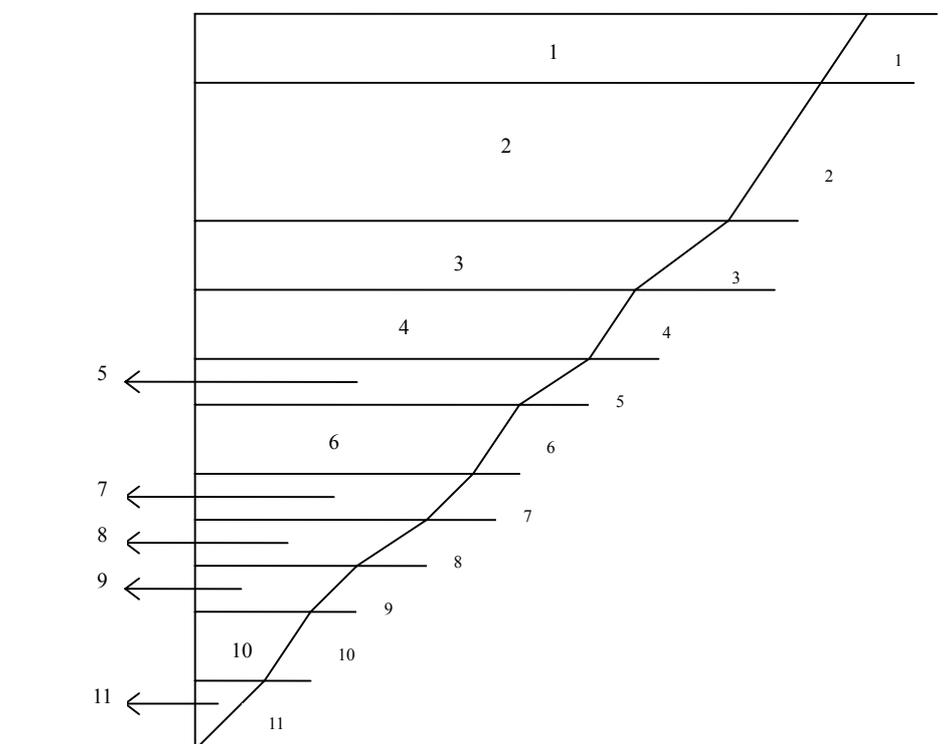


圖 7.3.2 土壤實際主動破壞面示意圖

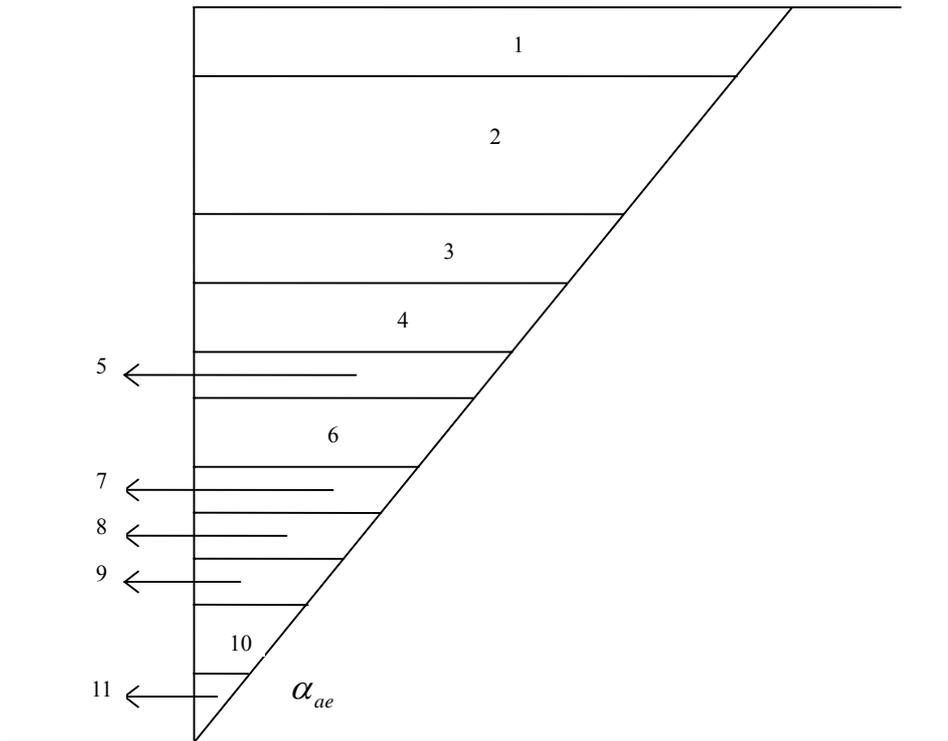


圖 7.3.3 土壤等效主動破壞面示意圖

如圖 7.3.2，計算各層實際主動破壞面夾角與其所對應體積，計算結果如表 7.3.1 所示，依表 7.3.1 計算結果代入式 (7.14) 求得等值內磨差角

$$\phi_{eq} = \frac{\sum \phi_i \cdot m_i}{\sum m_i} = \frac{10432.587}{339.894} = 30.694$$

再依上式計算結果代入式 (7.13) 求得等效破壞面夾角

$$\alpha_{ae} = 30.7 + \tan^{-1} \left[\frac{-\tan 30.7 + \sqrt{\tan 30.7(\tan 30.7 + \cot 30.7) \cdot (1 + \tan 15 \cdot \cot 30.7)}}{1 + \tan 15 \cdot (\tan 30.7 + \cot 30.7)} \right]$$

$$= 57.321$$

表 7.3.1 實際主動破壞面夾角及對應體積

位置	土層厚度 (m)	ϕ_i (度)	α_i (度)	對應體積 (m ³)
1	1.63	32.0	58.177	33.313
2	10.94	32.0	58.177	180.915
3	1.50	30.0	56.860	18.979
4	3.00	32.0	58.177	33.696
5	1.50	20.0	49.518	14.492
6	3.00	32.0	58.177	24.270
7	1.50	30.0	56.860	10.004
8	1.50	20.0	49.518	8.310
9	1.50	30.0	56.860	6.615
10	3.00	20.0	49.518	7.920
11	2.03	29.0	56.187	1.380

(2)滑動塊體總重

地震加速度超出臨界加速度時，向外滑移之塊體為破壞面上方土壤，所以計算滑動塊體總重，必需先估算各層土壤於破壞面以上之體積，再乘上各層土壤單位重，如式 (7.15) 所示，本案例利用上節計算所得等效破壞面夾角如圖 7.3.3，估算土壤於破壞面以上所對應之體積及其土壤重，計算結果如下表所示，

$$W = \sum M_i \cdot \gamma_i \dots\dots\dots(7.15)$$

M_i ：第 i 層土壤破壞面以上所對應之體積

表 7.3.2 滑動塊體總重

位置	土層厚度 (m)	單位重 (t/m ³)	α_{ae} (度)	M_i (m ³)	W_i (t)	總重
1	1.63	*1.80	57.321	31.666	57.000	611.245
2	10.94	2.00	57.321	168.427	336.854	
3	1.50	2.00	57.321	17.108	34.217	
4	3.00	2.00	57.321	29.886	59.773	
5	1.50	1.90	57.321	12.779	24.279	
6	3.00	2.00	57.321	21.227	42.453	
7	1.50	2.00	57.321	8.448	16.897	
8	1.50	1.87	57.321	7.005	13.099	
9	1.50	2.00	57.321	5.562	11.123	
10	3.00	1.90	57.321	6.794	12.907	
11	2.03	2.00	57.321	1.322	2.643	
*濕土單位重，其餘為飽和單位重						

當地震加速度超越臨界加速度時，塊體開始往前滑移，此時滑移之塊體包含土壤與水，所以於表 7.3.2 中土壤單位重除了土層 1 位於殘留水位以上，以濕土單位重計算，其餘皆以飽和單位重計算。

(3) 地震時板樁之錨碇力

本案例考慮地震時最危險狀態下，所以地震時板樁之錨碇力不

計，所以 $m=0$ 。

(4) 靜水水壓力

靜水壓力可由式 (7.16) 與式 (7.17) 求得，其中海側靜水壓力與潮汐水位有關，且海側靜水壓力為抵抗地震時向外滑移之力量，因本案例考慮最危險的狀態下，所以計算海側靜水壓力時依最低潮位，其計算結果如下式，

陸側靜水壓力：

$$U_1 = \frac{\gamma_w \cdot H_{sub}^2}{2 \cdot \sin(\alpha_{ae})} \dots\dots\dots(7.16)$$

γ_w ：海水單位重 = 1.03t/m³

H_{sub} ：殘留水位至板樁底端高度 = 29.47m

α_{ae} ：等效破壞面夾角=57.321°

$$U_1 = \frac{1.03 \cdot (29.47)^2}{2 \cdot \sin(57.321)} = 531.38 \text{ t/m}$$

海側靜水壓力：

$$U_2 = \frac{\gamma_w \cdot (H_w + D_{emb})^2}{2} \dots\dots\dots(7.17)$$

H_w ：潮位深度(最低潮位) = 11.63 m

D_{emb} ：板樁埋入深度 = 16.7 m

$$U_2 = \frac{1.03 \cdot (11.63 + 16.7)^2}{2} = 413.33 \text{ t/m}$$

(5) 地震動水壓力

地震動水壓力，在簡便分析中已詳細說明。

(6) 超額孔隙水壓

因本案例設定之條件為背填土及底層土壤無液化現象，所以簡便動力分析時，則無超額孔隙水壓。

(7)計算臨界滑動震度

利用式 (7.12) 計算臨界滑動震度，其中被動土壓力合力 P_{Pe} 本身及地震動水壓力 ΔU_i 與 k_t 有關，故需以疊代方式重複 (1) (6) 步驟，計算至式 (7.12) 之 k_t 與計算 P_{Pe} 及 ΔU_i 之 k_t 收斂，此 k_t 則為臨界滑動震度。

推估結果

依照步驟(7)分析，本案例利用程式反覆進行 k_t 收斂於 0.1869，下表為 $k_t = 0.1869$ 所計算步驟 (1) (6) 之值，

表 7.3.3 $k_t = 0.1869$ 之各項計算值

k_t	ϕ_{eq}	α_{ae}	W (t)	P_{Pe} (t/m)	U_1 (t/m)	U_2 (t/m)	ΔU_{i2} (t/m)
0.1869	30.694	57.321	611.245	325.947	531.383	413.333	15.186

依上表計算結果代入式 (7.12)：

$$k_t = \frac{1}{611.245} \cdot \left[\frac{325.947 + 413.333 - 15.186 - 611.245 \cdot \tan(57.321 - 30.694)}{-531.383 \cdot \frac{\sin(30.694)}{\cos(57.321 - 30.694)}} \right]$$

$$= 0.1869$$

上式所計算之 k_t 與表 7.3.3 之 k_t 相符，所以臨界滑動震度

$k_t = 0.1869$ ，由此臨界滑動震度轉換為臨界滑動加速度如下式所示，

$$a_y = k_t \cdot g = 0.1869 \times 9.81 = 1.833 m/s^2 = 183.3 cm/s^2 = 183.3 gal$$

本案例簡便分析之結果，臨界滑動加速度為 $a_y = 183.3 gal$ ，921 集集地震於安平地區之地震歷時記錄皆小於臨界滑動加速度，故

結構體遭遇如 921 集集地震應沒有任何滑動位移量，以上分析皆假設土壤沒有液化之情形，若考慮液化現象，則需重新評估結構耐震性能，否則會低估結構損壞程度。

7.4 小結

由 7.2 節利用簡便分析法之檢核結果，安平港 31 號板樁式碼頭，在遭受 Level 1(迴歸期 75 年)之地震力作用時，具有安全係數 $F_s = 1.0993$ 之耐震能力，而在遭受 Level 2(迴歸期 475 年)之地震力作用時，具有安全係數 $F_s = 0.717$ ，其最大水平位移 $d=47.8\text{cm}$ ，沉陷量 $s=15.20\text{cm}$ ，正規化水平位移 $d/H=6.59\%$ ，照表 4.3.4 國際航海協會板樁式碼頭功能性等級(定量)對損壞程度的界定範圍，可得正規化水平位移超出損壞程度等級 I，且等級 II、等級 III 與等級 IV 皆為待定，故還無法判定此損壞等級。

對於一個新板樁式碼頭構造物，首先與重力式碼頭相同也是選擇功能目標，在選定功能目標後可由各變位參數值反推安全係數 F_s ，以決定結構之臨界安定震度 k_t ，確定構造物之設計，例如，本案例若現在要求構造物之功能目標為 S，地震力等級 Level 2，也就是迴歸期約 475 年的地震力作用下，功能性等級為等級 I 可使用，則由表 4.3.4，國際航海協會對板樁式碼頭功能性等級各變位參數定量，可得此時正規化水平位移 d/H 必須小於 1.5%，再由表 5.3.4 中之經驗公式反推安全係數 F_s 需大於 1.933，因設計震度 k_e 已知為 0.23，故便可得到臨界安定震度 k_t 需大於 0.44，來確定結構之設計。

本分析案例設計於九十一年十月，為 921 集集地震之後，且安平地區於 921 集集地震測站歷時記錄之最大加速度小於結構臨界滑動加速度，所以在土壤沒有液化的情況下，不會有任何位移量。

第八章 既有棧橋式碼頭功能性評估探討

本章以基隆港東 11 號棧橋式碼頭延伸段為實例，碼頭斷面圖如圖 8.1 所示，首先，選定功能目標，地震等級參考建築物耐震設計規範所提供之設計地震力，主要是以迴歸期 475 年的地震水準為功能目標，功能性等級則參考國際航海協會建議之分類，分為等級 I 可使用、等級 II 可修復、等級 III 接近崩塌破壞與等級 IV 崩塌破壞四個部分，因基隆港 11 號碼頭延伸段為貨櫃碼頭，而整個耐震設計流程此案例為既有之構造物，已建造完成，故略過設計步驟直接進行檢核的部分，其中本案例與重力式碼頭相同，依設計規範利用用途係數所對應結構物種類之等級，本案例設計之用途係數為 1，對照表 6.2.2 規範之結構物種類為 B 級，遂選定本分析案例功能目標為等級 B 之構造物。

本文參考港灣設計準則針對棧橋式碼頭進行簡便分析以及 ATC-40 針對鋼筋混凝土建築物提出的耐震評估法如圖 8.3.1 棧橋式碼頭耐震分析流程圖，作為棧橋式碼頭耐震能力之簡便動力分析，構造物之基本設計條件於 8.1 節列出，於 8.2 節進行基隆港東 11 號棧橋式碼頭延伸段耐震能力分析之簡便分析，並於 8.3 節進行簡便動力分析。

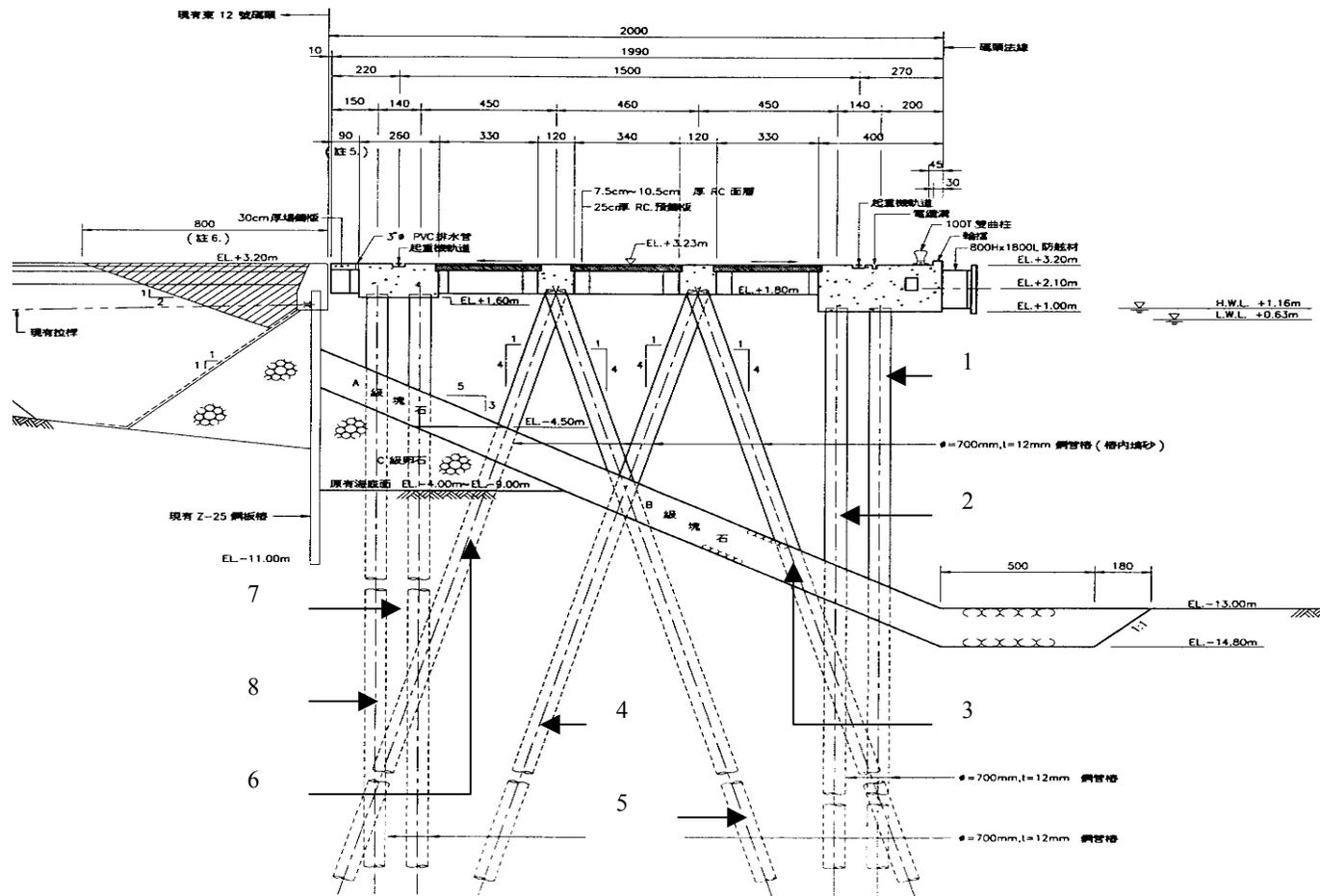


圖 8.1 東 11 碼頭延伸段標準斷面圖

8.1 設計案例基本條件

以下列出基隆港 11 號棧橋式碼頭延伸段之結構形式以及一般條件、自然條件、材料條件等基本設計資料。

1. 結構形式

本案例為斜樁棧橋式碼頭，碼頭標準斷面圖及平面配置詳細情況如圖 8.1 及圖 8.1.1 所示，碼頭上部結構為鋼筋混凝土梁版系統，全長 50 公尺，寬 20 公尺；下部結構為鋼管樁組成，基樁尺寸分為直徑 70 公分，厚 1.2 公分，其梁斷面尺寸、配筋如圖 8.1.2、圖 8.1.3 及圖 8.1.4 所示。

2. 基本條件

(1) 一般條件

碼頭泊船噸位：55,000DWT

設計水深：EL.-13.0m

碼頭面高程：EL.+3.2m

繫船柱能力：曲柱 100T

(2) 自然條件

潮位：M.H.W.L. EL.+4.42m

M.W.L. EL.+2.72m

M.L.W.L. EL.+0.88m

地質： $\bar{N} = 11$

(3) 超載

平時：4 (t/m²)

地震時：2 (t/m²)

(4) 地震係數

水面上：Kh=0.115

水面下：Kh=0.230

碼頭結構體：Kh=0.115

(5) 單位重

鋼筋混凝土 2.45 t/m²

(6) 容許應力

混凝土

鋼筋混凝土 $f_c' \geq 210 \text{ kg/cm}^2$

純混凝土 $f_c' \geq 140 \text{ kg/cm}^2$

容許應力根據 ACI 鋼筋混凝土設計相關規範地震、颱風、船舶靠岸時容許值增加 1/3。

鋼筋 $f_a = 1,410 \text{ kg/cm}^2$

$f_a = 2,810 \text{ kg/cm}^2$

地震、颱風、船舶靠岸時上述容許值增加 1/3。

構造用鋼管樁

軸向拉應力 $\sigma_a = 1,400 \text{ kg/cm}^2$

軸向壓應力 $0 < 1/r < 110 \quad \sigma_a = 1,300 - 0.06(1/r)^2 \text{ kg/cm}^2$

$1/r > 110 \quad \sigma_a = 7,200,000/(1/r)^2 \text{ kg/cm}^2$

彎曲應力 $\sigma_a = 1,300 \text{ kg/cm}^2$

剪應力 $\sigma_a = 800 \text{ kg/cm}^2$

彈性模數 $E_s = 2.3 \times 10^6$

斷面性質 $A = 226.454 \text{ cm}^2$

$I = 133436 \text{ cm}^4$

$Z = 3828.87 \text{ cm}^3$

地震、颱風、船舶靠岸時，上項容許值增加 1/2。

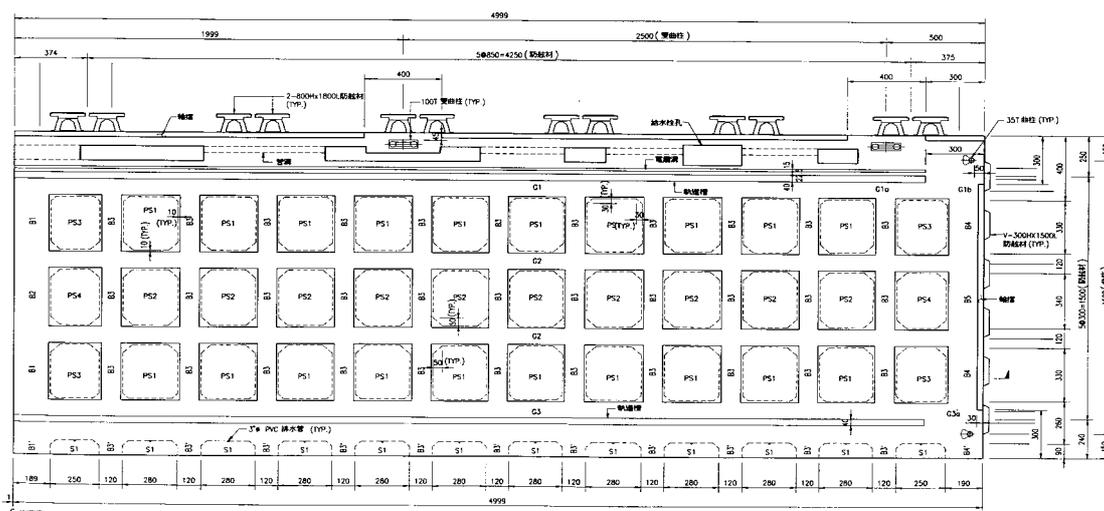


圖 8.1.1 碼頭樑版平面圖

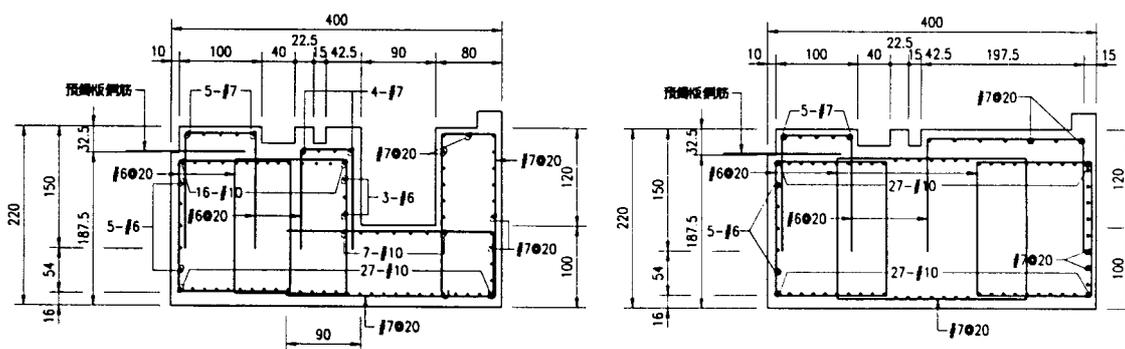


圖 8.1.2 配筋斷面圖 G1、G1a (cm)

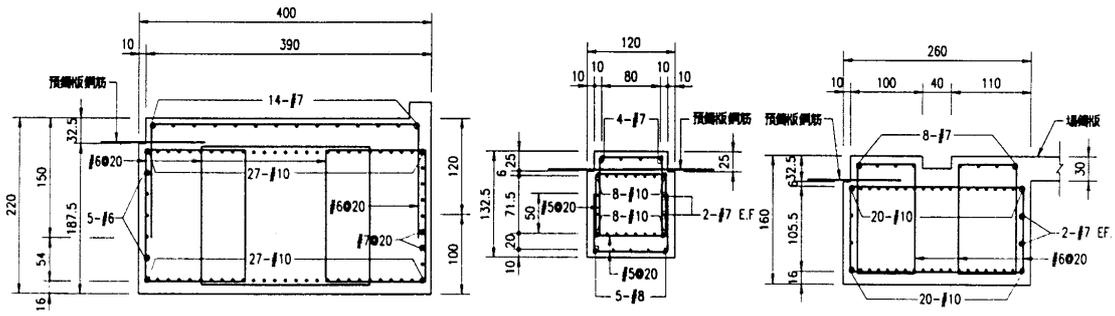


圖 8.1.3 配筋斷面圖 G1b、G2、G3 (cm)

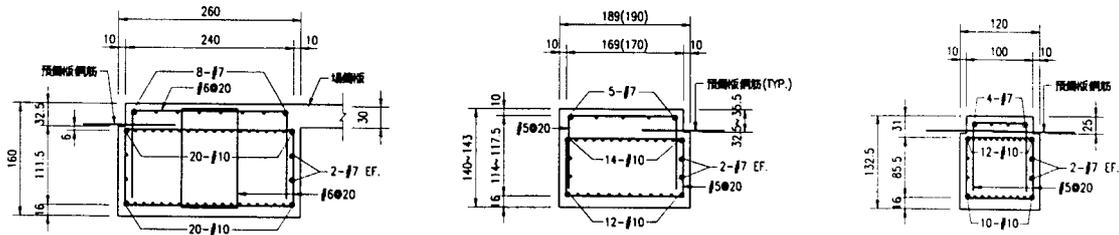


圖 8.1.4 配筋斷面圖 G3a、B1 B2 B4 B5、B3 (cm)

8.2 利用簡便分析法進行耐震功能性評估

本節參考港灣設計準則針對棧橋式碼頭進行簡便分析，於分析中將碼頭簡化為一平面結構，地震力皆由海測均勻作用於碼頭上部結構，其地震力作用之水平力皆由斜群樁負擔，計算各樁之應力，並減核其應力是否小於容許應力。

(1) 假想固定點推求

本案例依張有齡氏之假想固定法，利用式 8.1 進而求取 β 值，其假想固定點距地表面高度為 $1/\beta$ 如圖 8.2.2 所示，其中橫向地層反力係數之 SPT N 平均值由 SB-9 號鑽探結果求得，

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} \dots\dots\dots (8.1)$$

E_s = 地層土壤之彈性模數 (kg/m^2) = $K_h \times D$ <張有齡>

$K_h =$ 橫向地層反力係數 (kg/m^3)

由”交通部港灣構造物設計基準”可知不論砂或黏土皆可以

$K_h = 0.15N$ 計算 (N 為 SPT 貫入試驗 N 值)

$D =$ 基樁寬度 = 70 cm

$t =$ 基樁厚度 = 1.2 cm

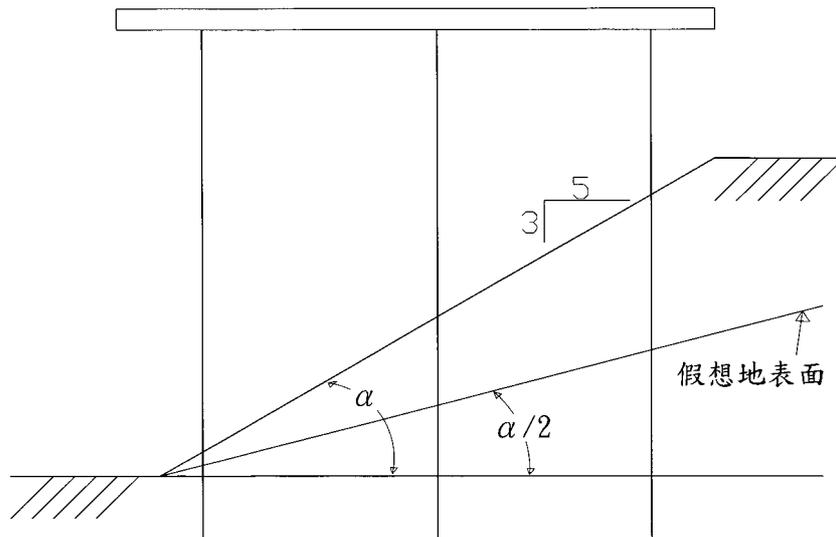


圖 8.2.1 假想地表面示意圖

假想地表面計算：

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{3}{5} = 30.96^\circ \rightarrow \text{假想地表面 } \frac{\alpha}{2} = 15.48^\circ$$

設計年限採 50 年銹蝕量，則海底銹蝕率=0.03 mm/year

故 50 年海水銹蝕量=0.03×50=1.5 mm

由以上計算可知鋼管樁外徑尚須扣除銹蝕厚度，計算如下：

$$\text{外徑 } D_{\text{out}} = 70 - 2 \times 0.15 = 69.7 \text{ cm}$$

$$\text{內徑 } D_{\text{in}} = 70 - 2 \times 1.2 = 67.6 \text{ cm}$$

$$\text{斷面慣性矩 } I = \frac{\pi}{64} (D_{out}^4 - D_{in}^4) = 133436 \text{ cm}^4$$

$$Kh = 0.15 N = 0.15 \times 11 = 1.65$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{Es}{4EI}} = 0.00311 \quad \text{則} \quad \frac{1}{\beta} = 322 \text{ cm}$$

假想固頂點距假想地表面之高度 $1/\beta$ ，本文在此不使用等值彈簧模擬土壤勁度是因所有基樁皆打設至岩盤，故其入土深度超過 $3/\beta$ 如此使用假想固定法其誤差將可控制在可接受之範圍且對 SAP2000 模型的建立更為簡便，而各樁長如下併圖(8.1.2)說明樁號：

$$\text{直樁①} = 17.38 \text{ m}$$

$$\text{直樁②} = 16.96 \text{ m}$$

$$\text{斜樁③} = 17.40 \text{ m}$$

$$\text{斜樁④} = 14.97 \text{ m}$$

$$\text{斜樁⑤} = 15.86 \text{ m}$$

$$\text{斜樁⑥} = 13.65 \text{ m}$$

$$\text{直樁⑦} = 12.88 \text{ m}$$

$$\text{直樁⑧} = 12.46 \text{ m}$$

(2) 計算各樁垂直力

由圖 8.1 所示，各樁之垂直力為各樁之上部結構之重量，依據圖 8.2.2 計算各樁之垂直力，

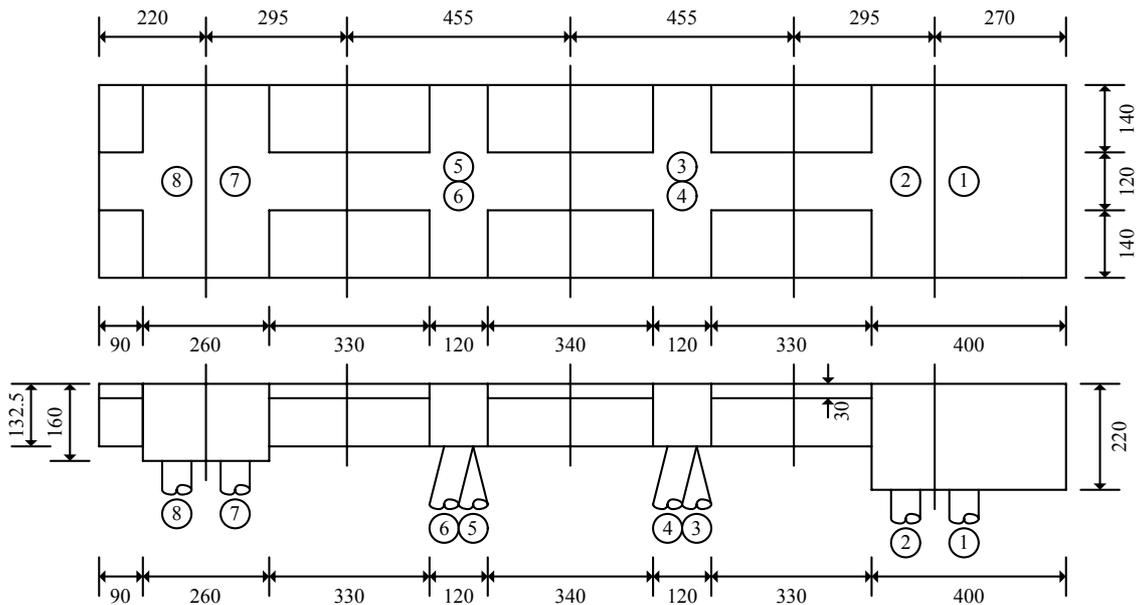


圖 8.2.2 棧橋式碼頭單位寬之上部結構示意圖

(a) 一號樁垂直力

$$V_1 = 2.45 \times (4 \times 2.7 \times 2.2) + 2 \times (4 \times 2.7) = 79.812 t$$

(b) 二號樁垂直力

$$\begin{aligned} V_2 &= 2.45 \times (4 \times 1.3 \times 2.2 + 1.2 \times 1.65 \times 1.325 + 2.8 \times 1.65 \times 0.3) + 2 \times (4 \times 2.95) \\ &= 61.451 t \end{aligned}$$

(c) 三號及四號斜群樁垂直力

$$\begin{aligned} V_{34} &= 2.45 \times (4 \times 1.2 \times 1.325 + 3.35 \times 1.2 \times 1.325 + 2.8 \times 3.35 \times 0.3) + 2 \times (4 \times 4.55) \\ &= 71.926 t \end{aligned}$$

(d) 五號及六號斜群樁垂直力

$$\begin{aligned} V_{56} &= 2.45 \times (4 \times 1.2 \times 1.325 + 3.35 \times 1.2 \times 1.325 + 2.8 \times 3.35 \times 0.3) + 2 \times (4 \times 4.55) \\ &= 71.926 t \end{aligned}$$

(e) 七號樁垂直力

$$\begin{aligned} V_7 &= 2.45 \times (4 \times 1.3 \times 1.6 + 1.2 \times 1.65 \times 1.325 + 2.8 \times 1.65 \times 0.3) + 2 \times (4 \times 2.95) \\ &= 53.807 t \end{aligned}$$

(f) 八號樁垂直力

$$V_g = 2.45 \times (4 \times 1.3 \times 1.6 + 1.2 \times 0.9 \times 1.325 + 2.8 \times 0.9 \times 0.3) + 2 \times (4 \times 2.2) \\ = 43.342 t$$

(g)垂直力總和

$$\sum V = 79.812 + 61.454 + 71.926 \times 2 + 53.807 + 43.342 = 382.264 t$$

(3)計算地震力

Level 1 $K_h = 0.15$

$$H = 0.15g \times 382.264 / g = 57.34 t$$

Level 2 $K_h = 0.33$

$$H = 0.23g \times 382.264 / g = 87.92 t$$

(4)計算各樁水平力

由港灣設計準則可知地震力之水平力皆由斜群樁承擔，分配給各斜群樁頭之水平力可由下式(8.2)及式(8.3)計算，

$$H_i = \frac{C_i}{\sum C_i} H \dots\dots\dots (8.2)$$

$$C_i = \frac{\sin^2(\theta_{i1} + \theta_{i2})}{\frac{l_{i1}}{A_{i1}E_{i1}} \cos^2 \theta_{i2} + \frac{l_{i2}}{A_{i2}E_{i2}} \cos^2 \theta_{i1}} \dots\dots\dots (8.3)$$

式中： l_i = 鋼管樁長(m)

A = 鋼管樁之斷面積

E = 鋼管樁之彈性模數

θ_{i1} , θ_{i2} = 各樁與垂直方向之夾角

$$C_{34} = \frac{\sin^2(28^\circ)}{\frac{17.4}{AE} \times \cos^2(14^\circ) + \frac{14.97}{AE} \times \cos^2(14^\circ)} = 7.232AE \times 10^{-3}$$

$$C_{56} = \frac{\sin^2(28^\circ)}{\frac{15.86}{AE} \times \cos^2(14^\circ) + \frac{13.65}{AE} \times \cos^2(14^\circ)} = 7.933AE \times 10^{-3}$$

(a) Level 1 \Rightarrow 水平力 $H = 57.34 t$

$$H_{34} = \frac{C_{34}}{C_{34} + C_{56}} \times H = \frac{7.232}{15.165} \times 57.34 = 27.34 t$$

$$H_{56} = \frac{C_{56}}{C_{34} + C_{56}} \times H = \frac{7.933}{15.165} \times 57.34 = 30 t$$

(b) Level 2 \Rightarrow 水平力 $H = 87.92 t$

$$H_{34} = \frac{C_{34}}{C_{34} + C_{56}} \times H = \frac{7.232}{15.165} \times 87.92 = 41.93 t$$

$$H_{56} = \frac{C_{56}}{C_{34} + C_{56}} \times H = \frac{7.933}{15.165} \times 87.92 = 45.99 t$$

(5) 計算斜群樁之軸力

由式(8.4)計算得知各斜群樁所分配之軸力，如圖 8.2.3 所示

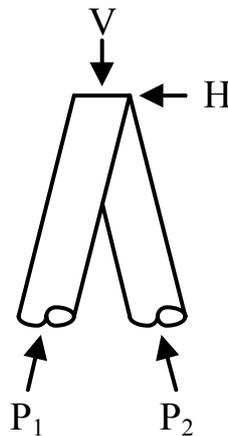


圖 8.2.3 各斜群樁之軸力示意圖

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= \frac{V_i \sin \theta_2 + H_i \sin \theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \\ P_2 &= \frac{V_i \sin \theta_1 - H_i \sin \theta_1}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (8.4)$$

(a)Level 1 \Rightarrow 水平力 $H = 57.34 t$

$$V_{34} = 71.926 t$$

$$H_{34} = 27.34 t$$

$$P_3 = \frac{71.926 \times \sin 14^\circ - 27.34 \times \sin 14^\circ}{\sin 28^\circ} = -19.44 t$$

$$P_4 = \frac{71.926 \times \sin 14^\circ + 27.34 \times \sin 14^\circ}{\sin 28^\circ} = 93.57 t$$

$$V_{56} = 71.926 t$$

$$H_{56} = 30 t$$

$$P_5 = \frac{71.926 \times \sin 14^\circ - 30 \times \sin 14^\circ}{\sin 28^\circ} = -24.94 t$$

$$P_6 = \frac{71.926 \times \sin 14^\circ + 30 \times \sin 14^\circ}{\sin 28^\circ} = 99.07 t$$

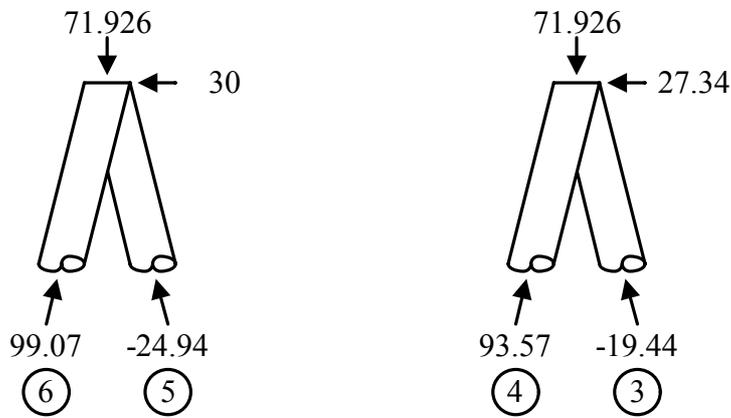


圖 8.2.4 Level 1 斜群樁軸力示意圖

(b)Level 2 \Rightarrow 水平力 $H = 87.92 t$

$$V_{34} = 71.926 t$$

$$H_{34} = 41.93 t$$

$$P_3 = \frac{71.926 \times \sin 14^\circ - 41.93 \times \sin 14^\circ}{\sin 28^\circ} = -49.60 t$$

$$P_4 = \frac{71.926 \times \sin 14^\circ + 41.93 \times \sin 14^\circ}{\sin 28^\circ} = 123.72 t$$

$$V_{56} = 71.926 t$$

$$H_{56} = 45.99 t$$

$$P_5 = \frac{71.926 \times \sin 14^\circ - 45.99 \times \sin 14^\circ}{\sin 28^\circ} = -57.99 t$$

$$P_6 = \frac{71.926 \times \sin 14^\circ + 45.99 \times \sin 14^\circ}{\sin 28^\circ} = 132.12 t$$

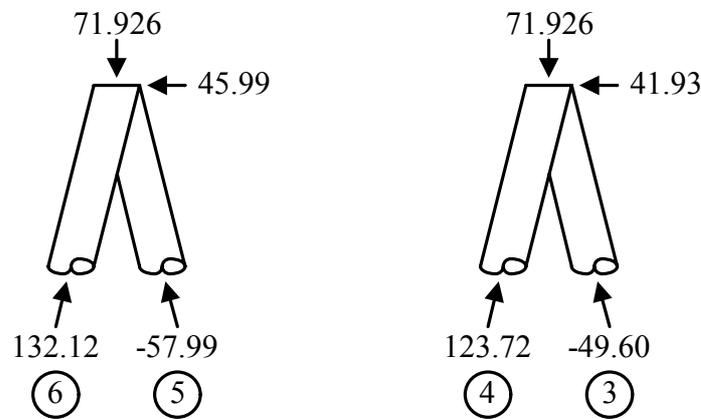


圖 8.2.5 Level 2 斜群樁軸力示意圖

(6) 計算水平位移

(a) Level 1

$$\frac{P_3 l_3}{AE} = \frac{-19.44 \times 17.40}{0.0226454 \times 23 \times 10^6} = -6.5 \times 10^{-4} m = -0.065 cm$$

$$\frac{P_4 l_4}{AE} = \frac{93.57 \times 14.97}{0.0226454 \times 23 \times 10^6} = 2.69 \times 10^{-3} m = 0.269 cm$$

水平位移 $\Delta = 0.69 cm$

$$\frac{P_5 l_5}{AE} = \frac{-24.94 \times 15.86}{0.0226454 \times 23 \times 10^6} = -7.6 \times 10^{-4} m = -0.076 cm$$

$$\frac{P_6 l_6}{AE} = \frac{99.067 \times 13.65}{0.0226454 \times 23 \times 10^6} = 2.60 \times 10^{-3} m = 0.260 cm$$

水平位移 $\Delta = 0.69cm$

(b)Level 2

$$\frac{P_3 l_3}{AE} = \frac{-49.6 \times 17.40}{0.0226454 \times 23 \times 10^6} = -1.66 \times 10^{-3} m = -0.166cm$$

$$\frac{P_4 l_4}{AE} = \frac{123.72 \times 14.97}{0.0226454 \times 23 \times 10^6} = 3.56 \times 10^{-3} m = 0.356cm$$

水平位移 $\Delta = 1.08cm$

$$\frac{P_5 l_5}{AE} = \frac{-57.99 \times 15.86}{0.0226454 \times 23 \times 10^6} = -1.77 \times 10^{-3} m = -0.177cm$$

$$\frac{P_6 l_6}{AE} = \frac{132.12 \times 13.65}{0.0226454 \times 23 \times 10^6} = 3.46 \times 10^{-3} m = 0.346cm$$

水平位移 $\Delta = 1.08cm$

(7)計算直樁水平抵抗力及樁頭彎矩

在斜群樁棧橋式碼頭之直樁假定不承受水平力，因斜群樁可用非常小的變位抵抗水平力，所以直樁所產生彎曲應力在分析中不考慮，以斜群樁抵抗水平力時，所產生之水平位移，作為直樁之水平位移，依此位移由式(8.5)計算直樁相對應之水平抵抗力，再由式(8.6)計算直樁之樁頭彎矩，

$$H_i = \frac{12EI\beta^3}{(1 + \beta h)^3 + 2} \Delta \dots\dots\dots (8.5)$$

$$M_i = \frac{1 + \beta h}{2\beta h} Hh \dots\dots\dots (8.6)$$

h = 直樁假想地面以上之高度

(a)Level 1

水平位移 $\Delta = 0.69cm$

(I)一號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_1 = \frac{12 \times 2300 \times 133436 \times (0.00311)^3}{(1 + 0.00311 \times 1738)^3 + 2} \times 0.69 = 0.2887 t$$

$$M_1 = \frac{1 + 0.00311 \times 1738}{2 \times 0.00311 \times 1738} \times 0.2887 \times 1738 = 297.3 t - cm = 2.97 t - m$$

(II)二號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_2 = \frac{12 \times 2300 \times 133436 \times (0.00311)^3}{(1 + 0.00311 \times 1696)^3 + 2} \times 0.69 = 0.3069 t$$

$$M_2 = \frac{1 + 0.00311 \times 1696}{2 \times 0.00311 \times 1696} \times 0.3069 \times 1696 = 309.6 t - cm = 3.1 t - m$$

(III)七號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_7 = \frac{12 \times 2300 \times 133436 \times (0.00311)^3}{(1 + 0.00311 \times 1288)^3 + 2} \times 0.69 = 0.6 t$$

$$M_7 = \frac{1 + 0.00311 \times 1288}{2 \times 0.00311 \times 1288} \times 0.6 \times 1288 = 482.9 t - cm = 4.83 t - m$$

(VI)八號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_8 = \frac{12 \times 2300 \times 133436 \times (0.00311)^3}{(1 + 0.00311 \times 1246)^3 + 2} \times 0.69 = 0.649 t$$

$$M_8 = \frac{1 + 0.00311 \times 1246}{2 \times 0.00311 \times 1246} \times 0.649 \times 1246 = 508.7 t - cm = 5.09 t - m$$

(b)Level 2

水平位移 $\Delta = 1.08 cm$

(I)一號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_1 = \frac{12 \times 2300 \times 133436 \times (0.00311)^3}{(1 + 0.00311 \times 1738)^3 + 2} \times 1.08 = 0.4519 t$$

$$M_1 = \frac{1 + 0.00311 \times 1738}{2 \times 0.00311 \times 1738} \times 0.4519 \times 1738 = 465.4 t - cm = 4.65 t - m$$

(II)二號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_2 = \frac{12 \times 2300 \times 133436 \times (0.00311)^3}{(1 + 0.00311 \times 1696)^3 + 2} \times 1.08 = 0.4804 t$$

$$M_2 = \frac{1 + 0.00311 \times 1696}{2 \times 0.00311 \times 1696} \times 0.4804 \times 1696 = 484.7 t - cm = 4.85 t - m$$

(III)七號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_7 = \frac{12 \times 2300 \times 133436 \times (0.00311)^3}{(1 + 0.00311 \times 1288)^3 + 2} \times 1.08 = 0.939 t$$

$$M_7 = \frac{1 + 0.00311 \times 1288}{2 \times 0.00311 \times 1288} \times 0.939 \times 1288 = 755.7 t - cm = 7.56 t - m$$

(VI)八號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_8 = \frac{12 \times 2300 \times 133436 \times (0.00311)^3}{(1 + 0.00311 \times 1246)^3 + 2} \times 1.08 = 1.015 t$$

$$M_8 = \frac{1 + 0.00311 \times 1246}{2 \times 0.00311 \times 1246} \times 1.015 \times 1246 = 795.5 t - cm = 7.96 t - m$$

(8)檢核各樁應力

各樁之斷面應力，承受軸力之樁或承受軸力及彎矩之樁由式(8.7)計算之，

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{Z} \dots\dots\dots (8.7)$$

(a)Level 1

(I)一號樁之應力

$$M_1 = 2.97 t - m = 297000 kg - cm$$

$$P_1 = 79.812 t = 79812 kg$$

$$\sigma_1 = \frac{79812}{226.454} + \frac{297000}{3828.87} = 430 kg / cm^2 < 1300 kg / cm^2 \dots\dots\dots OK$$

(II)二號樁之應力

$$M_2 = 3.1t - m = 310000kg - cm$$

$$P_2 = 61.451t = 61451kg$$

$$\sigma_2 = \frac{61451}{226.454} + \frac{310000}{3828.87} = 352.33kg/cm^2 < 1300kg/cm^2 \dots\dots\dots OK$$

(III)三號樁之應力

$$P_3 = -19.44t = 19440kg$$

$$\sigma_3 = \frac{19440}{226.454} = 85.85kg/cm^2 < 1400kg/cm^2 \dots\dots\dots OK$$

(VI)四號樁之應力

$$P_4 = 93.57t = 93570kg$$

$$\sigma_4 = \frac{93570}{226.454} = 413.20kg/cm^2 < 1300kg/cm^2 \dots\dots\dots OK$$

(V)五號樁之應力

$$P_5 = -24.94t = 24940kg$$

$$\sigma_5 = \frac{24940}{226.454} = 110.13kg/cm^2 < 1400kg/cm^2 \dots\dots\dots OK$$

(IV)六號樁之應力

$$P_6 = 99.067t = 99067kg$$

$$\sigma_6 = \frac{99067}{226.454} = 437.47kg/cm^2 < 1300kg/cm^2 \dots\dots\dots OK$$

(IIV)七號樁之應力

$$M_7 = 4.83t - m = 483000kg - cm$$

$$P_7 = 53.807t = 53807kg$$

$$\sigma_7 = \frac{53807}{226.454} + \frac{483000}{3828.87} = 363.75kg/cm^2 < 1300kg/cm^2 \dots\dots\dots OK$$

(IIIV)二號樁之應力

$$M_8 = 5.09t - m = 509000kg - cm$$

$$P_8 = 43.342t = 43342kg$$

$$\sigma_8 = \frac{43342}{226.454} + \frac{509000}{3828.87} = 324.33kg / cm^2 < 1300kg / cm^2 \dots\dots\dots OK$$

(b)Level 2

(I)一號樁之應力

$$M_1 = 4.65t - m = 465000kg - cm$$

$$P_1 = 79.812t = 79812kg$$

$$\sigma_1 = \frac{79812}{226.454} + \frac{465000}{3828.87} = 473.89kg / cm^2 < 1300kg / cm^2 \dots\dots\dots OK$$

(II)二號樁之應力

$$M_2 = 4.85t - m = 485000kg - cm$$

$$P_2 = 61.451t = 61451kg$$

$$\sigma_2 = \frac{61451}{226.454} + \frac{485000}{3828.87} = 398.03kg / cm^2 < 1300kg / cm^2 \dots\dots\dots OK$$

(III)三號樁之應力

$$P_3 = -49.6t = 49600kg$$

$$\sigma_3 = \frac{49600}{226.454} = 219.03kg / cm^2 < 1400kg / cm^2 \dots\dots\dots OK$$

(VI)四號樁之應力

$$P_4 = 123.72t = 123720kg$$

$$\sigma_4 = \frac{123720}{226.454} = 546.34kg / cm^2 < 1300kg / cm^2 \dots\dots\dots OK$$

(V)五號樁之應力

$$P_5 = -57.987t = 57987kg$$

$$\sigma_5 = \frac{57987}{226.454} = 256.07kg/cm^2 < 1400kg/cm^2 \dots\dots\dots OK$$

(IV)六號樁之應力

$$P_6 = 132.12t = 132120kg$$

$$\sigma_6 = \frac{132120}{226.454} = 583.41kg/cm^2 < 1300kg/cm^2 \dots\dots\dots OK$$

(IV)七號樁之應力

$$M_7 = 7.56t - m = 756000kg - cm$$

$$P_7 = 53.807t = 53807kg$$

$$\sigma_7 = \frac{53807}{226.454} + \frac{756000}{3828.87} = 435.05kg/cm^2 < 1300kg/cm^2 \dots\dots\dots OK$$

(III)二號樁之應力

$$M_8 = 7.96t - m = 796000kg - cm$$

$$P_8 = 43.342t = 43342kg$$

$$\sigma_8 = \frac{43342}{226.454} + \frac{796000}{3828.87} = 399.29kg/cm^2 < 1300kg/cm^2 \dots\dots\dots OK$$

8.3 利用 ATC-40 耐震分析進行耐震功能性評估

本節參考 ATC-40 針對鋼筋混凝土建築物提出的耐震評估法，本案例為一斜樁棧橋式碼頭，基樁為鋼管樁，利用結構分析軟體 SAP2000 建立碼頭模型，同時考慮碼頭與土壤的互制效應，進行推覆分析，求得碼頭在不同方向地震力作用下之容量曲線，參考規範求得迴歸期 475 年設計地震震區短週期與一秒週期設計水平譜加速度係數，以繪製結構物地震需求反應譜，將容量曲線及結構物地震需求反應譜轉成 ADRS 格式為容量震譜及需求震譜，並考慮結構物進入非線性後，所

產生之等效阻尼，可折減地震需求震譜，反覆迭代後可求得碼頭在不同地震需求下之功能績效點，並檢核碼頭是否滿足選定功能目標，以下為案例運算過程。

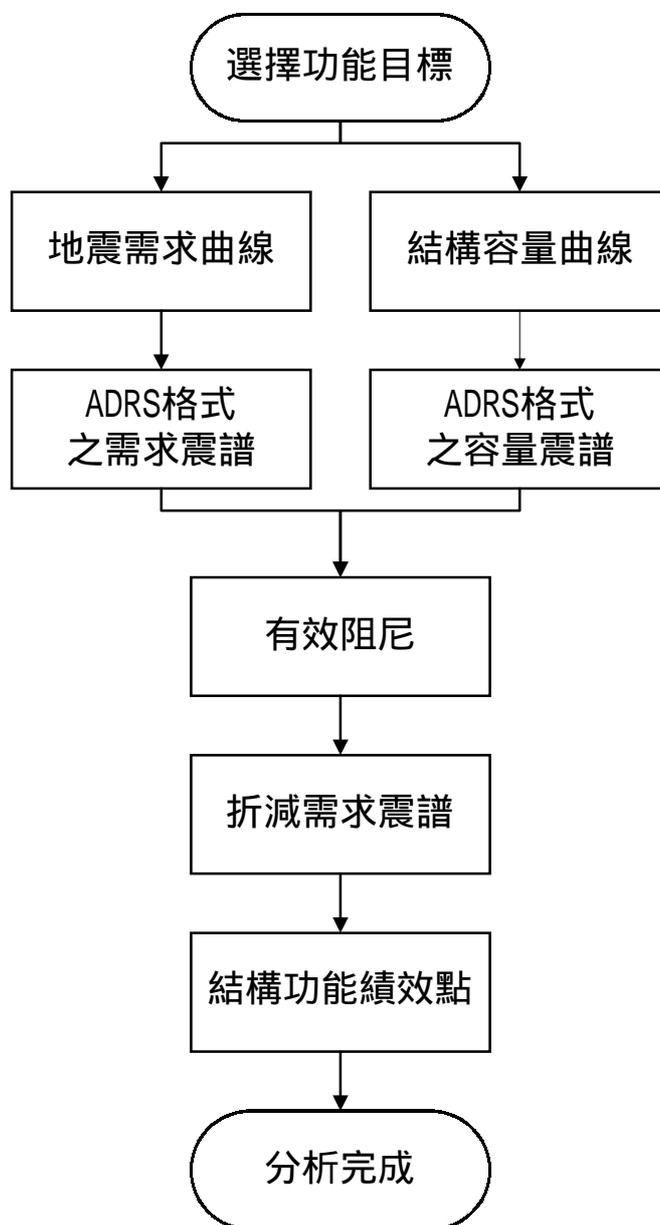


圖 8.3.1 棧橋式碼頭耐震分析流程圖

(1)碼頭容量震譜

本案例使用 SAP 2000 結構分析軟體建立碼頭模型如圖 8.3.2 所示，並進行非線性推覆分析(Pushover Analysis)，因地震力之方向

可能為兩水平直交方向與垂直方向交互作用，所以考慮水平兩直交方向及垂直方向地震效應組合，因此可得在不同地震效應組合，基底剪力與碼頭面位移關係圖，再經由 ADRS 格式轉換後，可得碼頭的容量震譜如圖 8.3.3~圖 8.3.8 所示。

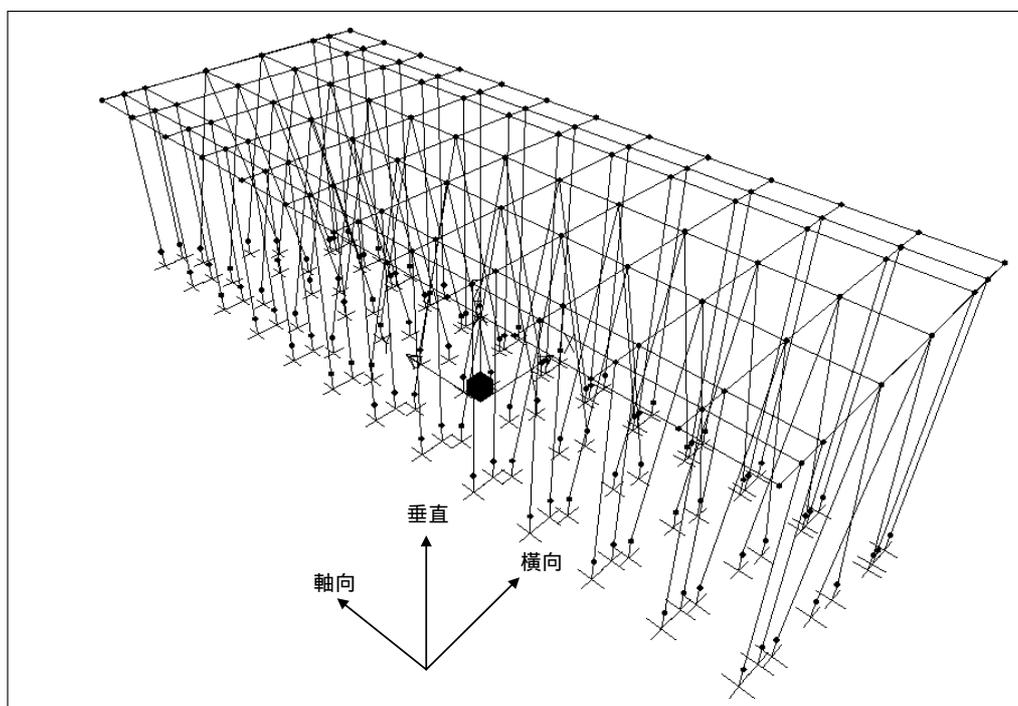


圖 8.3.2 棧橋式碼頭之 SAP2000 模型

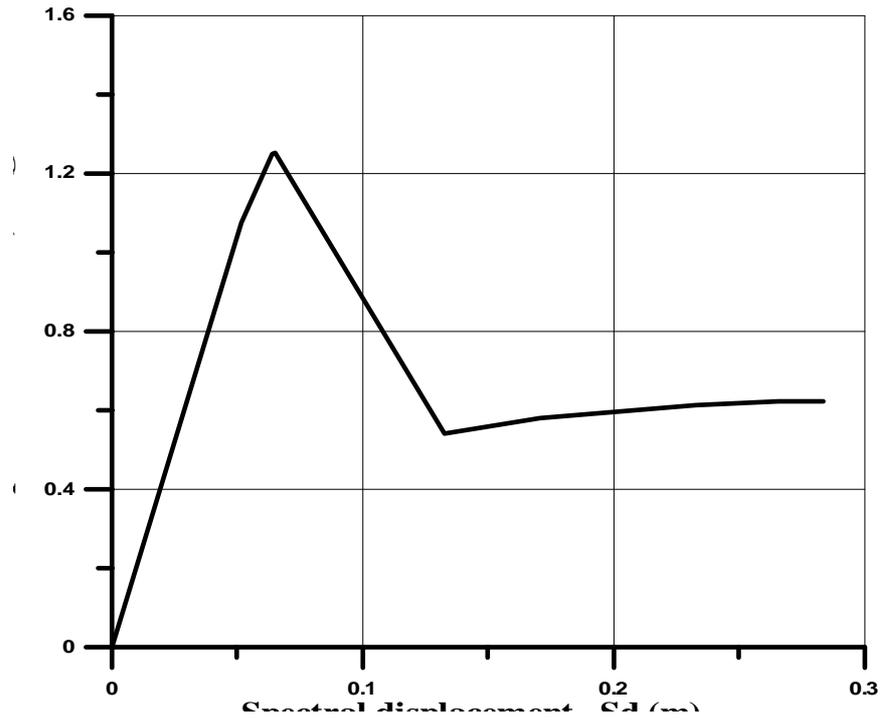


圖 8.3.3 100%橫向地震力作用之棧橋碼頭容量震譜

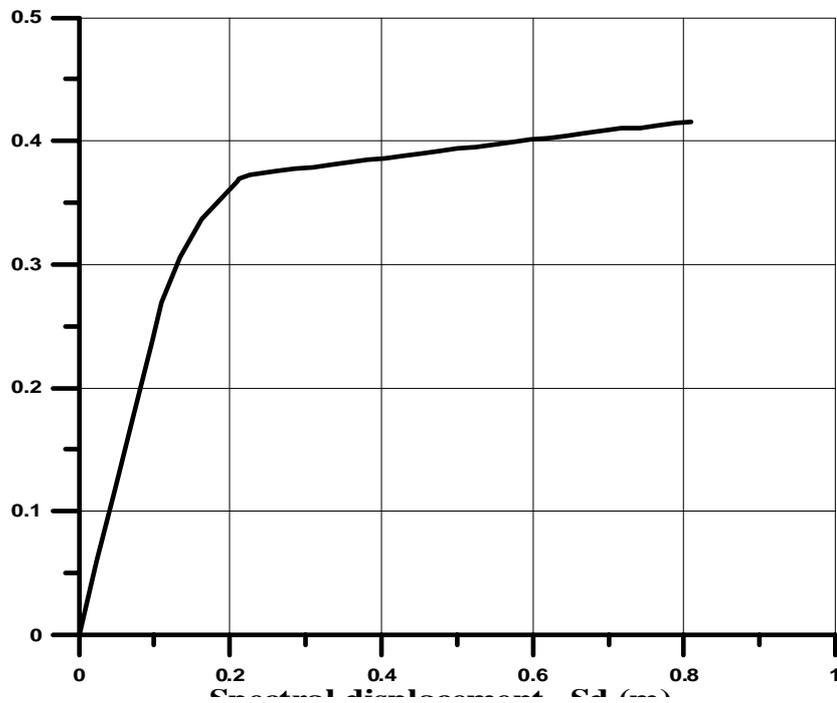


圖 8.3.4 100%軸向地震力作用之棧橋碼頭容量震譜

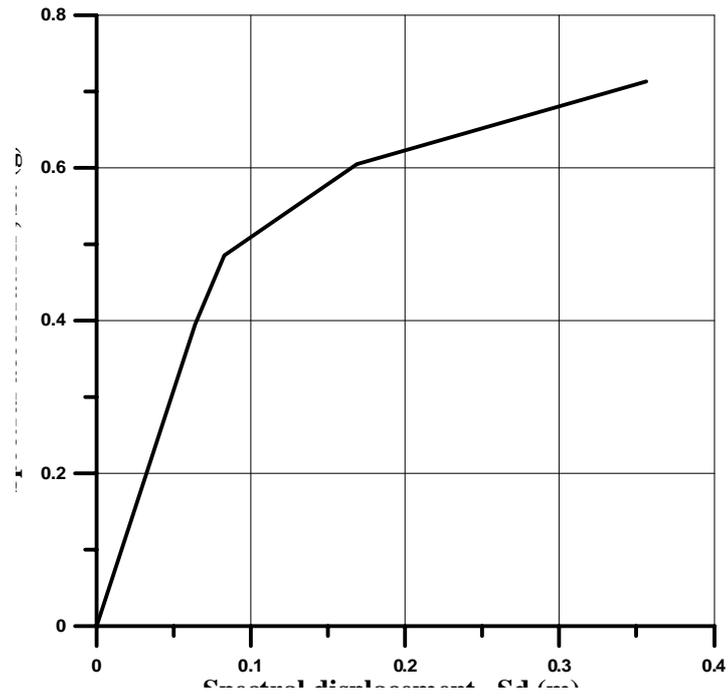


圖 8.3.5 100%橫向+30%軸向地震力作用之棧橋碼頭容量震譜

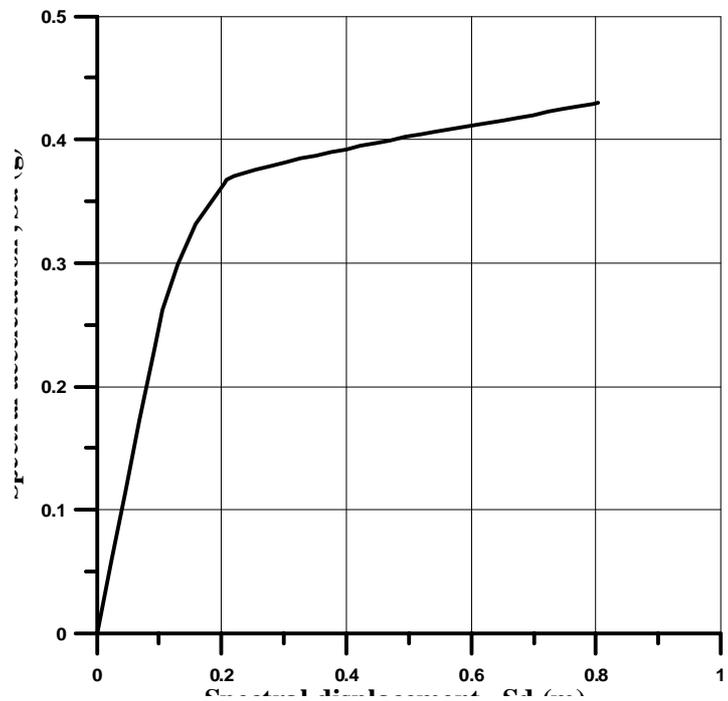


圖 8.3.6 100%軸向+30%橫向地震力作用之棧橋碼頭容量震譜

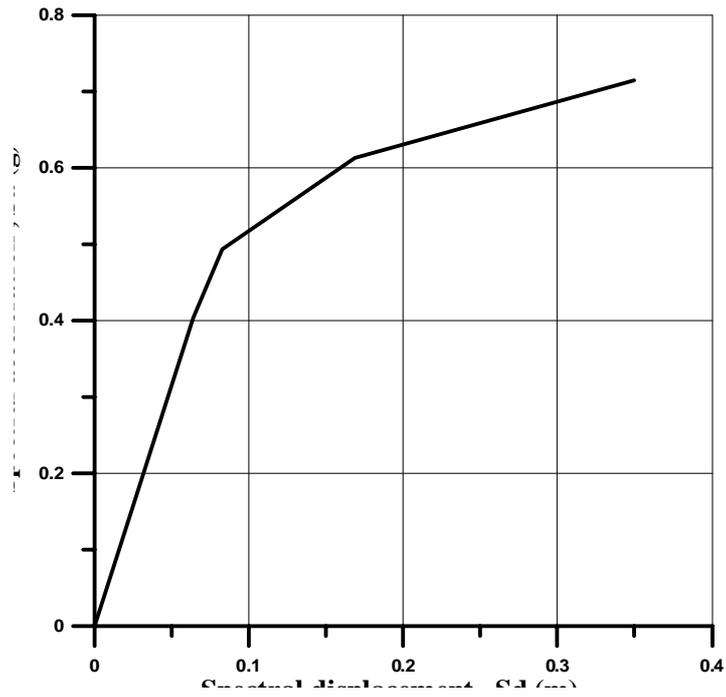


圖 8.3.7 100%橫向+30%軸向+30%垂向地震力作用之
棧橋碼頭容量震譜

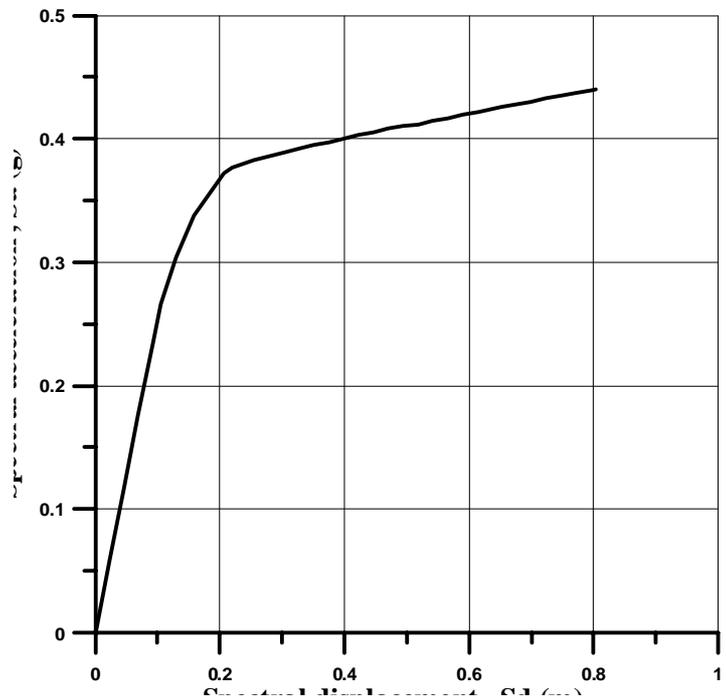


圖 8.3.8 30%橫向+100%軸向+30%垂向地震力作用之
棧橋碼頭容量震譜

經由圖 8.3.3 至圖 8.3.8 比較分析，圖 8.3.4 100%軸向地震力作用之棧橋碼頭容量震譜，所產生結構反應較大，所以本案例之棧橋式碼頭地震力作用於此方向之勁度較低，故本案例分析由此方向地震力控制。

(2) 建立工址地震需求震譜

本案例參考建築物耐震設計規範之台灣地區震區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 ，本案例工址位於基隆市中正區，經由建築物耐震設計規範查得 $S_s^D = 0.6$ 以及 $S_1^D = 0.35$ ，並考慮震區工址之地盤效應及近斷層效應，地盤效應中依其工址之平均 SPT $N = 11$ ，由建築物耐震設計規範地盤分類查得為第三類地盤（軟弱地盤），並查得短週期結構之工址放大係數 $F_a = 1.2$ 以及長週期結構之工址放大係數 $F_v = 1.7$ ，依下式計算 S_{DS} 與 S_{D1} ，

$$S_{DS} = F_a \cdot S_s^D = 1.2 \times 0.6 = 0.72 \dots\dots\dots (8.8)$$

$$S_{D1} = F_v \cdot S_1^D = 1.7 \times 0.35 = 0.595 \dots\dots\dots (8.9)$$

於近斷層效應中本案例工址基隆市中正區，經由附錄表 A 查得並無近斷層效應影響，所以不考慮近斷層效應，直接利用 S_{DS} 與 S_{D1} 依下式計算短週期與中、長週期的分界點 T_0^D ，

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.595}{0.72} = 0.826 \dots\dots\dots (8.10)$$

由 S_{DS} 、 S_{D1} 以及 T_0^D 依表 3.5.7 一般工址或近斷層區域之設計水平加速度反應譜規定，可求得迴歸期為 475 年地震水準之彈性設計反應譜如圖 8.3.9 所示，

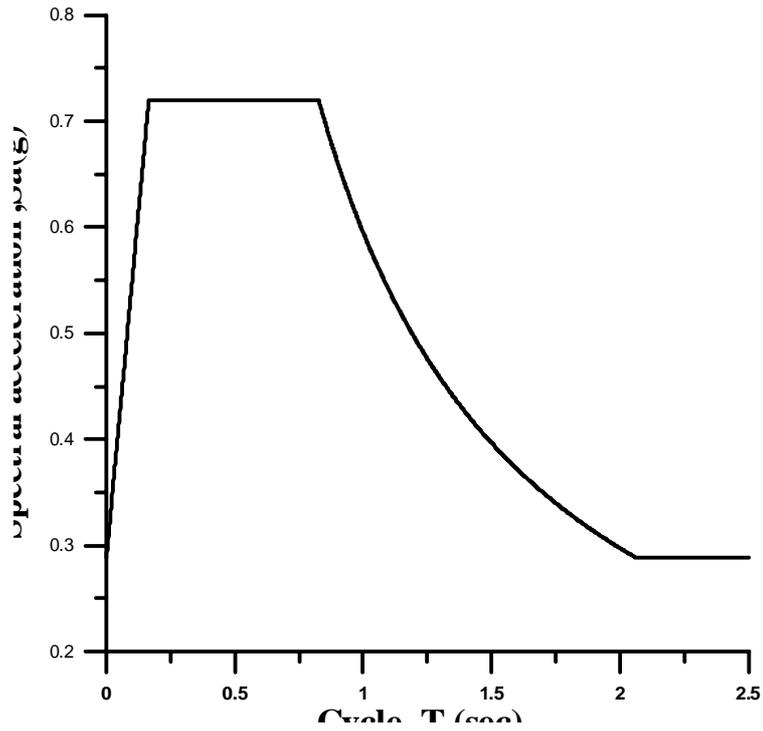


圖 8.3.9 迴歸期 475 年地震水準之彈性設計反應譜

再依圖 8.3.9 迴歸期 475 年地震水準之彈性設計反應譜，經由式 (8.11)轉換成 ADRS 格式可得迴歸期 475 年地震水準之地震需求震譜，如圖 8.3.10 所示

$$S_d = \left(\frac{T^2}{4\pi^2} \right) \cdot S_a \dots\dots\dots (8.11)$$

T =週期(cycle)

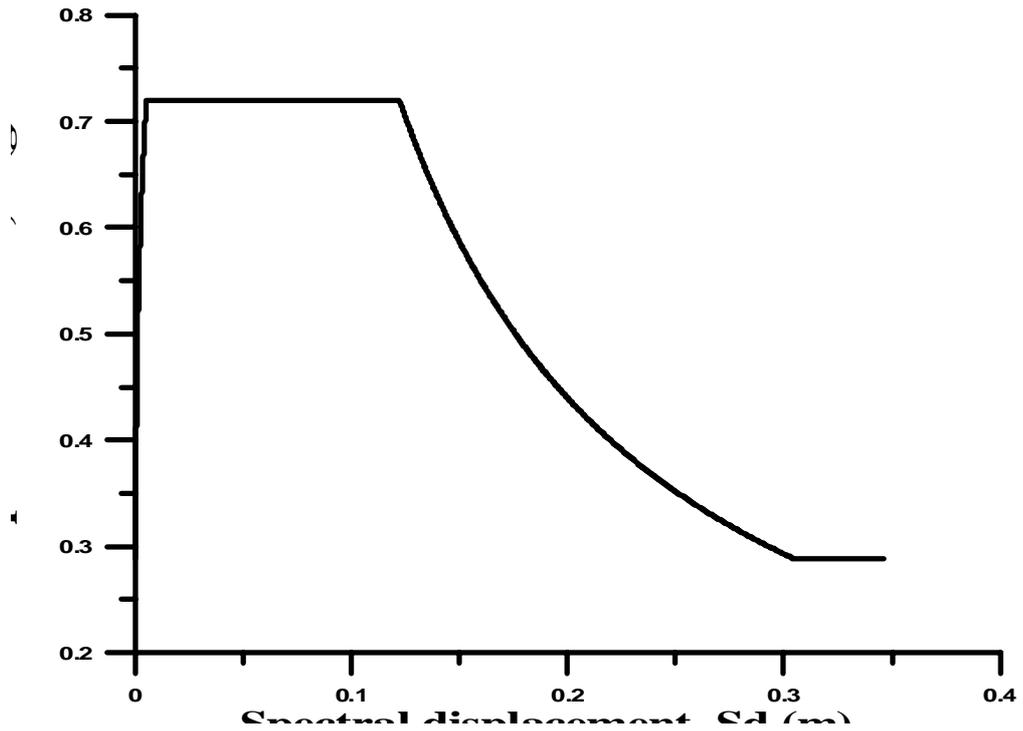


圖 8.3.10 迴歸期 475 年地震水準之地震需求震譜

(3)功能績效點

將容量曲線及彈性反應譜繪製於 ADRS 格式，並考慮碼頭進入非線性後所產生的等效阻尼，可折減彈性反應譜，反覆迭代後，可求得迴歸期 475 年地震水準所對應的結構耐震功能績效點，如表 8.3.1 及圖 8.3.11 所示。

表 8.3.1 結構耐震功能績效點

迴歸期	S_a	S_d	T_{eff}	β_{eff}
475 年	0.339	16.6	1.404	11.1%

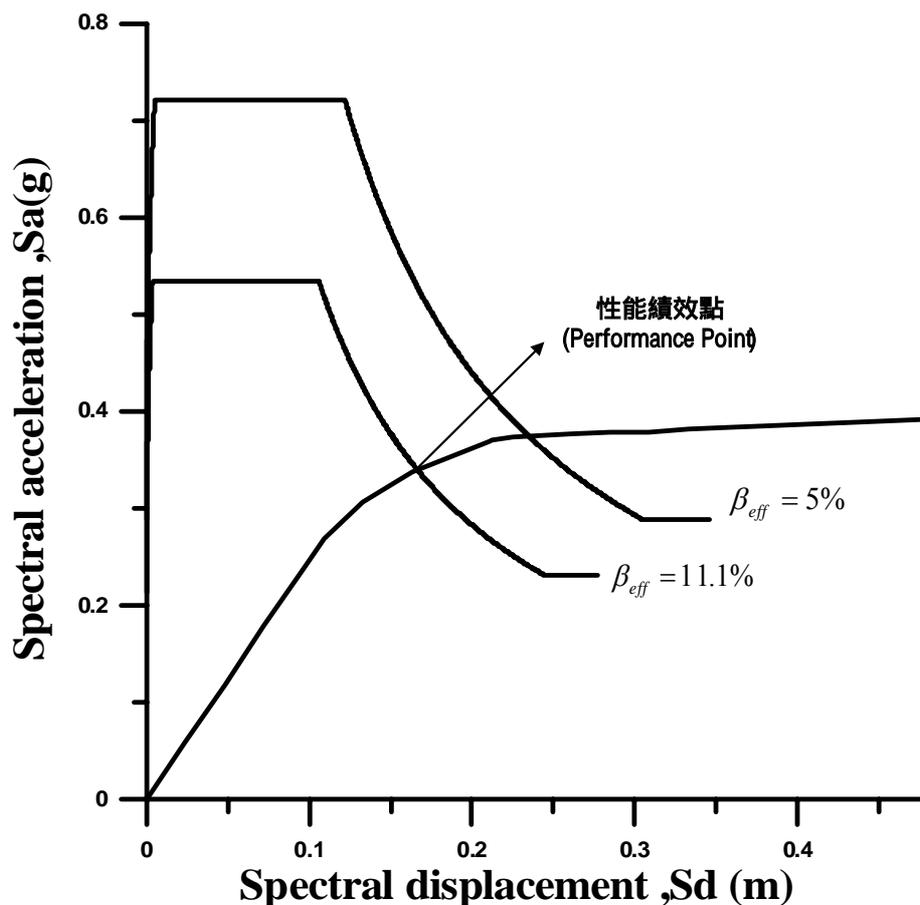


圖 8.3.11 回歸期 475 年地震水準結構耐震功能績效點

本案例使用 SAP 2000 結構分析軟體進行推覆分析(Pushover)，其分析結果可得基隆港東 11 號碼頭延伸段之降服位移 $Sd_y = 10.9\text{ cm}$ 、極限位移 $Sd_u = 81.0\text{ cm}$ 以及容量曲線如圖 8.3.3 圖 8.3.8 所示，再依建築物耐震設計規範查得基隆市中正區長短週期水平譜加速度係數，考慮地盤效應及近斷層效應，建立基隆市中正區之迴歸期 475 年地震水準彈性設計反應譜，將容量曲線及彈性設計反應譜轉成 ADRS 格式，當結構進入非線性狀態則會產生有效阻尼，計算其有效阻尼 $\beta_{eff} = 11.1\%$ ，折減其彈性需求震譜，並分析可得回歸期 475 年地震水準結構耐震功能績效點 $S_d = 0.166\text{ m}$ 以及 $S_a = 0.339\text{ g}$ 。

碼頭整體之功能表現須進行檢核外，結構物之構材也須進行檢核。經由分析結果可知，碼頭在 475 年迴歸期地震作用下，梁端均無產生塑鉸，樁端塑鉸皆為剛進入降伏階段，並其塑性鉸皆由短樁開始

產生，故亦符合構材功能之要求，本案例棧橋式碼頭塑鉸之分布情形如圖 8.3.12 所示。

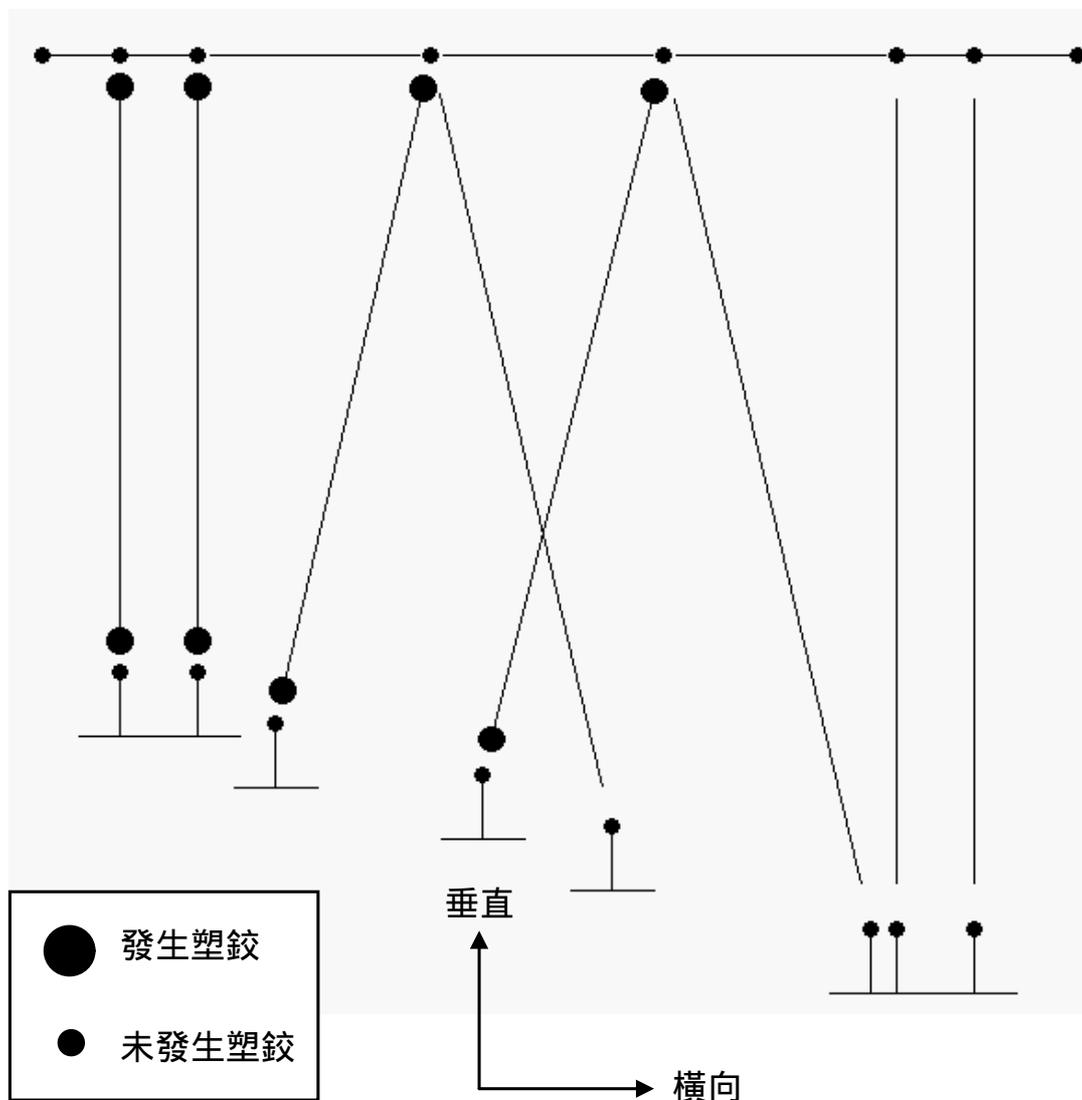


圖 8.3.12 棧橋式碼頭迴歸期 475 年地震作用下之塑鉸分佈

8.4 小結

本分析案例之功能目標選定為等級 B 之構造物，對應表 4.3.11 國際航海協會議所建議功能目標，其損壞等級為等級三其接近崩塌破壞，本分析案例之簡便分析參考港灣設計準則進行分析，其分析結果

各樁皆小於容許應力，故通過檢核，於 8.3 節利用 ATC-40 耐震評估法之分析結果，基隆港東 11 號棧橋式碼頭延伸段，在迴歸期為 475 年地震力作用下，其結構耐震性能績效點為 $S_d = 0.166 m$ 以及 $S_a = 0.339 g$ ，也就是當本案例之結構物受迴歸期 475 年之地震力，作用於結構物之加速度為 $0.339 g$ 並產生 0.166 公尺的位移，依據 4.3.2 節 國際航海協會棧橋式碼頭功能性等級(定量)對損壞程度的界定範圍，檢核其功能目標，因棧橋式碼頭破壞行為大多發生在基樁，所以依據 4.3.2 節棧橋式碼頭之功能等級中基樁的最大反應作為檢核，依據圖 8.3.1 之棧橋耐震分析流程得知，由圖 8.3.11 可知本案例之功能績效點位於圖 8.4.1 中的韌性控制範圍內，所以其損壞等級則為等級二，故本案例不但符合原本所選定之功能目標，更是已經達到功能目標等級 A 之構造物。

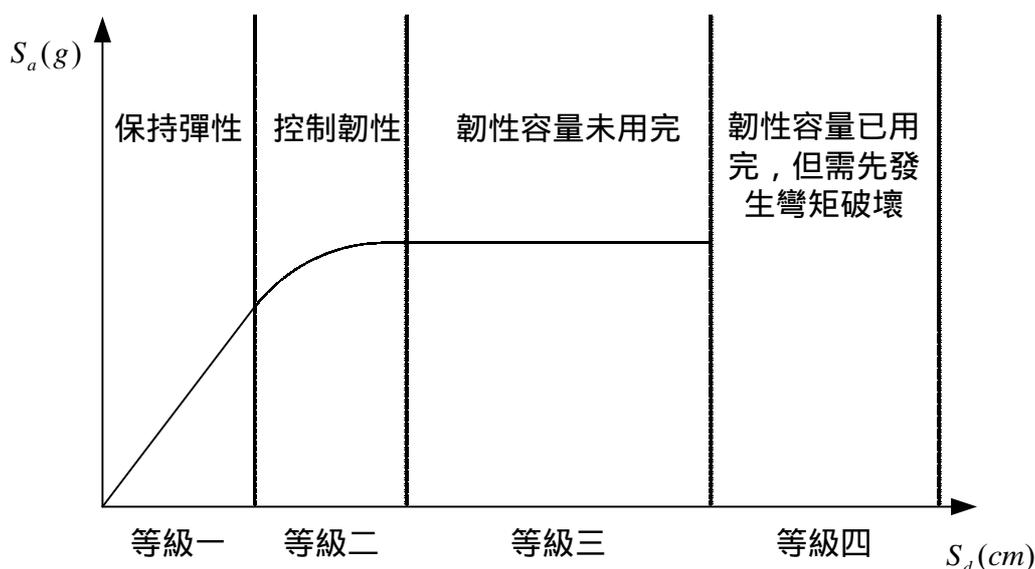


圖 8.4.1 棧橋式碼頭基樁損壞等級之界定

對於一個新建棧橋式碼頭構造物，首先是選擇其功能目標，在選定其目標後進行結構初步設計，依設計之構造物進行其耐震分析，檢核其是否有符合所選定之功能目標，若無則重新設計直到符合其功能目標，例如，本案例若要求構造物之功能目標為等級 S，以迴歸期為 475 年之地震力作用下，依 國際航海協會棧橋式碼頭基樁損壞等級之界定，其構造物之耐震性能點應位於保持彈性階段，也就是損壞等級為等級一，所以本案例之功能目標若為等級 S，則結構性能不足，所

以必須重新設計。

因本案例為耐震能力分析，由圖 8.3.12 所示其塑鉸皆發生於基樁位置，且由短樁先發生塑鉸，所以棧橋式碼頭之地震力破壞則由基樁所控制，上部結構在地震力作用下則不會產生較大的破壞。

第九章 結論與建議

9.1 結論

功能性設計法的主要精神為保證所設計之結構物在其使用年限內之功能，能滿足使用者跟業主的需求；為達到此目的，首先要充分了解結構物使用年限內可能的破壞機制，藉由這些破壞機制決定可能影響結構物功能之破壞參數(如強度、變位或轉角等)，經由適當的分析方法計算出結構物使用年限內破壞參數值的可能範圍，提供業主或使用者研擬因應對策來減少其損失。

本研究採用國際航海協會所提供定量的功能性目標值，以及針對重力式、板樁式以及棧橋式碼頭，簡便分析與簡便動力分析之評估方法，完成既有重力式、板樁式以及棧橋式碼頭功能性評估示範例；在未考慮土壤液化因素之前提下，初步評估結果大致符合國際航海協會所規定之功能性目標。

國際航海協會所提供之簡便分析法中，對於重力式碼頭及板樁式碼頭之經驗公式，如表 5.3.2 及表 5.3.4 所示，由於相關係數值偏低及標準偏差值過大，以統計學理論來看該經驗公式之可靠度偏低，未來應謹慎應用此經驗公式。

本研究之目的主要是將功能性設計法之理念與精神推廣至工程界，所以本研究之功能性評估示範例還未成熟到立即應用於工程界。

9.2 建議

本研究採用國際航海協會所提供之簡便分析與簡便動力分析對既有重力式、板樁式以及棧橋式碼頭做初步功能性評估，並未研發新的分析方法，建議未來可針對此三種碼頭之分析及評估方法加以探討及研發。

功能性設計法的主要精神為保證所設計之結構物在其使用年限內之功能，能滿足使用者跟業主的需求，為達到此目的，如結論所述，未來之研究課題應著重結構物破壞參數之研究，及其分析方法之研發。

目前之數值分析方法及套裝軟體欲分析結構物之相關破壞參數均不成問題，但對於現場之工程人員則無法操作及分析，如何研發簡易且適用於工程界之功能性分析及評估方法是未來應加強之研究課題。

本研究採用國際航海協會所提供定量的功能性目標值，建議未來可將其功能目標值本土化，以利未來將功能性設計法推廣至工程界使用，方便工程人員協助業主或使用人員決定結構物之功能目標。

功能性設計法除了考量結構物本身之功能性以外，還須考量非結構構件及其附屬設備之功能性，後續研究有必要探討碼頭附屬設施(如起重機具、吊裝軌道等)之安全性與使用功能，並以相關參數加以量化。對防波堤之功能性標準值之建立更有待探討。

探討港灣構造物各種設計與補強工法，以及各自的經濟效益，對於確保港灣設施在整個壽命期之經濟效益-功能性設計法之最終目標具有重要價值。

現今港灣構造物還未安裝相關之監測儀器，僅有 921 地震相關之災損案例，本研究於功能性評估分析後無法與實際資料進行比對，驗證其評估方法是否合理，所以建議可由不同構造物型式依照影響其功能之控制因素，安裝其相關之監測儀器。

本研究之後續研究應持續收集世界各國港灣構造物耐震的相關法規之演變，俾於適當時機，對各國當時耐震規範在所採用之理念、破壞準則及分析方法等方面之異同加以比較，並作為我國修訂耐震法規之參考。

參考文獻

- [1] 交通部，「港灣構造物設計基準—防波堤設計基準及解說」，幼獅出版社，民國 84 年。
- [2] 交通部，「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」，交通技術標準規範港灣類工程設計部，民國 86 年。
- [3] 交通部運輸研究所，“港灣工程專有名詞”，宇泰工程顧問有限公司執行，民國 85 年 7 月。
- [4] 交通部運輸研究所，“港灣工程技術庫—基隆港部分”，宇泰工程顧問有限公司執行，民國 89 年 12 月。
- [5] 交通部運輸研究所，“港灣工程技術庫—台中港部分”，宇泰工程顧問有限公司執行，民國 89 年 12 月。
- [6] 交通部運輸研究所，“港灣工程技術庫—高雄港部分”，宇泰工程顧問有限公司執行，民國 89 年 12 月。
- [7] 交通部運輸研究所，“港灣工程技術庫—花蓮港部分”，宇泰工程顧問有限公司執行，民國 89 年 12 月。
- [8] 交通部運輸研究所，“港灣構造物設計基準—耐震設計之修訂”，國立中山大學執行，民國 91 年 7 月。
- [9] 交通部運輸研究所港灣技術研究中心，第 172 號專刊，“台中港 1 至 4A 碼頭 921 地震液化災損初步調查研究”，民國 88 年 10 月。
- [10] 交通部運輸研究所港灣技術研究中心，“港灣構造物功能性設計分析方法之研究 - 港灣構造物功能性設計分析方法之研究”，中興工程顧問股份有限公司執行，民國 92 年 12 月。
- [11] 台中港務局，“九二一地震台中港北碼頭區港埠設施災損原因研究分析”，宇泰工程顧問有限公司執行，民國 89 年。
- [12] 林裕淵，“功能設計 - 消能減震結構之位移設計法”，國立台灣大學博士論文，民國 89 年。

- [13] 許茂雄、鄭藝，“台灣建築耐震設計規範之演進與展望”，台灣營建研究院，民國 85 年 9 月。
- [14] 宋裕祺與蔡益超，“以結構性能為目標的鋼筋混凝土橋梁耐震能力評估”，中華技術雜誌第 58 期，財團法人中華顧問工程司，民國 92 年。
- [15] 李咸亨，“適用於國內液化潛能分析方法之研究”，國科會地震工程尖端研究計畫群聯合研討會，民國 91 年 2 月。
- [16] 李咸亨、吳志明與郭政彥，“本土化液化評估方法之探討”，八十九學年度集集地震土壤液化總評估研究研討會，民國 90 年。
- [17] 李賢華、張博彥、余宗鴻、鍾英鳳，“棧橋式港灣碼頭抗彎構件之破壞指數評估分析”，第二十四屆海洋工程研討會論文集，民國 91 年。
- [18] 邱耀正、許茂雄，“建築物結構耐火技術性能式設計法之研究”，內政部建築研究所，民國 90 年。
- [19] 侯和雄、王慶福，“港灣構造物設計基準研究-防波堤設計基準及說明草案”，民國 82 年。
- [20] 姚昭智、林其璋，“建築設備耐震規範之研訂(II) -- 管線設備耐震規範之評估”，內政部建築研究所，民國 89 年。
- [21] 國家地震工程研究中心，“強地動特性與耐震設計規範修正建議”，民國 88 年第十二期簡訊。
- [22] 張國泉，“棧橋式碼頭之地震動力分析”，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文，民國 84 年 6 月。
- [23] 張國鎮、黃震興、蔡孟豪，“鋼筋混凝土耐震結構性能設計法(一)FRP 補強技術與短柱破壞行為”，中興工程顧問社，民國 89 年。
- [24] 張國鎮、黃震興、蔡孟豪、林裕淵、王元利，“鋼筋混凝土耐震結構性能設計法(二)–直接位移法及其結構實驗”，中興工程顧問社，民國 90 年。

- [25] 張惠文、廖新興、鄧清江，“砂質地盤液化之防治方法探討”，地工技術，第 38 期，民國 81 年。
- [26] 張景鐘、呂秋水、張權，“基隆港區地震危害度分析與可能災損評估”，第二十四屆海洋工程研討會論文集，pp.648-652，民國 91 年。
- [27] 張學孔、李賢華、薛憲文、陳桂清，“港灣構造物安全檢測與評估之研究(2/2)”，民國 90 年。
- [28] 張權，“港灣結構物震害評估分析—以棧橋式碼頭為例”，國立台灣海洋大學河海工程學系碩士學位論文，民國 91 年 6 月。
- [29] 陳永祥等，“震後港灣及河海堤快速診斷與補強手冊”，行政院公共工程委員會研究報告，民國 89 年。
- [30] 陳景文，“電子錐貫入試驗應用於地層調查與液化潛能評估之研究”，國科會地震工程尖端研究計畫群聯合研討會，民國 91 年 2 月。
- [31] 溫紹炳，“地震誘發土壤液化區之地質條件分析”，國科會地震工程尖端研究計畫群聯合研討會，民國 91 年 2 月。
- [32] 葉吉芳、梁明德、張固宇、溫子衡，“模糊可能性理論評估砂性土壤液化潛能”，中華民國第五屆模糊理論與應用會議論文集，國立成功大學，pp. 525-530，民國 86 年。
- [33] 蔡克銓、羅俊雄、葉超雄、蘇晴茂，“建築物耐震規範示範例之研擬及規範條文之研修”，內政部建築研究所，民國 91 年 1 月。
- [34] 蔡益超，“台灣地區建築物耐震設計規範之沿革”，建築結構暨設備耐震設計規範研討會，Paper No. II，民國 91 年 1 月。
- [35] 蕭江碧、葉超雄、羅俊雄、蔡克銓、葉祥海等，“建築物耐震規範及解說之修訂研究”，建研所研究計劃成果報告，研究案編號 A30050，民國 89 年 8 月。
- [36] 賴瑞應、王慶福、曾文傑、張道光，“碼頭構造物耐震設計之研究”，交通部運輸研究所，民國 90 年。

- [37] 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，民國 91 年。
- [38] 薛強，“ATC-40 能力譜法之改進”，中興工程第七十期，p.17-26，民國 90 年 1 月。
- [39] 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”，中興工程顧問社，民國 90 年。
- [40] 薛強，“結構物耐震性能設計法及其應用之研究”，結構工程，民國 92 年。
- [41] 簡連貴、洪望龍、張志新，“液化評估準則對回填土壤液化潛能之適宜性分析”，第二十一屆力學研討會論文集，第 393-400 頁，民國 86 年 12 月。
- [42] 簡連貴、賴聖耀、林敏清，“921 集集大地震對台中港區港灣設施災損調查與評估”，土木水利會刊 (Civil and Hydraulic Engineering)，26(3): 82-95，民國 88 年。
- [43] 羅俊雄 簡文郁 李錫堤 孫一鴻，“鐵路橋梁耐震設計可靠度分析(二)-RC 橋柱耐震性能評估”，中興工程顧問社，民國 89 年。
- [44] 羅俊雄、陳昭佑，“台灣地區設計反應譜之檢討 – 考慮土壤類別及近斷層地震效應”，CEER-R88-06，台大地震工程研究中心，國科會，民國 88 年。
- [45] 羅俊雄、廖文義、鄧崇任、簡文郁、柴駿甫、李一聖、張順益、萬絢、李政寬，“公路橋梁耐震設計規範及解說之修訂研究”，交通部研究計劃期末成果報告編號 MOIS90004，民國 90 年 11 月。
- [46] 羅俊雄、廖文義、簡文郁、鄧崇任、柴駿甫，“容量設計法應用於建築物耐震設計之探討”，地震工程學會，內政部建築研究所，民國 90 年。
- [47] 羅俊雄、蔡克銓、柴駿甫、簡文郁、鄧崇任、廖文義，“我國現階段設計地震力之研發”，建築結構暨設備耐震設計規範研討會，Paper No.IV，民國 91 年。

- [48] 羅俊雄、簡文郁、鍾昇財，“地震危害度分析(技術手冊、使用手冊、案例分析)”，CEER-R88-02，台大地震工程研究中心，台大慶齡工業研究中心，民國 88 年。
- [49] 日本港灣協會，「港灣 施設 技術上 基準同解説」，1999,4
- [50] 日本港灣協會，「港灣 施設 技術上 基準同解説」，1989,6
- [51] Aoyama, H., (New RC Japan), 1999, “Development of Highrise Concrete Construction in Seismic Counties,(George Winter Commemorative Lecture, 1999 ACI Fall Convention) ”,高層 RC 結構之耐震及補強研討會。
- [52] ATC-40, 1996, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Vol.1, Applied Technology Council, Redwood City, California, USA.
- [53] Bertero, V.V., “State Of The Art In Seismic Resistant Construction Of Structures,” *Proceedings of The Third International Earthquake Microzonation Conference*, University of Washington, Seattle, Washington, Volume II, 767-805, 6/1982.
- [54] Chang, Y.L., 1937, “Lateral Pile Loading Test,” *Transaction of ASCE* 102:273-276.
- [55] Clough, R. W. and Penzien, J., 1993, *Dynamics of Structures*, 2nd Ed., McGraw-Hill Inc., Newyork, N.Y.
- [56] CSI, 2000, *Three Dimensional Analysis of Building Systems*, SAP2000 Version 7.4, Computers and Structure INC.
- [57] Fajfar, P. and Krawinkler, H. (eds.), 1997, *Proceedings of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Fajfar & Krawinkler (eds), Balkema, Rotterdam.
- [58] FEMA 350, *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*. SAC Joint Venture , Federal Emergency Management Agency, Washington D. C. , U.S.A., 2000.
- [59] FEMA-273 (ATC-33), 1997, *Second Ballot Version “NEHRP Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings”*, BSSC,

- Washington, DC, USA. [FEMA 274, Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 276, Example Applications of the NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings].
- [60] FEMA-366, "HAZUS99 Estimated Annualized Earthquake Loss for the United States", Federal Emergency Management Agency, Washington D. C. , U.S.A., 2001.
- [61] FLAC & FLAC3D, *Fast Lagrangian Analysis of Continua*, Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota, USA.
- [62] FLIP, *Finite Element Analysis of Liquefaction Program* , <http://www.y.sk.nilim.go.jp/flipmain.html>, 日本港湾技術研究所[in Japanese].
- [63] Gazetas, G., Dakoulas, P. and Dennehy, K. 1990, "Empirical Seismic Design Method for Waterfront Anchored Sheetpile Walls," *Proc. ASCE Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures*, ASCE Geotechnical Special Publication, No. 25, pp.232-250.
- [64] Iai, S. 1998, "Rigid and Flexible Retaining Walls during Kobe Earthquake", *Proc. 4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, St. Louis, pp.108-127.
- [65] Iai, S. 1998b, "Seismic Analysis and Performance of Retaining Structures," *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*, Geotechnical Special Publication No. 75, ASCE, pp.1020-1044.
- [66] Iai, S. 2001, *Seismic Performance-Based Design for Port Structures and Simulation Techniques*, International Workshop on Earthquake Simulation in Geotechnical Engineering, P.1-12, Nov. 8~10, Case Western Reserve University.
- [67] Iai, S. and Ichii, K. 1998, "Performance Based Design for Port Structures," *Proceedings of the 30th Joint Meeting of The U.S.-Japan Cooperative Program in Natural Resources Panel on Wind and Seismic Effects*, P.84-96.

- [68] Iai, S., Ichii, K., Sato, Y. and Liu, H. 1999, “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.
- [69] IBC 2000, 2000, *International Building Code 2000 (簡稱IBC 2000)*, International Code Council (ICC, 包括 BOCA, ICBO and SBCCI), CA..
- [70] Ichii, K. 2002, “A Seismic risk Assessment Procedure for Gravity Type Quay Walls”, *Structural Eng./Earthquake Eng.*, JSCE, Vol. 19, No.2, 131s-140s.
- [71] Ichii, K. 2003, “Optimization of Design Seismic Coefficient Based on Total Expected Cost for Gravity Type Quay Walls”, *Structural Eng./Earthquake Eng.*, JSCE, Vol. 20, No.1, 13s-23s.
- [72] International Navigation Association, PIANC(原名), 2001, *Seismic Design Guidelines for Port Structures*, A.A Balkema Publishers / Lisse / Abingdon / Exton (PA) /Tokyo.
- [73] J. Ferritto 1997 : seismic design criteria for soil liquefaction, Naval facilities engineering service center, technical report TR-2077-SHR Port Hueneme, CA. 58p.
- [74] Juang, C.H., C.J.Chen, D.V. Rosowsky, and W.H. Tang 2000b, “CPT-based liquefaction analysis, Part 2: Reliability for design,” *Geotechnique*, Vol.50.
- [75] Lysmer,J., Udaka,T., Tsai,C-F., Seed,H.B. 1975, *FLUSH - A Computer Program for Approximate 3D Analysis of Soil Structure Interaction Problems*, Report No. EERC 75-30, Earthquake Engineering Research Center, UCB.
- [76] McCullough, N.J. and Dickenson, S.E. 1998, “Estimation of Seismically Induced Lateral Deformations for Anchored Sheetpile Bulkheads,” *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*, Geotechnical Special Publication No. 75, ASCE 1095-1106.

- [77] McGuire, R. K., 1995, "Probabilistic Seismic Hazard Analysis and Design Earthquakes: Closing the Loop", *Bull. Seism. Soc. Am.* Vol. 85(5): 1275-1284.
- [78] Moehle, J. P., 1996, *Displacement-Based Seismic Design Criteria. Earthquake Engineering Research At Berkeley*, Report No. UCB/EERC-96/01. Earthquake Engineering Research Center, UC Berkeley, p. 139-146.
- [79] Nagao, T., Koizumi, T. Kisaka, T., Terauchi, K., Hosokawa, K., Kadowaki, Y. and Uno, K. 1995, *Evaluation of Stability of Caisson Type Quaywalls based on Sliding Block Analysis*, Technical Note of Port and Harbour Research Institute, No. 813, pp.306-336 (in Japanese).
- [80] Newmark, N. M. and Hall, W. J., 1982, *Earthquake Spectra and Design*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley.
- [81] Olsen, R.S. 1997, "Cyclic liquefaction based on the cone penetrometer test," *Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Technical report NCEER-97-0022, edited by T. Leslie Youd and Izzat M. Idriss, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY, pp.225-276.
- [82] Otani, S. 2000, *New Seismic Design Provisions in Japan, PEER-2000/10*. The Second U.S.-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, 11-13 September 2000, Sapporo, Hokkaido, Japan, Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Mar. 2000, pages 3-14.
- [83] Park, Y. J. and Ang, M., 1985, "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete", *J. Struc. Eng.* ASCE, Vol. 111(4): 722-739.
- [84] Priestley, M.J.N., M.J. Kowalsky, G. Ranzo, G. Benzoni, 1996a, "Preliminary Development of Direct Displacement-Based Design

- for Multi-Degree of Freedom Systems”, *Proceedings, 65th Annual Convention*: 47-66, SEAOC, October 1-6, Maui, Hawaii.
- [85] Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G. M., 1996b, *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley and Sons, Inc, New York.
- [86] Reese, L. C., Cox, W. R. and Koop, F. D. 1974, “Analysis of Lateral Loaded Piles in Sand”, *Proceedings of 6th Annual Offshore Technology Conference*, Vol.2, Paper No. 2080, Houston, Texas, pp. 473-483.
- [87] Richards, R. Jr. and Elms, D. 1979, “Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls,” *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE 105(GT4):449-464.
- [88] SEAOC, 1999, *Recommended Lateral Force Requirements and commentary* (SEAOC Blue Book), Structural Engineers Association of California-Seismology Committee.
- [89] Seed, H. B. and Whitman, R.V., 1970, “Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads,” *ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*, Ithaca, pp. 103-147.
- [90] Seed, H.B.,K. Tokimatsu, L.F.Harder,and R.M. Chung, “Influence of Spt Procedures in soil liquefaction resistance evaluation,” *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.111, No.12, pp.1425-1445, 1985.
- [91] SHAKE, 1972、 1991, Schnabel, P. B. A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Dec. 1972 (480/S36/1972); Idriss, I. M. User's manual for SHAKE91 : A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analyses of Horizontally Layered Soil Deposits, 1993 (480/S36/1992). National Information Service for Earthquake Engineering, University of California, Berkeley.
- [92] Tokimatsu, K. and Y.Yoshimi, “Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT-N Value and Fines Content,” *Soils and Foundations*, Vol.23,No.4,pp.56-74,1983.

- [93] Towhata, I. And Islam, S. 1987, "Prediction of Lateral Movement of Anchored Bulkheads Induced by Seismic Liquefaction," *Soils and Foundations* 27(4): 137-147.
- [94] Uwabe, T. 1983, "Estimation of Earthquake Damage Deformation and Cost of Quaywalls based on Earthquake Damage Records," *Technical Note of Port and Harbour Research Institute*, No.473, 197p. (in Japanese).
- [95] Vision 2000, 1995, Conceptual Framework for Performance Based Seismic Engineering of Buildings, SEAOC, Sacramento, CA, USA.
- [96] Whitman, R. V. and Liao, S. 1985, "Seismic Design of Retaining Walls," *US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station*, Miscellaneous Paper GL-85-1.
- [97] Xue, Q. 2000, " Need of performance-based earthquake engineering in Taiwan: a lesson from the Chichi earthquake, " *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29:1609-1627.
- [98] Xue, Q. 2001a, "A Direct Displacement-Based Seismic Design Procedure of Inelastic Structures," *Engineering Structures*, Vol. 23/11, P. 1453-1460.
- [99] Xue, Q. 2001b, " Assessing the Accuracy of The Damping Model Used in Displacement-Based Seismic Demand Evaluation and Design of Inelastic Structures, " *International Journal of Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, Vol. 3(2):37-45.
- [100] Xue, Q. 2002a, " A Reliable Capacity-Spectrum Method and Its Application in Seismic Performance Evaluation and Design, " *ICSSD2002*, Dec. 2002, Singapore.
- [101] Xue, Q. 2002b, " A Direct Displacement-Based Seismic Design Procedure to Fulfil Multiple Performance Objectives, " *Journal of The Chinese Institute of Engineers(中國工程學刊)*, Vol.25(4) : 469-472.