

93-60-793

MOTC-IOT-92-H1BA02

港灣構造物功能性設計法 之研究（2/3）



交通部運輸研究所

中華民國九十三年四月

93-60-793

MOTC-IOT-92-H1BA02

港灣構造物功能性設計法 之研究（2/3）

著 者：賴瑞應、王慶福、曾文傑、張道光、薛 強
陳斌哲、林澤熙、鄧耀里、陳正忠、辛 希

交通部運輸研究所

中華民國九十三年四月

港灣構造物功能性設計法之研究 (2/3)

著 者：賴瑞應、王慶福、曾文傑、張道光、薛 強、陳斌哲
林澤熙、鄧耀里、陳正忠、辛 希

出版機關：交通部運輸研究所

地 址：台北市敦化北路 240 號

網 址：www.iot.gov.tw/chinese/lib/lib.htm

電 話：(02)23496789

出版年月：中華民國九十三年四月

印 刷 者：

版(刷)次冊數：初版一刷 150 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所網站

定 價： 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：台北市重慶南路一段 61 號 4 樓•電話：(02)23617511

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

國家書坊台視總店：台北市八德路三段 10 號 B1•電話：(02)25787542

五南文化廣場：台中市中山路 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

港灣構造物功能性設計法之研究
(2/3)

交通部運輸研究所

GPN:1009301421

定價 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 (2/3)			
國際標準書號(或叢刊號)	政府出版品統一編號 1009301421	運輸研究所出版品編號 93-60-793	計畫編號 92-H1BA02
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：王慶福、曾文傑、張道光、薛 強、陳斌哲、林澤熙、 鄧耀里、陳正忠、辛 希 聯絡電話：04-26587115 傳真號碼：04-26564418			研究期間 自 92 年 1 月 至 92 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： 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；然後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；再探討容量(震)譜法中之反應譜需求曲線，以及以非線性靜力推動分析法求取能耐曲線；然後探討功能性設計由簡便到複雜之分析方法及其適用性；最後對今後相關研究課題提出建議。			
出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
93 年 4 月	306		凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
機密等級： ☐ 限閱 ☐ 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 Method of Port Structures (2/3)			
ISBN(OR ISSN)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1009301421	IOT SERIAL NUMBER 93-60-793	PROJECT NUMBER 92-H1BA02
DIVISION : HARBOR & MARINE TECHNOLOGY CENTER DIVISION DIRECTOR: Chiu Yung-Fang PRINCIPAL INVESTIGATOR : Lai Jui-Ying PROJECT STAFF: Wang Chin-Fu, Tseng Wern-Jier, Chang Tao-Kuang, Xue Qiang, Chen Pin-Tseh, Lin Tse-Hsi, Teng Yao-Li, Chen Cheng-Chung, Shin Shi PHONE:04-26587115 FAX: 04-26564418			PROJECT PERIOD FROM 01/ 2003 TO 12/ 2003
KEY WORDS: performance-based design, performance parameters, performance level, performance objectives			
ABSTRACT: The purpose of performance-based design is to ensure that plan, design, evaluation, construction and maintenance of engineered facilities of which the performance under common and extreme earthquake ground motions responds to the diverse needs and objectives (service, operation, safety, economy, cultural and historical impact) of the owners, users and society. In this study, the fundamental methodology, design framework and related subjects of performance-based seismic design were first introduced. Seismic force level and parameters or functions for characterizing the earthquake motion were then described. Both qualification and quantification (acceptance criteria of performance parameters) of performance level were investigated and the performance objectives were established. In order to apply the capacity-spectrum method to evaluate the inelastic displacement of the pile-deck system, the demand curve in terms of response spectrum and the capacity curve obtained by non-linear static pushover analysis were discussed. Analysis methods varying from simplified to complicate were investigated. Finally, conclusions and suggestions for further studies were made.			
DATE OF PUBLICATION April 2004	NUMBER OF PAGES 306	PRICE	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 (2/3)

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
圖目錄	VI
表目錄	IX
第一章 前言	1- 1
1.1 研究緣起	1- 1
1.2 研究目的	1- 2
1.3 研究方法與限制	1- 2
1.4 研究內容與流程	1- 3
第二章 功能性耐震設計概述	2- 1
2.1 功能性耐震設計與傳統設計法之比較	2- 1
2.2 耐震功能性設計法之架構及主要內容	2- 4
第三章 國內外功能性耐震設計現況概述	3- 1
3.1 美國功能性設計法概述	3- 1
3.2 日本港灣構造物功能性設計基準概述	3- 4
3.3 國際航海協會	3-10
3.4 國內引進耐震功能性設計法之現況	3-10
第四章 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 能耐曲線與需求曲線之探討	5- 1
5.1 容量譜法簡介	5- 1
5.2 需求曲線	5- 2
5.3 能耐曲線	5-33
5.4 容量譜法求取棧橋式碼頭變位範例	5-35
第六章 功能性設計分析方法之探討	6- 1
6.1 簡介	6-1
6.2 日本 1999 年版港灣構造物設計基準	6-1
6.3 國際航海協會[INA 2001]	6-6
第七章 新舊日本設計基準比較	7- 1
7.1 波力	7- 1
7.2 波浪	7-11
7.3 覆面石與消波塊所需質量	7-19
7.4 對流速所需覆面材之安定質量	7-29
7.5 地震時之動土壓及動水壓	7-31
7.6 不同基礎種類之摩擦係數	7-33
7.7 構造物極限強度設計法	7-34
7.8 防波堤直立部之安定計算	7-38
第八章 結論與建議	8- 1
8.1 結論與建議	8- 1
8.2 後續研究課題	8- 3

參考文獻	9- 1
------------	------

附錄 A

圖 目 錄

圖 1.4-1	研究流程圖	1- 4
圖 2.2-1	功能性設計法之流程圖	2- 5
圖 2.2-2	功能性設計法(PBEE)之內容	2- 6
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	重力式碼頭功能性可接受標準值（一）	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 5.1-1	A~D 型彈性反應譜(921 地震 TCU129EW、2%阻尼)....	5- 3
圖 5.1-2	A~D 型彈性設計反應譜需求曲線.....	5- 3
圖 5.1-3	能耐(容量)曲線等能量雙線性化	5- 4
圖 5.1-4	容量譜中功能點在能耐曲線之彈性段	5- 4
圖 5.1-5	容量譜中功能點在能耐曲線之塑性段	5- 4
圖 5.2-1	等能量與等位移原理	5- 6
圖 5.2-2	設計地震力施加於結構之等效側向力	5- 7
圖 5.2-3	921 集集地震以前台灣地區震區劃分圖	5- 7
圖 5.2-4	921 集集地震前各類地盤正規化彈性設計反應譜.....	5- 8
圖 5.2-5	921 集集地震以後台灣地區震區劃分圖	5- 8
圖 5.2-6	921 集集地震後各類地盤正規化彈性設計反應譜.....	5- 9
圖 5.2-7	地震甲區第一類地盤近斷層區域設計反應譜	5- 9

圖 5.2-8	工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD} 示意圖	5-28
圖 5.4-1	地質圖	5-36
圖 5.4-2	用於評估之碼頭單元	5-37
圖 5.4-3	結構與土壤互制之模擬	5-40
圖 5.4-4	施加水平橫向地震力 E_x 之容量譜	5-42
圖 5.4-5	施加水平縱向地震力 E_y 之容量譜	5-42
圖 5.4-6	施加 $E_x + 30\% E_y$ 荷載型式之容量譜	5-43
圖 5.4-7	施加 $E_y + 30\% E_x$ 荷載型式之容量譜	5-43
圖 5.4-8	施加 $E_x + 30\% E_y + E_z$ 荷載型式之容量譜	5-44
圖 5.4-9	施加 $E_y + 30\% E_x + E_z$ 荷載型式之容量譜	5-44
圖 5.4-10	第一振態推動分析之容量譜	5-45
圖 5.4-11	第一振態功能績效點對應之變形及塑性鉸位置	5-45
圖 5.4-12	第二振態推動分析之容量譜	5-46
圖 5.4-13	第二振態功能績效點對應之變形及塑性鉸位置	5-46
圖 5.4-14	第三振態推動分析之容量譜	5-47
圖 5.4-15	第三振態功能績效點對應之變形及塑性鉸位置	5-47
圖 5.4-16	水平最大位移參考點	5-48
圖 6.2-1	等級一(Level 1)地震之設計流程	6- 3
圖 6.2-2	等級二(Level 2)地震下耐震強化設施之設計流程	6- 4
圖 6.2-3	棧橋之耐震性能檢核	6- 5
圖 6.3-1	重力式碼頭工址土壤可能液化狀態	6- 9
圖 6.3-2	TCU059 清水國小南北向實測地震歷時記錄	6-14
圖 6.3-3	碼頭相對於剛性地盤之速度	6-14
圖 6.3-4	碼頭相對於剛性地盤之位移	6-14
圖 6.3-5	板樁式碼頭工址填土可能液化狀態	6-17
圖 6.3-6	第一類地盤 0.23g Newmark-Hall 型彈性設計反應譜	6-28
圖 7.1-1	設計計算波高所使用之波壓分佈	7- 2

圖 7.1-2	波浪入射角之取法	7- 3
圖 7.1-3	最激烈碎波之平均波壓強度(陡坡坡面上之直立壁)	7- 7
圖 7.1-4	衝擊碎波力係數	7- 8
圖 7.2-1	垂直壁之 h_R 推算圖	7-13
圖 7.2-2	複合斷面與假設坡度	7-13
圖 7.2-3	坡面上之朔升高度	7-14
圖 7.2-4	由碎波點向陸地側堤防之朔升高度	7-14
圖 7.2-5	波浪入射角度與朔升高度之關係	7-15
圖 7.2-6	消波設施之波浪朔升高度之折減	7-16
圖 7.2-7	風對越波量水平分佈梯度之影響	7-18
圖 7.3-1	合成堤之標準斷面與符號	7-26
圖 7.3-2	防波堤之法線形狀或波向之影響	7-27
圖 7.8-1	拋石之滑動抵抗面	7-42
圖 7.8-2	方塊之滑動抵抗面	7-42
圖 7.8-3	補強體之滑動抵抗面	7-43

表 目 錄

表 3.1-1	SEAOC Vision 2000 地震等級分類表	3- 2
表 3.1-2	SEAOC Vision 2000 建議的結構損害程度	3- 2
表 3.1-3	結構設計目標	3- 3
表 3.1-4	Vision 2000 與 UBC 之比較	3- 4
表 3.2-1	港灣設施耐震性設計時考慮之地震規模	3- 5
表 3.2-2	由使用上之觀點來看碼頭變形量之指針	3- 6
表 3.2-3	由功能上之觀點來看碼頭變形量之上限	3- 6
表 3.2-4	耐震功能設計時容許受損程度	3- 7
表 4.3-1	重力式碼頭功能性可接受標準值(一).....	4-14
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	版樁式碼頭功能性可接受標準值(一).....	4-17
表 4.3-4	版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	台中港 1 號碼頭之功能性目標	4-31
表 5.2-1	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 與最大水平譜加速度係數 S_S^M 與 S_1^M	5-12
表 5.2-2(a)	短週期結構之工址放大係數 F_a	5-23
表 5.2-2(b)	長週期結構之工址放大係數 F_v	5-24
表 5.2-3(a)	工址之設計水平加速度反應譜係數 S_{aD}	5-24

表 5.2-3(b) 工址之設計水平加速度反應譜係數 S_{aD}	5-24
表 5.2-4 各港區彈性設計反應譜比較	5-25
表 5.2-5 WJE 之等效阻尼係數與結構韌性比之關係	5-31
表 5.4-1 上部結構材料與斷面尺寸	5-38
表 5.4-2 基樁材料與斷面尺寸	5-39
表 5.4-3 各振態下節點 E160 之水平位移量	5-49
表 5.4-4 各振態下節點 D156 之水平位移量	5-49
表 6.3-1 各類設計方法之應用時機[INA 2001].....	6- 6
表 6.3-2 非液化工址重力式碼頭變位與安全係數之相關性	6- 8
表 6.3-3 921 地震中台中港碼頭災損情形	6-11
表 6.3-4 非液化工址板樁式碼頭變位與安全係數之相關性	6-16
表 6.3-5 各振態對應 E160 之水平變位	6-29
表 6.3-6 各振態對應 D156 之水平變位	6-29
表 7.2-1 災害限界之越波量	7-17
表 7.2-2 堤後土地利用狀況與其容許越波量	7-17
表 7.2-3 堤後土地之重要度與其容許越波量($m^3 / m \cdot s$)	7-17
表 7.3-1 C.E.R.C.建議拋石之 K_D 值 (堤身部).....	7-24
表 7.6-1 基礎地盤之種類與設計常數(澆置場鑄混凝土)	7-33
表 7.7-1 安全係數	7-35
表 8.1-1 港灣構造物設計基準建議修訂項目一覽表	8- 1

第一章 前言

1.1 研究緣起

所謂構造物之功能設計，簡單而言，即設計時不僅考慮構造物之安全，更考慮其功能之發揮，其與現行設計法之不同在於設計時即應設定其在不同狀態時所應滿足的功能，同時在設計後應再去檢核其是否滿足所要求之功能；而與此相對應的現行設計法，如以港灣構造物之耐震設計法為例，構造物係依設計基準之震度所代表之地震，去檢討力之平衡，在能確保所要之安全率下決定構造物之尺寸，並未明確規定耐震功能目標(雖然構造物不移動也是耐震功能之一)，因此在設計震度或超過此震度之地震發生時，此構造物是否還具備原有之功能？亦或其功能還具有多少之可靠度？以目前之設計法是無法回答的。

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 年將其建築標準法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」將耐震功能設計導入基準中。

有鑑於美國與日本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，所以國內應該及早進行功能設計法之相關研究以提昇國內之耐震設計水準。

由於新舊日本基準在設計方法上之最大差異除了導入了功能性設計外，另一個重點為將港灣 R.C.構造物之設計方法由工作應力法改為強度設計法，因為我國現行港灣構造物設計基準為

翻修自日本舊基準，所以我國港灣 R.C.構造物之設計方法也還是以工作應力法設計(此可從基準第三篇材料中之鋼鐵材及混凝土容許應力之規定得到應證)，有鑒於現行建築技術規則已將 R.C.構造物改為強度設計法，考量基準的一致性及其配合未來功能性設計的研發，實有必要將現行港灣 R.C.構造物之設計方法由工作應力法改為強度設計法，所以本研究分三年進行，第一年重點著重在極限強度設計法應用於港灣構造物之探討，第二年及第三年才著手進行港灣構造物功能性設計法之研究。

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

本研究首先蒐集美日等國有關功能性設計法之相關研究文獻或基準，並詳加整理其有關於地震等級分類的訂定、功能性目標的訂定、設計與檢核方法等各方面之研究資料。接著藉由實際設計範例，選用能滿足構造物在耐震功能評估中達到一定解析能力要求的設計法，來進行港灣構造物功能性設計示範例，詳加介紹其進行步驟與細節，並探討比較與傳統耐震設計方法之異同點

與評估其適用性。

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（本研究之第二年）藉由合作研究方式與中興工程顧問公司及中興顧問社合作，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二年，主要研究重點著重在功能性設計分析方法之探討，其工作項目如下所示，其工作流程如圖 1.4.1 所示。

1. 功能性設計法概述
2. 國外相關設計法蒐集與探討
3. 功能性設計目標之探討
4. 能耐曲線與需求曲線之探討
5. 功能性設計分析方法之探討
6. 新舊日本港灣設計基準之比較
7. 日本新基準與設計實務有關之增訂內容探討
8. 今後研究課題

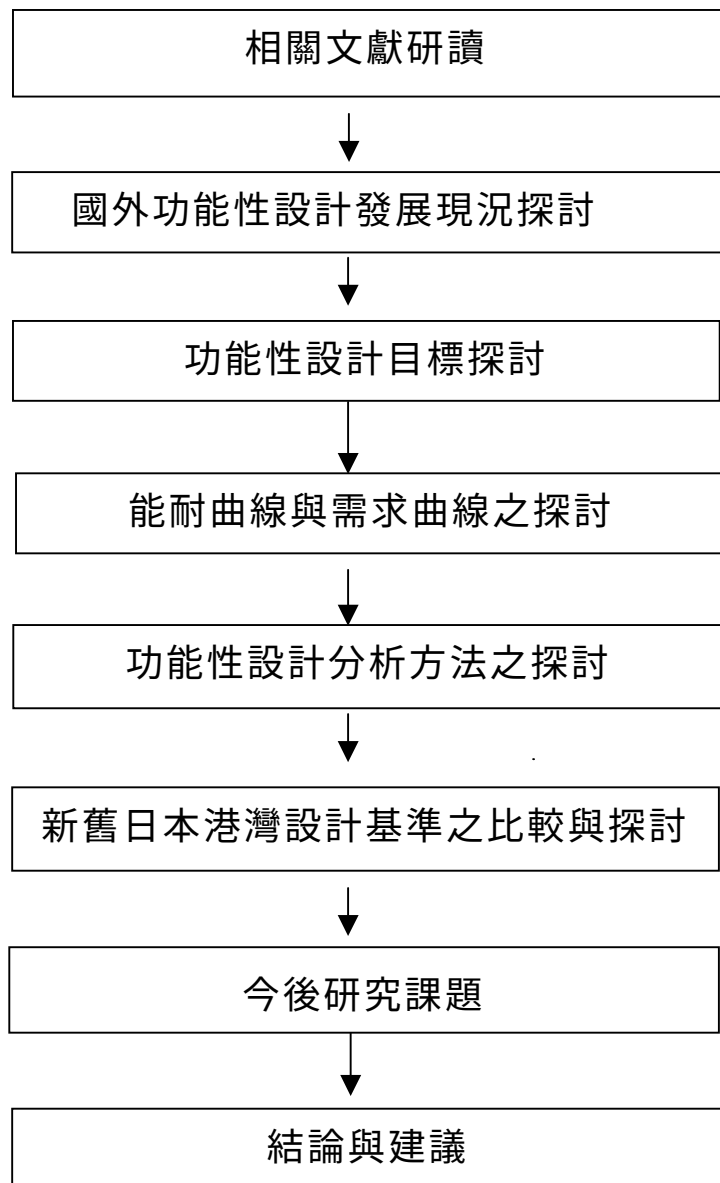


圖 1.4-1 研究流程圖

第二章 功能性耐震設計概述

由近十年發生的強震如 1994 年之美國加州北嶺地震、1995 年之日本阪神地震及 1999 年的台灣集集地震災損顯示，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（小至中度地震構造物無恙，大地震構造物不倒塌）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，其後續的維修也造成經濟上嚴重的損失。有鑑於此，美、日等國興起了以構造物使用功能為目標之耐震設計研究，該研究除重視人民生命安全外也重視構造物震後的災損程度，甚至考慮震後修復費用與時間。一般來說，一個構造物的全部成本包括初始興建成本及使用期間的修復成本，尤其現代構造物的規模日趨龐大，機能也越來越複雜，構造物的造價可能僅為全部成本的一小部份，一旦受地震的侵襲，內裝設備與維生管線等非結構元件的修復費用可能遠大於構造物的修復費用（如晶圓廠、博物館、醫院、研究室等）；而考慮功能性的耐震設計，就是希望能獲得最低成本，保障業主的最大經濟效益。因此，功能性的耐震設計必須是全面性的，不只是構造物的耐震設計，也應包括非結構元件的耐震設計，其重點在於構造物受地震力侵襲時的行為與震後的功能必須符合預期或初始設計要求；也就是能夠達到當初的設計目標，並符合構造物在地震力作用下所預期的損害程度[林裕淵，2000]。

2.1 功能性耐震設計與傳統設計法之比較

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、日本與台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。

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. 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。

2. 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。

3. 特定工址多等級地震力 vs. 單一地震力

地震力之等級與相對應之耐震設計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。

4. 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。

2.2 耐震功能性設計法之架構及主要內容

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 2.2-1)依順序包括三個階段：概念設計階段，具體設計階段與實施階段，流程中各步驟相關之主要內容如圖 2.2-2 所示。茲說明如下：

2.2.1 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，了解該工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)

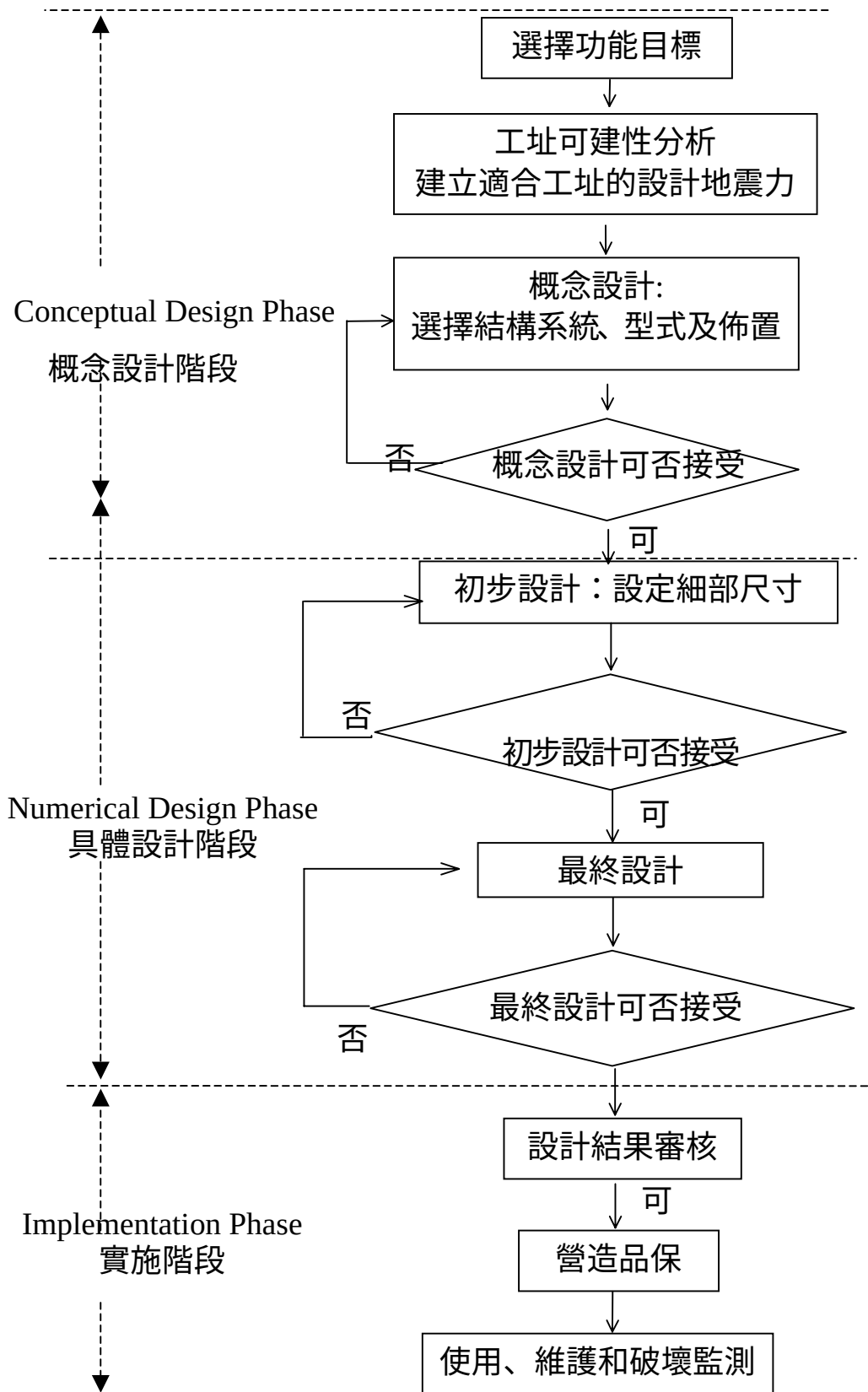


圖 2.2-1 功能性設計法之流程圖

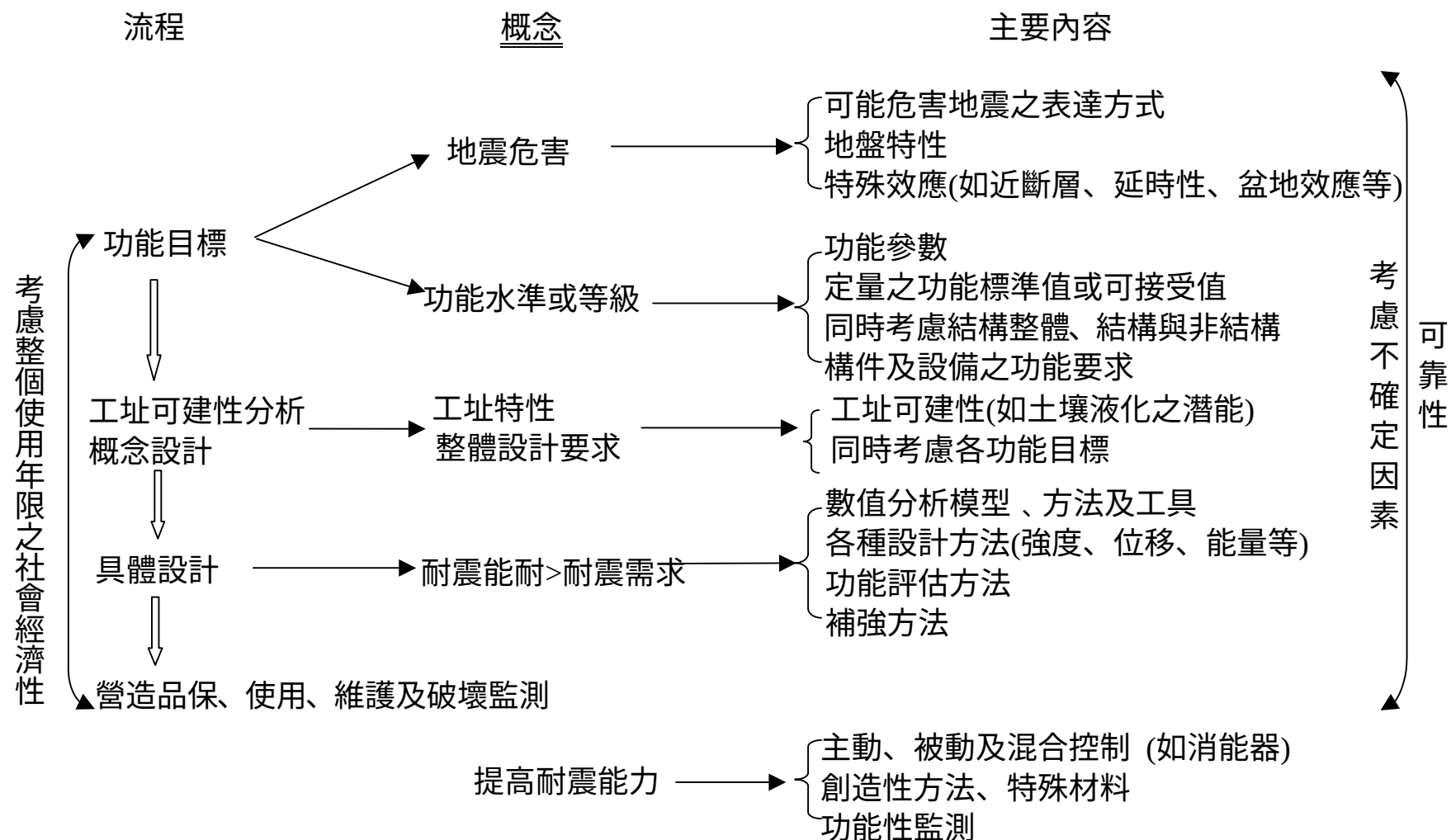


圖 2.2-2 功能性設計法(PBEE)之內容

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：

$$E_I = E_E + E_D = E_K + E_S + E_{H\zeta} + E_{H\mu} \quad (2.1)$$

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。

2.2.2 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，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。

2.2.3 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。

第三章 國內外功能性耐震設計現況概述

3.1 美國功能性設計法概述

自 1992 年起, 美國加州結構工程師協會 (SEAOC) 組成一個 Vision 2000 委員會, 試圖研擬發展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, 所以目前美國功能性設計還停留在觀念的建構, 並無具體的基準可供工程界依循。本小節將簡單概述美國加州結構工程師協會 (SEAOC) 有關功能性設計的相關觀念。

3.1.1 地震等級分類

SEAOC Vision 2000 委員會在功能性設計法中之地震等級分類是以迴歸期或超越機率來定義, 這與傳統的耐震設計的地震力大小訂定原理是相同的, 但不同的是傳統的耐震設計只針對單一地震來設計, 也就是以迴歸期 475 年的地震來設計構造物的尺寸, 而功能性設計法則是針對不同的地震大小來設定建築物的行為反應, 來滿足建築物的設計需求或業主需求。表 3.1-1 為 SEAOC Vision 2000 所設定的地震大小分類表, 由表顯示該委員會將地震分成經常性 (小震)、偶爾 (中震)、稀有 (強震) 及極稀有 (烈震) 四類, 其迴歸期分別為 43 年、73 年、475 年及 970 年, 其 50 年超越機率分別為 100 %、50 %、10 % 及 5 %, 由上述的說明可以瞭解到傳統的耐震設計地震力屬於功能性設計法中的稀有地震 (強震), 但未來的耐震設計除了必須考慮稀有地震的影響外, 尚需考慮在經常性 (小震)、偶爾 (中震) 及極稀有 (烈震) 地震力作用下的結構行為及構造物之功能。

3.1.2 結構損害等級

建築物在地震力作用下所造成的損害, 無論是結構元件或非結構

元件，其損害程度與地震力大小都有相當直接的關係，為了確保構造物在震後仍保有預期的功能，構造物的結構元件或非結構元件的損害程度均需受到一定的限制。SEAOC Vision 2000 將構造物的受損程度與功能性規定如表 3.1-2 所示，由表顯示，其等級共分成無害（照常使用）、小害（可使用）、中害（人命安全）、大害（接近崩塌）及結構體崩塌五級，另外也以構造物之層間變位角來量化不同等級的容許變位量。有了這些不同等級受損程度或功能定義，工程師就可依照建築物的重要性規定不同的受損程度來進行功能性的設計。

表 3.1-1 SEAOC Vision 2000 地震等級分類表

地震等級	迴歸期	50 年超越機率
經常性（小震）	43	100 %
偶爾（中震）	73	50 %
稀有（強震）	475	10 %
極稀有（烈震）	970	5 %

表 3.1-2 SEAOC Vision 2000 建議的結構損害程度

損害等級與結構功能性	說 明	層間變位角限制
無害：照常使用	結構體與設備毫無損害	0.2%
小害：可使用	結構體無損，重要設備物輕微受損但可立即修復	0.5%
中害：人命安全	結構體受損但仍相當安全，設備物損害需要較長時間才可修復	1.5%
大害：接近崩塌	結構體嚴重受損但不會倒塌，設備物與非結構體完全破壞	2.5%
結構體崩塌	結構體完全崩塌	>2.5%

3.1.3 功能性設計目標

在地震等級與結構損害等級決定後，工程師就可依照建築物不同重要性等級及不同地震下容許受損程度或應具備的功能來進行功能性的設計。SEAOC Vision 2000 將構造物的設計目標規定如表 3.1-3 所示，表中 A 級表示極重要的建築物，通常指儲存具有毒性、爆炸性等危險物品的建築物，B 級表示必須在震後仍能維持運作以提供震後救災避難場所之建築物，C 級表示一般建築物，NG 表示無法接受之結構行為。也就是說，美國功能性設計目標規定儲放危險品之建築物，在小震、中震及強震後都應能正常使用，只有在烈震發生時容許有些微的損害，但可迅速的修復；對震後需擔負起救災避難場所之建築物，則要求小震及中震後能正常使用，強震後僅些微受損可迅速的修復，而即使在烈震後也能確保人命的安全；對一般建築物則規定小震無損，中震些微受損，強震後確保人命安全，烈震後不倒。由上面的敘述我們可以瞭解到，功能性設計的規定比傳統的耐震設計規定較為嚴格。

表 3.1-3 結構設計目標

設計目標		結構損害程度			
		照常使用	可使用	人命安全	接近崩塌
地震大小	經常	C	NG	NG	NG
	偶爾	B	C	NG	NG
	稀有	A	B	C	NG
	極稀有	NG	A	B	C

3.1.4 Vision2000 與 UBC 之比較

Vision2000 與 UBC 之比較[許茂雄、鄭繁，民國 85 年 9 月]得知，如表 3.1-4 所示，在功能等級部份，UBC 並未明確定義，而 Vision2000 將其分成四級；在設計地震力部份，UBC 只有唯一的設計地震力，即以迴歸期 475 年為週期之地震力來設計，而 Vision2000 將地震力分成

四個等級來設計，值得一提的是最大設計地震力由傳統的 475 年迴歸期提昇至 970 年迴歸期的地震力；另外傳統之耐震設計以重要度係數 (I) 來表示構造物之重要性，一般構造物 $I=1.0$ ，重要構造物 $I=1.25$ 來設計，而 Vision 2000 則將構造物的重要等級分成一般、重要及極重要三級，配合不同的地震下容許受損程度或應具備的功能來進行功能性的設計。

表 3.1-4 Vision 2000 與 UBC 之比較

	UBC	Vision 2000
使用功能等級	未作明確定義	無害、小害、中害、大害
地震大小	475 年迴歸期	(1)43 年迴歸期，小震 (2)72 年迴歸期，中震 (3)475 年迴歸期，大震 (4)970 年迴歸期，烈震
構造物重要性	一般 ($I=1.0$) 重要/危險($I=1.25$)	一般、重要、極重要

3.2 日本港灣構造物功能性設計基準概述

日本在功能性設計的研究腳步比美國快，功能性設計相關規定也已增訂在新的基準中，本小節僅簡單介紹日本剛性碼頭構造物之功能性耐震設計相關規定，以供讀者瞭解日本港灣構造物功能性耐震設計的步驟與流程。

3.2.1 耐震設計目標

日本港灣構造物功能性耐震設計基準其地震規模之設定仍然是以迴歸期或超越機率來設定。該規範將港灣設施區分為所有港灣設施(但不包含依其他基準設計者)與耐震強化設施兩類來考量，而所謂耐震強化設施係指發生地震後，為確保緊急物資運送，以及維持社會經濟活

動等，將耐震性加以強化之耐震強化碼頭。依此理念，港灣設施之功能性耐震設計即為依設計時所考慮之地震規模與港灣設施之耐震功能來決定。而地震規模部份，日本將地震規模分為二等級，等級 1 地震為迴歸期 75 年之地震（使用年限 50 年中，遭遇之機率小於 50%），等級 2 地震為迴歸期 475 年之地震（使用年限 50 年中，遭遇之機率小於 10%）。至於地震等級與港灣設施之耐震功能間之關係可以表 3.2-1 來說明。

表 3.2-1 港灣設施耐震性設計時考慮之地震規模

地震規模	耐震設計所考量之地震	設 施	耐震功能設定
等級 1	再現期間 75 年之地震	所有的設施(除了其他之基準所規定的設施以外)	不損壞設施完整的功能
等級 2	再現期間數百年之地震, 地殼內地震或板塊邊界地震	耐震強化設施	保持所期待之功能

資料來源：『港灣設施技術上之基準，同解說』[日本港灣協會，1999]

1. 所有的港灣設施對於等級 1 之地震(設施使用期間發生機率較高之地震)，必須要能確保所要結構之安全，而且不損壞該設施完整之功能。
2. 耐震強化設施(特別重要的設施，其耐震功能加以強化者)，在等級 2 之地震發生時(在設施使用期間發生之機率雖很低，但具有很大強度之地震)，所產生之損害輕微，而且地震後能很快回復其功能者。事實上日本在發生神戶地震前之港灣建設即已有「耐震強化碼頭」，而此亦與目前所設定之等級 2 之地震概念相同，但若僅有碼頭之耐震強化，而岸肩、臨港道路等被破壞時，亦無法確保港灣功能，因此耐震強化設施為對整體之耐震性加以評估。

在此所謂「不損壞設施完整之功能」係指保持當初結構之安定性，而「保持所期待之功能」係指設施即使受損壞，但也是輕微，地震後能很快地回復功能。至於如何確保此功能，此可經由適當的地震動力分析求取設施之位移等加以確認。不過為方便計，基準在此將地震後暫時還可利用之變位量加以整理如表 3.2-2 及表 3.2-3 以供參考。

表 3.2-2 由使用上之觀點來看碼頭變形量之指針

	受災變形量：最大變位量或最大岸肩下陷量			
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
使用可能 限制使用	0 ~ 30 cm 30~100cm	0~20cm 20~50cm	0~30cm 30~50cm	0~20cm 20~30cm

資料來源：『港灣設施技術上之基準，同解說』[日本港灣協會，1999]

表 3.2-3 由功能上之觀點來看碼頭變形量之上限

構造物主體	岸肩整體沉陷量	20~30cm
	傾 斜	3~5°
	法 線 之 出 入	20~30cm
岸 肩	沉陷 岸肩上之落差	3~10cm
	岸肩與後線地落差	30~70cm
	傾斜 順坡段 3 ~ 5 %	日本逆坡 0%

資料來源：『港灣設施技術上之基準，同解說』[日本港灣協會，1999]

3.2.2 容許受損程度

構造物之耐震功能，隨所設定之地震等級，設定其所容許之受損程度。容許受損程度由構造物功能減低之影響與完全復舊之難易度（費

用、時間) 二個因素所決定。

所謂構造物之「功能減低之影響」為一廣義之用語，如作為海上運輸路線之功能降低之影響，對人命、財產之影響、危險品、有害物質之影響，作為震災復興據點之功能降低之影響等，同時亦含設施既有功能受災之影響；而構造物之完全復舊難易度，則依構造特性而異，例如重力式碼頭為由位移及傾覆角度，版樁式碼頭主要為由產生之應力狀態而定，所以容許受損程度，與構造物之功能與結構特性二者有關，若以定性之表現將受損程度以Ⅰ~Ⅲ級加以區分，可表示如表 3.2-4 所示。

表 3.2-4 耐震功能設計時容許受損程度

容許受損程度	與功能有關之受損程度 (緊急復舊之難易度)	與完全復舊有關之受損程度(完全復舊之難易度)
受損程度Ⅰ	不須進行緊急修復，只要以簡易之修復即能回復功能	無受害亦或輕微的受害
受損程度Ⅱ	短期間之緊急復舊，即可恢復功能	中程度之受損
受損程度Ⅲ	短期間內功能回復困難	雖有顯著受損，但未破壞

資料來源：『港灣設施技術上之基準，同解說』[日本港灣協會，1999]

3.2.3 耐震設計流程

圖 3.2-1 為所有港灣設施之設計流程，圖 3.2-2 為耐震強化設施之設計流程，無論為何種設計流程，首先均必須進行構造物之設計，在確定了各種尺寸後再進行液化檢討與對策，顯示重視港灣設施耐震設計之液化對策之重要性。

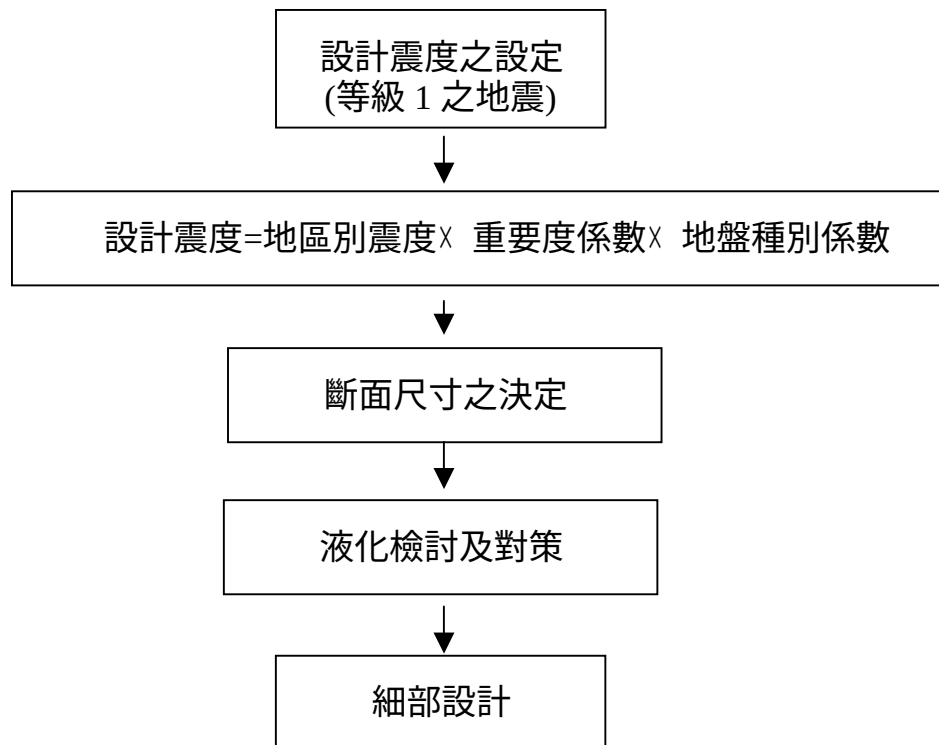


圖 3.2-1 等級 1 地震時港灣設施之設計流程

資料來源：『港灣設施技術上之基準，同解說』[日本港灣協會，1999]

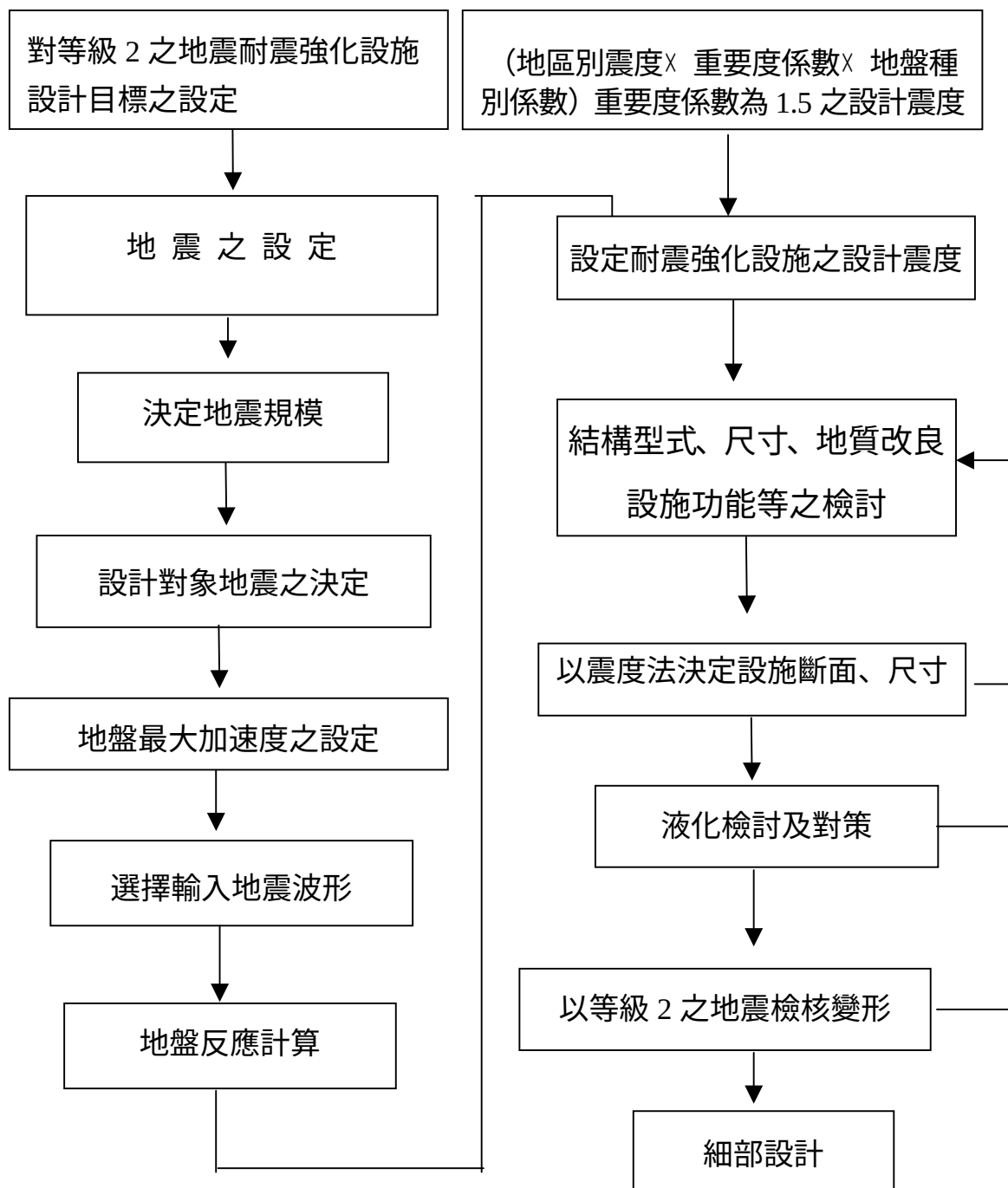


圖 3.2-2 等級 2 地震時耐震強化設施之設計流程

資料來源：『港灣設施技術上之基準，同解說』[日本港灣協會，1999]

3.3 國際航海協會

2001 年國際航海協會(International Navigation Association, 原名 Permanent International Association for Navigation Congresses) [INA 2001]頒布了第一本國際性之港灣構造物耐震設計準則, 該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, 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。該基準將評估結構耐震功能之分析方法由簡到繁分為簡便分析、簡便動力分析及動力分析三類, 針對不同構造物的設計階段、重要程度與地震反應下的動力特性建議合適的分析方法, 如本報告之表 6.3-1 所示, 詳細之介紹請參見本報告之 6.3 節, 此處不再贅述。

3.4 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，重新檢討台灣耐震規範，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『台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。國立台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，故有待工程界急起直追。

第四章 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

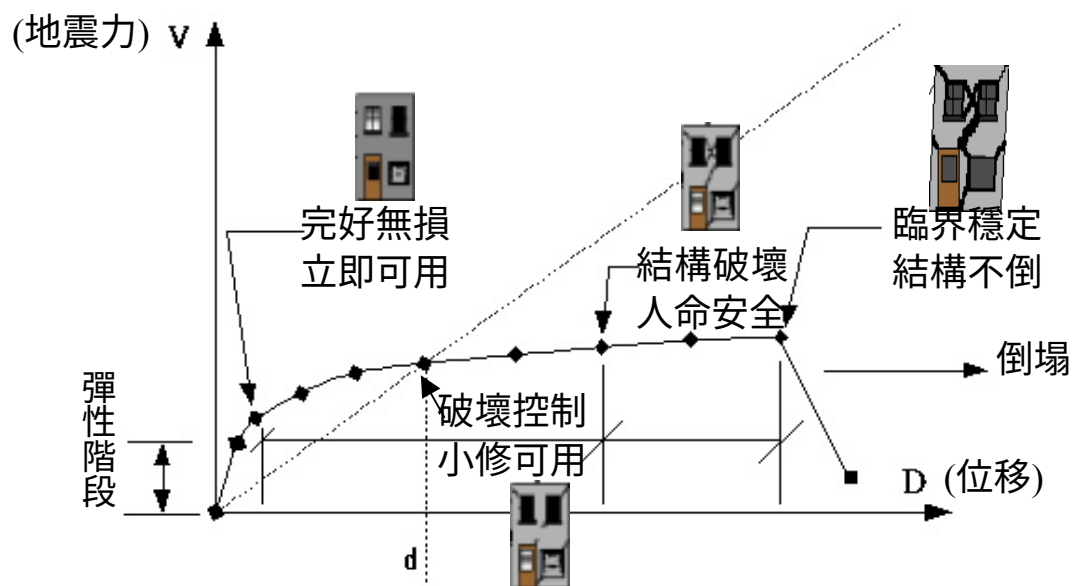


圖 4.1-1 建築物整個使用年限之耐震功能性

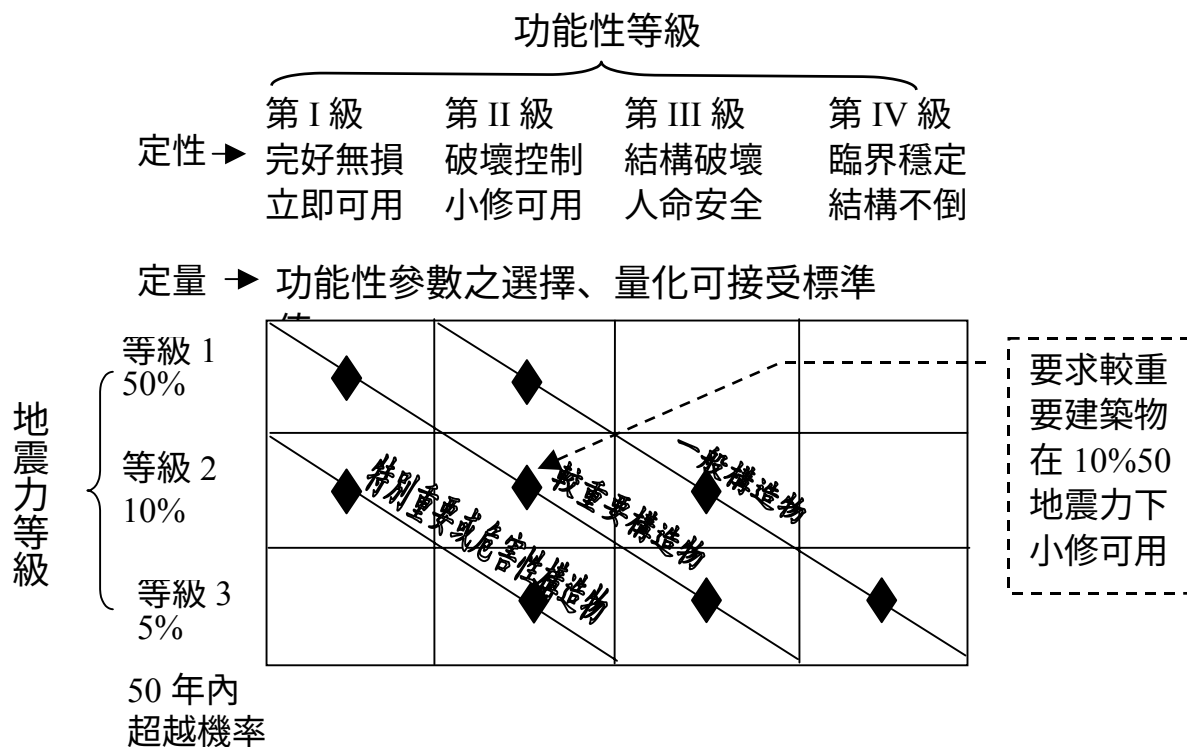


圖 4.1-2 建築物功能性目標之建立

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) $\leq$ 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 [SEAO 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]內政部建築研究所，『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]行政院交通部,『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 $\times$ 自重」或「設計震度 $\times$ (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 $\times$ 地盤分類係數 $\times$ 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(參見第 5.2 節)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(參見第 5.2 節)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[蕭江碧等 2000]與橋梁[羅俊雄等 2001b]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[INA 2001]，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[INA 2001]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[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 4.3-2)，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]。

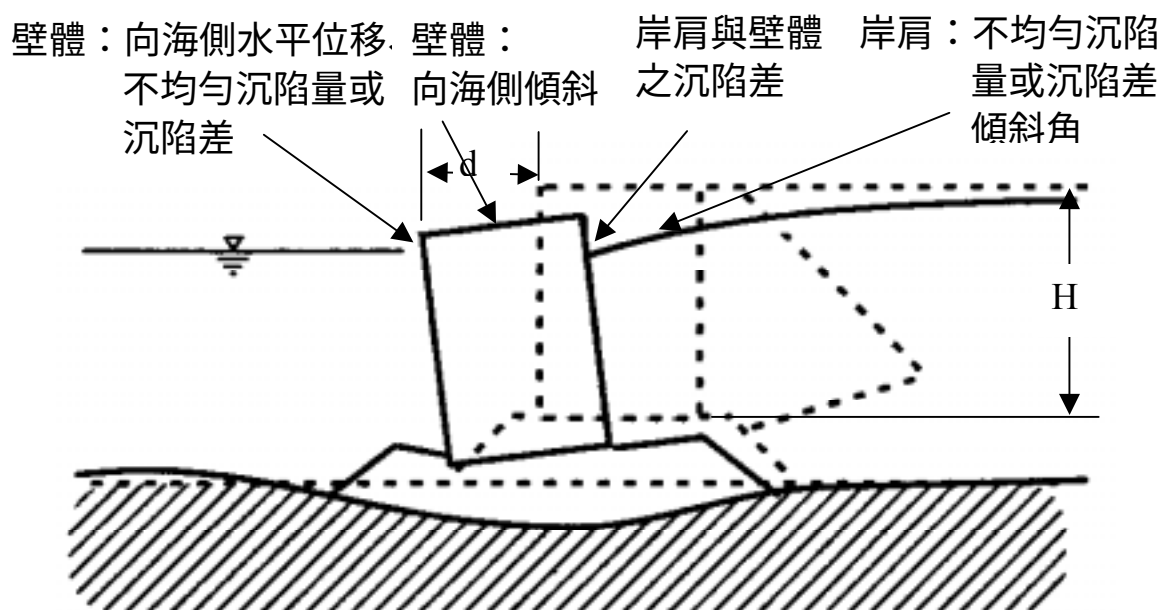


表 4.3-1 重力式碼頭功能性可接受標準值(一)

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 $d < 30\text{cm}$	1.5%~5%	5%~10%	>10%
	向海側傾斜角	<3°	3°~5°	5°~8°	>8°
岸肩 (Apron)	不均勻沉陷量	3cm~10cm	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。

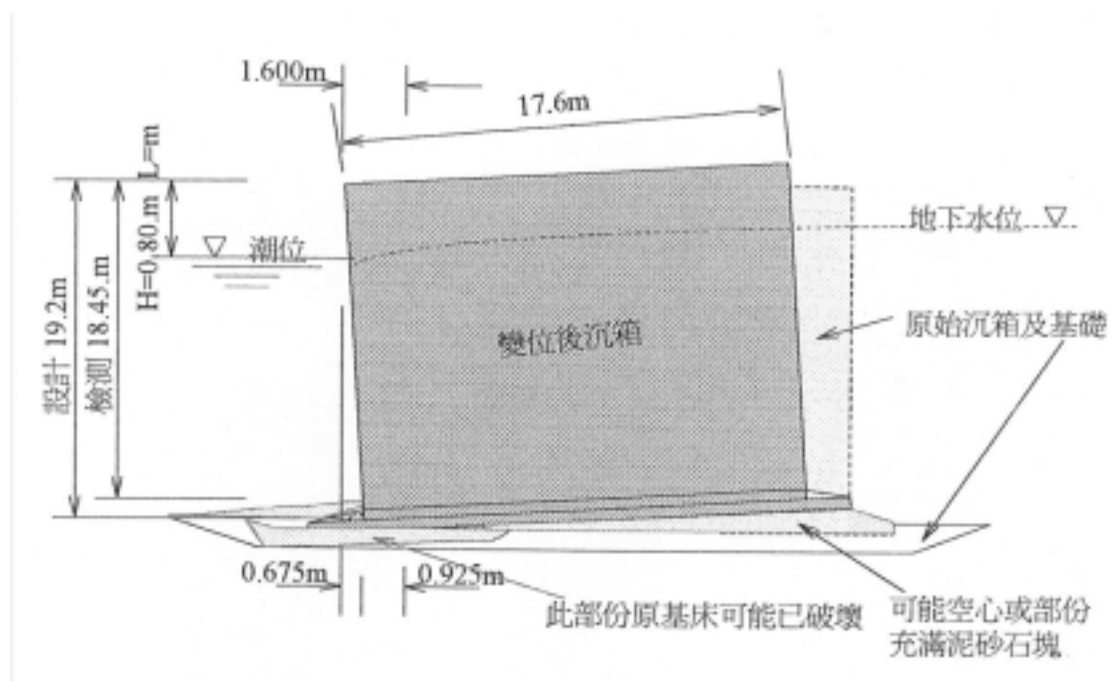


圖 4.3-2 沉箱可能變位示意圖

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。

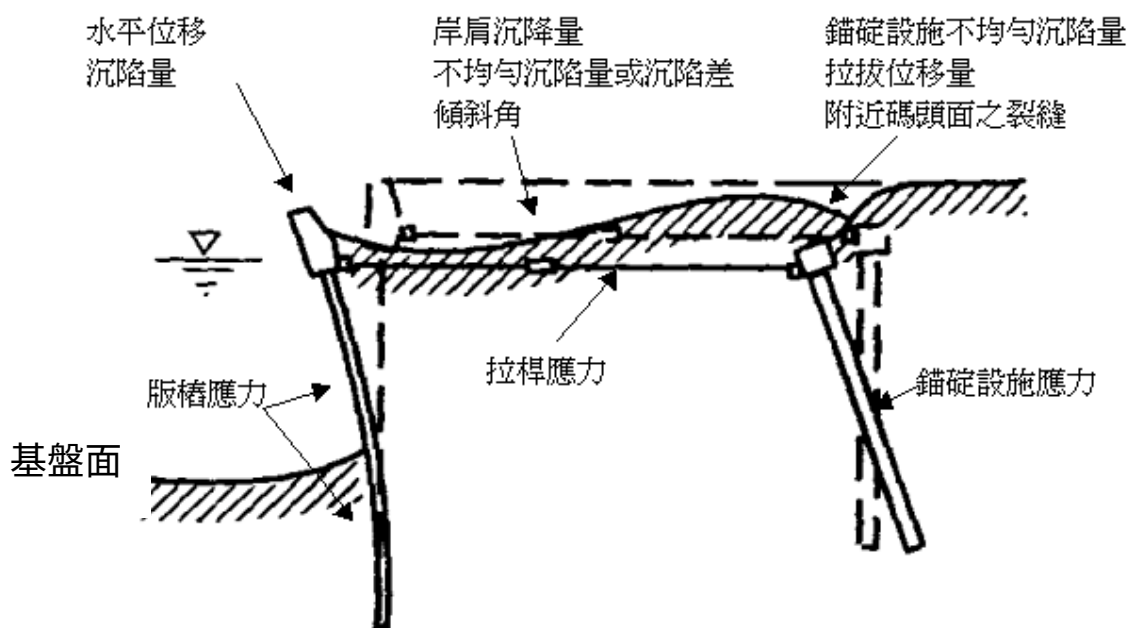


圖 4.3-3 板樁式碼頭之功能性參數

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 ↓

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]

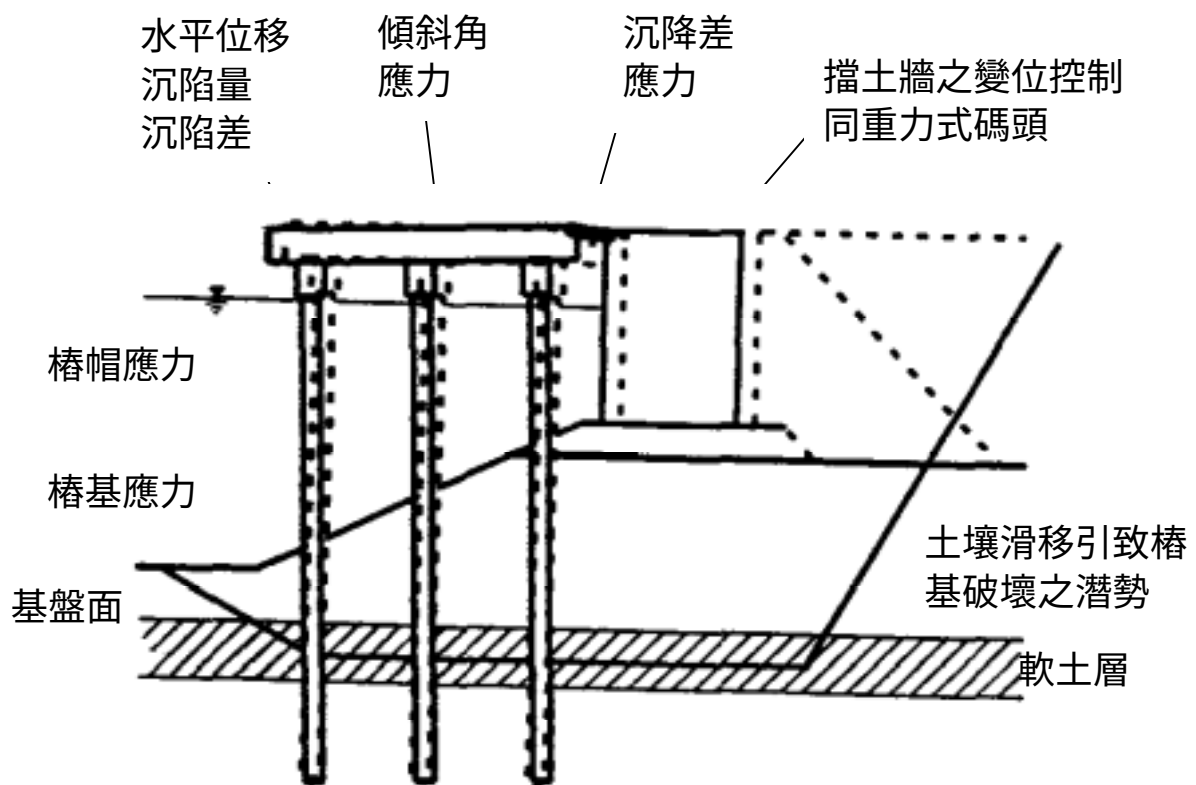


圖 4.3-4 棧橋式碼頭之功能性參數

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 $R_d = 1 + \frac{R-1}{1.5}$ (參見第 5.2 節)。

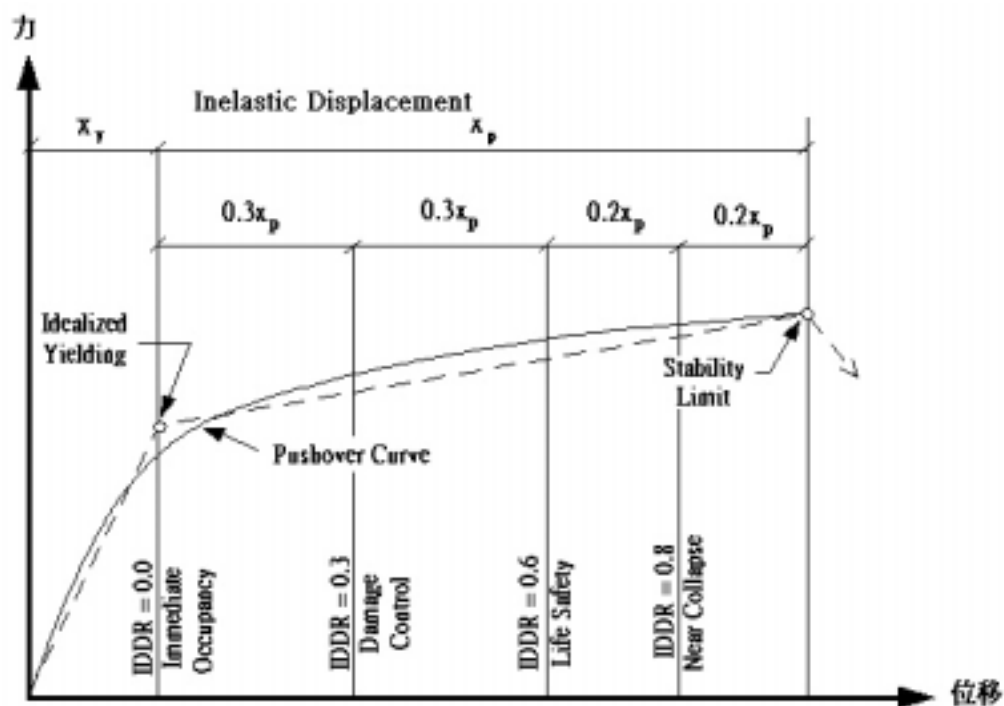


圖 4.3-5 以塑性位移需求比 IDR 表達結構整體功能性

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_d)=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 $f'_{cc} = \left(1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_c} - \frac{2 f'_l}{f'_c}} \right) f'_c$ ，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 能耐曲線與需求曲線之探討

5.1 容量譜法簡介

根據第四章之說明，要確保構造物在不同等級地震危害下所預期之功能性目標，功能設計法經由數值分析計算表達功能性目標參數值，以該值不超過功能性目標標準值表示滿足功能性目標，為此，要求數值分析方法能較準確地反應結構之變形行為，暗示根據構造物不同之結構型式及功能目標之高低選用不同的分析工具，原則上，功能目標越高，對應之分析工具就可能越複雜。功能性設計法不僅考量構造物之強度，同時還考量其變形，特別是非剛性結構可能發生之塑性變形，對較重要之構造物，若允許其在大地震中發生塑性變形，採用一般較簡便之線彈性靜力分析方法，無法反應其降伏後之行為，基於此種分析之設計結果較難達到預期之耐震要求，所以，需要採用非線性之分析方法，由於非線性動態歷時分析法之複雜與耗時，目前，對於無較大不規則性之結構，均以非線性靜力分析法來分析結構，因此，應用非線性靜力分析法計算設計地震力作用下之功能性參數值，是功能設計法之重要環節。

在以“位移”作為結構功能性參數之位移法中，主要工作為應用非線性靜力分析法評估既有結構物或檢核初步設計之結構物在設計地震力下之塑性位移(註：此處之結構物為在地震力作用下允許發生塑性變形之結構)，在相關建築物之既有文獻中，可採用位移係數法[FEMA-273 1997]或容量譜法[ATC-40 1996]，前者基於單自由度系統在設計地震力下之彈性位移，再考量多自由度、結構塑性行為、遲滯行為與 P- Δ 效應等以各自對應之係數加以修正，這些修正係數經由對各種規模建築物之分析結果之統計分析得到；後者所謂之容量譜法(Capacity-Spectrum Method)，假設構造物之耐震能耐與地震力下之耐震需求相對獨立，需求曲線以設計地震力下之反應譜($S_a \sim S_d$ 型或 A~D 型)表示(如圖 5.1-1 與圖 5.1-2) (註：傳統之強度設計法係採用彈性擬加

速度反應譜($S_a \sim T$ 型)，而功能設計法同時考量強度與變形，因此，以擬加速度~位移反應譜($S_a \sim S_d$ 型或 $A \sim D$ 型)表示構造物之地震反應需求更為恰當，如圖 5.1-2 所示 $A \sim D$ 型反應譜上各點與座標原點之連線對應結構週期 T_i ，並且考量結構之塑性以一定方式(參見第 5.2.2 節)進行折減；耐震能耐由非線性靜力分析方法所建立之「強度~變形(位移)」曲線表示(如圖 5.1-3)，根據能量相等之原理雙線性化(圖 5.1-3)以近似模擬單自由度系統，再由質量與振態轉換率轉換為 $S_a \sim S_d$ 型，且與需求曲線表示在同一座標係下，能耐曲線與需求曲線之交點表示構造物在該地震危害下之耐震功能(績效)點(Performance Point) (圖 5.1-4)，反映結構物在設計地震力作用下之耐震行為，通常，由於該交點在容量曲線上所反映之結構韌性，與需求曲線表達之結構韌性之間的差異，最終之性能點將由迭代[ATC-40 1996]得到(圖 5.1-5)。採用此法計算結構物在特定地震歷時作用下之位移量，通常需要採用圖解，若在規範所定之設計反應譜所表達之地震力作用下，以這種圖解[Fajfar 1999]或迭代[AC-40 1996]之方式求取結構在設計地震力下之耐震反應並非必要，應用塑性反應譜取代等效彈性反應譜之數值型非迭代法[Chopra and Goel 1999]更受到推崇，薛強[2001]也提出一可同時適用於彈性設計反應譜與塑性設計反應譜之通用型非迭代數值計算法，並以其逆過程發展另一可行之直接位移設計法。

無論是要評估既有構造物在設計地震危害下之耐震能耐，還是要設計新建構造物以滿足預期之耐震目標，確定功能點是關鍵，本章將探討容量譜法評估棧橋式碼頭在設計地震力作用下之功能點之兩個部分，即能耐曲線(或稱為容量曲線)與需求曲線。

5.2 需求曲線

評估結構物在設計地震力作用下功能點之容量譜法，以非線性靜力推動分析所得結果作為容量曲線，以反應譜表示需求曲線，本節將介紹耐震設計規範有關靜力分析法中，設計反應譜之訂定及其應用，以及反應譜之類型。

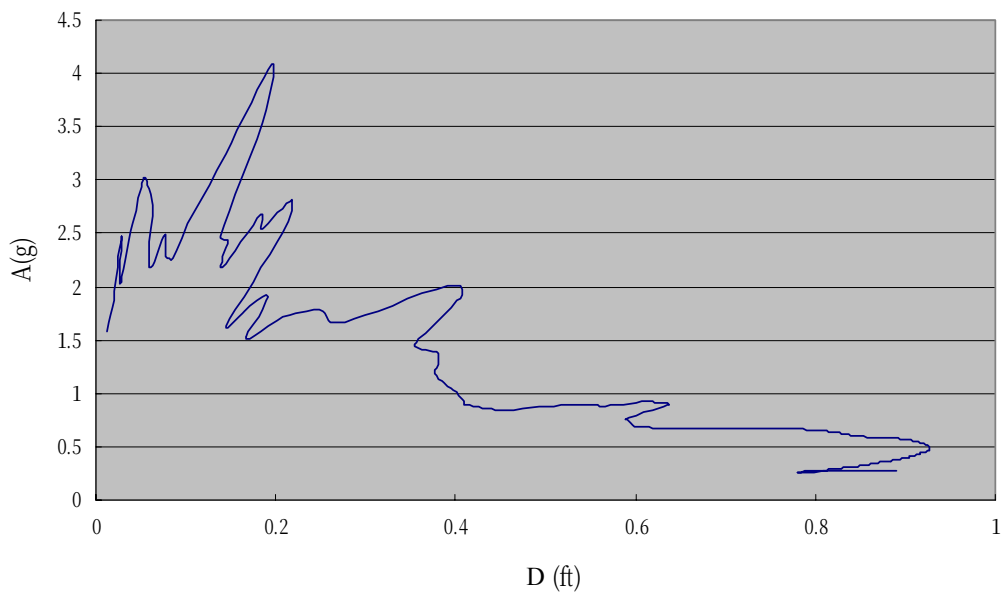


圖 5.1-1 A~D 型彈性反應譜(921 地震 TCU129EW、2%阻尼)

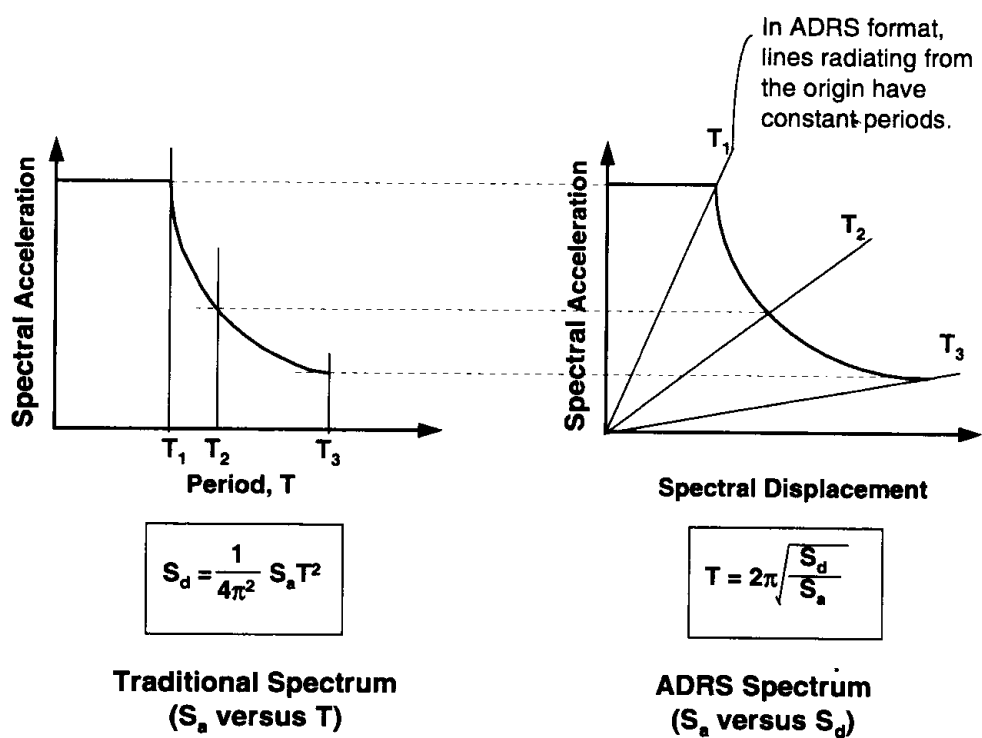


圖 5.1-2 A~D 型彈性設計反應譜需求曲線

資料來源：[ATC-40 1996]

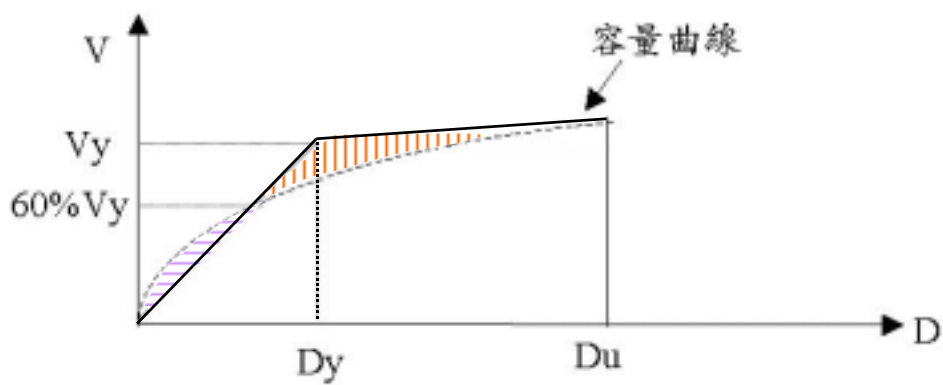


圖 5.1-3 能耐(容量)曲線等能量雙線性化

資料來源：[FEMA-273 1997]

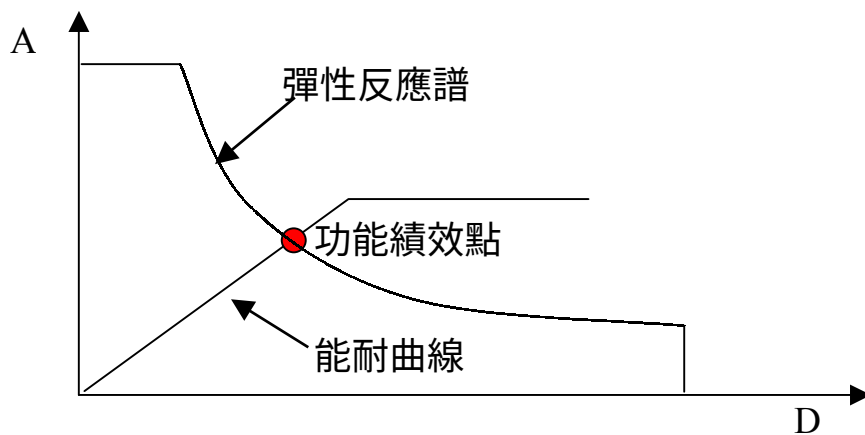


圖 5.1-4 容量譜中功能點在能耐曲線之彈性段

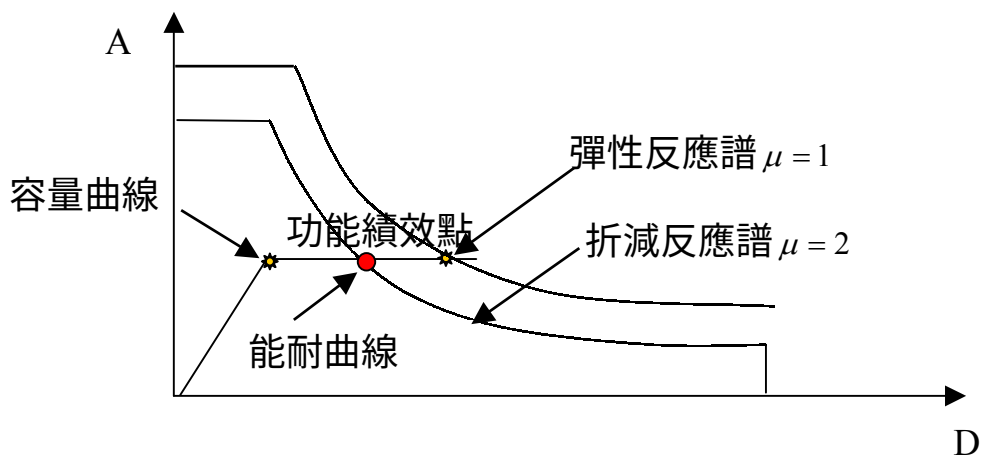


圖 5.1-5 容量譜中功能點在能耐曲線之塑性段

5.2.1 國內耐震設計反應譜及其應用

現行耐震設計規範參考建築物與橋樑之耐震設計規範應用正規化彈性設計反應譜(譜加速度係數 C)求取地震力之方法，基於彈塑性模型，將設計地震力(水平加速度係數 Z)施加於彈性結構之作用力($V_e = ZCW$)，根據 Newmark-Hall[1982]對於短週期與長週期結構物之等能量與等位移原理進行折減後(折減係數為 F_u ， $V_u = V_e / F_u$)，再考量結構之重要性以係數 I 加以調整，作為韌性結構物之極限承載力(V_u)，最後，綜合考量設計結構實際強度之變異性(overstrength factor 1.2，921 集集地震以後再增加起始降伏放大係數 α_y)計算設計強度 V_d ，再採用彈性分析進行設計。圖 5.2-1 中， $V_u = IV_e / F_u = IS_{ad}W / F_u = ZICW / F_u$ ，其中， $S_{ad} = ZC(g)$ 為工址在設計地震下彈性反應譜之(擬)譜加速度值， W 為重量，反應譜折減係數 F_u 針對各類地盤，以圖 5.2-1 所示原理(應用等能量與等位移原理之短、長週期以外，採用內插)，根據結構在設計地震力下之容許韌性比 R_q 與基本週期 T 得到，容許韌性比 R_q 因考量在 475 年回歸期設計地震力下之塑性變形不至用盡結構之韌性容量 R ，而設定的安全餘裕，對於棧橋式碼頭，允許非彈性位移達極限值之 $2/3$ ，即 $R_q = 1 + \frac{R-1}{1.5}$ ，韌性係數 $R = \frac{R^*}{1.2}$ ， R^* 為結構特性係數，對於一般棧橋式碼頭，配合韌性設計適當控制塑性鉸出現的位置並設置圍束箍筋， R^* 可取為 3.0，即： $R=2.5$ ；同時，考量結構物之重要程度，以 0.5、1.0、1.2 與 1.5 不等之“重要度係數” I 來反應相映不同等級之耐震功能性，再考量可能之靜不定度，在外力調升至 1.2 倍 V_y 後才達到 V_u (圖 5.2-2)，921 集集地震以前未考量起始降伏放大係數 α_y ，最後以 $V_d = V_y = \frac{ZCWI}{1.2F_u}$ 計算設計地震力，為避免由此公式計算之短週期結構物之設計地震力過大所導致的設計困難，考量該類結構物與土壤的互制作用後阻尼比較高，以 $\frac{C}{F_u} \leq 1.1$ 加以限制。

921 集集地震以前，台灣地區震區劃分為地震一甲區、地震一乙

區、地震第二區與地震第三區(圖 5.2-3)，分別對應水平加速度係數 $Z=0.33$ 、 0.28 、 0.23 與 0.18 ，彈性設計反應譜之譜加速度值如圖 5.2-4 所示。921 集集地震後，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』[1999]根據集集地震中所收錄之強地動資料，進行地震危害度與近斷層地震力需求之研究分析，由分析結果繪製 475 年回歸期之 PGA 等震度圖，建議將震區劃分修改為甲、乙兩區(圖 5.2-5)，分別對應水平加速度係數 $Z=0.33$ 、 0.23 ，反應譜也做了適當調整(圖 5.2-6)，建築物與公路橋梁耐震設計規範還特別對台北盆地正規化彈性設計反應譜在短週期段之譜加速度係數也由 2.0 提高到 2.5，並且，針對近斷層區域，建議設計反應譜(圖 5.2-7)，而碼頭結構物之設計強度也比照建築物與橋梁設計規範，考量不論是採用工作應力法或極限強度設計法，設計地震力需放大 α_y 倍後，結構才出現初始降伏(圖 5.2-2)，最後以 $V_d = V_y / \alpha_y = \frac{ZCWI}{1.2\alpha_y F_u}$ 計算設計地震力。有關 α_y 值之取用，規範規定 RC 結構採強度設計法時可取 1.0，然賴瑞應等[2001]之研究比較建築物與公路橋梁設計規範後，認為設計強度可能相對過高，建議檢討該值再加以修訂。

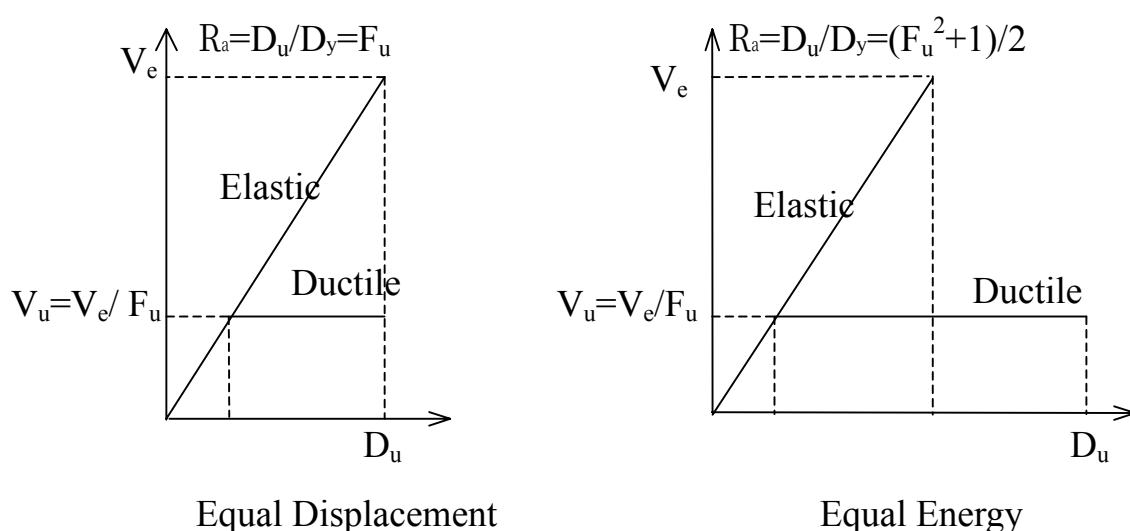


圖 5.2-1 等能量與等位移原理

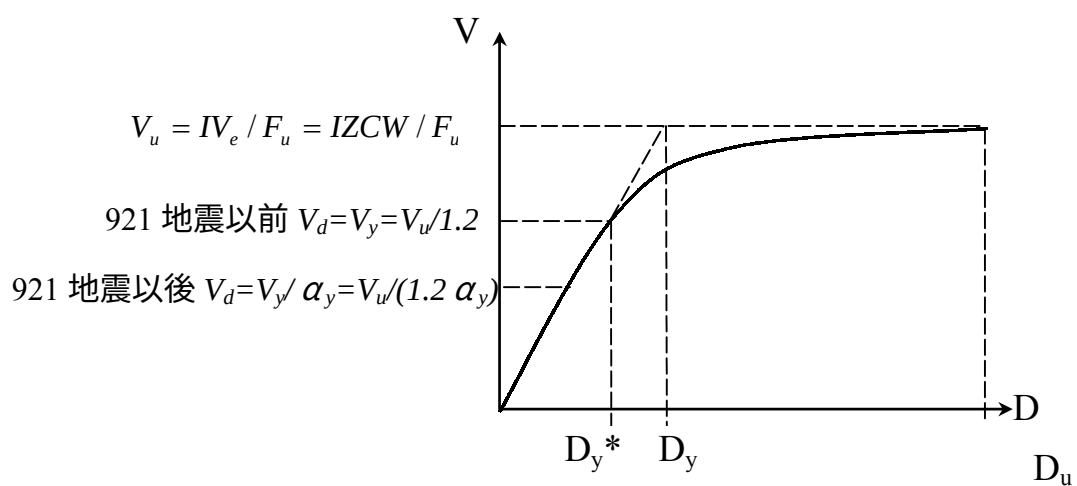


圖 5.2-2 設計地震力施加於結構之等效側向力

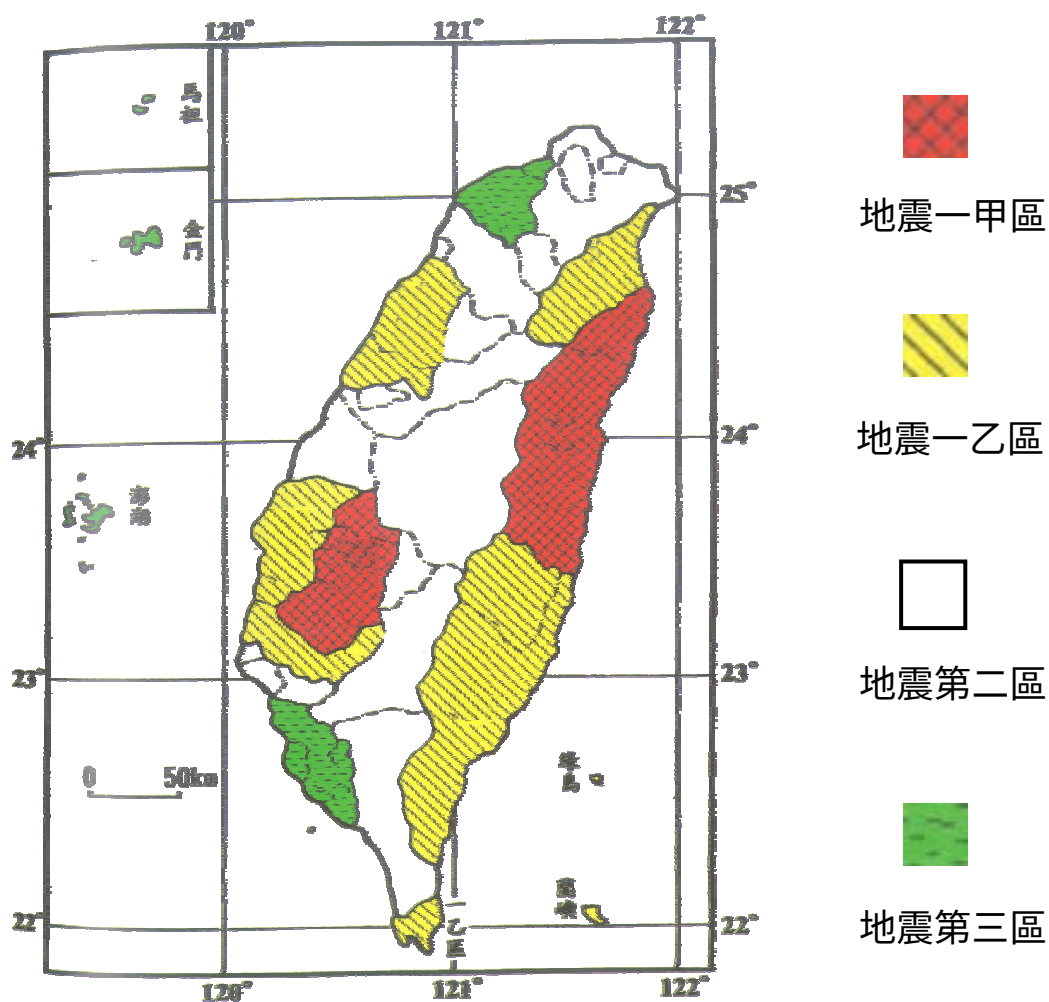


圖 5.2-3 921 集集地震以前台灣地區震區劃分圖

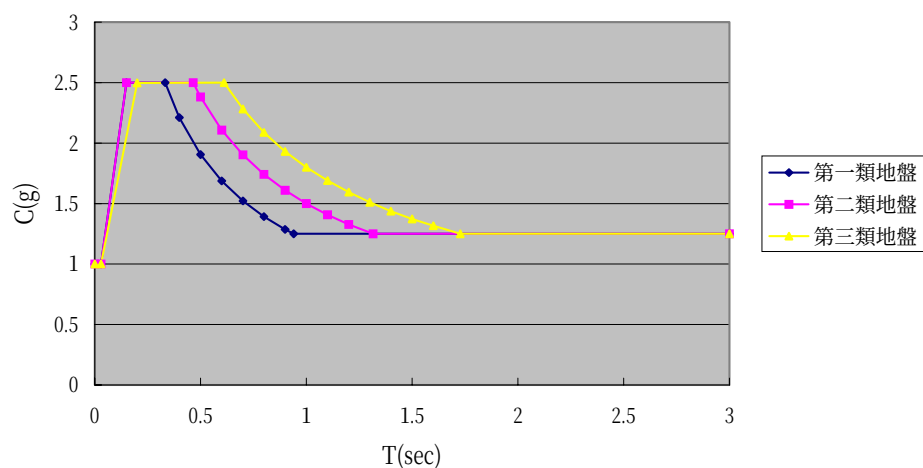


圖 5.2-4 921 集集地震前各類地盤正規化彈性設計反應譜

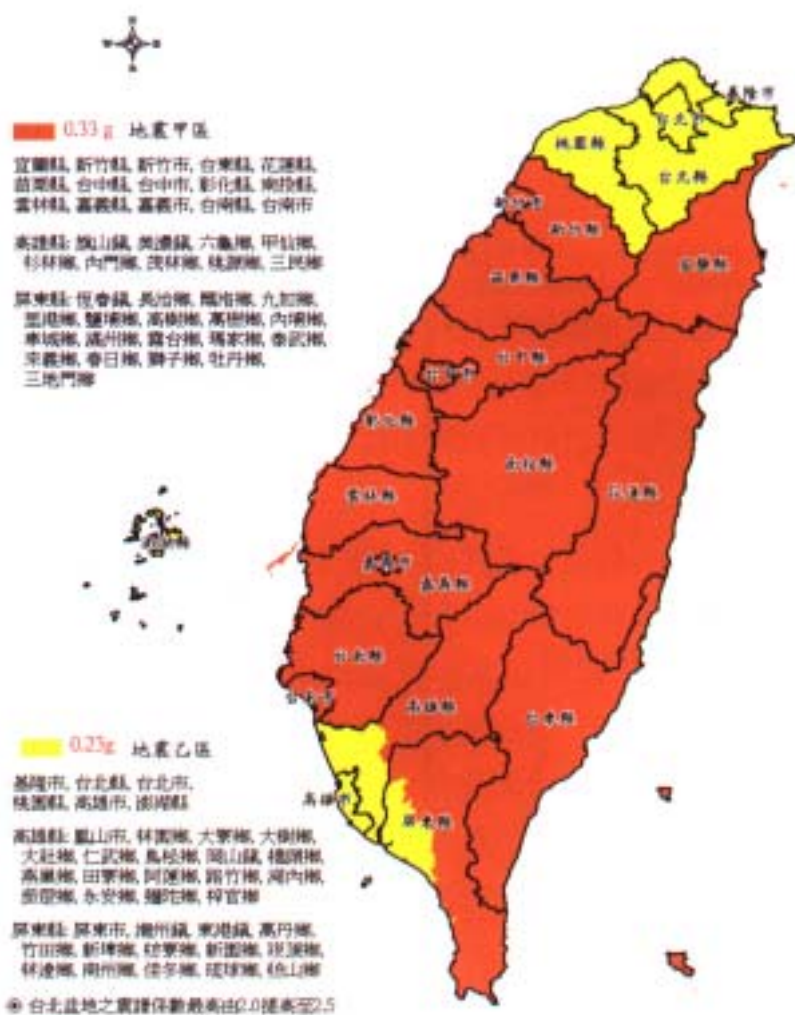


圖 5.2-5 921 集集地震以後台灣地區震區劃分圖

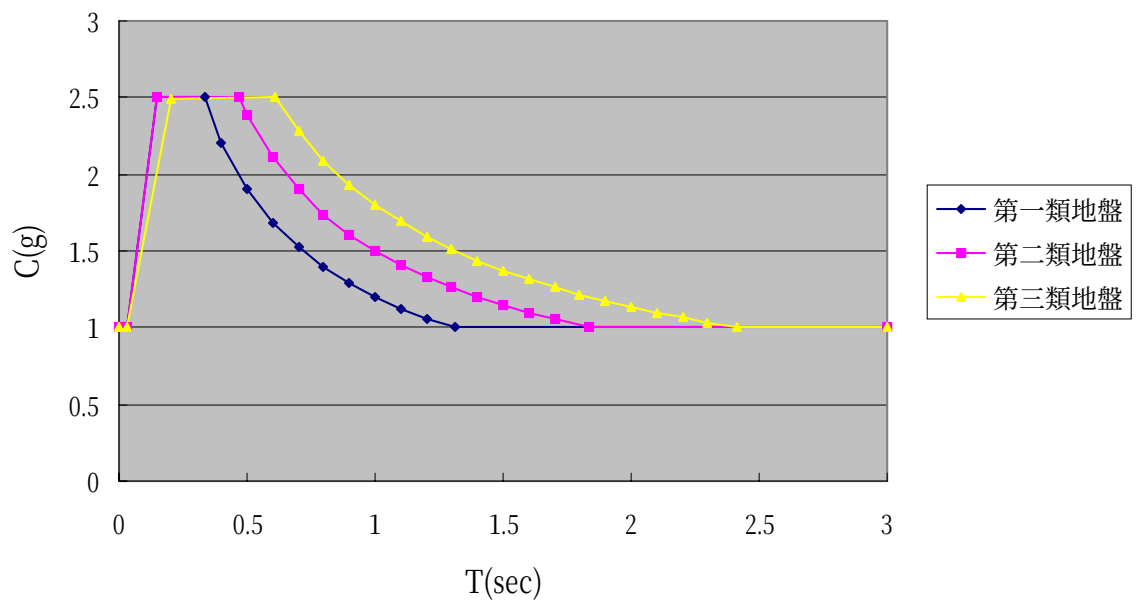


圖 5.2-6 921 集集地震後各類地盤正規化彈性設計反應譜

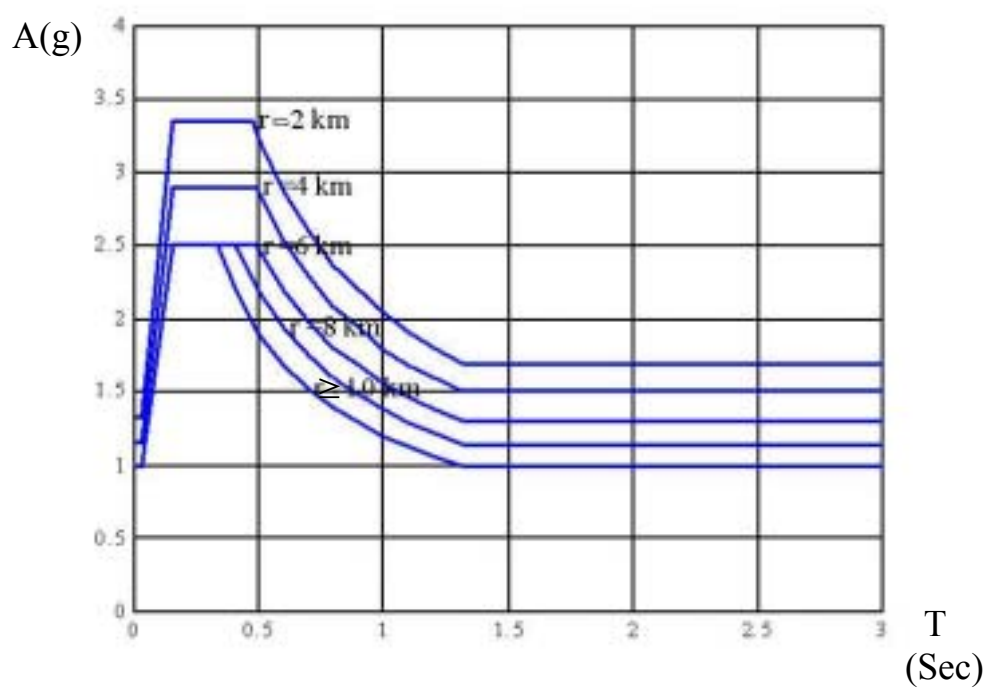


圖 5.2-7 地震甲區第一類地盤近斷層區域設計反應譜

內政部與交通部除了發函修正上述內容以外[蔡益超 2002、交通部運輸研究所 2002]，因應美國、日本等國著手進行之功能性設計法之研究，同步進行現行規範之檢討，目前，針對功能性設計法考量不同工址之特別設計地震力，擬修訂之建築物耐震設計規範草案[蕭江碧等 2000]，著重地震危害度分析，將台灣地區劃分為各微分震區，包括近斷層區域之效應，並將前述 Z 與 C 兩參數加以合併，直接給 s_{aD} ；擬修訂之公路橋梁耐震設計規範草案[羅俊雄等 2001]，也以類似方法計算之，但該兩規範草案之設計水平譜加速度係數 s_s^D 與 s_1^D 以及工址放大係數 F_a 與 F_v (各係數之詳細說明參見下文)不盡相同，由於目前擬修訂草案尚未定稿，各係數仍在調整之中，本報告在此，主要介紹計算原理或方法，具體數值及相關圖形與表格僅以所參考之文獻為限，須待修訂規範正式頒佈以後進行調整。

因國內目前對棧橋式碼頭之耐震設計規範以公路橋梁耐震設計規範為藍本，以下主要以公路橋梁耐震設計規範草案為主，簡介擬修訂之耐震設計規範草案中，計算 475 年回歸期設計地震水平加速度反應譜係數 s_{aD} 之方法。

該方法基本原理在於應用 Newmark-Hall[1982]型設計反應譜，在短週期為定譜加速度之平台，在較長週期之定譜速度區隨 $\frac{1}{T}$ 遞減之型態，而首先確定定譜加速度區(短週期)與定速度區(對應週期 1 秒)之水平加速度係數(s_s 與 s_1)，再以該二值定出 Newmark-Hall 型設計反應譜。擬修訂建築物與公路橋梁耐震設計規範除了一般考量 475 年回歸期之設計地震力以外(上標 D 或下標 D 標示)，對於近斷層區域或建築物之隔震系統還需考量約 2500 年回歸期之最大設計地震力(上標 M 或下標 M 標示)，以下說明中，主要針對 475 年回歸期之設計地震力，相關表中若出現最大設計地震力相關參數值，僅為參考用。

擬修訂規範本島劃分為各微分震區，各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 分別代表工址所屬震區於設計地震作用時，短週期結構與一秒週期結構之 5%阻尼譜加速度與重力加速度 g

之比值。除台北盆地外，一般地區之震區設計水平譜加速度係數 S_S^D 與 S_1^D 如表 5.2-1 所示；而近斷層區域，以該近斷層影響範圍內震區 S_S^D 與 S_1^D 之下限 (S_{SB}^D 與 S_{1B}^D ，在此不詳述)，分別乘以近斷層修正因子 N_A 與 N_V (在此不詳述) 計算，且不得小於表 5.2-1 相應之震區值；台北盆地水平譜加速度係數在此不詳述。

各震區內之工址，根據地盤特性(第一~第三類地盤)，以工址放大係數 F_a 與 F_v ，分別對短週期與 1 秒之震區設計水平譜加速度係數修正後，得到工址短週期與一秒週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與 S_{D1} ：

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_a S_S^D \\ S_{D1} &= F_v S_1^D \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (5-1)$$

除了受地盤種類影響以外， F_a 隨 S_S^D 改變；而 F_v 隨 S_1^D 而改變，可分別由表 5.2-2(a)與 5.2-2(b)內插得工址放大係數 F_a 與 F_v 。

工址短週期與一秒週期設計水平譜加速度係數(S_{DS} 與 S_{D1})確定以後，工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD} ，針對建築物與橋梁分別由表 5.2-3 之(a)與(b)確定；表中 S_{aD} 隨結構物振動基本振動週期 T 、 S_{DS} 與 S_{D1} 而改變，短週期與中、長週期的分界 T_0^D 滿足

$$T_0^D = \left(\frac{S_{D1}}{S_{DS}} \right)^{1.5} \quad \text{對建築物 [蕭江碧等 2000]} \quad \dots\dots\dots (5-2a)$$

$$T_0^D = \left(\frac{S_{D1}}{S_{DS}} \right) \quad \text{對橋梁結構 [羅俊雄等 2001]} \quad \dots\dots\dots (5-2b)$$

工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD} 之確定，橋梁結構完全比照 Newmark-Hall 型彈性設計反應譜在定速度區隨 $1/T$ 遞減之型態，而建築物仍然如既有規範，為了避免在定速度區下降太快，而調整隨 $(1/T)^{2/3}$ 遞減之型態，羅俊雄等[2002]文中指出：設計反應譜於中、長週期隨 $1/T$ 遞減，可得到較合理之 T_c 值並與等譜速度段之特性較一致。所以，對棧橋式碼頭，工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD} (圖 5.2-8)可依照表 5.2-3(b)與式(5-2b)確定，同時需滿足 $S_{aD} \geq 0.4S_{DS}$ [交通部 2001]。

表 5.2-1 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 與
最大水平譜加速度係數 S_S^M 與 S_1^M

	鄉 鎮	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M
台北縣	鶯歌鎮	0.6	0.3	0.8	0.45
	三峽鎮	0.7	0.35	0.8	0.5
	淡水鎮	0.5	0.3	0.7	0.4
	汐止市	0.6	0.3	0.8	0.45
	瑞芳鎮	0.6	0.35	0.9	0.55
	林口鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	深坑鄉	0.6	0.35	0.8	0.45
	石碇鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	坪林鄉	0.7	0.4	0.9	0.55
	三芝鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	石門鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	八里鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	平溪鄉	0.6	0.35	0.9	0.5
	雙溪鄉	0.7	0.4	0.9	0.55
	貢寮鄉	0.7	0.4	0.9	0.55
	金山鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	萬里鄉	0.5	0.3	0.8	0.45
	烏來鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
基隆市	中正區	0.6	0.35	0.8	0.5
	七堵區	0.6	0.3	0.8	0.45
	暖暖區	0.6	0.35	0.8	0.5
	仁愛區	0.6	0.35	0.8	0.5
	安樂區	0.6	0.35	0.8	0.5
	安樂區	0.6	0.3	0.8	0.5
	信義區	0.6	0.35	0.8	0.5
宜蘭縣	宜蘭市	0.8	0.45	0.9	0.55

宜蘭縣	羅東鎮	0.8	0.45	0.9	0.55
	蘇澳鎮	0.8	0.45	1	0.55
	頭城鎮	0.8	0.45	0.9	0.55
	礁溪鄉	0.8	0.45	0.9	0.55
	壯圍鄉	0.8	0.45	0.9	0.55
	員山鄉	0.8	0.45	0.9	0.55
	冬山鄉	0.8	0.45	0.9	0.55
	五結鄉	0.8	0.45	0.9	0.55
	三星鄉	0.8	0.45	0.9	0.55
	大同鄉	0.8	0.45	0.9	0.5
	南澳鄉	0.8	0.45	1	0.55
桃園縣	桃園市	0.5	0.3	0.8	0.4
	中壢市	0.6	0.3	0.8	0.45
	大溪鎮	0.7	0.35	0.8	0.5
	楊梅鎮	0.7	0.35	0.8	0.45
	蘆竹鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	大園鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	龜山鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	八德市	0.6	0.3	0.8	0.45
	龍潭鄉	0.7	0.35	0.8	0.5
	平鎮市	0.6	0.35	0.8	0.45
	新屋鄉	0.6	0.3	0.8	0.45
	觀音鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	復興鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
新竹縣	竹北市	0.7	0.35	0.9	0.5
	竹東鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	新埔鎮	0.7	0.35	0.8	0.5
	關西鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	湖口鄉	0.7	0.35	0.8	0.5

新竹縣	新豐鄉	0.6	0.35	0.8	0.45
	芎林鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	橫山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	北埔鄉	0.7	0.4	0.9	0.55
	寶山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	峨眉鄉	0.8	0.4	0.9	0.55
	尖石鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	五峰鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
新竹市	東區	0.7	0.4	0.9	0.5
	北區	0.7	0.35	0.9	0.5
	香山區	0.7	0.4	0.9	0.5
苗栗縣	苗栗市	0.7	0.4	0.9	0.5
	苑裡鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	通霄鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	竹南鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	頭份鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	後龍鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	卓蘭鎮	0.8	0.45	1	0.55
	大湖鄉	0.8	0.45	1	0.55
	公館鄉	0.8	0.4	0.9	0.55
	銅鑼鄉	0.8	0.4	0.9	0.55
	南庄鄉	0.8	0.4	0.9	0.55
	頭屋鄉	0.8	0.4	0.9	0.55
	三義鄉	0.8	0.45	0.9	0.55
	西湖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	造橋鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	三灣鄉	0.8	0.4	0.9	0.55
	獅潭鄉	0.8	0.4	0.9	0.55
	泰安鄉	0.7	0.35	0.9	0.5

台中縣	豐原市	0.8	0.45	1	0.55
	東勢鎮	0.8	0.45	1	0.55
	大甲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	清水鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	沙鹿鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	梧棲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	后里鄉	0.8	0.45	0.9	0.55
	神岡鄉	0.8	0.4	0.9	0.55
	潭子鄉	0.8	0.45	1	0.55
	大雅鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	新社鄉	0.8	0.45	1	0.55
	石岡鄉	0.8	0.45	1	0.55
	外埔鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	大安鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	烏日鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	大肚鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	龍井鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	霧峰鄉	0.8	0.45	1	0.55
	太平市	0.8	0.45	1	0.55
	大里市	0.8	0.45	1	0.55
	和平鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
台中市	中區	0.7	0.4	0.9	0.5
	東區	0.8	0.4	1	0.55
	南區	0.8	0.4	1	0.5
	西區	0.8	0.4	1	0.5
	北區	0.8	0.4	1	0.5
	西屯區	0.7	0.4	0.9	0.5
	南屯區	0.7	0.4	0.9	0.5
	北屯區	0.8	0.45	1	0.55

彰化縣	彰化市	0.7	0.4	0.9	0.5
	鹿港鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	和美鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	線西鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	伸港鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	福興鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	秀水鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	花壇鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	芬園鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	員林鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	溪湖鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	田中鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	大村鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	埔鹽鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	埔心鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	永靖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	社頭鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	二水鄉	0.8	0.45	1	0.55
	北斗鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	二林鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	田尾鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	埤頭鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	芳苑鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	大城鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	竹塘鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	溪州鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
南投縣	南投市	0.8	0.45	1	0.55
	埔里鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	草屯鎮	0.8	0.45	1	0.55

南投縣	竹山鎮	0.8	0.45	1	0.55
	集集鎮	0.8	0.45	1	0.5
	名間鄉	0.8	0.45	1	0.55
	鹿谷鄉	0.8	0.4	1	0.5
	中寮鄉	0.8	0.45	1	0.55
	魚池鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	國姓鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	水里鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	信義鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	仁愛鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
雲林縣	斗六市	0.8	0.45	1	0.55
	斗南鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	虎尾鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	西螺鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	土庫鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	北港鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	古坑鄉	0.8	0.45	1	0.55
	大埤鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	莿桐鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	林內鄉	0.8	0.45	1	0.55
	二崙鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	崙背鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	麥寮鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	東勢鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	褒忠鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	台西鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	元長鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	四湖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	口湖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5

雲林縣	水林鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
嘉義縣	太保市	0.7	0.4	0.9	0.5
	朴子市	0.7	0.4	0.9	0.5
	布袋鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	大林鎮	0.8	0.4	0.9	0.5
	民雄鄉	0.8	0.45	1	0.55
	溪口鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	新港鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	六腳鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	東石鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	義竹鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	鹿草鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	水上鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	中埔鄉	0.8	0.45	1	0.55
	竹崎鄉	0.8	0.45	1	0.55
	梅山鄉	0.8	0.45	1	0.55
	番路鄉	0.8	0.45	1	0.55
	大埔鄉	0.8	0.4	0.9	0.5
	阿里山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
嘉義市	東區	0.8	0.45	1	0.55
	西區	0.7	0.4	0.9	0.5
台南縣	新營市	0.7	0.4	0.9	0.5
	鹽水鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	白河鎮	0.8	0.4	0.9	0.55
	柳營鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	後壁鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	東山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	麻豆鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	下營鄉	0.7	0.4	0.9	0.5

台南縣	六甲鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	官田鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	大內鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	佳里鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	學甲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	西港鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	七股鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	將軍鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	北門鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	新化鎮	0.8	0.4	0.9	0.55
	善化鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	新市鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	安定鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	山上鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	玉井鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	楠西鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	南化鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	左鎮鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	仁德鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	歸仁鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	關廟鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	龍崎鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	永康市	0.8	0.4	0.9	0.55
台南市	東區	0.7	0.4	0.9	0.5
	南區	0.7	0.4	0.9	0.5
	西區	0.7	0.4	0.9	0.5
	北區	0.7	0.4	0.9	0.5
	中區	0.7	0.4	0.9	0.5
	安南區	0.7	0.4	0.9	0.55

台南市	安平區	0.7	0.4	0.9	0.5
高雄縣	鳳山市	0.7	0.35	0.8	0.5
	林園鄉	0.6	0.3	0.8	0.45
	大寮鄉	0.6	0.35	0.8	0.45
	大樹鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	大社鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	仁武鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	鳥松鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	岡山鎮	0.7	0.35	0.9	0.5
	橋頭鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	燕巢鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	田寮鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	阿蓮鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	路竹鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	湖內鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	茄萣鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	永安鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	彌陀鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	梓官鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	旗山鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	美濃鎮	0.7	0.4	0.9	0.5
	六龜鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	甲仙鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	杉林鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	內門鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	茂林鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	桃源鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	三民鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
高雄市	鹽埕區	0.7	0.35	0.8	0.5

高雄市	鼓山區	0.7	0.35	0.8	0.5
	左營區	0.7	0.35	0.9	0.5
	楠梓區	0.7	0.35	0.9	0.5
	三民區	0.7	0.35	0.9	0.5
	新興區	0.7	0.35	0.8	0.5
	前金區	0.7	0.35	0.8	0.5
	苓雅區	0.7	0.35	0.8	0.5
	前鎮區	0.6	0.35	0.8	0.5
	旗津區	0.6	0.35	0.8	0.5
	小港區	0.6	0.35	0.8	0.45
屏東縣	屏東市	0.7	0.35	0.9	0.5
	潮州鎮	0.6	0.3	0.8	0.45
	東港鎮	0.5	0.3	0.7	0.4
	恆春鎮	0.5	0.3	0.7	0.4
	萬丹鄉	0.6	0.35	0.8	0.45
	長治鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	麟洛鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	九如鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	里港鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	鹽埔鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	高樹鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	萬巒鄉	0.6	0.35	0.8	0.45
	內埔鄉	0.7	0.35	0.8	0.5
	竹田鄉	0.6	0.35	0.8	0.45
	新埤鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	枋寮鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	新園鄉	0.6	0.3	0.8	0.45
	崁頂鄉	0.5	0.3	0.8	0.45
	林邊鄉	0.5	0.3	0.7	0.4

屏東縣	南州鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	佳冬鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	琉球鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	車城鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	滿州鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	枋山鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	三地門鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	霧台鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	瑪家鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	泰武鄉	0.7	0.35	0.9	0.5
	來義鄉	0.6	0.3	0.8	0.45
	春日鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	獅子鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	牡丹鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
澎湖縣	馬公市	0.5	0.3	0.7	0.4
	湖西鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	白沙鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	西嶼鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
	望安鄉	0.5	0.3	0.7	0.4
台東縣	台東市	0.8	0.45	1	0.55
	成功鎮	0.8	0.45	1	0.55
	關山鎮	0.8	0.45	1	0.55
	卑南鄉	0.8	0.45	1	0.55
	鹿野鄉	0.8	0.45	1	0.55
	池上鄉	0.8	0.45	1	0.55
	東河鄉	0.8	0.45	1	0.55
	長濱鄉	0.8	0.45	1	0.55
	太麻里鄉	0.8	0.4	0.9	0.55
	大武鄉	0.6	0.3	0.8	0.45

台東縣	綠島鄉	0.8	0.45	1	0.55
	海端鄉	0.8	0.45	1	0.55
	延平鄉	0.8	0.45	1	0.55
	金峰鄉	0.7	0.4	0.9	0.5
	達仁鄉	0.6	0.3	0.8	0.45
	蘭嶼鄉	0.8	0.4	0.9	0.55
花蓮縣	花蓮市	0.8	0.45	1	0.55
	鳳林鎮	0.8	0.45	1	0.55
	玉里鎮	0.8	0.45	1	0.55
	新城鄉	0.8	0.45	1	0.55
	吉安鄉	0.8	0.45	1	0.55
	壽豐鄉	0.8	0.45	1	0.55
	光復鄉	0.8	0.45	1	0.55
	豐濱鄉	0.8	0.45	1	0.55
	瑞穗鄉	0.8	0.45	1	0.55
	富里鄉	0.8	0.45	1	0.55
	秀林鄉	0.8	0.45	1	0.55
	萬榮鄉	0.8	0.45	1	0.55
	卓溪鄉	0.8	0.45	1	0.55

資料來源：[羅俊雄等 2001]

表 5.2-2(a) 短週期結構之工址放大係數 F_a

地盤分類	震區短週期水平譜加速度係數 S_s (S_s^D 或 S_s^M)				
	$S_s \leq 0.5$	$S_s = 0.6$	$S_s = 0.7$	$S_s = 0.8$	$S_s \geq 0.9$
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.2	1.2	1.1	1.1	1.0
第三類地盤	1.4	1.3	1.2	1.2	1.1

資料來源：[羅俊雄等 2001]

表 5.2-2(b) 長週期結構之工址放大係數 F_v

地盤分類	震區一秒週期水平譜加速度係數 S_1 (S_1^D 或 S_1^M)				
	$S_1 \leq 0.30$	$S_1 = 0.35$	$S_1 = 0.40$	$S_1 = 0.45$	$S_1 \geq 0.50$
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.5	1.4	1.3	1.3	1.2
第三類地盤	1.7	1.6	1.5	1.5	1.4

資料來源：[羅俊雄等 2001]

表 5.2-3(a) 工址之設計水平加速度反應譜係數 S_{aD}

較短週期	短週期	中、長週期
$T \leq 0.2T_0^D$	$0.2T_0^D \leq T \leq T_0^D$	$T_0^D \leq T$
$S_{aD} = S_{DS} (0.4 + 3T / T_0^D)$	$S_{aD} = S_{DS}$	$S_{aD} = S_{D1} / T^{2/3}$

資料來源：[蕭江碧等 2000]

表 5.2-3(b) 工址之設計水平加速度反應譜係數 S_{aD}

較短週期	短週期	中、長週期
$T \leq 0.2T_0^D$	$0.2T_0^D \leq T \leq T_0^D$	$T_0^D \leq T$
$S_{aD} = S_{DS} (0.4 + 3T / T_0^D)$	$S_{aD} = S_{DS}$	$S_{aD} = S_{D1} / T$

資料來源：[羅俊雄等 2001]

以表 5.2-4，將上述擬修訂規範中，各港區所在位置對應之彈性設計反應譜(表 5.2-1)，與現行規範正規化彈性設計反應譜以震區水平加速度係數 Z 折減後所得結果，初步進行比較，由於擬修訂規範仍在修訂之中，須待今後確實頒佈以後，再重新計算比較。

表 5.2-4 各港區彈性設計反應譜比較

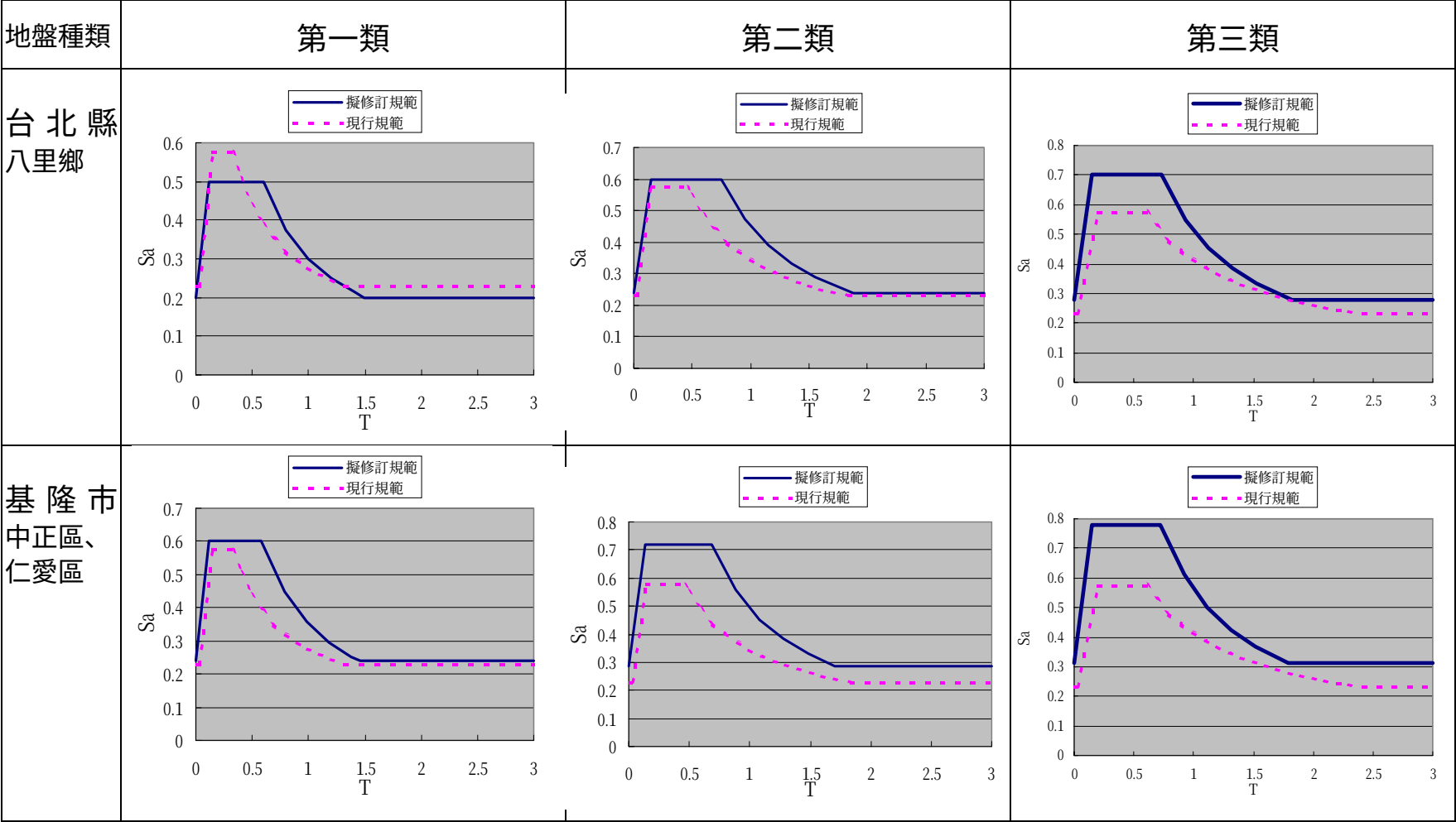


表 5.2-4 (續)

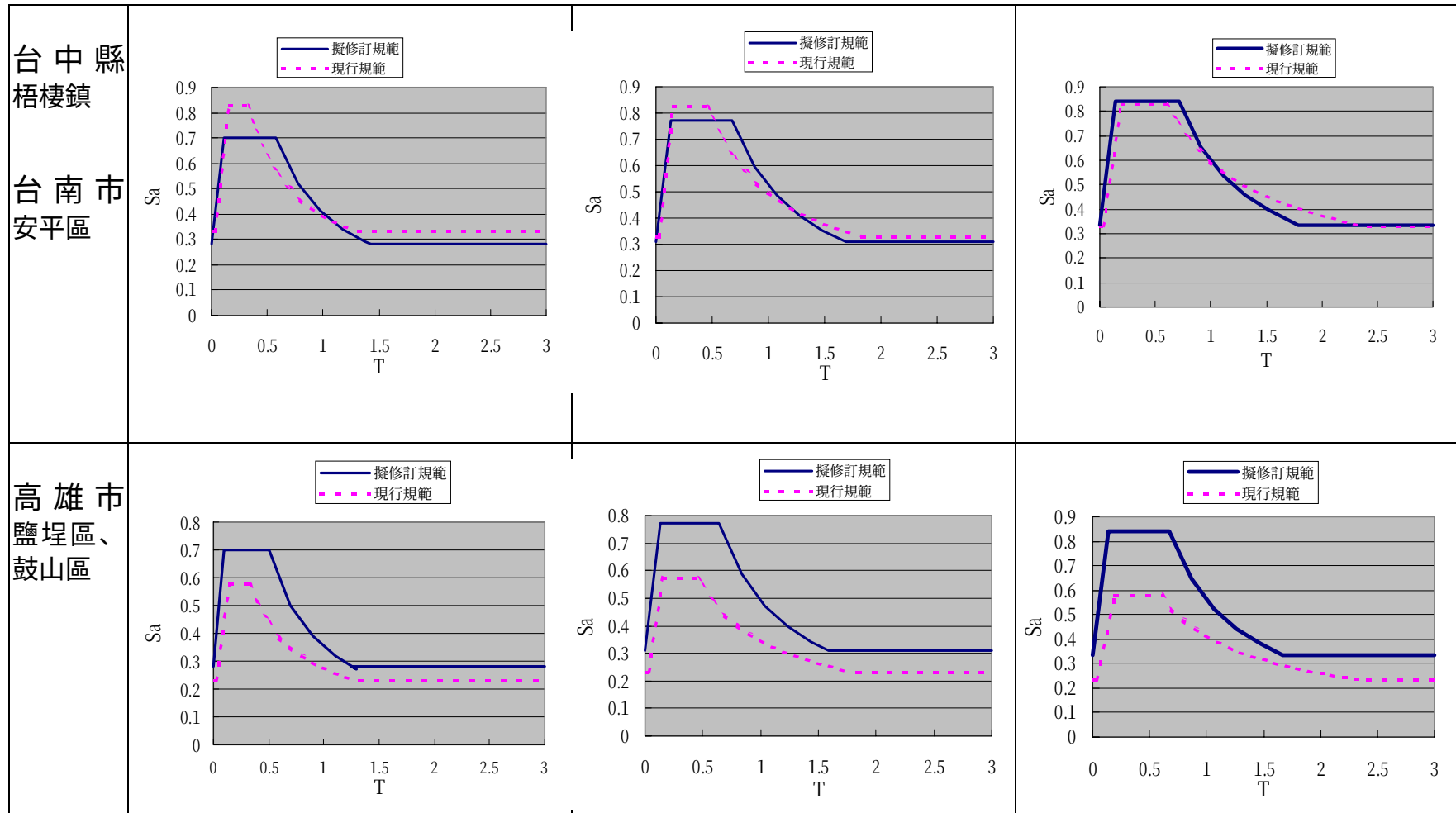
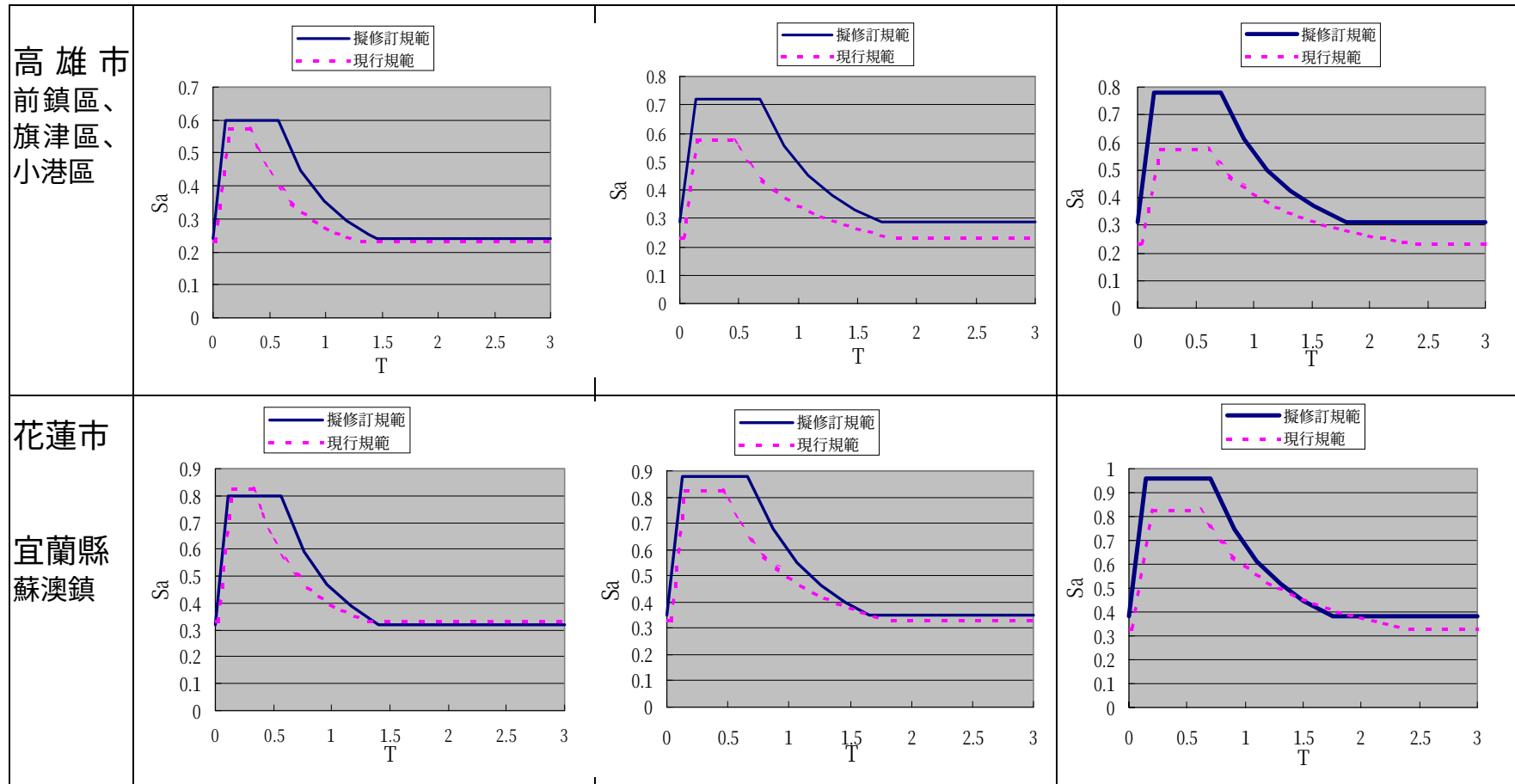


表 5.2-4 (續)



註：擬修訂草案為文獻[羅俊雄 2001]

最後，最小設計水平地震力總橫力 V 採用：

$$V = \frac{S_{aD}IW}{1.2\alpha_y F_u} \dots\dots\dots (5-3)$$

式(5-3)中，因 s_{aD} 已考量工址所在地盤之種類，所以，反應譜折減係數 F_u 不再如既有規範針對各類地盤分別計算，仍然以圖 5.2-1 所示原理，以通用公式(5-4)計算，

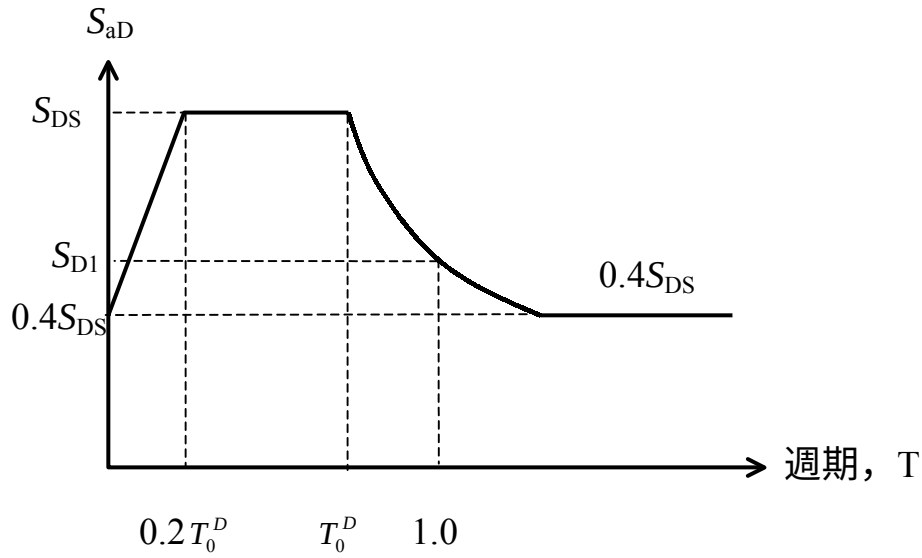


圖 5.2-8 工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD} 示意圖

$$F_u = \begin{cases} R_a & ; T \geq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \times \frac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D} & ; 0.6T_0^D \leq T \leq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.2T_0^D \leq T \leq 0.6T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \times \frac{T - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D} & ; T \leq 0.2T_0^D \end{cases} \quad (5-4)$$

其中， $R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5}$ 保持不變。

為確保橋梁在小地震時仍能確保其功能性，式(5-3)之地震設計總

橫力不得低於 $V^* = \frac{IWF_u}{3.0\alpha_y} \frac{S_{aD}}{F_u}$ ，交通部橋梁耐震設計規範同時要求式(5-3)

以及 V^* 之計算中滿足：

$$\frac{S_{aD}}{F_u} \leq \begin{cases} 0.50S_{DS} & (R = 1.5) \\ 0.45S_{DS} & (R = 2.5) \dots\dots\dots (5-5) \\ 0.40S_{DS} & (R = 4.2) \end{cases}$$

對於前述一般棧橋式碼頭 $R=2.5$ ， $\frac{S_{aD}}{F_u} \leq 0.45S_{DS}$ 。

5.2.2 反應譜之類型

學理上，彈性反應譜之譜加速度、譜速度與譜位移之關係可以由 $S_a = \frac{2\pi}{T} S_v = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 S_d$ 表示，或由其中一種形式轉換為另外一種形式，因現行規範並未將定速度(中週期)與定位移區(長週期)區分開，故在長週期處，以該式轉換並不會得到 S_d 為常數(PSD)之情形，所以，不會完全與 Newmark-Hall 型式之設計反應譜相符，但因實際結構基本週期不會太長，只要應用表 5.2-3(b)在中、長週期之反應譜，而不要如圖 5.2-8 在長週期以 $0.4S_{DS}$ 加以限制，工程實務之應用中(如 ATC-40)，可以由該式將現行規範之彈性設計反應譜($S_a \sim T$ 型)轉換為其他型式(例如 $S_a \sim S_d$ 型)。

為了反應結構在大地震作用下之韌性行為，可以經由與韌性比相關之較大等效阻尼比所對應之等效彈性反應譜，或直接由塑性反應譜表示，前者採用一等效彈性系統近似模擬一塑性系統，雖然也可能經由較準確之等效阻尼比計算公式得到較好的結果，但在塑性反應譜可以得到之情形下，更多研究建議直接應用後者來評估結構之塑性變位，實際上，特別情況下，以加速度歷時進行非線性動態歷時分析來評估結構之塑性行為，是無法經由其他較簡化方式替代的。

高阻尼之等效(折減)彈性設計反應譜：

ATC-40 容量譜法之等效(折減)彈性需求反應譜由線彈性反應譜(如 5% 阻尼之彈性反應譜)分別用定加速度區和定速度區之折減係數 SR_A 和 SR_V 折減而得。折減係數 SR_A 和 SR_V 之大小反映與塑性遲滯行為等效之有效阻尼 β_{eff} (或以 ζ_{eff} 表示)之大小。結構韌性越高，有效阻尼越大，反應譜折減也越多。ATC-40 容量譜法應用等效線彈性系統，設計反應譜折減係數(SR_A , SR_V and SR_D)基於對應於 Newmark-Hall[1982]文中之平均(Mean)設計反應譜，

$$SR_A = \frac{1}{B_S} \approx \frac{3.21 - 0.68 \ln(\zeta_{eff})}{2.12} \dots\dots\dots (5-6)$$

$$SR_V = \frac{1}{B_L} \approx \frac{2.31 - 0.41 \ln(\zeta_{eff})}{1.65} \dots\dots\dots (5-7)$$

並且譜折減係數不小於 ATC-40 文獻中表 8-2 規定之下限值。公式中“2.12”和“1.65”分別為 5% 阻尼彈性(設計)反應譜對應於 PGA 和 PGV 之放大係數。

有效阻尼：

塑性結構之遲滯行為由一較大之等效阻尼表達，再與原固有黏性阻尼組合被稱為有效阻尼。確定有效阻尼之方法有多樣，例如：

● ATC-40 [1996]

$$\zeta_{eff} = (5 + \zeta_{eq})/100 = \left(5 + \frac{63.7(a_y d_m - d_y a_m)}{a_m d_m}\right)/100 = \left(5 + \frac{2(\mu - 1)(1 - \alpha)}{\pi \mu (1 + \alpha \mu - \alpha)}\right)/100 \dots\dots (5-8)$$

為考量各種結構不同之遲滯行為，ATC-40 實際採用 $\zeta_{eff} = (5 + \kappa \zeta_{eq})/100$ ， κ 為與結構遲滯行為相關之修正係數，對應於穩定、居中、擠壓遲滯行為，其值分別用 [ATC-40] 之表 8-1 查詢計算。原則上規定 $\zeta_0 < 0.45$ ，即總等效黏性阻尼 ζ_{eff} 不超過 50%。[ATC-40] 容量譜 C 法更具體規定對於具有穩定、居中、擠壓遲滯行為之結構等效黏

性阻尼上限值分別為 40%、29%和 20%。

- WJE [1996]

基於等效彈性反應譜與 Newmark-Hall 塑性反應譜計算結果之 mapping 而得(表 5.2-5)：

表 5.2-5 WJE 之等效阻尼係數與結構韌性比之關係

μ	1.0	1.25	1.5	2.0	3.0	4.0
ζ_{eff} (%) (median+1 sigma)	5.0	7.5	10	14	21	26
ζ_{eff} (%) (median)	5.0	8.5	12	16	26	35

- Kowalsky et al. [1994]

由實驗結果之曲線 Fitting 而得：

$$\zeta_{eff} = 0.05 + 0.39372 \left[1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right] \dots\dots\dots (5-9)$$

- Priestley [1996]

基於 Takeda Hysteresis Model 而應用如下公式：

$$\zeta_{eff} = 0.05 + \frac{1 - \mu^n \left(\frac{1 - \alpha}{\mu} + \alpha \right)}{\pi} \dots\dots\dots (5-10)$$

勁度衰減係數 n(對鋼結構 n=0，對 RC 結構 n=0.5，即

$$\zeta_{eff} = 0.05 + \frac{1 - \frac{1 - \alpha}{\sqrt{\mu}} - \alpha \sqrt{\mu}}{\pi}) ; \alpha \text{ 之值在文中用 } 0.05。$$

- Reinhorn [1997], Kunnath et al. [1996]

應用 Iwan and Gates [1979] 研究報告中所有有效阻尼係數之中誤

差最小之基於平均勁度和能量法之等效阻尼係數：

$$\zeta_{eff} = \left(\frac{3}{2\pi\mu^2} \right) \frac{\pi\zeta_0 \left[(1-\alpha) \left(\mu^2 - \frac{1}{3} \right) + \frac{2}{3} \alpha \mu^3 \right] + 2(1-\alpha)(\mu-1)^2}{(1-\alpha)(1+\ln \mu) + \alpha\mu} \dots\dots\dots (5-11)$$

其中， $\zeta_0 = 0.05$ 。

所以，反映塑性行為之等效線彈性反應譜由彈性反應譜折減而得到。反應譜折減係數 SR 與結構韌性比 μ 之關係是通過反應譜折減係數 SR 與結構等效阻尼 ζ_{eff} ， ζ_{eff} 與韌性比 μ 之關係間接建立。

塑性設計反應譜：

塑性反應譜被認為比等效彈性反應譜較能準確評析結構之塑性位移。對應於定韌性比 μ 之塑性設計反應譜，可以經由彈性反應譜折減得到，此折減係數 R_y 與結構之基本週期 T_n 相關，而通常有 R_y - μ - T_n 關係式之稱，此處列舉部分相關文獻之塑性設計反應譜之 R_y - μ - T_n (對應於第 5.2.1 節國內規範之 $F_u \sim R_a \sim T$) 關係式：

● Newmark-Hall [1982]：對理想彈塑性系統

$$R_y = \begin{cases} 1 & T_n < T_a \\ (2\mu-1)^{\beta/2} & T_a < T_n < T_b \\ \sqrt{2\mu-1} & T_b < T_n < T_c \\ \mu T_n / T_c & T_c < T_n < T_{c'} \\ \mu & T_n > T_c \end{cases} \dots\dots\dots (5-12)$$

其中 $\beta = \ln(T_n / T_a) / \ln(T_b / T_a)$ ， T_a 、 T_b 、 T_c 等彈性設計反應譜各區交界特徵週期。相應於彈性反應譜定加速度與定速度區交點對應之特徵週期 T_c ，塑性反應譜特徵週期 $T_{c'} = \frac{\sqrt{2\mu-1}}{\mu} T_c$ 。

● Krawinkler and Nassar [1992]：對雙線性結構系統

$$R_y = [c(\mu-1) + 1]^{1/c} \dots\dots\dots (5-13)$$

$$\text{其中 } c(T_n, \alpha) = \frac{T_n^a}{1 + T_n^a} + \frac{b}{T_n}, \begin{cases} \alpha = 0\%, & a = 1, & b = 0.42 \\ \alpha = 2\%, & a = 1, & b = 0.37 \\ \alpha = 10\%, & a = 0.8, & b = 0.29 \end{cases}$$

α 為降伏後勁度。

● **Vidic, Fajfar & Fischinger [1994]：對雙線性結構系統**

$$R_y = \begin{cases} 1.35(\mu - 1)^{0.95} \frac{T_n}{T_0} + 1 & T_n \leq T_0 \\ 1.35(\mu - 1)^{0.95} + 1 & T_n > T_0 \end{cases} \dots\dots\dots (5-14)$$

其中， $T_0 = 0.75\mu^{0.2}T_c \leq T_c$ 。該式為非線性方程除非假設 $T_0 = T_c$ 。

● **Fajfar [2000]：對雙線性結構系統**

$$R_y = \begin{cases} (\mu - 1) \frac{T_n}{T_0} + 1 & T_n \leq T_c \\ \mu & T_n > T_c \end{cases} \dots\dots\dots (5-15)$$

5.3 能耐曲線

關於能耐曲線，現行規範要求非剛性碼頭之耐震設計與分析，在必要時(如結構物之幾何形狀、質量分佈、勁度變化等不規則時，即靜力分析未能反應結構行為時)須進行動力分析，該動力分析目前大多以多振態反應譜疊加法為主，屬於線性動力分析方法之一種，但在較大外力作用下，當構造物發生非彈性變形時，這種線性分析法無法考量結構物降伏後塑性區內力之再分配，所以，非線性靜力推動分析被用來近似求解結構在反覆地震力作用下之非線性行為。INA[2001]將棧橋式碼頭之多振態反應譜疊加法與非線性靜力推動分析法稱為簡便動力分析法。本節將探討採用非線性靜力推動分析之方法(Static Pushover Analysis)來求取結構在設計地震力作用下可能之變形行為與能耐曲線；而多振態反應譜疊加法之理論與範例計算參見第六章。

非線性靜力推動分析是考慮線性和非線性變形行為，以預加靜荷

載型式(Predetermined Load Patterns)，通過保持荷載型式、逐步增加荷載大小、每一增量過程中以迭代取得力平衡之方式將結構靜力推動到某一特定目標狀態(例如：特定目標位移、特定力量、特定應變狀態或穩定極限狀態等)來近似表達結構在不同大小外力作用下之反應。以此法應用於耐震設計或耐震能耐評估之分析中，地震力以施加於結構側向之作用力表示。由於施加的荷載型式在推動中保持不變，該方法較適合由第一振動模態控制變形行為之結構，即對無太大高振態反應之結構之動力反應之評析較簡便、準確。

非線性靜力推動分析法直接考慮結構物進入降伏後之塑性區內力之再分配，用比彈性靜力分析法精確又比動態歷時分析法簡便之方法預測滿足假設條件之結構物之塑性變形行為和破壞機制，對結構的整個塑性行為作了完整的評析，且在許多情況下與非線性動態歷時分析之結果之誤差在可接受範圍內。

非線性靜力推動分析可以得到目標位移隨逐漸增加之基底剪力(Base Shear)變化的力~位移($V \sim y$)關係曲線，如前所述，在採用容量震譜法求取結構在設計地震力作用下之變形時，需要將能耐曲線與需求曲線置於相同之 $A \sim D(S_a \sim S_d)$ 座標系下，所以， $V \sim y$ 型能耐曲線需要轉化為 $A \sim D(S_a \sim S_d)$ 型式。

應用多自由度結構系統由一等效單自由度結構系統來模擬之原理，假設結構位移由一不變之常數振態控制，例如第 j 個振態 $\{\Phi\}_j = (\Phi_{1j} \quad \Phi_{2j} \quad \dots \quad \Phi_{ij} \quad \dots \quad \Phi_{Nj})^T$ 以 $\Phi_{1j} = 1$ 正規化，振態參與係數

$$(\text{Model Participating Factor}) \quad \Gamma_j = \frac{\{\Phi\}_j^T [M] \{1\}}{\{\Phi\}_j^T [M] \{\Phi\}_j} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \Phi_{ij}}{\sum_{i=1}^N m_i \Phi_{ij}^2}, \quad \text{廣義質量}$$

$$M_j^* = \{\Phi\}_j^T [M] \{1\} = \sum_{i=1}^N m_i \Phi_{ij}, \quad \text{振態質量參與係數或有效質量係數}$$

$$(\text{Effective/Participating Mass Coefficient/Ratios}) \quad \alpha_j = \Gamma_j \frac{M_j^*}{\sum_{i=1}^N m_i}, \quad \text{則 } S_a \text{ 或}$$

$$A = \frac{V/W}{\alpha_j} = \frac{V}{\Gamma_j \times M_j^*} (g), S_d \text{ 或 } D = \frac{y}{\Gamma_j \times \Phi_{1j}} (= \frac{y}{\Gamma_j} \text{ 若正規化振態 } \Phi_{1j} = 1), \text{ ATC-40}$$

基於第一振態控制變形行為，上述公式中 $j = 1$ 。

5.4 容量譜法求取棧橋式碼頭變位範例

本節以某碼頭擬改建之棧橋式碼頭為例，應用 SAP2000[CSI 2000] 分析軟體進行 3D 非線性靜力推動分析求取碼頭單元之能耐曲線。

用於分析之碼頭單元所用設計條件如下：

(1) 基本條件

船舶噸位：5000 D.W.T.

碼頭面高程：+7.50 m

設計水深：EL -8.00 m

(2) 自然環境

潮位：MHWL: +5.52 m

MWL: +3.28 m

MLWL: +0.99 m

地質：該碼頭最近之鑽孔地質如圖 5.4-1 所示

(3) 荷重

設計地震力：震區水平加速度係數 $Z=0.23$ ，依規範計算

活載重：	常時	$3t/m^2$
	地震時	$2t/m^2$

活動載重	$25t$
------	-------

船舶衝擊力	$59.5t$
-------	---------

船舶牽引力	$35t$
-------	-------

(4) 材料強度

RC： 鋼筋

#5 及以下 $f_y \geq 2800 \text{ kg/cm}^2$

#6 及以上 $4200 \text{ kg/cm}^2 \leq f_y \leq 5500 \text{ kg/cm}^2$

混凝土

$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

鋼管樁：STK-400 $t=14\text{mm}$ $f_y \geq 2400 \text{ kg/cm}^2$ 、 $E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

容許抗壓力 500t/支

容許拉拔力 常時 23t/支

地震時 46t/支

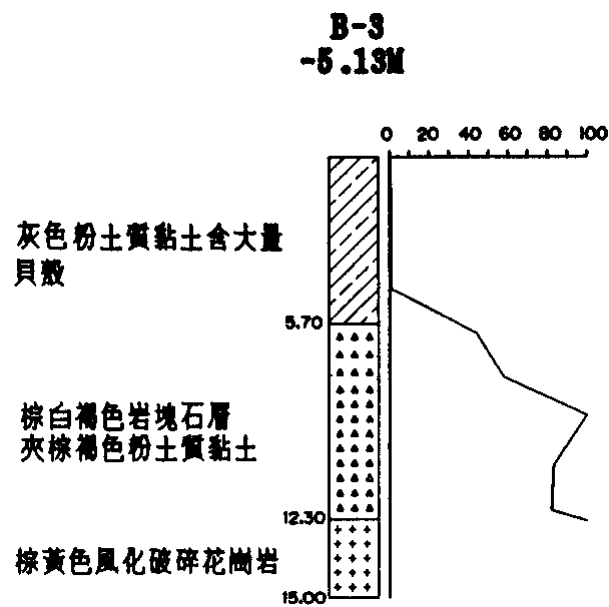


圖 5.4-1 地質圖

(5) 設計結果

碼頭單元模型如圖 5.4-2 所示，橋面梁與基樁之材料與斷面尺寸如表 5.4-1 與表 5.4-2 中圖片之粗黑線與文字所示，梁均採用最小鋼筋比。

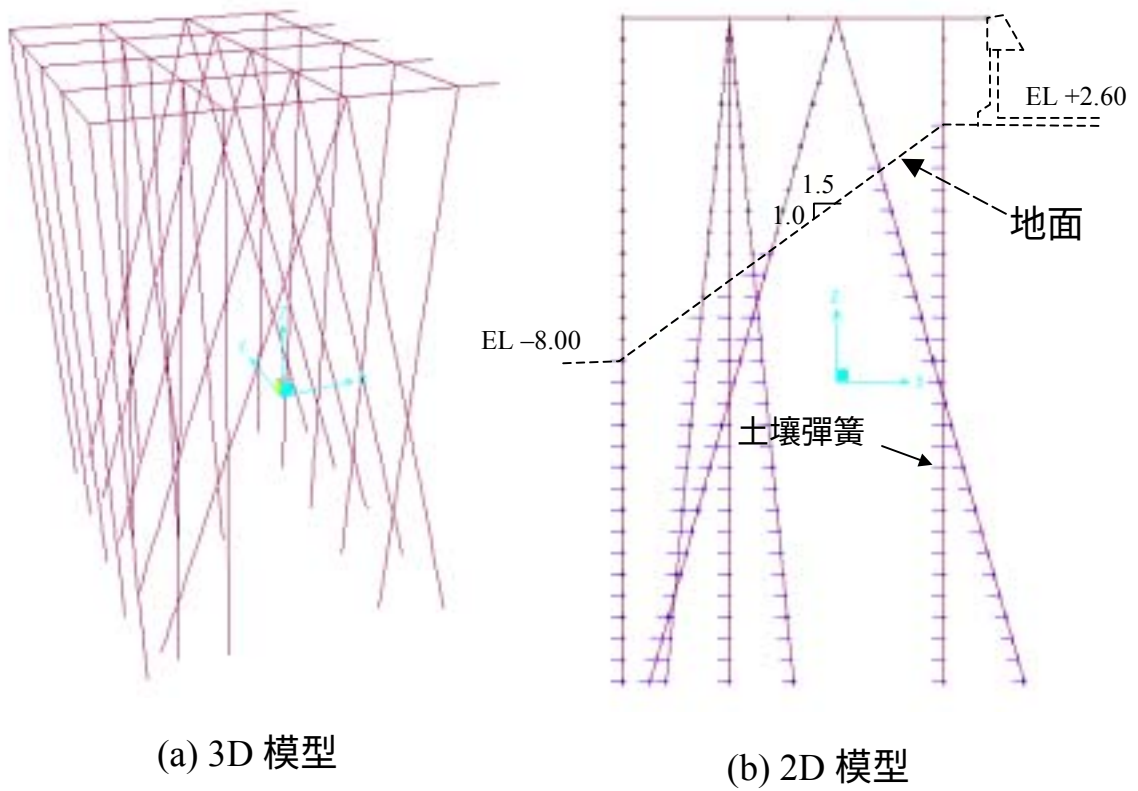


圖 5.4-2 用於評估之碼頭單元

表 5.4-1 上部結構材料與斷面尺寸

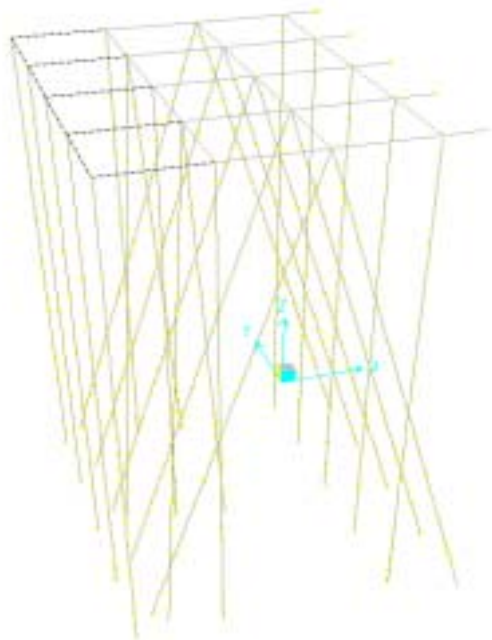
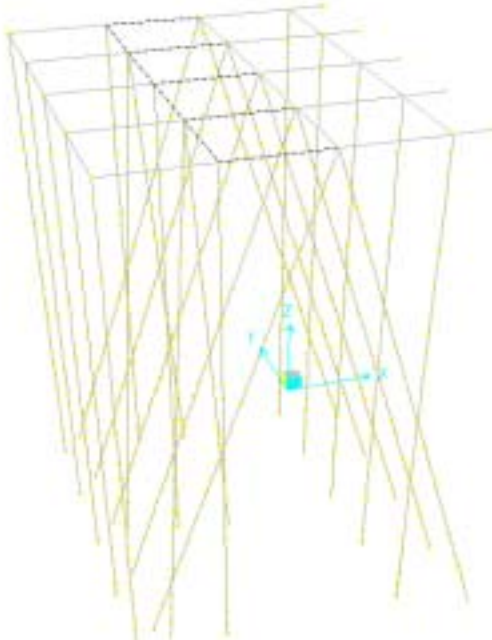
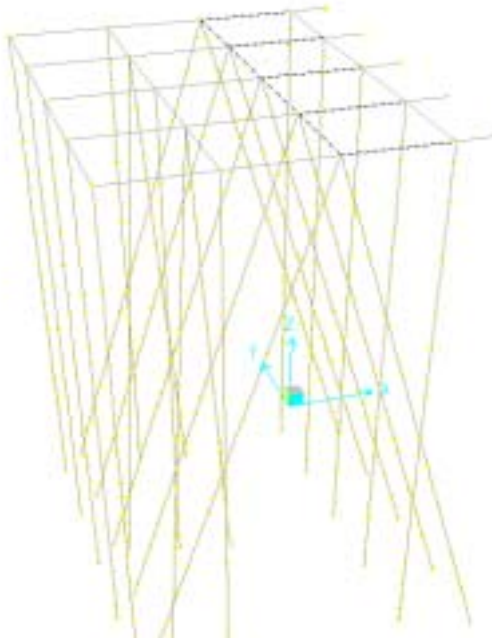
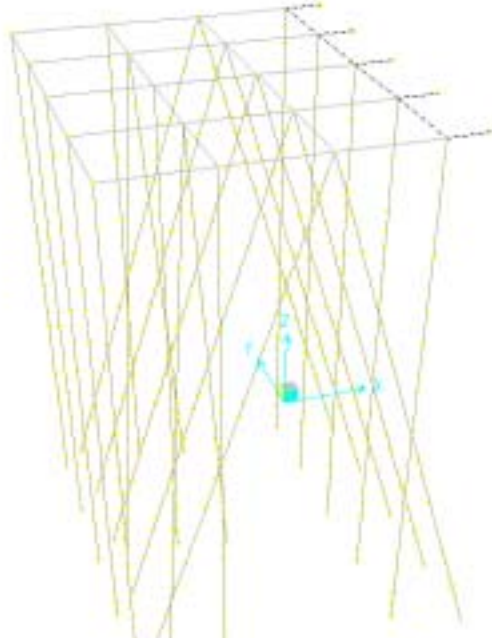
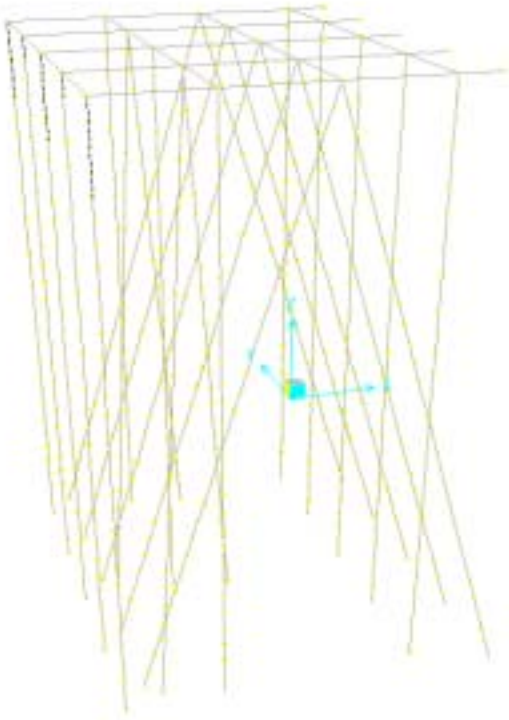
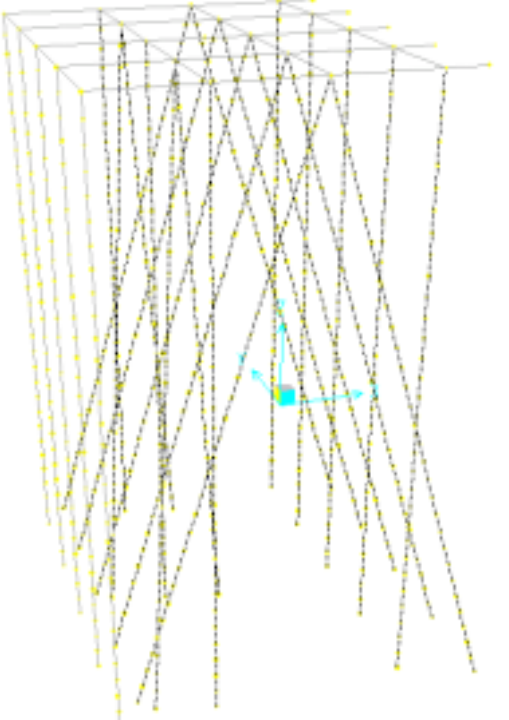
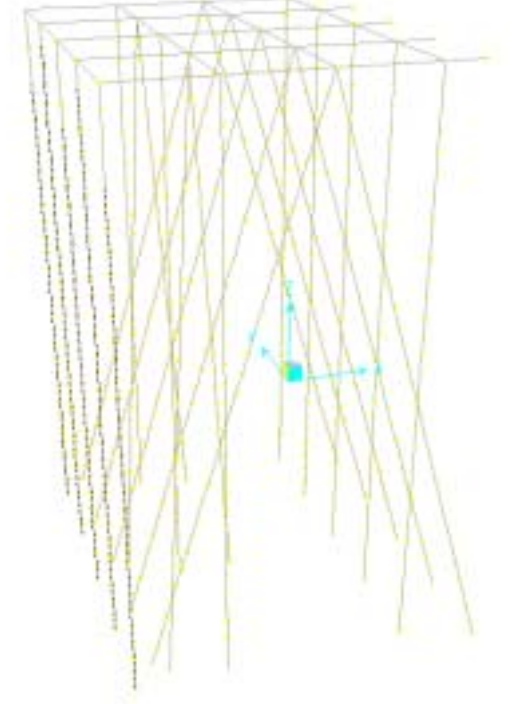
 RC 矩形斷面寬×高=1(m)×1.5(m)	 RC 斷面矩形寬×高=1(m)×1.6(m)
 RC 矩形斷面寬×高=1(m)×1.7(m)	 RC 矩形斷面寬×高=1(m)×1.8(m)

表 5.4-2 基樁材料與斷面尺寸

 (a)	 (b)
 (c)	Note : (a) RC 矩形斷面寬×高=2(m)×1.5(m)，鋼筋比=3% (b)鋼管樁直徑=81.2(cm)，厚度=1.4(cm) (c)兩根(b)鋼管樁

(6) 非線性靜力推動分析：

模擬：應用 SAP2000 第 7.4 版[CSI 2000]進行分析，上部結構梁與基樁按照表 5.4-1 與表 5.4-2 採用 RC 與鋼構，並以梁柱單元進行模擬，樁腳固定；構件自重由程式自動考量，其他呆載重以及活載重均作用於上部結構之節點或單元，作為推動分析前結構預先承受之荷重 (pre-loading)，結構質量集中於上部結構各節點上；結構與水之互制僅考量水中節點附加質量效應(參見第 6.3.3 節)；結構與土壤之互制以連接於基樁之一系列土壤彈簧模擬(參見第 6.3.3 節)如圖 5.4-3；幾何非線性僅限於 P-Delta 效應，材料非線性採用塑性鉸分析法。

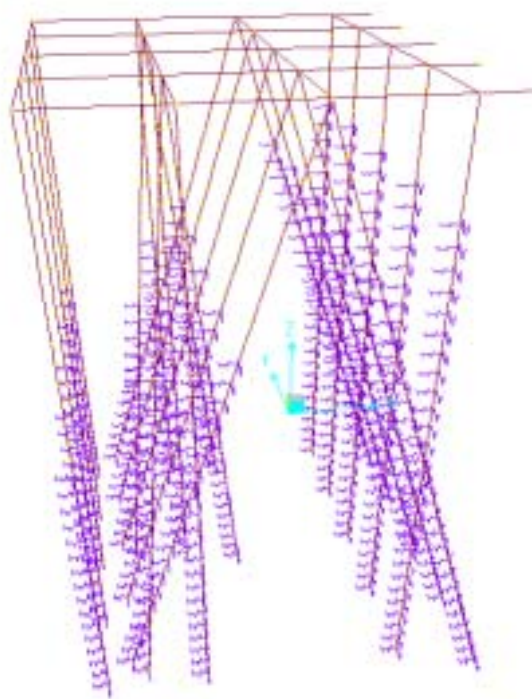


圖 5.4-3 結構與土壤互制之模擬

以 SAP2000 進行非線性靜力推動分析，根據施加荷載型式之差異可以得到各種型式的能耐曲線(本節範例能耐曲線均以縱座標 $S_a(g)$ ~ 橫座標 $S_d(m)$ 表示，圖中不再顯示)，例如：施加水平橫向地震力(圖 5.4-4)、施加水平縱向地震力(圖 5.4-5)、或以現行規範線彈性靜力分析所需水平橫向設計地震力(E_x)與 30%水平縱向設計地震力(30% E_y)組合

後($E_x + 30\% E_y$)之荷載型式(圖 5.4-6)、或($E_y + 30\% E_x$)之荷載型式(圖 5.4-7) 甚至考量垂直向地震力 E_z 後之荷載型式($E_x + 30\% E_y + E_z$ 如圖 5.4-8 與 $E_y + 30\% E_x + E_z$ 如圖 5.4-9), 本範例中考量垂直地震力與否對能耐曲線影響甚小。考量前述容量譜法求取結構變形之 $A-D(S_a \sim S_d)$ 型能耐曲線需由振態加以轉換 本節之非線性靜力推動分析將進行振態推動(modal pushover)來求取結構之變位, 即預設結構按照所採用振態產生變形, 用於推動之荷載型式與振態位移(modal displacement)、圓頻率平方(ω^2) 以及質量成正比。

特徵值分析(eigen value analysis)求得結構各振態 選取有 90%質量參與之前三個振態：第 1 振態週期為 0.9153 秒, 主要變形在結構水平縱向並伴有扭轉；第 2 振態週期為 0.61 秒, 主要變形在結構水平橫向並伴有扭轉；第 3 振態週期為 0.5761 秒, 主要變形為扭轉。基於前三個振態的振態推動所得能耐曲線與對應之結構變形(scaled)分別如圖 5.4-10 與 5.4-11(mode 1)、圖 5.4-12 與 5.4-13(mode 2)、圖 5.4-14 與 5.4-15(mode 3)所示。因擬修訂之建築物或橋樑耐震設計草案並未對碼頭所在地之微分震區反應譜提供建議, 容量譜中需求曲線以第一類地盤在 0.23g 尖峰地表加速度下之彈性反應譜表示, 即以 0.23g 修正圖 5.2-6 之第一類地盤正規化彈性設計反應譜, 但此處反應譜於中、長週期隨 $1/T$ 遞減(原因參見第 5.2.1 節), 即比照擬修訂之建築物與橋樑耐震設計草案之精神, 以 1 秒處計算之尖峰譜速度 PSV 為準, 保持中~長週期定譜速度(constant spectral velocity)特性。圖 5.4-10 顯示, 在相同等級地震力作用下, 因質量增加使得週期變長, 考量結構與水互制後所得位移較大, 所以, 結構與水互制效應在棧橋式碼頭之耐震分析中應加以考量, 此範例中附加質量相對較小, 所以差別不太大(特別是彈性部分), 本範例各圖均考量附加質量效應。比較圖 5.4-10、5.4-11 與 5.4-12 可知：若結構之變形單獨以第二振態控制, 其耐震能耐相較於單獨以第一或第三振態控制變形之耐震能耐低；但因實際結構之行為是各振態效應下之組合, 所以, 結構在設計地震力下之變形需進行振態組合。

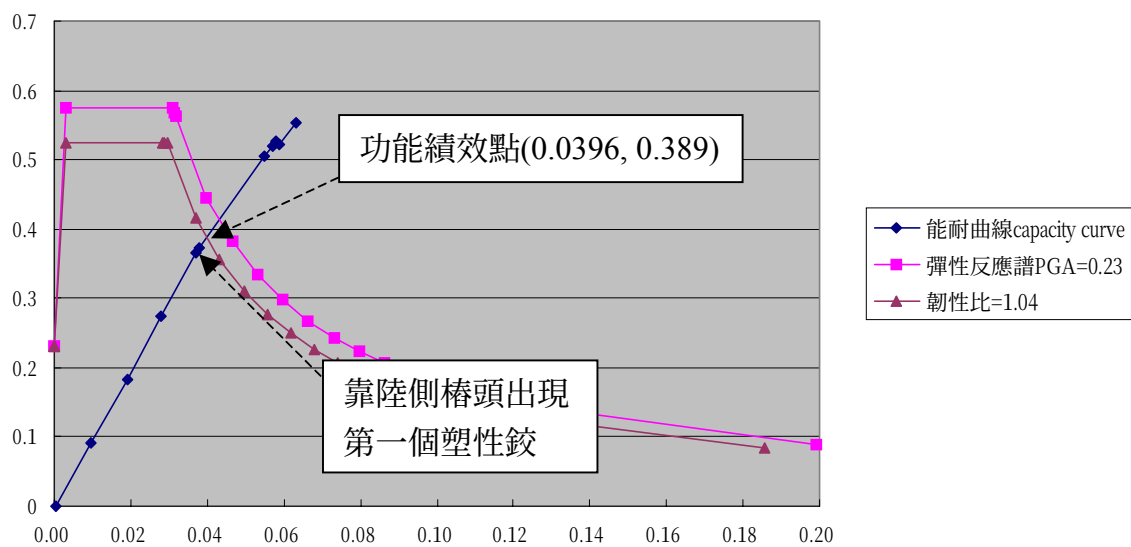


圖 5.4-4 施加水平橫向地震力 E_x 之容量譜

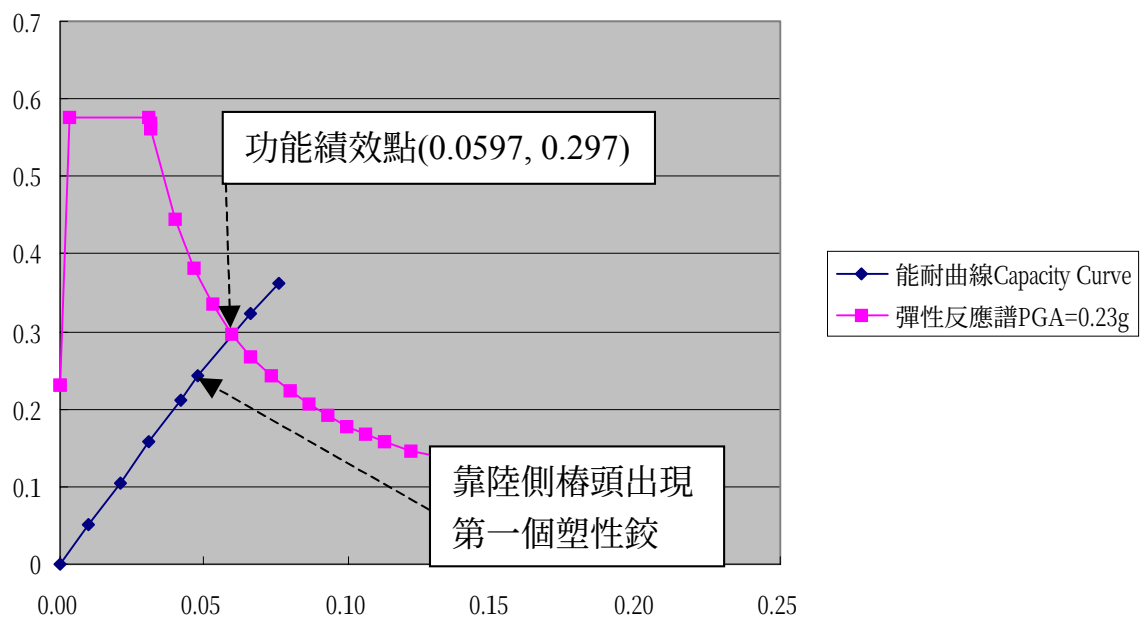


圖 5.4-5 施加水平縱向地震力 E_y 之容量譜

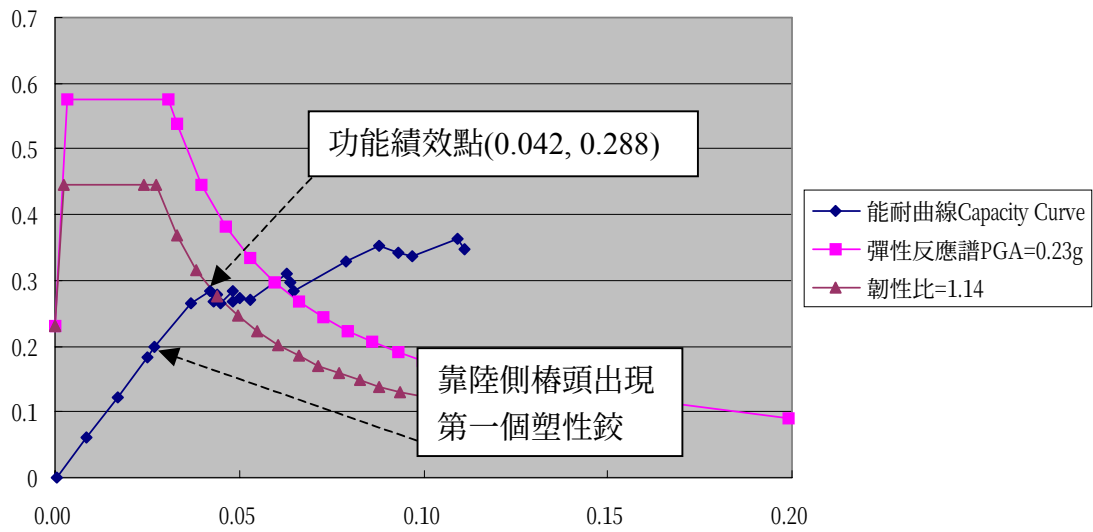


圖 5.4-6 施加 $E_x + 30\% E_y$ 荷載型式之容量譜

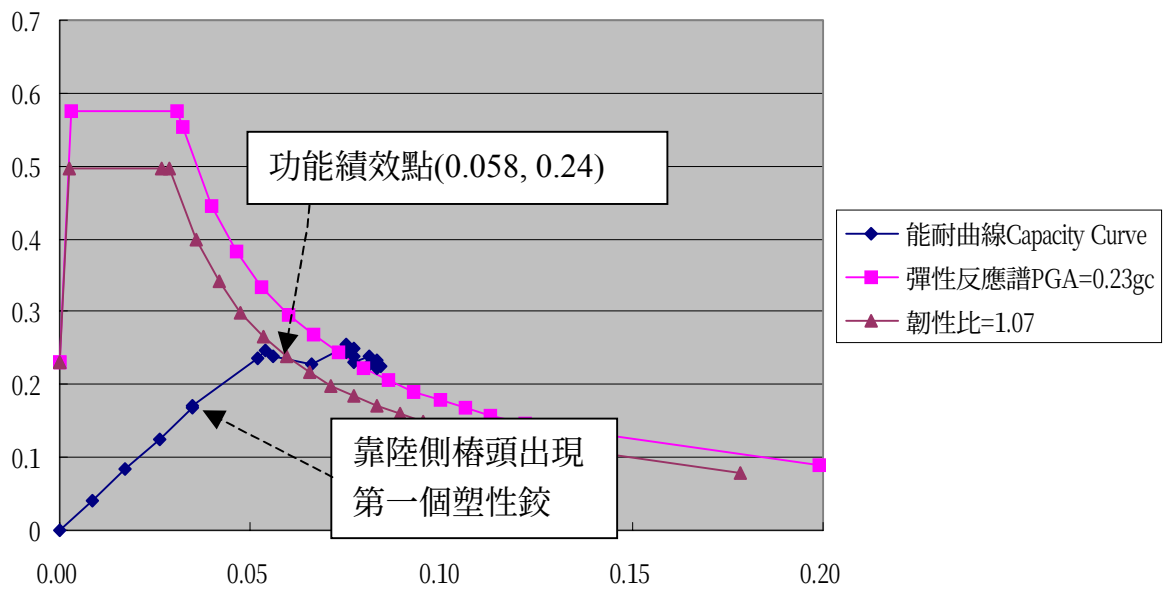


圖 5.4-7 施加 $E_y + 30\% E_x$ 荷載型式之容量譜

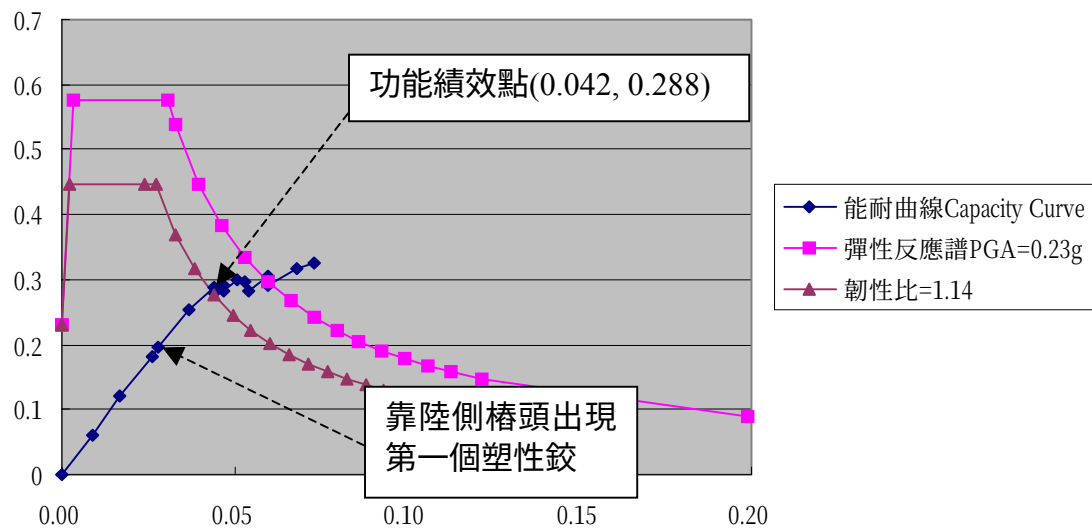


圖 5.4-8 施加 $E_x + 30\% E_y + E_z$ 荷載型式之容量譜

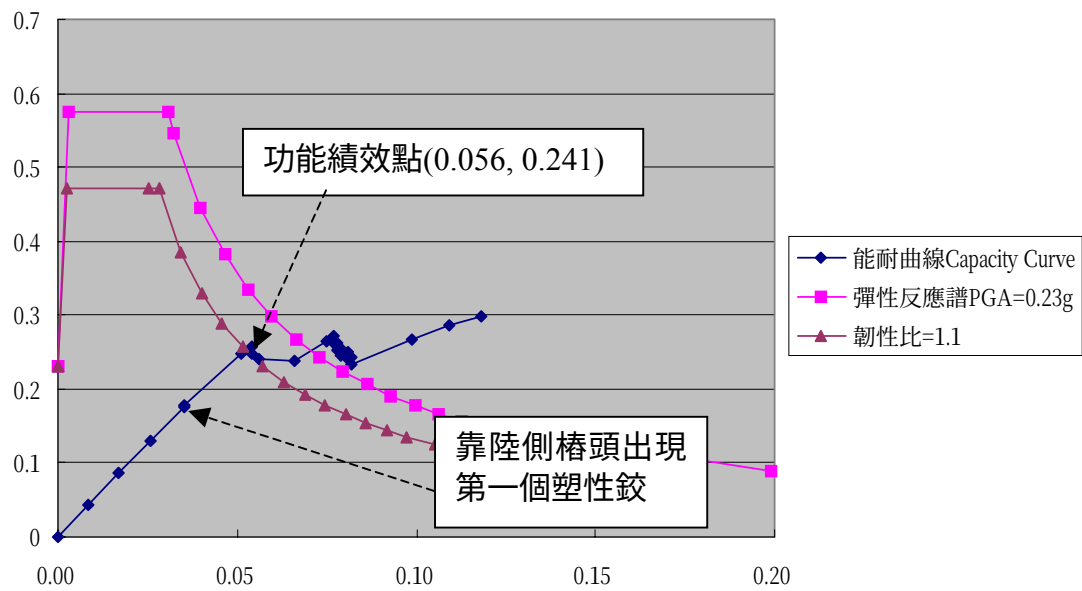


圖 5.4-9 施加 $E_y + 30\% E_x + E_z$ 荷載型式之容量譜

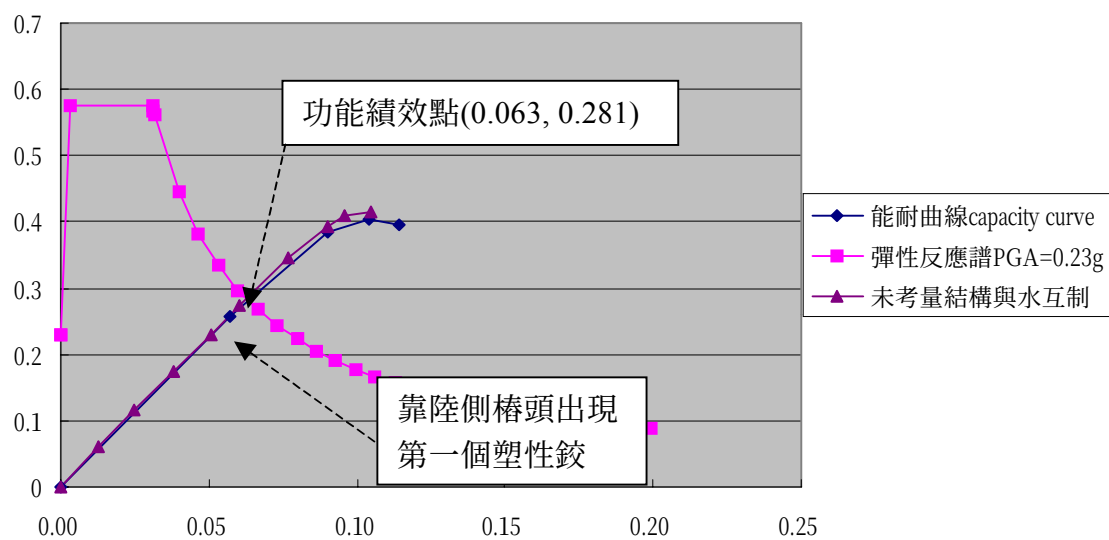


圖 5.4-10 第一振態推動分析之容量譜

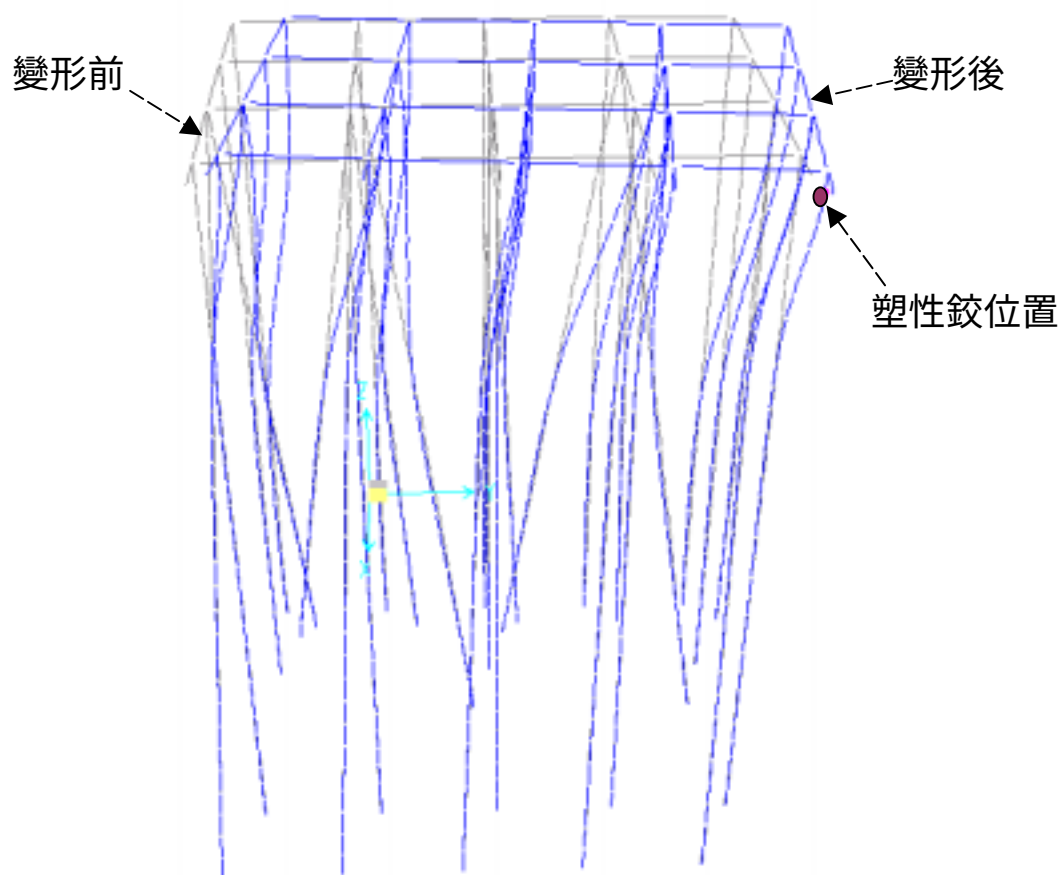


圖 5.4-11 第一振態功能績效點對應之變形及塑性鉸位置

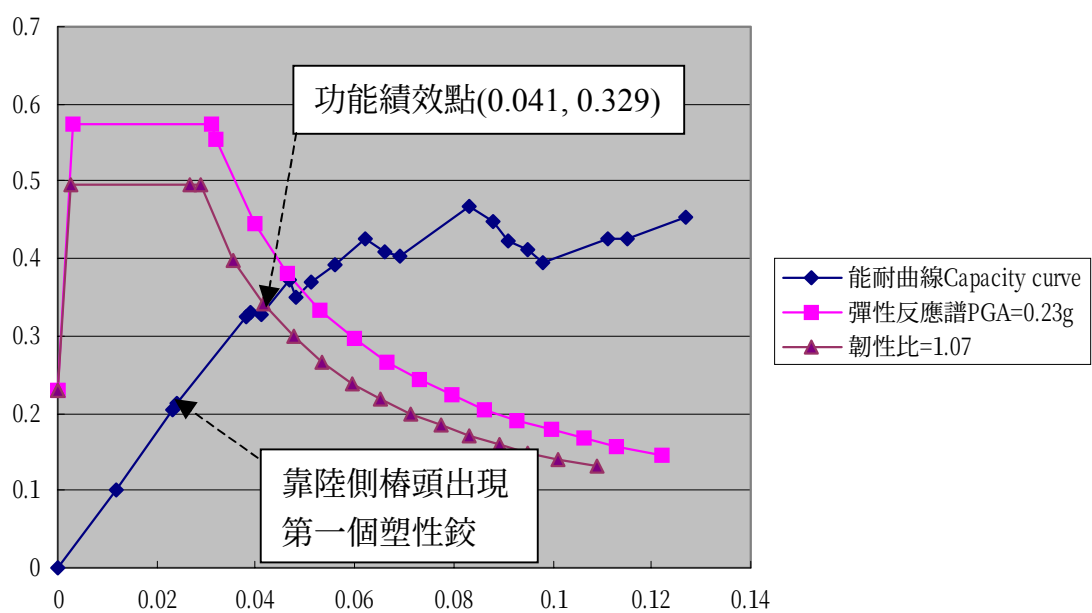


圖 5.4-12 第二振態推動分析之容量譜

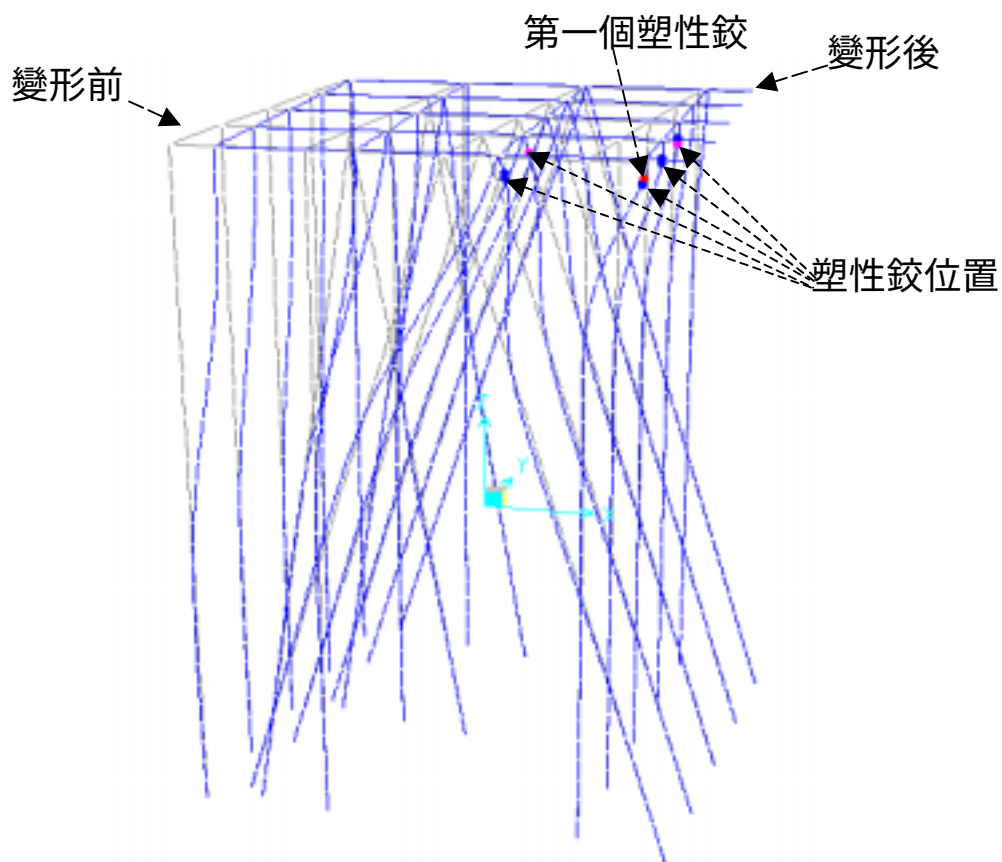


圖 5.4-13 第二振態功能績效點對應之變形及塑性鉸位置

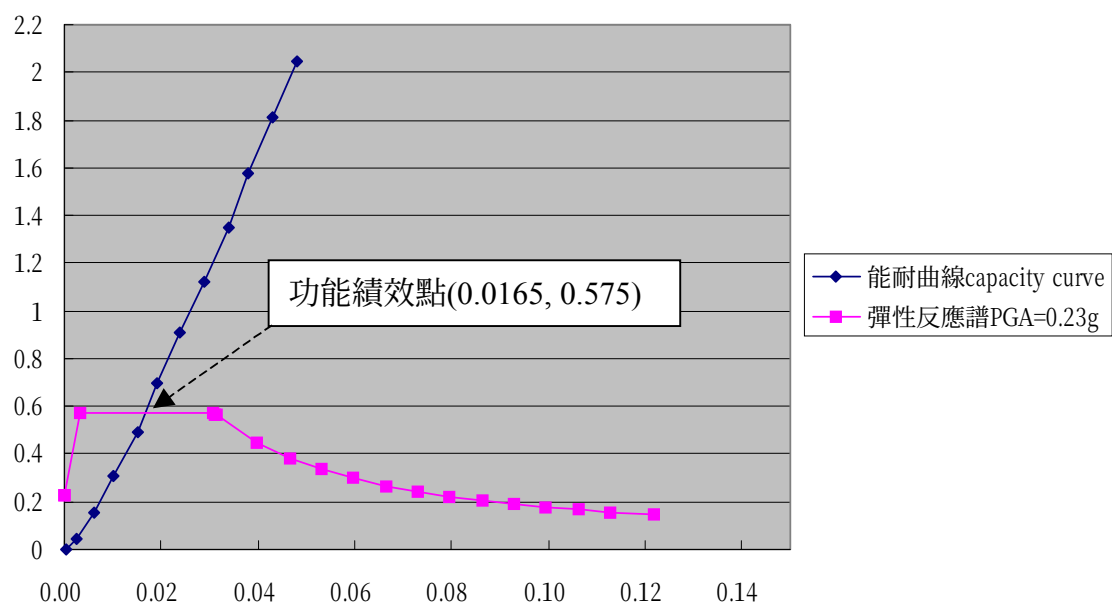


圖 5.4-14 第三振態推動分析之容量譜

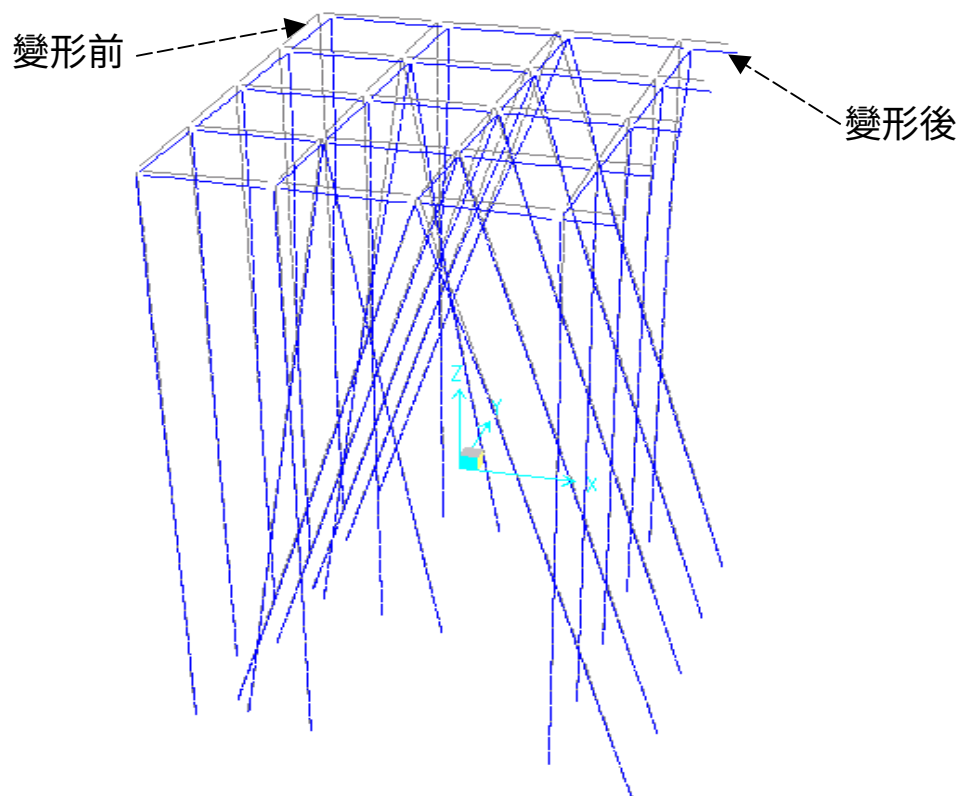


圖 5.4-15 第三振態功能績效點對應之變形及塑性鉸位置

(7) 計算：

以容量譜法計算單獨由各振態變形控制下結構之變位，再進行振態組合。考量水平橫向最大位移(圖 5.4-16 靠陸側角樁頂部 E160 節點)、水平縱向最大位移(圖 5.4-16 靠海側角樁頂部 D156 節點)。

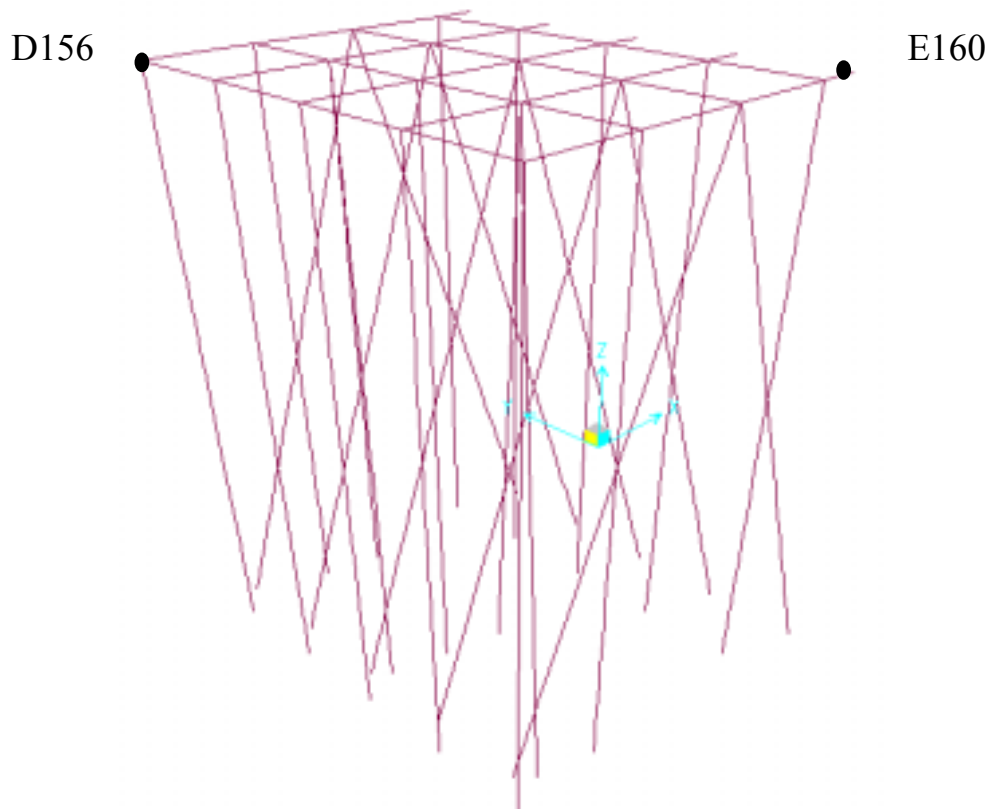


圖 5.4-16 水平最大位移參考點

考量設計地震力 $PGA=0.23g$ ，由圖 5.4-10、圖 5.4-12 與圖 5.4-14 容量譜之能耐與需求曲線計算可得：第 1、2、3 振態分別對應之功能績效點(S_d, S_a)為(0.063, 0.281)、(0.041, 0.329)、(0.0165, 0.575)。由參與係數與振態位移之乘積($\Gamma_j \times \Phi_{1j}$)計算各控制點位移量 $u(\text{cm})$ ，計算結果如表 5.4-3 與表 5.4-4。

E160 節點：(最大 u_x)

表 5.4-3 各振態下節點 E160 之水平位移量

第 1 振態				第 2 振態				第 3 振態			
水平橫向		水平縱向		水平橫向		水平縱向		水平橫向		水平縱向	
$\Gamma_j \times \Phi_{1j}$	u_x	$\Gamma_j \times \Phi_{1j}$	u_y	$\Gamma_j \times \Phi_{1j}$	u_x	$\Gamma_j \times \Phi_{1j}$	u_y	$\Gamma_j \times \Phi_{1j}$	u_x	$\Gamma_j \times \Phi_{1j}$	u_y
	(cm)		(cm)		(cm)		(cm)		(cm)		(cm)
-0.442	-2.78	0.341	2.148	1.454	5.961	0.877	3.596	-0.036	-0.059	0.207	-0.342

振態組合：SRSS 法則組合得 $u_x = 6.578$ (cm)， $u_y = 4.203$ (cm)。

CQC 法則組合得 $u_x = 6.396$ (cm)， $u_y = 4.52$ (cm)。

D156 節點：(最大 u_y)

表 5.4-4 各振態下節點 D156 之水平位移量

第 1 振態				第 2 振態				第 3 振態			
水平橫向		水平縱向		水平橫向		水平縱向		水平橫向		水平縱向	
$\Gamma_j \times \Phi_{1j}$	u_x	$\Gamma_j \times \Phi_{1j}$	u_y	$\Gamma_j \times \Phi_{1j}$	u_x	$\Gamma_j \times \Phi_{1j}$	u_y	$\Gamma_j \times \Phi_{1j}$	u_x	$\Gamma_j \times \Phi_{1j}$	u_y
	(cm)		(cm)		(cm)		(cm)		(cm)		(cm)
0.549	3.459	1.183	7.45	0.2	0.82	-0.21	-0.086	0.331	0.546	0.036	0.059

振態組合：SRSS 法則組合得 $u_x = 3.597$ (cm)， $u_y = 7.5$ (cm)。

CQC 法則組合得 $u_x = 3.753$ (cm)， $u_y = 7.45$ (cm)。

(8) 小結

與一般建築物耐震要求之強柱弱梁機制不同，棧橋式碼頭類似橋樑結構，要求強梁弱柱機制，本範例塑性鉸出現在樁頭滿足該要求。

本範例以非線性靜力推動分析計算結構水平橫向與縱向之最大位移量分別為 6.6(cm)與 7.5(cm)；在照規範計算之 0.23g 設計地震力下進行線彈性靜力分析得到橋面水平橫向與縱向最大位移分別為 0.78(cm)與 1.5(cm)，與非線性靜力推動分析計算結果相差很大，顯示線彈性靜力分析法可能低估結構在設計地震力下之變位；而應用線彈性動力分析之多振態疊加法計算結構水平橫向與縱向之最大位移量分別為 4.67(cm)與 6.74(cm) (參見第六章)，與非線性靜力推動分析計算較接近，但仍然相對低估結構在設計地震力下之變位。該範例中，線彈性靜力分析與線彈性動力分析以及非線性靜力推動分析計算結果之差異，更證明現行規範要求對不規則結構需要進行動力分析之正確性。

第六章 功能性設計分析方法之探討

6.1 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 $\leq$ 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。

6.2 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 6.2-1)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 6.2-2)；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 6.2-3)；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 6.2-1~圖 6.2-3 顯示：對採用震度法之剛性碼頭，圖 6.2-1 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 6.2-3 之檢核等級 1 地震下之耐震性能；另外，圖 6.2-3 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。

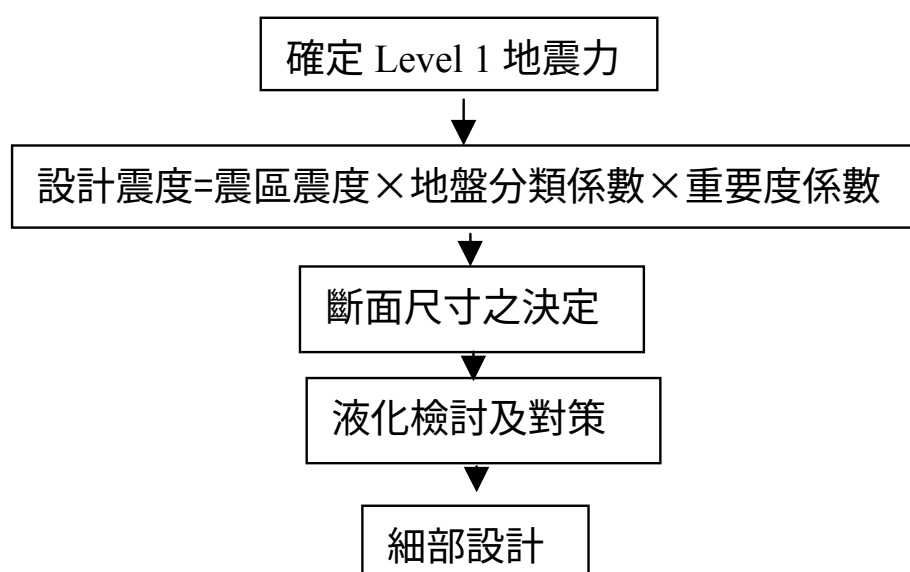


圖 6.2-1 等級一(Level 1)地震之設計流程

資料來源：[日本港灣協會 1999]

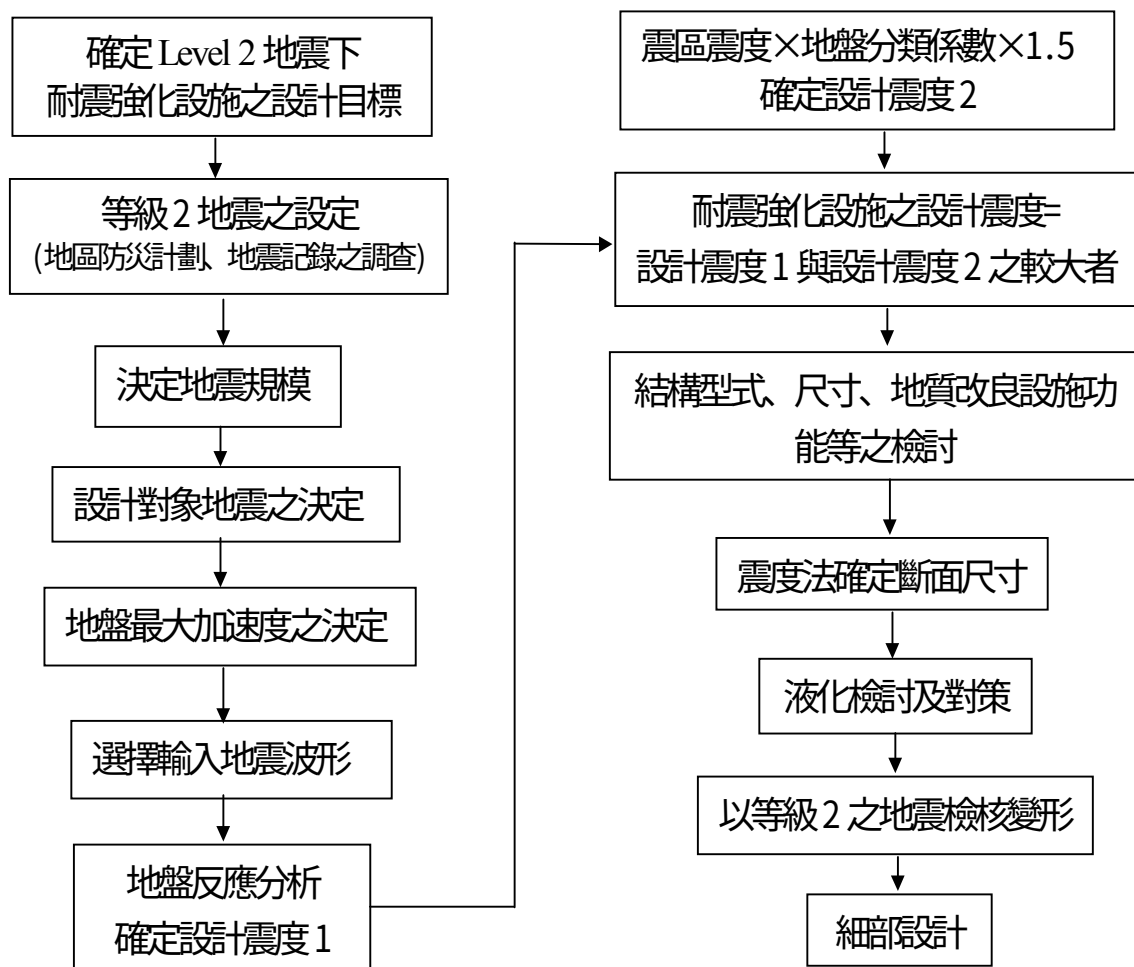


圖 6.2-2 等級二(Level 2)地震下耐震強化設施之設計流程

資料來源：[日本港灣協會 1999]

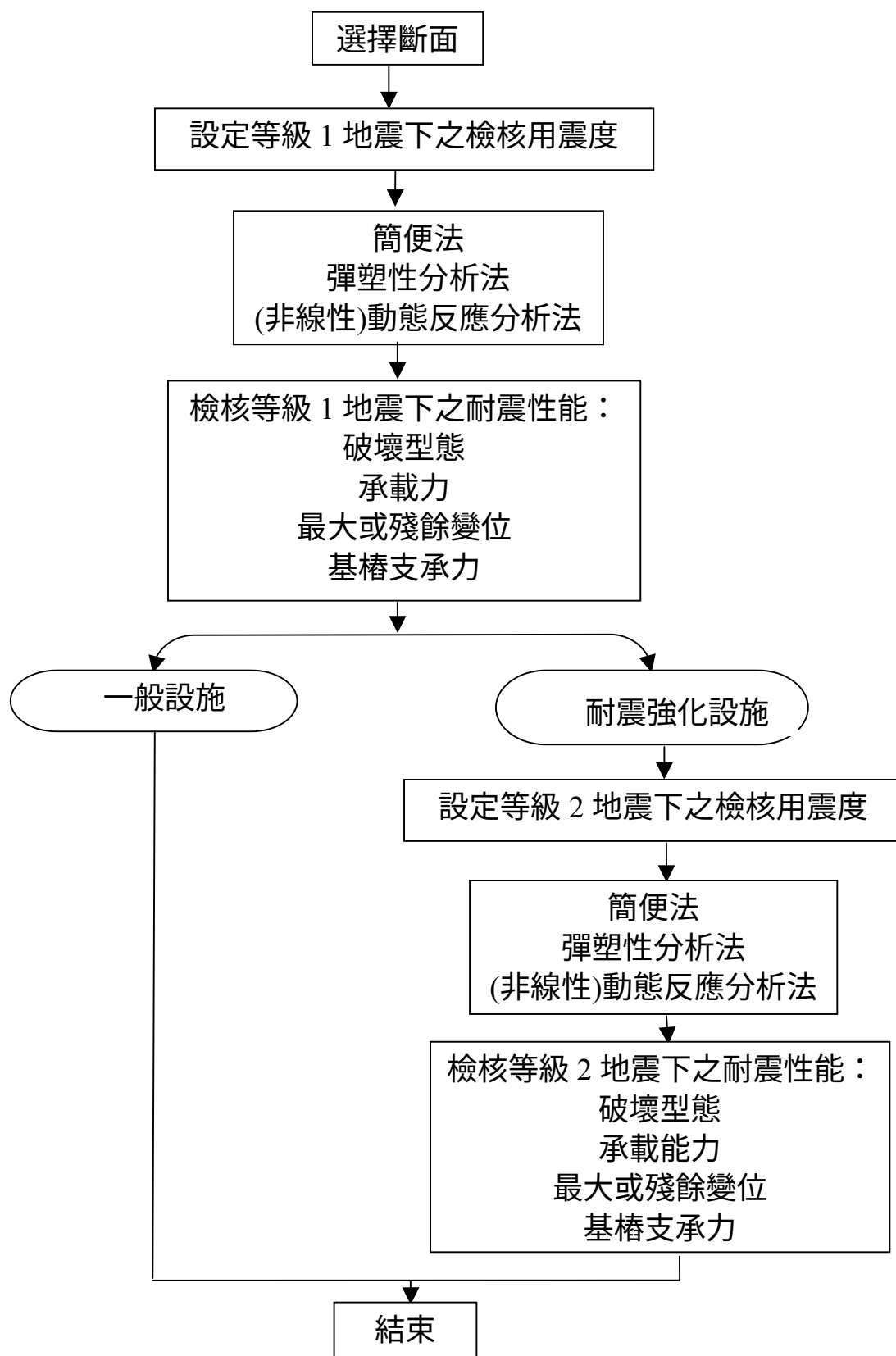


圖 6.2-3 棧橋之耐震性能檢核

資料來源：[日本港灣協會 1999]

6.3 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 6.3-1 表示。

表 6.3-1 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	Level 1 地震力(等級一)	Level 2 地震力
		特定、A 級、B 級、C 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)	Level 2 地震力
		特定、A 級、B 級、C 級	B 級、C 級
動力分析	特定、A 級、 B 級、C 級	Level 1 地震力(等級一)	Level 2 地震力
		特定、A 級、B 級、C 級	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。

6.3.1 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 $PGA \leq 200\text{gal}$) 或 $1/3(PGA/g)^{1/3}$ (當 $PGA > 200\text{gal}$) 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，基礎足夠承载力之保證)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 6.3-2)，表 6.3-2 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 6.3-2 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 6.3-1)，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 6.3-2 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]

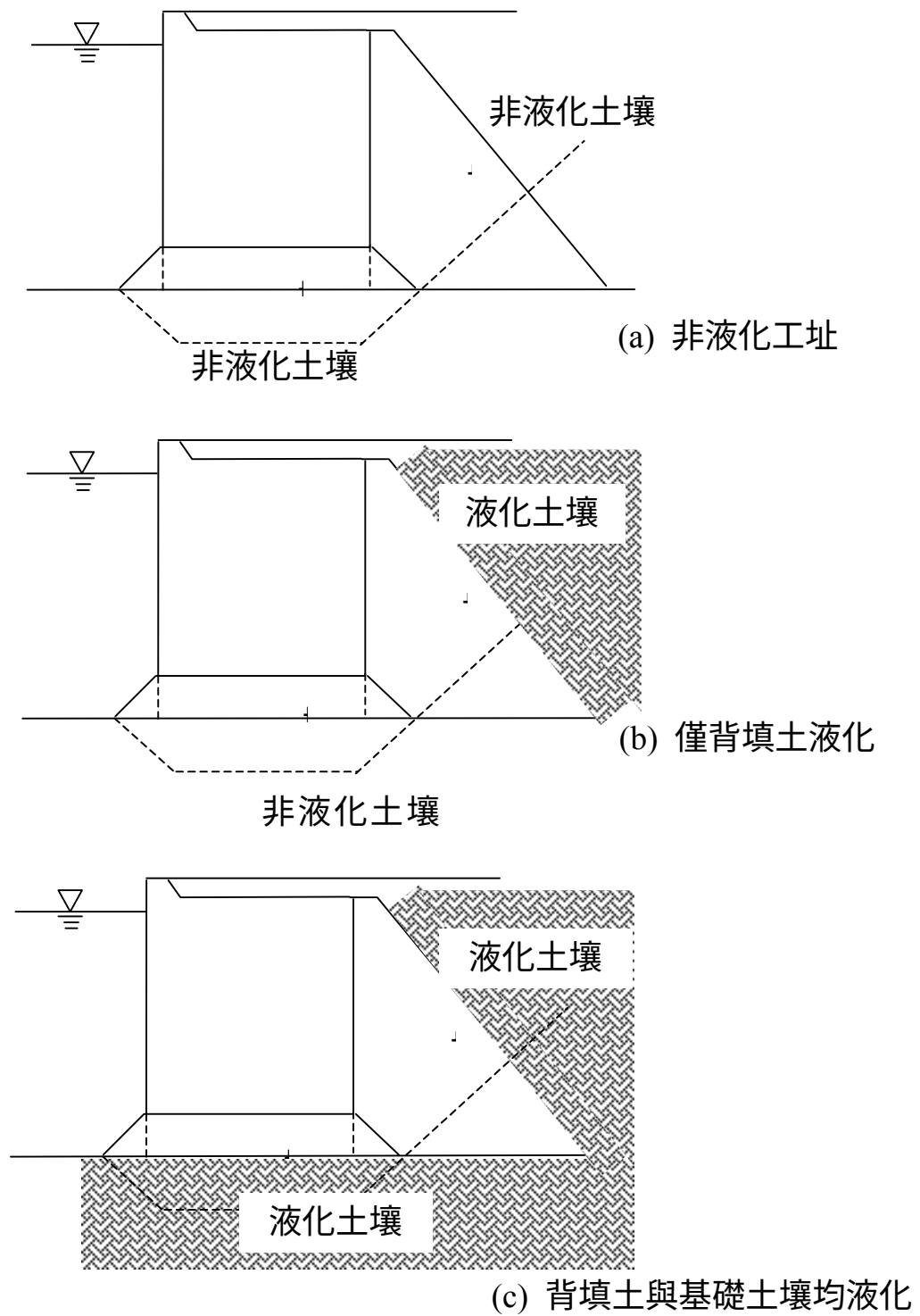


圖 6.3-1 重力式碼頭工址土壤可能液化狀態

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 $F_s = \frac{K_t}{K_e}$ ，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_t 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_t 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 6.3-3)，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 6.3-3 921 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]：

$$a_t = \left[\mu_b - \frac{P_{ae} \cos \delta - \mu_b P_{ae} \sin \delta}{W_g} \right] g \quad \dots\dots\dots (6-1)$$

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 ($PGA = a_{\max} = 0.5g$ ， $PGV = v_{\max} = 76\text{cm/s}$) 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

$$d = 0.087 \frac{v_{\max}^2 a_{\max}^2}{a_t^4} \quad \dots\dots\dots (6.2)$$

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：

$$\bar{d} = \left(\frac{37v_{\max}^2}{a_{\max}} \right) \exp\left(-\frac{9.4a_t}{a_{\max}} \right) \quad \dots\dots\dots (6-3)$$

也基於此建議設計時採用

$$\frac{a_t}{a_{\max}} = 0.66 - \frac{1}{9.4} \ln \frac{da_{\max}}{v_{\max}^2} \dots\dots\dots (6-4)$$

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

$$K_h = \frac{a_{\text{design}} / g}{r} \dots\dots\dots (6-5)$$

$$K_v = 0.5K_h \quad (6-6)$$

其中，折減係數 r 對於容許位移達 $30(a_{\text{design}} / g)(\text{cm})$ 之重力式碼頭取 2，對於容許位移達 $20(a_{\text{design}} / g)(\text{cm})$ 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 $a_t = 45(\text{gal})$ [賴聖耀 2003]，若以 TCU059 清水國小南北向實測地震歷時記錄(圖 6.3-2)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 6.3-3 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 6.3-4 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。

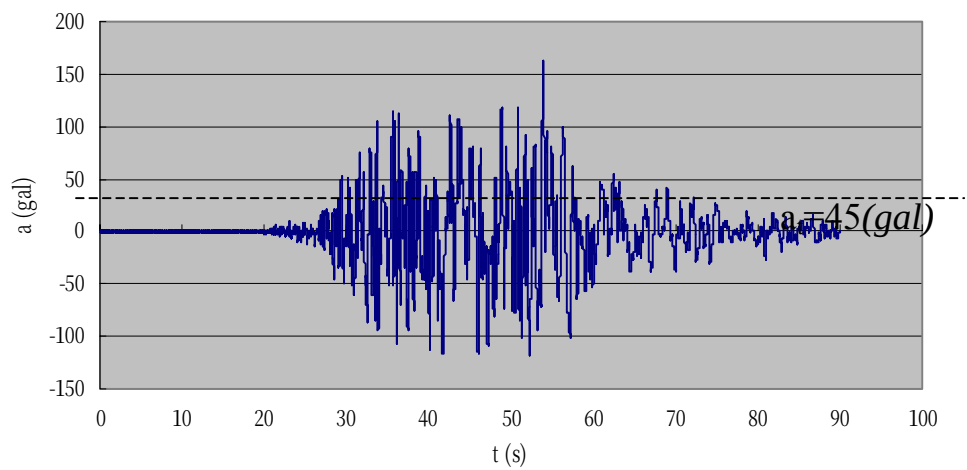


圖 6.3-2 TCU059 清水國小南北向實測地震歷時記錄

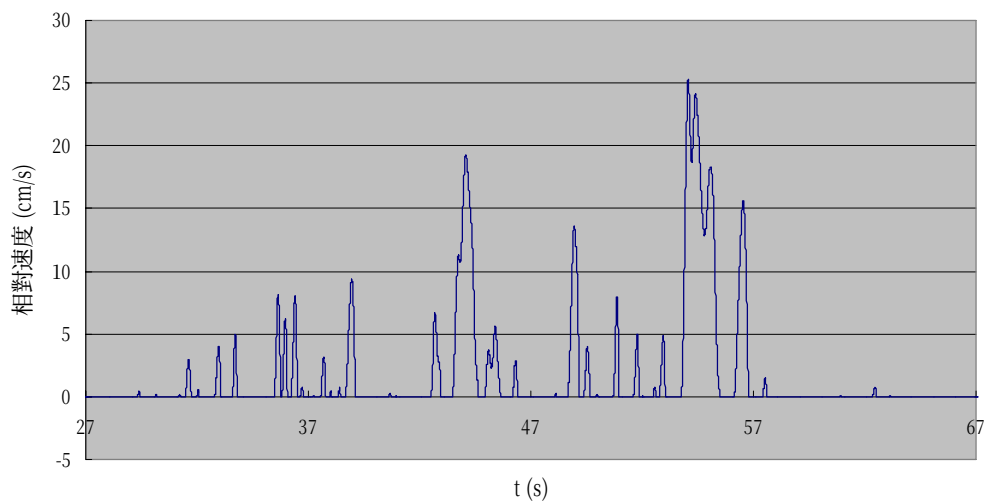


圖 6.3-3 碼頭相對於剛性地盤之速度

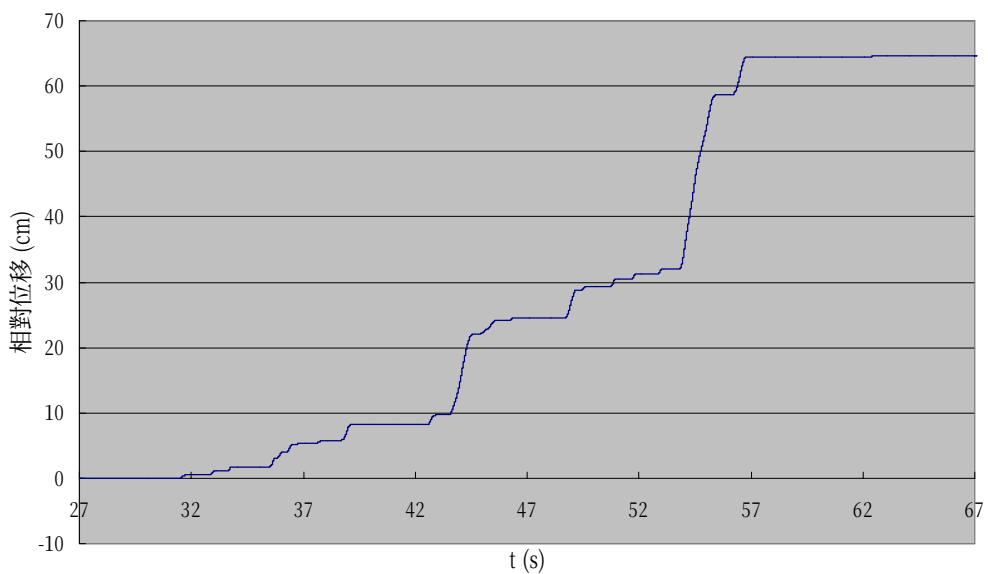


圖 6.3-4 碼頭相對於剛性地盤之位移

(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[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。

6.3.2 板樁式碼頭

簡便分析：

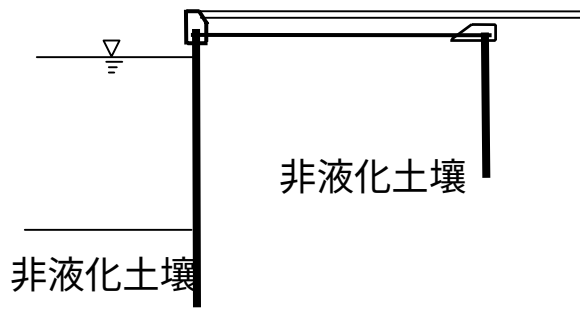
類似重力式碼頭，採用傳統設計規範或基準中，基於力量平衡之固定端或自由支承擬靜態分析方法。同樣，功能性設計法設計原理與傳統設計法不同。可表達功能性之位移指標與傳統設計法中安定計算之安全係數之間相關性之經驗公式可參考[Uwabe 1983](表 6.3-4)，其中， F_s 參見重力式碼頭之簡便分析。

表 6.3-4 非液化工址板樁式碼頭變位與安全係數之相關性

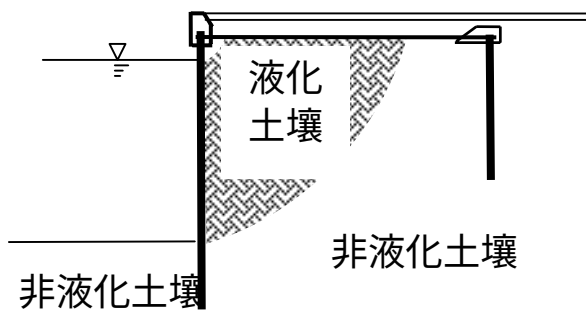
變位參數	經驗公式	相關係數	標準偏差
最大水平位移 d (cm)	$d = -1.6 + 34.9(1/F_s)$	0.68	27
沉陷量 s (cm)	$s = -5.3 + 14.7(1/F_s)$	0.4	20
正規化水平位移 d/H (%)	$d/H = -1.5 + 5.8(1/F_s)$	0.65	5

資料來源：[Uwabe 1983]

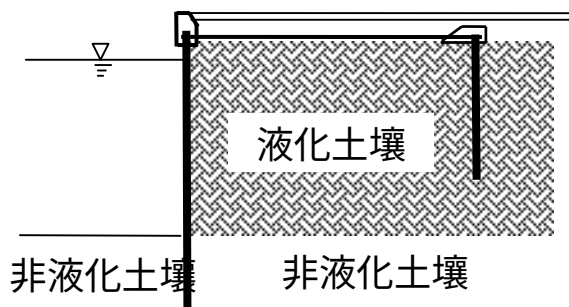
對於該類碼頭在具有液化潛能工址之位移量，Iai[1998]之案例分析統計出：在規範設計地震力作用下，對非液化、僅壁體後局部背填土液化、壁體後包括錨碇設施在內之背填土全部液化、背填土與基礎



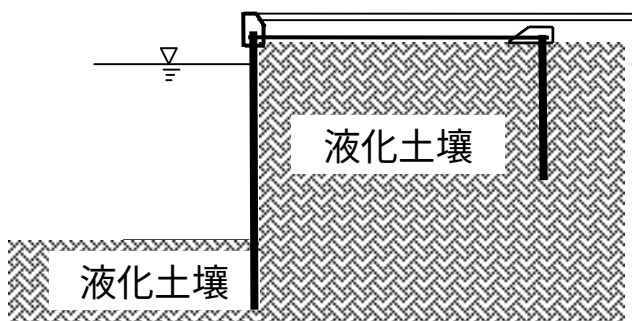
(a)非液化工址



(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 6.3-5 板樁式碼頭工址填土可能液化狀態

資料來源：[INA 2001]

土壤均液化等四類工址(圖 6.3-5)，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：

$$k_{ae} = k_a + \Delta k_{ae} = k_a + \frac{3}{4} k_h \dots\dots\dots (6.7)$$

$$k_{pe} = k_p + \Delta k_{pe} = k_p - \frac{17}{8} k_h \dots\dots\dots (6.8)$$

$$T_e = T_s \frac{k_{pe} - k_{ae}}{k_p - k_a} \dots\dots\dots (6.9)$$

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：

$$K_t = \frac{a \tan \alpha_{ae} - b + \tan(\phi - \alpha_{ae})(1 + b \tan \alpha_{ae})}{1 + c \tan \alpha_{ae}} \dots\dots\dots (6.10)$$

其中，

$$a = \frac{mT_s + P_p + 1/2\gamma_w(H_w + D_{emb})^2 + \Delta U_p}{W_m} \dots\dots\dots (6.11)$$

$$b = \frac{1/2\gamma_w(H_w + D_{emb})^2 \tan \phi + \Delta U_a \sin \alpha_{ae}}{W_m} \tan \psi \dots\dots\dots (6.12)$$

$$c = \frac{1}{W_m} \left[\frac{23mnT_s}{8(k_p - k_a)} + \frac{17P_p\gamma_{sat}}{8k_p\gamma_b} + \frac{7}{12}\gamma_w H_w^2 \right] \dots\dots\dots (6.13)$$

$$W_m = 1/2 \left[\gamma_{sat} (H_w + D_{emb})^2 + \gamma_{wet} (H - H_w)(H + 2D_{emb} + H_w) \right] \dots (6.14)$$

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。

6.3.3 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：

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -P = -pD \dots\dots\dots (6.15)$$

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

$$P = E_s y = k_h D y \dots\dots\dots (6.16)$$

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

$$p = k_s xy^{0.5} \dots\dots\dots (6.17)$$

$$p = k_c y^{0.5} \dots\dots\dots (6.18)$$

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，

$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}} \text{ (1/cm)}$ ，單樁 i 之等效側向勁度 $K_{Hi} = \frac{12EI_i}{(l_i + 1/\beta)^3}$ ，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]：

$$P_y = 0.82P_u = 0.82 \sum \frac{2M_{pi}}{l_i + 1/\beta} \dots\dots\dots (6.19)$$

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：

$$\Delta_{\max} = \Delta_t \sqrt{1 + \left(0.3 \left(1 + 20 \frac{e_{ex}}{L_L} \right) \right)^2} \dots\dots\dots (6.20)$$

其中， Δ_t 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(6.20)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。第 5.3.1 節求取能耐曲線之範例中也顯示，塑性鉸首先出現在靠陸側邊樁，其塑性轉角隨荷載之增加而最先達到極限值。

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(6.21)表示。

$$[m]\{\ddot{X}\} + [c]\{\dot{X}\} + [k]\{X\} = -[m]\{I\}\ddot{x}_g \dots\dots\dots (6.21)$$

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(6.21)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， $\{I\}$ 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， $\{I\}$ 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值，以下以 $\{I\} = \{1\}$ 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

$$\{X\} = [\Phi]\{Y\} = [\{\Phi_1\} \quad \{\Phi_2\} \quad \dots \quad \{\Phi_n\} \dots \quad \{\Phi_M\}]\{Y\} \dots\dots\dots (6.22)$$

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 6.21)轉化為

$$[m][\Phi]\{\ddot{Y}\} + [c][\Phi]\{\dot{Y}\} + [k][\Phi]\{Y\} = -[m]\{1\}\ddot{x}_g \dots\dots\dots (6.23)$$

為應用正交性，式(6.23)改寫為：

$$[\Phi]^T [m][\Phi]\{\ddot{Y}\} + [\Phi]^T [c][\Phi]\{\dot{Y}\} + [\Phi]^T [k][\Phi]\{Y\} = -[\Phi]^T [m]\{1\}\ddot{x}_g \quad (6.24)$$

$$[M]\{\ddot{Y}\} + [C]\{\dot{Y}\} + [K]\{Y\} = -L\ddot{x}_g \quad (6.25)$$

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(6.21)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(6.24)與(6.25)可分別改寫為：

$$\{\Phi_n\}^T [m]\{\Phi_n\}\ddot{Y}_n + \{\Phi_n\}^T [C]\{\Phi_n\}\dot{Y}_n + \{\Phi_n\}^T [K]\{\Phi_n\}Y_n = -\{\Phi_n\}^T [m]\{1\}\ddot{x}_g \quad (6.26)$$

$$M_n \ddot{Y}_n + C_n \dot{Y}_n + K_n Y_n = -L_n \ddot{x}_g \quad \dots\dots\dots(6.27)$$

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，

$$\ddot{Y}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{Y}_n + \omega_n^2 Y_n = -\Gamma_n \ddot{x}_g \quad \dots\dots\dots(6.28)$$

其中，振態參與係數(Model Participating Factor)

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \quad \dots\dots\dots(6.29)$$

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_{00} 。

式(6.28)中，令

$$Y_n = \Gamma_n D_n \quad \dots\dots\dots(6.30)$$

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

$$\ddot{D}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = -\ddot{x}_g \quad \dots\dots\dots(6.31)$$

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(6.31)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(6.30)與式(6.22)求得，第 n 振態所對應之位移向量為：

$$\{X_n\} = \{\Phi_n\} \Gamma_n D_n \dots\dots\dots(6.32)$$

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：

$$f_{ni} = m_i \Phi_{ni} \Gamma_n A_n \dots\dots\dots(6.33)$$

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]

$$\text{SRSS} \rightarrow F = \sqrt{\sum_{n=1}^M F_n^2} \dots\dots\dots(6.34)$$

$$\text{CQC} \rightarrow F = \sqrt{\sum_{j=1}^M \sum_{n=1}^M F_j \rho_{jn} F_n} \dots\dots\dots(6.35)$$

其中，振態 j 與 n 之相關係數

$$\rho_{jn} = \frac{8\sqrt{\zeta_j \zeta_n} (\zeta_n + \tau \zeta_j) \tau^{3/2}}{(1 - \tau^2)^2 + 4\zeta_j \zeta_n \tau (1 + \tau^2) + 4(\zeta_j^2 + \zeta_n^2) \tau^2} \dots\dots\dots (6.36)$$

$$\tau = \omega_j / \omega_n \dots\dots\dots (6.37)$$

F 代表目標參數--力、位移或應力等。

應用上述多振態反應譜疊加法計算第 5.3.1 節範例在設計地震力下水平橫向與縱向之最大變位(節點 E160 與 D156)。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 5.4 節]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 6.3-6 所示，分別為(0.06075, 0.29212)、(0.04048, 0.43832)、(0.03823、0.46411)。

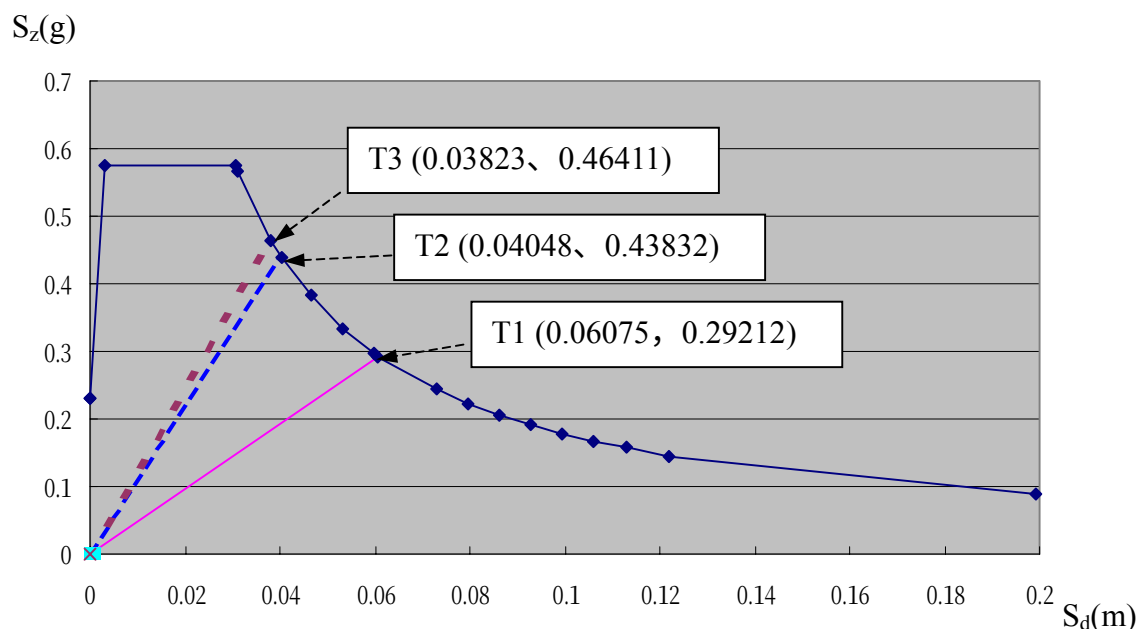


圖 6.3-6 第一類地盤 0.23g Newmark-Hall 型彈性設計反應譜

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 6.3-5 與表 6.3-6 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 6.3-5 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

表 6.3-6 各振態對應 D156 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	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。

具體非線性靜力推動分析之範例參見第五章。

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。

第七章 新舊日本設計基準比較

本章之新舊日本設計基準比較，主要是對 1999 年版與 1989 年版之日本「港灣設施技術上之基準同解說」進行差異比較，比較結果如附錄 A 所示，由附錄 A 可以清楚瞭解到新舊日本基準的差異處非常的多與瑣碎，本章擬針對主要與設計實務有關之增訂內容加以說明，並進一步針對部頒設計基準的修訂研提一些建議，期望能對未來之基準修訂有所助益。

7.1 波力

7.1.1 波峰作用於壁面時之波壓公式

1. 日本舊規範與我國規範

作用於直立壁之波力中有關作用於直立壁之重覆波與碎波之波力，當波峰作用於壁面時之波壓公式，即合田式，日本舊規範與我國規範相同。

2. 日本新規範

(1) 直立壁前方之波壓(圖 7.1-1)

新規範中合田式導入 λ_1 、 λ_2 波壓之修正係數，如下所示：

$$\eta^* = 0.75 (1 + \cos \beta) \lambda_1 H_D \dots\dots\dots (7.1.1)$$

$$p_1 = 0.5 (1 + \cos \beta) (\alpha_1 \lambda_1 + \alpha_2 \lambda_2 \cos^2 \beta) \rho_0 g H_D \dots\dots\dots (7.1.2)$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh (2 \pi h L)} \dots\dots\dots (7.1.3)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \dots\dots\dots (7.1.4)$$

η^* : 靜水面上波壓強度為 0 之高度 (m)

p_1 : 靜水面處波壓強度 (kN/m^2)

p_2 : 海底面處波壓強度 (kN/m^2)

p_3 : 直立壁底面處波壓強度 (kN/m^2)

ρ_0 : 水之密度 (t/m^3)

g : 重力加速度 (m/s^2)

β : 自波之主方向起 $\pm 15^\circ$ 範圍內最危險方向與直立壁法線之垂線所成角度 ($^\circ$) (參考圖 7.1-2)

λ_1 及 λ_2 : 波壓之修正係數 (標準為 1.0)

h : 直立壁之前方處水深 (m)

L : 水深 h 處計算所用下述(3)所示波長 (m)

H_D : 計算所用下述(3)所示波高 (m)

α_1 、 α_2 及 α_3 : 與舊規範相同

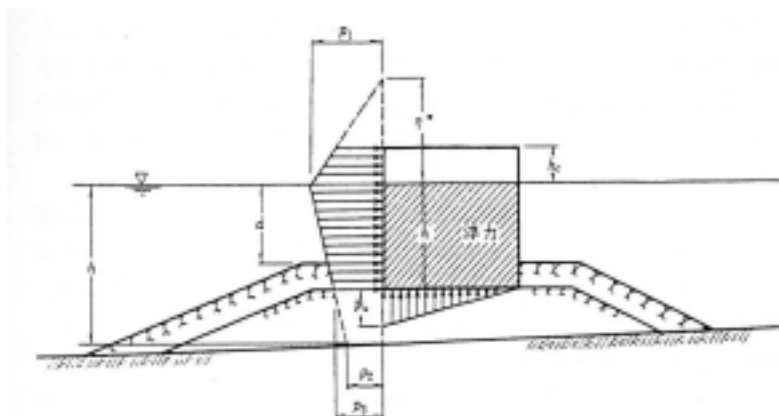


圖 7.1-1 設計計算波高所使用之波壓分佈

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left\{ \frac{4\pi h / L}{\sinh(4\pi h / L)} \right\}^2 \dots\dots\dots(7.1.5)$$

$$\alpha_2 = \min \left[\frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_D}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_D} \right] \dots\dots\dots(7.1.6)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left\{ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h / L)} \right\} \dots\dots\dots(7.1.7)$$

h_b : 自直立壁之前前方海側 5 倍示性波高距離處之水深 (m)

d : 堤基之護基方塊或覆面設施之堤頂中，水深較淺者 (m)

h' : 直立壁之底面水深 (m)

(2) 直立壁底面之上揚力

新規範中合田式導入 λ_3 上揚力之修正係數，如下所示：

$$p_u = 0.5(1 + \cos\beta)\alpha_1\alpha_3\lambda_3\rho_0gH_D \dots\dots\dots(7.1.8)$$

p_u : 作用於直立壁底面之上揚力 (kN/m^2)

λ_3 : 上揚力之修正係數 (標準為 1.0)

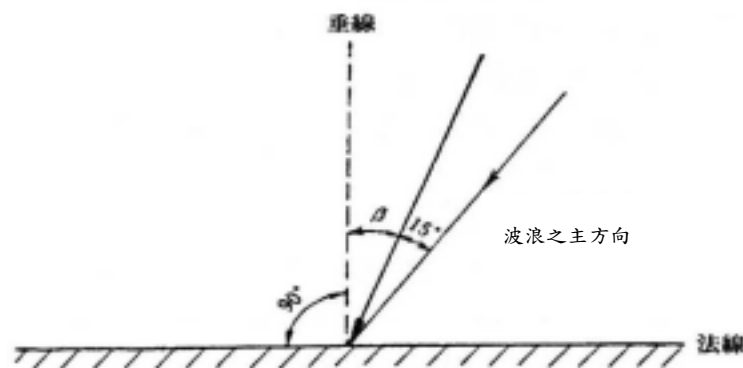


圖 7.1-2 波浪入射角之取法

(3)波壓之計算所用波高及波長

波高 H_D 及波長 L 為最大波高之波高及波長。

(a)最大波高不受碎波影響時

$$H_D = H_{max}$$

$$H_{max} = 1.8 H_{1/3} \dots \dots \dots (7.1.9)$$

H_{max} : 直立壁前方水深處進行波之最大波高 (m)

$H_{1/3}$: 直立壁前方水深處進行波之示性波高 (m)

(b)最大波高受碎波影響時

H_D : 為考量不規則波之碎波變形下之最高波高 (m)

(4)修正係數 λ_1 、 λ_2 、 λ_3

式(7.1.1)~式(7.1.8)之合田式係一般化之合田式，亦能適用於不同條件之壁體，成為包含修正係數之公式。當然，此等修正係數於一般直立壁時為 1.0，作用於消波塊覆蓋之沉箱 (caisson) 或直立消波沉箱等各種壁面之波壓，可以合田式之波壓為基準，適當的加入此等修正係數(可參考新版日本規範第 2 篇 5.2.4 作用於消波塊覆蓋下直立壁之波力)。

(5)合田式之特徵及適用範圍

本波力計算式之首要特徵為可包含週期之影響，連續計算重覆波至碎波之波力，式(7.1.5) 所得參數 α_1 表示週期(正確為 h/L) 之影響，故淺海波之極限值為 1.1，深海波則為 0.6。除此之外其他週期之影響於決定計算用最大波高時顯現，深海波高一定時，週期愈長採用愈大之最大波高。

另一特徵為由堤基高度及海底坡度所致波力之變化係由參數 α_2 加入。由式(7.1.6) 可知， H_D 為一定值之情況下，堤基高度自海底面慢慢調高時， α_2 值自 0 漸漸增大， α_2 之極限值為 1.1，組

合 α_2 與參數 α_1 之極限值 1.1，則靜水面處波壓強度 p_1 成為 $2.2 \rho_0 g H_D$ 。

另一方面海底坡度之影響係將 α_2 中之 h_b 由直立壁起向海側至 5 倍設計示性波高距離處之水深代入，得到與坡度愈陡則堤基愈高之情況產生同樣效果之點。此外，受碎波影響領域內將距離 $5H_{1/3}$ 地點之最大波高作為計算用波高者，係因考慮於直立壁所達最大波力之波浪，係作為進行波略於海側形成碎波之波浪。海底坡度之影響另外亦於決定計算用最大波高時顯現，受碎波影響領域內海底坡度愈陡則波高愈大。因此，海底坡度對於波力之影響相當大，設定設計條件之海底坡度時須注意。

如上所述本計算式係考慮拋石基礎高度及海底坡度之影響，高堤基或陡峭海底面上之直立壁上有強大衝擊碎波力作用，由於對於這樣的條件給與過小之數值，故須注意衝擊碎波力發生之危險性而適用者。特別於高堤基之情況下，不僅為式(7.1.6)之 α_2 ，並考慮高橋氏等之衝擊碎波力係數 α_1 (alpha I)， α_1 比 α_2 大時須取 α_1 之值。

合田式之另一問題點為對於海岸線附近極淺水域之適用性。因本公式為適用於直立壁向海側有碎波，波浪提供最大波力之範圍內。但要明確規定此一界限係困難的，故作用於海岸線附近直立壁之波力等，宜與其他計算式配合來使用較為適宜。

7.1.2 衝擊碎波力

1. 日本舊規範與我國規範

日本舊規範與我國規範相同。

2. 日本新規範

(1) 作用於陡坡海底面上直立壁之衝擊碎波力

(a) 波壓最大時之堤趾水深與平均波壓強度

關於作用於陡坡海底面上直立壁之衝擊碎波力，有光易氏、本間氏・堀川氏等、森平氏・柿崎氏等、合田氏・原中氏、堀川氏・野口氏、藤崎氏・田氏等之研究。其中光易氏以作用於 1/50、1/25、1/15 坡度之均一坡面上各種水深下直立壁之碎波力相關規則波進行廣泛試驗，研究設置水深所致全波力變化，得到衝擊碎波力最顯著之堤趾水深 h_M 之計算式。改寫為以對深海波長之比值表示，成為如式(7.1.10)所式。

$$\frac{h_M}{H_0} = C_M \left(\frac{H_0}{L_0} \right)^{-1/4} \dots\dots\dots(7.1.10)$$

其中，

$$C_M = 0.59 - 3.2 \tan \theta \dots\dots\dots(7.1.11)$$

H_0 ：深海波高 (m)

L_0 ：深海波長 (m)

$\tan \theta$ ：均一坡面之斜率 (m)

此外，本間氏・堀川氏・長谷氏基於 1/15 坡度之試驗結果與其他數據資料，提出略為相異數值之 C_M 。不論何者，衝擊碎波壓會最顯著者為，比起作為進行波之碎波點，在構造物置於略偏陸地方面時。

圖 7.1-3 為由光易氏之試驗結果導出將如此所得波力最激烈時之全波力，以自海底至靜水面上碎波限界波高 H_b 之 0.75 倍為止作為波力之作用範圍，求算平均波壓強度 p ，除以 $\rho_0 g H_b$ 將之無因次化，對於深海波形斜率，每一坡面斜率所顯示者。由此一結果可掌握概略傾向，判定波形尖銳度愈小之波產生愈強之衝擊碎波力，隨坡面斜率趨緩，最大衝擊碎波力之強度減少。

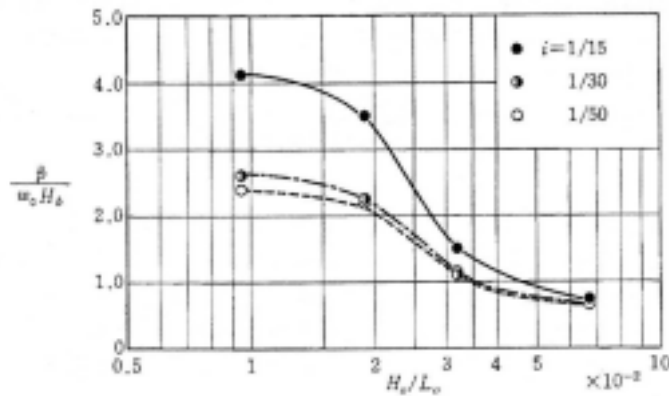


圖 7.1-3 最激烈碎波之平均波壓強度(陡坡坡面上之直立壁)

(b) 衝擊碎波力之發生條件

(1) (a)所示，陡坡海底時之衝擊碎波力發生條件，主要以圖 7.1-3 為準，概略估計設定者。相對於不規則現地之波浪此時換算海浪波形斜率為，對於考慮不規則波所致碎波變形求得自直立壁起僅 $5H_{1/3}$ 海側地點處之最大波高 H_{max} ，換算海浪波高與深海波長對示性波週期之比值即可。對此一換算深海波形尖銳度由圖 7.1-3 可求算概略之平均波壓強度作為參考。但此時之 H_b 為上述之 H_{max} 。

(c) 作用於接續於陡坡坡面之水平海床上直立壁之衝擊碎波力

關於作用於接續於陡坡坡面之水平海床上直立壁之衝擊碎波力，有高橋氏·谷本氏等之研究。其為接續於斜率 1/10 及 3/100 之坡面設置水平底面，由規則波試驗測定作用於各種位置處直立壁之波壓，提出對某波浪條件，波力成為最大之直立壁位置及其時波力之計算法。

(2) 作用於合成堤之衝擊碎波力

(a) 堤基形狀之影響 (衝擊碎波力係數)

堤基變高、衝擊碎波力作用時，作為表示其波力程度之係數，高橋氏等由滑動試驗結果提出衝擊碎波力係數 α_1 。此係數為以波高與沉箱前方堤基上水深之比 H/d 、堤基上水深與設置水

深之比 d/h ，以及堤基前肩寬度與該處波長之比 B_M/L 之函數表示。但波高 H 為設計波高（最高波高）。

亦即，衝擊碎波力係數 α_I 為 α_{I0} 與 α_{I1} 之乘積，由下式表之。

$$\alpha_I = \alpha_{I0} \alpha_{I1} \dots\dots\dots(7.1.12)$$

$$\alpha_{I0} = \begin{cases} H/d & (H/d \leq 2) \\ 2 & (H/d > 2) \end{cases} \dots\dots\dots(7.1.13)$$

圖 7.1-4 係表示 α_{I1} 之分佈， d/h 為 0.4、 B_M/L 為 0.12 處取最大值 1，衝擊碎波力係數 α_I 取自 0 至 2 之數值，顯示此值愈大衝擊碎波力愈大。由目前之合田式計算波力時，利用合田式之 α_2 與此 α_I 之較大者即可。但此 α_I 為由 H/h 為 0.60 以上時之滑動試驗結果為基礎公式化所得，可於探討波高較大處直立壁之滑動時利用之。

(b) 直立壁堤頂高度之影響

堤頂高度愈變高，衝擊碎波力發生之危險性愈高。此為破碎矗立波面多較靜水面處於更高位置，因若此處有直立壁則會發生波面之衝擊所致衝擊力。例如，水野氏等指出堤頂高時，堤基較低條件下亦發生衝擊碎波力亦會發生。

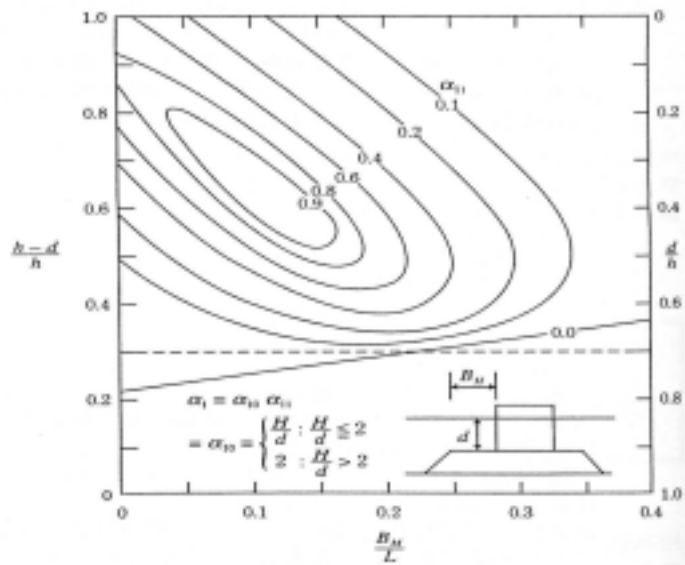


圖 7.1-4 衝擊碎波力係數

(c)波向之影響

由谷本氏等滑動試驗結果等，可得對法線直角方向之波向角 β 為 0° 時，即使有強大衝擊碎波力生成條件下， $\beta=30^\circ$ 、 $\beta=45^\circ$ 處波力會急劇地減少。防波堤對來襲波為斜向時，衝擊碎波力不發生，即使發生對滑動效果亦劇減，實際上可忽視。若考慮波向之變動性，衝擊碎波力之發生條件以 β 在 20° 以內考量為適當。

(d)直立部對衝擊碎波力之動態反應與滑動

衝擊碎波力作用時，局部瞬間值有記錄到與波高相當靜水壓之數倍至數十倍之波壓。然而其衝擊尖峰波力之變動明顯，強大衝擊碎波力之作用時間短。此衝擊碎波力對於滑動有助於考慮堤基、地盤變形下所得動態反應來掌握。合田氏及高橋氏、下迫氏等依其動態模式進行直立部底面之剪力計算，由其結果及各種滑動試驗結果判斷，對於極限衝擊碎波力之堤基上所有直立部之滑動之靜態等值平均波壓強度以 $(2.5\sim 3.0)\rho_0 gH_b$ 考量應為適當。衝擊碎波力係數係以滑動試驗為準，此動態反應效果亦一併加入某種程度考量。

7.1.3 作用於消波塊覆蓋下直立壁之波力

1. 日本舊規範與我國規範

日本舊規範與我國規範相同。

2. 日本新規範

直立壁前方拋放異型之混凝土塊等作為消波設施，則作用於壁體之波力將變化。其變化程度隨來襲波之特性外、消波設施之堤頂高度與寬度、消波塊種類、拋石之有無等消波設施之構造而不同。通常，原本重覆波之波作用於直立壁時，波力變化不大，強大衝擊碎波力作用時，由於消波設施覆蓋，波力可能因而相當緩和。然而，波力減少效果被認為係消波設施有充分寬度與堤頂高度時，特別是

消波設施頂部較設計潮位低時，常有波力增大情形，須加以注意。

(1)消波塊充份覆蓋時之波力計算式

作用於被消波塊覆蓋直立壁之波力，隨消波設施之構造而變化，一般依條件適合之模型試驗結果來計算為原則。然而，消波設施之頂端與直立壁之堤頂高有相同程度，對波之作用下消波塊充份安定時作用於直立壁之波力，可由適用合田式之方法來計算。亦即，於日本新規範第二篇 5.2.2 作用於直立壁之重覆波與碎波之波力之標準式，利用本報告之式(7.1.1)得 η^* 、式 (7.1.2)得 p_1 ，以及式 (7.1.8)得 p_u ，然須因應消波塊覆蓋堤給予適當之波壓修正係數 λ_1 、 λ_2 及 λ_3 。

(2)適用合田式之方法其波壓之修正係數

適用合田式之方法不分碎波、非碎波皆可適用，然須適當給予波壓修正係數 λ 之值。關於此部份，有谷本氏等、高橋氏等、關野氏、角野氏等、田中氏、阿部氏等等之研究結果。其研究結果如下所示：

- (a)因消波塊而使碎波波壓減少顯著，碎波壓之修正係數 λ_2 通常可設為 0；
- (b)波高愈大時，重覆波之波壓修正係數 λ_1 與上揚力修正係數 λ_3 愈小；
- (c)消波塊之覆蓋寬度與波長之比值愈大，波壓修正係數 λ_1 、 λ_3 愈小；
- (d)直立部之堤頂若僅有些許未覆蓋，則該處之波力亦有成為衝擊性碎波力之危險性，此等已被明瞭。高橋氏等依這樣的試驗結果，考慮一般充份覆蓋之情況下波壓折減係數 $\lambda_2=0$ ， λ_1 、 λ_3 主要取決於波高 H (最高波高)，而提出下列建議式：

此外，一般於碎波帶之消波塊覆蓋堤，由上式可得 $\lambda_1=\lambda_3=0.8$ 。

$$\lambda_1 = \left\{ \begin{array}{ll} 1.0 & (H/h \leq 0.3) \\ 1.2 - 2(H/h)/3 & (0.3 < H/h \leq 0.6) \\ 0.8 & (H/h > 0.6) \end{array} \right\} \dots\dots\dots(7.1.14)$$

$$\lambda_3 = \lambda_1 \dots\dots\dots(7.1.15)$$

$$\lambda_2 = 0 \dots\dots\dots(7.1.16)$$

7.2 波浪

7.2.1 波浪朔升高

1. 日本舊規範與我國規範

波浪朔升高一節雖見於各類文獻，然而日本舊規範與我國規範相同並無專節討論。

2. 日本新規範

平滑不透水坡面之波浪朔升高度計算方法。

(1) 單一斷面之情形

單一斷面係指海底坡度大致看來呈均一斜率 θ ，其上特定地點(水深 h)設置均一斜率 α (含直立壁)之堤體時。

(a) 重複波水深領域

高田氏提出如下公式，分別求算當堤趾水深 h 在重複波水深(碎波以下深度)領域內，堤面上之波浪無碎波時之朔升高度。

首先，不發生碎波之最緩堤面傾斜角 α_c ，由 Miche 公式可得滿足下列條件。

$$\sqrt{\frac{2\alpha_c}{\pi}} \frac{\sin^2 \alpha_c}{\pi} = \frac{H_0'}{L_0} \dots\dots\dots(7.2.1)$$

因此，當堤面傾斜角大於此 α_c 時，堤面上波浪不形成碎波，此時朔升高度由 (7.2.2) 式可得。

$$\frac{R}{H_0'} = \left(\sqrt{\frac{\pi}{2\alpha}} + \left[\frac{\eta_s}{H_l} - 1 \right] \right) K_S \quad (\alpha > \alpha_c) \dots\dots\dots(7.2.2)$$

其中， H_0' 為換算深海波高， K_S 為淺化係數， H_l 為堤趾水深處波高， η_s 為波頂高度， R 為朔升高度。

高田氏以 η_s / H_l 式導出 (7.2.3) 式其由 Miche 重複波理論所得數值與試驗值有較佳之適合性，故使用之。

$$\frac{\eta_s}{H_l} = 1 + \pi \frac{H_l}{L} \coth kh \cdot \left(1 + \frac{3}{4 \sinh^2 kh} - \frac{1}{4 \cosh^2 kh} \right) \dots\dots(7.2.3)$$

當堤面傾斜角小於 α_c 時，波浪於堤面上成為碎波。此時朔升高度與 $\tan^{2/3} \alpha$ 成比例，導出(7.2.4)式。

$$\frac{R}{H_0'} = \left\{ \sqrt{\frac{\pi}{2\alpha_c}} + \left(\frac{\eta_s}{H_l} - 1 \right) \right\} K_S \left(\frac{\cot \alpha_c}{\cot \alpha} \right)^{2/3} \quad (\alpha < \alpha_c) \dots\dots(7.2.4)$$

由上述計算可得重複波水深下之朔升高度。最大朔升高度於 $\alpha = \alpha_c$ 產生，堤面較此為陡或緩時，朔升高度均將減少。

(b)碎波以淺領域

高田氏將碎波以淺領域之朔升高度由下式提供。

$$\frac{R}{H_0'} = (R_{\max} / H_0' - R_0 / H_0') \frac{h}{h_R} + R_0 / H_0' \dots\dots\dots(7.2.5)$$

其中， R_0 為海岸線 ($h=0$)處堤體之朔升高度，基於豐島氏等之試驗結果 R_0 / H_0' 由下式可得。

$$R_0 / H_0' = \begin{cases} 0.18 (H_0' / L_0)^{-1/2} & ; (\text{海底坡度 } 1/10) \\ 0.075 (H_0' / L_0)^{-1/2} & ; (\text{海底坡度 } 1/20) \\ 0.046 (H_0' / L_0)^{-1/2} & ; (\text{海底坡度 } 1/30) \end{cases} \dots\dots(7.2.6)$$

h_R 為令波浪朔升高度最大之堤趾水深，由圖 7.2-1 推定。圖 7.2-1 顯示對垂直壁之朔升高度，圖中 L_R 為水深 h_R 處波長， $R_{\max}$

為重複波水深領域內 $h=h_R$ 時之最大朔升高度。

(2)複合斷面之情形

複合斷面係指海底形狀與堤體形狀及配置概觀如圖 7.2-2 所示之情況。

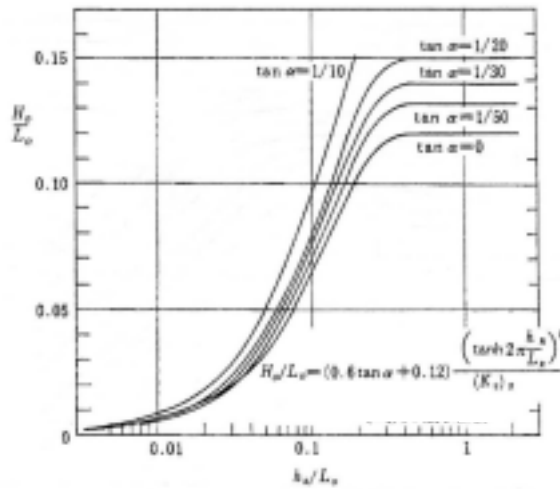


圖 7.2-1 垂直壁之 h_R 推算圖

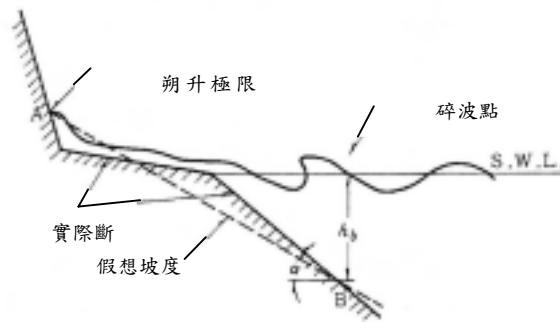


圖 7.2-2 複合斷面與假設坡度

(a)對於視為複合斷面堤體之波浪朔升高度可由下述方法求得(參照圖 7.2-2)。

- ①由深海波之特性，求算碎波點 B。
- ②其次假設波浪之朔升高度 R ，該點 A 與碎波點 B 連結，令其假設坡度為 $\cot \alpha$ 。

③利用圖 7.2-3 計算此假設坡度下波浪之朔升高度，與最初假設之朔升高度比較，兩者不一致時採用假設之朔升高度，從而變更假設坡度，重覆至兩者一致為止。

④如此求得數值為該複合斷面之朔升高度。

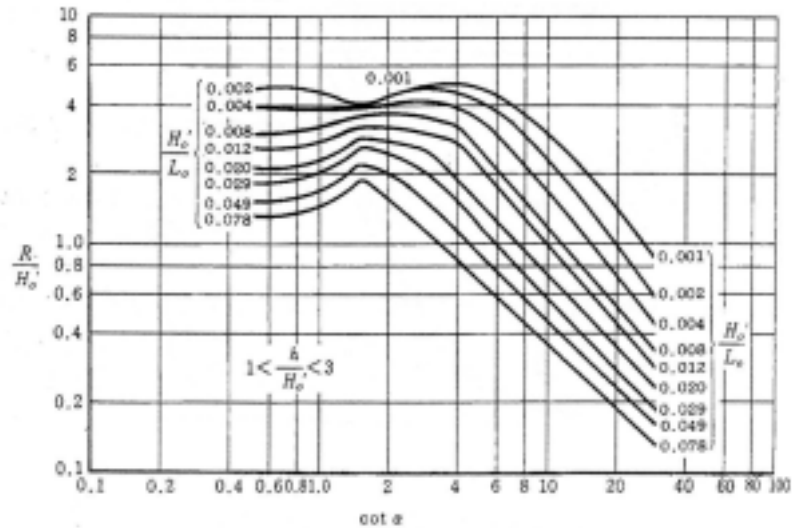


圖 7.2-3 坡面上之朔升高度

(b)此法求得之結果與實際相關複合斷面試驗結果比較，一般誤差在 10%以內兩者相當一致。但當海底坡度減緩時，兩者之一致性變差，故此法適用於海底坡度較 1/30 陡時。

(c)圖 7.2-4 為海底坡度 1/70 下所得試驗結果，可作為對於緩和海底坡度複合斷面下，推定波浪朔升高度之參考。

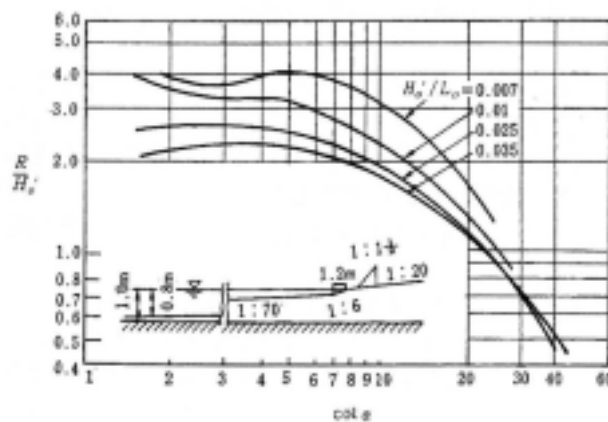


圖 7.2-4 由碎波點向陸地側堤防之朔升高度

(3) 波浪向堤體斜向入射之情況

圖 7.2-5 為顯示入射波之波峰線與堤體法線成 β 角度時，入射方向係數 K_β (各角度下之朔升高度對 $\beta=0$ 時波浪以直角入射時之朔升高度之比值) 與角度 β 之關係圖，由此可推定波浪之入射角度對於朔升高度之影響。

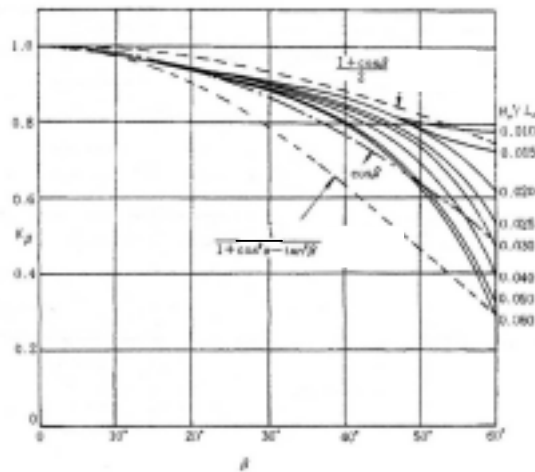


圖 7.2-5 波浪入射角度與朔升高度之關係

(實線：日本建設省土木研究所(試驗值))

(5) 計算誤差

波浪朔升高度之曲線，係顯示相當分散性之試驗值之平均值，其考量很重要。此外，使用示性波設計堤體堤頂高度時，即使不考慮試驗值之分散性，超越此堤頂高度之波浪發生頻率很大，必須注意顯著時約半數之波浪會超越此堤頂高度。因此堤體、護岸等之堤頂高度非僅由朔升高度決定，對於越波量之考慮亦為必要。

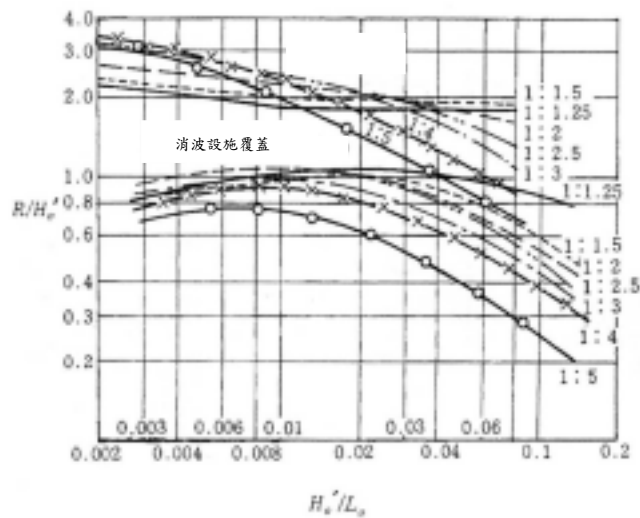


圖 7.2-6 消波設施之波浪朔升高度之折減

7.2.2 越波量

1. 日本舊規範與我國規範

日本舊規範與我國規範相同。

2. 日本新規範

日本新規範中之容許越波量、換算堤頂高係數及風對越波量之影響如下所示。

(1) 容許越波量

容許越波量依護岸之構造、護岸之背後土地利用狀況及排水設施之能力等之價值而異，不得不依適當之狀況來設定。護岸背後之土地利用及排水設施之能力，合田等就以往災害實例依推定災害限界之越波量如表 7.2-1；堤後土地利用狀況與容許越波依福田之調查如表 7.2-2；永井等依堤後設施之重要度考慮，依規則波試驗結果如表 7.2-3 所示。

表 7.2-1 災害限界之越波量

種類	保護工	越波量($\text{m}^3/\text{m} \cdot \text{s}$)
護岸	堤後有保護工	0.2
	堤後無保護工	0.05
堤防	三面混凝土保護	0.05
	堤頂有保護工，背後無保護工	0.02
	堤頂無保護工	0.005 以下

表 7.2-2 堤後土地利用狀況與其容許越波量

利用者	堤防距離	越波量($\text{m}^3/\text{m} \cdot \text{s}$)
行人	緊鄰堤後(50%安全度)	2×10^{-4}
	緊鄰堤後(90%安全度)	3×10^{-5}
自行車	緊鄰堤後(50%安全度)	2×10^{-5}
	緊鄰堤後(90%安全度)	1×10^{-6}
房屋	緊鄰堤後(50%安全度)	7×10^{-5}
	緊鄰堤後(90%安全度)	1×10^{-6}

表 7.2-3 堤後土地之重要度與其容許越波量($\text{m}^3/\text{m} \cdot \text{s}$)

堤後有密集之住家、公共設施等，特別是由於越波、飛沫等之侵襲而預測可能受到重大災害地區	約 0.01
其它之重要地區	約 0.02
其它地區	0.02~0.06

(2)換算堤頂高係數

換算堤頂高係數為同一波浪與海底條件下，於設置直立式護岸時假定，就同一越波量而言，其為對象護岸高與直立護岸高之

比。換算堤頂高係數小於 1 時，就同一越波量即表示直立護岸有比較低之護岸高，此種護岸形狀即表示有效地減低越波量。代表性護岸之換算堤頂高係數 β 之參考值如下所示：

消波塊排列消波護岸： $\beta=0.9\sim0.7$

縱向開孔型護岸： $\beta=0.6$

胸牆後退型護岸： $\beta=1.0\sim0.5$

階梯護岸： $\beta=1.7\sim1.0$

$$\text{波浪斜向入射時：}\beta=\begin{cases} 1-\sin^2\theta & |\theta|\leq 30^\circ \\ 1-\sin^2 30^\circ & |\theta|> 30^\circ \end{cases}$$

(3)風對越波量之影響

一般而言，越波量少時，於越波量中，風所影響之量雖然相對較大，但飛散狀態明顯呈現。但越波量增多，風之影響則相對減少。圖 7.2-7 乃依現場觀測以調查對於越波量受風之影響，其橫軸為越波量之水平分佈梯度，縱軸為單位面積之越波量。由此圖可知，越波量減少時風速愈大，越波量之水平分佈梯度則變小，若越波量較多時，此水平分佈梯度則變大。若越波量少，水塊之飛散距離則因風速大小所受影響極大，因此風速大時可飛較遠；但若越波量多時，如圖所示其飛散距離之差則變小。

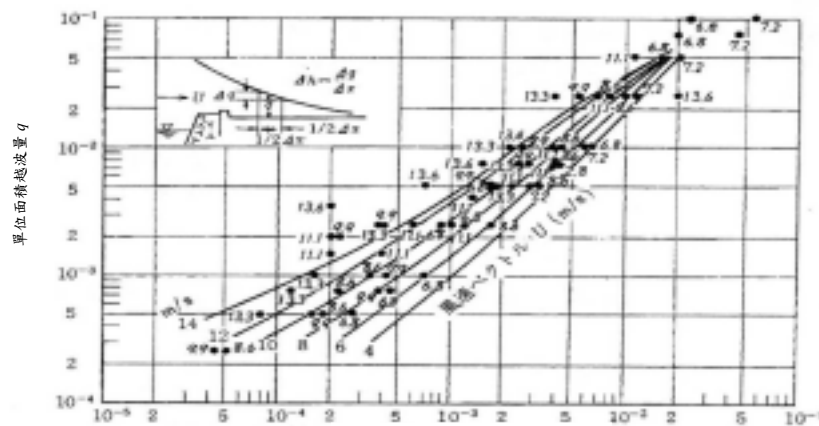


圖 7.2-7 風對越波量水平分佈梯度之影響

7.3 覆面石與消波塊所需質量

7.3.1 斜坡堤覆面石與消波塊所需質量

1. 日本舊規範與我國規範

斜坡堤覆面石與消波塊所需重量，可依 Hudson 公式求出。受波力作用之斜坡面結構物之表面斜坡，覆面塊石或型塊日本舊規範與我國規範均依下式加以計算：

$$W = \frac{\gamma_r H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \alpha}$$

W ：拋石亦或混凝土塊之最小重量(tf)；

γ_r ：塊石或混凝土塊在空氣中之單位體積重量(tf/m³)；

S_r ：塊石亦或混凝土塊對海水之比重；

α ：坡面與水平面之角度；

H ：設計波高(m)；

K_D ：依覆面材及損害率所決定之係數。

2. 日本新規範

覆面塊石或型塊所需質量，日本新規範修正如下式加以計算：

$$M = \frac{\rho_r H^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \dots\dots\dots (7.3.1)$$

M ：拋石亦或混凝土塊之所需質量(t)；

ρ_r ：塊石或混凝土塊在空氣中之密度(t/m³)；

H ：設計波高(m)；

N_s ：依覆面材之形狀、坡度及損害率等決定之係數；

S_r ：塊石亦或混凝土塊對水之比重。

(1) 安定數與代表徑

$D_n = (M / \rho_r)^{1/3}$ ，而 $\Delta = (S_r - 1)$ ，代入 Hudson 公式得

$$H / (\Delta D_n) = N_s \dots\dots\dots (7.3.2)$$

(2) N_s 值影響因子

覆面塊石或型塊所需重量，可依如上所示之 Hudson 公式求得，安定數 N_s 值，將依波高與覆面之密度不同而有所變化，所以 N_s 值由構造物之特性、覆面材之特性及波之特性等影響，主要由以下之原因而變化。

(a) 構造物之特性

- ① 構造物型式(斜面堤、消波塊覆面堤及合成堤等之構造物型式)
- ② 覆面坡面之坡度
- ③ 覆面位置(堤頭部、堤身部、自靜水面之位置、法肩或堤面、背面、平台等)
- ④ 堤頂高與堤寬、上部構造物之形狀
- ⑤ 下部覆面層(其透水係數、厚度、平坦程度)

(b) 覆面材之特性

- ① 覆面之形狀(覆面石之形狀或混凝土塊之形狀、覆面石之粒徑分佈)
- ② 拋放方式(單層厚度、整齊拋放或亂拋等)
- ③ 覆面材之強度

(c) 波之特性

- ① 波數(作用波之數目)
- ② 波形尖銳度
- ③ 海底形狀(海底坡度、礁岩之有無等)
- ④ 水深與波高之比(碎波與非碎波、碎波型態等)

⑤ 波向、波之頻譜形狀與波群性

(d) 損害之程度(損害率、損害等級指數及災害度)

然而設計所用之值，須由對應於其狀況之模型試驗結果適當地決定。此外，將利用對應於示性波之規則波之試驗結果與不規則波之試驗結果加以比較所得案例，0~10%範圍內形成同樣損害率之規則波高與示性波高之比值依條件散落於 1.0~2.0 之範圍內，判定不規則波之作用較具破壞性之傾向。因此，以不規則波作試驗較佳。

(3) 安定數 N_S 與 K_D 值

Hudson 於 1959 年發表所謂 Hudson 式代替 Iribarren - Hudson 式。此 Hudson 式為 Hudson 自行將式(7.3.1)發展所得。

$$N_S^3 = K_D \cot \alpha \dots\dots\dots(7.3.3)$$

其以 $K_D \cot \alpha$ 代替安定數 N_S 之公式。

其中，

α ：坡面與水平所成角度 (°)

K_D ：主要為由覆面材之形狀與損害率等決定之常數 (K_D 值)

Hudson 式為源自廣大範圍之室內試驗結果，又現地使用實績良好，故斜坡覆面材之所需質量為由此 Hudson 式(由 K_D 值所得 Hudson 式)計算而得。

然而由式(7.3.1)之安定數所得 Hudson 式，後面所述已利用作為合成堤之堤基覆面材之所需質量計算式，又因亦利用於潛堤等其他構造物之覆面材，較過去利用 K_D 值之公式為一般性之公式，將由安定數所得 Hudson 式作為坡面覆面材所需質量計算式之基本式。

(4) 包含波之特性等覆面石之安定數計算式

Van der Meer 於 1987 年進行高堤頂斜面堤之坡面覆面石相關系統性試驗，建議不僅考慮坡面斜率，亦可考慮波形尖銳度或波之數量，以及損害程度之下列安定數計算式。但下式為將 Van der Meer 建議式中使用超過機率 2% 之波高 $H_{2\%}$ 以 $H_{1/20}$ 置換等，乃為了較易計算而稍作變更。

$$N_S = \max (N_{sp/}, N_{ssr}) \dots\dots\dots (7.3.4)$$

$$N_{sp/} = 6.2 C_H P^{0.18} (S^{0.2}/N^{0.1}) I_r^{-0.5} \dots\dots\dots (7.3.5)$$

$$N_{ssr} = C_H P^{-0.13} (S^{0.2}/N^{0.1}) (\cot \alpha)^{0.5} I_r^P \dots\dots\dots (7.3.6)$$

其中，

$N_{sp/}$ ：對捲波碎波之安定數

N_{ssr} ：對近海碎波之安定數

I_r ：Iribarren 數 ($\tan \alpha / S_{om}^{0.5}$)

亦稱湧浪相似參數 (surf similarity parameter)

S_{om} ：波形尖銳度 ($H_{1/3} / L_o$)

L_o ：深海波長 ($L_o = g T_{1/3}^2 / 2\pi$ ， $g = 9.81 \text{ m/s}^2$)

$T_{1/3}$ ：示性波週期

C_H ：碎波效果係數 $\{=1.4 / (H_{1/20} / H_{1/3})\}$

非碎波領域為 1.0

$H_{1/3}$ ：示性波高

$H_{1/20}$ ：1/20 最大波高

α ：坡面與水平面所成角度 ($^\circ$)

D_{n50} ：相當於覆面石 50% 質量之粒徑

($= (M_{50} / \rho_r)^{1/3}$)

M_{50} : 覆面石 50%質量 (覆面石之所需質量)

P : 覆面層下部之透水係數

S : 變形等級 ($S = A / D_{n50}^2$)

A : 侵蝕部之面積

N : 作用波數

(5)消波塊覆面堤之混凝土塊安定數計算式

消波塊覆面堤之消波塊部有各種斷面，特別是直立壁方幾乎橫跨全斷面均有消波塊時，由其透水性高低，比一般斜面堤覆面混凝土塊之場合有較高安全性。日本正有許多消波塊覆面堤之研究在進行中，谷本氏等、鹿島氏等、半沢氏等正進行消波塊安定性相關系統性研究，例如高橋氏・半沢氏等則針對全斷面亂拋之消波塊提出下列建議式。

$$N_{ssr} = C_H \{a(N_0 / N^{0.5})^{0.2} + b\} \dots\dots\dots(7.3.7)$$

其中，

N_0 : 災害度 (表示損害程度之損害率之一種，防波堤法線方向寬度 D_n 之範圍內移動之混凝土塊個數， D_n 為混凝土塊之代表徑長， $D_n = (M_{50} / \rho_r)^{1/3}$ ， M 為混凝土塊質量)

C_H : 表示碎波效果之係數， $C_H = 1.4 / (H_{1/20} / H_{1/3})$
(非碎波領域內 $H_{1/20} / H_{1/3}$ 為 1.4， C_H 為 1.0)

a 與 b : 由混凝土塊之形狀或坡面斜率等之係數

(K_D 值為 8.3 之異型混凝土塊之 $\cot \alpha = 4/3$ 時， $a = 2.32$ 、 $b = 1.33$ ， $\cot \alpha = 1.5$ 時， $a = 2.32$ 、 $b = 1.42$)

高橋氏・半沢氏等又提出表示耐用年數間之累積災害度(預期災害度)之計算法，成為今後比考慮預期災害度之可靠度設計法更高階之重要設計。

此外非碎波領域內，波數 N 為 1000 波、災害度 N_o 為 0.3 時，幾乎與由過去之 K_D 值所得設計質量相同。此災害度 $N_o = 0.3$ 以一般損害率表示，則約為 1% 左右。

(6) C.E.R.C. 之 K_D 建議值

為參考美國之陸軍海岸工程研究中心(C.E.R.C.)之覆面石 K_D 值之建議值，以表 7.3-1 表示。此為由同 C.E.R.C. 之海岸保護手冊 (Shore Protection Manual) 之 1984 年版其對於堤身部者，省略堤頭部之值。表中未附加 () 之值為基於試驗結果(規則波試驗)者，可認為相當於對不規則波作用之損害率在 5% 以下。附加 () 之值為推測值，例如對二層亂拋之帶有圓形之碎石之碎波之值(1.2)，由對角形拋石(二層)之碎波 K_D 值為非碎波時之 1/2，可得 2.4 之一半之值。但將規則波波高對應於示性波高時，規則波試驗之碎波狀態下，與不規則波最大波高相近之波連續作用之故，與非碎波條件相較，係對應於非常激烈之狀態。不規則波試驗如前所述，限於考量以示性波高為基準，認為有愈強之碎波條件，反而 K_D 值有變大傾向，至少對碎波條件須將 K_D 值減小。

又 C.E.R.C. 之 K_D 值之建議值隨版本修正，例如此處所示之值與 1973 年版相異。

表 7.3-1 C.E.R.C. 建議拋石之 K_D 值 (堤身部)

覆面材種類	層數	堆積方法	K_D		$\cot \alpha$
			碎波	非碎波	
拋石(圓滑石塊)	2	亂拋	(1.2)	2.4	1.5~5.0
	3 以上	亂拋	(1.6)	(3.2)	1.5~5.0
拋石(菱角石塊)	2	亂拋	2.0	4.0	1.5~5.0
	3 以上	亂拋	(2.2)	(4.5)	1.5~5.0

() 為推測值

7.3.2 合成堤堤基覆面石與消波塊所需質量

1. 日本舊規範與我國規範

合成堤堤基覆面石與消波塊所需重量日本舊規範與我國規範均依式(7.3.1)加以計算。

$$M = \frac{\rho_r H^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3}$$

2. 日本新規範

合成堤堤基覆面石與消波塊所需質量，日本新規範有關覆面石之安定數、覆面混凝土塊之安定數、對堤基覆面材之安定數適用條件、覆面材之層厚、堤頭部之覆面材、港內側之覆面及覆面材質量之折減如下所示：

(1) 覆面石之安定數

關於安定數 N_s ，亦可由基於 Brebner · Donnelly 或過去之災害案例所得稻桓氏 · 片山氏之方法求算，而谷本氏等之公式為基於堤基臨近處流速，可納入種種條件，由高橋氏 · 木村氏等以包含波向般擴展，故以擴展之谷本式為標準。

(a) 擴展之谷本式

$$N_s = \max \left\{ 1.8, 1.3 \frac{1-\kappa}{\kappa^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} + 1.8 \exp \left[-1.5 \frac{(1-\kappa)^2}{\kappa^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} \right] \right\} ; \dots\dots (7.3.8)$$

$$B_M / L' < 0.25$$

$$\kappa = \kappa_1 (\kappa_2)_B \dots\dots\dots (7.3.9)$$

$$\kappa_1 = \frac{4\pi h' / L'}{\sinh(4\pi h' / L')} \dots\dots\dots (7.3.10)$$

$$(\kappa_2)_B = \max \left\{ \alpha_s \sin^2 \beta \cos^2 (2\pi l \cos \beta / L'), \cos^2 \beta \sin^2 (2\pi l \cos \beta / L') \right\} \dots\dots\dots (7.3.11)$$

其中，

h' ：基礎拋石堤基(覆蓋層除外)之堤頂水深 (m) (參考圖 7.3-1)

B ：直入射時為前肩寬度 B_M (m)

斜向入射時為 B_M 或 B_M' 間 $(\kappa_2)_B$ 較大者之數值(參考圖 7.3-1)

L' ：對水深 h' 處設計示性波週期之波長 (m)

α_s ：對象地點為水平時之修正係數 (=0.45)

β ：波之入射角 (與法線方向所成角度，不施行 15° 波向修正 (參考圖 7.3-2))

$H_{1/3}$ ：設計示性波高 (m)

上式以堤身部為對象，確認對於入射角至 60° 為止之斜向入射波。

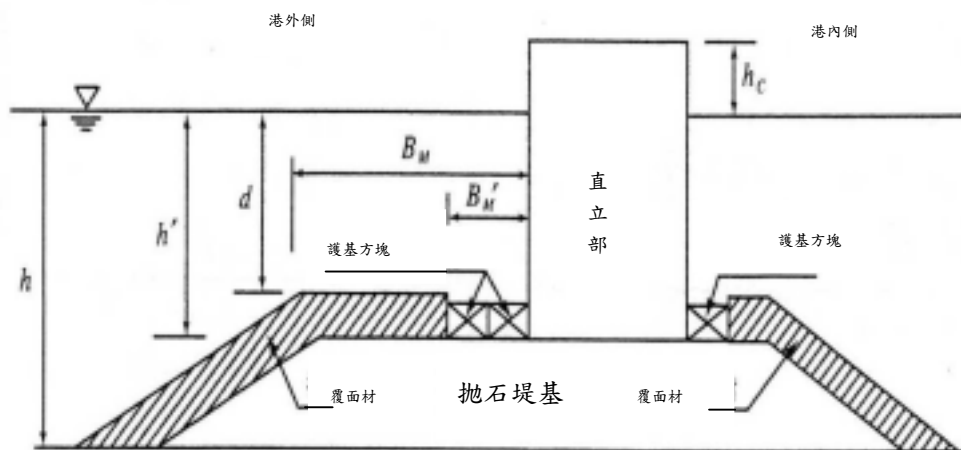


圖 7.3-1 合成堤之標準斷面與符號

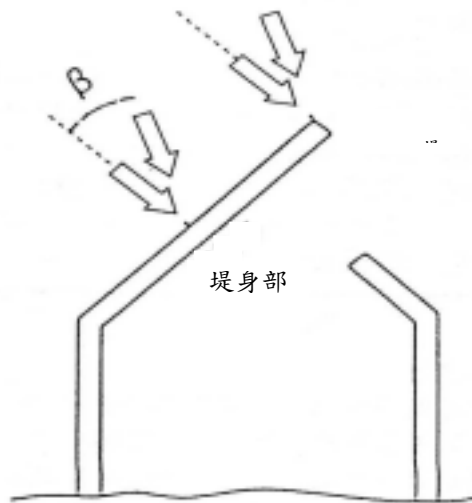


圖 7.3-2 防波堤之法線形狀或波向之影響

(b)容許變形之安定數

針對低堤基之非碎波條件，須藤氏・木村氏等進行安定試驗，對作用波數 N 與損害率之關係加以檢討，對任意之作用波數 N 與損害率 $D_N(\%)$ 建議安定數 N_S^* 之求算公式。

亦即，

$$N_S^* = N_S \left[D_N / \exp \{ 0.3 (1 - 500 / N) \} \right]^{0.25} \quad \dots (7.3.12)$$

其中， N_S 係由過去之谷本式所得安定數，為 $N=500$ 時損害率 1% 之場合之安定數。設計時，由損害之進行狀況判斷，須取 $N=1000$ 波，一方面損害率若為二層覆蓋時，3~5% 亦算足夠。亦即若令 $N=500$ 時 $D_N=1(\%)$ ，則 $N_S^*=N_S$ ，若 $N=1000$ 時 $D_N=5\%$ ，則 $N_S^*=1.44N_S$ ，作為所需質量約成為 1/3。

(2)覆面混凝土塊之安定數

混凝土塊之安定數 N_s 係因混凝土塊形狀、堆積方法各自相異，故宜由水工模型試驗計算。此外，試驗以由不規則波進行為佳。

(3) 對堤基覆面材之安定數適用條件

堤基覆面材上之水深淺時，常因碎波而不安定。因此對堤基覆面材之安定數，設為適用 $h'/H_{1/3} \geq 1$ 之條件者，對於 $h'/H_{1/3} < 1$ 之條件，利用坡面覆面材之安定數較適當。此外，谷本氏之對覆面石之安定數，當 $h'/H_{1/3}$ 小時，尚未得到試驗之驗證。然而，當 $h'/H_{1/3}$ 約為 1 時，宜由水工模型試驗確認。

(4) 覆面材之厚度

覆面石之厚度，原則以二層為標準。但考慮施工例或災害例則一層亦可。其時，於前述之式(7.3.6)，由對作用波數 1000 波其損害率以 1% 嚴格設定下亦可對應。

又對於覆面混凝土塊之厚度以一層為標準，而混凝土塊之形狀，或海象條件劇烈時，以二層堆積因應亦可。

(5) 堤頭部之覆面材

堤頭部由於直立部尖端角附近發生局部快速流動之故，覆面材易移動，對於堤頭部之覆面材之質量加成，須由水工模型試驗確認。未進行水工模型試驗時，以堤基部質量之 1.5 倍以上為標準。又關於範圍若為沉箱式之防波堤，堤頭以 1 座沉箱為標準。

此外，對於擴展之谷本式，堤頭部之覆面石質量亦可算得。亦即堤頭部之場合式(7.3.3)之無因次流速 κ 改寫如下式。

$$\kappa = \kappa_1(\kappa_2)_T \dots\dots\dots(7.3.13)$$

$$(\kappa_2)_T = 0.22 \dots\dots\dots(7.3.14)$$

但算得之質量為堤身部之 1.5 倍以下時，宜作為 1.5 倍。

(6) 港內側之覆面材

港內側覆面材之必要與否以及所需質量，在參考既往設計例等之同時，宜考慮港內側之波或施工時之波之條件、越波等，應其需要由水工模型試驗決定。

(7) 覆面材質量之折減

覆面材所需質量之計算式，通常以堤基之水平部或法肩部為對象，堤基厚度小時，多將坡面部全體設為相同質量。然而，堤基厚度大時，水深變深時其坡面部之所需質量可折減。

7.4 對流速所需覆面材之安定質量

1. 日本舊規範與我國規範

對流速所需覆面材之安定質量一節雖見於各類文獻，然而日本舊規範與我國規範相同並無專節討論。

2. 日本新規範

對流速所需堤基之拋石等之覆面材之質量，應依水工試驗作適當地決定，其計算標準如下所示：

$$M = \frac{\pi \rho_r U^6}{48 g^3 y^6 (S_r - 1)^3 (\cos \theta - \sin \theta)^3} \dots\dots\dots (7.4.1)$$

M ：拋石等之安定質量(t)；

ρ_r ：拋石等之密度(t/m³)；

U ：拋石等上方所發生之流速(m/s)；

g ：重力加速度(m/s²)；

y ：Isbash 常數(對埋入石頭 1.2，對露出石頭 0.86)；

S_r ：拋石等對水之比重；

θ ：水路之軸方向之斜面坡度($^{\circ}$)。

對流速所需覆面材之安定質量，於流速湍急之處應注意，且安定質量依覆面材之形狀與密度而變化應特別留意。

(1)Isbash 式

對流速所需覆面材之安定質量，美國之海岸工程研究中心(C.E.R.C.)指出防止因潮流沖刷之拋石質量亦如式(7.4.1)所示。

(2)Isbash 常數

式(7.4.9)對斜坡面上作用於球體之流體抗力與球之摩擦抵抗互相平衡而導出，常數 y 為 Isbash 常數，對埋入石頭 1.2，對露出石頭 0.86，對於 Isbash 常數亦可引用工藤氏之文獻(土木學會誌 Vol.58 No.11 1973)。

又式(7.4.1)係考慮定常流時之力量平衡狀態，如有激烈漩渦發生之預測地點，應該使用更重之拋石。

(3)海嘯防波堤開口部之堤基覆面材

岩崎氏等對於海嘯防波堤堤基覆面材與異型消波塊使用場合，可依二次元定常流試驗來決定，式(7.4.1)之 Isbash 常數則為 1.08。谷本氏以開口部為對象進行三次元平面試驗，於開口部附近之三次元流動構造既明確，且覆面材之石料與異型消波塊使用場合之 Isbash 常數與損害率之關係可明確顯示。

7.5 地震時之動土壓及動水壓

1. 地震時之動土壓

日本規範其地震時之動態土壓力計算公式與我國相符，惟水中假震度 k' 之部份，相較如下：

我國規範：

$$k' = \frac{\gamma}{\gamma - 1} k$$

k' ：假震度；

γ ：物體在空氣中之單位體積重量(t/m^3)；

k ：震度。

其中震度 k 於 921 地震後，另外將起始降伏地震力放大倍數 α_y 納入考量。

日本規範原與我國規範相符，惟荒井・橫井與二建等假震度計算之建議式與我國規範不同，此次規範修訂將荒井・橫井之建議式納入計算標準：

$$k' = \frac{2(\sum \gamma_i h_i + \sum \gamma h_j + w) + \gamma h}{2\{\sum \gamma_i h_i + \sum (\gamma - 10) h_j + w\} + (\gamma - 10) h} k$$

k' ：假震度；

γ_i ：位於殘留水位上土壤之單位體積重(kN/m^3)；

h_i ：位於殘留水位上第 i 層土壤之厚度(m)；

γ ：土壤之飽和單位體積重(kN/m^3)；

h_j ：位於殘留水位下第 j 層土壤之厚度(m)；

w ：地表面單位面積之載重(kN/m^2)；

h ：位於殘留水位下土壤之總厚度(m)；

k ：震度。

2. 地震時之動水壓

依我國規範所述，地震時之動水壓係地震時水壓減去靜水壓，以重力式碼頭為例，地震時考慮往海側變位，此時作用於壁體之水壓，應考慮殘留水壓，還要考慮海側之動水壓小於靜水壓，因此海側之動水壓係拉壁體往海側之方向。至於陸側之動水壓亦往海側，但因計算地震時之動土壓已於殘留水位下使用假震度 k' ，因此陸側內之動水壓不必計算。

地震時之動水壓計算公式，我國規範如下所示：

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{8} k \gamma_w \sqrt{Hy}$$

P_{dw} ：動水壓(t/m^2)；

k ：震度；

γ_w ：水之單位體積重量(t/m^3)；

H ：水深(m)；

y ：由水面至欲計算動水壓點為止之深度(m)。

其中震度 k 於 921 地震後，另外將起始降伏地震力放大倍數 α_y 納入考量。

日本規範設計基準其地震時之動水壓之計算與我國規範相符，如上所示，惟單位改為國際 SI 單位，如 P_{dw} ：動水壓(kN/m^2)、 γ_w ：水之單位體積重量(kN/m^3)，而此次規範修訂一條[解說]，當結構物兩側均有動水壓作用時，其動水壓之合力則為 2 倍。

7.6 不同基礎種類之摩擦係數

日本規範新增於道路土工—擁壁・涵洞・假設構造物施工指南中指出，於澆置場鑄混凝土時，其擁壁底面與基礎地盤之摩擦係數列舉如表 7.6-1 所示。

表 7.6-1 基礎地盤之種類與設計常數(澆置場鑄混凝土)

基礎地盤種類		容許承载力 (N /cm ²)	擁壁底面之滑動 安定計算用之滑 動摩擦係數	備考	
				qu(N /cm ²)	N 值
岩 盤	龜裂少表面均勻 之硬岩	100	0.7	1000 以上	——
	龜裂少之硬岩	60		1000 以上	——
	軟岩、紅土	30		100 以上	——
礫 層	緊密	60	0.6	——	——
	疏鬆	30		——	——
砂 質 地 盤	緊密	30	0.6	——	30~5 0
	中等緊密	20		——	15~3 0
黏 性 土 地 盤	非常堅硬	20	0.5	20~40	15~30
	堅硬	10		10~20	8~15
	中等堅硬	5		5~10	4~8

7.7 構造物極限強度設計法

1. 日本舊規範與我國規範

極限強度設計法日本舊規範與我國規範均無論述。

2. 日本新規範

極限強度設計依其構件之安全檢討，可分為破壞極限狀態、使用極限狀態及疲勞極限狀態等。

極限強度設計依其構件之安全檢討場合，材料係數、載重係數、構造解析係數、構件係數及構造物係數等五種安全係數，其極限狀態之種類應配合其構造物特性、材料及載重之特性等來建議適當之數值，此時載重係數會隨著載重種類、載重作用之頻率而變化，其載重可區分為永久載重、變動載重及偶發載重等三種，再由載重類別訂出。

(1)設計用安全係數其數值詳如表 7.7-1 所示。

(a)安全係數

安全係數可從材料係數、構件係數(沉箱式碼頭地震時除外)、構造解析係數方面來考量，其他如安全係數乃依事例解析、與容許應力強度法之安全性之比較檢討及其他構造物比較等來決定。

(b)載重係數

載重係數會隨著載重種類與作用頻率而變化，而載重區分為永久載重、變動載重及偶發載重等三種。其永久載重是指變異性小的載重，如持續作用之載重、構造物或是構材自重、靜水壓、內部水壓、殘留水壓及內部土壓等。變動載重是指變動頻繁或是連續的發生，其變異性不能忽視的載重，如活載重(裝卸機械等載重)、波力及上揚力等。偶發載重是指使用期間內作用頻率小，但作用時卻影響重視大之載重，如地震載重、船舶

表 7.7-1 安全係數

安全係數		極限狀態之類別		
		破壞極限	使用極限	疲勞極限
材料係數(γ_m)	混凝土	1.3	1.0	1.3
	鋼筋及 PC 鋼材	1.0	1.0	1.05
	上述以外之鋼材	1.05	1.0	1.05
載重係數(γ_f)	永久載重	1.0~1.1 (0.9~1.0)	1.0	1.0
	變動載重			
	波力	1.3	1.0	1.0
	施工時變動載重	1.0	-	-
	上述以外之載重	1.0~1.2 (0.8~1.0)	1.0	1.0
	偶發載重	1.0	-	-
構造解析係數 (γ_a)		1.0	1.0	1.0
構件係數 (γ_b)		1.0~1.3	1.0	1.0
構造物係數 (γ_i)		1.0~1.3	1.0	1.0

註 1：表中()內之數值為適用於載重小，但較危險之場合。

註 2：破壞極限狀態檢討時之構件係數，可採用下列之數值。其中括號內之數值適用於重力式碼頭底版用於地震時安全性檢查。

- (1)計算彎曲及軸力強度 1.15 (1.0)
- (2)計算軸壓力之上限值 1.3
- (3)計算混凝土之剪力強度 1.15 (1.15)
- (4)計算剪力箍筋之剪力強度 1.15 (1.0)

註 3：破壞極限狀態檢討時之構造物係數，可採用下列之數值。

- (1)棧橋上部構造 偶發載重作用時 1.0，其他場合時 1.2
- (2)防波堤 波力作用時 1.1，其他場合時 1.2
- (3)碼頭 地震載重作用時 1.0，其他場合時 1.1

衝擊力、船舶牽引力、上揚力(作用於碼頭上部構造物之場合)、風力及衝擊載重等。但是有關船舶衝擊力及船舶牽引力，必須將變動載重在使用極限狀態下作安全性之確認。

載重係數之變化係依據作用於防波堤之波力、堤體型式、設置水深、海底坡度及波高極大值之分佈形態等決定。目前沉箱防波堤及一般防波堤之載重係數，破壞時取 1.3，但是對於特殊形狀構造物中之曲面開孔型沉箱堤，因考量其載重係數會再變大，所以有必要透過模型試驗有來作適當地決定。

永久載重之載重係數，係考量重力式碼頭底版於地震載重作用時採用 1.0，其他場合時為 1.1(0.9)。

(2)載重之使用極限狀況之檢討如下

(a)防波堤乃以波高作為波壓之檢討，其設計耐用期限中(例如 50 年)就以上之波浪來襲次數乃以受到 10^4 次水波為對象來模擬。

(b)其他場合時由式(7.7.1)求出載重之特性值。

$$S_k = k_p S_p + k_r S_r \dots\dots\dots (7.7.1)$$

其中，

S_k ：使用極限狀況之檢討其載重之特性值

S_p ：永久載重之特性值

S_r ：變動載重之特性值

k_p 及 k_r ：永久載重與變動載重所造成之龜裂寬度與影響鋼材腐蝕之常數，即 k_p 及 $k_r=0.5$ ，施工時則取 $k_p=k_r=0.5$ 較佳。

(3)當檢討極限狀態時，應檢討龜裂之過度發生之安全性，彎曲龜裂寬度之計算，可依如式(7.7.2)求得。彎曲龜裂寬度受到鋼筋應力、鋼筋直徑及螺紋距之影響，應注意檢討之配筋。一般說來式(7.7.2)

位於安全側，當所使用之構件為特殊形狀與特殊材料時，龜裂寬度之推定可參考其他公式，或依試驗檢討較佳。即檢討彎曲龜裂寬度之對象為鋼筋及 PC 鋼材，原則上以最接近混凝土表面位置之拉伸鋼材。

$$w = k \{ 4c + 0.7(c_s - \phi) \} \left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon_{cs}' \right) \dots\dots\dots(7.72)$$

其中，

w : 彎曲龜裂寬度 (cm)

k : 鋼材附著性之影響常數，一般而言，異型鋼筋則定為 1.0，若為普通圓鋼及 PC 鋼材則為 1.3

c : 保護層厚度 (cm)

c_s : 鋼材之中心間距 (cm)

ϕ : 鋼材直徑 (cm)

σ_{se} : 鋼筋應力度增加量 (N/mm²)，依式(4.7.1)計算 (N/mm²)

E_s : 鋼筋之彈性係數 (N/mm²)

ε_{cs}' : 混凝土之乾燥收縮及潛變所造成龜裂增加之數值，(海中定為 0，以外則定為 150×10^{-6})

容許彎曲龜裂寬度 w_a (cm) 在與海水直接接觸之部份、海水沖刷部份及受到潮流及風最激烈部份則定為 $0.0035c$ ，以外部份則定為 $0.0040c$ (c : 保護層厚度 (cm)) 來計算，由式(7.7.2)所求出之彎曲龜裂寬度 w ，其值應小於容許彎曲龜裂寬度 w_a 。

(4) 棧橋上部構造物上裝卸機械之作用載重比較大時，應預先設想裝卸時發生故障之程度，必要時應確認其對使用極限狀態發生安全性。

- (5)當檢討疲勞極限狀態時，應適切地定出起重機之載重反覆作用，計算各種對於疲勞破壞之影響，計算所有載重對於起重機之影響，判定疲勞破壞之安全性。就疲勞安全性而言，當載重變大時將影響其反覆作用次數，必要時應適當地決定，疲勞壽命為相當於起重機載重作用 200 萬次以上其影響不應忽視。

7.8 防波堤直立部之安定計算

1. 日本舊規範與我國規範

有關防波堤直立部之安定計算，日本舊規範與我國規範相同。

2. 日本新規範

(1)重力式防波堤直立部之安定檢討，乃以破壞安全率設計法為標準。

(2)以破壞安全率為設計法之時，直立堤之堤體、合成堤之直立部、斜坡堤之上部結構及消波塊覆面堤等之直立部之安定檢討，如下所示：

(a)滑動安全率之安定檢討，以下式為準：

$$F_S \leq \frac{\mu(W_o - U)}{P} \dots\dots\dots(7.8.1)$$

F_S ：直立部滑動安全率

波壓作用時 1.2 以上為標準；然而以模型試驗確認堤體之安全性時，滑動安全率小於 1.2 亦可，但不小於 1.0

μ ：直立部與拋石堤基之摩擦係數

W_o ：直立部於水中部份之重量 (kN/m)

U ：作用於直立部之上揚力 (kN/m)

P ：作用於直立部之水平波壓 (kN/m)

(b)傾覆安全率之安定檢討，以下式為準：

$$F_S \leq \frac{\mu (W_o t - M_U)}{M_P} \dots\dots\dots(7.8.2)$$

F_S ：直立部傾覆安全率

波壓作用時 1.2 以上，地震時 1.1 以上為標準

t ：由直立部之重量合力作用線至堤體後趾之距離 (m)

M_U ：上揚力與直立部後趾所生之抵抗力矩 (kN · m/m)

M_P ：水平波力與直立部後趾所生之抵抗力矩 (kN · m/m)

(c)直立部底面其地盤承载力安定檢討，依日本新規範第 5 篇 2.5 偏心傾斜載重承载力之規定辦理。

對於承载力之安全率，波壓作用時 1.2 以上為標準。

(3)採用可靠度設計法時，乃依該設施機能上之要求及構造物之特性，必須適當地設定其所對應期待滑動量必要之數值，對所要之構造安定之檢討。

(4)有關破壞安全率設計法，原則上以堤體不發生滑動為前題。為此，對於設計波而言，其滑動安全率於波壓作用時應保持 1.2 以上。亦即此設計斷面，依機率論而言，其產生滑動之機率為零；在相同之安全率設計下，由其條件所求得之滑動遭遇機率與期待滑動量之值相異。

另外，關於堤體之滑動安定性之可靠度設計法，耐用期間中之滑動遭遇機率之設計方法、防波堤機能不損壞限度，有關考量滑動之容許量、滑動之期待值(期待滑動量)等之計算方法。此時，滑動遭遇機率與期待滑動量以適當之容許值以下設計，然而此設計斷面依據破壞安全率設計法計算滑動安全率不低於 1.0。期待滑動量之平均值，大於計算值之滑動發生可能性應特別注意。

堤體之變形量其容許量可採用可靠度設計法，而有關破壞安全率之設計法比較其經濟性之設計很多，可靠度設計法之考慮項目如下所示。其詳細情形亦可參考日本土木學會 海洋構造物設計指針，1973。

(a)深海波高出現機率

採用極端值分佈參數計算其所對應之深海波高，並假定為正規分佈，求出實際發生深海波高之出現機率。

(b)潮位之發生機率分佈

採用主要四分潮來計算潮位，求出於耐用期間中潮位之發生機率，必要時應考慮高潮偏差。

(c)波浪變形計算

由日本新規範第 2 篇 4.5 波之變形，由深海波高求出堤前波高，然而實際之波高以假設為正規分佈來考慮統計變異量。

(d)波力之計算

由日本新規範第 2 篇第 5 章波力計算，然而應假設為正規分佈來考慮統計變異量。

(e)自重

假設為正規分佈來考慮統計變異量。

(f)摩擦係數

由日本新規範第 2 篇第 16 章摩擦係數計算，然而應假設為正規分佈來考慮統計變異量。

設置後之年數與滑動之有無應嚴密考量，其他不明之點，可不必考慮。

(g)滑動之判定

滑動之安全率未滿 1 時即假定堤體滑動，考慮(a)~(f)之變動因素，以數值積分來進行數值模擬，計算於異常波浪滑動遭遇

機率及耐用年限間之滑動遭遇機率。

(5)有關地盤之承载力，土田氏等以簡易 Bishop 法其安全率為 1.0 時之斷面為對象，採用可靠度設計法，耐用期間中因承载力不足計算期待沉陷量方法，此法可於期待沉陷量之設計中採用。

(6)直立部之港內側以拋石或方塊補強作為滑動抵抗，如式(7.8.3)所示；

$$\frac{\mu_1 W_1 + R}{P} \geq 1.2 \quad \dots\dots\dots (7.8.3)$$

其中，

P ：作用於直立部之水平波力 (kN/m)

W_1 ：直立部於靜水中之水中重量－上揚力 (kN/m)

μ_1 ：直立部與拋石基礎之摩擦係數

R ：補強塊石或方塊之滑動抵抗力 (kN/m)。

滑動抵抗力依如下之方法計算：

(a)拋石之滑動抵抗力(參考圖 7.8-1)

$$R = W_S \tan (\theta + \phi) \dots\dots\dots (7.8.4)$$

其中，

W_S ：最外之覆面層除外，滑動面上之拋石於水中之重量 (kN/m)

θ ：滑動面之傾斜角(°)

ϕ ： $\phi = \tan^{-1} \mu_2$ (μ_2 為拋石與拋石之摩擦係數， $\mu_2 = 0.8$) (°)。

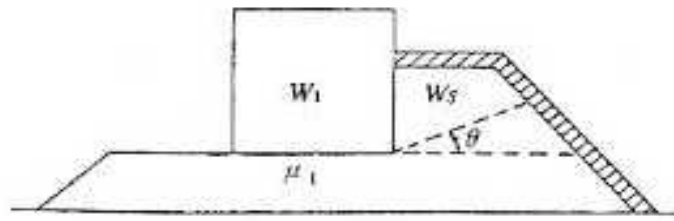


圖 7.8-1 拋石之滑動抵抗面

(b)方塊之滑動抵抗力(參考圖 7.8-2)

$$R = \mu_2 W_S \dots\dots\dots (7.8.5)$$

其中，

W_S ：最上方之方塊除外，方塊於水中之重量 (kN/m)

μ_2 ：方塊與拋石基礎之摩擦係數。

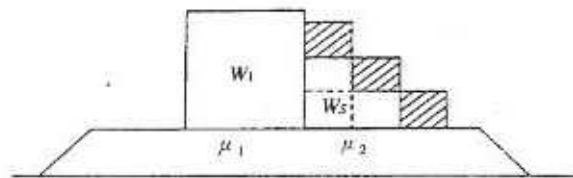


圖 7.8-2 方塊之滑動抵抗面

(c)竹田氏等由試驗得抵抗力 R ，而波高與堤體水深比之關係式，如式(4.8.6)所示。(參考圖 7.8-3)

$$R = \alpha W_S \dots\dots\dots (7.8.6)$$

$\alpha = 0.9 + 0.2 (H/h' - 0.5)$ ；拋石時

$\alpha = 0.4 + 0.2 (H/h' - 0.5)$ ；方塊時

而 $H/h' \leq 0.5$ 時，則 $H/h' = 0.5$ 。

其中，

W_s : 拋石或方塊於水中之重量 (kN/m)

α : 抵抗係數

H : 波高 (m)

h' : 堤體水深(m)

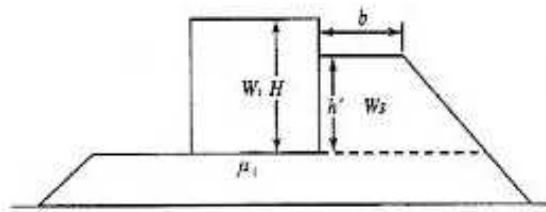


圖 7.8-3 補強體之滑動抵抗面

(d) 菊池氏、新舍氏對於直立部之滑動抵抗其背填石之效果，乃進行大模型試驗檢討。

第八章 結論與建議

8.1 結論與建議

建立功能目標時，除了根據規範與業主等之要求外，還需視吾等對結構物在那些地震等級下之功能性較關注、表達該功能性之參數之可接受極限值是否可以較準確地量化，選用一個或多個參數來表達該結構物之功能性。

經本研究之探討後，國內港灣結構物若要引進耐震功能性設計，建議可參考日本 1999 年版設計基準，對一般性碼頭可考量 75 年回歸期(超越機率為 50%50)地震下之使用功能進行設計，除了對重要性高、震後可能引發之危害度較大之碼頭結構物設定為特定耐震強化碼頭以外，可選擇液化潛能較低區位，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)的耐震強化碼頭，使其在災害發生時依然能發揮關鍵性維生運補功能；而一些次要構造物或堆置場，則依其重要性選擇較低的耐震目標進行設計，以免造成過度設計，浪費資源。

功能性設計目標是否滿足，需要通過數值分析來檢核。本研究除了對容量譜法之原理進行介紹以外，特別針對需求曲線探討既有耐震設計反應譜之應用，並進一步以棧橋式碼頭為例，以非線性靜力推動分析求取能耐曲線之方法，進行 3D 非線性靜力推動分析，並考量多振態，以振態推動之方式求取能耐曲線，再以容量譜法評估該碼頭在設計地震下之非線性位移。該範例中，線彈性靜力分析與線彈性動力分析以及非線性靜力推動分析計算結果之差異很大，證明現行規範要求對不規則結構需要進行動力分析之正確性。所以，為保證構造物滿足功能性設計目標，需要慎重選擇數值分析方法。

經由本研究在新舊日本規範差異比較後，針對部頒 86 年版港灣構造物設計基準，建議修改項目如表 8.1-1 所示：

表 8.1-1 港灣構造物設計基準建議修訂項目一覽表

項次	項目	主要修訂項目	次要修訂項目
1	第 1 篇 總論	增訂國際 SI 單位系統換算率對照表，建議可增訂各港低潮位系統之零基準與陸上聯勤中潮位系統之差值。	
2	第 2 篇 設計條件	總說，波浪、波力、流力、地盤、地震及地震力、地盤的液化、土壓及水壓及摩擦係數等章。	船舶、風及風壓力、潮汐及異常潮位、作用於浮體之外力與其晃動、河口水理、漂砂及上部載重等章。
3	第 3 篇 材料	鋼材及混凝土等章。	瀝青材料、石材、木材、其他材料及再生資源材料等章。
4	第 4 篇 預鑄混凝土	L 型塊及空心方塊等章。	沉箱、直立消波沉箱及複合構造沉箱等章。
5	第 5 篇 基礎	淺基礎之承載力、深基礎之承載力及樁基礎之承載力等章。	基礎之沉陷、邊坡之穩定及地盤改良工法等章。
6	第 6 篇 水域施設	船舶集中處及航道等章。	防波堤外之航道及泊地等章。
7	第 7 篇 外廓設施	防波堤、淤積對策設施及護岸等章。	其他型式之防波堤及閘門等章。
8	第 8 篇 繫留設施	重力式碼頭、板樁式碼頭、平板基樁式碼頭、鋼板樁圓筒式碼頭、鋼板圓筒式碼頭、直樁式橫棧橋、斜樁式橫棧橋、離岸式碼頭、繫船浮筒及繫船樁及其他型式之碼頭等章列為主要修訂項目。	繫留設施之各項因素、繫留設施之結構型式、浮棧橋、繫靠船台、曳船道及卸貨場、氣墊船碼頭設施、連接部、附帶設備、岸肩及裝卸機械之維護管理等章。
9	第 9 篇 其他港灣設施	建議根據新版內容增訂。	
10	第 10 篇 專用碼頭	建議根據新版內容增訂。	
11	第 11 篇 遊艇碼頭	建議根據新版內容作為交通部「遊艇港設施規劃及設計手冊—參考規範」修訂之參考。	
12	第 12 篇 超大型油槽基地設施	台灣對於超大型油槽基地設施使用機會少，建議暫不增訂。	

項次	項目	主要修訂項目	次要修訂項目
13	第 13 篇 海底管線	台灣之港灣工程中對於海底管線工程施作機會雖少，惟各離島如小琉球、金門、澎湖，均有自來水海底管線之構想，可考量是否納入。	
14	第 14 篇 海上貯油設施	台灣對於海上貯油設施使用機會少，建議暫無增訂之需要。	

8.2 後續研究課題

為了配合國內港灣實際狀況，本研究建議今後應繼續研究之課題，如下：

本研究中所列出之功能性參數可接受標準值均參考國外文獻，而功能性設計目標標準值直接決定了結構物耐震功能性之高低，因此建議進一步探討這些標準值是否適用於國內，以建立本土功能性可接受標準值；並同時發展能綜合評估構造物破壞狀態(或可修復性)之特別破壞指標，探討結構物整體、局部及附屬設施破壞指標之關係等課題。

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。

本研究有關重力式碼頭簡便動力分析之「簡易圖表法」，主要應用動力分析法之精確解析，針對各參數對功能性位移指標之影響作敏感度分析後所建立之圖表，但文獻中所探討之參數係以日本耐震設計規範、地質條件與地震規模為基準，需進一步以國內相關資料加以驗證或修改後，才能應用於工程實務。限於時程與經費，本報告中，主要提供剛性與非剛性碼頭之簡便分析與簡便動力分析法範例，後續研究有必要深入探討動力分析法。

功能性設計法之理念中，要求對構造物整個壽命期之功能性的評估具有一定可靠性，即要明確所設計結構物之預期行為能反映真實行為之可靠性，目前，既有相關功能性設計之文獻對可靠性之議題探討較少，惟 FEMA350 對鋼結構之耐震設計探討可靠性設計法，係以所設計結構之行為與結構在地震力下真實行為相符之可靠度、或所設計結構實際滿足預期功能性目標的可靠度之大小，來確定結構最終的設計結果。所以，考量可靠性是功能性設計法重要之研究課題之一。

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。

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。

本研究在新舊日本基準比較部分，因為差異之處很多也很繁瑣，礙於時間與經費因素，所以本研究只針對部分與設計實務有關之增訂內容提出說明，包括波力、波浪、覆面石與消波塊之所需質量、對流速所需覆面材之安定質量、地震時之動土壓及動水壓、不同基礎種類之摩擦係數、構造物極限強度設計法及防波堤直立部之安定計算等內容，然而規範修訂或增訂之項目繁多，本研究僅就上述部分與設計實務有關之增訂內容作詳細說明，恐有遺珠之憾，因此未來有必要再進一步研究。

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, 1995 年 12 月。
- [2] 交通部, [1997]民國 86 年, 『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。
- [3] 交通技術標準規範港灣類工程設計部, [1999], 『港灣構造物設計基準-碼頭設計基準及說明』。
- [4] 交通部運輸研究所港灣技術研究中心, [1999], 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』, 中華民國八十八年十月二十一日。
- [5] 台中港務局, [2000], 『九二一地震台中港北碼頭區港埠設施災損原因研究分析』報告書(修訂本), 宇泰工程顧問有限公司。
- [6] 交通部運輸研究所, [2002], 『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 年七月。
- [7] 林裕淵, 「功能設計—消能減震結構之位移設計法」, 2000, 國立台灣大學博士論文。
- [8] 許茂雄、鄭繁, 「台灣建築耐震設計規範之演進與展望」, 由阪神地震探討台灣地區建築結構耐震設計, 台灣營建研究院, 民國 85 年 9 月。
- [9] 宋裕祺與蔡益超, [2003], 「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。
- [10] 李咸亨, [2002], 『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 4 日, 台南市大學路一號 成功大學光復校區國際會議廳。

- [11] 李咸亨、吳志明與郭政彥, [2001], 『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, 6月1日, 台中市.
- [12] 李賢華、張博彥、余宗鴻、鍾英鳳, [2002], 『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, pp. 693-700。
- [13] 邱耀正、許茂雄, [2001], 『建築物結構耐火技術性能式設計法之研究』, 中華建築中心, 內政部建築研究所。
- [14] 侯和雄、王慶福, [1993], 『港灣構造物設計基準研究-防波堤設計基準及說明草案』。
- [15] 姚昭智、林其璋, [2000], 『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。
- [16] 國家地震工程研究中心, [1999], 『強地動特性與耐震設計規範修正建議』, 1999年第十二期簡訊。
- [17] 國家地震工程研究中心報告 NCREE-01-017。
- [18] 張國泉, [1995]民國八十四年六月, “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, 指導教授: 蔡益超。
- [19] 張國鎮、黃震興、蔡孟豪, [2000], 『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』(專案研究報告 SEC/R-ST-00-04), 台大地震工程研究中心, 中興工程顧問社。
- [20] 張國鎮、黃震興、蔡孟豪、林裕淵、王元利, [2001], 『鋼筋混凝土耐震結構性能設計法(二)-直接位移法及其結構實驗』(專案研究報告 R-ST-01-04),中興工程顧問社。
- [21] 張惠文、廖新興、鄧清江, [1992], 『砂質地盤液化之防治方法探討』, 地工技術, 第 38 期。

- [22] 張景鐘、呂秋水、張權，[2002]，『基隆港區地震危害度分析與可能災損評估』，*第二十四屆海洋工程研討會論文集*，港灣技術研究中心，pp.648-652。
- [23] 張學孔、李賢華、薛憲文、陳桂清，[2001]，『*港灣構造物安全檢測與評估之研究(2/2)*』。
- [24] 張權，[2002]民國九十一年六月，“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，指導教授：張景鐘博士。
- [25] 陳永祥等，[2000]，『*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 106。
- [26] 陳景文，[2002]，『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 4 日，台南市大學路一號，成功大學光復校區國際會議廳
- [27] 溫紹炳，[2002]，『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 4 日，台南市大學路一號 成功大學光復校區國際會議廳。
- [28] 葉吉芳、梁明德、張固宇、溫子衡，1997，『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。
- [29] 蔡克銓、羅俊雄、葉超雄、蘇晴茂，[2002]，『*建築物耐震規範示範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。
- [30] 蔡益超，[2002]，『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，國立中央大學，台中市，2002 年 1 月 31 日 2 月 1 日。

- [31] 蕭江碧、葉超雄、羅俊雄、蔡克銓、葉祥海等，[2000]，『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。
- [32] 賴瑞應、王慶福、曾文傑、張道光，2001，『碼頭構造物耐震設計之研究』，交通部運輸研究所報告 MOTC-IOT-IHMT-DA9002。
- [33] 賴聖耀，[2003]，個人訪談，交通部運輸研究所港灣技術研究中心。
- [34] 賴聖耀、李豐博、蘇吉立、陳志芳，[2002] 『港灣地區大地監測調查與液化防治之研究』，交通部運輸研究所報告 MOTC-IOT-91-HA01-01。
- [35] 薛強，[2001]，『ATC-40 能力譜法之改進』，「中興工程」，第七十期，p.17-26，民國九十年一月。
- [36] 薛強，[2001]，『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。
- [37] 薛強，[2003]，『結構物耐震性能設計法及其應用之研究』，結構工程，2003，已被接受，即將發表。
- [38] 簡連貴、洪望龍、張志新，[1997]，『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，1997 年 12 月，第 393-400 頁。
- [39] 簡連貴、賴聖耀、林敏清，[1999]，『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。
- [40] 羅俊雄 簡文郁 李錫堤 孫一鴻，[2000]，『鐵路橋梁耐震設計可靠度分析(二)-RC 橋柱耐震性能評估』(專案研究報告 SEC/R-ST-00-07)，台大地震工程研究中心，中興工程顧問社。
- [41] 羅俊雄、陳昭佑，[1999]，『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。

- [42] 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，[2001b]，『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。
- [43] 羅俊雄、廖文義、簡文郁、鄧崇任、柴駿甫，[2001a]，『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。
- [44] 羅俊雄、蔡克銓、柴駿甫、簡文郁、鄧崇任、廖文義，[2002]，『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, 2002 年 1 月 31 日 2 月 1 日。
- [45] 羅俊雄、簡文郁、鍾昇財，[1999]，『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。
- [46] 日本港灣協會，「港灣 施設 技術上 基準同解説」，1999,4
- [47] 日本港灣協會，「港灣 施設 技術上 基準同解説」，1989,6
- [48] 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。
- [49] ATC-40, [1996], *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Vol.1, Applied Technology Council, Redwood City, California, USA.
- [50] Bertero, V.V., [1982], “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.
- [51] Chang, Y.L., [1937],, “Lateral Pile Loading Test,” *Transaction of ASCE* 102:273-276.
- [52] Clough, R. W. and Penzien, J., [1993], *Dynamics of Structures*, 2nd Ed., McGraw-Hill Inc., Newyork, N.Y.

- [53] CSI [2000], Three Dimensional Analysis of Building Systems, SAP2000 Version 7.4, Computers and Structure INC.
- [54] 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.
- [55] 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.
- [56] 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].
- [57] FEMA-366, "HAZUS99 Estimated Annualized Earthquake Loss for the United States", Federal Emergency Management Agency, Washington D. C. , U.S.A., 2001.
- [58] FLAC & FLAC3D, *Fast Lagrangian Analysis of Continua*, Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota, USA.
- [59] 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].
- [60] 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.
- [61] 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.

- [62] 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.
- [63] 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.
- [64] 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.
- [65] 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.
- [66] IBC 2000, [2000], *International Building Code 2000 (簡稱 IBC 2000)*, International Code Council (ICC, 包括 BOCA, ICBO and SBCCI), CA..
- [67] Ichii, K. [2002], “A Seismic risk Assessment Procedure for Gravity Type Quay Walls”, *Structural Eng./Earthquake Eng.*, JSCE, Vol. 19, No.2, 131s-140s.
- [68] 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.
- [69] International Navigation Association, PIANC(原名), [2001], *Seismic Design Guidelines for Port Structures*, A.A Balkema Publishers / Lisse / Abingdon / Exton (PA) /Tokyo.
- [70] J. Ferritto 1997 : seismic design criteria for soil liquefaction, Naval facilities engineering service center, technical report TR-2077-SHR Port Hueneme, CA. 58p.

- [71] 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.
- [72] 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.
- [73] 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.
- [74] McGuire, R. K., [1995], "Probabilistic Seismic Hazard Analysis and Design Earthquakes: Closing the Loop", *Bull. Seism. Soc. Am.* Vol. 85(5): 1275-1284.
- [75] 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.
- [76] 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).
- [77] Newmark, N. M. and Hall, W. J., [1982], *Earthquake Spectra and Design*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley.
- [78] 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.

- [79] 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.
- [80] Park, Y. J. and Ang, M., [1985], "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete", *J. Struc. Eng.* ASCE, Vol. 111(4): 722-739.
- [81] 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.
- [82] Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G. M., [1996b], *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley and Sons, Inc, New York.
- [83] 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.
- [84] Richards, R. Jr. and Elms, D. [1979], "Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls," *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE 105(GT4):449-464.
- [85] SEAOC, [1999], *Recommended Lateral Force Requirements and commentary* (SEAOC Blue Book), Structural Engineers Association of California-Seismology Committee.
- [86] 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.
- [87] 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.

- [88] 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.
- [89] 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.
- [90] Towhata, I. And Islam, S. [1987], "Prediction of Lateral Movement of Anchored Bulkheads Induced by Seismic Liquefaction," *Soils and Foundations* 27(4): 137-147.
- [91] Uwabe, T. [1983], "Estimation of Earthquake Damage Deformation and Cost of Quaywalls based on Earthquake Damage Records," *Technical Note of Port and Harboure Research Institute*, No.473, 197p. (in Japanese).
- [92] Vision 2000, [1995], Conceptual Framework for Performance Based Seismic Engineering of Buildings, SEAOC, Sacramento, CA, USA.
- [93] 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.
- [94] 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.
- [95] Xue, Q. [2001a], "A Direct Displacement-Based Seismic Design Procedure of Inelastic Structures," *Engineering Structures*, Vol. 23/11, P. 1453-1460.
- [96] 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.

- [97] Xue, Q. [2002a], “ A Reliable Capacity-Spectrum Method and Its Application in Seismic Performance Evaluation and Design, ” *ICSSD2002*, Dec. 2002, Singapore.
- [98] 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.

附錄 A 新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表 (第 1 篇~第 14 篇)

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(1-1)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
第 1 篇 總論			
第 1 章 總則	[解說]增加(4)(5)兩條說明，及增加[參考]之內容，說明本次修定根據之港灣法、港灣法施行令、港灣法施行規則等規定	不予修正。	
1.1 適用範圍			
1.2 用語之定義	舊名稱定義改為用語之定義，編排方式改為通則、[解說]，內容差異不大。	無此內容，不修正。	
1.3 國際單位系統之使用	刪除舊規範 1.3 特殊設施、1.4 超大型船為對象之港灣設施條文，增訂 1.3 國際單位系統之使用。	無此內容，建議增訂國際單位換算表，供查閱參考。	
第 2 章 工事用基準面	[通則]內容修改。[解說]為舊版解說之(1)一般。[參考](1)(2)(3)內容與舊版解說之(2)(3)(4)內容雷同。	無此內容，建議增訂各港低潮位系統之零基準與陸上聯勤中潮位系統之差值，以利規設參考。	
第 3 章 港灣設施之維護管理	[解說]內容修改、增訂[參考]部份。	無此內容，建議增訂港灣設施之維護管理章節。	
註：	建議增訂：為新版新增內容，而舊版無此內容。 建議修訂：為新舊版均有此內容，但新版內容修改。		
	建議不修正：新舊版內容相同無差異。		

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(2-1)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
第 2 篇 設計條件			
第 1 章 總說	[通則]內容(9)土質修改為地盤，增加(11)地盤之液化、(14)摩擦係數，刪除舊版(15)浮力，合併舊版土壓及水壓為(12)、自重及載重為(13)。[解說]及[參考]之內容已修改，主要增加(4)遭遇機率、(7)設計法(安全率等)，刪除舊版之(e)載重，(l)補償費及(m)維護管理費合併為(11)建設費等	建議配合修訂，新版主要修正內容為(4)(7)(11)點。	
第 2 章 船舶	[通則]已修改。舊版[解說]改為[參考]，如貨船、貨櫃船、渡輪、駛上駛下船、客船、汽車專用船及油輪等船舶主要尺寸表大幅修改，並增訂無特定對象船舶之小型貨船之主要尺寸表。	本項建議依台灣常見船舶修訂 86 年版規範。	
2.1 對象船舶之主要尺寸			
2.2 船舶所產生之外力	[通則]與[解說]內容同舊版。增訂[參考](1)(2)兩點，計有繫留設施設計時應考量船舶載重，而一般防衝工事設計時須考慮對象船舶之船型、靠岸速度、靠岸方法、波浪各相關因素及防衝工之變位復原力。	建議修訂。	
2.2.1 一般			
2.2.2 船舶靠岸所生之外力	[通則]內之公式及單位已修改。[解說]內容為新增。[參考](1)(2)(3) (4)之內容為舊版之[解說]，但第(2)點內容大幅修改船舶載貨噸(DWT)、總噸(GT)與滿載時之排水量(DT)之關係式。	建議修訂。	
[1] 船舶靠岸能量			
[2] 靠岸速度	[通則]內容同舊版。無[解說]。[參考](1)(2)之內容同舊版之[解說](1)(2)，並新增(3)(4)(5)(6)(7)(8)共 6 點，計有操船條件及船型與靠岸速度關係、有關靠岸速度調查、靠岸速度頻率分佈、基於慎重船舶靠岸速度須實測、依實測資料決定靠岸速度及漁港可能使用時繫留設施之設計。	建議修訂。	
[3] 偏心係數	[通則]內容與舊版一致。無[解說]。[參考](1)之內容同舊版之[解說](1)、(2)內容則有修改，(3)內容為新增，靠岸時之接觸點至船舶重心距離之計算式。	建議修訂。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(2-2)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
[4] 假想質量係數	[通則]內之公式局部修改。[參考]之(1)同舊版[解說](1)(2)之內容，(2)點內容為新增船舶載貨噸數(DWT)及總噸數(GT)與垂線間長之關係式，(3)點內容為新增船舶排水體積為排水量除以海水密度。	建議修訂。	
2.2.3 船舶停泊中擺動 所產生之外力 [1] 碇泊船舶之擺動	[通則]內容已修改。[解說]同舊版。新增[參考] (1)(2)(3)(4)共 4 點內容，計有繫留船舶之擺動所產生之外力其分析原則、船體波力考量、有大型儲槽之船體視為橢圓柱體以近似方法求波力及作業船為箱型斷面之船體視為矩形斷面浮體求波力。	建議修訂。	
[2] 作用於船舶之波力	[通則]、[解說]同舊版。新增[參考] (1)(2)共 2 點內容，以 Strip 法與繞射波理論求波力。	建議修訂。	
[3] 作用於船舶之風力	[通則]同舊版，[解說]及[參考]為新修定內容為有關風力作用於船舶之計算式及說明。	建議修訂。	
[4] 作用於船舶之潮流 壓力	[通則]同舊版。[參考] (1)(2)(3)(4)點內容基本上同舊版[解說]。	建議修訂。	
[5] 停泊系統之特性	[通則]同舊版。增加[參考]說明為停泊系統應考量非線性特性及護舷之變位復原力。	建議修訂。	
2.2.4 作用於繫船柱之 拉力	[通則]內容與舊版一致。[解說](1)(2)為舊版[解說]之(1)(4)、(3)為新增但內容不重要。[參考](1) (3)為新增內容為繫船柱之拉力計算依(2)~(6)決定、船舶總噸數 200t 以下 10t 以上其船柱之拉力須慎選設置位置、(2)(4)(5)(6)則為舊版[解說]之(2)(3)(5)。	建議參考新增內容修訂。	
第 3 章 風及風壓力 3.1 一般	[通則]同舊版。[解說]同舊版[解說](1)，[參考](1)(2)(3)(4)(5)為舊版[解說](2)(3)(4)(5)(6)點，但第(3)點增加降雨強度公式。	建議修訂。	
3.2 風	[通則]內容已修改。[參考] (1)(2)(3)(4)同舊版[解說]之(1)(2)(3)(4)。	建議修訂。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(2-3)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
3.3 風壓力	[通則]及[解說]內容為舊版[通則]。[參考](1) (3)同舊版[解說](1)(3)、[參考](2)(b)起重機作業及停止時所受速度壓之估算公式已修改、[參考](4)(d)之受壓面積及(5)之風載重已大幅修改。	建議修訂。	
第 4 章 波浪	[通則]已修改。[解說]內容為新增，[參考](1)同舊版[解說](1)，[參考](2)為新增內容，主要為對不規則波基本概念之說明。舊版[解說](2)(3)(4)(5)已刪除。	建議修訂。	
4.1 一般			
4.1.1 設計波之取法			
4.1.2 波浪之定義	[通則]較舊版精簡，即舊版[通則]中波浪各相關因素及定義已編至新版[參考](1)。[解說]內容為舊版[解說](1)。[參考](1)(2)(3)為舊版[通則]及[解說](2)(3)(4)之改編，基本定義未改變。	建議參考改編。	
4.1.3 波浪之性質	[通則]取消舊版不規則波部份之說明，[參考](1)同舊版[解說](1)，[參考](2)之(a)(b)同舊版[解說](2)(3)，[參考](3)同舊版[解說](4)，[參考](4)同舊版[解說](5)及取消水工試驗資料所得波峰變化說明及圖 4.2 後之(6)，[參考](5)(6)為新增之有限振幅波理論之種類、設計及應用。	建議修訂。	
[1] 波的基本性質			
[2] 波的統計性質	[通則]同舊版。[解說]為新增說明。[參考](1)同舊版[解說](1)(2)(3)，[參考](2)(3)為新增條文為波高超過之出現機率及最大波高之出現機率之說明及計算式。	建議修訂。	
[3] 波譜	[通則]為舊版[通則]之第(1)點，舊版[通則]第(2)點已取消。[解說]為新增說明。[參考](1)(3)同舊版[解說](1)(3)，[參考](2)已自舊版[解說](2)修訂內容，[參考](4)(5)為新增內容為頻譜之改良型及波譜與波高代表值之計算及說明，舊版[解說](4)取消。	建議修訂。	
4.2 設計波之決定法	[通則]已修改，較舊版精簡。[解說]共 10 點與舊版同。[參考]為新增，其內容為結構物有時會遭受突如其來之作用力，此種不確定因素而發生之波浪無法確實決定，故應導入選取波浪發生機率之概念，其設計波之機率選定應考量結構物耐用年數之決定、波浪再現周期及發生機率，以上均可以參照本篇第 1 章 總說 之說明。	建議修訂。	
4.2.1 決定設計深海波之基本原則			

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(2-4)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
4.2.2 求設計波浪各要素之程序	[通則]及[參考]兩部份內容為舊版[通則]內容之拆開。舊版之[解說]已取消。	建議修訂。	
4.3 波的推算 4.3.1 一般	[通則]同舊版。[解說](1)(2)同舊版[解說](1)(2)。[參考](1)(2)為舊版[解說](3)及(4)之部份，舊版[解說]之(5)(6)(7)(8)(9)已取消。	建議修訂。	
4.3.2 吹風區域波浪之推算法	[通則]同舊版。[解說](1)(2)(3)(4)同舊版[解說](1)一般之(a)(d)(b)(c)。[參考](1)波譜法之(a)同舊版[解說](3)，(b)(c)為新增內容，[參考](2)有義波法之(a)S-M-B 法增加 S-M-B 法波浪預報路線之製作法 S-M-B 法之風域決定、S-M-B 法之計算例、及有效吹風距離之決定，其餘(b)(c)(d)(e)同舊版[解說](2)之(b)(c)(d)(e)。	建議修訂。	
4.3.3 湧浪之推算	[通則]同舊版。[解說]同舊版[解說](1)。[參考]同舊版[解說](2)	建議不修正。	
4.4 波浪觀測、推算資料之統計處理	[通則]同舊版。[解說](1)(2)(3)(4)同舊版[解說](1)(2)(3)(4)。[參考]共 3 點為新增，機率波高、分佈參數及極限波高浪統計處理之今後動向。	建議修訂。	
4.5 波浪之變形 4.5.1 一般	[通則]說明已修改。[解說]同舊版[解說](1)。[參考](1)為舊版[解說](2)[參考](1)為舊版[解說](5)，舊版[解說]之(3)(4)已取消。	建議修訂。	
4.5.2 波浪之折射	[通則]取消舊版[通則]之第(2)點 [解說]為新增說明 [參考](1)之(a)(b)及(2)(3)(4)同舊版[解說](1)之(a)(b)及(2)(3)(4)，[參考](1)之(c)波向線法之問題點已改為折射之圖解法。	建議修訂。	
4.5.3 波浪之繞射 [1] 波浪之繞射	[通則]內容精簡化並取消舊版[通則]之第(2)點。[解說]為新增說明。[參考](1)(2)為舊版[解說](2)(3)，[參考](3)為舊版[解說](9)，[參考](4)之(a)(b)(c)(d)(e)(f)為舊版[解說](4)(5)(6)(7)(8)(10)，[參考](5)(6)(7)為新增港內繞射係數求法、方向分散法及依模型試驗檢討。	建議修訂。	
[2] 波浪折繞射之組合	[通則]及[解說]均為新增港內對象點波高計算式及港口有遮蔽時之推定原則。	建議修訂。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(2-5)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
4.5.4 波浪之反射 [1] 一般	[通則]內容取消舊版[通則]之第(2)點。[解說]同舊版[解說](1)。[參考](1)內容同舊版[通則](2)及舊版[解說](3)，[參考](2)同舊版[解說](4)，[參考](3)說明同舊版[解說](5)，但其反射波之影響計算方法新增(a)(b)兩點，計有島周邊波高分佈計算法及使用繞射圖簡便法。	建議修訂。	
[2] 反射率之計算	[通則]內容為舊版[通則]及[解說]。無[解說]。[參考]內容共(1)(2)兩點為新增各種結構型態之反射率概略值、反射率計算法計有模型試驗及現地觀測兩種。	建議修訂。	
[3] 轉角部、防波堤堤頭附近以及島堤周邊之波浪變形	[通則]同舊版。無[解說]。[參考](1)(2)(3)(4)(5)基本上內容同舊版[解說]之(1)(2)(3)(4)(5)，但(4)(5)各增加半無限堤與島堤之波力分佈參考圖。	建議修訂。	
4.5.5 淺化	[通則]同舊版。[解說]基本上內容同舊版[解說](1)，舊版[解說](2)(3)(4)(5)已取消。	建議修訂。	
4.5.6 碎波	[通則]同舊版。[解說]為新增說明。[參考](1)同舊版[解說](1)(2)(3)，[參考](2)(3)(4)(5)內容同舊版[解說](5)(6)(7)(8)，[參考](6)為新增內容為礁岩海岸之波高分佈計算法。	建議修訂。	
4.6 遡上、越波及傳遞波 4.6.1 波的遡上	[通則]、[解說]、[參考]均為對波浪之遡上高度算定之新增內容。	建議修訂。	
4.6.2 越波量	[通則]同舊版。[解說]為舊版[解說](3)(4)(5)之改寫。[參考](1)內容部份同舊版[解說](2)，但增加(a)(b)(c)(d)四點說明，[參考](2)(3)(4)(5)內容為新增各種設施之容許越波量、換算堤頂高係數、風對越波量之影響及多方向不規則波之越波之影響。	建議修訂。	於報告第四章專節說明
4.6.3 傳遞波高	[通則]同舊版。[解說]為新增說明。[參考](1)為舊版[解說](1)(2)，[參考](2)(3)為舊版[解說](3)(4)，[參考](4)(5)為新增內容為結構物之透過率試驗公式及潛堤之傳導率。	建議修訂。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(2-6)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
4.7 波浪所致平均水位上升與湧浪衝擊 4.7.1 波浪所致平均水位上升	[通則]同舊版。[參考]為新增因碎波水平水位之上升、幅射應力照造成水位之上升、平均水平水位之計算圖表、設計時水平水位之考量。	建議修訂。	
4.7.2 湧浪衝擊(Surf beat)	[通則]、[解說]、[參考]均為新增內容為其海域範圍、定義及合田之建議計算式。	建議修訂。	
4.8 長周期波和副振動	[通則]、[解說]、[參考]均為新增內容計有於港內觀測長周期波主要發生原因、長周期波之裝卸時之限界波高、長周期波傳播計算、長周期波之標準波譜、長周期波之波向、長周期波之計算法及長周期波與副振動之區別。	建議修訂。	
4.9 港內波浪 4.9.1 港內靜穩度和港內水域擾亂因素	[通則]、[解說]均為新增內容為港內靜穩度之主要考慮因素。	建議修訂。	
4.9.2 港內靜穩度之計算	[通則]、[解說]、[參考]均為新增內容為港內靜穩度之計算方法。	建議修訂。	
4.10 航跡波	[通則]、[解說]、[參考]均為新增內容計有航跡波之平面形狀、航跡波之波長及周期、淺水對航跡波之效果。	建議修訂。	
第 5 章 波力 5.1 一般	[通則]內容已修改。[解說]內容相同。	建議參考修改[通則]。	
5.2 作用於直立壁之波力 5.2.1 作用於直立壁波力之一般性質	[通則]及[解說]內容同舊版。	_____	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(2-7)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
5.2.2 作用於直立壁之重複波力及碎波波力 [1] 波峰作用時	[通則]之波壓公式已增加修正係數。[解說]同舊版[解說](1)。[參考]內容修改甚多。	建議修訂[通則]及[參考]之內容。	於報告第四章專節說明
[2] 波谷作用時	[通則]同舊版。[解說]為新增。[參考](1)內容同舊版、(2)則為新增為波壓分佈及依有限振幅波理論計算波力。	建議修訂。	
5.2.3 衝擊碎波力	[通則]同舊版。[解說]為新增。[參考](4)(5)為新增為海底面為陡坡時作用於直立壁之衝擊碎波力及作用於合成堤之衝擊碎波力。	建議修訂[通則]及[參考](4)(5)之內容。	於報告第四章專節說明
5.2.4 作用於消波塊覆蓋直立堤之波力	[通則]同舊版。[解說]為舊版[解說](1)。[參考](1)為舊版[解說](2)、(2)(3)(4)(5)(6)為修定或新增內容	建議修訂。	於報告第四章專節說明
5.2.5 考量法線形狀影響之波力計算	[通則]為新內容。[解說]包含舊版[解說](1)及新增內容。[參考]為舊版[解說](2)	建議修訂。	
5.2.6 水深急遽變化處作用於直立壁之波力	[通則]同舊版。[解說]、[參考]為新增內容。	建議修訂。	
5.2.7 作用於碎波線陸側直立壁之波力	為新增內容為在海岸線之海側時波力作用於直立壁、海岸線之陸側時波力作用於直立壁，舊版無此內容。	建議修訂。	
5.2.8 作用於直立消波沉箱之波力	[通則]同舊版。[解說]同舊版[解說](1)。[參考](1)(2)內容更新自舊版[解說](2)、[參考](3)同舊版[解說](3)。		
5.3 覆面石與消波塊所需質量 5.3.1 斜坡堤覆面石與消波塊所需質量	[通則]中 Hudson 公式參數單位修改。[解說]為新內容。[參考]增加許多新內容，特別是 K_D 值之決定方式已大幅修改。	建議參考修正。	於報告第四章專節說明

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(2-8)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
5.3.2 合成堤堤基覆面石與方塊所需質量	[通則]、[解說]及[參考](1)內容同舊版之[通則]及[解說]。[參考](2)覆面石安定係數等內容為新增	建議修訂。	於報告第四章專節說明
5.4 作用於海中構材及孤立構造物之波力 5.4.1 作用於海中構材之波力	舊版內容改編為新版之[通則]、[解說]及[參考](1)~(8)，[參考](9)~(18)為新增內容為抗力係數之標準值、慣性力係數之標準值、圓柱之抗力慣性係數之試驗值、圓柱之抗力慣性係數之現地測定值、鄰接材料之影響、不規則波之波力，作用於傾斜圓柱碎波力之計算、作用於岩礁上之小口徑圓柱之波力計算、作用於鋪設在海底附近之管線之波力計算及波之多方向性之影響。	建議修訂。	
5.4.2 作用於海中大型孤立構造物之波力	[通則]及[解說]同舊版，新增 [參考](1)(2)兩點內容為由繞射波理論、任意形狀之結構物之波力計算方式。	無此章節，建議增訂。	
5.5 作用於水面附近構造物之波力 5.5.1 水面附近之水平作用力及上揚力	舊版只有[通則]，新版已增加[解說]及[參考]，計有衝擊上揚力之特性、作用在底面平坦之水平板之上揚力(重複波時)、作用在棧橋之上揚力、作用在底面平坦之水平板之上揚力(進行波時)及作用在離岸堤上部結構之上揚力(進行波時)。	無此章節，建議增訂。	
5.5.2 水面附近作用於垂直板之水平波力	舊版只有[通則]，新版已增加[解說]及[參考]，計有繫船浮台上部結構之水平波力等作用在擁壁之水平波力等之建議計算式之參考。	無此章節，建議增訂。	
第 6 章 潮汐及異常潮位 6.1 設計潮位	[通則]內容已修訂。[解說](1)(2)同舊版[解說](1)(3)。[參考]為新增內容依平均海面上升計算設計潮位。	建議修訂。	
6.2 天文潮	[通則]內容同舊版。[解說](1)定義增加 3 種天文潮位。[參考](1)(2)內容為舊版[解說]改編。	建議修訂。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(2-9)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
6.3 高潮	[通則]高潮須長時間觀測、災害紀錄及異常氣象條件下推算參考值、[解說] 內容計有高潮之定義及觀測時間, [參考]內容為氣象潮、高潮之數值計算、防高潮設施之設計潮位及平均水位伴隨波浪之上升, 內容已大幅修正。	建議修訂。	
6.4 海嘯	[通則]內容同舊版。[解說]為新增。[參考](1)~(4)同舊版解說不定(1)(3)(4)(5)、[參考](5)~(9) 為新增內容計有海嘯用語之定義、海嘯之周期、在灣內海嘯之變形、檢潮紀錄上之海嘯、台階波形海嘯、海嘯之模擬、海嘯之波力、海嘯之紀錄、海嘯災害防止。	建議修訂。	
6.5 副振動	[通則]內容同舊版。[解說]為新增。[參考]為舊版[解說]之改編, 並有小幅增減。	建議修訂。	
6.6 地下水位和滲透	舊版無此節, 為新增內容。	無此章節, 建議增訂。	
第 7 章 流及流力	[通則]、[解說]同舊版。新增[參考](1)~(4)點內容為海流、潮流、吹送流及濱海流之說明。	建議增訂。	
7.1 一般			
7.2 作用於水中構件及構造物之流力	[通則]內容同舊版[通則]、[解說]。新版[解說]及 [參考](1)~(4)點為新增內容為各種物體形狀之抗力係數圖表、上揚力係數、海嘯作用於防波堤之開口部潛堤上部結構之作用力及因漩渦產生振動。	建議增訂。	
7.3 對流速所需覆面材之安定質量	舊版無此章節, 內容計有 Isbash 計算式、Isbash 之常數及防波堤之開口部之堤基覆面材料。	無此章節, 建議增訂。	於報告第四章專節說明
第 8 章 作用於浮體之外力與其晃動	[通則]內容同舊版。[解說]同舊版。[參考]為新增內容計有浮體之分類、繫留裝置之分類及其特徵。	無此章節, 建議增訂。	
8.1 一般			

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(2-10)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
8.2 作用於浮體之外力	[通則]內容已修改。[參考](1)~(7)點同舊版[解說](1)~(7)點。[參考](8)~(11)為新增內容計有波浪強制力與造波抵抗力之速度勢之解法、作用於矩形斷面之固定浮體之波力、繫留材料與繫留力、作用於超大浮體結構物之外力。	無此章節，建議增訂。	
8.3 浮體晃動及繫留力	[通則]內容同舊版。[解說]為新增內容。[參考](1)~(3)點同舊版[解說](1)~(5)點。[參考](4)~(6)點為新增內容計有矩形斷面浮體之晃動與繫留力、晃動量等之期待值推定之順序及繫留系統之相似率。	建議增訂。	
第 9 章 河口水理 9.1 一般	[通則]內容已修改。[解說]同舊版[解說](1)。[參考](1)同舊版[解說](2)、[參考](2)~(5)點為新增內容計有河口流、河口密度流、河口進入波及淤積・水深維護。	86 年版第八章河口水力已有詳細內容，不須修訂。	
第 10 章 漂砂 10.1 一般	[通則]內容已修改。[解說](1)(2)同舊版[解說](1)(2)、[解說](3)~(8)及[參考]為新增內容計有海岸地形、底質之特性與分佈、漂沙之移動型態、移動限界水深之物理意義及其推定式、沿岸漂沙、在碎波帶之漂沙現象、地形變化、前灘地形變化與第下水位之關係及飛沙等。	86 年版第七章漂砂可修訂。	
10.2 構造物周邊之沖刷	[通則]內容同舊版。[解說]及[參考]為新增內容計有護岸前方之沖刷、防波堤周邊之局部沖刷。	建議於 86 年版第七章增訂。	
10.3 海濱變形預測	[通則]、[解說]內容同舊版。[參考]為新增內容計有經驗工法之預測、水工模型試驗、數值模擬預測、海岸線變化預測模式之概要。	建議於 86 年版第七章增訂。	
第 11 章 地盤 11.1 地盤條件的決定方法 11.1.1 決定方針	第 11 章[土質]改為[地盤]。 舊版於 11.4 土質條件的決定法，但內容不完全一樣。 [通則]內容同舊版。[解說]為新增內容。[參考](1)(2)為舊版[解說](2)之精簡改編。	建議修訂。	
11.1.2 調查方法之選定	[通則]內容同舊版。[解說]為舊版[解說](1)之部份。[參考](1)(2)為舊版[解說](1)(2)，但(2)內容有增加調查方法之種類。	建議增訂。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(2-11)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
11.1.3 標準貫入試驗	新增內容。	建議增訂。	
11.2 土壤之物理性質 11.2.1 土壤之單位體積重量	舊版於 11.1 節。 [通則]內容同舊版。[解說]為舊版[解說](1)。[參考] (1)(2)(3)(5)為舊版[解說](2)(3)(4)(6)、[參考] (4)為新增土壤在原位置其單位體積重量之測定。	建議修訂。	
11.2.2 土壤之分類	[通則]內容同舊版。[解說]為新增。[參考]為舊版[解說]內容。	不須修訂。	
11.2.3 土壤之透水係數	[通則]及[解說]為舊版[通則]之改編，內容一致。[參考](1)(2)(3)為舊版[解說](1)(2)(3)、[參考](4)為新增透水係數之概略值之計算方法。	建議修訂。	
11.3 土壤之力學性質 11.3.1 彈性定數	為舊版之 11.2 節。 [通則]、[解說]及[參考]均已修改，內容計有變形係數之應變之依存性、依原位置試驗變形係數之測定、非排水剪力強度與變形係數之關係及 Poisson 比。	建議修訂。	
11.3.2 壓縮壓密特性	[通則]、[解說]及[參考]均已修改，內容計有壓密最終沉陷量之計算、沉陷速度、一次壓密與二次壓密、壓縮・壓縮諸係數與物理性質之相關性及極軟弱黏土之壓密沉陷。	建議修訂。	
11.3.3 剪力特性	[通則]、[解說]及[參考]均已修改，內容計有剪力強度之考量方法、砂之剪力強度、黏土之剪力強度、原位置剪力試驗求法、因黏土壓密而強度增加、黏土因而膨脹強度減少及夾層土強度。	建議修訂。	
11.4 N 值的解釋方式	為舊版之 11.5 節，[通則]、[解說]及[參考]均已修改，內容計有 N 值影響因子、砂質地盤之內部摩擦角、黏土地盤之 N 值、岩盤之 N 值以及 N 值 50 以上之地盤其 N 值的解釋方式。	建議修訂。	
11.5 標準貫入試驗以外之測深	舊版無此內容，為新增章節，內容計有測深之種類、十字剪力試驗、電氣靜力錐貫入試驗。	建議增訂。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(2-12)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
11.6 土壤之動態性質 11.6.1 動態變形定數	為舊版之 11.3 節。 已大幅刪減舊版內容。	建議修訂。	
11.6.2 動態強度特性	內容大致同舊版。	建議不修正。	
第 12 章 地震及地震力 12.1 一般	[通則]與舊版同。[解說](1)(2)(3)同舊版，但(2)增加(d)設施的耐震性能，[解說] (4)及[參考]為新增內容為港灣結構物耐震性之檢討。	建議修訂。	於報告第三章專章探討
12.2 港灣設施之耐震性能	新增內容有港灣設施耐震設計時考量 2 種地震等級，等級 1 為再現期 75 年之地震時，要求不損壞設施完整功能；等級 2 為再現期 475 年地震時，須保持所期待之功能；構造物與變形量之關係及其保持機能之變形量上限；兩種地震等級之設計流程等。	建議增訂。	
12.3 震度法	[通則]已修改。[解說](1)(2)同舊版、[解說](3)(4)有修訂、[解說](5)為新增。	建議增訂。	
12.4 設計震度	[通則]、[解說]及[參考]已大幅修改。重要度係數最小值由 0.5 提高為 0.8。	建議增訂。	
12.5 地震反應解析	[通則]與舊版同。[解說] 及[參考]內容有大幅更動。	建議修訂。	
12.6 反應變位法	[通則]、[解說]已修改，[參考]4 點為新增內容。	建議修訂。	
第 13 章 地盤之液化 13.1 一般	[通則]與舊版同。舊版[解說]取消。[參考]為新增由粒徑與 N 值預測判定液化、特殊土壤適用由粒徑與 N 值預測判定液化、三軸試驗結果預測判定及地盤整體其液化之判定。	建議修訂。	
13.2 液化的判定預測	[通則]、[解說]已修改。[參考](1)(4)(5)為舊版解說(2)(3)、[參考](2)基本上為舊版解說(1)之修訂。	建議修訂。	
13.3 液化對策	[通則]、[解說]與舊版同。[參考]為新增內容計有液化之預測、液化對策、結構物機能之維護及圓弧滑動檢討。	建議修訂。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(2-13)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
第 14 章 土壓及水壓 14.1 土壓一般	[通則]與舊版同。[解說]為新增。	建議不修正。	
14.2 常時土壓 14.2.1 砂質土的土壓	[通則]、[解說]與舊版同。	建議不修正。	
14.2.2 粘性土的土壓	[通則]、[解說]與舊版同。	建議不修正。	
14.3 地震時土壓 14.3.1 砂質土的土壓	[通則]、[解說]與舊版內容大致同，但土壓係數和崩壞角表已改為圖示方式。	建議修訂。	
14.3.2 粘性土的土壓	[通則]、[解說]與舊版同。	建議不修正。	
14.3.3 假震度	[通則]、[解說]已修改，增列假震度計算式，假震度計算圖式及其要點說明。	建議修訂。	
14.4 水壓 14.4.1 殘留水壓	[通則]、[解說]編排與舊版不同，但內容無異。	建議不修正。	
14.4.2 地震時之動水壓力	[通則]、[解說]編排與舊版不同，但內容無異，惟修訂[解說](4)，當結構物兩側均有動水壓作用時，其動水壓之合力則為 2 倍。	建議修訂。	
第 15 章 上部載重 15.1 一般	[通則]、[解說]內容與舊版無異。	建議不修正。	
15.2 自重及靜載重	[通則]已增加內容。[解說]為新增內容為各項材料之單位體積重量之標準值。	建議修訂。	
15.3 裝載載重 15.3.1 平常時裝載載重	[通則]同舊版。[參考](1)(2)同舊版[解說]內容、[參考](3)為新增內容為依以往之實際調查，表列散裝貨之單位體積重量。	建議修訂。	
15.3.2 地震時裝載載重	[通則]、[解說]及[參考]內容與舊版無大出入。	建議不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(2-14)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
15.3.3 不均佈裝載載重	[通則]、[解說]及[參考]內容與舊版無大出入。	建議不修正。	
15.3.4 雪載重	[通則]、[解說]內容與舊版有些微差異。[參考](3)為新增內容為雪之一般狀態與單位體積重量。	建議不修正。	
15.4 活載重 15.4.1 火車載重	[參考]大幅增加內容，將一般鐵道構造規則等規範相關內容列出。	建議修訂。	
15.4.2 汽車載重	[通則]同舊版。[參考]大幅增加內容為各型車輛載重表、貨車・拖車組合之載重及海上運輸貨櫃輪之標準規格。	建議修訂。	
15.4.3 裝卸機械載重	[通則]同舊版。[解說]內容已修改。[參考]為新增內容計有各式起重機及貨櫃起重機尺寸。	建議修訂。	
15.4.4 群載重	[通則]同舊版。	建議不修正。	
第 16 章 摩擦係數 16.1 一般	已大幅增加內容，計有靜止摩擦係數參考值、因摩擦而增加襯墊材料之摩擦係數、場鑄混凝土之摩擦係數、岩盤與預壘混凝土之滑動抵抗及有關滑動抵抗與摩擦抵抗之參考文獻。	建議修訂。	於報告第四章專節說明

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(3-1)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
第 3 篇 材料			
第 1 章 概 說	[通則]、[解說]同舊版。	建議不修正。	
1.1 材料的選定			
1.2 構件的安全	新增內容。	非我國規範，不須修訂。	
第 2 章 鋼 材	[通則]、[解說]同舊版。[參考](2)為新增內容。	非我國規範，不須修訂。	
2.1 使用鋼材			
2.2 設計計算使用之鋼材數	[通則]、[參考]同舊版，僅單位不同。	建議不修正。	
2.3 鋼材的容許應力度	[通則]、[解說]內容與舊版無異。	建議不修正。	
2.3.1 一般			
2.3.2 結構用鋼材	[通則]中鋼材種類之編號已更新。[參考]增為 4 點內容，結構用鋼材於發生挫屈時應考慮軸方向壓縮應力度及彎曲壓縮應力度。	建議修訂。	
2.3.3 鋼樁及鋼管樁	[通則]中鋼材種類之編號已更新，並改採力的單位。[參考]內容大致與舊版[解說]同。	建議修訂。	
2.3.4 鋼版樁	[通則]及[參考]中之鋼材種類之編號已更新，並改採力的單位。	建議修訂。	
2.3.5 鑄鐵製品	[通則]及[參考]內容與舊版無異，惟鋼材種類之編號已更新，並改採力的單位。	建議修訂。	
2.3.6 焊接及接合用鋼材	[通則]為新增。[參考]內容及鋼材種類之編號已更新，並改採力的單位。	建議修訂。	
2.3.7 容許應力之加成	[通則]已修改。[參考]同舊版[解說]。	建議不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(3-2)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
2.4 防蝕 2.4.1 一般	[通則]、[參考]內容與舊版無異。	建議不修正。	
2.4.2 鋼材腐蝕速度	[通則]內容同舊版。[參考]內容較舊版精簡甚多，鋼材腐蝕速度之標準值不變。	建議修訂。	
2.4.3 防蝕法	[通則]內容已修改。[解說]內容基本上與舊版無大差異。	建議不修正。	
2.4.4 電氣防蝕工法	[通則]、[解說]、[參考]內容編排方式已不同舊版，除防蝕電流密度之標準值有修改外，新舊版內容差異不大。舊版設計步驟內容新版已取消。	建議修訂。	
2.4.5 塗覆裝工法	增加[1]適用範圍內容，[2]適用工法及[3]工法選定內容基本原則相同，但文字敘述有增減。	建議修訂。	
	舊版 2.4.6 腐蝕餘裕法、2.4.7 鋼材之維護管理，新版已取消。	建議不修正。	
第 3 章 混凝土 3.1 一般	主要差異為增列混凝土構造物設計參考之相關規範。	非我國規範，建議不須修訂	
3.2 極限強度設計法	為新增內容。	建議增訂。	於報告第四章專節說明
3.3 混凝土容許應力	為舊版 3.8 3.9 3.10 節之重編。說明特殊場合容許應力之增大係數。	建議修訂。	
3.4 混凝土材料	為舊版 3.3 節。[通則]及[參考]已大幅修定。	建議修訂。	
3.5 混凝土品質及性能	為舊版 3.4 節。[通則]及[解說]已大幅修定。	建議修訂。	
3.6 水中混凝土	為舊版 3.6 節。內容差異不大。	建議不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(3-3)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
第 4 章 瀝青材料 4.1 一般	[通則]、[解說]、[參考]內容為舊版 4.1.1、4.2.1 節之整合。	建議修訂。	
4.2 瀝青襯墊 4.2.1 一般	為新增內容，瀝青襯墊之強度及施工性視材料之配料、補強材料及襯墊厚度而異，襯墊厚度需視其用途與要求強度而定。	建議增訂。	
4.2.2 材料	編排方式調整但內容與舊版無異。	建議修訂。	
4.2.3 配料	增加試驗結果的判定基準值，其餘內容新舊版一致。	建議修訂。	
4.3 鋪裝用材料	增加[解說]內容為應考慮鋪設地點之載重條件及[參考]內容係考量鋪裝用材料為不透水性，一般多採用鋼版與橋面鋪裝	建議增訂。	
4.4 灰泥 4.4.1 一般	新編項目，設計時應注意添加之材料、加熱之溫度及材料特性等。	建議增訂。	
4.4.2 材料	新編項目，一般採用之材料為瀝青、砂及填充料，且需考量水中施工材料之流動性、砂粒之粒徑及其他混合材料之安定性。	建議增訂。	
4.4.3 配料	新編項目，內容計有一般配料、配料試驗、試驗結果之判定、灰泥需求量之計算法及設計上限制現象。	建議增訂。	
第 5 章 石材 5.1 一般	[通則]文字有修改。[參考](1)同舊版解說、[參考](2)為新增內容，增加主要石料物理性質表。	建議修訂。	
5.2 基礎拋石	增列[解說]之內容為石料從試驗、握裹力良好、取得之難易、運輸能力及價格等因素考量及[參考]之內容為基礎拋石之容許承载力、剪力特性及由三軸壓縮試驗決定其強度。	建議修訂。	
5.3 背填料	取消舊版有關礫石(高爐石……等)之設計標準值規定。	建議修訂。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(3-4)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
5.4 路基材料	編排方式改變，基本內容一致。	建議不修正。	
第 6 章 木材 6.1 木材的品質 6.1.1 普通構造用木材	[通則]、[解說]內容基本上與舊版同。[參考]為新增說明。	建議不修正。	
6.1.2 木樁材質	[通則]、[解說]內容基本上與舊版同。	建議不修正。	
6.2 木材的容許應力 6.2.1 一般	[通則]內容同舊版，增加[解說]內容。	建議不修正。	
6.2.2 普通構造用木材之容許應力	取消舊版有關細節之說明及表單，而代之以相關參考規範名稱。取消舊版 6.2.3。	非我國規範，建議不須修訂	
6.3 集合木材之品質	為新增內容，但僅有[通則]無下層內容。	建議不修正。	
6.3.1 集合木材之容許應力	為新增內容，但下層內容僅說參考之文獻。	建議不修正。	
6.4 木材之接合	新舊版內容無差異。	建議不修正。	
6.5 木材之保護	新舊版內容無差異。	建議不修正。	
第 7 章 其他材料	舊版無此章，為新增內容，計有其他金屬材料、塑膠材料塗裝材料、注入材料及埋入材料之廢棄物等。	建議增訂。	
第 8 章 再生資源材料	舊版無此章，為新增內容，計有一般、熔渣、石炭灰、混凝土塊、浚渫土砂及其他等。	建議增訂。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(4-1)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
第 4 篇 預鑄混凝土			
第 1 章 沉箱	基本內容同舊版，設計步驟流程圖新版構件設計部份增加內容。	可修訂。	
1.1 一般			
1.2 尺寸之決定	[參考]之說明較舊版為多，但基本內容相同。	建議不修正。	
1.3 浮遊時的安定	浮游安定判定之基本原則新版未修正。	建議不修正。	
1.4 設計外力	為新增加之規定，計有防波堤及岸壁其載重的組合之載重係數，防波堤用沉箱之外牆設計載重、載重係數及龜裂寬度影響常數，岸壁用沉箱之外牆設計載重及載重係數，防波堤用沉箱之底版設計載重、載重係數及龜裂寬度影響常數，岸壁用沉箱之底版牆設計載重及載重係數，及隔牆之設計載重等說明。	建議增訂。	
1.4.1 載重的組合及載重係數			
1.4.2 製作時之外力	新舊版內容相同。	建議不修正。	
1.4.3 進水及浮遊時之外力	新舊版內容相同。	建議不修正。	
1.4.4 拖航時之外力	新舊版內容相同。	建議不修正。	
1.4.5 安放時之外力	基本內容同舊版。	建議不修正。	
1.4.6 完成後之外力	內部土壓及水壓之圖示已更新。	可參考修正。	
[1] 外牆			

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(4-2)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
[2] 底版	新舊版內容相同	建議不修正。	
[3] 隔牆	[通則]同舊版。[參考](1)(2)同舊版解說(1)(2)，[參考](3)(4)為新增內容，係補充地盤承载力不均時之檢討。	可參考修正。	
1.5 構材的設計	新版無[通則]，但[參考](1)~(6)內容同舊版[通則]及[解說]之內容，[參考](7)係補充內容為外牆間彎曲力矩之分配公式及說明。	可參考修正。	
1.5.1 外牆			
1.5.2 隔牆	新版無[通則]，但[參考]與舊版[通則]及[解說]之內容相同。	建議不修正。	
1.5.3 底版	新版無[通則]，但[參考]與舊版[通則]及[解說]之內容相同。	建議不修正。	
1.5.4 其他	新舊版內容相同。	建議不修正。	
1.5.5 版的彎矩計算圖表	新版將表移至卷末。	建議不修正。	
1.6 以吊車進水安放時之設計	新舊版內容相同。	建議不修正。	
1.6.1 吊筋使用普通丸鋼	新舊版內容相同。	建議不修正。	
1.6.2 吊筋使用異形鋼棒	新增內容。	參考修定。	
第 2 章 L 型塊	[通則]增加極限強度設計法之規定。[參考]中構材的設計流程增加界限狀態(終局、使用)之檢討。	參考修定。	
2.1 一般			
2.2 尺寸之決定	新舊版[通則]內容相同，新版增加[解說]及[參考]內容。	建議不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(4-3)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
2.3 作用於構材之載重 2.3.1 一般	[通則]、[參考]內容同舊版。	建議不修正。	
2.3.2 作用於構材之土壓	新版增加[解說]內容。	建議不修正。	
2.3.3 載重分割方法	[通則]、[參考]內容同舊版。	建議不修正。	
2.4 構材之設計 2.4.1 前牆	新舊版基本內容相同。	建議不修正。	
2.4.2 基腳	新舊版基本內容相同。	建議不修正。	
2.4.3 底版	新舊版基本內容相同。	建議不修正。	
2.4.4 扶壁	新舊版基本內容相同。	建議不修正。	
2.5 取吊部位之設計	新舊版基本內容相同，新版[參考]增加 2 點內容。	建議不修正。	
第 3 章 空心方塊 3.1 一般	[通則]增加極限強度設計法之規定。[參考]中構材的設計流程增加限界狀態(破壞、使用)之檢討	參考修定。	
3.2 尺寸之決定 3.2.1 空心方塊之形狀	新舊版基本內容相同。	建議不修正。	
3.2.2 尺寸之決定	新舊版基本內容相同。	建議不修正。	
3.3 作用於構材之載重 3.3.1 一般	新舊版基本內容相同。	建議不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(4-4)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
3.3.2 填充土壓及殘留水壓	新舊版基本內容相同。	不須修訂。	
3.3.3 載重分割方法	新舊版基本內容相同。	不須修訂。	
3.4 構材之設計 3.4.1 長方形空心方塊	新版[側牆]及[隔牆]補充新的[參考]內容。	建議增訂。	
3.4.2 其他的空心方塊	新舊版基本內容相同。	不須修訂。	
3.5 取吊部位之設計	新舊版基本內容相同。	不須修訂。	
第 4 章 直立消波沉箱 4.1 一般	為新增內容。	建議增訂。	
第 5 章 混合式沉箱	為新增內容。	建議增訂。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(5-1)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
第 5 篇 基礎			
第 1 章 總說	[解說](1)(2)(3)(4)之內容與舊版[解說](1)(4)(2)(3)之內容雷同，舊版[解說](5)之內容刪除。	建議不修正。	
第 2 章 淺礎之承载力 2.1 一般	[解說](1)之內容與舊版[解說]之內容雷同，增訂[解說]之(2)之內容為基礎受偏心傾斜載重作用時，請參照本篇 2.5 承受偏心傾斜載重之承载力。	建議不修正。	
2.2 沙質土層中基礎之承载力	增訂[參考]部份，[解說]內容與舊版[解說]之(1)之內容雷同，[參考]內容與舊版[解說]內容雷同。	建議不修正。	
2.3 黏性土層中基礎之承载力	增訂[參考]部份，[通則]之容許承载力增加考量基礎形狀係數，[解說]內容與舊版[解說]之內容雷同，[參考](1)之內容為考量港灣地區之黏性土層，其圖示修改為隨深度方向增加黏性土層中基礎之承载力係數與形狀係數之關係圖，[參考](2)之內容為地層中因載重分散，承载力之檢討，[參考](3)之內容為修正容許承载力計算式。	建議增訂。	
2.4 複合地層之承载力	增訂，舊版之二層地層之承载力刪除。	建議增訂。	
2.5 承受偏心傾斜載重之承载力	增訂[參考]部份，[通則]增列安全率之計算式，[解說]內容與舊版[解說]之(1)之內容雷同，[參考](1)(2)(3)之內容與舊版[解說](2)(4)(3)之內容雷同。	建議不修正。	
第 3 章 深基礎之承载力 3.1 一般	增訂[參考]部份，[通則]修訂深基礎底面之承载力，應依地層特性及結構物特性來計算，[解說](1)(2)之內容與舊版[解說]之內容雷同，[參考]之內容與舊版[解說]之內容雷同，惟增列沉箱式基礎等可參照道路橋示方書・同解說 IV 下部構造編。	不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(5-2)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
3.2 垂直之承載力	增訂[參考]部份, [通則]修訂深基礎容許垂直承載力龜裂寬度影響常數, 應依結構物型式、施工方法及地層條件考慮適當之方法決定, [解說](1)之內容與舊版[通則]之部份內容雷同, [解說](2)之內容為修訂深基礎之側面抵抗, 容許垂直承載力, 結構物型式、施工方法及周邊地層條件, 應注意基礎周面摩擦所受之承載力, [參考](1)之內容與舊版[通則]、[解說](1)之部份內容雷同, [參考](2)(5)之內容與舊版[解說](1)(2)(7)之內容雷同, [參考](3)之內容於 鐵道構造物設計標準・同解說 基礎構造物・抗土壓構造物 , 在沉箱基礎之場合, 設計時可忽略其周邊之摩擦力, [參考](3)之內容為重要結構物安全率在 2.5 以上, 其他之結構物安全率在 1.5 以上為標準, [參考](6)之內容為增訂埋入式連續基礎容許垂直承載力之 Meyerhof 建議公式。	建議修訂。	
3.3 水平之承載力	增訂[參考]部份, [通則]修改為深基礎容許水平承載力, 應依地層條件、結構物型式及施工方法考慮適當之方法決定, [解說]內容為深基礎, 以側向之水平方向地層反力與基礎底面之垂直方向地層反力來決定, [參考] (1)之內容與舊版[通則]之內容雷同, [參考](2)(3)(4)之內容與舊版[解說]之內容(1)(2)(3)雷同。	無此內容, 建議修訂。	
第 4 章 樁基礎之承載力	增訂[參考]部份, [解說](1)之內容與舊版[解說]之內容雷同, [解說](2)	建議增訂。	
4.1 基樁之軸向容許承載力	之內容為樁之承載力易受施工之影響, 施工前可打設試驗樁, 必要時須由各種方法來設計確認, 並由試驗樁之結果, 變更基樁長度及施工方法, [參考](1)(2)(3)(4)之內容為增列, 主要為樁頭受力之公式、決定樁之型式為點承樁或摩擦樁, 受地層條件之影響及容許水平承載力之安全性檢討方法。		
4.1.1 一般			
4.1.4 載重試驗推算軸向極限承載力	增訂[參考]部份, [通則]修改為軸向極限承載力之推定, 依靜力學之承載力計算式, 諸如此類之計算式, 應注意依地層諸條件、基樁之諸條件及施工方法等之適用範圍, [解說](1)(2)(3)(4)之內容與舊版[解說]之內容雷同。	建議增訂。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(5-3)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
4.1.5 按靜力學承載力公式推算推算軸向極限承載力	[解說]之(1)(2)之內容雷同，[參考](1)~(6)之內容與舊版[解說]之內容(1)~ (5)，[參考](7)(8)(4)之內容為增列閉塞率之探討與軟岩之承載力計算式。	建議增訂。	
4.1.6 樁材壓應力之影響	舊版 4.1.6 按打樁公式及以往資料推算軸向極限承載力 刪除，增訂[參考]部份，[通則]內與舊版 4.1.7[解說]之內容雷同，[解說]、[參考]之內容與舊版 4.1.7[解說]之內容雷同。	建議不修正。	
4.1.7 接樁之折減率	增訂[參考]部份，[解說]之內容為本項見於本篇 4.1.1 一般 所示之諸項內，接樁之折減率依軸向容許承載力之限制來規定，[參考](1)(2)(3)(4)之內容與舊版 4.1.8[解說]之內容雷同。	建議不修正。	
4.1.8 細長比之折減率	增訂[參考]部份，[解說]之內容為本項見於本篇 4.1.1 一般 所示之諸項內，細長比之折減率依軸向容許承載力之限制來規定，[解說] (2)之內容與舊版 4.1.9[解說](1)之內容雷同，[參考](1)之內容與舊版[解說]之內容雷同，[參考](2)(3)之內容為其細長比之折減率參考值與考量接樁時之施工精度。	建議修訂。	
4.1.9 群樁之承載力	舊版內容 4.1.12。	建議不修正。	
4.1.10 負表面摩擦力之檢討	增訂[參考]部份，[解說]之內容為本項見於本篇 4.1.1 一般 所示之諸項內，負表面摩擦力之檢討依軸向容許承載力之限制來規定，[解說](2)之內容與舊版[解說](1)之內容雷同，[參考](1)~(6)之內容與舊版[解說](1)~(4)之內容雷同，[參考](8)(9)(10)之內容為中立點之深度負表面摩擦力推算、打設斜樁時地層沉陷之建議方法及因地震所造成之短期載重不須考慮。	建議修訂。	
4.1.11 基樁沉陷量之檢討	增訂[參考]部份，[解說]之內容為本項見於本篇 4.1.1 一般 所示之諸項內，負表面摩擦力之檢討依軸向容許承載力之限制來規定，[解說](2)之內容與舊版[解說](1)之內容雷同，[參考](1)~(7)之內容與舊版	已有內容，不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(5-4)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
4.1.11 基樁沉陷量之檢討	4.1.13[解說](1)~(3)之內容雷同，惟基樁之沉陷量，增加考量基樁之彈性變位量及樁頭地層之塑性變位量，[參考](8)之內容為各種地層條件沉陷量之說明。	已有內容，不修正。	
4.2 基樁之容許拉拔力 4.2.2 標準軸向容許拉拔力	增訂[參考]部份，[解說]之內容與舊版[解說]之內容雷同，[參考](1)~(5)之內容與舊版[解說](1)~(3)之內容雷同。	建議不修正。	
4.2.3 單樁最大容許拉拔力	增訂[參考]部份，[解說]之內容與舊版[解說]之內容雷同，[參考](1)(2)之內容與舊版[解說](1)(2)之內容雷同。	建議不修正。	
4.2.4 樁材張應力之影響	增訂，[通則]之內容為基樁之容許拉拔力，依本篇 4.2.1 一般 (1)所示，不得超過樁材容許張應力乘以基樁有效面積之值，[參考](1)樁材張應力，其內容為基樁之容許拉拔力，樁材張應力，其檢討方法規定於本篇 4.1.6 樁材壓應力之影響。	建議增訂。	
4.2.5 推算軸向基樁容許拉拔力應注意事項	增訂[參考]部份，[通則]之內容與舊版 4.2.4[通則]之內容雷同，[參考](1)~(3)之內容與舊版 4.2.4[解說](1)~(4)之內容雷同。	建議不修正。	
4.3 基樁之側向容許承載力 4.3.1 一般	增訂[參考]部份，[解說][參考]之內容與舊版[解說]、[參考]之內容雷同。	建議不修正。	
4.3.3 側向載重試驗	增訂[參考]部份，[參考]之內容為載重試驗結果與容許承載力之關係，樁之特性影響要素。	建議增訂。	
4.3.4 解析方法	增訂[參考]部份，[解說]、[參考]之內容與舊版[解說]、[參考]之內容雷同。	建議不修正。	
4.3.5 群樁作用之考慮	舊版 4.3.5 按以往資料推定單樁之特性，新版刪除，增訂[參考]部份，[解說]、[參考]之內容與舊版 4.3.7[解說]、[參考]之內容雷同。	建議不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(5-5)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
4.3.6 群樁之水平承載力	增訂[參考]部份，[解說](1)(2)之內容與舊版[解說](1)之內容雷同，[參考](1)之內容與舊版[解說](2)之內容雷同，[參考](3)之內容為增列考量基樁之側向容許承載力，群樁之水平承載力之計算方法。	建議增訂考量基樁之側向容許承載力，群樁之水平承載力之計算方法。	
4.3.7 有關載重性質之考慮	增訂，[通則]基樁受到側向力時之特性推定，應考慮載重性質，[解說]之內容為依本篇 4.3.1 一般 ~ 本篇 4.3.6 群樁之水平承載力，基樁應考慮其靜載重及不同載重性質等條件，[參考](1)(2)之內容為增訂基樁受重覆載重及動態載重性質之影響。	建議增訂基樁受重覆載重及動態載重性質之影響。	
4.3.8 其他之側向承載力	增訂，[通則]基樁受到特殊狀況之側向力時，應就其各別條件探討而決定之，[參考](1)~(4)之內容為增訂斜面切樁、單斜樁之水平承載力、斜面上之樁及因地層液化側向位移之影響。	建議修訂。	
4.4 設計概要	[參考](1)~(3)之內容與舊版[解說](1)~(3)之內容雷同。	建議不修正。	
4.4.1 載重分佈			
4.4.2 載重分配	[解說]之內容與舊版[解說]之內容雷同，[參考](1)~(3)之內容與舊版[解說](1)~(3)之內容雷同。	建議不修正。	
4.4.3 樁之打設中心間距	與舊版之 4.1.11 之內容雷同。	建議不修正。	
4.4.4 樁材之容許應力	增訂[參考]部份，[通則]內容為樁材之容許應力，應適當地考慮其特性，[參考](1)(2)之內容與舊版[通則]之內容雷同，[參考](1)(2)之內容為有關預鑄混凝土樁及場鑄混凝土樁性質與打樁時之說明事項。	建議增訂。	
4.5 細部設計	增訂[參考]部份，[參考](1)(2)(3)之內容為增訂有關搬運、打樁及施工管理之說明事項。	建議增訂。	
4.5.1 施工時之載重檢討			
4.5.2 樁與樁頂連接部之設計	增訂[參考]部份，[解說]之內容與舊版[解說](1)之內容雷同，[參考](1)(2)之內容與舊版[解說](2)(3)之內容雷同。	建議不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(5-6)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
4.5.3 接頭	增訂[參考]部份，[解說]之內容與舊版[解說]之內容雷同，[參考](1)~(6)之內容與舊版[解說](1)~(8)之內容雷同。	建議不修正。	
4.5.4 鋼管樁管厚及材質之變更	增訂，[通則]鋼管樁管厚及材質之變更，應就樁之斷面所受力分佈其及施工性而決定之，[解說]鋼管樁管厚及材質之變更應就經濟觀點考量，[參考](1)(2)之內容為鋼管樁管厚及材質之變更，變更位置及變更部分現場熔接之說明事項。	建議增訂。	
4.5.5 樁之尖端	增訂[參考]部份，[解說]之內容與舊版 4.5.4[解說]之內容雷同，[參考](1)~(6)之內容與舊版[解說](1)~(8)之內容雷同。	建議不修正。	
4.5.6 其他之設計上注意事項	增訂，[參考](1)(2)(3)之內容為鋼樁、預鑄鋼筋混凝土樁與預力混凝土樁及場鑄混凝土樁性質與打樁時之說明事項。	建議增訂。	
第 5 章 基礎之沉陷	增訂[參考]部份，[解說]之內容與舊版[解說](1)之內容雷同，[參考](1)~(4)之內容與舊版[解說](2)~(5)之內容雷同，[參考](5)之內容為增列 Westergaard 土壤應力計算方式。	建議增訂。	
5.1 土壤應力			
5.2 即時沉陷	增訂[參考]部份，[解說]之內容與舊版[解說](1)之內容雷同，[參考](1)~(4)之內容與舊版[解說](2)~(8)之內容雷同。	建議不修正。	
5.3 壓密沉陷	增訂[參考]部份，[解說](1)之內容與舊版 5.3.1[解說](1)之內容雷同，[參考](1) ~ (6)之內容與舊版 5.3.1 及 5.3.2[解說](2)~(5)之內容雷同，[參考](7)之內容為增列二次壓密沉陷之說明與計算式。	建議修訂。	
5.4 側向變位	增訂，[通則]碼頭及護岸設置於軟弱黏性土壤中，應考慮地層受剪力變形造成結構物之側向變位，[解說]之內容為增列於軟弱黏性土壤中設置碼頭及護岸，地層受剪力變形造成結構物之側向變位之必須考量，及其解析方法。	建議增訂。	
5.5 不均勻沉陷	增訂，[通則]結構物設置於軟弱黏性土壤中，應考慮地層之不均勻沉陷，[解說]之內容為不均勻沉陷之原因與種類及對策之說明，[參考]之內容為港灣地區之填築區內之推定方法。	建議增訂。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(5-7)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
5.6 地盤沉陷	增訂[解說]部份，[解說]之內容地盤沉陷原因與對策之說明。	建議增訂。	
第 6 章 邊坡之穩定	增訂[參考]部份，[解說](1)(2)(3)之內容與舊版[解說](1)(2)(3)之內容雷同，[參考]之內容與舊版[解說](4)之內容雷同。	建議不修正。	
6.1 一般			
6.2 不均勻沉陷	增訂[參考]部份，[解說]之內容與舊版[通則]、[解說](1)之內容雷同，[參考]之內容增列修正 Fellinius 安定解析法 Bishop 安定解析法及適用範圍。	建議增訂。	
6.2.1 圓弧滑動面邊坡穩定分析			
6.2.2 直線滑動面邊坡穩定分析	增訂[參考]部份，[通則]之內容與舊版[解說](1)之內容雷同，[參考]之內容與舊版[通則][解說]之內容雷同。	建議不修正。	
第 7 章 地盤改良工法	增訂[參考]部份，[解說](1)(2)之內容與舊版[解說](1)(2)之內容雷同，[參考]之內容增列黏性土壤、沙質土壤與般土壤之改良方法及其工法之選定。	不修正。	
7.1 一般			
7.2 換土工法	增訂[參考]部份，[解說]之內容為換土工法依其施工方法分為開挖換土與強制換土，[參考](1)~(8)之內容與舊版[解說](1)~(6)之內容雷同。	不修正。	
7.3 排水工法	增訂[參考]部份，[解說]之內容與舊版[解說](1)之內容雷同，[參考](1)(2)(3)之內容與舊版[解說](2)(3)(4)之內容雷同。	不修正。	
7.3.1 設計順序			
7.3.2 填土高度及寬度之決定	增訂[參考]部份，[解說]之內容與舊版[解說](1)之內容雷同，[參考](1)之內容與舊版[解說](2)之內容雷同。	建議不修正。	
[1] 地層改良所需填土高度及寬度			
[2] 填土穩定所需填土高度及寬度	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)(2)(3)之內容與舊版[解說](1)(2)(3)之內容雷同。	建議不修正。	
[3] 施工階段之填土高度及寬度	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)(2)(3)之內容與舊版[解說](1)(2)(3)之內容雷同。	建議不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(5-8)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
7.3.3 排水樁之設計 [1] 排水樁及鋪沙	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)~(4)之內容與舊版[解說](1)~(4)之內容雷同。	建議不修正。	
[2] 排水樁之間距	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)~(10)之內容與舊版[解說](1)~(9)之內容雷同。	建議不修正。	
7.4 深層混合處理工法理 7.4.1 設計順序 [1] 適用範圍	[解說](1)~(4)之內容與舊版[解說](1)~(4)之內容雷同。	無本節內容，建議增訂。	
[2] 基本考慮方法	增訂[參考]部份，[解說](1)(2)之內容與舊版[解說](1)(2)之內容雷同，[參考](1)(2)之內容與舊版[解說](2)(3)之內容雷同，[參考](3)之內容增列地震反應解析方法。	建議不修正。	
7.4.2 改良體各部假定 [1] 安定處理土之配合設計法	增訂[參考]部份，[解說]之內容與舊版[解說]之內容雷同，[參考](1)(2)之內容增列比較安定處理土之強度於設計階段依以往施工案例決定，並室內配合試驗及室現地試驗來決定設計值。	不修正。	
[2] 改良體之容許應力	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)(2)之內容與舊版[解說](1)(2)之內容雷同，[參考](3)(4)(5)之內容內容增列折減係數計算方法、室內配合試驗及室現地試驗之強度值決定及各係數設定方式。	不修正。	
7.4.3 外力之計算	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)~(5)之內容與舊版[解說](1)(2)(3)之內容雷同。	建議不修正。	
7.4.4 改良體之外部安定	增訂[參考]部份，[參考]之內容與舊版[解說]之內容雷同。	建議不修正。	
7.4.5 內部安定之檢討	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)(2)之內容與舊版[解說](1)(2)之內容雷同，[參考](1)(2)之內容增列預鑄塊式改良法，其堤趾壓力及垂直面之剪力檢討。	建議不修正。	
7.4.6 拉拔之檢討	增訂[參考]部份，[解說]之內容與舊版[解說]之內容雷同，[參考](1)~(3)之內容與舊版[解說](1)(2)之內容雷同。	建議不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(5-9)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
7.5 輕量混合處理工法	增訂。	無本節內容，建議增訂。	
7.6 置換工法	增訂。	無本節內容，建議增訂。	
7.7 前置混合處理工法	增訂。	無本節內容，建議增訂。	
7.8 固化材使用於地層材料時之主動土壓	增訂。	無本節內容，建議增訂。	
7.9 壓實沙樁法(沙質土壤時)	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考]之內容與舊版 7.5[解說]之內容雷同。	建議不修正。	
7.10 壓實沙樁法(黏性土壤時)	增訂[參考]部份，[解說]內容與舊版[解說]之內容雷同，[參考]之內容與舊版 7.6[解說]之內容雷同，惟 7.10.1 [參考] [2]基本考量之內容增列換土量之推定、形狀與高度，黏土強度之評估及換土之物理性及評估推定。	建議不修正。	
7.11 載重壓實工法 7.11.1 設計之基本方針	增訂[參考]部份，[解說]內容與舊版 7.7.1[解說]之內容雷同，[參考]之內容與舊版 7.7.1[解說]之內容雷同。	無本節內容，建議增訂。	
7.11.2 載重壓實工法之設計	增訂[參考]部份，[參考]之內容與舊版 7.7.2[解說]之內容雷同。	無本節內容，建議增訂。	
7.11.3 改良地層之強度試驗及施工之注意事項	增訂，[參考]之內容為改良地層之強度試驗及施工之注意事項，請參照 填築之液化對策手冊。	無本節內容，建議增訂。	
7.12 振動法 7.12.1 依施工實績設計	增訂[參考]部份，[解說]內容與舊版 7.8.1[解說]之內容雷同，[參考]之內容與舊版 7.8.1[解說]之內容雷同。	無本節內容，建議增訂。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(5-10)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
7.12.2 載重壓實工法之設計	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考]之內容與舊版 7.8.2[解說]之內容雷同。	無本節內容，建議增訂。	
7.12.3 試驗施工設計	增訂，[解說]改為[參考]，[參考]之內容與舊版 7.8.2[解說]之內容雷同。	無本節內容，建議增訂。	
7.13 因土壤液化之排水法	增訂。	無本節內容。	
7.14 點井法	增訂。	已有內容，不修正。	
7.15 表層處理工法	增訂。	無本節內容，建議增訂。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(6-1)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
第 6 篇 水域施設			
第 1 章 總說	[解說]增加(4)(5)(6)三條說明，內容為與舊版內容雷同。	建議不修正。	
第 2 章 航道	[解說]增加(2)點說明，為有關出入船舶、航道標識、航行管制及航道分離須加以考量。	本項建議依台灣之情形，參考新版修訂內容修訂。	
2.1 一般			
2.2 航道之法線	[解說]內容修改，增訂[參考](1)(2)兩點內容，與舊版[解說](5)之內容雷同。	建議依增訂修訂。	
2.3 航道之寬度	增訂[解說]、[參考]部份，[解說](1)(4)之內容與舊版內容雷同，[解說]增加(2)(3)之內容為考量一般航道及特殊航道之寬度，[參考]增加(1)之內容為航道寬度之研究與案例。	建議依增訂修訂。	
2.4 航道之水深	增訂[解說]、[參考]部份，[參考]內容與舊版[解說]內容雷同。	建議不修正。	
2.5 港口部航道之寬度	增訂[解說]、[參考]部份。	建議修訂。	
2.6 航道之靜穩度	[解說]增加(2)點說明，內容與舊版[通則]內容雷同，[解說](1)(3)(4)與舊版[解說](1)(2)(3)之內容雷同。	建議不修正。	
第 3 章 防波堤外之航道	增訂[參考]部份，與舊版[解說]之(2)之內容雷同。	建議不修正。	
3.2 航道之寬度			
第 4 章 泊地	增訂[解說]、[參考]部份，刪除壞天氣靠泊之泊地規模，[解說](6)之內容與舊版內容雷同。	建議修訂。	
4.2 泊地之位置與面積			
4.2.2 停泊或供靠船之面積			

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(6-2)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
4.4 泊地之靜穩度	增訂[參考]部份，即船體運動與裝卸之關係。	建議修訂。	
第 5 章 船舶集中處	增訂[參考]部份，[解說](1)(2)之內容與舊版[解說](1)(2)之內容雷同，[解說](3)之內容為船舶集中處之形狀，應確保停泊處之靜穩度，船舶間之碰撞事故與繫留繩之截斷亦應一併考慮，[解說](4)之內容為休憩設施之規模，應考慮實際使用之情況，考量適當船舶相互之間隔餘裕，[解說](5)之內容為船舶集中處之設置地點，應考慮船舶與陸上交通便利之處，[參考]之內容則增列船舶寬度與餘裕寬度之關係圖表。	無此內容，建議增訂。	
第 6 章 水域設施之維護管理	內容與舊版[解說]之內容雷同。	建議不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(7-1)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
第 7 篇 外廓施設			
第 1 章 總說	[解說]增加(4)(5)兩條說明，說明外廓設施配置時必要時須考量生態環境、景觀及親水設施，[解說](5)內容則與舊版[解說]之(4)內容相同。	建議修訂	
1.1 一般			
1.2 外廓設施之維護管理	增訂，應就其自然狀況及其結構特性發揮其功能，並且依此原則以適當之基準執行維護管理。	建議修訂	
第 2 章 防波堤	增訂[參考]部份，[參考](1)之內容與舊版解說之(2)之內容雷同，[參考](2)之內容為近年來防波堤增加釣魚等親水設施，朝多目標使用。	建議修訂	
2.1 適用範圍			
2.2 防波堤之配置	[解說]增加(5)，內容為港口間之直線距離為有效港口寬度，需維護航道水深，而港口橫切潮流速度在 2~3kt，[解說](6)(7)(8)之內容與舊版[解說]之(5)(6)(7)之內容雷同。	建議增訂	
2.4 結構型式之選擇	[解說]增加(8)，內容為於港內及港外間促進生物生長之創意，[解說](9)(10)之內容與舊版[解說]之(8)(9)之內容雷同。	建議修訂	
2.5 基本斷面之設定	增訂[參考]部份，[解說](1)(3)(4)內容與舊版[解說](4)(5)(6)之內容雷同	建議修訂。	
2.5.1 直立堤	[參考](1)(2)(3)(4)(5)內容與舊版解說之(1)(2)(3)(7)(8)之內容雷同；[解說]增加(2)說明，內容為親水設施之堤頂高應考慮民眾之利用情形，[參考](4)增加上部結構厚度與設計波高之關係圖，[參考](6)內容為方塊式直立堤最上方之方塊，應位於平均潮位或朔望平均高潮位以上。		
2.5.2 合成堤	增訂[參考]部份，[解說](3)(4)(5)之內容與舊版[解說]之(1)(3)(4)之內容雷同，[參考](1)(2)(3)之內容與舊版解說之(2)之內容雷同。	建議不修正。	
2.5.3 傾斜堤	增訂[參考]部份，[解說](1)~(5)之內容與舊版[解說]之(1)~(5)之內容雷同，[參考](1)(2)之內容與舊版解說之(2)(4)之內容雷同，惟堤頂寬度需以適當之水工模型試驗結果來決定。	建議不修正。	
2.5.4 消波塊覆面堤	增訂[參考]部份，[參考]內容與舊版[通則]之(3)之內容雷同。	建議不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(7-2)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
2.6. 消波塊覆面堤 2.6.1 一般	增訂[解說](2)部份, 波浪作用時通常之場合不考慮預鑄塊吊放時之本身自重。考量場合, 請參照第 2 篇 5.2.4 消波塊覆蓋直立堤作用波力, [參考]內容與舊版[通則]之(3)之內容雷同。	不修正。	
2.6.2 波力	修改[解說]部份, 增訂[參考]部份, 內容為於受到衝擊碎波壓時, 堤基厚度須加厚, 拋石寬度亦應適度增加。波壓強度增大, 防波堤堤頂高亦需加高。	建議修訂。	
2.6.6 地震時之檢討	增訂[參考]部份, [解說](1)(2)之內容與舊版[解說]之(1)(2)之內容雷同, [參考]內容以考量地震時之動水壓為例, 計有釜石港灣口防波堤等。	建議修訂。	
2.7. 安定計算 2.7.1 直立部之安定計算	修訂[通則], 增加滑動、傾覆安全率檢討之公式, 並提出可行信賴設計法使用場合, 增訂[解說] [參考]部份, [解說]部份之內容為計算波力、堤體安定檢討及地層承载力檢討, [參考]部份之內容為判定滑動安全率、地層承载力注意事項、直立部港內側加拋塊石或方塊之注意事項及其抵抗滑動之檢討公式。	建議修訂。	於報告第四章專節說明
2.7.2 傾斜部之安定計算	增訂[參考]部份, [參考](1)(2)之內容與舊版[解說]之(4)(5)之內容雷同。	不修正。	
2.7.4 堤頭部、轉角部之安定計算	增訂[解說](2)部份, 內容為防波堤法線方向之滑動, 請參照第 5 篇 6.2.1 圓弧滑動安定解析, [解說](1)(3)(4)(5)之內容與舊版[解說]之(1)(2)(3)(4)之內容雷同。	不修正。	
2.10 木材處理設施之防波堤	增訂, 內容與舊版第 7 篇 3.4 木材處理設施之防波堤 之內容雷同。	建議不修正。	
2.11 高潮防波堤	增訂, [通則](1)之內容為高潮對策主要在於構築防波堤, 應勘查由於防波堤而造成高潮影響之折減效果, 其法線、堤頂高須適當地設定, [通則](2)之內容為高潮對策主要在於構築防波堤, 對於波浪等外力作用為確保結構之安定須勘查高潮來襲時之特性。	無此內容, 建議增訂。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(7-3)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
2.11 高潮防波堤	[參考](1)之內容為高潮防波堤之堤頂高設置位置在設計高潮位與設計波浪再加上餘裕而求得, [參考](2)之內容為堤體之安全應檢討於設計高潮位時設計波浪來襲, 須考慮堤內之水位因高潮流入而上昇, 而地震時之外力諸如作用於堤體之慣性力、動水壓亦應考慮, [參考](3)之內容為高潮防波堤之基礎滲透率大時, 應注意由水流通過基礎造成高潮折減效果小, 必要時應設置止水工, [參考](4)之內容為由堤內外之潮差而流經防波堤之基礎拋石而造成基礎地層沖刷, 在此情形下, 應考慮設置拋石與護坦等, [參考](5)之內容為高潮防波堤之設計, 請參照 海岸保全施設築造基準解說。	無此內容, 建議增訂。	
2.12 海嘯防波堤	增訂, 內容與舊版第 7 篇 3.5 海嘯防波堤 之內容雷同。	建議不修正。	
第 3 章 其他型式之防波堤	增訂[參考]部份, [參考](1)(2)(3)之內容與舊版[參考]之(2)~(10)之內容雷同, [參考](4)之內容為其他型式防波堤結構型式, 請參照新型式防波堤技術手冊。	建議不修正。	
3.1 結構型式之選擇			
3.2.2 直立消波塊堤 [2] 堤頂高	增訂[參考]部份, [解說]內容與舊版[解說]之(2)之內容雷同, [參考](1)(2)之內容與舊版[解說]之(1)之內容雷同。	建議不修正。	
3.2.3 消波沉箱堤 [1] 一般	增訂[參考]部份, [解說](1)(2)(3)之內容與舊版[解說]之(2)之內容雷同, [參考](1)之內容與舊版[參考]之(1)之內容雷同, [參考](2)之內容為消波沉箱堤堤體結構及特徵, 請參照新型式防波堤技術手冊。	建議不修正。	
[3] 消波部相關因素之決定	增訂[參考]部份, 頂板之透水前牆之反射特性, 請參照谷本、吉本之研究。	建議不修正。	
3.2.4 上部斜面沉箱堤 [1] 一般	增訂[解說]、[參考]部份, [解說]部份內容與舊版解說之(1)之內容雷同, [參考](1)(2)之內容與舊版解說之(1)(2)之內容雷同, 增訂[參考](3)之內容為上部為斜面之沉箱堤, 一般而言其靜水面以上為斜面, 斜面下端於靜水面以下而成為半沒水型沉箱堤, 有減低波力之效果。	無此內容, 建議增訂	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(7-4)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
3.2.4 上部斜面沉箱堤 [1] 一般	[參考](4)之內容為沉箱前方之直立部份為消波塊覆面之消波塊覆面上部斜坡堤，可減低反射波，就全體之安定性通常上部斜面堤較佳，然而，消波塊之頂高處受衝擊碎波壓時，消波塊至靜水面為止，其消波塊之安定性應特別注意。	無此內容，建議增訂	
[2] 波力	增訂[參考]部份，刪除舊版[解說]，[參考](1)之內容為修改波力計算公式，[參考](2)之內容為波力作用於消波塊覆蓋消波沉箱堤，請參照佐藤等之研究。	無此內容，建議增訂。	
3.3.1 簾式防波堤 [1] 一般	增訂[參考]部份，[解說](1)(2)(3)(4)(5)(6)之內容與舊版[解說](1)(2)(3)(5)(6)(7)之內容雷同，[參考](2)之內容為簾式防波堤之波高傳達率與 d/h 關係、堤頂高計算及反射率與 d/h 關係等之圖表，依其圖表計算，[參考](3)之內容為鋼管防波堤其透過率與樁間距鋼直徑之關係圖。	無此內容，建議增訂。	
[2] 波力	增訂[參考]部份，[解說]之內容與舊版[解說]之內容雷同，[參考](1)之內容為波力作用於單重簾式防波堤，可由森平等試驗結果來計算，然而作用於單重簾式防波堤之波力，請參照第 2 篇 5.2.2 作用於直立壁重複波及碎波之波力 所示之波壓分佈計算，[參考](2)之內容為作用於連續鋼管樁防波堤之波力，請參照第 2 篇 5.2.2 作用於直立壁重複波及碎波之波力，而碎波作用於連續鋼管樁防波堤之情應避免。	無此內容，建議增訂。	
3.3.2 浮防波堤 [1] 一般	增訂[參考]部份，[解說](1)(2)(3)部份內容與舊版[解說]之(1)(2)(3)之內容雷同，[參考]內容與舊版[解說]之(1)(2)(3)之內容雷同。	建議不修正。	
[2] 設計條件之決定	增訂[參考]部份，[解說](1)(2)(3)部份內容與舊版[解說]之(1)(2)(3)之內容雷同，[參考](1)之內容與舊版[解說](1)之浮防波堤設計順序其內容雷同，[參考](2)之內容為錨鏈動態解析，由浮體移動所產生之張力及變位求得，其方法大致分類如靜態解析法及錨鏈動態反應特性解，(3)之內容為作用於錨鏈之力量，請參照第 8 篇 12.4.3 錨鏈之設計，(4)之內容為對於錨鏈之錨著力的考慮方法請參照相關文獻。	建議不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(7-5)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
第 4 章 閘門 4.2 閘門之規模及形狀	修訂[解說]部份，[解說](1)(2)(3)(4)(5)之內容與舊版[解說]之(1)(2)(3)(4)(6)之內容雷同，[解說](5)為增加名古屋尼崎西宮蘆屋港之閘門尺寸表。	建議不修正。	
4.3.1 門扉	修訂[參考]部份，內容為考量水門之零件損耗及防銹事宜。	建議不修正。	
4.6 管理設施	增訂，內容為閘門按照需要，應設置設備如下：(1)緊急用設備，(2)照明設備，(3)相關電力設備，(4)監視、計測設備，(5)維持管理設備。	建議不修正。	
第 5 章 淤積對策設施 5.2.1 防砂堤之配置	增訂[參考]部份，[解說](1)之內容與舊版[解說]之(1)之內容雷同，[參考](1)(2)(3)之內容與舊版[解說]之(2)(3)(4)之內容雷同。	建議不修正。	
5.2.2 防砂堤之結構	增訂[參考]部份，[參考](1)(2)之內容與舊版[解說]之(1)(2)之內容雷同。	不修正。	
5.5 漂砂攔截或河川下游土砂之設施	增訂。	無此內容，建議增訂。	
5.6 飛砂防止工	增訂。	無此內容，建議增訂。	
第 6 章 護岸 6.1 設計之基本方針	增訂[參考]部份，[參考](1)(2)(3)(4)(5)之內容與舊版[解說]之(1)(2)(3)(5)(6)之內容雷同，[參考](6)之內容為水際線以上應考慮設置親水性護岸。	[參考](6)之內容修訂。	
6.2 設計條件	增訂[參考]部份，刪除[解說]，[參考](1)~(6)之內容與舊版[解說]之(1)~(6)之內容雷同，[參考](7)之內容為制定填築區內水位及殘留水位，[參考](8)之內容為護岸陸域建設造成水質惡化之檢討，[參考](9)護岸海域污水等排放量之推算。	無此內容，建議增訂。	
6.4 基本斷面之決定	增訂[參考]部份，[解說](1)(2)之內容與舊版[通則]之(1)(2)之內容雷同，[參考](2)(3)(4)之內容與舊版[解說]之(1)(2)(3)之內容雷同，[參考](1)之內容為護岸前方設置消波工，其堤頂高可以降低，然而堤頂高與填築區內之水位相差小時，應注意波浪越波。	建議不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-1)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
第 8 篇 係留施設			
第 1 章 總說 1.2 繫留設施之維護管理	增訂, [通則]內容為繫留設備依照其設施之結構特性來考慮發揮其所需功能, 根據適當的基準原則上執行維護管理, [參考]內容為就繫留設備之檢查、評價、維修等而言, 請參照第 1 篇第 3 章 港灣設施之維護管理。	不修正。	
第 2 章 繫留設施之各項因素 2.1 船席長度及水深	增訂[參考]部份, [參考]內容與舊版[解說]之(2)(3)(4)之內容雷同, [參考]之內容增訂修改及對象船舶之船席尺寸。	無此內容, 建議增訂。	
2.3 繫留設施之築造界限	增訂[參考]部份, [解說](1)之內容與舊版[解說]之(1)之內容雷同, [參考](1)(2)(3)之內容與舊版[解說]之(2)(3)(4)(5)之內容雷同。	不修正。	
2.5 洗掘防止工	增訂[參考]部份, [參考](1)之內容與舊版[解說]之內容雷同, [參考](2)之內容為防止沖刷工之覆面石應設置於地工織布上。	不修正。	
第 3 章 繫留設施之結構型式	增訂[參考]部份, [解說](1)(2)(3)之內容與舊版[解說]之(1)(2)(3)之內容雷同, [解說](4)之內容為考慮以上(1)(2)(3)之條件, 經檢討比較以決定結構型式, [解說](5)之內容為碼頭結構型式之選定, 應就增強港灣整體之耐震性, 並依地震頻譜反應之不同組合其結構型式, 即考量碼頭結構型式之多樣化; 增訂[參考]部份其內容碼頭結構型式之概要及特徵。	無曳船道、氣墊船碼頭設施及繫船浮筒等內容, 建議增訂。	
第 4 章 重力式碼頭 4.1 設計之基本方針	增訂[參考]部份, [參考](1)之內容與舊版[解說]之內容雷同, [解說](2)之內容為增加重力式碼頭之設計例參考圖, (3)之內容為於陸側底面傾斜時, 所謂沉箱式碼頭斜底面, 對於地震力等水平載重, 滑動抵抗力將增大, 然而底面反力增大時, 須檢討地震之 locking, 然對於興建界線為考量之必要原則, 設計方法請參考相關文獻。	不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-2)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
4.2 作用於壁體之外力及載重	[通則]中作用於重力式碼頭之外力及載重增加考慮地震時之動水壓，增訂[參考]部份，[參考](1)(3)(5)與舊版[通則](2)(3)(4)之內容雷同，[參考](2)(3)(4)(6)(7)(8)(10)與舊版[解說](5)(7)(6)(1)(2)(3)(4)之內容雷同，[參考](9)之內容為地震時之動水壓，請參照第 2 篇第 14 章 土壓及水壓。	不修正。	
4.3 安定計算 4.3.3 基礎承载力之檢討	[通則]修改為對於壁體底面之地盤承载力安定之檢討，依第 2 篇第 2.5 偏心載重之承载力的規定，由此標準確實計算，增訂[參考]部份，[解說]內容與舊版[解說](2)之內容雷同，[參考](1)(2)(3)(4)與舊版[通則](1)(3)(4) (5)之內容雷同。	不修正。	
4.4 空心方塊之安定計算	增訂[參考]部份，[解說]內容與舊版[解說]之(1)之內容雷同，[參考](1)(2)(3)(4)之內容與舊版[解說]之(1)(2)(3)之內容雷同。	不修正。	
4.5 背填料之效果	增訂[參考]部份，[解說]內容與舊版[解說](1)內容雷同，[參考](1)之內容與舊版[解說](2)之內容雷同，[參考](2)~(5)之內容背填料之效果。	無此內容，建議增訂。	
第 5 章 板樁式碼頭 5.1 設計之基本方針	增訂[參考]部份，[解說]為舊版解說之(1) 內容雷同，[參考](1)(2)之內容與舊版解說之(1)(2)之內容雷同，[參考](3)之內容為鋼板樁岸壁設計種類，[參考](4)之內容為各種設計法之要義，諸如(1)free earth support 法、fixed earth support 法及 Rowe 法，[參考](5)之內容為地層液化與動態解析。	無此內容，建議增訂。	
5.2 作用於板樁之外力 5.2.1 所需之外力	[通則]增加(3)土壓作用時之地震力，(4)地震時之動水壓，舊版 5.2.2 刪除，併入本節，[參考](3)內容為土壓依壁體之變位而變化，而實際作用於矢板壁之土壓，依施工方法、拉桿設置點之板樁之橫方向變位 板樁埋入深度 板樁之剛性與海底地層之性質等關係而變化，[參考](4)內容為板樁之安定計算，採用 Rowe 法之場合為假定板樁受土壓及殘留水壓作用，於板樁前方因則假定反力土壓與靜土壓作用，[參考](6)內容為有起重機等裝卸機械之場合，應考慮裝卸機械自重及上	無此內容，建議增訂	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-3)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
5.2.1 所需之外力	載重作之土壓，[參考](7)內容為作用模型板樁壁之實測例，諸如 Tschebotarioff 之作用於板樁壁土壓分佈之主要五種型式暨 Rowe 之模型板樁壁之土壓實測例之圖示與說明，並增訂振動時作用於板樁壁之土壓分佈之圖示與說明，[參考](8)內容為由橫棧橋之護岸部份，其板樁前方之海底水平面與護岸斜面形成複式斷面，被動土壓依 Coulomb 方法由滑動面與板樁所夾之角度，試行計算，[參考](9)內容為計算殘留水壓時，實有必要踏勘殘留水位、板樁結構及土質條件等，[參考](11)內容為地震時之動水壓，請參照第 2 篇第 14 章 土壓及水壓。	無此內容，建議增訂	
5.3 板樁之設計 5.3.2 板樁之埋入深度	增訂[參考]部份，[解說]內容為鋼板樁岸壁之力學行為依板樁入土長度而變化，並依照古典土壓理論求出板樁入土長度，[參考](1)之內容與舊版[通則]之內容雷同，[解說](2)(3)之內容與舊版[解說]之(1)(2)之內容雷同。	不修正。	
5.3.4 板樁之斷面	增訂[參考]部份，[參考](1)之內容與舊版[解說]之內容雷同，[參考](2)(3)之內容鋼板樁翼緣之型式及其設置要點。	不修正。	
5.3.5 板樁斷面剛性影響之考慮	增訂。	無此內容，建議增訂。	
5.4 拉桿設計 5.4.1 拉桿之外力	增訂[參考]部份，[解說]拉桿外力之計算依本篇 5.3.3 板樁之彎矩及拉桿設置點反力，[參考](1)之內容與舊版[通則]內容雷同，[參考](2)(3)之內容與舊版[解說](1)(2)之內容雷同，[參考](3)之內容為地層下陷之虞的場合，實有必要增加外力之餘裕。	不修正。	
5.4.2 拉桿之斷面	增訂[參考]部份，[解說]拉桿外力之計算依本篇 5.3.3 板樁之彎矩及拉桿設置點反力，[參考](1)(2)(3)(4)(5)之內容與舊版[解說](1)(2)(3)(4)(5)之內容雷同，[參考](6)(7)(8)之內容為板樁岸壁因地震而破壞之原因探討，防止土壤液化需地層改良，拉桿種類之設計應採用最經濟之種類，表 5.4.1 拉桿之特性其表中之公制修改為國際單位。	不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-4)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
5.5 腰樑之設計	增訂[參考]部份，[解說]、[參考](1)之內容與舊版[通則](1)之內容雷同，[參考](2)(3)(4)之內容與舊版[通則][解說](1)(2)(3)之內容雷同，[參考](5)(6)之內容為上部結構設置繫船柱，參考本篇 5.4.1 拉桿之外力，另板樁之海側設置腰樑及板樁之陸側設置腰樑，請參照圖表 5.5.1。	不修正。	
5.6 圓弧滑動之檢討	增訂，[參考](1)(2)之內容與舊版 5.9[解說](1)(2)之內容雷同。	不修正。	
5.7 錨碇設施之設計 5.7.1 錨碇設施結構型式之選擇	增訂[參考]部份，[解說](1)之內容與舊版 5.6.1[解說](1)之內容雷同，[參考](1)~(6)之內容與舊版[通則]、[解說](2)~(7)之內容雷同。	不修正。	
5.7.2 錨碇設施之設置位置	增訂[參考]部份，[參考](1)(2)(4)(7)之內容與舊版 5.6.2[通則](1)(2)(3)(4)之內容雷同，[參考](3)(5)(6)(8)之內容與舊版[解說](4)(2)(3)(1)之內容雷同。	不修正。	
5.7.3 錨碇設施之設計	增訂[參考]部份，[參考](1)(2)(3)(4)之內容與舊版 5.6.3、5.6.4、5.6.5 及 5.6.6 內容雷同。	不修正。	
5.8 細部設計 5.8.1 上部結構	增訂[參考]部份，[參考](1)之內容與舊版 5.7.1[通則]內容雷同，[參考](2)(3)(4)(5)之內容與舊版[解說](1)(2)(3)(4)之內容雷同。	不修正。	
5.8.2 拉桿及腰梁之連接	增訂[參考]部份，[參考](1)(2)之內容與舊版 5.7.2[解說](1)(2)之內容雷同。	不修正。	
5.8.3 拉桿	增訂[參考]部份，[參考](1)(2)(3)之內容與舊版 5.7.3[解說](1)(2)(3)之內容雷同。	不修正。	
5.8.4 錨碇設施與拉桿之連接	增訂[參考]部份，[參考](1)(2)(3)之內容與舊版 5.7.4[解說](1)(2)(3)之內容雷同。	不修正。	
5.8.5 轉角	增訂[參考]部份，[參考](1)(2)之內容與舊版 5.7.5[解說]內容雷同。	不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-5)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
5.9 在軟弱地層上之注意事項	增訂[參考]部份，[參考](1)~(6)之內容與舊版 5.8[通則]、[解說](1)(2)(3)之內容雷同。	不修正。	
第 6 章 平板樁基式碼頭 6.1 適用範圍	增訂。	無此內容，建議增訂。	
6.2 設計之基本	增訂[參考]部份，[解說](1)之內容為平板樁基式碼頭板樁部之設計，以本篇第 5 章 板樁式碼頭 為準，平台及平台部其板樁上部反力、土壓載重、自重及地震力等外力，以本篇第 4 章 樁基礎之承載力 為準，[解說](2)之內容為平板樁基式碼頭全體，其直線滑動、轉倒以第 5 篇第 4 章 重力式碼頭 為準，其圓弧滑動以第 5 篇第 6 章 斜面之安定 為準，[參考](1)之內容與舊版 6.1[解說]之內容雷同，其餘均增訂，[參考](2)(3)之內容為增列板樁型平台樁基碼頭及平板樁基拉桿式碼頭之設計。	無解說之內容，建議增訂。	
6.3 平台之高度及寬度之決定	[解說](1) (2)之內容與舊版 6.2[解說](1)(2)(3)之內容雷同。	不修正。	
6.4 作用於板樁之土壓及水壓	增訂[參考]部份，[參考](1)(2)之內容與舊版 6.3[通則](1)(2)之內容雷同，[參考](4)(5)(6)之內容與舊版 6.3[解說](1)(2)(3)(4)之內容雷同，[參考](6)之內容為板樁前方之海底面為斜面時，應以適當之方法求出板樁前方之被動土壓，此時板樁前方之主動崩壞角，由假想海底面求出，[參考](7)之內容為平板基樁寬度應較由海底面或假想海底面劃出板樁之主動破壞面相交點較大之寬度為準，[參考](8)之內容為板樁之背後打設平板基樁，分擔板樁之被動土壓，作用於板樁之土壓減少。	無此內容，建議增訂。	
6.5 板樁之設計 6.5.1 板樁之埋入深度	增訂[參考]部份，[參考]內容與舊版 6.4.1[解說]內容雷同。	不修正。	
6.5.2 板樁之斷面	增訂[參考]部份，[參考](1)(2)(3)之內容與舊版 6.4.2[解說]內容雷同。	不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-6)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
6.6 平台及平板樁基之設計 6.6.1 作用於平台之外力	增訂[參考]部份，[通則]中作用於平台之外力增加考量地震時之動水壓，[參考](1)(2)之內容與舊版 6.5.1[通則](1)(2)之內容雷同，[參考](3)(4)(5)(6)之內容與舊版 6.5.1 [解說](4)(1)(2)(3)之內容雷同，[參考](7)之內容為有關地震時之動水壓，請參照第 2 篇第 14 章 土壓及水壓。	無此內容，建議增訂。	
6.6.2 平台之設計	增訂[參考]部份，[參考](1)~(8)之內容與舊版 6.5.2[解說](1)~(8)之內容雷同。	不修正。	
6.6.3 平板樁基之設計	增訂[參考]部份，[參考](1)~(8)之內容與舊版 6.5.2[解說](1)~(8)之內容雷同。	不修正。	
6.7 視為重力式壁體之安定檢討	增訂[參考]部份，[解說]內容與舊版 6.6[解說](1)之內容雷同，[參考](1)之內容與舊版[通則]內容雷同，[參考](2)(3)之內容與舊版 6.6[解說] (2)(3)之內容雷同。	不修正。	
6.8 對圓弧滑動之檢討	增訂[參考]部份，[參考](1)(2)之內容與舊版 6.7[通則](1)(2)之內容雷同。	不修正。	
6.9 細部設計	增訂。	已有 6.8 內容，不修正。	
第 7 章 鋼板樁圓筒式碼頭 7.1 細部之基本方針	增訂[參考]部份，[解說]內容與舊版[解說](1)(2)之內容雷同，[參考](1)(2)(3)(4)(5)(6)之內容與舊版[解說](1)(3)(4)(5)(7)之內容雷同。	不修正。	
7.2 作用於鋼板樁圓筒之外力	增訂[參考]部份，[參考](1)(3)(4)(5)之內容與舊版[解說](1)(2)(3)(4)(5)之內容雷同，[參考](2)之內容增加剪力之檢討及視為重力式壁體之安全檢討兩種情形之背後土壓作用於壁體之圖示。	不修正。	
7.3 對剪力變形之檢討 7.3.1 一般	增訂。	不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-7)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
7.3.2 換算壁體寬度	增訂[參考]部份，[解說](1)(2)之內容與舊版 7.3.1[解說](1)(2)之內容雷同，[參考]之內容與舊版 7.3.1[通則]、[解說](3)之內容雷同。	不修正。	
7.3.3 變形力矩之計算	[通則]內容修改為變形力矩作用於圓筒底面及海底面以上部份之壁體背後主動土壓力、殘留水壓及被動土壓力等外力，產生在圓筒底面及海底面之力矩；修改[解說]內容為主動土壓力所產生之變形力矩僅計海底面之力矩；修改[解說]內容為主動土壓力所產生之變形力矩僅計算土壓力之水平分力所產生之土壓力矩，而不計算由於土壓力之垂直分力所產生之土壓力矩，惟垂直力如上部載重，應考慮予以納入主動土壓力之計算；圖-解 7.3.2 修改主動土壓力及被動土壓計算範圍。	建議修正。	
7.3.4 抵抗力矩之計算	增訂[參考]部份，[解說](1)(2)(3)之內容與舊版 7.3.3[解說](1)(2)(3)(4)之內容雷同，惟作用於圓筒之抵抗力矩增加考量入土長度比，[參考](1)之內容為填沙為沙土、黏土時抵抗力矩之計算式。	不修正。	
7.4 壁體整體之安定檢討 7.4.1 一般	增訂，整體之安定檢討，乃求出載重作用下地層反力及壁體之變位。	無此內容，建議增訂。	
7.4.2 地層反力係數	增訂，地層反力係數依地盤調查結果，求出水平方向地層反力係數、垂直方向地層反力係數及水平方向剪力參數。	無此內容，建議增訂。	
7.4.3 計算地層反力及壁體之變位	增訂，地層反力計算方法、垂直摩擦抵抗力計算方法、外力分佈圖式說明，鋼板樁圓筒之變位模式說明及地層反力與壁體變位之計算式。	無此內容，建議增訂。	
7.5 地層承載力之檢討	增訂[通則]壁體底面之地層反力不得超過地層之容許承載力，[參考](1)之內容為壁體底面之位置之地層容許承載力，請參照第 5 篇 2.5 承受偏心傾斜載重之承載力 所述計算，[參考](2)之內容為依淺基礎由 Bishop 法檢討承受偏心傾斜載重之承載力，其壁體底面以上之土壤來計算上部載重，[參考](3)之內容為作用於圓筒基樁前壁及後壁之土壓垂直分力，須考慮主動土壓垂直分力、埋入部份土壓產生之摩擦力、動土壓垂直分力及地層反力產生之垂直分力，[參考](4)之內容	無此內容，建議增訂。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-8)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
7.5 地層承载力之檢討	為於壁體底面之土壤內部摩擦角，在壁體底面之上方與下方，其符號相異。	無此內容，建議增訂。	
7.6 壁體滑動之檢討	增訂[通則]壁體滑動之檢討，請參照本篇 4.3.2 壁體滑動之檢討，[參考](1)之內容為增列容許剪力之計算式，[參考](1)之內容為壁體重量不含浮力，[參考](3)(4)之內容與 7.5[參考](3)(4)之內容雷同。	無此內容，建議增訂。	
7.7 壁體頂高變位之檢討	增訂[通則]壁體頂高之水平變位以不得超過容許變位為標準，[參考](1)之內容為港灣結構物之容許變位需考量其結構安定性、機能及經濟性，[參考](2)之內容為容許變位之容許值，應依照結構物之重要性及耐用年限來考慮，[參考](3)之內容為一般容許變位之訂定乃依過去之地震報告得出，重力式及板樁式結構物堤頂流出量與災害度之關係圖。	無此內容，建議增訂。	
7.8 圓弧滑動之檢討	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)(2)(3)(4)之內容與舊版 7.6[解說](1)(2)(3)(4)之內容雷同。	不修正。	
7.9 T 型板樁之結構	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)(2)(3)(4)之內容與舊版 7.6[解說](1)(2)(3)(4)之內容雷同。	不修正。	
7.11 T 型板樁之設計 7.11.2 T 型板樁之結構	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)之圖-參 7.11.2、圖-參 7.11.3 內容與舊版圖-解 7.9、圖-解 7.10 內容雷同，[參考](2)(3)(4)(5)之內容與舊版 7.8.2[解說](1)(2)(3)(4)之內容雷同。	不修正。	
7.12 細部設計 7.12.1 承載上部結構之基樁設計	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)~(5)之內容與舊版 7.9.1[參考](1)~(5)之內容雷同。	不修正。	
7.12.2 上部結構之設計	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)(4)之內容與舊版 7.9.2[參考](2)(3)之內容雷同，增訂[參考](2)(3)(5)。	已有 7-9-2 內容，不修正。	
第 8 章 鋼板圓筒式碼頭 8.1 適用範圍	增訂，[通則]本章所述適用於置放式鋼板圓筒碼頭及埋入式鋼板圓筒碼頭之設計，[解說]之內容與舊版[解說](1)之內容雷同。	不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-9)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
8.2 置放式鋼板圓筒碼頭 8.2.1 設計之基本方針	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)(2)之內容與舊版 8.1.1[解說](4)(2)(3)之內容雷同，[參考](3)(4)之內容為鋼板圓筒式碼頭設計時，就一般而言，平時應檢討圓筒之變位，而地震時則檢討圓筒之傾倒，因考慮地震液化，圓筒之內填沙料及其背後之填土區，應採用良質沙土。	不修正。	
8.2.3 圓筒壁體剪力變形之檢討	增訂[參考]部份，[通則]圓筒之換算壁體寬度以本篇 7.3.2 為準，變形力矩之計算以本篇 7.3.3 為準，[解說]內容為變形力矩作用於圓筒底面及海底面以上部份之壁體背後主動土壓力、殘留水壓等外力，產生在圓筒底面之力矩，[參考](1)之內容為壁體剪力變形之安全率平時是以 1.2 為標準，[參考](2)(3)(4)之內容與舊版 8.1.3[3][解說](1)(2)(3)之內容雷同。	建議增訂。	
8.2.4 壁體整體之穩定檢討	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)(2)(3)(4)(5)(6)之內容與舊版 8.1.4[2][解說](6)(1)(2)(3)(4)(5)之內容雷同。	建議不修正。	
8.2.5 圓筒前趾承載力之檢討	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)之內容與舊版 8.1.5 [通則]之內容雷同，[參考](2)~(5)之內容與舊版 8.1.5 [解說](1)~(5)之內容雷同。	建議不修正。	
8.2.6 圓筒厚度之決定	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)之內容與舊版 8.1.5[通則]之內容雷同，[參考](2)(3)之內容與舊版 8.1.6 [解說](2) (3)之內容雷同。	建議不修正。	
8.3 埋入式鋼板圓筒碼頭 8.3.1 設計之基本方針	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)之內容與舊版 8.2.1[解說](1)(2)(3)之內容雷同。	建議不修正。	
8.3.3 圓筒壁體剪力變形之檢討	增訂[參考]部份，[解說]之內容與舊版 8.2.3[解說](1)之內容雷同，[參考](2)(3)之內容與舊版 8.2.3[解說](2)(3)之內容雷同。	建議不修正。	
8.3.10 圓筒外殼與連接弧厚度之決定	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)~(4)之內容與舊版 8.2.10 [解說](1)~(4)之內容雷同。	建議不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-10)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
8.3.11 接縫與補強材料	增訂[參考]部份, [解說]之內容與舊版 8.2.11[1][解說]之內容雷同, [參考](1)(2)之內容與舊版 8.2.11[1][解說](1)(2)之內容雷同, [參考](2)之內容與舊版 8.2.11[2][解說]之內容雷同。	建議不修正。	
第 9 章 直樁式橫棧橋 9.1 設計之基本方針	增訂[參考]部份, [解說](1)直樁式橫棧橋所使用之鋼管樁, 應考量其動態特性, [解說](2)直樁式橫棧橋之設計, 應考量其耐震性能, [解說](3)一般樁式橫棧橋之設計, 亦應考量其耐震性能, [參考](4)之內容因基礎地盤可能液化, 故須有耐震設計, [參考](1)(3)之內容與舊版[解說](1)(2)之內容雷同, [參考](2)之內容為樁須能承受地震力及各種載重, 故其結構物之安全性能應符合規定, [參考](4)之內容為設計時應留意棧橋建設位置地盤之土壤壓密及壓縮情形, [參考](5)之內容為設計時應留意棧橋建設基礎地盤與擋土護岸產生液化現象, [參考](6)之內容為裝卸機械設置時應考量基礎沉陷問題, [參考](7)之內容為裝卸機械設置時應考量裝卸機械與棧橋之地震反應解析, [參考](8)之內容為樁之彎曲力矩之計算, 依據棧橋斷面方向與棧橋法線方向進行, [參考](9)之內容為作用於樁之軸力應檢討棧橋單元之回轉, [參考](10)之內容為假設波浪來襲之地點, 對於渡板之上揚力安定檢討及樁之拉拔力抵抗檢討, 上部結構、渡板等受上揚力之材料強度檢討。	建議增訂。	
9.2 佈置以及各項因素 9.2.1 棧橋單元之尺寸及基樁之配置	增訂[參考]部份, [解說]改為[參考], [參考]之內容與舊版[解說]之內容雷同。	建議不修正。	
9.2.2 上部結構相關尺寸	增訂[參考]部份, [參考](1)之內容為棧橋上部結構因受起重機之載重, 增列其標準尺寸, [參考](2)之內容為棧橋上部結構下側受海水影響, 應檢討混凝土與鋼筋混凝土之耐久性, [參考](3)之內容為澆置混凝土與棧橋面版時應考量施工之整體性。	建議增訂。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-11)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
9.3 作用於棧橋之外力 9.3.1 設計外力	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)~(9)之內容與舊版[解說](1)~(9)之內容雷同。	建議不修正。	
9.3.2 船舶護舷反力之計算	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)(2)(3)之內容與舊版[解說](1)(2)(3)之內容雷同。	建議不修正。	
9.4 海底地盤之假設 9.4.1 斜面坡度之決定	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)(2)(3)之內容與舊版[解說](1)(2)(3)之內容雷同。	建議不修正。	
9.4.2 假想地表面	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)之內容與舊版[通則]之內容雷同，[參考](2)(3)之內容與舊版[解說](1)(2)(3)之內容雷同。	建議不修正。	
9.5 基樁之設計 9.5.1 一般	[解說]之內容與舊版[解說]之內容雷同，[參考](1)(2)(3)之內容與舊版[解說]之內容雷同。	建議不修正。	
9.5.2 側向地層反力係數	增訂[參考]部份，[解說]之內容與舊版[解說]之內容雷同，[參考](1)(2)之內容與舊版[解說]之內容雷同。	建議不修正。	
9.5.3 假想固定點	增訂[參考]部份，[參考](1)(2)之內容與舊版[通則]之內容雷同，[參考](3)(4)之內容為增訂 Chang 氏及港研方式計算假想固定點。	建議增訂。	
9.5.4 各基樁之作用力	增訂[參考]部份，[參考](1)~(4)之內容與舊版[通則](1)~(4)之內容雷同，[參考](5)之內容與舊版[解說]之內容雷同，[參考](6)~(10)之內容為鄰接面版單元之影響、樁長度、各項假設、棧橋單元回轉中心、基樁軸力考量方法等，[參考](11)之內容為基樁因受軸力參照本篇 10.5.2 分配至各基樁樁頭之垂直力。	建議增訂。	
9.5.5 基樁斷面之應力	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)之內容與舊版[通則]之內容雷同，[參考](2)(3)(4)之內容與舊版[解說](1)(2)(3)之內容雷同。	建議不修正。	
9.5.6 對承载力入土深度之檢討	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)(2)之內容與舊版[解說](1)(2)之內容雷同。	建議不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-12)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
9.5.7 對側向抵抗入土深度之檢討	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)~(4)之內容與舊版[解說](1)(2)之內容雷同。	建議不修正。	
9.5.8 接樁之檢討	增訂[參考]部份，[參考](1)之內容與舊版[通則](1)之內容雷同，[參考](1)(2)之內容與舊版[通則](2)(3)之內容雷同。	建議不修正。	
9.5.9 鋼管樁管厚及材質之變更	增訂，[通則]之內容鋼管樁管厚及材質之變更場合，依第 5 篇 4.5.4 鋼管樁管厚及材質之變更 為基準，[參考](1)之內容通常於長基樁之棧橋在假巷想地表面下 $2/\beta \sim 3/\beta$ 之位置，大多需管厚及材質之變更，[參考](1)之內容因地盤之變位而接縫及與管厚變化，造成棧橋之基樁挫屈，故有檢討之必要。	不修正。	
9.6 地震性能之參考	增訂，棧橋依其所要承受地震之規模，參照本篇 9.1 設計之基本方針、第 2 篇第 12 章 地震及地震力 之規定，以查證棧橋之耐震程度。	建議增訂。	
9.6.1 參考斷面之設定	增訂，棧橋之耐震性能參考斷面，應依照適當的方法就該斷面所要承受之破壞進行查證。	建議增訂。	
9.6.2 耐震性能參考之方法	增訂，就棧橋之地震時之振動行為與耐震性能進行研究，其耐震性能參考之方法為簡便法、彈塑性解析法及非線性動力解析法等。	建議增訂。	
9.6.3 參考用地震振動之設定	增訂，耐震性能參考原則上以地震振動、地盤動力解析求得，以查證棧橋之耐震性能。	建議增訂。	
9.6.4 依簡便法耐震力之參考	增訂，就棧橋之地震時之支撐能力，將棧橋假定為 frame model 其耐震性能參考之方法為簡便法、彈塑性解析法及非線性動力解析法等。	建議增訂。	
9.6.5 依痰塑性解析法耐震力之參考	增訂，就棧橋之地震時之支撐能力，將棧橋假定為 frame model，鋼管樁、混凝土上部結構及地層非線性行為各方面進行考量。	建議增訂。	
9.7 擋土部之設計	增訂[參考]部份，[參考](1)之內容橫棧橋本體與檔土部間單純以支承版連絡兩端空間，應避免力量作用於檔土部而傳達至棧橋。	不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-13)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
9.9 細部設計 9.9.1 上部結構物設計 所使用載重之組合	增訂[參考]部份，[參考](1)(2)之內容與舊版 9.8.1[通則](1)(2)之內容雷同，[參考](3)~(11)之內容為增列兩端固定單方向版之有效寬度、等分佈載重之換算、部份等分佈載重之換算及樑承受上部載重及靜載重之彎曲力矩等之計算法與圖示，並考慮樁頭受裝卸機械之集中載重造成沉陷之影響，而一般於棧橋上低速行走之車輛，一般不考慮棧之橋衝擊係數。	建議修訂。	
9.9.2 上部結構物之配筋計算	增訂，鋼筋混凝土或預鑄混凝土上部結構之配筋計算，乃基於限界狀況設計法為原則來進行。	建議修訂。	
9.9.3 樁頭之設計	增訂[參考]部份，[解說](1)(2)(3)之內容與舊版 9.8.2[解說](1)(2)之內容雷同，[參考](1)(2)(3)之內容與舊版 9.8.2[解說](2)(3)之內容雷同，[參考](1)(2)(3)之內容為增列在棧橋之平面內所受之載重方向、樁頭埋設結構例及鋼骨混凝土結構之結合例等之說明及圖示。	建議修訂。	
第 10 章 斜樁式橫棧橋 10.1 設計之基本方針	增訂[參考]部份，[解說]之內容與舊版 10.1.1[解說](1)之內容雷同，[參考](1)(2)與舊版 10.1.1[解說](1)(2)之內容雷同，[參考](3)之內容為在法線方向無群樁時，對於法線方向之水平載重，因為棧橋受到樁之橫向抵抗力，就樁之埋入長計算樁之水平抵抗力，[參考](4)之內容為上部結構及渡板等之上揚力，依第 2 篇 5.5.1 作用於水面附近之水平板之上揚力 所述加以檢討。	建議增訂。	
10.2 佈置及各種因素 10.2.1 棧橋單元大小 及基樁之佈置	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考]之內容與舊版 10.1.2[解說]之內容雷同。	建議不修正。	
10.5 基樁作用力及斷面之決定 10.5.1 分配至各組斜樁 樁頭之水平力	增訂[參考]部份，[參考](1)(2)之內容與舊版 10.1.5[1][通則](2)(3)之內容雷同。	建議不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-14)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
10.5.2 分配至各基樁 樁頭之垂直力	增訂[參考]部份, [參考]之內容與舊版 10.1.5[2][通則]之內容雷同。	建議不修正。	
10.5.3 基樁之反力及 拉拔力	增訂[參考]部份, [參考](1)(2)之內容與舊版 10.1.5[3][通則]之內容雷同, [參考](3)之內容為群樁之反力, 依第 5 篇 4.3.6 群樁之水平承載力 一節所述之式(4.3.2)計算, [參考](4)之內容斜樁式棧橋中若有直樁, 通常直樁不分擔水平作用力。	建議增訂。	
10.5.4 基樁斷面之應 力	增訂[參考]部份, [參考](1)之內容為各樁之軸力, 請參考本篇 9.5.5 基樁斷面之應力 所述計算, [參考](2)之內容為各樁法線方向之應力, 請參考本篇 10.6 對法線方向之檢討 所述計算, [參考](3)之內容為斜樁式棧橋於打設基樁時, 應特別留意, 請參考本篇 9.5.5 檢討。	建議增訂。	
10.6 對法線方向之檢 討	增訂[解說]部份, [解說]之內容斜群樁式棧橋除前端部等特別地方以外其他地區由於受斜樁沖打機械之限制外, 在碼頭法線方向之載重很少配置群樁, 如果法線方向之載重未配置群樁, 對法線方向載重採用直樁式棧橋相同方法檢討, 這時假想海底面, 假想固定點等, 可採用直樁式棧橋相同方法。另法線方向水平載重包括地震力、船隻牽引力及衝擊力等, 棧橋上部結構間隔設置伸縮縫。水平方向變位互相傳達, 因此牽引力及衝擊力沒有載重作用於碼頭全體各點, 即每一單元等均勻傳達分散到棧橋全體, 因此樁之應力不會比斷面方向之群樁應力危險, 但地震則作用於棧橋全體因此必需檢討。	建議增訂。	
第 11 章 離岸式碼頭 11.1 適用範圍	增訂, [通則]之內容本章之設計適用於離岸式碼頭及其背後擋土護岸所構成之離岸式碼頭, [解說]之內容離岸式碼頭於適合之水地點設置橋式起重機基礎, 其所使用之部份為連接柱腳之大樑所構成, [參考](1) (2)與舊版[解說](2)(3)之內容雷同。	建議增訂。	
11.2 設計之基本原則	[解說]之內容與舊版 11.1[解說](1)之內容雷同。	建議不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-15)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
11.3 離岸式碼頭之設計 11.3.2 設計外力及載重	增訂[參考]部份，[解說](1)(2)之內容與舊版 11.3[解說](2)(3)之內容雷同，[參考]之內容與舊版 11.3[解說](1)之內容雷同。	建議不修正。	
11.3.3 柱腳之設計	增訂[解說]部份，[解說]之內容與舊版 11.4[通則]之內容雷同。	建議不修正。	
11.3.4 大樑之設計	增訂[參考]部份，[解說]之內容與舊版 11.5[解說](2)之內容雷同，[參考](1)(2)之內容與舊版 11.5[解說](1)(2)之內容雷同。	建議不修正。	
11.4 擋土護岸之設計	增訂[參考]部份，[參考]之內容與舊版 11.6[通則]之內容雷同。	建議不修正。	
11.5 附屬設備	增訂[參考]部份，[參考]之內容與舊版 11.8[解說]之內容雷同。	建議不修正。	
第 12 章 浮棧橋 12.1 適用範圍	增訂，[通則]之內容與舊版 10.1.2[通則]之內容雷同，[解說]之內容與舊版[解說]之內容雷同，[參考](1)(2)之內容與舊版[解說](2)之內容雷同，[參考](3)之內容近年來以浮台及護舷等以外之繫留方式建造浮棧橋，或者如大型之浮棧橋等方式繫留。	建議修訂。	
12.2 設計之基本	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[通則]之內容為浮棧橋之設計為了裝卸貨物及旅客使用，須注意其耐用性，故其繫留系統之繫留鎖及須能抵擋外力，[參考](1)(2)(3)(5)(6)之內容與舊版 12.1[解說](1)(8)(4)(6)之內容雷同，[參考](4)之內容為繫留方式計有鏈條、纜繩、浮台及護舷方式，其繫留方式依浮棧橋之功能及安全性等，視現場條件而決定。	建議修訂。	
12.3 浮台之設計 12.3.1 浮台之尺寸	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考]之內容與舊版 12.2.1[解說]之內容雷同。	建議不修正。	
12.3.2 作用於浮台之外力及載重	增訂[參考]部份，[解說](1)~(4)之內容與舊版 12.2.2[解說](1)~(4)之內容雷同，[參考]之內容與舊版 12.2.2[解說](1)之內容雷同。	建議不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-16)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
12.3.3 浮台之安定	增訂[參考]部份，[參考](1)之內容與舊版 12.2.3[通則](1)(2)之內容雷同，[參考](2)(3)之內容與舊版 12.2.3[解說](1)(2)之內容雷同。	建議不修正。	
12.3.4 浮台構材之設計	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)~(5)之內容與舊版 12.2.4 [通則](1)~(5)之內容雷同，[參考](6)~(12)之內容與舊版 12.2.4[解說] (1)~(13)之內容雷同，[參考](14)之內容為浮台之受力須考量浮體之振動、波浪之相關因素及水深之影響。	建議修訂。	
12.4 繫留鎖之設計 12.4.1 繫留方式之種類	增訂，[通則]之內容為浮棧橋之繫留方式依照設置地點之自然狀況、發揮該設施之功能來決定，[解說] 浮棧橋之繫留方式依照浮台之規模、水深及地質條件等選定，[參考]之內容為繫留方式一般於水深較深處採用鏈條、纜繩，於水深較淺處採用浮筒、沉錘及浮台護舷方式，繫留設施之選定，浮棧橋之功能與安全性及繫留設施之特質比較而決定。	建議增訂。	
12.4.2 繫留鎖等之設計 [1] 設計外力	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)(2)(3)(4)(5)之內容與舊版 12.3.1[解說](2)(3)(4)(1)之內容雷同，[參考](7)之內容為潮流之速度依第 2 篇 7.1 一般 決定，最好一有實測值，而潮流力 依第 2 篇 7.2 作用於水中構材及構造物之波力 計算、波浪之相關因素及水深之影響。	建議增訂。	
[2] 長度及設置方式	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)~(4)之內容與舊版 12.3.2[1][解說](1)~(4)之內容雷同。	建議不修正。	
[3] 鎖之直徑	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)~(5)之內容與舊版 12.3.2[2][解說](1)~(5)之內容雷同。	建議不修正。	
12.4.3 錨碇之設計 [1] 設計外力	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考]之內容與舊版 12.4.1[解說](1)~(5)之內容雷同。	建議不修正。	
[2] 錨碇之設計	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考]之內容與舊版 12.4.2[解說](1)~(5)之內容雷同，[參考](6)之內容為直方體之錨碇方塊埋入黏性土壤中很深時，對水平力抵抗 B.Hansen 氏假定方塊周圍為滑動面，而 Mackenzie 氏依試驗求出埋入深度超過方塊高度 12 倍時之抵抗力	建議修訂。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-17)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
[2] 錨碇之設計	，[參考](7)之內容錨碇通常使用混凝土塊，而在沙質地層多使用鋼製錨碇材料。	建議修訂。	
12.5 連絡橋及引橋之設計 12.5.1 尺寸及坡度	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)(2)(3)之內容與舊版[解說](1)(2)之內容雷同。	建議不修正。	
12.5.2 連絡橋及引橋之設計	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)之內容為連絡橋及引橋設計時，應考量配置高齡者、肢體殘障者之車椅可以安全移動，[參考](2)~(6)之內容與舊版[解說](1)~(5)之內容雷同。	建議修訂。	
12.5.3 調節塔	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)(2)(3)之內容與舊版[解說](1)(2)(3)之內容雷同。	建議不修正。	
第 13 章 繫靠船台 13.1 設計之基本方針	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)(2)之內容與舊版[解說](1)(2)(3)(4)(5)之內容雷同。	建議不修正。	
13.2 配置	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)(2)(3)之內容與舊版[解說](1)(2)(3)之內容雷同。	建議不修正。	
13.3 作用於繫靠船台之外力	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)(2)(3)之內容與舊版[解說](1)(2)(3)之內容雷同。	建議不修正。	
13.4 直樁式繫靠船台	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[通則]之內容為外力增加考量地震時之動水壓，[參考](1)(2)之內容與舊版[解說](1)(2)之內容雷同，惟(e)地震時之動水壓，第 2 篇第 14 章 土壓及水壓。	建議修訂。	
13.5 鋼板圓筒式繫靠船台	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)(2)(3)之內容與舊版[解說](1)(2)(3)之內容雷同，[參考](4)之內容為細部設計時以本篇 13.4 直樁式繫靠船台，[參考](4)~(6)為準，鋼板圓筒於細部設計時以本篇第 7 章 鋼板樁圓筒式碼頭、本篇第 7 章 鋼板圓筒式碼頭 及 本篇第 17 章 其他型式之碼頭。	建議不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-18)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
13.6 沉箱式繫靠船台	增訂[參考]部份, [解說]之內容與舊版[解說](2)之內容雷同, [參考](1)(2)之內容與舊版[解說](2)(3)之內容雷同。	建議不修正。	
第 14 章 曳船道及卸貨場 14.1.1 設計之基本方針	增訂[參考]部份, [解說](1)(2)(3)之內容與舊版[解說](1)(2)(3)之內容雷同, [參考](1)之內容為總噸位未滿 30t 之船舶進出於滑道上有必要鋪設軌道, [參考](2)之內容為小型船舶其曳船上下迅速、安全, [參考](3)之內容為 30t 以上之船舶其滑道坡度應於 1/12 以下。	不修正。	
14.1.2 設置位置之選擇	增訂[解說]部份, [通則](1)(2)(3)之內容與舊版 14.2[通則](1)(2)(3)之內容雷同, [解說](1)之內容為曳船道須選擇靜穩之地點、其前方水域應避免沖刷、曳船道背後應設置各項設備及維修設施、船舶之曳船作業不可影響船舶之航行及停泊、滑道背後應設置防沖刷工。	不修正。	
14.1.3 各部份之尺寸 [1] 各部份之高度	增訂[參考]部份, [參考](1)(2)之內容與舊版 14.3.1[通則](1)(2)之內容雷同, [參考](3)~(7)之內容與舊版 14.3.1[解說](1)~(5)之內容雷同。	建議不修正。	
[2] 曳船道之長度及背後面積	增訂[解說]、[參考]部份, [解說]之內容為曳船道之長度及背後面積, 應考慮全港之設施配置計畫, [參考](1)(2)之內容為其滑道長度為最大利用船舶全長再加 5m 之餘欲, 而曳船船舶間隔為縱向 2m 橫向 1m。	不修正。	
[3] 前面水深	增訂[參考]部份, [參考](1)之內容與舊版 14.3.3[通則](1)之內容雷同, [參考](2)之內容為船舶於斜面自由落下時, 應注意船舶吃水深度。	不修正。	
[4] 滑道之坡度	增訂[參考]部份, [參考](1)之內容為滑道坡度之決定船舶之形狀、地形條件、潮差及前方水深等條件考慮, [參考](2)(3)之內容為小型船舶適用之滑道之坡度一般在 1:6~1:12 之間, [參考](4)(5)之內容為滑道之坡度應以平緩為原則, 坡度變化之處應採取大曲率半徑。	不修正。	
[5] 滑道前面之泊地面積	增訂[參考]部份, [參考](1)之內容為從滑道之水際線以五倍船身之滑下距離, 以確保船舶安全滑下, [參考](2)之內容為以纜繩將船舶滑下時, 由水際線以三倍船身之距離, 以確保安全。	不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-19)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
14.1.4 前方壁體及鋪設 [1] 前方壁體	時，應注意考量其基礎之承载力，[參考](3)之內容為為免波浪來襲前方壁體遭受破壞，應注意固床工及保護工考量其基礎之承载力。	不修正。	
[2] 鋪設	增訂[參考]部份，[參考](1)~(6)之內容為鋪設之版厚應足以抗波斯，面版應鋪設良好，面版接縫良好以防沙之流出，滑道側應設止滑板以防沖刷，可用止滑板及基樁補強，注意地盤沉陷問題。	不修正。	
14.2 卸貨場	增訂，[通則]之內容為卸貨場依設施之特性與使用型態，依 本篇第 4 章 重力式碼頭、本篇第 10 章 斜樁式橫棧橋、本篇第 12 章 浮棧橋及本篇第 17 章 其他型式之碼頭 所述規定辦理。	無此內容，建議增訂。	
第 15 章 氣墊船碼頭設施 15.1 設計之基本方針	增訂[參考]部份，[解說]之內容與舊版[解說](1)之內容雷同，[參考](1)~(4)之內容與舊版[解說](2)~(5)之內容雷同。	建議不修正。	
15.2 位置之選擇	增訂[參考]部份，[解說](1)(2)之內容與舊版[解說](1)(2)之內容雷同，[參考]之內容為增列氣墊船噪音分佈之圖示。	不修正。	
15.3 氣墊船碼頭設施	增訂[參考]部份，[參考]之內容為增列氣墊船配置例之圖示。	不修正。	
15.4 各部之尺寸	增訂，[參考](1)~(3)之內容為增列滑道、岸肩及船塢之功能、配置及規定等。	建議增訂。	
第 16 章 繫船浮筒及繫船樁 16.1 繫船浮筒 16.1.1 設計之基本方針	增訂[參考]部份，[參考](1)(2)(3)之內容與舊版[解說](1)(2)(3)之內容雷同，[參考](4)~(7)之內容為增列繫船浮筒之構成要素、設計考慮事項及繫泊方式等。	建議增訂。	
16.1.2 作用於浮筒之拉力	增訂。	已有內容，不修正。	
16.1.3 繫泊浮筒各部之尺寸	增訂。	已有內容，不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-20)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
16.1.4 細部設計	增訂。	已有內容，不修正。	
16.2 繫船樁	增訂，[通則]之內容為繫船樁其結構物特性依本篇第 9 章 直樁式橫棧橋及本篇第 10 章 斜樁式橫棧橋 之規定為準，以確保結構物之安定及設施之安全。	建議增訂。	
第 17 章 其他型式之碼頭 17.1 直立式消波碼頭 17.1.1 設計之基本方針	增訂[參考]部份，[解說]之內容與舊版[解說](2)之內容雷同，[參考](1)~(5)之內容與舊版[解說](1)(3)(4)(5)(6)之內容雷同。	建議不修正。	
17.1.2 結構型式之選擇	增訂[參考]部份，[解說]之內容與舊版[解說](1)之內容雷同，[參考](1)~(4)之內容與舊版[參考](1)(2)之內容雷同，為增列開孔型沉箱式消波岸壁圖例及其與開孔長度關係圖與圓形開孔沉箱之反射率圖。	建議增訂。	
17.2 自立式板樁碼頭 17.2.1 設計之基本方針	增訂[參考]部份，[解說]之內容本節之設計法以適用沙質土壤為前提，並不適用於黏性土壤，[參考](1)~(3)之內容與舊版[解說](1)(2)之內容雷同。	不修正。	
17.2.2 作用於板樁之外力	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)(2)之內容與舊版[通則](1)(2)之內容雷同，[參考](3)之內容與舊版[解說]之內容雷同。	建議不修正。	
17.2.3 板樁斷面之決定	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)(2)(3)(4)之內容與舊版[解說](1)(2)(3)之內容雷同，為增加鋼管樁之二次應力之計算式。	建議增訂。	
17.2.4 板樁入土深度之決定	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考]之內容與舊版[解說]之內容雷同。	建議不修正。	
17.2.5 板樁頂端變位量之檢討	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)(2)(3)之內容與舊版[解說](1)(2)之內容雷同，[參考](4)之內容為增加板樁之樑變位量計算，為方便計算其土壓分佈假定為三角形分佈。	建議增訂。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-21)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
17.3 斜樁式錨碇板樁碼頭 17.3.1 設計之基本方針	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)(3)之內容與舊版[解說](1)(2)之內容雷同，[參考](2)之內容為增加設計時之建議方式之文獻。	建議增訂。	
17.4 前斜樁式板樁碼頭 17.4.1 設計之基本方針	訂[參考]部份，[解說](1)(2)之內容與舊版[解說](1)(2)之內容雷同，[參考](1)(2)(5)之內容與舊版[解說](3)(4)之內容雷同，[參考](3)(4)為增列設計時之考量方法及解析方法。	建議增訂。	
17.4.2 基樁配置及單元大小	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考]之內容與舊版[解說]之內容雷同。	建議不修正。	
17.4.3 板樁壁之設計	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考]之內容與舊版[解說]之內容雷同。	建議不修正。	
17.4.4 棧橋部之設計	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)~(7)之內容與舊版[解說](1)~(7)之內容雷同。	建議不修正。	
17.4.5 基樁之入土深度	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考]之內容與舊版[解說]之內容雷同。	建議不修正。	
17.5 雙重板樁式碼頭 17.5.1 設計之基本方針	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)~(7)之內容與舊版[解說](1)~(7)之內容雷同。	建議不修正。	
17.5.3 雙重板樁式壁體之設計	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考]之內容與舊版[解說]之內容雷同。	建議增訂。	
第 18 章 連接部 18.2 前面水深之變部份	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)~(7)之內容與舊版[解說](1)~(7)之內容雷同。	建議不修正。	
18.4 角隅部份	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)~(7)之內容與舊版[解說](1)~(7)之內容雷同。	建議不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-22)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
第 19 章 附屬設備 19.3.2 繫船柱及繫船環之佈置	增訂[參考]部份, [解說]改為[參考], [參考](1)(3)(4)之內容與舊版[通則](1)(2)(3)之內容雷同, [參考](2)(3)(4)(5)(6)之內容與舊版[解說](1)(2)(6)(3)(4)(7)(5)之內容雷同。	建議不修正。	
19.4 護舷設備 19.4.1 一般	增訂[參考]部份, [解說]改為[參考], [參考](1)~(4)之內容與舊版[解說](1)~(4)之內容雷同。	建議不修正。	
19.4.2 護舷之佈置	增訂[參考]部份, [解說]改為[參考], [參考](1)~(7)之內容與舊版[解說](1)~(7)之內容雷同。	建議不修正。	
19.4.4 護舷之選擇	增訂[參考]部份, [解說]改為[參考], [參考](1)~(9)之內容與舊版[解說](1)~(8)之內容雷同, 惟增列高拉力鋼單樁結構須考量詞殘留變位, [參考](10)(11)之內容為有關護舷之特性考量其變位、護舷之選定注意事項。	建議修訂。	
19.5 安全設備 19.5.3 欄柵或繩索等	增訂[參考]部份, [參考]之內容為欄柵或繩索等之設置高度一般為 0.7m, 對於客容易掉落場所, 其防止設置欄柵之高度在 1.1m 以上。	建議修訂。	
19.5.6 消防設施及警報設施	增訂, [通則]之內容為消防設施應依據消防法、消防法施行令及消防法施行細則辦理, [參考]之內容為警報設施為異常時可發出警報, 應強制設置於明顯之場所。	建議增訂。	
19.6 提高碼頭使用所需之設施 19.6.4 車輛上下用之設施	增訂[解說]、[參考]部份, [通則]之內容為車輛上下用設施之要項, [解說](1)~(3)之內容為小型設備為小型車輛專用之車輛上下設施, 車輛上下用之設施其坡度不宜過陡, 其曲率半徑依照道路規定辦理, [參考](1)之內容為小型設備及一般設備之移動端部, 其垂直方向移動深度為朔望平均高低潮位差加上 1m。	建議修訂。	
19.6.6 排水設施	增訂[參考]部份, [解說](1)~(4)之內容與舊版[解說](1)~(4)之內容雷同, [參考](1)之內容為排水設施之設計請參照道路土工-排水工指南。	不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-23)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
19.7 階梯及人梯等	增訂[參考]部份，[解說](1)(2)之內容與舊版[解說](1)(2)之內容雷同， [參考](1)~(7)之內容為與舊版[解說](1)~(7)之內容雷同。	建議不修正。	
19.9 車檔	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)~(3)之內容與舊版[解說] [參考](1)~(4)之內容雷同。	建議不修正。	
19.11 標誌、標示及防護柵欄 19.11.4 標誌之設置位置	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)~(4)之內容與舊版[解說] [參考](1)~(3)之內容雷同。	建議不修正。	
19.11.5 標誌之結構	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)之內容與舊版[2][通則] 之內容雷同，[參考](2)~(8)之內容與舊版[3]~[8]之內容雷同。	建議不修正。	
19.11.6 材料	增訂[參考]部份，[解說]、[參考]之內容與舊版[1]~[4][通則]、[解說] 之內容雷同。	建議不修正。	
19.11.7 維護及管理	增訂[參考]部份，[解說]、[參考]之內容與舊版[1][2][通則]、[解說] 之內容雷同。	建議不修正。	
19.11.9 拒馬	增訂[參考]部份， [參考]之內容與舊版[解說]之內容雷同。	建議不修正。	
19.12 照明設備 19.12.1 一般	增訂[解說]、[參考]部份，其內容與舊版[通則]之內容雷同。	建議不修正。	
19.12.2 基準照度 [1] 一般	其內容與舊版[通則]、[解說]之內容雷同。	建議不修正。	
[2] 屋外照明之基準照 度	[解說](1)~(9)之內容與舊版[解說](1)(2)(3)之內容雷同。	建議不修正。	
[3] 屋內照明之基準照 度	[解說](1)~(3)之內容與舊版[解說](1)(2)(3)之內容雷同。	建議不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版臺灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-24)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
19.12.3 光源之選擇	增訂[參考]部份，[解說](1)~(4)內容與舊版[解說](1)(2)(3)之內容雷同，[參考](1)之內容與舊版[解說](4)之內容雷同，[參考](2)(3)之內容增列光源色溫度與溫涼感之關係表與屋外照明演色分類表。	不修正。	
19.12.4 器具之選擇	增訂[參考]部份，[解說](1)~(3)內容與舊版[解說](1)(2)(3)之內容雷同，[參考](1)之內容與舊版[解說](2)之內容雷同，[參考](2)(3)之內容增列屋外照明之方法及高桿式照明方法之例子。	不修正。	
[1] 屋外照明			
[2] 屋內照明	[解說](1)(2)內容與舊版[解說](1)(2)之內容雷同，[解說] (3)之內容增列屋內照明方法。	不修正。	
19.12.5 照明設計設計	增訂[參考]部份，[解說](1)(2)(3)(4)(5)(6)內容與舊版[解說](1)(3)(4)(2)(5)(6)之內容雷同，[參考](1)(3)(4)之內容與舊版[解說](6)之內容雷同，[參考](2)之內容為增列照度之逐點計算法。	建議不修正。	
19.12.6 維護及管理	增訂[參考]部份，[參考](1)(2)(3)之內容增列檢查之頻率、照明測定之測點及照明測定之頻率，[參考](4)之內容為與舊版[解說](1)之內容雷同，惟增列光源設計光束維持率圖表。	不修正。	
[1] 檢查			
[2] 清掃及修補	增訂[參考]部份，[參考](1)(2)(3)之內容與舊版之[解說](2)(3)之內容為內容雷同，惟增列照明器具設計光束維持率與照明器具之種類與周圍環境之組合圖表。	建議不修正。	
第 20 章 岸肩	增訂[參考]部份，[參考](1)(2)之內容與舊版[解說](1)(2)之內容雷同，舊版[解說]刪除。	建議不修正。	
20.2 岸肩之形狀			
20.2.1 寬度			
20.2.2 坡度	增訂[參考]部份，[解說]內容與舊版[解說](1)之內容雷同，[參考](1)(2)之內容與舊版[解說](1)(2)之內容雷同。	建議不修正。	
20.2.3 面層鋪設型式	增訂[參考]部份，[解說]內容與舊版[解說](1)之內容雷同，[參考](1)之內容與舊版[解說](2)(3)(4)(5)(6)(7)之內容雷同。	建議不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-25)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
20.3. 岸肩之沉陷對策	增訂。	建議增訂。	
20.4 載重條件	增訂[參考]部份, [解說]改為[參考], [參考](1)之內容與舊版 20.3[通則]內容雷同, [參考](2)(3)(4)之內容與舊版 20.3[解說](1)(2)(3)之內容雷同。	建議不修正。	
20.5 混凝土面層之設計 20.5.1 設計條件	增訂[參考]部份, [解說](1)(2)之內容與舊版 20.4.1[通則](1)(3)之內容雷同, [參考](1)(2)之內容與舊版 20.4.1[通則](2)(4)之內容雷同, [參考](3)(4)(5)(6)之內容與舊版 20.4.1[解說](4)(1)(2)(3)之內容雷同。	建議不修正。	
20.5.2 面層鋪設之組成	增訂[參考]部份, [解說](1)(2)(3)(4)之內容與舊版 20.4.2[解說](1)(2)(3)(4)之內容雷同, [參考](1)(2)(3)(4)之內容與舊版 20.4.2[通則](1)(2)(3)(4)之內容雷同, [參考](5)~(9)之內容與舊版 20.4.2[解說](5)~(9)之內容雷同。	建議不修正。	
20.5.3 接縫	增訂[參考]部份, [解說](1)(2)之內容與舊版 20.4.3[解說](1)之內容雷同, [參考](1)之內容與舊版 20.4.2[通則](1)(3)及[解說](2)之內容雷同, [參考](2)之內容與舊版 20.4.2[通則](1)(3)及[解說](3)(4)(5)之內容雷同, [參考](3)(4) 5)之內容與舊版 20.4.2[解說](6)(7)(8)之內容雷同。	建議不修正。	
20.5.4 棒鋼及滑動鋼筋	增訂[參考]部份, [解說]改為[參考], [參考](1)之內容與舊版 20.4.4[通則]內容雷同, [參考](2)(3)之內容與舊版 20.4.4[解說](1)(2)之內容雷同。	建議不修正。	
20.5.5 橫斷截水	增訂[參考]部份, [解說]改為[參考], [解說](1)之內容與舊版 20.4.5[解說](1)之內容雷同, [參考]內容與舊版 20.4.5[解說](2)之內容雷同。	建議不修正。	
20.6 瀝青面層鋪設之設計 20.6.1 設計條件	增訂[參考]部份, [通則]修改為面層鋪設之設計條件, 其考慮事項如下: (1)設計載重, (2)交通量, (3)路床之承載重, (4)使用材料, (5)其他。[解說](1)(2)之內容與舊版[通則]內容雷同。	不修正。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-26)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
20.6.2 面層鋪設之組合	增訂[參考]部份，[解說](1)(3)(4)之內容與舊版 20.5.2[解說](1)(2)(3)之內容雷同，[參考](1)(2)(3)之內容與舊版 20.5.2[解說](1)(2)(3)之內容雷同，惟[參考](1)表-參 20.6.1 其路床設計 CBR(%)分成 8~12 12~20 及 20~等。	不修正。	
20.7 混凝土方塊面層鋪設之設計 20.7.1 設計條件	增訂[參考]部份，[通則]修改為面層鋪設之設計條件，其考慮事項如下：(1)設計載重，(2)交通量，(3)路床之承載重，(4)使用材料，(5)其他。[解說](1)(2)之內容與舊版[通則](1)(3)之內容雷同，[參考](1)(2)之內容與舊版 20.6.1[通則](2)(4)之內容雷同及[參考](3)之內容與舊版 20.6.1[解說]內容雷同。	不修正。	
20.7.2 面層鋪設之組合	增訂[參考]部份，[解說](1)之內容為增列面層鋪設之標準鋪設材料表，[解說](2)之內容增列設計載重分類表，惟[參考](1)(2)與舊版 20.6.2 [通則]之內容雷同，[參考](3)與舊版 20.6.2[解說]內容雷同，[參考](4) (5)(6)(7)與舊版 20.5.2[通則]內容雷同。	無此內容，建議增訂。	
20.7.4 鋼筋及橫斷截水	增訂，[參考](1)混凝土方塊須設置鋼筋網，(2)鋼筋網之鋼筋量、形狀、尺寸及材質，與本篇 20.5.2 面層鋪設之組成[參考](9)之鋼筋網相同，(3)鋼筋網之埋設位置為混凝土方塊深度之中心位置，(4)橫斷截水，請參照本篇 20.5.5 橫斷截水。	不修正。	
第 21 章 裝卸機械之維護管理 21.1 設計之基本方針	增訂[參考]部份，[解說](1)(2)之內容與舊版[通則](2)(3)之內容雷同，[參考](1)之內容與舊版[通則](4)之內容雷同，[參考](2)之內容增列考量容許變位量各軌道鋪設基準，[參考](3)之內容增列碼頭面因受起重機之輪載重，須考量鋪設緩衝材料，[參考](4)之內容增列強烈地震時，軌式起重機產生振動可能造成起重機損害，其耐震性應列入考量。	建議增訂。	
21.2 作用於基礎之外力	增訂[參考]部份，[解說]改為[參考]，[參考](1)~(5)之內容與舊版[參考](1)~(3)之內容雷同，[參考](6)~(7)之內容增列貨櫃起重機之固定裝置配置例、基礎、防止沉陷及端邊固定裝置等之說明及圖表。	建議增訂。	

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(8-27)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
21.3 使用基樁基礎時之設計 21.3.1 混凝土樑	增訂[參考]部份, [解說]改為[參考], [參考](1)(2)之內容與舊版[解說]之內容雷同, [參考](3)之內容為增列軌道應力之計算方法計有彈性支承上之無限連續樑計算法及彈性樑理論之計算法。	建議增訂。	
21.4.2 樁之承载力	增訂[參考]部份, [解說]改為[參考], [參考](1)(2)(3)之內容與舊版[通則](1)(2)(3)之內容雷同, [參考](4)之內容與舊版[通則](1)(2)(3)之內容雷同。	建議不修正。	
21.4 非基樁基礎時之設計 21.4.1 對碼頭影響之檢討	增訂[參考]部份, [解說]改為[參考], [參考](1)(2)之內容與舊版[解說](1)(2)之內容雷同。	建議不修正。	
21.4.2 混凝土樑	增訂[參考]部份, [解說]改為[參考], [參考](1)(3)(5)之內容與舊版[解說](1)(2)(3)之內容雷同, [參考](2)之內容增列考量容許變位量各軌道鋪設基準, [參考](2)之內容增列塊石基礎上鋪設混凝土樑, 假定為均質連續性彈性基礎, 其彎曲力矩、變位量之計算式及圖表。	建議增訂	
	刪除舊版第 22 章 繫留設施之維護管理		

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(9-1)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
第 9 篇 其他港灣設施		建議增加本篇章	
第 1 章 臨港交通設施 1.1 一般	增訂 1.1.2 臨港交通設施之維護管理(告示第 103 條關係)。		
1.2 道路	新規範增加 1.2.2 設計車輛、1.2.5 曲線部之寬幅、1.2.6 縱斷坡度、1.2.7 平面交差、1.2.9 標識及標示。 刪除舊規範 1.2.4 附帶設備。		
1.2.3 車道及車線	刪除舊規範(3)計畫交通量之算定方法之公式，另於[參考](1)中，說明發生集中交通量之算法。		
1.2.4 建築界線	將舊規範之「1.2.2 車道及車線」解說(2)之內容修訂，增加國際海運貨櫃尺寸及聯結車裝載貨櫃時之高度等資料。		
1.2.8 鋪裝	修訂舊規範之 1.2.3 節，新舊規範內容雷同。		
1.3 停車場	修訂舊規範之 1.5 節，增加特殊大型車停車場尺寸之標準值。		
1.4 鐵道	[通則]內容同舊版，取消舊版之[解說]，增訂[參考]說明鐵道構造物等設計標準・同解說及特殊鐵道構造規則等設計參考資料。		
1.5 直升機坪	同舊規範。		
1.6 隧道	大幅修改舊規範內容。 新增 1.6.1 一般、1.6.2 計畫及設計之基本方針、1.6.3 埋設深度、1.6.4 埋置管涵之構造及長度、1.6.5 通風管道、1.6.6 救生道路、1.6.7 隧道本體部之安定計算、1.6.8 涵洞之設計、1.6.9 接縫、1.6.10 管理設施。		

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(9-2)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
1.7 橋樑	大幅修改舊規範內容。 新增 1.7.1 一般、1.7.2 設計上之考慮事項、1.7.3 耐久性之確保、1.7.4 防衝工事。		
1.8 運河	新增項目。		
第 2 章 營運設施	同舊規範。		
2.1 一般			
2.2 營運處所	同舊規範。		
2.3 棚架	舊版之 2.3.1 一般改為新版 2.3 棚架之[通則]，舊版之 2.3.2 上屋之構造改為新版 2.3 棚架之[解說]，新舊版本內容大致相同。		
2.4 裝卸機具	舊版之 2.4.1 一般之[解說]內容大幅修改。 新增 2.4.2 石油裝卸機具。		
2.5 木材整理之營運處所	局部修改舊版之[通則]及[解說]內容，新舊版本大致相同。		
2.6 水產物營運設施	同舊規範。		
2.7 危險物營運設施	舊版之[解說]改為[參考]，新舊版本內容大致相同。		
第 3 章 保管設施	舊版之 3.5 危險物置場及石油設施改為新版之 3.2 節。 舊版之 3.2 倉庫、3.3 露置場、3.4 儲木場改納為新版之 3.3 其他保管設施。 第 3 章新舊版本內容大致相同。		

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(9-3)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
第 4 章 船舶服務用設施	舊版 4.2 給水設施之[通則]及[解說]改為新版之[解說]及[參考]，新版另修訂[通則]。 新增 4.3 其他船舶服務用設施。		
第 5 章 旅客設施 5.1 旅客上下設施	舊版第 5 章 旅客上下設施改為新版之 5.1 節。		
5.2 旅客候船室	新增章節，包括 5.2.1 一般、5.2.2 旅客候船室之設計、5.2.3 附屬設施。		
第 6 章 航行輔助設施	新增章節。		

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(10-1)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
第 10 篇 專用碼頭		建議增加本篇章	
第 1 章 貨櫃碼頭			
1.1 設計之基本方針			
1.2 繫留設施之設計	各種載重噸之貨櫃碼頭船席長度及水深之參考值已修訂。		
1.2.1 船席長度及水深			
1.2.2 繫船設備	新舊版本內容大致相同。		
1.2.3 防衝設備			
1.3 陸上設施之設計	新版[通則]局部修訂舊版[通則]，內容雷同。		
1.3.1 岸肩	舊版[解說]改為新版[參考]，內容雷同。		
1.3.2 貨櫃起重機	新版局部修訂[通則]、[解說]及新增[參考]。 舊版[解說](1)(2)(3)納入新版[參考](2)，內容雷同。 舊版[解說](4)~(7)納入新版[參考](3)~(6)，內容雷同。		
1.3.3 貨櫃場	新版內容大幅修訂。		
1.3.4 貨櫃集散站	舊版[通則]及[解說]內容局部修改，部份舊版[解說]內容移入新版[參考]。		
1.3.5 修護廠	舊版[解說]改為新版[參考]，內容局部修改。		
1.3.6 管理棟	新舊版本內容雷同。 舊版[解說]改為新版[參考]。		
1.3.7 海關	舊版[解說]改為新版[參考]，內容局部修改。		

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(10-2)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
1.3.8 其他附屬設備	新舊版本內容雷同。 舊版[解說]改為新版[參考]。		
第 2 章 渡輪碼頭 2.1 設計之基本方針	新版之[參考](1)(2)(3)為舊版之[解說](3)(4)(5)，內容雷同。		
2.2 繫留設施之設計 2.2.1 船席長度及水深	新版內容大幅修改，相關參考表內之數值不同。		
2.2.2 繫船設備 2.2.3 防衝設備 2.2.4 防止沖刷措施	同舊規範。		
2.3 車輛上下設備之設計 2.3.1 寬度、延長、坡度及曲線半徑	新版[通則]修改為參考第 8 篇 19.6.4 車輛上下設備。 新版[解說]修改為較簡短、新增[參考]說明。		
2.3.2 附屬設備及標識等	新舊版[通則]相同，舊版[解說]改為新版[參考]，內容相同。		
2.3.3 可動部之設計	新舊版[通則]相同，舊版[解說](4)~(9)刪除，新版新增[參考]。		
2.4 旅客上下設備之設計	新舊版內容雷同。		
2.5 其他設施之設計 2.5.1 道路	新舊版內容相同。		
2.5.2 步道	新舊版[通則]相同，舊版[解說](1)刪除，新版新增[參考]。		

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(10-3)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
2.5.3 停車場	新版[通則]及[解說]內容大幅修改，新增[參考]。		
2.5.4 旅客通棧	新舊版[通則]相同，新版新增[解說]。		
2.5.5 安全設備	新舊版內容相同。		

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(11-1)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
第 11 篇 遊艇碼頭		建議本篇章可作為交通部 「遊艇港設施規劃及設計手冊 – 參考規範」修訂之參考	
第 1 章 總說	新版[通則]增加對環境、保全、景觀等之配合考量。 新版[解說]新增(4)(5)(6)，說明遊艇碼頭須設施規劃須考量計畫海域與陸域環境之保全、與周邊景觀之調合、對老人及殘障者等之配合設施。 舊版[解說](1)(4)之參考圖表移為新版[參考](1)(2)。 舊版[解說](2)取消。		
第 2 章 船舶之主要尺寸	舊版章名為「對象船舶之尺寸」。 新版新增[解說]及[參考]，內容大幅增加。		
第 3 章 水域設施	舊版之[通則]內容改為 3.1 一般[通則]、3.2 航道[通則]及 3.3 泊地及船渠[通則]。 新版 3.2 及 3.3 節新增[解說]及[參考]。		
第 4 章 外廓設施	新版[通則]內容新增(3)構造型式。 舊版[解說](1)~(4)改為新版之[參考](1)~(4)，新增[參考](5)(6)。		
第 5 章 繫留設施	舊版[解說](1)~(3)改為新版之[參考](1)~(3)。		
5.1 一般	新版[參考](3)繫留設施之尺寸內容及圖表已修訂，與舊版不同。 舊版[解說](4)繫船設備納入新版 5.4 附屬設備之內容內。 舊版[解說](5)浮棧橋移為新版 5.3 浮棧橋。		
5.2 繫留設施之設計條件	新版新增章節，內容包括[通則]、[解說]及[參考]。		
5.3 浮棧橋	新版新增章節，係由舊版 5.1 一般[解說](5)浮棧橋內容修訂而成 新版部份已大幅修改，包括 5.3.1 一般、5.3.2 構造、5.3.3 安定性之檢討、5.3.4 構造設計、5.3.5 繫留方式及 5.3.6 連絡橋。		

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(11-2)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
5.4 附屬設施	新版新增章節，內容包括[通則]、[解說]及[參考](1)防衝設備、(2)繫船柱與繫船環、(3)安全設備、(4)救生設備、(5)照明設備、(6)標識。標示。		
5.5 上下架設施	舊版[解說](1)上下架設施之形式改為新版[參考]。		
	舊版 5.3 管理營運設施刪除。		
第 6 章船舶服務用設施	舊版[解說]之表-解 6.1 船舶服務用設施之考慮事項內容改為新版[參考](1)~(6)，新增[參考](7)(8)。		
6.1 一般			
6.2 陸上保管設施	舊版[解說](3)取消，其餘舊版[解說](1)(2)內容改為新版之[參考]之(1)~(4)。		
第 7 章 臨港交通設施	舊版[解說]改為新版[參考]，內容相同。		

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(12-1)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
第 12 篇 超大型油槽基地設施	對應舊版第 II 部超大型油槽基地設施第 1 篇總論及第 2 篇超大型油槽基地設施。	台灣使用之機會少，建議暫不增訂	
第 1 章 總說	為舊版第 II 部超大型油槽基地設施第 1 篇總論之第 1 章總說。 舊版 1.2 經過措施 刪除。 舊版 1.3 定義之[通則]內之(7)~(12)取消。 舊版 1.4 港灣建設局等之指導 刪除。		
第 2 章 位置之選定及設施計畫	為舊版第 II 部超大型油槽油設施第 2 篇超大型油槽基設施之第 1 章位置之選定及設施計畫。		
2.1 位置之選定	舊版[解說](5)改為新版之[參考](1)，新版新增[參考](2)。		
2.2 船席法線	舊版[解說]改為新版之[參考]，內容相同。		
2.3 航道之法線、寬度及深度	舊版章節名為「航道之法線」，其[通則]內容納入新版[通則](1)內 新版於[通則]內新增(2)(3)說明航道之寬度及深度。 舊版[解說]改為新版之[參考]，內容相同。		
2.4 泊地之面積	新舊版本內容相同。		
第 3 章 規模之決定	新增章節，其[通則]內容同舊版 2.3 繫留設施 2.3.1 規模之決定。 新版新增[參考]，內容為超大型油槽基地設施之規模決定流程。		
第 4 章 構造型式	新增章節，其[通則]內容同舊版 2.3 繫留設施 2.3.2 構造型式。 舊版[解說]改為新版之[參考]，內容雷同。		
第 5 章 設計之基本方針	為舊版第 II 部超大型油槽基地設施第 2 篇超大型油槽基地設施之第 2 章設施之設計 2.1 一般，內容雷同。 舊版[解說](5)改為新版之[參考]。		

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(12-2)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
第 6 章 設計外力及載重	為舊版第 II 部超大型油槽基地設施第 2 篇超大型油槽基地設施之第 2 章設施之設計 2.2 設計外力及載重，內容雷同。 舊版之 kgf/m^2 單位改為 N/m^2 。		
第 7 章 固定式繫留設施之設計	新增章節，係修訂舊版 2.3 繫留設施 2.3.3 固定式繫留設施之設計。		
7.1 一般	新增[通則]及[參考]。		
7.2 繫船平台配置及天端高	同舊版[1]繫船平台配置及天端高。 舊版[解說](1)~(6)改為新版[參考](1)~(6)。 舊版[解說](7)主要固定式留設施之天端高參考表取消。		
7.3 繫船平台作用外力及載重	同舊版[2]繫船平台作用外力及載重，內容雷同。 舊版[解說]改為新版[參考]。 新版新增[參考](4)。		
7.4 棧橋式繫留設施作用外力及載重	同舊版[3]棧橋式繫留設施作用外力及載重，內容雷同。 舊版[解說]改為新版[參考]。		
7.5 材料及容許應力強度	同舊版[4]材料及容許應力強度，[通則]內容雷同。 新版[解說]重新改寫。		
7.6 樁之設計	同舊版[5]樁之設計，內容雷同。		
7.7 鋼板樁圓筒及沉箱之設計	新增章節，內容為[通則]，說明設計時參考之相關篇章。		
7.8 鋼構之設計	舊版[6] 鋼構之設計納入新版之 7.8.1 一般，舊版[解說](1)~(3)改為新版[參考]之(4)~(6)，新版新增[參考](1)(2)。 新版新增 7.8.2 構件之設計，包括[通則]及[參考]。		

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(12-3)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
7.9 防衝設備	同舊版[7] 防衝設備, [通則]內容相同。 舊版[解說](2)(3)改為新版[參考](1)(2), 內容雷同, 壓力單位 tf/m^2 改以 kN/m^2 表示。		
7.10 繫船設備	同舊版[8] 繫船設備, 內容相同。		
第 8 章 浮筒式繫留設施之設計	新增章節, 係修訂舊版 2.3 繫留設施 2.3.4 浮筒式繫留設施之設計。		
8.1 設計之順序	新增[通則]及[參考]。		
8.2 浮筒式繫留設施作用外力及載重	同舊版[1] 浮筒式繫留設施作用外力及載重, 內容雷同。 舊版[解說]改為新版[參考]。 新版新增[參考](3)。		
8.3 浮筒之安定	同舊版[2]浮筒之安定, 內容相同。		
8.4 繫留錨碇及沉錘之設計	同舊版[3]錨碇及沉錘之設計, 內容雷同。		
8.5 錨碇鍊之設計	同舊版[4]錨碇鍊, 內容雷同。		
8.6 防衝設備	同舊版[5]防衝設備, 內容相同。		
第 9 章 裝卸設施之設計	新增章節, 係修訂舊版 2.4 裝卸設施。		
9.1 旋轉臂(卸油臂)	同舊版[1]旋轉臂, 內容雷同。 舊版[解說]改為新版[參考]。		

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(12-4)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
9.2 蛇管	修訂舊版[2]蛇管。 舊版[解說](1)~(3)改為新版[參考](3)~(5)，新版刪除蛇管主要項目表之內容。 新版新增[解說]及[參考](1)(2)。		
9.3 輸油導管等	同舊版[3]輸油導管等，內容相同。 舊版[解說]改為新版[參考]。		
第 10 章 附屬設備之設計	新增章節，係修訂舊版 2.5 附屬設備。		
10.1 滅火設備等	修訂舊版 2.5.1 滅火設備等。 [通則]相同，舊版[解說]改為新版[參考]。 舊版[解說](3)(4)刪除		
10.2 漏出油處理設備	同舊版 2.5.2 漏出油處理設備。		
10.3 滯油排除及置換裝置	同舊版 2.5.3。		
10.4 保安計裝設備	修訂舊版 2.5.4 保安計裝設備。 10.4.1 靠岸速度測定裝置 同舊版[1]。 10.4.2 壓力檢測裝置等 [通則]同舊版[2] [通則]，新版新增[參考]。 10.4.3 警報裝置 [通則]同舊版[3] [通則]，新版[解說](1)(2)取自舊版[解說](2)(3)，新版新增[參考](1)(2)取自舊版[解說](1)(4)，新增[參考](3)。 10.4.4 風向 風速計 波高等[通則]同舊版[4] [通則]，舊版[解說](1)(2)改為新版[參考](1)(3)，新增[參考](2)。		
10.5 繫留設施之位置 警示及標識燈等	修訂舊版 2.5.5 繫留設施之位置警示及標識燈等。 新版取消舊版[解說]，新舊版[通則]相同。		

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(12-5)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
10.6 照明設備	修訂舊版 2.5.6 照明設備，新版新增[參考](1)~(3)。		
10.7 動力設備等	修訂舊版 2.5.7 動力設備等，舊版[解說](2)刪除。		
10.8 通報設備	修訂舊版 2.5.8 通報設備，舊版[解說]改為新版[參考]。		
10.9 上下設備	同舊版 2.5.9 上下設備。		
	舊版 2.5.10 引船 刪除。		
第 11 章 設施之維護管理	為舊版第 II 部超大型油槽基地設施第 2 篇超大型油槽基地設施之第 3 章設施之維護管理。		
11.1 一般	同舊版 3.1 一般。		
11.2 自行檢查基準之制定	修訂舊版 3.2 自行檢查基準之制定，內容雷同。 舊版[通則](3)移為新版[解說](3)。 新版新增[參考](1)~(5)。		
	刪除舊版 3.3 安全作業基準之制定。		

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(13-1)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
第 13 篇 海底管線	對應舊版第 II 部超大型油槽基地設施第 3 篇海底管線。	台灣港灣工程使用之機會少，惟各離島均有自來水海底管線之構想，可考量是否納入。	
第 1 章 總則	新增章節，包括 1.1 適用範圍[通則]及[解說]、1.2 定義[通則]。		
第 2 章 路線之選定	對應舊版第 1 章路線之選定。 舊版[通則]內第二段文字移為新版[解說](1)。 新版[解說](2)(3)之內容與舊版[解說]內容雷同。		
第 3 章 設計之基本方針	新增章節，包括[通則]、[解說]及[參考]。		
第 4 章 設計外力及載重	對應舊版第 2 章導管等之材料、構造等 2.2 設計外力及載重。		
4.1 外力及載重之種類	新舊版本內容雷同。 舊版[通則]內對於載重種類區分為主載重及附屬載重之說明改納入新版[解說](1)內。		
4.2 風壓力	新舊版本內容雷同。		
4.3 波力及流作用力	新舊版本內容大致雷同。 舊版[通則]內有關波力及流作用力計算時參考其他篇章之說明，改納入新版[解說]中。 新版刪除直立導管受波浪作用之計算式，改為說明參考其他篇章。		
4.4 地震力	新舊版本內容雷同。 舊版[解說]中有關地震時動水壓、土壓及地盤之地表面水平變位之計算公式及說明改納入新版[參考]內。		

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(13-2)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
4.5 土壓	新舊版本內容雷同。 舊版[解說]改為新版[參考]。		
4.6 水壓	新舊版本內容雷同。 舊版[解說](1)有關水壓計算公式改為新版[參考]。		
4.7 自重及載載重	新舊版本內容雷同。 舊版[解說](2)有關導管重量及浮力之計算公式改為新版[參考]。		
4.8 內壓	新舊版本內容雷同。		
4.9 投錨衝擊載重	新舊版本內容雷同。 舊版[解說]中有關投錨衝擊載重之計算公式改為新版[參考]。		
4.10 振動之影響	新舊版本內容雷同。 舊版[解說](1)(2)有關潮流、風對振動之影響等之計算公式改為新版[參考](1)(2)。		
4.11 溫度變化之影響	新版新增[解說](3)及[參考]。		
4.12 鋪設時之載重	新舊版本內容雷同。 舊版[解說](2)改為新版[參考]，內容局部修訂，新版中之計算公式不再列出，改註明參考其他篇章。		
第 5 章 材料	修訂舊版第 2 章導管等之材料、構造等 2.1 材料。 舊版[解說](2)改為新版[參考](1)，參考規範編號已修改。 新版新增[解說](2)。 新版新增[參考](2)，說明與日本工業規格同等之其他規範，如 API、ASTM、ANSI、JPI 等。		

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(13-3)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
第 6 章 導管之設計	對應舊版第 2 章導管等之材料、構造等 2.3 導管之設計、2.4 特殊部及閥門等之設計、2.5 昇導管之設計。		
6.1 導管之最小厚度	對應舊版 2.3 導管之設計 2.3.1 導管之最小厚度。 新舊版本內容雷同。 舊版[通則]導管之最小厚度表移至新版[解說](2)。		
6.2 導管之容許應力強度	對應舊版 2.3 導管之設計 2.3.2 導管之容許應力強度。 新舊版本內容相同。		
6.3 導管產生之應力強度之計算	對應舊版 2.3 導管之設計 2.3.3 導管產生之應力強度之計算。 舊版[解說]移為新版[參考]，內容相同。		
6.4 挫屈	對應舊版 2.3 導管之設計 2.3.4 挫屈。 新版新增[參考]，內含相關計算圖表與公式。		
6.5 接頭之設計	對應舊版 2.4 特殊部、閥門等之設計 2.4.1 接頭之設計。 新舊版本內容相同。		
6.6 彎曲部之設計	對應舊版 2.4 特殊部、閥門等之設計 2.4.2 彎曲部之設計。 新舊版本內容相同，新版新增[參考](1)(2)(3)。		
6.7 閥門之設計	對應舊版 2.4 特殊部、閥門等之設計 2.4.3 閥門之設計。 新舊版本內容相同。		
6.8 昇導管之設計	對應舊版 2.5 昇導管之設計。 新版新增[解說](2)及[參考]。		
第 7 章 防蝕、接合方法及加熱保溫設備	對應舊版第 2 章導管等之材料、構造等 2.6 導管等之外面之保護、2.7 導管等之接合、2.8 加熱保溫設備。		
7.1 防蝕被覆	對應舊版 2.6.1 防蝕被覆，內容雷同。 舊版[解說]保留為新版[解說]，其餘舊版[解說](1)、(3)~(6)移為新版[參考](1)~(5)。		

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(13-4)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
	新版新增[參考](6)。		
7.2 電氣防蝕	對應舊版 2.6.2 電氣防蝕，內容雷同。 舊版[解說](3)(7)移為新版[參考](1)(2)。		
7.3 導管等之接合方法	對應舊版 2.7.1 導管等之接合方法，內容雷同。 舊版[解說]移為新版[參考]。		
7.4 溶接施工法	對應舊版 2.7.2 溶接施工法，內容雷同。 舊版[解說](2)~(4)移為新版[參考](1)~(3)。		
7.5 加熱及保溫設備	對應舊版 2.8 加熱及保溫設備，內容雷同。 舊版[解說]內容區分為新版[解說]及[參考]。		
第 8 章 導管等之鋪設	對應舊版第 3 章導管等之鋪設。		
8.1 一般	新舊版本內容相同。 舊版[解說]中之圖表移為新版[參考]。		
8.2 導管等之交錯	對應舊版 3.2 導管等之埋設 3.2.1 導管等之交錯。 新舊版本內容相同。		
8.3 與既設導管等之水平距離	對應舊版 3.2 導管等之埋設 3.2.2 與既設導管等之水平距離。 新舊版本內容相同。		
8.4 導管等相互接觸之防止	對應舊版 3.2 導管等之埋設 3.2.3 導管等相互之接觸之防止。 新舊版本內容相同。		
8.5 埋設深度	對應舊版 3.2 導管等之埋設 3.2.4 埋設深度。 舊版[通則](2)內容納入新版[解說](2)內說明，新版另改寫[通則](2) 新版新增[解說](1)。 舊版[解說](1)(2)內容改寫為新版[參考](1)~(6)，內容雷同。		

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(13-5)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
8.6 防止沖刷措施	對應舊版 3.2 導管等之埋設 3.2.5 防止沖刷措施。 新舊版本內容雷同。 舊版[解說]移為新版[參考]。		
8.7 挖掘及埋設	對應舊版 3.2 導管等之埋設 3.2.6 挖掘及埋設。 新版[通則]新增(4)。 舊版[解說](1)埋設工法之分類移為新版[參考]。		
8.8 浮揚之防止	對應舊版 3.2 導管等之埋設 3.2.7 浮揚之防止。 新舊版本內容雷同。 舊版[解說]移為新版[參考]。		
8.9 非埋設之導管等	對應舊版 3.2 導管等之埋設 3.2.8 非埋設之導管等。 新舊版本內容相同。		
8.10 昇導管之設置方法	對應舊版 3.3 昇導管之設置方法。 舊版[通則](4)移為新版[參考](2)。 舊版[解說]內容改寫為新版[解說]及[參考]，內容雷同。		
第 9 章 導管等之試驗檢查	對應舊版第 4 章導管等之試驗檢查。		
9.1 溶接部之非破壞試驗	新舊版本內容相同。		
9.2 耐壓試驗	新舊版本內容相同。		
第 10 章 保安設備	對應舊版第 5 章保安設備等。		
10.1 一般	新舊版本內容雷同。 舊版[解說]移為新版[參考]。		

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(13-6)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
10.2 運轉狀態之監視裝置	新舊版本[通則]相同。 新版新增[解說]。		
10.3 警報裝置	新舊版本[通則]相同。 新版新增[解說]。		
10.4 安全控制裝置	新舊版本內容相同。		
10.5 壓力安全裝置	新舊版本內容相同。		
10.6 漏失檢測裝置	新舊版本內容相同。 舊版[解說](3)移為新版[參考]。		
10.7 遮斷閥、逆止閥	新舊版本內容相同。		
10.8 感震裝置	新舊版本內容雷同。 舊版[解說](2)刪除。 新版新增[參考]。		
10.9 預備動力源	新舊版本內容相同。 舊版[解說]移為新版[參考]。		
10.10 保安用接地、絕緣	新舊版本內容相同。 舊版[解說]內容分為新版[解說]及[參考]。		
10.11 標識	新舊版本內容相同。		
10.12 保安設備之操作試驗	新舊版本內容相同。 新版新增[參考]。		

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(13-7)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
10.13 其他設備	新版新增章節, 包括 10.13.1 擴散防止機材 10.13.2 滅火設備 10.13.3 通報設備、10.13.4 沉陷等測定裝置、10.13.5 油類置換裝置。		
第 11 章 保守及保安管理	對應舊版第 6 章保守管理, 內容雷同。 舊版[解說]內容分為新版[解說]及[參考]。		

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(14-1)

新版日本規範章節	新舊日本規範 內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
第 14 篇 海上貯油設施	對應舊版第Ⅲ部海上貯油基地設施。	台灣使用之機會少，建議暫無加入本篇章之需要性	
第 1 章 總則	對應舊版第 1 章總則。		
1.1 適用範圍	新舊版本[通則]內容不同。 新版新增[解說]。		
1.2 定義	新版[通則]新增「石油」之定義。		
	舊版 1.3 港灣建設局等之指導 刪除。		
第 2 章 設置場所之選定及設施配置	對應舊版第 2 章設置場所之選定及第 3 章全體配置。		
2.1 設置場所之選定	對應舊版第 2 章設置場所之選定，內容相同。		
2.2 設施配置	對應舊版第 3 章全體配置，內容相同。		
第 3 章 設計之基本方針	對應舊版第 4 章設施之設計 4.1 總說，內容相同。		
第 4 章 設計外力及載重	對應舊版第 4 章設施之設計 4.2 設計條件。		
4.1 一般	修訂舊版 4.2.1 一般。 新版[解說](1)刪除耐用年數 L 與再現期間 T 對遭遇機率之表，其餘內容雷同。		

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(14-2)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
4.2 風 4.2.1 風之觀測資料之收集	舊版[解說]改為新版[參考]，內容相同。		
4.2.2 風速之表示及風之變動性	舊版[解說](2)(3)改為新版[參考](1)(2)，內容雷同。		
4.3 波浪	新版[通則]取自舊版[1]波浪資料之收集[通則](1)。 舊版[1]波浪資料之收集[通則](2)及[解說]刪除，新版[解說]註明「波浪資料之收集參考第 2 篇第 4 章波浪」。 舊版[2]波之不規則變動性、[3]地形的影響造成波之變形 刪除。		
4.4 潮位 4.5 海流 4.6 漂砂	同舊版本。		
4.7 地震	4.7.1 一般 新版新增[參考](1)(2)。 4.7.2 耐震設計、4.7.3 液化現象 同舊版。		
4.8 漂流物等之衝擊載重	同舊版本。		
第 5 章 材料	對應舊版第 4 章設施之設計 4.3 材料。		
5.1 一般	同舊版本。		
5.2 鋼材之防蝕	舊版[解說](2)(3)(4)改為新版[參考](1)(2)(3)，內容雷同。		
第 6 章 水域設施之設計	對應舊版第 4 章設施之設計 4.4 水域設施。		

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(14-3)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
6.1 貯藏船舶地之穩靜度	與舊版本內容雷同。		
6.2 貯藏船舶地之水深	同舊版本。		
第 7 章 外廓設施之設計	對應舊版第 4 章設施之設計 4.5 外廓設施。		
7.1 外廓設施之機能及配置	同舊版本。		
7.2 設計之基本方針及構造形式之選定	同舊版本。		
7.3 防衝堤之設計	同舊版本。		
第 8 章 繫留設施之設計	對應舊版第 4 章設施之設計 4.6 繫留設施。		
8.1 設計之基本方針及構造形式之選定	同舊版本。		
8.2 貯藏船之晃動量之計算方法	修訂舊版 4.6.2 貯藏船之晃動量之計算方法。		
8.2.1 一般	新版[通則]保留舊版[通則]之(1)，舊版[通則]之(2)有關模型試驗與數值模擬有較大差異時之處理建議，併入新版[參考](2)。 舊版[解說](2)改為新版[參考](1)，內容雷同。		
8.2.2 模型試驗分析	舊版[解說]改為新版[參考]，內容雷同。		

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(14-4)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
8.2.3 數值模擬分析	舊版[通則]有關注意事項(1)~(6)納入新版[解說]。 舊版[解說]改為新版[參考]，其中舊版[解說](3)浪 之部份新版並未納入。		
8.2.4 貯藏船之晃動衍生之外力	同舊版本。		
8.3 繫船平台之設計	修訂舊版 4.6.3 繫船平台之設計。		
8.3.1 一般	同舊版本。		
8.3.2 重力式繫船平台直立部之安定	舊版[通則](3)(4)(5)及[解說]均納入新版[參考]，內容雷同。		
8.3.3 重力式繫船平台地盤支持力	新版修訂部份[通則]內容，整體內容雷同。		
8.4 防衝設備及繫船設備	8.4.1 一般 同舊版。 8.4.2 護舷 舊版[解說](2)(3)改為新版[參考](1)(2)，其中護舷材質基準已修訂。 8.4.3 繫留鎖 同舊版。		
	舊版第 4 章設施之設計 4.6.5 實證觀測刪除。		
第 9 章 保管設施	對應舊版第 4 章設施之設計 4.7 保管設施，內容同舊版本。		
第 10 章 附屬設備	對應舊版第 4 章設施之設計 4.8 附屬設備。		

新舊日本規範差異比較暨部頒 86 年版港灣構造物設計基準修訂建議一覽表(14-5)

新版日本規範章節	新舊日本規範內容差異比較	部頒設計基準修訂建議	備註
10.1 一般	同舊版本。		
10.2 保安防災設備	舊版[解說](3)改為新版[參考]。		
10.3 檢測、監視及警報裝置	舊版[解說]改為新版[參考]。		
10.4 照明設備	同舊版本。		
第 11 章 設施之維護管理	對應舊版第 5 章設施之維護管理。		
11.1 自行檢查基準之制定	新舊版[通則]內容雷同。 舊版[解說]改為新版[參考]，內容雷同。		
11.2 防蝕管理	新舊版[通則]內容雷同。 舊版[解說]改為新版[參考]，內容雷同。		
11.3 護舷之維護管理	同舊版本。		
11.4 繫留鎖等之維護管理	同舊版本。		