94-46-7142 MOTC-IOT-93-H1DB002

# 港灣構造物功能性設計法之研究



# 交通部運輸研究所 鼎興工程 顧助 臺灣海洋大學 合作辦理

中華民國九十四年四月

94-46-7142 MOTC-IOT-93-H1DB002

# 港灣構造物功能性設計法之研究

# 著者:賴瑞應、曾文傑、張道光、蔡瑤堂、張景鐘 許文豪、陳丙奇、鄧秋霞、張哲瑜

#### 交通部運輸研究所 鼎興 工程 顧 助 臺 灣 海洋大學 合 作 辦 理

中華民國九十四年四月

國家圖書館出版品預行編目資料

\_\_\_\_\_

港灣構造物功能性設計法之研究 / 賴瑞應等著. --初版. --臺北市 : 交通部運研所, 民94 面 : 公分 參考書目:面 ISBN 986-00-0894-9(平裝) 1.港埠工程 443.32 94006645

港灣構造物功能性設計法之研究
著  者:賴瑞應、曾文傑、張道光、蔡瑤堂、張景鐘、許文豪
陳丙奇、鄧秋霞、張哲瑜
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.ihmt.gov.tw(中文版/中心出版品)
電 話:(04)26587176
出版年月:中華民國九十四年四月
印刷者:飛燕印刷有限公司
版(刷)次冊數:初版一刷 120 冊
本書同時登載於交通部運輸研究所港灣技術研究中心網站
定 價:400 元
展售處:
交通部運輸研究所運輸資訊組•電話:(02)23406880
三尺書局重南庄: 台北古重廣南敗
一八首/何後礼/6·日北印復興北路 300 號 4 慢•電話 · (02)25006600
國家會切口號總佔·台北印八德路二段 10 號 B1•電話:(02)25787542
五角义化廣場·司中市中山路 6 號•電話:(04)22260330
新進團 書廣場·彰化巾甲止路二段5號・電話:(04)7252792
青年書局:高雄市青年一路 141 號 3 樓•電話:(07)3324910

GPN: 1009401133

ISBN:986-00-0894-9(平裝)

港灣構造物功能性設計法之研究

交通部運輸研究所

GPN:1009401133 定價 400 元

### 交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

出版品名稱:港灣構造物功能	性設計法之研究		
國際標準書號(或叢刊號)	政府出版品統一編號	運輸研究所出版品編號	計畫編號
ISBN 986-00-0894-9(平裝)	1009401133	94-46-7142	93-H1DB002
本所主辦單位:港研中心	合作研究單位:鼎興工	工程顧問股份有限公司	研究期間
主管:邱永芳	計畫主持人:蔡瑤堂		自 93 年 3 月
計畫主持人:賴瑞應	研究人員:張景鐘、言	許文豪、陳丙奇、	
研究人員:曾文傑、張道光	鄧秋霞、引	<b>長</b> 哲瑜	至 93 年 12 月
聯絡電話:04-26587115	地址:臺北市光復南路	路 672 號 9F	
傳真號碼:04-26564418	聯絡電話:02-278454	15	

關鍵詞:功能性設計法;重力式碼頭;板樁式碼頭;棧橋式碼頭;設計基準

摘要:

本研究第一部份,主要為因應國際化需求及技術發展,針對既有碼頭結構物進行功 能性耐震設計法評估示範例作說明,期望將功能性設計法之理念與精神推廣至工程界, 以提昇國內產官學界之相關設計與研究水準。研究係依據中興工程顧問所執行港灣構造 物功能性設計分析方法之研究以及國際航海協會所提供之功能性目標及分析方法,針對 既有重力式、板樁式以及棧橋式碼頭的功能性評估示範例作說明。

本研究第二部份,針對民國 86 年部頒之『港灣構造物設計基準-碼頭設計基準及說 明』,參考日本 1999 年版『港灣設施技術上之基準同解說』,將現有基準遺缺之部分, 進行遺缺部分之原文翻譯工作,共計有第9篇-其他港灣設施、第11篇-遊艇港、第13 篇-海底管線等設計基準之內容,並藉與美國 2002 年"Coastal Engineering Manual"中有 關"Reliability in Design"的內容進行相關補充說明,其目的為使我國港灣構造物設計基準 之內容更加詳實,以提供未來部頒之『港灣構造物設計基準-碼頭設計基準及說明』進行 增修之參考。

出版日期	頁數	定價	7	本 と	出 版	品	取	得	方	式		
94年4月	450	400	凡屬機密性出 益機關團體2 體可按定價(	出版日 及學校 賈購。	品均不 交可函	對外2 洽本戶	公開。 近免費	普通 費贈関	鱼性出 图;禾	出版品 人人及利	、公誉、 ム誉機	」 翻團
機密等級:												
限閱 機密	極機	密 絕對	機密									
(解密【限】條	發件:	年月	日解密,	公布	後解	密,	附件	抽存	後解	躍,		
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:本研究之約	詰論與3	建議不代表	較通部之意	見。								

#### PUBLICATION ABSTRACTS OF RESEARCH PROJECTS

#### INSTITUTE OF TRANSPORTATION

#### MINISTRY OF TRANSPORTATION AND COMMUNICATIONS

TITLE: Performance-based Seismic Design Methods for Port Structures						
ISBN(OR ISSN) ISBN 986-00-0894-9 (pbk.)	GOVERNM	IENT PUBLICATIONS NUMB 1009401133	ER IOT SERIAL NUMBE 94-46-7142	R PROJECT NUMBER 93-H1DB002		
DIVISION: Harbor & Marine Technology CenterPROJECTDIVISION DIRECTOR: Chiu, Yung-FangPRINCIPAL INVESTIGATOR: Lai, Jui-YingPROJECT STAFF: Tseng, Wern-Jier, Chang, Tao-KuangFROM MaPHONE: (04) 26587115TO DecentFAX: (04) 26564418FROM Ma						
RESEARCH AGENCY: PRINCIPAL INVESTIC PROJECT STAFF: Jang ADDRESS: 9F, 672, Ku PHONE: (02) 27845415	SINOTECH ATOR: Tsai, , Jing-Jong , S Jang Fu S. Ro	ENGINEERING CONSULTAN Yau-Tang Shiu, Wen-Hau , Chen, Ping-Chi Dad, Taipei, Taiwan (R.O.C.)	TS, LTD. i , Deng, Chu-Hsya, Chang, (	Che-Yu		
KEY WORDS: Performance-base standards	d design n	nethod; Gravity-based	; Sheet pile ; Trestle	bent ; Design		
ABSTRACT: In the interest of furthering technical knowledge and meeting international trend, first portion of this study aims to introduce to the engineering field the basis and philosop of the performance-based design method by presenting case studies of this design method applied to wharf structures. Using performance-based parameters and analysis methods ba on research conducted by Sinotech Engineering Consultants, Ltd. and PIANC, this stu- focuses on the design evaluation of three typical types of wharf structures: gravity-base sheet pile, and trestle bent. The second portion of this study aims to supplement <i>the Design Standards for Port of</i> <i>Harbor Structures in Taiwan</i> issued by MOTC in 1997 by addressing currently absent top with selected translations from <i>the Technical Standards and Commentaries for Port of</i> <i>Harbor Facilities in Japan</i> , 1999 edition; specifically "Chapter 9: Other Harbor Facilities "Chapter 11: Yacht Harbors", and "Chapter 13: Sea Bottom Conduits". These materials also cross-referenced with the "Reliability in Design" section of the U.S. <i>Coa</i> . <i>Engineering Manual</i> , 2002 edition. In doing so it is hoped that the harbor structure des guidelines in this country can become more complete and these useful references provided to MOTC for future revisions of <i>the Design Standards for Port and Har</i> <i>Structures</i> in Taiwan.						
DATE OF PUBLIC	ATION	NUMBER OF PAGES 450	PRICE 400	CLASSIFICATION SECRET CONFIDENTIAL		

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

ØUNCLASSIFIED

April 2005

# 港灣構造物功能性設計法之研究

# 目 錄

中文摘	要
英文摘	要
圖目錄	
表目錄	

# PART 港灣構造物功能性評估

第一章	章 前言	
1.1	計畫緣起	1-1
1.2	2 研究目的	1- 1
1.3	3 研究方法與限制	1-2
1.4	日研究內容與流程	1-3
第二章	章 文獻回顧	2-1
2.1	美國功能性設計法之演進與回顧	2-1
2.2	2 日本功能性設計法之發展演進與回顧	
2.3	3 國際航海協會功能性設計法之建議	
2.4	國內研究現況	
第三章	章 功能性設計法	
3.1	功能性設計流程	
3.2	2 功能目標之選定	
3.3	8 地震危害度分析	

3.4 土壤液化潛勢評估3-13
3.5 耐震評估方法之探討3-15
<b>第四章 重力式碼頭功能性評估例探討</b> 4-1
4.1 設計案例基本條件4-3
4.2 功能目標選定4-4
4.3 利用簡便分析法進行耐震評估4-5
4.4 利用簡便動力分析法進行耐震評估4-19
4.5 小結
<b>第五章 板樁式碼頭功能性評估例探討</b> 5-1
5.1 設計案例基本條件5-3
5.2 利用簡便分析法進行耐震評估5-6
5.3 利用簡便動力分析法進行耐震評估5-18
5.4 小結
<b>第六章 棧橋式碼頭功能性評估例探討</b> 6-1
6.1 設計案例基本條件6-3
6.2 簡便分析法進行耐震評估6-6
6.3 利用 ATC-40 耐震分析進行耐震評估6-19
6.4 小結6-29
<b>第七章 結論及建議</b> 7-1
7.1 結論
7.2 建議

### 

# PART 碼頭設計基準翻修

附錄A 簡報資料

## 附錄 B 審查意見

# 圖 目 錄

圖 1.4.1	研究工作流程圖	1-4
圖 3.1.1	功能性設計法流程架構	3-2
圖 3.5.1	設計水平加速度反應譜	3-31
圖 3.5.2	容量與需求曲線轉換為 ADRS 格式示意圖	3-33
圖 3.5.3	常數能量假設下之彈塑性系統力-位移反應圖	3-35
圖 4.1 📫	台中港 1~3 號碼頭標準斷面圖	4-2
圖 4.3.1	重力式碼頭簡便分析評估流程圖	4- 6
圖 4.3.2	計算背填土等效單位重與等效摩擦角之示意圖	4-9
圖 4.3.3	地震時作用於結構之力量示意圖	4-15
圖 4.4.1	重力式碼頭簡便動力分析評估流程圖	1-20
圖 4.4.2	TCU059 清水國小於 921 集集地震之歷時記錄(南北向)4	4-21
圖 4.4.3	本案例背填土未液化之碼頭滑動量分析結果	4-21
圖 5.1	安平港 31 號碼頭標準斷面圖	5-2
圖 5.1.1	本案例各層土壤性質分佈情形	5- 5
圖 5.2.1	板樁式碼頭簡便分析流程圖	5-6
圖 5.2.2	地震時作用於結構力量示意圖	5-14
圖 5.3.1	板樁式碼頭簡便動力分析評估流程圖	5-20
圖 5.3.2	土壤實際主動破壞面示意圖	5-20
圖 5.3.3	土壤等效主動破壞面示意圖	5-21
圖 6.1 頁	東 11 碼頭延伸段標準斷面圖	6-2

圖 6.1.1	碼頭樑版平面圖	6- 5
圖 6.1.2	配筋斷面圖 G1、G1a (cm)	6- 5
圖 6.1.3	配筋斷面圖 G1b、G2、G3 (cm)	6- 6
圖 6.1.4	配筋斷面圖 G3a、B1 B2 B4 B5、B3 (cm)	6- 6
圖 6.2.1	假想地表面示意圖	6- 7
圖 6.2.2	棧橋式碼頭單位寬之上部結構示意圖	6- 9
圖 6.2.3	各斜群樁之軸力示意圖	. 6-11
圖 6.2.4	Level 1 斜群樁軸力示意圖	. 6-12
圖 6.2.5	Level 2 斜群樁軸力示意圖	. 6-13
圖 6.3.1	棧橋式碼頭耐震分析流程圖	. 6-20
圖 6.3.2	棧橋式碼頭之 SAP2000 模型	. 6-21
圖 6.3.3	100%橫向地震力作用之棧橋碼頭容量震譜	. 6-22
圖 6.3.4	100%軸向地震力作用之棧橋碼頭容量震譜	. 6-22
圖 6.3.5	100%橫向+30%軸向地震力作用之棧橋碼頭容量震譜	. 6-23
圖 6.3.6	100%軸向+30%橫向地震力作用之棧橋碼頭容量震譜	. 6-23
圖 6.3.7	100%橫向+30%軸向+30%垂向地震力作用之	
	棧橋碼頭容量震譜	. 6-24
圖 6.3.8	30%橫向+100%軸向+30%垂向地震力作用之	
	棧橋碼頭容量震譜	. 6-24
圖 6.3.9	迴歸期 475 年地震水準之彈性設計反應譜	. 6-26
圖 6.3.10	迴歸期 475 年地震水準之地震需求震譜	. 6-27

圖 6.3.11	回歸期 475 年地震水準結構耐震性能績效點6-28
圖 6.3.12	棧橋式碼頭迴歸期 475 年地震作用下之塑鉸分佈 6-29
圖 6.4.1	棧橋式碼頭基樁損壞等級之界定6-30

# 表 目 錄

表 3.2.1	日本港灣協會地震力等級與對應之設施及耐震性能 3-4
表 3.2.2	日本港灣協會由使用觀點訂定岸壁法線變位量3-4
表 3.2.3	日本港灣協會由功能觀點訂定岸壁法線變位量3-5
表 3.2.4	日本港灣協會功能性等級(定性)
表 3.2.5	日本港灣協會功能目標3-6
表 3.2.6	國際航海協會地震力等級3-7
表 3.2.7	國際航海協會功能性等級(定性)
表 3.2.8	國際航海協會重力式碼頭功能性等級(定量)3-8
表 3.2.9	國際航海協會板樁式碼頭功能性等級(定量)3-10
表 3.2.10	國際航海協會棧橋式碼頭功能性等級(定量)3-11
表 3.2.11	國際航海協會功能目標3-12
表 3.2.12	國際航海協會構造物等級3-12
表 3.5.1	各功能目標對應之評估方法3-16
表 3.5.2	各型式碼頭對應之評估方法3-16
表 3.5.3	非液化工址重力式碼頭變位參數與安全係數之相關性 3-20
表 3.5.4	非液化工址板樁式碼頭變位參數與安全係數之相關性 3-21
表 3.5.5	地盤分類表3-30
表 3.5.6(a	) 短週期結構之工址放大係數
表 3.5.6(b	) 長週期結構之工址放大係數3-30
表 3.5.7	一般工址或近斷層區域之設計水平加速度反應譜3-31

表 3.5.8	台北盆地之工址短週期設計水平譜加速度係數及反 期與長週期分界點	〔應譜短週 3-32
表 4.2.1	港灣結構物之用途係數	
表 4.2.2	本案例選定之功能目標	
表 4.5.1	本計畫分析案例之耐震功能	
表 5.1 乙	本計畫分析案例選定之功能目標	5- 3
表 5.2.1	本案例之地震主動土壓力係數	5- 8
表 5.2.2	本案例之地震主動土壓力之水平分力	5- 9
表 5.2.3	本案例之地震被動土壓力係數	5-10
表 5.2.4	本案例之地震被動土壓力之水平分力	5-11
表 5.2.5	各潮位之地震時動水壓力	5-12
表 5.2.6	各潮位之殘留水壓力	5-13
表 5.3.1	實際主動破壞面夾角及對應體積	5-21
表 5.3.2	滑動塊體總重	
表 5.3.3	<i>K<sub>t</sub>=</i> 0.1869 之各項計算值	5-25
表 6.3.1	結構耐震功能績效點	

### 第一章 前 言

#### 1.1 計畫起緣

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。

1-1

本所於九十二年度委託中興工程顧問公司辦理之『港灣構造物功 能性設計法分析方法之研究—碼頭結構物功能性設計法分析方法之研 究』中,曾針對功能性設計法之各國研究現況與功能性設計法之精神 作一概述說明,並以日本 1999 年版之港灣構造物設計基準與國際海洋 協會之設計基準,針對功能性目標之訂定進行比較與探討。由於我國 之環境特性、地震帶分佈、材料使用等乃至於設計工法之不同於歐美 與日本,故本研究乃延續去年之研究成果,進一步實際運用在國內既 有之碼頭結構物,並選擇三類(重力式、板樁式、棧橋式)碼頭結構 物進行耐震功能性評估示範例說明,期望藉由本研究的過程與成果能 將功能性設計法之理念與精神推廣至工程界,並提供未來設計規範進 行修訂之參考。

#### 1.2 研究目的

為因應時代之需求,達到合理的設計,本研究之目的主要為:

- 因應技術發展及國際化之需求,將新設計法之理念與精神推廣 至工程界。
- 2. 配合新設計法,使設計能更合理化、經濟化。
- 3. 藉由新設計方法之導入,提升國內產官學界之相關設計與研究 水準。

#### 1.3 研究方法與限制

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

#### 1.4 研究內容與流程

本研究主要研究重點著重在功能性設計法示範例說明,其研究工作項目如下所示,其研究工作流程如圖 1.4.1 所示。

#### 1. 重力式碼頭功能性評估示範例探討

選擇台中港 1~4 號重力式碼頭,進行簡便分析及簡便動力分析之 功能性評估。

#### 2. 板樁式碼頭功能性評估示範例探討

選擇安平港 31 號板樁式碼頭,進行簡便分析及簡便動力分析之 功能性評估。

#### 3. 棧橋式碼頭功能性評估示範例探討

選擇基隆港東 11 號棧橋式碼頭,進行簡便分析及簡便動力分析 之功能性評估。

#### 4. 今後研究課題

研擬接續本計劃之後續研究課題以持續邁向建立國內功能性設 計法與應用之目標。



圖 1.4.1 研究工作流程圖

### 第二章 文獻回顧

傳統耐震設計主要理念於設計出強震下不至於倒塌之建築物,以 達到保障人命安全之目的,並未考慮在各種設計地震水準下建築物之 功能表現應該為何。目前世界耐震趨勢為「功能性耐震設計」,對於結 構物不僅要求保障結構安全,對於一些非結構體也要求在一定的損傷 範圍內維持其使用機能。近年來美國、日本及歐洲各國都已相繼提出 相關類似的設計規範及理念,著名的有美國 VISION 2000, FEMA273、 FEMA274、ATC-40 與日本[港灣設施技術上之基準,同解說]以及國際 海洋協會 PIANC 於 2001 年所出版之[Seismic Design Guidelines for Port Structures]一書等。

#### 2.1 美國功能性設計法之演進與回顧

1986年之 Army TM-5-809-10-15 針對重要軍方建築而建議之技術 手冊,考量兩種等級地震力並間接評估建築物塑性功能,這本手冊對 於爾後功能設計發展引起很大的作用。自 1992年起,美國加州工程師 協會(SEAOC)組成一 Vision 2000委員會,試著發展出一套使建築物具 有可預期之功能表現的設計方法,並預定於 2006年完成整個研究計 畫,根據目前的報告得知 SEAOC Vision 2000仍只提出功能性設計的 觀念,並無具體量化的方法來達成預期之目標。1992年美國聯邦危機 災害管理局(Federal Emergency Management Agency)贊助 ATC-33之 研究,這是第一個試圖將功能性標準之方法規範化,並以定量的功能 表示以前所用之定性功能等級,而 1994年的北嶺大地震與 1995年的 阪神大地震更證明了修改舊規範的必要性。1997年美國聯邦危機災害 管理局公佈 FEMA273、274作為設計指引,係供震後需復建之建築物 使用,此書較具功能性設計雛形,其非線性靜力分析係以係數法 (Coefficient Method)決定建築物之目標位移(Target Displacement)。 加州耐震安全委員會(CSSC)贊助由應用技術委員會(ATC)頒布的 ATC-40,以結構功能表現為基礎發展耐震評估方法,其考量結構物在 地震過程時之功能績效,針對各種安全性要求結構物設定不同的功能 目標,而功能目標在功能性設計規範中定義為在各種設計地震下之期 望功能水準;在 ATC-40 規範中,功能目標乃根據結構物功能水準及地 震設計標準來確認,而功能水準由結構體及非結構體設備的功能水準 共同決定之,表示在特定之地震標準下所允許最大損害程度。

### 2.2 日本功能性設計法之發展演進與回顧

日本於 1995 年阪神大地震,顯現出結構設計者與居民對結構物損 害認知上的差異,結構設計者著重於強震不倒塌,但居民則希望不要 有財產上的損失;因此,日本建設省於 1995 至 1998 年進行建築結構 之功能性設計法相關研究,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,於此新修訂之設計規範中,制定了建築物於靜 載重、風力或地震力作用下功能評估與檢驗之方法與步驟,其中包括 了結構計算方法、材料及建造品管、建物耐久性及非結構桿件之功能。

日本港灣協會於 1999 年版之[港灣設施技術上之基準, 同解說]也 導入了耐震功能性設計的觀念,首先定義港灣設施耐震功能性設計時 考慮之地震等級,並對所對應的港灣設施所期待之耐震功能有相關描 述。此外,對結構物之耐震功能,隨所設定的地震等級設定其容許之 受損程度,並由結構物功能減低之影響與完全復舊之難易度的觀點, 對應各受損程度作相關說明。最後根據使用性與機能性觀點建議適當 的變形功能。

#### 2.3 國際海洋協會功能性設計法之建議

國際海洋協會 PIANC 於 2001 年所出版之[Seismic Design Guidelines for Port Structures]一書中,對港灣結構物之損壞程度與重要 性等級分類有更深入量化的說明,其將港灣結構的損壞等級分為可使

用、可修復、接近崩塌、崩塌破壞四個等級,重要性等級則分為S、A、 B、C 四級,並分別對其在不同設計地震下應具備的功能有相關規定。

### 2.4 國內研究現況

921 地震後交通部對現行基準作了若干修正,包括工址水平加速度 係數、設計地震力、起始降伏地震力放大倍數、結構系統地震力折減 係數、載重組合...等等。2002 年本所委託國立中山大學研究之[港灣構 造物設計基準 - 耐震設計修訂],其期末報告已對碼頭設計目標提出分 類建議,其中將碼頭依重要性及用途區分為三類。但其中地震回歸年 仍以回歸期 475 年的地震為單一目標,且容許損壞程度也並未有相關 的規定與建議,相較於國外相關資料,以工程經濟觀點而言應有相當 的改善空間。

## 第三章 功能性設計法

#### 3.1 功能性設計流程

進行功能性設計法首要之務為選定構造物之功能目標,接下來對 工址進行地震危害度分析與土壤液化潛勢評估,再逐步完成初步設 計、基本設計、細部設計、設計審核、營建品保及完工後之維護監測 等設計檢核步驟;圖 3.1.1 乃功能性設計法流程架構,首先依據使用者 與構造物預期用途的不同,來要求構造物所應具備的功能,選定其功 能目標;接下來對工址進行地震危害度與土壤液化潛勢之調查與分 析,然後,進行初步設計、基本設計的階段,設計方法將因構造物的 型式、佈置、尺寸、重要程度、預期之破壞模式,還有構造物的功能 目標而有所不同,且於每個設計步驟中皆須進行檢核評估,以確保符 合功能目標之標準 , 在 VISION 2000 中便列出了數種設計與檢核之方 法,設計方法有1.全方位設計法(Comprehensive Design Approach), 2. 位移設計法(Displacement Based Design Approach), 3.能量設計法 (Energy Based Design Approach), 4. 一般力法(General Force/Strength Approach), 5. 簡化力法(Simplified Force/Strength Approach), 6. 條例式 設計法(Prescriptive Design Approach)等;檢核方法則有 1.一般彈性分析 (Elastic Analysis Procedures), 2.以構材為基準之彈性分析(Component Based Elastic Analysis Procedure), 3.容量震譜法(Capacity Spectrum Method), 4. 侧推分析(Pushover Analysis Methods), 5. 動力非線性分析 (Dynamic Nonlinear Time History Analysis), 6.位移需求譜分析(Drift Demand Spectrum Analysis)等。

完成後便可進行細部設計,最後為設計檢核、營造品管及完工後 品管之步驟;功能性設計法包含設計、施工、維護、監測之完整過程, 若沒有良好的施工品管,無論設計方法如何先進精細,都無法使施工 結果符合設計要求之功能目標水準,而構造物之良好維護,不任意更 動結構佈置與使用用途,更是在完工後確保其耐震性能水準不可忽略 的因素之一。功能性設計法之設計與檢核可因選定之功能目標,或不同之結構系統來選擇適當的方法,以下對功能目標之選定,與設計、 檢核方法分別說明。





### 3.2 功能目標之選定

功能性設計法的首要任務乃建立構造物之功能目標,也就是構造 物所被要求應具備之功能;傳統耐震設計觀念,僅定性的規範構造物 於回歸期475年地震力作用下不得倒塌,以保障人身安全之單一目標, 而功能性設計之理念,則更明確且定量的要求構造物於某程度地震力 作用下,需具備某種程度之功能水準,因此能有效掌握構造物之行為 與反應,並預期因維修、補強,或營運停頓所帶來的損失,以經濟效 益而言,亦為未來功能設計之遵循方向。

功能性設計中,使用者的不同、構造物用途的不同,都將令構造 物應具備的功能要求有所不同,首先需依據構造物之重要性、破壞後 對於人命安全與財產損失之影響程度,以及震後修復的難易度,與是 否要求具備特殊使用功能,還有構造物破壞對社會活動、經濟衝擊程 度等,選擇各地震力等級對應之功能性等級,來完成建立構造物之功 能目標,以下針對日本 1999 年之港灣設施技術上之基準與國際航海協 會建議之地震力等級、功能性等級與功能目標的表示方法加以討論:

#### 1. 日本港灣協會-港灣設施技術上之基準,同解說

日本港灣協會於 1999 年出版之「港灣設施技術上之基準, 同解說」 中,也引入功能性設計之概念,首先定義設計時考量兩種地震力等 級,如表 3.2.1,分別為等級一迴歸期 75 年與等級二迴歸期 475 年 的地震力;等級一乃針對所有港灣設施,要求於迴歸期 75 年之地震 力作用下必須不損壞其完整功能,保持結構之安定性,等級二則針 對耐震強化設施,要求於迴歸期 475 年之地震力作用下,能保持所 期待之功能,也就是設施即使受損壞也只是輕微,地震後能很快回 復其功能;所謂耐震強化設施係指發生地震後,為了確保緊急物資 之運送與維持社會經濟活動,而加強其耐震性之耐震強化碼頭,或 提供民眾作為防災據點的護岸者稱之。

地震力等級 迴歸期		設施	耐震性能
等級一 75 年		全部港灣設施	不損壞設施完整之功能
等級二	475 年	耐震強化設施	保持所期待之功能

表 3.2.1 日本港灣協會地震力等級與對應之設施及耐震性能

[資料來源:日本港灣協會 1999]

此外,此基準更由使用上與功能上之觀點來看碼頭變位量,如表 3.2.2,對於重力式碼頭與板樁式碼頭受災後仍可使用之變位量範 圍,與可能遭受使用上之限制的範圍加以整理,如重力式碼頭之碼 頭水深超過 7.5m 以上者,其最大變位與最大岸肩下陷量若超過 30cm,則使用上會遭到限制,若超過 100cm,可能就無法使用,而 碼頭水深未達 7.5m 者,其最大變位與最大岸肩下陷量若超過 20cm,使用上便會受到限制,若超過 50cm,可能就無法使用;同 樣地,板樁式碼頭之碼頭水深超過 7.5m 以上者,其最大變位與最大 岸肩下陷量若超過 30cm,則使用上會遭到限制,若超過 50cm,可 能就無法使用,而碼頭水深未達 7.5m 者,其最大變位與最大岸肩下 陷量若超過 20cm,使用上便會受到限制,若超過 30cm,可能就無 法使用。

	受災變位量:最大變位與最大岸肩下陷量				
結構型式	重力式	式碼頭	板樁	式碼頭	
碼頭水深	-7.5m 以上	未滿-7.5m	-7.5m 以上	未滿-7.5m	
使用可能	0~30cm 0~20cm		0~30cm	0~20cm	
使用限制	30~100cm	20~50cm	30~50cm	20~30cm	

表 3.2.2 日本港灣協會依使用觀點訂定岸壁法線變位量

[資料來源:日本港灣協會 1999]

表 3.2.3 則以功能上的角度來看結構主體與岸肩之變位量與傾斜 角度的限制,包括構造物主體之岸肩沈陷量需在 20cm 至 30cm 之 內、傾斜角度需在 3°至 5°內、法線的出入則需在 20cm 至 30cm 之 內,還有岸肩上之落差必須在 3cm 至 10cm 之內、岸肩與後線陸地 的落差則需於 30cm 至 70cm 內 岸肩之傾斜角度順坡段需於 3°至 5° 內、逆坡段則為 0°。

構造物主體		20~30cm	
		3~5°	
		20~30cm	
岸肩	沈鸥	岸肩上之落差	3~10cm
	//LPE	岸肩與後線陸地之落差	30~70cm
	佰剑	順坡	3~5%
	ቢቧ አት	逆坡	0%

表 3.2.3 日本港灣協會依功能觀點訂定岸壁法線變位量

[資料來源:日本港灣協會 1999]

構造物之功能目標乃隨遭受某等級地震力作用下,設定其功能性 等級來決定,而功能性等級即為構造物之容許受損程度,其與復舊 之難易度相關,若將容許受損程度定性的表達,可參考表 3.2.4,[王 慶福 2000]將受損程度分為、、三個等級,並且依據與功能 有關及與完全復舊有關作分類,例如受損程度,表示構造物沒有 受損或輕微損壞,不需要緊急修復,或者只需簡單的修復即可恢復 功能;受損程度 代表此時構造物遭到中度損壞,經過修復後短期 內可緊急恢復其功能;而受損程度 ,則意味著結構已受到顯著損 壞,雖然整體並未破壞,但短期內難以恢復正常使用功能;最後, 透過地震力等級與功能性等級之藕合便可選定碼頭構造物之功能目 標,例如表 3.2.5,對於小型漁港或遊艇碼頭,可選擇表中打 的部 分為功能目標,也就是在等級一迴歸期 75 年地震力作用下,結構無 損壞或損壞,不需緊急修復或只需簡單修復,不影響整體功能,在 等級二迴歸期 475 年地震力作用下,則可能已有顯著損壞,但短期 內難以恢復其功能;而對於一般漁港或商港,則可選擇#為功能目 標,即要求其於等級一迴歸期 75 年地震力作用下,結構無損壞或損壞,不需緊急修復或只需簡單修復,不影響整體功能,在等級二迴歸期 475 年地震力作用下,則遭受中度損壞,但經過修復短期內仍可恢復功能;至於要求具有高耐震性能,為確保緊急物資運送與維持社經活動之碼頭構造物,或提供民眾作為防災據點之護岸,其功能目標必須更為嚴苛,例如,要求在等級一迴歸期 75 年地震力作用下不允許損壞,或者損壞程度不影響運作,而在等級二迴歸期 475 年地震力作用下,則要求其雖然有些許損壞,但短期內可以迅速恢復功能。

容許受損程度	與功能有關之受損程度	與完全復舊有關之受損程度
(功能性等級)	(緊急復舊之難易度) (完全復舊之難易)	
受損程度	不需緊急修復,只要簡單修復 即可回復功能	無損害或輕微損壞
受損程度	短期內可緊急回復功能	中度損壞
受損程度	短期內回復功能困難	顯著損壞,但並未破壞

表 3.2.4 日本港灣協會功能性等級(定性)

[資料來源:日本港灣協會 1999]

表 3.2.5 日本港灣協會功能目標

功能目標					
地震力等级	功能性等級				
とほんしたが	受損程度	受損程度	受損程度		
等級一(迴歸期約75年)	、 #、				
等級二(迴歸期約475年)		#			

[資料來源:日本港灣協會 1999]

#### 2. 國際航海協會-Seismic Design Guidelines for Port Structures

由國際航海協會包括日本、西班牙、丹麥、美國、荷蘭、希臘、 義大利 英國 阿爾及利亞 德國等多國人才所提出之 Seismic Design Guidelines for Port Structures 一書,針對港灣構造物之功能性設計流 程架構,與各型式碼頭之分析評估方法加以探討,表 3.2.6 即其建議 之地震力等級,分為 L1 與 L2 兩個等級,分別對應迴歸期 75 年, 50 年內超越機率 50%之地震力,與迴歸期 475 年,50 年內超越機率 10%之地震力。

地震力等級	迴歸期	超越機率
I 11/I1)		50%50
Level I(L1)	AU /3 4	(50年內超越機率為 50%)
		10%50
Level 2(L2)	約4/3 中	(50年內超越機率為10%)

表 3.2.6 國際航海協會地震力等級

[資料來源:國際航海協會 2001]

功能性等級則分為等級 可使用、等級 可修復、等級 接近崩 塌破壞與等級 崩塌破壞四個等級,並對結構方面與使用方面加以 說明,如表 3.2.7 所示,等級 可使用,表示此時結構無損壞或小損 壞,但不影響使用功能,如果有也非常微小;等級 可修復則表示 結構的破壞在控制之內,但短期間使用功能無法恢復,需經修復後 才能繼續使用;等級 接近崩塌破壞,結構已經遭受嚴重破壞,且 可能長期無法恢復功能,或者完全無法再使用;等級 崩塌破壞, 這個時候結構已經完全破壞,當然,也已完全無法使用了。

表 3.2.7 國際航海協會功能性等級(定性)

損壞等級(功能性等級)		結構方面	使用方面
等級	:可使用	無損壞或小損壞	輕微或沒有影響使用性能
等級	:可修復	控制的破壞	短時間無法使用
等級	:接近崩塌破壞	嚴重破壞	長時間或完全無法使用
等級	:崩塌破壞	完全破壞	完全無法使用

[資料來源:國際航海協會 2001]

除了定性的闡述以外,此書更針對各型式港灣構造物定量的表達 各功能性等級對應之損壞程度,如表 3.2.8 即為重力式碼頭定量之功 能性等級,包括壁體之正規化水平位移 d/H、朝海側傾斜角,與岸 肩之不均勻沈陷量、岸肩與後線陸地沈陷差、岸肩朝海側傾斜角之 相關參考數據,以正規化水平位移 d/H 為例,若功能性等級(損壞等 級)要求於等級 可使用之品質,也就是結構無損壞或小損壞,但不 影響使用功能,如果有也非常微小,則正規化水平位移 d/H 要求小 於 1.5%,若是等級 可修復,則正規化水平位移 d/H 可大於 1.5% 但小於 5%,才能確保構造物於短期內修復後,可恢復使用功能,若 正規化水平位移則介於 5%至 10%間,則構造物接近崩塌破壞,可 能長期無法使用或完全無法使用,此時約為等級 接近崩塌破壞的 損壞程度,當正規化水平位移 d/H 大於 10%時,結構崩塌破壞,為 功能性等級 崩塌破壞之損壞程度。

損壞等級(功能性等級)		損壞等級(功能性等級)	等級	等級	等級	等級
壁 正規化水平位移 d/H		正規化水平位移 d/H	<1.5%	1.5~5%	5~10%	>10%
	丹曲 月豆	朝海側傾斜角	<3°	3~5°	5~8°	>8°
		不均匀沈陷量	<0.03~0.1m			
	岸启	岸肩與後線陸地沈陷差	<0.3~0.7m			
	1-3	朝海側傾斜角	<2~3°			

表 3.2.8 國際航海協會重力式碼頭功能性等級(定量)

[資料來源:國際航海協會 2001]

表 3.2.9 則為板樁式碼頭定量之功能性等級,對殘留變位與最大應 力或應變反應值加以討論,其中殘留變位之項目與重力式碼頭相 同,分為壁體之正規化水平位移 d/H 與朝海側傾斜角,還有岸肩之 不均勻沈陷量、朝海側傾斜角,與岸肩和後線陸地之沈陷差,最大 應力或應變反應值則針對壁體、拉桿與錨錠設施加以說明,壁體還 分為基礎面以上與以下。 表 3.2.10 為棧橋式碼頭定量之功能性等級,同板樁式碼頭,討論 殘留變位與最大反應,其殘留變位部分討論岸肩與後線陸地沈陷 差,還有朝海側傾斜角,最大反應部分則對基樁之損壞程度加以討 論。

損壞等級(功能性等級)		等級	等級	等級	等級	
殘留變位	<sup>變位</sup>		<1.5%			
	體	朝海側傾斜角	<3 °			
	岸肩	不均匀沈陷量	<0.03~0.1m			
		岸肩與後線陸地沈陷差	<0.3~0.7m	_		_
		朝海側傾斜角	<2~3°	_		_
	壁體	基礎面以上	彈性	塑性(不超過容許韌 性或極限應變)	塑性(不超過容許韌 性或極限應變)	塑性(超過容許韌性 或極限應變)
最大應力或 應變反應值		基礎面以下	彈性	彈性	塑性(不超過容許韌 性或極限應變)	塑性(超過容許韌性 或極限應變)
		拉桿	彈性	彈性	塑性(不超過容許韌 性或極限應變)	塑性(超過容許韌性 或極限應變)
		錨錠設施	彈性	彈性	塑性(不超過容許韌 性或極限應變)	塑性(超過容許韌性 或極限應變)

表 3.2.9 國際航海協會板樁式碼頭功能性等級(定量)

[資料來源:國際航海協會 2001]

3-10

損壞	等級(功能性等級)	等級	等級	等級	等級
殘 留	岸肩與後線陸地 沈陷差	<0.1~0.3m			
變 位	朝海側傾斜角	<2~3°			
最大反應	基樁	保持彈性	控制韌性	韌性容量 未用完	超過等級 之要求, 但至少在剪力破壞 發生前需先彎矩破 壞

表 3.2.10 國際航海協會棧橋式碼頭功能性等級(定量)

[資料來源:國際航海協會 2001]

最後,由地震力等級與功能性等級之藕合即可設定構造物功能目 標,如表 3.2.11 所示,表中 S、A、B、C 可透過表 3.2.12 明白瞭解 其為構造物之分級,S等級最高,依次為A、B、C,構造物等級S 表示其地震後會嚴重威脅人身安全、或地震後需維持其使用功能 者、或存放危險性物質之構造物、或地震後若損壞會重創當地社經 活動者,耐震要求最為嚴苛,日本港灣協會所謂的耐震強化碼頭應 該可對應此處之 S 等級: 而 A 等級則為可能具有上述 S 等級之構造 物反應,但不如其嚴重者,或是在地震後難以修復還原之構造物; C 等級為小型構造物,或容易修復之構造物; B 等級則是除了 S A. C 等級之構造物以外者。例如對於構造物等級 S、A、B 者,其功能 目標可要求於受地震力等級 L1 作用下功能性等級為等級 可使 用,即不影響整體運作,構造物等級為C者,則允許功能性等級在 等級 可修復,短期間可能無法使用,但構造物的損壞在控制之內, 而在遭受地震力等级 L2 的作用下,構造物等級 S 者,要求其功能 性等級仍須維持在等級 可使用,構造物等級A者,則允許其受到 損壞,短期內無法繼續使用,但破壞在控制範圍內,功能性等級為 等級 可修復, 而構造物等級 B 者, 此時受到嚴重破壞, 且長時間 無法使用,功能性等級,接近崩塌破壞,至於構造物等級C者, 功能性等級,崩塌破壞,完全無法使用,且結構完全破壞。

表 3.2.11	國際航海協會功能目相	瀆
		<i>4</i> JN

功能目標					
	損壞等級(功能性等級)				
地震力等級	等級	等級	等級	等級	
	(可使用)	(可修復)	(接近崩塌破壞)	(崩塌破壞)	
Level 1(L1)	S、A、B	С			
Level 2(L2)	S	А	В	С	

[資料來源:國際航海協會 2001]

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

表 3.2.12 國際航海協會構造物等級

[資料來源:國際航海協會 2001]

### 3.3 地震危害度分析

透過地震危害度分析可以預期工址遭遇破壞之可能性,並預估設 定之功能目標是否可達成,否則將需於建造前改良地盤或計畫採用特 殊技術,甚至遷移工址,或修改設定之功能目標;而土壤液化為影響 碼頭構造物之受損程度較顯著的原因,也是重力式碼頭受損之主要因素,因此以下針對地震危害度分析方法與土壤液化之機制以及其潛能 評估、防治方法加以說明。

地震之發生至今尚無法對地震發生時間、規模等作準確的預估, 構造物在預計使用年限內,是否會遭受強烈地震之作用,需藉由構造 物所在地與其相關區域內之地震活動情形,根據震源規模大小與發生 頻率來作危害度分析,建立工址地震參數(地震最大加速度 PGA,地震 最大速度 PGV,地震最大位移 PGD...等)之年超越機率曲線,推估構造 物可能發生之地震損害;一般而言,地震危害度風險評估主要步驟為(1) 地震分區,(2)建立地震特性參數,(3)地表地動衰減率,(4)決定最終危 害度曲線,(5)決定最大地表加速度值,如此便可由過去的地震資料, 板塊運動之特性,推求可能的最大地震反應,進而評估構造物可能發 生之地震損害。

#### 3.4 土壤液化潛勢評估

飽和疏鬆的砂土在地震力或反覆地振動作用下,會造成土壤中超 額孔隙水壓上升,當土壤中孔隙水壓升高至與土壤顆粒所承受之垂直 壓力相等時,土壤之有效應力為零,並喪失原有之剪力強度,此時即 稱為土壤液化,若其發生位置較淺,上方覆蓋之未液化土層又較薄時, 便可能有地表破裂、噴砂、噴水、構造物基礎嚴重下陷...等較顯著之 土壤液化表徵產生,土壤液化產生的因素很多,一般而言,有以下特 性者具較高的液化潛能:(1)土壤種類主要為砂土,且分佈深度較淺者; (2)地下水位較高者;(3)強震規模大、延時長、場址地震放大效應強者。

土壤液化潛能的評估方法種類繁多,大多由累積許多地震液化案例以及大量現場與室內試驗研究之成果而得,一般土壤液化評估方法可分為兩部分,其一為利用地震時地表最大加速度,以半經驗之簡易公式計算土層於地震時所承受之反覆剪應力比 CSR(cyclic stress ratio),其二為估計土層之抗液化強度 CRR(cyclic resistance ratio),評估

土層抗液化強度之方法有很多種,包括取現地不擾動土樣於室內進行 動態強度試驗之室內試驗法,與採用現地參數 SPT-N 值、CPT-q<sub>c</sub>值、 震測剪力波 V<sub>s</sub>等之現地經驗法,目前最常用者為 SPT-N 法與 CPT-q<sub>c</sub> 法。

標準貫入試驗法(SPT-N 法)乃根據土壤鑽探之標準貫入試驗打擊 數 N 值來評估土壤液化潛能,目前各國設計規範均以 SPT-N 法為基本 方法,較常用之方法有:(1)Seed 簡易經驗法,(2)Tokimatsu 與 Yoshimi 簡易經驗法,(3)日本道路協會簡易經驗法,(4)Liao 液化機率分析法。

而荷式圓錐貫入試驗(CPT)之原理與 SPT-N 法相同,差別在於改用 圓錐貫入阻抗 q。作為評估參數,CPT 試驗係以靜壓力將圓錐貫入儀貫 入土層,由錐頭貫入阻力紀錄可以判斷土層各層次之變化,且其摩擦 力、孔隙水壓、電阻、震測等量測,更增加對土層性能研判之可靠性 但當遇有礫石或岩石土層時,錐頭會受損,因此適用地區受到限制, 然而港灣地區多為沖積土層與海埔新生地,因此評估土壤液化潛能 時,CPT-q。法仍然是非常可靠且有效的方法,其常用之方法有: (1)Roberson 與 Wride 評估法,(2)Olsen 評估法。

工址經液化分析評估若具有液化潛能,則需進行液化防治,其目 的於提高土壤抵抗液化之能力,可藉由增強土壤之動力強度、改善土 壤抵抗變形之能力、促進土壤內孔隙水壓消散來達成,常用方法如下:

- (1)夯實法:利用衝擊、振動作用增加土壤密度,改良地層對液化之 抵抗能力。
- (2)置換法:將可能液化範圍之土壤以性能較佳者替換,如礫石材料 具高透水性,因此便常用來作為置換之材料,以達快速消散孔隙 水壓之目的,此法適用於淺層局部土層地質改良,並不適用於大 面積全面改良。
- (3)固化法:在土壤內添加固結材料,使土壤與其發生固結化學反應,或於土層內填注硬化性材料固化土壤,以達使土壤顆粒結構穩定、阻撓自液化區傳遞而來之超額孔隙水壓以及減少地震時地

層之剪應變之目的。

(4)排水法:藉由排水方式降低地下水位,增加土層有效應力,提高 土層透水性,使地震引起之超額孔隙水壓得以迅速排除,因此增 強土層之液化抵抗能力。

構造物之安全性不僅與設計、施工有關,興建前對工址環境之瞭 解,例如地質特性、場址地震放大效應、土壤液化潛能...等,都是影 響結搆物興建成功與否不容忽視之因素,若低估工址性質變化之可能 性,於興建過程中便會發生重重困難,甚至於完工後,出現無法預期 之損壞,因此,於概念設計階段即需審慎分析與評估,注重每一個環 節,才是功能性設計法之精神所在。

### 3.5 耐震評估方法之探討

國際航海協會於 2001 年出版之[Seismic Design Guidelines for Port Structures]一書中,針對各類碼頭構造物提出幾種耐震分析方法,不僅 由簡到繁列出簡便分析、簡便動力分析與動力分析三類方法,更針對 初步設計與細部設計時的各分析方法適用時機提出相關建議,表 3.5.1 為各功能目標之初步與基本設計對應之分析方法,初步設計與基本設計如圖 3.1.1 功能性設計流程中表示之步驟。

簡便分析法乃由簡單不繁複的計算,來近似結構之真實行為,通 常可適用於初步設計階段之評估檢核,對於較低耐震等級者,如C級, 也可用於基本設計之階段;而簡便動力分析法則較簡便分析法複雜一 些,對於一般構造物可適用於初步與基本設計階段之檢核評估,對於 耐震等級要求較高之構造物,如S級、A級,則可應用於初步設計之 階段;至於動力分析法,為三類分析方法中最為複雜之方法,對於較 高耐震等級之構造物,如S級、A級,應用於其基本設計之階段。

表 3.5.2 則為各種類碼頭對應之分析方法,如重力式碼頭與板樁式 碼頭之簡便分析方法使用基於力平衡概念之擬靜力分析法,視構造物 與支承土壤為剛體,地震力為施加於構造物側向之靜態慣性力,逐漸
增加力量直至構造物之臨界狀態,以判斷其耐震能力;而簡便動力分 析則運用滑動塊體法,同樣的結構體理想化為一會滑動的剛體,地震 力以地震歷時記錄來表示,由構造物開始滑動至停止之加速度歷時積 分得到滑動位移量,分析其耐震性能;或使用當地地震資料,建立相 關查詢圖表,簡化分析流程;至於棧橋式碼頭,其簡便分析則運用反 應譜法,以擬靜態側向設計地震力,不超過計算分析結果之彈性極限 側向力來判斷其耐震性能;簡便動力分析則運用側推分析與反應譜 法,由側推分析評估構造物之容量,再利用地震反應譜,分析構造物 受力後之行為。在動力分析的部分,則使用有限元素法(FEM),或有限 差分法(FDM)來作更詳盡的分析。

功 能 目 標 評估方法	С	В	А	S
簡便分析	基本設計	初步設計	初步設計	初步設計
簡便動力分析		基本設計	初步設計	初步設計
動力分析			基本設計	基本設計

表 3.5.1 各功能目標對應之評估方法

[資料來源:國際航海協會 2001]

表	3.5.2	各型式碼頭對應之評估方法
· ► 丶		

評 <sup>估</sup> 方 碼 <sub>頭型式</sub>	簡便分析	簡便動力分析	動力分析
重力式碼頭	擬語力分析	Newmark Type (滑動塊體法) 或	
板樁式碼頭	JXC FF / J / J // I	簡易圖表法	FEM / FDM
棧橋式碼頭	反應譜法	側推分析與反應譜法	

[資料來源:國際航海協會 2001]

#### 1. 簡便分析:

(1)重力式碼頭

採用基於力量平衡之擬靜力分析法,構造物及支承土壤視為剛 體,地震力為施加於構造物側向的靜態慣性力,地震力由設計震 度 $k_h$ 表示,逐漸增加震度直至臨界滑動、臨界傾覆、臨界穩定性 狀態時,取其小值為 $k_i$ ,則構造物抵抗實際發生之地震具有安全 係數 $F_s = \frac{k_i}{k_e}$ ,分析時以預期抵抗之設計地震力對應的震度 $k_h$ 作為  $k_e$ ,表 3.5.3 為非液化工址重力式碼頭變位參數與安全係數之相 關性,透過此表可由計算出之安全係數換算推得構造物之最大水 平位移 d、沈陷量 s 與正規化水平位移 d/H。評估步驟可表示如 下:

(a)給定設計地震係數k<sub>h</sub>

當設計地表最大加速度小於0.2g時,由(3-1)式求得設計地震係數,當設計地表最大加速度大於0.2g時,由(3-2)式求得設計地 震係數

$$k_{h} = \frac{a_{\max}}{g} , \ a_{\max} < 0.2g .....(3-1)$$

$$k_{h} = \frac{1}{3} \left(\frac{a_{\max}}{g}\right)^{\frac{1}{3}} , \ a_{\max} > 0.2g ....(3-2)$$

### (b)計算殘留水位

(c)以 Mononobe-Okabe 理論求地震時動土壓,如下

$$K_{ae} = \frac{\cos^{2}(\phi_{eq} - \psi)}{\cos\psi\cos(\psi + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_{eq} + \delta)\sin(\phi_{eq} - \psi)}{\cos(\psi + \delta)}}\right]^{2}} \dots (3-3)$$

$$P_{ae} = K_{ae} \frac{1}{2} \left(\gamma_{eq} + \frac{q_{sur}}{H}\right) (1 - k_{v}) H^{2} \dots (3-4)$$



- Pae:主動土壓
- $\phi_{ea}$ :背填土壤等值內摩擦角
- δ:壁面與背填土間之摩擦角
- q<sub>sur</sub>:地震時之超載

$$\gamma_{eq} : 背填土壤之等值單位重 \left( = \gamma_{wet} \left[ 1 - \left( \frac{H_{sub}}{H} \right)^2 \right] + \gamma_b \left( \frac{H_{sub}}{H} \right)^2 \right)$$
(3-6)
$$k_h : 水平向地震係數$$

- k,: 垂直向地震係數
- H:碼頭高度
- k': 修正後之地震係數

對於部分飽和之土壤

$$k'_{h} = \frac{q_{sur}H + \frac{1}{2}\gamma_{wet}H^{2}_{sur} + \gamma_{wet}H_{sub}H_{sur} + \frac{1}{2}\gamma_{sat}H^{2}_{sub}}{q_{sur}H + \frac{1}{2}\gamma_{wet}H^{2}_{sur} + \gamma_{wet}H_{sub}H_{sur} + \frac{1}{2}\gamma_{b}H^{2}_{sub}}k_{h}.....(3-7)$$

## 對於飽和之土壤

 $k_h' = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_b} k_h \dots (3-8)$ 

 $\gamma_{sat}$ : 飽和土壤之單位重

## γ<sub>wet</sub>:潮濕土壤之單位重

H<sub>sub</sub>:殘留水位之高度

H<sub>sur</sub>:殘留水位至碼頭頂之高度

(d)由 Westergaard's expression 計算地震時動水壓 P<sub>dw</sub>

 $P_{dw} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H_w^2 \dots (3-10)$ 

γ<sub>w</sub>:海水單位重

H<sub>w</sub>:海水深度

- (e)計算作用於碼頭結構之水平力,包括碼頭本身慣性力、背填土 的向前推力還有繫船柱之向前拉力
- (f)計算作用於碼頭結構之垂直力,包括碼頭本身以及背填土
- (g)計算殘留水壓與上揚力
- (h)計算碼頭結構所受合力與合力矩,求得滑動與傾覆之安全係數  $F_{ss}$ 以及 $F_{so}$ ,要求 $F_{ss}>1.0$ , $F_{so}>1.1$
- (i)逐漸增加 $k_h$ , 重複步驟(a)~(h), 直至滑動或傾覆之臨界狀態, 取其 $k_h$ 為 $k_h$

(j)得碼頭構造物之安全係數 $F_s = \frac{k_t}{k_e}$ .....(3-11)

其中 k<sub>e</sub>為最初之設計地震係數,透過表 3.5.3 便可計算最大水平 位移 d、沈陷量 s 與正規化水平位移 d/H,最後再與表 3.2.8 國際 航海協會重力式碼頭功能性等級(定量)比較,便可瞭解所分析之 構造物的檢核結果。

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
沈陷量 s(cm)	$s=-16.5+32.9(1/F_s)$	0.50	30
正規化水平位移 d/H(%)	$d/H=-7.0+10.9(1/F_s)$	0.38	13

表 3.5.3 非液化工址重力式碼頭變位參數與安全係數之相關性

[資料來源:Uwabe 1983]

雖然此法與傳統設計所採用之分析方法類似,但精神卻截然不同,傳統設計法中,地震力以一等效側向力施加於構造物上進行 安定計算,並以確保構造物於所考慮之設計外力作用下,具有一 定的安全餘裕為目標;但功能性設計法之設計精神,乃期望構造 物於各等級地震力作用下,能滿足所要求之功能目標,計算結果 之功能性指標(最大水平位移或沈陷量或正規化水平位移)以不超 過預定之功能性目標標準值為設計依歸(如表 3.2.8 國際航海協 會重力式碼頭功能性等級(定量))。

除了上述之分析步驟以外,也可以由選定之功能目標對應表 3.2.8 國際航海協會重力式碼頭功能性等級(定量),反推構造物之安全 係數*F<sub>s</sub>*,計算臨界安定地震係數*k<sub>i</sub>*,來確定結構設計,此乃直接 位移法之原理。

(2)板樁式碼頭

板樁式碼頭之簡便分析類似重力式碼頭,運用基於力量平衡之擬 靜力分析法,來評估碼頭之耐震能力,其中重力式碼頭只有主動 土壓力,其分析範圍只限於沉箱後之背填土,但板樁式碼頭所分 析之範圍從板樁頂端至板樁底端之各層土壤,所以板樁式碼頭計 算主動土壓力及被動土壓力時,需以各層土壤獨立計算與重力式 碼頭中依等效單位重作為分析有些差異。

板樁式碼頭簡便分析之安定計算所得之安全係數F、與各變位參

數可由表 3.5.4 之經驗公式換算,安全係數F<sub>s</sub>之計算方法則參考 重力式碼頭;將換算後之變位參數與表 3.2.9 國際航海協會板樁 式碼頭功能性等級(定量)相對照,便可得知分析之構造物的損壞 程度,進而瞭解是否通過檢核,達到功能目標。

表 3.5.4 非液化工址板樁式碼頭變位參數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
沈陷量 s(cm)	$s=-5.3+14.7(1/F_s)$	0.40	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]

(3)棧橋式碼頭

將基樁埋入部分理想化為 Winkler 型式基礎上之梁模型,由下式 表達:

 $EI\frac{d^{4}\Delta}{d\xi^{4}} = -P = -pD_{P} \qquad (3-12)$ 

EI:抗彎剛度

 $\xi$ :樁上計算側向變形處距地面之距離

 $\Delta$ :與地面距離 $\varepsilon$ 處之側向變位

P:與地面距離 ξ處,樁每單位長度承受之土壤側向抵抗力

p:與地面距離 $\xi$ 處,樁每單位面積承受之土壤側向抵抗力

 $D_p$ :樁直徑或等效寬度

採等效固定端法,假設樁基於假想地表面以下1/eta處固定

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_{h-sub}D_P}{4EI}} \dots (3-13)$$

 $k_{h-sub}$ :側向抵抗係數

結構系統之自然週期
$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{W_g}{g \sum K_{Hi}}}$$
.....(3-14)

W<sub>a</sub>:面版之超載與呆載重

$$K_{Hi}$$
:等值側向勁度 $\left(=\frac{12EI_i}{(l_i+1/\beta_i)^3}\right)$ .....(3-15)

g: 地表加速度

1: 假想地表面與面板間之無支承長度

下標*i*:第*i*根樁之編號

對於鋼管樁之棧橋式碼頭,可由約半數基樁之塑性鉸發生於樁頭 時之強度,近似為結構系統之側向彈性極限強度P,

 $P_{u} = \sum \frac{2M_{pi}}{l_{i} + \frac{1}{\beta_{i}}} \dots (3-17)$ 

P<sub>u</sub>:所有基樁在樁頂與樁底都產生塑性角時之極限側向力

M<sub>n</sub>:形成塑性鉸時樁之彎曲強度

考慮軸力*N*時為
$$M_p = M_{p0} \cos\left(\frac{N}{N_{y0}}\frac{\pi}{2}\right)$$
.....(3-19)

$$Z_p$$
: 塑性斷面模數 $\left(=\frac{4}{3}\left\{r_p^3 - \left(r_p - t_p\right)^3\right\}\right)$ .....(3-20)

r:鋼樁半徑

t:鋼樁厚度

 $\sigma_{v}$ :降伏應力

 $N_{y0}$ : 彎曲強度為 0 時之降伏軸力  $(= \sigma_y (2\pi r t - \pi t^2))$ ......(3-21) 若在等級一之設計地震下所用之擬靜態側向設計地震力, 不超過 計算結果之彈性極限側向力  $P_y$ , 即表示此結構系統通過檢核, 於 等級一之地震力作用下其行為在彈性範圍。

2. 簡便動力分析:

(1)重力式碼頭

(a)滑動塊分析

將構造物理想化為一個會滑動的剛體,地震力由作用於構造物 基礎之地震歷時來表示,結構及環境的狀況由臨界滑動加速度 表示,其位移由構造物開始滑動至停止的加速度歷時積分而 得。

首先,如同簡便分析的方法評估壁體與背填土之穩定性,求得臨界滑動加速度 $a_i$ ,如下式計算[Richards and Elms 1979]

$$a_{t} = \left(\mu_{b} - \frac{P_{ae}\cos\delta - \mu_{b}P_{ae}\sin\delta}{W_{g}}\right)g$$
 .....(3-22)

其中 $\mu_{b}$ 為壁體與基礎接觸面之摩擦係數, $P_{ae}$ 為主動土壓力, $\delta$ 為壁面摩擦角, $W_{g}$ 為壁體每單位寬度重量,g為重力加速度。

確定臨界滑動加速度*a*,後,可選擇多組與設計地震之等級、延時、內涵相符之加速度歷時來進行滑動塊分析,當歷時中之加速度超越臨界滑動加速度*a*,時,壁體與背填土系統便開始滑動,將超越*a*,至滑動停止其間之加速度歷時二次積分,便可得到壁體相對於滑動面下堅實基礎之位移,滑動塊分析可表示地表運動強度與其導致變形之簡單的關係,Franklin 與Chang (1977)即由近 200 組地震歷時記錄(PGA=0.5g, PGV=76cm/s),分析滑動位移量與超越臨界滑動加速度*a*,及設

計地震最大地表加速度 *a*<sub>max</sub> 之關係。此外,雖然滑動塊理論中 垂直向之地震力會影響滑動位移量,但 Nagao et al. (1995)之參 數分析指出其影響滑動位移的誤差約於 10%內。

對 $\frac{a_t}{a_{\max}} \ge 0.3$ 的情況, Richards and Elms (1979)提出一個簡化的 公式計算永久側向位移 d (cm), 如下:

 $d = 0.087 \frac{v_{\max}^2 a_{\max}^3}{a_t^4} \dots (3-23)$ 

式中<sub>vmax</sub> (cm/s)為最大地表速度, amax (cm/s<sup>2</sup>)為最大地表加速度。此外, 並透過 14 組地表運動對影響滑動塊位移量相關參數進行敏感度分析, 提出平均滑動位移量計算公式如下:

$$\overline{d} = \left(\frac{37v_{\max}^2}{a_{\max}}\right) \exp\left(-\frac{9.4a_t}{a_{\max}}\right) \dots (3-24)$$

此外,歐洲暫時性規範也對水平向地震係數 $k_h$ 、垂直向地震係數 $k_v$ 與設計加速度 $a_{design}$ 之關係提出建議,

 $r_{EC}$ :折減係數,對於容許位移可達 $30(a_{design}/g)$ (cm)之重力式碼 頭取2, $20(a_{design}/g)$ (cm)者取1.5,不允許有滑動位移者取1。

滑動塊分析法乃基於剛性地盤 壁體僅滑動無傾斜與背填土楔 形塊剛體運動等假設,因此若實際基礎土壤可能有變形之狀況 發生時,計算結果將遠遠低估構造物之變位量;而若基礎堅實 但壁體可能有振動反應時,分析結果又會過於保守;此外,對 於可能液化之背填土而言,則建議採用其他方法來分析計算。

(b)簡易圖表法

為了提高重力式碼頭簡便動力分析在一般環境之適用性, Iai et al. (1999)應用程式 FLIP,透過多種等級地震力對其結構上 與環境上之參數進行有效應力分析,主要參數包括碼頭之寬高 比W/H,基礎下回填土壤厚度 D1,基礎土壤與背填土之 SPT N值,並將分析結果繪製各參數對應正規化水平位移量 d/H 之 關係曲線,此些圖表對重力式碼頭水平位移量之求取提供一個 簡化過程。但簡易圖表法乃根據特定資料建立之方法,具有區 域性,國內必須先由本土地震資料建立相關查詢圖表,才能真 正應用於實務工程上。

(2)板樁式碼頭

(a)滑動塊體分析

假設壁體與背填土壤合為一體做剛體運動,地震力由作用於破 壞面上方土壤之地震歷時來表示,結構及環境的狀況由臨界滑 動加速度表示,其位移由構造物開始滑動至停止的加速度歷時 積分而得。

首先,板樁式碼頭滑動塊體分析,求得臨界滑動震度k,,如下 式計算[Towhata and Islam 1987]

$$k_{t} = \frac{1}{W} \begin{bmatrix} P_{Pe} + m \cdot T_{e} + (U_{2} + \Delta U_{i2} + \Delta U_{s2}) - W \tan(\alpha_{ae} - \phi) \\ -(U_{1} + \Delta U_{i1} + \Delta U_{s1}) \cdot \frac{\sin \phi}{\cos(\alpha_{ae} - \phi)} \end{bmatrix} \dots \dots \dots \dots (3-27)$$

 $\alpha_{w}$ :土壤等效破壞面夾角

W:滑動塊體總重

*P<sub>Pe</sub>*:被動土壓力合力

m:當錨碇完全有效時,m=1、無效時,m=0

 $T_e$ : 動錨碇力

U:靜態水壓力,下標1為陸側;2為海側

 $\Delta U_i$ : 動態水壓力,下標1為陸側;2為海側

 $\Delta U_s$ : 超額孔隙水壓力,下標1為陸側;2為海側

Towhata and Islam (1987)曾針對垂直震度 $k_{y} = 0$ ,土壤間內 摩擦角 $\phi = 35^{\circ}$ ,檔土牆與垂直像所夾角度 $\beta = 0$ ,填土表面與水 平所夾角度i = 0及壁面摩擦角 $\delta = 0$ 等條件,求得一臨界滑動水 平震度的近似公式,如式(3-28)到式(3-35)所示,

$$K_{ae} = K_a + \Delta K_{ae} = K_a + \frac{3}{4}k_h$$
 (3-28)

$$K_{pe} = K_{p} + \Delta K_{pe} = K_{p} - \frac{17}{8}k_{h} \dots (3-29)$$

$$T_{e} = T_{s} \times \frac{K_{pe} - K_{ae}}{K_{p} - K_{a}}$$
(3-30)

*K<sub>a</sub>*:常時主動土壓係數

*K<sub>p</sub>*:常時被動土壓係數

T.:常時極限錨錠反力

臨界滑動水平震度則可表示為

$$c = \frac{1}{W_m} \left[ \frac{23mnT_s}{8(K_p - K_a)} + \frac{17P_p\gamma_{sat}}{8K_p\gamma_b} + \frac{7}{12}\gamma_w H_w^2 \right] \dots (3-34)$$

$$W_{m} = \frac{1}{2} \Big[ \gamma_{sat} \Big( H_{w} + D_{emb} \Big)^{2} + \gamma_{wet} \Big( H - H_{w} \Big) \Big( H + 2D_{emb} + H_{w} \Big) \Big] \dots (3-35)$$

- *m*: 錨錠完全有效時為1, 無效時為0
- P.: 靜態被動土壓力
- △*U*:反覆剪力所產生之孔隙水壓,下標*a*表示主動土,下標*p* 表示被動土
- n:當錨錠部分完全淹沒水中為 $\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{t}}$ ,在水位以上則為1
- $\alpha_{m}$ :主動破壞面與水平面之夾角
- $H_w$  : =  $H_{sub}$
- D<sub>amb</sub>:板樁在土中埋設之長度

在得到臨界滑動水平震度 k,後,接下來便如同重力式碼頭,利 用 Newmark 滑動塊分析原理,求取構造物之滑動位移進行評 估。

(b)簡易圖表法

探討影響板樁變位之參數,如板樁錨錠深度、拉桿長度、板樁 勁度、回填土之性質及密實度、地震強度...等,如同重力式碼 頭,建立相關表格來簡化分析之繁複過程,但同樣的,這些資 料的建立均具有區域性,因此若要於工程實務上應用,均需以 本地之地震資料來製作與驗證才能確實應用。

(3)棧橋式碼頭

(a)ATC-40 耐震功能評估法

美國應用科技委員會(Applied Technology Council)於政府的委託發展出一套針對舊有鋼筋混凝土建築物之耐震評估與補強準則,即一般所稱的 ATC-40,針對鋼筋凝土建築物於結構功

能表現的基礎(Performance-Based)提供一個解析、技術性的分 析流程。針對各種地震反應安全性需求,ATC-40要求不同的 建築物應設定不同的功能目標(Performance Objective), 並以容 量震譜法(Capacity Spectrum Method)求取鋼筋混凝土結構物 的功能績效點。容量震譜法是一種非線性靜力分析方法,其將 分析所得的容量曲線及地震需求曲線繪製於 ADRS (Acceleration -Displacement Response Spectra)格式中。前者代 表建築物本身的抗震能力,內容是使建築物本身受一側向力分 佈,進行推覆分析(Pushover Analysis),直到建築物達到破壞 機制為止。後者代表建築物在地表運動期間的耐震需求。而需 求曲線是經丁址地層資料、土壤特性及震區等因素獲得。然而 需求震譜及容量震譜不全然相互獨立,當建築物進入非線性 時,由於本身的強度及勁度減弱,使得建築物整體的週期變 長,此時建築物的非彈性變形形成等效阻尼會消散部份地震能 量,進而折減設計需求震譜。經折減後反覆迭代所得非彈性需 求震譜及容量震譜之交點,即所謂功能績效點(Performance Point),代表該建築物所能承受的最大位移及地震強度。

結構容量曲線:

建築物的容量曲線是指建築物基底剪力與頂層位移的關 係曲線,其代表的是建築物的抗震能力。ATC-40 規範中建議 兩種側向力豎向分配的形式:(1)照現行建築設計規範所定之 公式,但並不加頂層集中力 F<sub>t</sub>,其公式如下:

 $F_x = \frac{w_x h_x}{\sum w_x h_x} V \dots (3-36)$ 

其中w<sub>x</sub>為第 x 層的重量, h<sub>x</sub>為第 x 層樓版至基底的高度, 此分 佈為倒三角形式, 即耐震設計規範所定之地震力分配; (2)依 各層質量與第一彈性振態乘積比例分佈, 其公式如下:

$$F_x = \frac{w_x \phi_x}{\sum w_x \phi_x} V \dots (3-37)$$

其中 ø<sub>x</sub>為建築物的第一振態、以基本振態振形乘以樓層質量為 比例,本文的結構物為一棧橋式碼頭,所以側向力僅須加於頂 層梁版結構。

結構地震需求曲線:

在 ATC-40 中,彈性設計反應譜考慮的參數包括了地震水準 (Earthquake Level)與震區特性。而地震水準是以結構物使用的 年限的超越機率或回歸期來區分,將地震水準分為服務地震 (Serviceability Earthquake)、設計地震(Design Earthquake)和最 大地震(Maximum Earthquake)三種不同的等級,其代表的是五 十年使用期限內發生機率分別為 50%、10%、2%,或是回歸 期 75 年、475 年以及 2500 年,而我國現行最新建築物耐震設 計規範之耐震設計的設計地震力需求主要以迴歸期 475 年,相 當於 50 年使用期限內,具有 10%超越機率。

地震需求曲線則利用震區短週期與一秒週期之設計水平譜加 速度係數 $S_s^p$ 與 $S_1^p$ ,其分別代表工址所屬震區在堅實地盤下, 設計地震作用時之短週期與一秒週期結構體 5%阻尼譜加速 度與重力加速度g之比值 我國最新建築物耐震設計規範係以 鄉、鎮、市等行政區為單位劃分,各微分區內之震區設計水平 譜加速度係數 $S_s^p$ 與 $S_1^p$ ,除台北盆地外可由附錄表 A 查得,震 區特性則包含了地盤效應及近斷層效應,在地盤效應中,將地 盤種類依土層平均剪力波速 標準灌入試驗或平均不排水剪力 強度分為堅實地盤、普通地盤及軟弱地盤,如表 3.5.5 所示, 利用其地盤種類由表 3.5.6(a)、表 3.5.6(b)查得短週期結構之工 址放大係數 $F_a$ 以及長週期結構之工址放大係數 $F_y$ ,修正震區 短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 $S_s^p$ 與 $S_1^p$ ,以求得  $S_{as}$ 與 $S_{a1}$ 如下式所示;

 $S_{DS} = F_a \cdot S_S^D$ ;  $S_{D1} = F_V \cdot S_1^D$ .....(3-38)

表 3.5.5 地盤分類表

地盤種類	$\overline{V}_{s}$ ( <i>m</i> /sec)	$\overline{N}$ 或 $\overline{N}_{CH}$	$\overline{S}_u (kgf/cm^2)$
第一類地盤(堅實地盤)	$\overline{V}_{s} > 360$	$\overline{N} > 50$	$\overline{S}_u > 1.02$
第二類地盤(普通地盤)	$180 \le \overline{V_s} \le 360$	$15 \le \overline{N} \le 50$	$0.51 \le \overline{S}_u \le 1.02$
第三類地盤(軟弱地盤)	$\overline{V_s} < 180$	$\overline{N}$ < 15	$\overline{S}_u < 0.51$

[資料來源:建築物耐震設計規範及解說修訂 2003]

表 3.5.6(a) 短週期結構之工址放大係數F<sub>a</sub> (線性內差查值)

14. 肉乃 ノ 1 米石	震區短週期水平譜加速度係數 S <sup>D</sup>				
· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	$S_s^D \leq 0.5$	$S_{S}^{D} = 0.6$	$S_{S}^{D} = 0.7$	$S_{S}^{D} = 0.8$	$S_s^D \ge 0.9$
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0
第三類地盤	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0

[資料來源:建築物耐震設計規範及解說修訂 2003]

表 3.5.6(b) 長週期結構之工址放大係數F,(線性內差查值)

+山 向凸 / \ 米石	震區長週期水平譜加速度係數 S <sub>1</sub> <sup>D</sup>				
· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	$S_1^{D} \le 0.3$	$S_1^D = 0.35$	$S_1^{D} = 0.4$	$S_1^D = 0.45$	$S_1^{D} \ge 0.5$
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1
第三類地盤	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4

[資料來源:建築物耐震設計規範及解說修訂 2003]

在近斷層效應中可依附錄表 A 查得工址震區是否有近斷層, 若有近斷層效應則依工址與斷層之水平距離作區分,求得近斷 層修正因子 N<sub>A</sub>、 N<sub>v</sub>如附錄表 B 各斷層修正因子,並修正震區 短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 S<sup>D</sup><sub>s</sub> 與 S<sup>D</sup><sub>1</sub>。再依上 述之修正後震區短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 *s<sub>ps</sub>與 s<sub>p1</sub>*,計算短週期與中、長週期的分界點*T*<sup>D</sup><sub>0</sub>,如下式所示,

 $T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots (3-39)$ 

由上式短週期與中、長週期的分界點T<sub>0</sub><sup>D</sup>,依表 3.5.7 之規定 即可繪製一般工址或近斷層區域之設計水平加速度反應譜即 地震需求曲線,如圖 3.5.1 所示

表 3.5.7 一般工址或近斷層區域之設計水平加速度反應譜

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0^D$	$0.2T_0^D \le T \le T_0^D$	$T_0^D \le T \le 2.5T_0^D$	$2.5T_0^D \leq T$
$S_{aD} = S_{DS} \left( 0.4 + 3T / T_0^D \right)$	$S_{aD} = S_{DS}$	$S_{aD} = S_{D1} / T$	$S_{aD} = 0.4S_{DS}$

[資料來源:建築物耐震設計規範及解說修訂 2003]





其中台北地區因有盆地效應關係,需另訂譜加速度細述與轉換週期,最新建築物耐震設計規範,以里為行政單位作為台北盆

地微分區之震區劃分單位,將台北盆地微分區分為台北一區、台北二區、台北三區及台北四區,工址位於台北盆地微分區內,可由附錄表 C 查得其微分區,可依表 3.5.8 查得其台北盆地之工址短週期設計水平譜加速度係數 S<sub>DS</sub> 及反應譜短週期與長週期分界點 T<sub>0</sub><sup>D</sup>,再依表 3.5.7 之規定即可繪製台北盆地之設計水平加速度反應譜即地震需求曲線,如圖 3.5.1 所示。
表 3.5.8 台北盆地之工址短週期設計水平譜加速度係數 S<sub>DS</sub>

微分區	$S_{DS}$	$T_0^D$ (秒)
台北一區	0.6	1.60
台北二區	0.6	1.30
台北三區	0.6	1.05
台北四區	0.6	0.85

及反應譜短週期與長週期分界點T<sub>0</sub>

[資料來源:建築物耐震設計規範及解說修訂 2003]

ADRS 格式:

ADRS(Acceleration-Displacement Response Spectra)格式是以  $S_a$ 為橫座標,  $S_a$ 為縱座標之關係圖, 如圖 3.5.2 所示。將彈性 反應譜及結構物容量曲線轉換至 ADRS 格式, 經考慮結構物 進入非線性後產生等效阻尼折減彈性反應譜,反覆迭代後可求 得性能績效點。



地震反應譜

需求震譜

### 圖 3.5.2 容量與需求曲線轉換為 ADRS 格式示意圖

為了近似彈塑性反應之影響,通常會假設線性與彈塑性之單自 由度系統中,儲存之能量是相等的,也就是常數能量假設,在 此假設下之彈塑性系統力-位移反應可表示如圖 3.5.3。假設一 線性系統受地震力作用下,其反應最大位移為*d'*,最大外力為 *F'*;假設一彈塑性系統在承受同樣地震力作用下其彈性極限 對應之外力為*F<sub>y</sub>*,最大位移為*d<sub>m</sub>*,則因常數能量之假設,圖 3.5.3 中*OA'B'*之面積會與*OYAB*之面積相等,韌性因子*d<sub>m</sub>/d<sub>y</sub>*以 μ表示,則儲存於線性系統與彈塑性系統內之能量分別為 (1/2)*F'd'*與(1/2)*F<sub>y</sub>d<sub>y</sub>*(2μ-1),若線性系統之勁度以*k*表示,可得 到以下結果:

 $\frac{1}{2k}(F')^2 = \frac{1}{2k}(F_y)^2(2\mu - 1)....(3-35)$ 

而 F, 與 F' 的關係也得以表示如下

 $F_{y} = \sqrt{\frac{1}{2\mu - 1}} F' \dots (3-36)$ 

除此之外,慣性力與加速度乃成比例的,因此(3-36)式可轉換 為

圖 3.5.3 之力-位移反應乃透過側推分析所求得,所謂側推分析 為以漸增之外力,對理想化為一梁-板構架之棧橋式碼頭作多 階段擬靜力分析,透過漸增之外力的作用,構件降伏的次序, 與由彈性反應至破壞極限狀態皆一一呈現,而降伏的情況多半 由樁頂先開始,漸延伸至樁底埋設部分,並且由靠陸側開始發 展至靠海測。值得注意的,運用側推分析與反應譜法之簡便動 力分析中,土壤與結構互制的條件並未完全考慮,因此其對結 構的影響需另外分析與評估。



[資料來源:國際航海協會 2001]

#### 圖 3.5.3 常數能量假設下之彈塑性系統力-位移反應圖

3. 動力分析:

動力分析建立在土壤與結構互制的基礎上,由有限元素法(FEM) 或有限差分法(FDM)來進行分析,基礎與背填土部分皆併入結構上 的反應來計算,構造物依地表運動與構造物彈性極限關係的程度, 被理想化為線性或非線性,土壤依據在設計地震力發生過程中,預 期應變的等級理想化為等值線性或有效的應力模型,由土壤與結構 互制之分析可獲得相當廣泛的結果,包括土壤與結構互制系統之破 壞模式及位移、應力、應變之程度。關於港灣構造物之結構模擬, 不論是線性或非線性都與其他結構類似,包括建築物、橋梁、離岸 結構,例如重力沉箱式碼頭通常以線性模型模擬;板樁與棧橋式碼 頭便常以非線性彈塑性模型來允許結構之彈性極限後的韌性反應。

# 第四章 重力式碼頭功能性評估例探討

本章以台中港 1~3 號重力沉箱式碼頭為功能性評估示範例說明, 碼頭標準斷面圖如圖 4.1 所示,首先,選定功能目標,地震力等級參考 日本港灣協會與國際航海協會之建議,分為 Level 1(迴歸期 75 年)與 Level 2(迴歸期 475 年)之地震力,功能性等級則參考國際航海協會建議 之分類,分為等級 可使用、等級 可修復、等級 接近崩塌破壞與 等級 崩塌破壞四個部分,因台中港 1、3 號碼頭為穀類碼頭,2 號碼 頭為雜貨碼頭,而整個耐震設計流程此案例為既有之構造物,已建造 完成,故略過設計步驟直接進行功能性檢核的部分。

本文參考國際航海協會針對碼頭構造物提出的耐震評估方法,採 用簡便分析法中之擬靜力分析法,與簡便動力分析法中之滑動塊體法 評估分析案例之耐震能力,構造物之基本設計條件將於4.1節列出,並 於4.2節說明功能目標選定,4.3節與4.4節分別討論其運用簡便分析 法與簡便動力分析法之評估結果。



# 圖 4.1 台中港 1~3 號碼頭標準斷面圖

## 4.1 設計案例基本條件

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

### 1. 一般條件

碼頭泊船噸位: 50,000DWT

水深: EL.-13.0m

岸肩高程: EL.+6.20m

繫船柱能力:曲柱45t

設計地震係數: 0.15

超載:常時 $3t/m^2$ ,地震時 $1.5t/m^2$ 

#### 2. 自然條件

**潮位:***H.W.L. EL.*+4.60*m* 

*L.W.L. EL.* + 0.90*m* 

背填料(水力回填部分)φ=30°

3. 材料性質

- (1)單位重量:
  - 砂、小石子、塊石(乾): 1.6t/m<sup>3</sup>
  - 砂、小石子、塊石(濕): 1.8t/m<sup>3</sup>
  - 砂、小石子、塊石(飽和狀態): 2.0t/m<sup>3</sup>
  - 砂、小石子、塊石(水中): 1.0t/m<sup>3</sup>

鋼筋混凝土: 2.5t/m<sup>3</sup>

(2)摩擦係數:

預鑄混凝土與塊石:  $\tan \phi' = 0.6$ 

預鑄混凝土與卵石:  $\tan \phi' = 0.5$ 

卵石與卵石:  $\tan \phi' = 0.65$ 

(3)安全係數:

抗滑動:  $F_{ss} \ge 1.0$  (地震時)

抗傾覆:  $F_{ss} \ge 1.1$ (地震時)

## 4.2 功能目標選定

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

本研究之案例為已設計完成之構造物,國際航海協會所建議之功 能性等級分為 S、A、B 與 C 四級如表 3.2.7,此表結構物分類恰如港灣 構造物設計規範所建議用途係數之結構物分類相同,如表 4.2.1 所示, 所以本研究不依上述之功能目標選定原則訂定構造物之功能目標,而 是依據過去設計時所採用之重要度係數,查得構造物之分類,再由構 造物之分類直接對應至國際航海協會所建議之功能性目標來檢核其功 能是否滿足要求;經本研究查得本案例設計之重要度係數為 1,其對 應表 4.2.1 之結構物分類為 B 級構造物,對應至表 3.2.11 國際航海協會 功能目標,選定本案例之功能目標,如表 4.2.2 所示。

結構物之分類	用途係數
特定	1.5
A	1.2
В	1.0
C	0.8

表 4.2.1 港灣結構物之用途係數

[資料來源:港灣構造物設計基準 1997]

表 4.2.2 本	案例撰定之功能目標	5
-----------	-----------	---

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

[資料來源:國際航海協會 2001]

# 4.3 利用簡便分析法進行耐震評估

本節採用 3.5 節所介紹, 國際航海協會針對港灣構造物所建議之基 於力平衡概念的擬靜力分析法,進行耐震能力的檢核,將構造物及支 承土壤視為剛體,地震力為施加於構造物側向的靜態慣性力,由設計 地震係數 $k_i$ 表示,分析時逐漸增加地震係數直至臨界滑動、臨界傾覆 之臨界穩定性的狀態,取其小值為 $k_i$ ,則可求得構造物抵抗設計地震力 時具有之安全係數 $F_s = \frac{k_i}{k_e}$ ,其中 $k_e$ 即為設計地震係數,以下為實例運 算過程:



### 圖 4.3.1 重力式碼頭簡便分析評估流程圖

(1)首先,採 Level 1(迴歸期約 75 年)之地震力為設計地震力,由式
(4-1)[20]計算迴歸期約 75 年設計地震係數為 0.189 0.143, 取
k<sub>e</sub> = k<sub>h</sub> = 0.15

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

$$a_{gr} = a_g \cdot \left(\frac{T_r}{475}\right)^{0.3 - 0.45} = 0.33 \cdot \left(\frac{75}{475}\right)^{0.3 - 0.45} = 0.189 \sim 0.143$$
(4-1)

(a) 計算殘留水位(R.W.L.)

$$R.W.L. = \frac{1}{3} (H.W.L. - L.W.L.) + L.W.L. \qquad (4-2)$$

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

(b) 推估主動破壞面與水平面之夾角 $\alpha_{ae}$ 

$$\alpha_{ae} = \phi' + \tan^{-1} \left[ \frac{-\tan \phi' + \tan \phi' (\tan \phi' + \cot \phi') (1 + \tan \delta \cot \phi')}{1 + \tan \delta (\tan \phi' + \cot \phi)} \right] \dots \dots \dots (4-3)$$

背填卵石與卵石間之摩擦角,由摩擦係數 $\tan \phi' = 0.65$ 反推  $\phi' = 33^{\circ}$ ;由規範得知壁體與背填間的摩擦角 $\delta = 15^{\circ}$ ;由式(4-3) 計算結果 $\alpha_{ae} = 74.71^{\circ} \cong 75^{\circ}$ ,因此得知主動破壞面與壁體夾角為  $90^{\circ} - \alpha_{ae} = 15^{\circ}$ 。

(c) 計算背填部分之等值摩擦角 $\phi_{eq}$ , 與等值單位重 $\gamma_{eq}$ 

圖 4.1 碼頭斷面圖中濾層河床料之摩擦角約為30°,自然坡度 約為 1(垂直):3(水平)的比例;圖 4.3.2 為計算背填土等效單 位重與等效摩擦角之示意圖,(a)為背填土楔行塊幾何示意 圖,圖中方框內之數字為實線所圍之該區面積,(b)為原始單 位重值,(c)為計算後之等效參數值,等效摩擦角 $\phi_{eq}$ 由主動破 壞面內背填部分之土壤摩擦角,分別對應該區體積求得,同樣 的,等效單位重 $\gamma_{eq}$ 由主動破壞面內之土壤單位重,對應其體 積換算求得,

等效摩擦角 $\phi_{ea}$ :

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

等效單位重 $\gamma_{eq}$ :

$$\gamma_{eq} = \gamma_{wet} \left[ 1 - \left( \frac{H_{sub}}{H} \right)^2 \right] + \gamma_b \left( \frac{H_{sub}}{H} \right)^2 \dots (4-4)$$

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

 $\gamma_b$ 為土壤在水中之單位重 $(=\gamma_{sat} - \gamma_w)$ .....(4-5)  $\gamma_{wet}$ 為潮濕土壤之單位重, $\gamma_{sat}$ 為飽和土壤之單位重,H為碼頭 高度, $H_{sub}$ 為殘留水位之高度, $H_{sur}$ 為殘留水位至碼頭頂之高 度。







圖 4.3.2 計算背填土等效單位重與等效摩擦角之示意圖 (a)背填土楔行塊幾何示意圖(b)背填土單位重(c)背填土等效單位重與等效摩擦角

(d)計算主動土壓力 Pae

因土壤並不完全為飽和狀態,因此需將地震係數k<sub>h</sub>加以修正, 修正後的地震係數k<sub>h</sub>可由下式求得

$$k'_{h} = \frac{q_{sur}H + \frac{1}{2}\gamma_{wet}H^{2}_{sur} + \gamma_{wet}H_{sub}H_{sur} + \frac{1}{2}\gamma_{sat}H^{2}_{sub}}{q_{sur}H + \frac{1}{2}\gamma_{wet}H^{2}_{sur} + \gamma_{wet}H_{sub}H_{sur} + \frac{1}{2}\gamma_{b}H^{2}_{sub}}k_{h} \dots (4-6)$$

$$=\frac{1.5\times19.6+\frac{1}{2}\times1.8\times4.07^{2}+1.8\times15.53\times4.07+\frac{1}{2}\times2.0\times15.53^{2}}{1.5\times19.6+\frac{1}{2}\times1.8\times4.07^{2}+1.8\times15.53\times4.07+\frac{1}{2}\times1.0\times15.53^{2}}\times0.15$$

= 0.215

q<sub>sw</sub>:地震時之超載

因此可得地震主動土壓係數K<sub>ae</sub>

 $K_{ae} = \frac{\cos^{2}(\phi_{eq} - \psi)}{\cos\psi\cos(\psi + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_{eq} + \delta)\sin(\phi_{eq} - \psi)}{\cos(\psi + \delta)}} \right]^{2}} \dots (4-8)$  $= \frac{\cos^{2}(31.62^{\circ} - 12.13^{\circ})}{\cos\psi\cos(12.13^{\circ} + 15^{\circ}) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(31.62^{\circ} + 15^{\circ})\sin(31.62^{\circ} - 12.13^{\circ})}{\cos(12.13^{\circ} + 15^{\circ})}} \right]^{2}}$ 

= 0.44

 $\phi_{eq}$ 為等效摩擦角; $\delta = 15.0^{\circ}$ ,為壁體與背填間的摩擦角 主動土壓 $P_{ae}$ :

 $P_{ae} = K_{ae} \times \frac{1}{2} \left( \gamma_{eq} + \frac{q_{sur}}{H} \right) H^2 \dots (4-9)$ 

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

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

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

作用於壁體與背填部分之交界,也就是距離 A 點19.10m 處

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

作用於 EL.-13.4m 以上 8.82m(= 0.45H) 處

(e) 計算地震時動水壓 P<sub>dw</sub>

 $P_{dw} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H_w^2 \dots (4-10)$   $\gamma_w$ :海水單位重 = 1.03*t*/*m*<sup>3</sup>  $H_w$ :潮位深度 = 14.3*m*   $P_{dw} = \frac{7}{12} \times 0.15 \times 1.03 \times 14.3^2 = 18.43 t/m$ 作用於 *EL*.-13.4*m* 以上 5.72*m*(= 0.4*H<sub>w</sub>*)處 此處動水壓乃由  $P_{dw} = \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H_w \cdot h}$ , *h*由 0 積分至 *H<sub>w</sub>*所得。 (f)計算結構慣性力,分為堤面、沉箱、基腳三部分,其中沉箱與 基腳部分之單位重以等值單位重來近似,計算如下

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

$$=\frac{2.5\times46.24+2.0\times270}{46.24+270}=2.073t/m^3$$

堤面:[堤面單位寬度體積]×堤面單位重×地震係數

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

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

沉箱:[沉箱單位寬度體積]×沉箱單位重×地震係數 [17.6×17.5]×2.07×0.15=95.78t/m 作用於 *EL*.-13.4*m* 以上 9.15*m*  $\left(=\frac{4.5-(-13.0)}{2}+0.4\right)$ 處

基腳:[基腳單位寬度體積]×基腳單位重×地震係數

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

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

(g)計算背填土之推力與繫船柱之拉力

背填土:[背填土單位寬度體積]×背填土單位重×地震係數 背填土有飽和與不飽和的部分,因此以等值單位重來近似,計 算如下

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

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

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

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

堤面:[堤面單位寬度體積]×堤面單位重

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

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

沉箱:[沉箱單位寬度體積]×沉箱單位重 殘留水位以上部分:

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

作用於參考點 A 之右方 9.70m 處

其中

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

殘留水位以下部分:

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

作用於參考點 A 之右方10.42m 處

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

基腳:[基腳單位寬度體積]×基腳單位重

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

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

背填土:[背填土單位寬度體積]×背填土單位重

殘留水位以上部分:

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

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

殘留水位以下部分:

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

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

(i) 計算殘留水壓與上揚力

殘留水壓:  $\frac{1}{2}(2.13-0.9)^2 \times 1.03 = 0.78t/m$ 作用於 *EL*.-13.4*m*以上14.71*m*(=2.13-(-13.4)- $\frac{2}{3}(2.13-0.9)$ )處 [0.9-(-13.4)]×(2.13-0.9)×1.03 = 18.12*t/m* 作用於 *EL*.-13.4*m*以上7.15*m*(= $\frac{0.9-(-13.4)}{2}$ )處 上揚力:  $\frac{1}{2}(2.13-0.9)\times(1.5+17.6+1.5)\times1.03 = 13.05t/m$ 作用於參考點 A 之右方13.73*m*(= $\frac{2}{3}\times(1.5+17.6+1.5)$ )處

以上步驟所計算之作用於結構的力量,其大小、位置與方向皆標 示於圖 4.3.3 地震時作用於結構之力量示意圖。



# 圖 4.3.3 地震時作用於結構之力量示意圖

(j) 在分別計算影響結構穩定性之所有力量後,由力平衡觀點估算 結構抗滑動與抗傾覆之安全係數,如下 穩定(以 A 為參考點):

	力量(t/m)	作	用位置(m)	力矩(t-m/m)
主動土壓垂直分力	30.2	×	19.10 =	575.292
堤面垂直向下之穩定力量	53.86	×	10.30 =	554.717
沉箱垂直向下之穩定力量 (殘留水面以上	<u>1</u> 108.91	×	9.70 =	1056.427
沉箱垂直向下之穩定力量 (殘留水面以下	274.14	×	10.42 =	2856.539
基腳垂直向下之穩定力量	8.84	×	10.30 =	91.052
背填土垂直向下之穩定力量 (殘留水面以上	10.99	×	19.85 =	218.132
背填土垂直向下之穩定力量 (殘留水面以下	1 22.70	×	19.85 =	450.496
	532.79			5803.461
上揚九	] 13.05			
	496.51			
傾覆(以A點為參考點):

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

#### 227.67

2530.067

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

$$e_{ex} = \frac{\begin{bmatrix} 2530.067 - 30.12 \times (19.10 - 10.30) + 108.91 \times (10.30 - 9.70) \\ -274.14 \times (10.42 - 10.30) - 10.99 \times (19.85 - 10.30) - 22.70 \times (19.85 - 10.30) \end{bmatrix}}{496.51}$$

 $= 3.98m > \frac{20.6}{6} = 3.43m$  ......ok

- (k) 重複步驟(d)~(j), 直至構造物之臨界穩定狀態, 也就是  $F_{ss} < 1.0$ 或  $F_{so} < 1.1$ 時,取其地震係數 $k_h \land k_t$ ,本文分析之案例最後運 算結果 $k_t = 0.167$ ,所以安全係數 $F_s = \frac{k_t}{k_e} = \frac{0.167}{0.15} = 1.1133$ ,因其安 全係數大於 1,合乎安定標準,故不進行位移計算。
- (2) 當構造物遭受 Level 2(迴歸期 475)之地震力作用時,因台中地區 迴 歸 期 475 年 地 震 地 表 加 速 度 係 數 Z = 0.33,因此以  $k_e = \frac{1}{3}(0.33)^{\frac{1}{3}} = 0.23$ 為地震力等級 Level 2 之設計地震係數,分析結 果構造物此時之安全係數  $F_s = \frac{k_e}{k_e} = \frac{0.167}{0.23} = 0.7261$ ,透過表 3.5.3 之 經驗公式可得到構造物之最大水平位移 d=61.0cm,沉陷量 s=28.8cm,正規化水平位移 d/H=8.01%,對照表 3.2.8 國際航海 協會重力式碼頭功能性等級(定量)對損壞程度的界定範圍,可得 知此時為功能性等級 之損壞程度。

以 921 集集地震之地震力對本分析案例之影響而言,其地震係數 以 k<sub>e</sub> =  $\frac{1.62}{9.81}$  = 0.164 來代入運算,藉由構造物安全係數之運算並對應 表 3.5.3 之經驗公式,可得到最大水平位移 d=22.2cm,沈陷量 s=15.8cm,正規化水平位移 d/H=3.70%,以正規化水平位移而言, 擬靜力分析法之分析結果與實際情形相近,準確度較高,但值得 注意的是,其中最大水平位移之誤差較大,若以正規化水平位移 乘上碼頭高度來換算,則結果為 d=47.7cm,較合乎實際損壞情 形,因此,在運用擬靜力分析法時,最大水平位移由正規化水平 位移來換算,分析結果之可信度較高。

## 4.4 利用簡便動力分析法進行耐震評估

重力式碼頭之簡便動力分析法乃運用於 B、C 等級結構之細部設 計,或S、A 等級之初步設計之檢核評估,利用 3.5 節介紹之滑動塊體 法,將碼頭結構本體理想化為一會滑動之剛體,地震力以作用於結構 體基礎之地震歷時表示,塊體在受地震力作用時會因慣性力而有向外 滑移之趨勢,當此滑移之驅動力大於滑動面之極限抗剪力時,塊體會 有滑動的情況產生,此時之加速度為臨界滑動加速度,將地表加速度 大於臨界滑動加速度的部分雙重積分,可得到構造物之滑動位移量, 因此首先需推估結構之臨界滑動加速度,即初始滑動加速度*a*, 當滑 移驅動力等於滑動面極限抗剪力時,初始滑動加速度可由式(3-22)反覆 迭代後求得,推估結果如下,

$$a_{t} = \left(\mu_{b} - \frac{P_{ae}\cos\delta - \mu_{b}P_{ae}\sin\delta}{W_{g}}\right)g = 1.41m/s^{2} = 141cm/s^{2} = 141gal$$

其中

Pae:運用式(4-8)

 $\mu_b$ :壁體與基礎接觸面之摩擦係數(=0.6)

 $\delta$ :壁面摩擦角(=15°)

 $W_s$ :結構每單位寬度重量,以沉箱各部分單位重×各部分對應之面積來 計算

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



圖 4.4.1 重力式碼頭簡便動力分析評估流程圖

而因本分析案例大致上呈南北座向,因此以清水國小於 921 集集 地震時南北向之歷時記錄(圖 4.4.2)而言,記錄值最大加速度為162gal, 結構之初始滑動加速度 a<sub>i</sub> = 141gal 小於記錄值,因此推估結構體滑動位 移量為 0.01 公尺如圖 4.4.3 所示。但以上皆為假設沒有土壤液化現象 之前提下得到的分析結果,若考慮土壤液化現象,則需重新評估結構 耐震性能,否則會遠遠低估結構損壞程度。



圖 4.4.2 TCU059 清水國小於 921 集集地震之歷時記錄(南北向)



圖 4.4.3 本案例背填土未液化之碼頭滑動量分析結果

### 4.5 小結

由 4.3 節利用簡便分析法之檢核結果,台中港 1~3 號重力沉箱式碼 頭,在遭受 Level 1(迴歸期 75 年)之地震力作用時,具有安全係數 *F<sub>s</sub>*=1.1133之耐震能力,而在遭受 Level 2(迴歸期 475 年)之地震力作用 時,具有安全係數 *F<sub>s</sub>*=0.7261,其最大水平位移 d=61.0cm,沉陷量 s=28.8cm,正規化水平位移 d/H=8.01%,相當於等級 之損壞程度,即 如表 4.5.1 所示之耐震性能,也就是構造物於 Level 2(迴歸期 475 年)地 震力作用下接近崩塌破壞,因此,本分析案例通過檢核,其損壞程度 符合功能目標之要求,不需進行補強或重新設計。

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

表 4.5.1 本計畫分析案例之耐震性能

對於一個新重力式碼頭構造物,首先當然也是選擇功能目標,在 選定功能目標後可由各變位參數值反推安全係數 $F_s$ ,以決定結構之臨 界安定震度 $k_i$ ,確定構造物之設計,例如,本案例若現在要求構造物之 功能目標為A,地震力等級 Level 2,也就是迴歸期約 475 年的地震力 作用下,功能性等級為等級 II 可恢復,則由表 3.2.8,國際航海協會對 重力式碼頭功能性等級各變位參數定量的定義,可得此時正規化水平 位移 d/H 必須小於 1.5% 5.0% ,再由表 3.5.3 中之經驗公式反推安全 係數 $F_s$ 需大於 0.908,因設計震度 $k_e$ 已知為 0.23,故便可得到臨界安定 震度 $k_e$ 需大於 0.21,來確定結構之設計。

由 4.4 節利用簡便動力分析法之檢核結果,台中港 1~3 號重力沉箱 式碼頭在遭遇如 921 集集地震之地震力作用時,因為地震加速度最大 值超過初始滑動加速度 *a*<sub>*i*</sub>,所以在土壤沒有液化之疑慮的情況下,滑 動位移量為 0.01 公尺。

## 第五章 板樁式碼頭功能性評估例探討

本章以安平港 31 號鋼板樁式碼頭為實例,碼頭標準斷面圖如 5.1 所示,首先,選定功能目標,地震等級參考日本港灣協會與國際航海 協會之建議,分為 Level 1 (迴歸期 75年)與 Level 2 (迴歸期 475 年)之地震力,功能性等級則參考國際航海協會建議之分類,分為等 級 I 可使用、等級 II 可修復、等級 III 接近崩塌破壞與等級 IV 崩塌破 壞四個部分,因安平港 31 號碼頭為散雜貨碼頭,而整個耐震設計流 程此案例為既有之構造物,已建造完成,故略過設計步驟直接進行檢 核的部分,其中本案例與重力式碼頭相同,依設計規範利用用途係數 所對應結構物種類之等級,本案例設計之用途係數為1,對照規範之結 構物種類為 B 級如表 4.2.1 港灣結構物之用途係數,遂選定本分析案例 功能目標為等級 B 之構造物,也就是在 Level 1 地震力作用構造物為可 使用, Level 2 地震力作用下構造物損壞程度為接近崩塌破壞,如表 5.1。

本文參考國際航海協會針對碼頭構造物所提出的耐震評估方法, 採用簡便分析法中之擬靜力分析法,與簡便動力分析法中之滑動塊體 法評估分析案例之耐震能力,構造物之基本設計條件將於 5.1 節列 出,並於 5.2 與 5.3 節分別討論其運用簡便分析法與簡便動力分析法 之評估結果。



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

表 5.1 本計畫分析案例選定之功能目標

### 5.1 設計案例基本條件

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

1. 一般條件

碼頭泊船噸位: 20,000DWT

板樁深度:EL.-28.70m

水深:EL.-11.50m

岸肩高程:EL.+2.4m

繫船柱能力:曲柱 70t

超載重:常時 3t/m<sup>2</sup>, 地震時 1.5t/m<sup>2</sup>

### 2. 自然條件

**潮位:**H.H.W.L. EL.+1.77m

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

M.W.L. EL.+0.67m

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

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

### 3. 材料性質

(1)土壤性質

各土壤層性質分佈情形如圖 5.1.1 所示。

(2)摩擦係數

鋼板與砂土:δ=15度

(3)安全係數

抗滑動:  $F_{ss} \ge 1.1$  (地震時)

抗傾覆:  $F_{so} \ge 1.2$  (地震時)

EL. <u>+2.40 m</u>				
EL. +1.40 m	<b>→</b> A P	• =32	=1.8 t/m <sup>3</sup> $^{1}$	R.W.L. +0.77 m
	° =32	$=1.0 \text{ t/m}^{3}$	2	
				EL10.17 m
考慮超挖 EL12.0 m	° =30	$=1.0 \text{ t/m}^{3}$	3	EL11.67 m
4	° =32	$=1.0 \text{ t/m}^{3}$	4	EL14.67 m
5	° =20	$=0.9 \text{ t/m}^3$	$5 c=1.09 t/m^3$	EL16.17 m
6	• =32	$=1.0 \text{ t/m}^{3}$	6	EL19.17 m
7	° =30	$=1.0 \text{ t/m}^{3}$	7	EL20.67 m
8	° =20	$=0.87 \text{ t/m}^3$	$^{8}$ c=2.19 t/m <sup>3</sup>	EL22.17 m
9	=30 °	$=1.0 \text{ t/m}^{\circ}$	9	EL23.67 m
10	° =20	$=0.9 \text{ t/m}^3$	10	EL 26 67 m
11	=29	$=1.0 \text{ t/m}^{3}$	$c=2.8 t/m^3$	EL20.07 M
	=20	$=0.9 t/m^3$		EL29.67 m
12	0	0.7 0111	$c=2.8 t/m^3$	EL31.17 m

# 圖 5.1.1 本案例各層土壤性質分佈情形

### 5.2 利用簡便分析法進行耐震評估

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



#### 圖 5.2.1 板樁式碼頭簡便分析流程圖

(1)首先,採 Level 1(迴歸期約 75 年)之地震力為設計地震力,由式
(5-1) [20]計算迴歸期約 75 年設計地震係數為 0.189 0.143,取
k<sub>e</sub> = k<sub>b</sub> = 0.15

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

$$a_{gr} = a_g \cdot \left(\frac{T_r}{475}\right)^{0.3 \sim 0.45} = 0.33 \cdot \left(\frac{75}{475}\right)^{0.3 \sim 0.45} = 0.189 \sim 0.143$$
(5-1)

(a)計算殘留水位(R.W.L.)

板樁式: 
$$R.W.L = \frac{1}{3}(M.H.W.L - M.W.L) + M.W.L$$
.....(5-2)  
=  $\frac{1}{3}(0.96 - 0.67) + 0.67 = 0.77m$ 

(b)計算主動土壓力

若土壤於殘留水位以下,則需將地震係數 $k_h$ 加以修正,修正後地震係數 $k'_h$ 可由式(5-2)求得

γ:飽和土壤在空氣中單位體積重

地震合成角:

殘留水位以上: $\psi = \tan^{-1} k_h$  ......(5-3)

因此由式(5-5)可得地震主動土壓力係數*K<sub>aei</sub>*,本案例各土 層之主動土壓力係數計算結果如表 5.2.1 各層土壤之地震 主動土壓力係數。

$$K_{aei} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi)}{\cos\psi \cos(\psi + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta)\sin(\phi_i - \psi)}{\cos(\psi + \delta)}}\right]^2} \dots (5-5)$$

 $\phi_i$ : i 土層土壤內摩擦角

δ:板樁與土壤間的摩擦角

層數	$k_{_{hi}}$	$\phi_{i}$	$C_{i}$	$\delta_{i}$	$\Psi_i$	K <sub>aei</sub>
Φ	0.150	32.0	0	15.0	8.53	0.380
0	0.300	32.0	0	15.0	16.70	0.524
3	0.300	30.0	0	15.0	16.70	0.563
٩	0.300	32.0	0	15.0	16.70	0.524
5	0.317	20.0	1.09	15.0	17.57	0.908
6	0.300	32.0	0	15.0	16.70	0.524
Ō	0.300	30.0	0	15.0	16.70	0.563
8	0.322	20.0	2.19	15.0	17.87	0.929
9	0.300	30.0	0	15.0	16.70	0.563
10	0.317	20.0	2.80	15.0	17.57	0.908
ŭ	0.300	29.0	0	15.0	16.70	0.583

表 5.2.1 本案例之地震主動土壓力係數

地震主動土壓P<sub>aei</sub>:

當地震主動土壓力作用於板樁時與水平成夾角δ之力量,真 正作用於板樁之力量為水平分力,所以需將地震主動土壓力 轉成水平分力,由式(5-6)可得,各土層地震主動土壓力之 水平分力如表 5.2.2 地震主動土壓力之水平分力。

 $P_{aei} = K_{aei} \times (\sum \gamma_i h_i + w) \times \cos \delta$   $w : 超載 \equiv (t/m^2)$ (5-6)

#### δ:板樁與土壤間的摩擦角

由圖 5.1.1 所示,地震主動土壓力中土層⊕位於殘留水位之上,所以於表 5.2.2 中土層⊕單位重則為濕土單位重,其餘 土層階於殘留水位以下則以水中土壤單位重。

層 各層水平主動土 各層水平主動土 厚度 各層主動土壓 單位重 壓合力(t/m) 壓力值(t/m<sup>2</sup>) 力作用位置(m) 數 (m)  $(t/m^3)$ 上緣 0.550 E L .+1.45 1.63 1.80 1.773 Φ 下緣 1.626 上緣 2.244 E L.-5.71 10.94 \*1.00 54.824 Ø 下緣 7.779 上緣 8.354 E L .-10.93 ð 1.50 \*1.00 13.143 下緣 9.170 上緣 8.538 E L.-13.21 \*1.00 3.00 27.891 ⊕ 下緣 10.056 上緣 17.429 E L.-15.43 1.50 \*0.90 27.031 6 下緣 18.613 上緣 10.739 E L .-17.70 \*1.00 34.494 6 3.00 下緣 12.257 上緣 13.164 E L .-19.93 Ø 1.50 \*1.00 20.357 下緣 13.979 上緣 23.095 \*0.87 E L.-21.43 8 1.50 35.522 下緣 24.267 上緣 14.688 E L .-22.93 1.50 \*1.00 22.643 0 下緣 15.503 上緣 25.019 E L.-25.20 \*0.90 Ø 3.00 79.585 下緣 28.038 上緣 17.597 E L .-27.70 2.03 \*1.00 36.882 U 下緣 18.740 備註:\*為土壤水中單位重

表 5.2.2 本案例地震主動土壓力之水平分力

被動土壓力計算與主動土壓力相同,土壤於水位以下則需將 地震係數 $k_n$ 加以修正,可由式(5-2)求得修正後之地震係數  $k'_h$ ,且由式(5-3)或式(5-4)求得地震合成角 $\psi$ ,因此由 式(5-7)求得各土層地震被動土壓力係數,如表 5.2.3 本案 例之各層地震被動土壓力係數。

$$K_{Pei} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi)}{\cos\psi \cos(\psi + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta)\sin(\phi_i - \psi)}{\cos(\psi + \delta)}} \right]^2} \dots (5-7)$$

層數	$k_{_{hi}}$	$\phi_{i}$	$C_i$	$\delta_{_i}$	${\pmb \psi}_i$	$K_{_{pei}}$
٢	0.300	32.0	0	15.0	16.70	4.162
6	0.317	20.0	1.09	15.0	17.57	1.803
6	0.300	32.0	0	15.0	16.70	4.162
Ō	0.300	30.0	0	15.0	16.70	3.670
8	0.322	20.0	2.19	15.0	17.87	1.768
Ø	0.300	30.0	0	15.0	16.70	3.670
10	0.317	20.0	2.80	15.0	17.57	1.803
۵	0.300	29.0	0	15.0	16.70	3.447

表 5.2.3 本案例之地震被動土壓力係數

地震被動土壓P<sub>aei</sub>:

地震被動土壓力與地震主動土壓力相同,需將地震被動土壓 力轉成水平分力,由式(5-8)可得,各土層地震主動土壓力 之水平分力如表 5.2.4 所示。

由圖 5.1.1 所示, 土層⊕因考慮超挖所以土層⊕之厚度則為

2.67 公尺,且地震被動土壓力中土層階於水位以下,所以於 表 5.2.4 中土層單位重則皆為水中土壤單位重。

層數	厚度 (m)	單位重 (t/m <sup>3</sup> )	各層水平主動土 壓力值(t/m <sup>2</sup> )		各層水平主動 土壓合力(t/m)	各層主動土壓 力作用位置(m)	
		(*****)	上緣	0			
٩	2.67	*1.00	下緣	10.7.4	14.330	E L13.78	
4	1.50	*0.00	上緣	4.650	۰ ۲27	EL 1547	
0	1.30	*0.90	下緣	7.000	8./3/	E L13.47	
6	2.00	*1.00	上緣	16.162	(( 57(	E   17.91	
Ø	3.00	*1.00	下緣	28.222	00.376	E L1/.81	
5	1.50	*1.00	上緣	24.885	41 215	E   10.04	
Ø	1.30	*1.00	下緣	30.202	41.515	L L17.74	
	1.50	*0.97	上緣	14.547	22 401	EL 2144	
8	1.50	*0.87	下緣	16.775	23.491	E L21.44	
0	1.50	*1.00	上緣	34.828	56 220		
8	1.50	*1.00	下緣	40.145	56.230	E L22.94	
	2.00	*0.00	上緣	19.712	(( ))(	E L 25.22	
1.0	3.00	*0.90	下緣	24.423	00.210	E L23.22	
4	2.02	*1.00	上緣	46.699	101 (50	EL 27.71	
U	2.03	*1.00	下緣	53.458	101.659	EL27.71	
備詞	主:*為土	_ 壤水中單	位重				

表 5.2.4 本案例地震被動土壓力之水平分力

(d)計算地震時動水壓力

 $P_{dw} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H_w^2$  (5-9)

P<sub>dw</sub>:地震時動水壓力之合力

 $\gamma_w$ :海水單位重 = 1.03t/m<sup>3</sup>

H<sub>w</sub>:潮位深度

由 5.1 節自然條件中得知,潮位有最高高潮位、朔望平均高 潮位、平均海平面、朔望平均低潮位與最低低潮位共五種, 且地震時動水壓力與潮位深度有關,所以在計算地震時動水 壓力時,則需考慮五種不同之潮位,如表 5.2.5 各潮位之地 震時動水壓力。

潮位高度 ( m )	各潮位地震動 水壓力(t/m)	各潮汐地震動水壓 力作用位置(m)
E L .+1.77	17.089	E L6.49
E L .+0.96	15.138	E L6.82
E L .+0.67	14.468	E L6.93
E L .+0.39	13.853	E L7.04
E L0.37	12.190	E L7.35

表 5.2.5 各潮位之地震時動水壓力

(e)計算殘留水壓力

當潮位低於殘留水位時,殘留水壓力可依式(5-10)與式 (5-11)計算求得,若潮位高於殘留水位時,則無殘留水壓 力。

 $P_{w} = \gamma_{w} \times h_{w} \tag{5-10}$ 

 $P_{rw} = \frac{1}{2} P_{w} h_{w} + P_{w} (H_{w} + D_{emb}) \dots (5-11)$ 

- $P_w$ :殘留水壓(t/m<sup>2</sup>)
- $\gamma_w$ :海水單位重 = 1.03t/m<sup>3</sup>
- h<sub>w</sub>:殘留水位與潮位差
- P<sub>rw</sub>:殘留水壓之合力
- D<sub>emb</sub>:板樁埋入深度

殘留水壓力與地震動水壓力相同,與潮位深度有關,所以在 計算殘留水壓力時,也需考慮五種不同之潮位,如表 5.2.6 各潮位之殘留水壓力。

潮位高度 ( m )	各潮位殘留水 壓力(t/m)	各潮汐殘留水壓力 力作用位置(m)
E L.+1.77	0	0
E L .+0.96	0	0
E L.+0.67	3.030	E L13.99
E L .+0.39	11.460	E L14.06
E L0.37	33.934	E L14.25

表 5.2.6 各潮位之殘留水壓力

以上步驟所計算作用於結構之力量,其大小、位置與方向皆 標示於圖 5.2.2 地震時作用於結構力量示意圖。



### 圖 5.2.2 地震時作用於結構力量示意圖

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

# 穩定(以AP 為力矩原點)

被動土壓力:

	土層	力量(t/m)		作用位置(m)		力矩(t-m/m)
	٩	14.330	×	15.180	=	217.532
	5	8.737	×	16.870	=	147.404
	6	66.576	×	19.206	=	1278.652
	Ø	41.315	×	21.344	=	881.838
	8	23.491	×	22.838	=	536.480
	Ø	56.230	×	24.338	=	1368.516
	D)	66.216	×	26.216	=	1762.896
+	ŭ	101.659	×	29.108	=	2959.079
		378.554				9152.397

傾覆(以AP 為力矩原點)

主動土壓力	:
-------	---

	土層	力量(t/m)		作用位置(m)		力矩(t-m/m)
	Φ	1.773	Х	-0.051	=	-0.090
	Ø	54.824	×	7.107	=	389.635
	3	13.143	×	12.332	=	162.074
	٩	27.891	×	14.611	=	407.513
	5	27.031	×	16.828	=	454.887
	6	34.494	×	19.103	=	658.946
	Ø	20.357	×	21.328	=	434.158
	8	35.522	×	22.826	=	810.827
	Ø	22.643	×	24.327	=	550.833
	10	79.585	×	26.598	=	2116.846
+	۵	36.882	×	29.096	=	1073.107
		378.554				7058.736

#### 動水壓與殘留水壓

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

動水壓					殘留水壓					
潮位	力量		作用位置		力量		作用位置	-	力矩	
	(t/m)		(m)		(t/m)		(m)		(t-m/m)	
EL.+0.77	17.089	×	7.892	+	0	×	0	=	134.865	
EL.+0.96	15.138	×	8.216	+	0	×	0	=	124.370	
EL.+0.67	14.468	×	8.332	+	3.030	×	15.390	=	167.180	
EL.+0.39	13.835	×	8.444	+	11.460	×	15.460	=	293.997	
EL0.37	12.190	×	8.748	+	33.934	×	15.648	=	637.648	

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

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

- (g)重複步驟(a) (f),直至構造物為臨界穩定狀態,取其地震係數k,為k,,本案例最後運算結果k,=0.1649,因此構造物之整體安全係數F<sub>s</sub> = k/k<sub>e</sub> = 0.1648/0.15 = 1.0993,其安全係數大於1, 合乎安定標準所以不進行位移計算。
- (2)當構造物遭受到 Level 2(迴歸期 475 年)之地震力作用時,因台 南地區迴歸期 475 年地震地表加速度係數 Z = 0.33,因此以  $k_e = \frac{1}{3}(0.33)^{\frac{1}{3}} = 0.23$ 為地震力等級 Level 2 之設計地震係數,分析

結果構造物此時之安全係數 $F_s = \frac{k_i}{k_e} = \frac{0.1648}{0.23} = 0.717$ ,透過表 3.5.4 之經驗公式可得到構造物之最大水平位移 d=47.08cm,沉陷量 s=15.20cm,正規化水平位移 d/H=6.59%,對照表 3.2.9 國際航 海協會板樁式碼頭功能性等級(定量)對損壞程度的界定範圍, 可得正規化水平位移超出損壞程度等級 I,且等級 II、等級 III 與等級 IV 皆為待定,故還無法判定此損壞等級。

### 5.3 利用簡便動力分析法進行耐震評估

板樁式碼頭之簡便動力分析與重力式碼頭相同運用於 B、C 等級 結構之基本設計,或 S、A 等級之初步設計作為檢核評估,利用 3.5 節介紹之板樁式碼頭滑動塊體法,板樁與破壞面以上土壤理想化為一 會滑動剛體,地震作用於整塊剛體,塊體受地震力作用時有向外滑移 現象,當向外滑移之地震力超越極限抵抗塊體向外滑移之力時,塊體 則開始會有滑移的情況產生,此時地震力之震度為臨界滑動震度,並 將此震度轉換為臨界滑動加速度*a*, 再與地表加速度大於臨界滑動加 速度*a*,的部分作雙重積分,可得構造物之滑動位移量,因此首先需推 估結構之臨界滑動震度*k*,此震度可由下式求得,

 $\alpha_{ae}$ :土壤等效破壞面夾角

W:滑動塊體總重

- *P<sub>Pe</sub>*:被動土壓力合力
- m:當錨碇完全有效時,m=1、無效時,m=0

T<sub>x</sub>:地震時板樁之錨碇力

U:靜態水壓力,下標1為陸側;2為海側

 $\Delta U_i$ : 動態水壓力

- $\Delta U_s$ : 超額孔隙水壓力
  - (1)土壤等效破壞面夾角

由圖 5.1.1 本案例各層土壤性質分佈情形可知,板樁底端位於 陸側第十一層土壤,若以板樁底層土壤計算整體土壤主動破壞 面夾角,則會與真實狀態不符,所以必需計算等效主動破壞面 夾角α<sub>ae</sub>,由式(5-13)得知等效破壞面夾角由土壤的內摩擦角 求得,所以必需先估算整體土壤之等值內磨差角φ<sub>eq</sub>,等值內摩 擦角由各層土壤實際主動破壞面其對應體積換算求得如式 (5-14)所示,

$$\alpha_{ae} = \phi_{eq} + \tan^{-1} \left[ \frac{-\tan \phi_{eq} + \sqrt{\tan \phi_{eq} \left( \tan \phi_{eq} + \cot \phi_{eq} \right) \cdot \left( 1 + \tan \delta \cdot \cot \phi_{eq} \right)}}{1 + \tan \delta \cdot \left( \tan \phi_{eq} + \cot \phi_{eq} \right)} \right]$$
(5-13)

δ:板樁與土壤間的摩擦角

$$\phi_{eq} = \frac{\sum \phi_i \cdot m_i}{\sum m_i} \dots (5-14)$$

 $\phi_i$ : 第 i 層土壤內摩擦角

m;:第i層土壤實際主動破壞面所對應體積



## 圖 5.3.1 板樁式碼頭簡便動力分析評估流程圖



### 圖 5.3.2 土壤實際主動破壞面示意圖



## 圖 5.3.3 土壤等效主動破壞面示意圖

如圖 5.3.2,計算各層實際主動破壞面夾角與其所對應體積,計 算結果如下表所示,

	土層厚度	$\pmb{\phi}_i$	$lpha_{i}$	對應體積	
□□□	(m)	(度)	(度)	( m <sup>3</sup> )	
Φ	1.63	32.0	58.177	33.313	
۵	10.94	32.0	58.177	180.915	
٩	1.50	30.0	56.860	18.979	
٩	3.00	32.0	58.177	33.696	
Ō	1.50	20.0	49.518	14.492	
6	3.00	32.0	58.177	24.270	
Ø	1.50	30.0	56.860	10.004	
8	1.50	20.0	49.518	8.310	

表 5.3.1 實際主動破壞面夾角及對應體積

9	1.50	30.0	56.860	6.615
tØ	3.00	20.0	49.518	7.920
ŭ	2.03	29.0	56.187	1.380

依上表計算結果代入式(5-14)求得等值內磨差角

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

再依上是計算結果代入式(5-13)求得等效破壞面夾角

$$\alpha_{ae} = 30.7 + \tan^{-1} \left[ \frac{-\tan 30.7 + \sqrt{\tan 30.7 (\tan 30.7 + \cot 30.7) \cdot (1 + \tan 15 \cdot \cot 30.7)}}{1 + \tan 15 \cdot (\tan 30.7 + \cot 30.7)} \right]$$
  
= 57.321

#### (2) 滑動塊體總重

地震加速度超出臨界加速度時,向外滑移之塊體為破壞面上方 土壤,所以計算滑動塊體總重,必需先估算各層土壤於破壞面 以上之體積,再乘上各層土壤單位重,如式(5-15)所示,本 案例利用上節計算所得等效破壞面夾角如圖 5.3.3 ,估算土壤 於破壞面以上所對應之體積及其土壤重,計算結果如表 5.3.2 所 示,

 $W = \sum M_i \cdot \gamma_i \tag{5-15}$ 

M<sub>i</sub>:第i層土壤破壞面以上所對應之體積

當地震加速度超越臨界加速度時,塊體開始往前滑移,此時滑 移之塊體包含土壤與水,所以於表 5.3.2 中土壤單位重除了土 層由位於殘留水位以上,以濕土單位重計算,其餘皆以飽和單位 重計算。

位	土層厚度	單位重	$\alpha_{ae}$	$M_{i}$	W <sub>i</sub>	ゆ手	
置	(m)	( t/m <sup>3</sup> )	(度)	( m <sup>3</sup> )	(t)	總里	
Ē	1.63	*1.80	57.321	31.666	57.000		
2	10.94	2.00	57.321	168.427	336.854		
3	1.50	2.00	57.321	17.108	34.217		
生	3.00	2.00	57.321	29.886	59.773		
5	1.50	1.90	57.321	12.779	24.279		
б	3.00	2.00	57.321	21.227	42.453	611.245	
(7)	1.50	2.00	57.321	8.448	16.897		
8	1.50	1.87	57.321	7.005	13.099		
Ø	1.50	2.00	57.321	5.562	11.123		
ĽØ	3.00	1.90	57.321	6.794	12.907		
	2.03	2.00	57.321	1.322	2.643		
*濕土單位重,其餘為飽和單位重							

表 5.3.2 滑動塊體總重

(3)地震時板樁之錨碇力

本案例考慮地震時最危險狀態下,所以地震時板樁之錨碇力不計,所以 m=0。

(4)靜水水壓力

靜水壓力可由式(5-16)與式(5-17)求得,其中海側靜水壓 力與潮汐水位有關,且海側靜水壓力為抵抗地震時向外滑移之 力量,因本案例考慮最危險的狀態下,所以計算海側靜水壓力 時依最低潮位,其計算結果如下式,

陸側靜水壓力:

 $U_{1} = \frac{\gamma_{w} \cdot H_{sub}^{2}}{2 \cdot \sin(\alpha_{ac})} \dots (5-16)$   $\gamma_{w} : 海水單位重 = 1.03t/m^{3}$   $H_{sub} : 殘留水位至板樁底端高度 = 29.47m$   $\alpha_{ac} : 等效破壞面夾角=57.321^{\circ}$   $U_{1} = \frac{1.03 \cdot (29.47)^{2}}{2 \cdot \sin(57.321)} = 531.38 t/m$ 海側靜水壓力 :  $U_{2} = \frac{\gamma_{w} \cdot (H_{w} + D_{emb})^{2}}{2} \dots (5-17)$   $H_{w} : 潮位深度(最低潮位) = 11.63 m$   $D_{emb} : 板樁埋入深度 = 16.7 m$  $U_{2} = \frac{1.03 \cdot (11.63 + 16.7)^{2}}{2} = 413.33 t/m$ 

(5)地震動水壓力

地震動水壓力,在簡便分析中已詳細說明。

(6)超額孔隙水壓

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

(7)計算臨界滑動震度

利用式(5-12)計算臨界滑動震度,其中被動土壓力合力 $P_{P_e}$ 本身及地震動水壓力 $\Delta U_i 與 k_i$ 有關,故需以疊代方式重複(1) (6)步驟,計算至式(5-12)之 $k_i$ 與計算 $P_{P_e} Q \Delta U_i 之 k_i$ 收斂, 此 $k_i$ 則為臨界滑動震度。

#### 推估結果

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

W  $P_{Pe}$  $\Delta U_{i2}$  $U_1$  $U_2$  $k_{t}$  $\phi_{eq}$  $\alpha_{ae}$ ( t/m ) ( t/m ) ( t/m ) (t/m) (t) 30.694 611.245 413.333 0.1869 57.321 325.947 531.383 15.186

表 5.3.3 k, = 0.1869 之各項計算值

依上表計算結果代入式 (5-12):

$$k_{t} = \frac{1}{611.245} \cdot \begin{bmatrix} 325.947 + 413.333 - 15.186 - 611.245 \cdot \tan(57.321 - 30.694) \\ -531.383 \cdot \frac{\sin(30.694)}{\cos(57.321 - 30.694)} \end{bmatrix}$$
  
= 0.1869

上式所計算之 $k_i$ 與表 5.3.3 之 $k_i$ 相符,所以臨界滑動震度  $k_i = 0.1869$ ,由此臨界滑動震度轉換為臨界滑動加速度如下式所示,

 $a_{y} = k_{t} \cdot g = 0.1869 \times 9.81 = 1.833 \, m/s^{2} = 183.3 \, cm/s^{2} = 183.3 \, gal$ 

本案例簡便分析之結果,臨界滑動加速度為*a<sub>y</sub>*=183.3*gal*,921 集集地震於安平地區之地震歷時記錄皆小於臨界滑動加速度,故 結構體遭遇如 921 集集地震應沒有任何滑動位移量,以上分析皆 假設土壤沒有液化之情形,若考慮液化現象,則需重新評估結構 耐震性能,否則會低估結構損壞程度。

### 5.4 小結

由 5.2 節利用簡便分析法之檢核結果,安平港 31 號板樁式碼頭, 在遭受 Level 1(迴歸期 75 年)之地震力作用時,具有安全係數 *F*<sub>s</sub> =1.0993 之耐震能力,而在遭受 Level 2(迴歸期 475 年)之地震力作用時,具有 安全係數 F<sub>s</sub> = 0.717,其最大水平位移 d=47.8cm,沉陷量 s=15.20cm, 正規化水平位移 d/H=6.59%,照表 3.2.9 國際航海協會板樁式碼頭功能 性等級(定量)對損壞程度的界定範圍,可得正規化水平位移超出損壞程 度等級 I,且等級 II、等級 III 與等級 IV 皆為待定,故還無法判定此損 壞等級。

對於一個新板樁式碼頭構造物,首先與重力式碼頭相同也是選擇 功能目標,在選定功能目標後可由各變位參數值反推安全係數 $F_s$ ,以 決定結構之臨界安定震度 $k_i$ ,確定構造物之設計,例如,本案例若現在 要求構造物之功能目標為 S,地震力等級 Level 2,也就是迴歸期約 475 年的地震力作用下,功能性等級為等級 I 可使用,則由表 3.2.9,國際 航海協會對板樁式碼頭功能性等級各變位參數定量,可得此時正規化 水平位移 d/H 必須小於 1.5%,再由表 3.5.4 中之經驗公式反推安全係數  $F_s$ 需大於 1.933,因設計震度 $k_e$ 已知為 0.23,故便可得到臨界安定震度  $k_i$ 需大於 0.44,來確定結構之設計。

本分析案例設計於九十一年十月,為 921 集集地震之後,且安平 地區於 921 集集地震測站歷時記錄之最大加速度小於結構臨界滑動加 速度,所以在土壤沒有液化的情況下,不會有任何位移量,若未來有 需要其之後分析方法與重力式碼頭相同,則可參考重力式碼頭。

# 第六章 棧橋式碼頭功能性評估例探討

本章以基隆港東 11 號棧橋式碼頭延伸段為實例,碼頭斷面圖如 圖 6.1 所示,首先,選定功能目標,地震等級參考建築物耐震設計規 範所提供之設計地震力,主要是以迴歸期 475 年的地震水準為功能目 標,功能性等級則參考 PIANC 建議之分類,分為等級 I 可使用、等級 II 可修復、等級 III 接近崩塌破壞與等級 IV 崩塌破壞四個部分,因基 隆港 11 號碼頭延伸段為貨櫃碼頭,而整個耐震設計流程此案例為既有 之構造物,已建造完成,故略過設計步驟直接進行檢核的部分,其中 本案例與重力式碼頭相同,依設計規範利用用途係數所對應結構物種 類之等級,本案例設計之用途係數為 1,對照規範之結構物種類為 B 級,如表 4.2.1 港灣結構物之用途係數,遂選定本分析案例功能目標為 等級 B 之構造物。

本文參考港灣設計基準,針對棧橋式碼頭進行簡便分析,另外, 以ATC-40 針對鋼筋混凝土建築物提出的耐震評估法,如圖 6.3.1 棧橋 式碼頭耐震分析流程圖,作為棧橋式碼頭耐震能力之簡便動力分析, 構造物之基本設計條件於 6.1 節列出,於 6.2 節進行基隆港東 11 號棧 橋式碼頭延伸段耐震能力分析之簡便分析,並於 6.3 節進行簡便動力分 析。



圖 6.1 東 11 碼頭延伸段標準斷面圖

### 6.1 設計案例基本條件

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

#### 1. 結構形式

本案例為斜樁棧橋式碼頭,碼頭標準斷面圖及平面配置詳細情 況如圖 6.1 及圖 6.1.1 所示,碼頭上部結構為鋼筋混凝土梁版系 統,全長 50 公尺,寬 20 公尺;下部結構為鋼管樁組成,基樁尺寸 分為直徑 70 公分,厚 1.2 公分,其梁斷面尺寸、配筋如圖 6.1.2、圖 6.1.3 及圖 6.1.4 所示。

#### 2. 基本條件

(1) 一般條件

碼頭泊船噸位: 55,000DWT

設計水深:EL.-13.0m

碼頭面高程:EL.+3.2m

繫船柱能力:曲柱 100T

(2) 自然條件

**潮位:**M.H.W.L. EL.+4.42m

M.W.L. EL.+2.72m

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

地質: <u>N</u>=11

(3) 超載

平時:4(t/m<sup>2</sup>)

地震時:2(t/m<sup>2</sup>)

(4) 地震係數

水面上:Kh=0.115

水面下: Kh=0.230

碼頭結構體:Kh=0.115

(5) 單位重

鋼筋混凝土 2.45 t/m<sup>2</sup>

(6) 容許應力

混凝土

鋼筋混凝土 fc' >= 210 kg/cm<sup>2</sup>

純混凝土 fc' >= 140 kg/cm<sup>2</sup>

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

鋼筋  $fa = 1,410 \text{ kg/cm}^2$ 

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

地震、颱風、船舶靠岸時上述容許值增加 1/3。

構造用鋼管樁

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

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

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

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

剪應力  $\sigma a = 800 \text{ kg/cm}^2$
彈性模數  $Es = 2.3 \times 10^6$ 

斷面性質  $A = 226.454 \text{ cm}^2$ 

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

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

地震、颱風、船舶靠岸時,上項容許值增加1/2。



圖 6.1.1 碼頭樑版平面圖



圖 6.1.2 配筋斷面圖 G1、G1a (cm)



圖 6.1.3 配筋斷面圖 G1b、G2、G3 (cm)



圖 6.1.4 配筋斷面圖 G3a、B1 B2 B4 B5、B3 (cm)

## 6.2 簡便分析進行耐震評估

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

(1)假想固定點推求

本案例依張有齡氏之假想固定法,利用式 6-1 進而求取 β 值, 其假想固定點距地表面高度為 1/β 如圖 6.2.2 所示,其中橫向地 層反力係數之 SPT N 平均值由 SB-9 號鑽探結果求得,

Es = 地層土壤之彈性模數 (kg/m<sup>2</sup>) = Kh×D <張有齡>

Kh = 橫向地層反力係數 (kg/m<sup>3</sup>)

由"交通部港灣構造物設計基準"可知不論砂或黏土皆可以

Kh=0.15N 計算 (N為 SPT 貫入試驗 N值)

D = 基樁寬度 = 70 cm

t = 基樁厚度 = 1.2 cm



圖 6.2.1 假想地表面示意圖

假想地表面計算:

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

設計年限採 50 年銹蝕量,則海底銹蝕率=0.03 mm/year

故 50 年海水銹蝕量=0.03×50=1.5 mm

由以上計算可知鋼管樁外徑尚須扣除銹蝕厚度,計算如下: 外徑 D<sub>out</sub>=70-2×0.15=69.7 cm

內徑 D<sub>in</sub>=70-2×1.2=67.6 cm

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

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

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

假想固頂點距假想地表面之高度 1/β,本文在此不使用等值彈簧 模擬土壤勁度是因所有基樁皆打設至岩盤,故其入土深度超過 3/β 如此使用假想固定法其誤差將可控制在可接受之範圍且對 SAP2000 模型的建立更為簡便,而各樁長如下併圖(6.1.2)說明樁 號:

直樁₀ = 17.38 m

直樁2 = 16.96 m

斜樁3 = 17.40 m

斜樁4=14.97 m

斜樁5=15.86 m

斜樁6 = 13.65 m

直樁∅ = 12.88 m

直樁&=12.46 m

(2)計算各樁垂直力

由圖 6.1 所示,各樁之垂直力為各樁之上部結構之重量,依據圖 6.2.2 計算各樁之垂直力,



(a)一號樁垂直力

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

- (b)二號樁垂直力
  - $$\begin{split} V_2 &= 2.45 \times (4 \times 1.3 \times 2.2 + 1.2 \times 1.65 \times 1.325 + 2.8 \times 1.65 \times 0.3) + 2 \times (4 \times 2.95) \\ &= 61.451 \, t \end{split}$$
- (c)三號及四號斜群樁垂直力
- $V_{34} = 2.45 \times (4 \times 1.2 \times 1.325 + 3.35 \times 1.2 \times 1.325 + 2.8 \times 3.35 \times 0.3) + 2 \times (4 \times 4.55)$ = 71.926 t

### (d) 五號及六號斜群樁垂直力

- $V_{56} = 2.45 \times (4 \times 1.2 \times 1.325 + 3.35 \times 1.2 \times 1.325 + 2.8 \times 3.35 \times 0.3) + 2 \times (4 \times 4.55)$ = 71.926 t
- (e)七號樁垂直力
  - $V_7 = 2.45 \times (4 \times 1.3 \times 1.6 + 1.2 \times 1.65 \times 1.325 + 2.8 \times 1.65 \times 0.3) + 2 \times (4 \times 2.95)$ = 53.807 t

(f)八號樁垂直力

$$V_8 = 2.45 \times (4 \times 1.3 \times 1.6 + 1.2 \times 0.9 \times 1.325 + 2.8 \times 0.9 \times 0.3) + 2 \times (4 \times 2.2)$$
  
= 43.342 t

(g)垂直力總和

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

(3)計算地震力

Level 1  $K_h = 0.15$ 

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

Level 2  $K_h = 0.33$ 

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

(4)計算各樁水平力

由港灣設計準則可知地震力之水平力皆由斜群樁承擔,分配給各 斜群樁頭之水平力可由下式(6-2)及式(6-3)計算,

 $H_i = \frac{C_i}{\sum C_i} H \qquad (6-2)$ 

式中: $l_i$ =鋼管樁長(m)

A=鋼管樁之斷面積

*E*=鋼管樁之彈性模數

 $\theta_{i1}$ ,  $\theta_{i2}$  = 各樁與垂直方向之夾角

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

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

(a)Level 1⇒ 水平力H = 57.34t

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

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

(b)Level 2⇒ 水平力H = 87.92t

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

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

(5)計算斜群樁之軸力

由式(6-4)計算得知各斜群樁所分配之軸力,如圖 6.2.4 所示



圖 6.2.3 各斜群樁之軸力示意圖

$$P_{1} = \frac{V_{i} \sin \theta_{2} + H_{i} \sin \theta_{2}}{\sin(\theta_{1} + \theta_{2})}$$

$$P_{2} = \frac{V_{i} \sin \theta_{1} - H_{i} \sin \theta_{1}}{\sin(\theta_{1} + \theta_{2})}$$
(6-4)





(b)Level 2⇒ 水平力H = 87.92t

$$V_{34} = 71.926 t$$

$$H_{34} = 41.93 t$$

$$P_{3} = \frac{71.926 \times \sin 14^{\circ} - 41.93 \times \sin 14^{\circ}}{\sin 28^{\circ}} = -49.60 t$$



圖 6.2.5 Level 2 斜群樁軸力示意圖

(6)計算水平位移

(a)Level 1

$$\frac{P_3 l_3}{AE} = \frac{-19.44 \times 17.40}{0.0226454 \times 23 \times 10^6} = -6.5 \times 10^{-4} m = -0.065 cm$$
$$\frac{P_4 l_4}{AE} = \frac{93.57 \times 14.97}{0.0226454 \times 23 \times 10^6} = 2.69 \times 10^{-3} m = 0.269 cm$$
$$\mathbf{X} \mathbf{\Psi} \mathbf{\hat{\Omega}} \mathbf{\hat{K}} \Delta = 0.69 cm$$
$$\frac{P_5 l_5}{AE} = \frac{-24.94 \times 15.86}{0.0226454 \times 23 \times 10^6} = -7.6 \times 10^{-4} m = -0.076 cm$$
$$\frac{P_6 l_6}{AE} = \frac{99.067 \times 13.65}{0.0226454 \times 23 \times 10^6} = 2.60 \times 10^{-3} m = 0.260 cm$$

水平位移
$$\Delta$$
 = 0.69cm

(b)Level 2

$$\frac{P_3 l_3}{AE} = \frac{-49.6 \times 17.40}{0.0226454 \times 23 \times 10^6} = -1.66 \times 10^{-3} m = -0.166 cm$$
$$\frac{P_4 l_4}{AE} = \frac{123.72 \times 14.97}{0.0226454 \times 23 \times 10^6} = 3.56 \times 10^{-3} m = 0.356 cm$$
$$\mathbf{\mathcal{K}} \mathbf{\Psi} \mathbf{\Omega} \mathbf{\mathcal{B}} \Delta = 1.08 cm$$
$$\frac{P_5 l_5}{AE} = \frac{-57.99 \times 15.86}{0.0226454 \times 23 \times 10^6} = -1.77 \times 10^{-3} m = -0.177 cm$$
$$\frac{P_6 l_6}{AE} = \frac{132.12 \times 13.65}{0.0226454 \times 23 \times 10^6} = 3.46 \times 10^{-3} m = 0.346 cm$$
$$\mathbf{\mathcal{K}} \mathbf{\Psi} \mathbf{\Omega} \mathbf{\mathcal{B}} \Delta = 1.08 cm$$

(7)計算直樁水平抵抗力及樁頭彎矩

在斜群樁棧橋式碼頭之直樁假定不承受水平力,因斜群樁可用非 常小的變位抵抗水平力,所以直樁所產生彎曲應力在分析中不考 慮,以斜群樁抵抗水平力時,所產生之水平位移,作為直樁之水 平位移,依此位移由式(6-5)計算直樁相對應之水平抵抗力,再由 式(6-6)計算直樁之樁頭彎矩,

 $H_{i} = \frac{12EI\beta^{3}}{(1+\beta h)^{3}+2}\Delta....(6-5)$ 

$$M_i = \frac{1+\beta h}{2\beta h} Hh \dots (6-6)$$

h=直樁假想地面以上之高度

(a)Level 1

水平位移△=0.69cm

(I)一號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

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

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

(II)二號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

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

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

### (III)七號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

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

 $M_{7} = \frac{1 + 0.00311 \times 1288}{2 \times 0.00311 \times 1288} \times 0.6 \times 1288 = 482.9t - cm = 4.83t - m$ 

(VI)八號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

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

$$M_8 = \frac{1+0.00311\times1246}{2\times0.00311\times1246} \times 0.649 \times 1246 = 508.7 t - cm = 5.09t - m$$

(b)Level 2

水平位移 $\Delta = 1.08 cm$ 

(I)一號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

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

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

(II)二號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

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

$$M_{2} = \frac{1+0.00311\times1696}{2\times0.00311\times1696} \times 0.4804 \times 1696 = 484.7 t - cm = 4.85t - m$$

(III)七號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

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

 $M_{7} = \frac{1 + 0.00311 \times 1288}{2 \times 0.00311 \times 1288} \times 0.939 \times 1288 = 755.7t - cm = 7.56t - m$ 

(VI)八號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

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

$$M_8 = \frac{1+0.00311\times1246}{2\times0.00311\times1246} \times 1.015\times1246 = 795.5t - cm = 7.96t - m$$

(8)檢核各樁應力

# 各樁之斷面應力,承受軸力之樁或承受軸力及彎矩之樁由式(6-7) 計算之,

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{Z} \tag{6-7}$$

(a)Level 1

(I)一號樁之應力

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

$$P_1 = 79.812t = 79812kg$$

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

(II)二號樁之應力

$$M_{2} = 3.1t - m = 310000kg - cm$$

$$P_{2} = 61.451t = 61451kg$$

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

(III)三號樁之應力

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

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

## (VI)四號樁之應力

$$P_4 = 93.57t = 93570kg$$

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

# (V)五號樁之應力

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

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

(IV)六號樁之應力

$$P_6 = 99.067t = 99067kg$$

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

(IIV)七號樁之應力

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

$$P_7 = 53.807 t = 53807 kg$$

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

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

$$P_8 = 43.342t = 43342kg$$

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

(b)Level 2

(I)一號樁之應力

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

$$P_1 = 79.812t = 79812kg$$

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

(II)二號樁之應力

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

$$P_2 = 61.451t = 61451kg$$

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

(III)三號樁之應力

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

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

(VI)四號樁之應力

$$P_4 = 123.72t = 123720kg$$

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

(V)五號樁之應力

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

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

(IV)六號樁之應力

$$P_6 = 132.12t = 132120kg$$

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

### (IIV)七號樁之應力

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

$$P_7 = 53.807 t = 53807 kg$$

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

(IIIV)二號樁之應力

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

$$P_8 = 43.342t = 43342kg$$

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

### 6.3 利用 ATC-40 耐震分析進行耐震評估

本節參考 ATC-40 針對鋼筋混凝土建築物提出的耐震評估法,本 案例為一斜樁棧橋式碼頭,基樁為鋼管樁,利用結構分析軟體 SAP2000 建立碼頭模型,同時考慮碼頭與土壤的互制效應,進行推覆分析,求 得碼頭在不同方向地震力作用下之容量曲線,參考規範求得迴歸期 475 年設計地震震區短週期與一秒週期設計水平譜加速度係數,以繪 製結構物地震需求反應譜,將容量曲線及結構物地震需求反應譜轉成 ADRS 格式為容量震譜及需求震譜,並考慮結構物進入非線性後,所 產生之等效阻尼,可折減地震需求震譜,反覆迭代後可求得碼頭在不同地震需求下之功能績效點,並檢核碼頭是否滿足選定功能目標,以 下為案例運算過程。



圖 6.3.1 棧橋式碼頭耐震分析流程圖

(1)碼頭容量震譜

本案例使用 SAP 2000 結構分析軟體建立碼頭模型如圖 6.3.2 所示,並進行非線性推覆分析(Pushover Analysis),因地震力之方向

可能為兩水平直交方向與垂直方向交互作用,所以考慮水平兩直 交方向及垂直方向地震效應組合,因此可得在不同地震效應組 合,基底剪力與碼頭面位移關係圖,再經由 ADRS 格式轉換後, 可得碼頭的容量震譜如圖 6.3.3~圖 6.3.8 所示。



圖 6.3.2 棧橋式碼頭之 SAP2000 模型



圖 6.3.3 100%橫向地震力作用之棧橋碼頭容量震譜



圖 6.3.4 100% 軸向地震力作用之棧橋碼頭容量震譜



圖 6.3.5 100%橫向+30%軸向地震力作用之棧橋碼頭容量震譜



圖 6.3.6 100%軸向+30%橫向地震力作用之棧橋碼頭容量震譜



圖 6.3.7 100%橫向+30%軸向+30%垂向地震力作用之

棧橋碼頭容量震譜



圖 6.3.8 30%橫向+100%軸向+30%垂向地震力作用之

# 棧橋碼頭容量震譜

經由圖 6.3.3 至圖 6.3.8 比較分析,圖 6.3.4 100%軸向地震力作 用之棧橋碼頭容量震譜,所產生結構反應較大,所以本案例之棧 橋式碼頭地震力作用於此方向之勁度較低,故本案例分析由此方 向地震力控制。

(2)建立工址地震需求震譜

本案例參考建築物耐震設計規範之台灣地區震區短週期與一秒 週期之設計水平譜加速度係數 $S_s^p$ 與 $S_1^p$ ,本案例工址位於基隆市 中正區,經由附錄表 A 查得 $S_s^p$ =0.6以及 $S_1^p$ =0.35,並考慮震區 工址之地盤效應及近斷層效應,地盤效應中依其工址之平均 SPT N=11,由表 3.5.5 地盤分類表查得為第三類地盤(軟弱地盤), 並經由表 3.5.6(a)與表 3.5.6(b)查得短週期結構之工址放大係數  $F_a$ =1.2以及長週期結構之工址放大係數 $F_v$ =1.7,依下式計算 $S_{DS}$ 與 $S_{D1}$ ,

 $S_{DS} = F_a \cdot S_S^D = 1.2 \times 0.6 = 0.72$  .....(6-8)

 $S_{D1} = F_V \cdot S_1^D = 1.7 \times 0.35 = 0.595 \dots (6-9)$ 

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

 $T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.595}{0.72} = 0.826...(6-10)$ 

由*S<sub>DS</sub>、S<sub>D1</sub>*以及*T*<sup>D</sup><sub>0</sub>依表 3.5.7 一般工址或近斷層區域之設計水平 加速度反應譜規定,可求得迴歸期為 475 年地震水準之彈性設 計反應譜如圖 6.3.9 所示,



圖 6.3.9 迴歸期 475 年地震水準之彈性設計反應譜

再依圖 6.3.9 迴歸期 475 年地震水準之彈性設計反應譜, 經由式 (6-11)轉換成 ADRS 格式可得迴歸期 475 年地震水準之地震需 求震譜, 如圖 6.3.10 所示

T=週期(cycle)





(3)功能績效點

將容量曲線及彈性反應譜繪製於 ADRS 格式,並考慮碼頭進入非 線性後所產生的等效阻尼,可折減彈性反應譜,反覆迭代後,可 求得迴歸期 475 年地震水準所對應的結構耐震功能績效點,如 表 6.3.1 及圖 6.3.11 所示。

表 6.3.1 結構耐震功能績效點

迴歸期	S <sub>a</sub>	S <sub>d</sub>	$T_{\it eff}$	$eta_{_{e\!f\!f}}$
475 年	0.339	16.6	1.404	11.1%



圖 6.3.11 回歸期 475 年地震水準結構耐震功能績效點

本案例使用 SAP 2000 結構分析軟體進行推覆分析(Pushover),其 分析結果可得基隆港東 11 號碼頭延伸段之降服位移  $Sd_y = 10.9 cm$ 、極限 位移  $Sd_u = 81.0 cm$  以及容量曲線如圖 6.3.3 圖 6.3.8 所示,再依附錄表 A 查得基隆市中正區長短週期水平譜加速度係數,考慮地盤效應及近 斷層效應,建立基隆市中正區之迴歸期 475 年地震水準彈性設計反應 譜,將容量曲線及彈性設計反應譜轉成 ADRS 格式,當結構進入非線 性狀態則會產生有效阻尼,計算其有效阻尼 $\beta_{eff} = 11.1\%$ ,折減其彈性需 求震譜,並分析可得回歸期 475 年地震水準結構耐震功能績效點  $S_d = 0.166 m$ 以及 $S_a = 0.339 g$ 。

碼頭整體之功能表現須進行檢核外,結構物之構材也須進行檢 核。經由分析結果可知,碼頭在 475 年迴歸期地震作用下,梁端均無 產生塑鉸,樁端塑鉸皆為剛進入降伏階段,並其塑性鉸皆由短樁開始 產生,故亦符合構材功能之要求,本案例棧橋式碼頭塑鉸之分布情形 如圖 6.3.12 所示。



圖 6.3.12 棧橋式碼頭迴歸期 475 年地震作用下之塑鉸分佈

6.4 小結

本分析案例之功能目標選定為等級 B 之構造物,對應表 3.2.11 PIANC 所建議功能目標,其損壞等級為等級三其接近崩塌破壞,本分 析案例之簡便分析參考港灣設計準則進行分析,其分析結果各樁皆小 於容許應力,故通過檢核,於 6.3 節利用 ATC-40 耐震評估法之分析結 果,基隆港東 11 號棧橋式碼頭延伸段,在迴歸期為 475 年地震力作 用下,其結構耐震性能績效點為*s*<sub>a</sub> = 0.166*m*以及*s*<sub>a</sub> = 0.339*g*,也就是當 本案例之結構物受迴歸期 475 年之地震力,作用於結構物之加速度為 0.339 g 並產生 0.166 公尺的位移,依表 3.2.10 PIANC 棧橋式碼頭功能 性等級(定量)對損壞程度的界定範圍,檢核其功能目標,因棧橋式碼頭 破壞行為大多發生在基樁,所以依據表 3.2.10 中基樁的最大反應作為 檢核依據如圖 6.3.1 所示,由圖 6.3.11 可知本案例之功能績效點為於 圖 6.4.1 中的韌性控制,所以其損壞等級則為等級二,故本案例不但 符合原本所選定之功能目標,更是已經達到功能目標等級 A 之構造物



#### 圖 6.4.1 棧橋式碼頭基樁損壞等級之界定

對於一個新建棧橋式碼頭構造物,首先是選擇其功能目標,在選 定其目標後進行結構初步設計,依設計之構造物進行其耐震分析,檢 核其是否有符合所選定之功能目標,若無則重新設計值到符合其功能 目標,例如,本案例若要求構造物之功能目標為等級S,以迴歸期為 475年之地震力作用下,依 PIANC 棧橋式碼頭基樁損壞等級之界定, 其構造物之耐震性能點應位於保持彈性階段,也就是損壞等級為等級 一,所以本案例之功能目標若為等級S,則結構性能不足,所以必須重 新設計。

因本案例為耐震能力分析,由圖 6.3.13 所示其塑鉸皆發生於基樁 位置,且由短樁先發生塑鉸,所以棧橋式碼頭之地震力破壞則由基樁 所控制,上部結構在地震力作用下則不會產生較大的破壞。

## 第七章 結論與建議

### 7.1 結論

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

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

國際航海協會所提供之簡便分析法中,對於重力式碼頭及板樁式 碼頭之經驗公式,如表 3.5.3 及表 3.5.4 所示,由於相關係數值偏低及 標準偏差值過大,以統計學理論來看該經驗公式之可靠度偏低,未來 應謹慎應用此經驗公式。

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

#### 7.2 建議

本研究採用國際航海協會所提供之簡便分析與簡便動力分析對既 有重力式、板樁式以及棧橋式碼頭做初步功能性評估,並未研發新的 分析方法,建議未來可針對此三種碼頭之分析及評估方法加以探討及 研發。 功能性設計法的主要精神為保證所設計之結構物在其使用年限內 之功能,能滿足使用者跟業主的需求,為達到此目的,如結論所述, 未來之研究課題應著重結構物破壞參數之研究,及其分析方法之研發。

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

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

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

# 參考文獻

- "Performance Based Seismic Design-An Action Plane for Future Studies "VISION2000, prepared by the Earthquake Engineering Research Center for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., Published in 1996 as Report FEMA283.
- 2. "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings " ATC 40, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
- "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings " FEMA 273, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1997.
- 4. "Seismic Design Guidelines for Port Structures" PIANC, 2001.
- "港灣工程專有名詞", 宇泰工程顧問有限公司, 交通部運輸研究 所, 1996年7月。
- "港灣構造物設計基準-防波堤設計基準及說明",交通部,1996 年。
- "港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及解說",交通部交通技術標 準規範港灣類工程設計部,1997年7月。
- "港灣 施設 技術上 基準 同解說",日本港灣協會,1999年4
   月。
- "港湾構造物 維持·補修",運輸省港湾技術研究所, 財団法人沿岸開 技術研究, 1999年6月。
- 10. "港灣構造物設計基準檢討",王慶福,港灣工程耐震安全評估與災害防治研討會,2000年7月,第2-1~2-29頁。
- "港灣構造物安全檢測與評估之研究",李賢華,交通部,2000年9月。

- 12. "港灣工程技術庫—基隆港部分",陳森河、陳吉紀、王志成、胡聰明,交通部運輸研究所委託,宇泰工程顧問有限公司辦理,2000年12月。
- 13. "港灣工程技術庫—台中港部分",陳森河、陳吉紀、王志成、胡聰明,交通部運輸研究所委託,宇泰工程顧問有限公司辦理,2000年12月。
- 14. "港灣工程技術庫—高雄港部分",陳森河、陳吉紀、王志成、胡聰明,交通部運輸研究所委託,宇泰工程顧問有限公司辦理,2000年12月。
- 15. "港灣工程技術庫—花蓮港部分",陳森河、陳吉紀、王志成、胡聰明,交通部運輸研究所委託,宇泰工程顧問有限公司辦理,2000年12月。
- 16. "震後港灣及河堤快速診斷與補強手冊"陳永祥、杜振宗、黃申伯、 曹登皓等,行政院公共工程委員會,研究報告第106號,2000年。
- 17. "震後港灣及河堤快速診斷手冊之建立與震後港灣及河堤快速補強 手段",陳永祥、杜振宗、黃申伯、曹登皓等,行政院公共工程委 員會,研究報告第106號,2000年。
- 18. "九二一地震台中港區碼頭災損檢測正式報告書",宇泰工程顧問有限公司,交通部台中港務局,2001年1月。
- 19. "九二一地震台中港區碼頭災損檢測報告附測", 宇泰工程顧問有限 公司, 交通部台中港務局, 2001年1月。
- 20. "國立台灣大學校舍建築結構安評估系統研究",陳清泉,蔡益超, 呂良正,謝尚賢,財團法人臺灣營建研究院,2001年3月
- "功能設計法之層間變位檢核需求探討",歐陽毅,中原大學土木工 程學系碩士論文,2001年7月。
- 22. "容量設計應用於建築物耐震設計之探討",羅俊雄,內政部建築研

究所,2001年12月。

- 23. "港灣構造物安全檢測與評估之研究", 李賢華, 交通部, 2001年。
- 24. "現有結構物安全評估及維護研究",陳桂清、柯正龍、張道光、饒 正等,交通部運輸研究所,2002年3月。
- 25. "碼頭結構物耐震設計之研究",賴瑞應、王慶福、曾文傑、張道光 等,交通部運輸研究所,2002年2月。
- 26. "含磚牆鋼筋混凝土建物性能式耐震評估",陳崇泰,中原大學土木 工程學系碩士論文,2002年6月。
- 27. "港灣結構物震害評估分析-以棧橋式碼頭為例",張權,海洋大學 河海工程學系碩士論文,2002年6月。
- 28. "港灣構造物設計基準 耐震設計之修訂",國立中山大學,交通部 運輸研究所,2002年11月。
- 29. "以結構性能為目標的橋樑耐震設計與耐震能力評估",宋裕祺,台 灣大學土木工程研究所碩士論文,2003年5月。
- 30. "性能設計法之研究概況與落實",鄧崇任,國家地震工程研究中心 簡訊第四十六期,2003年6月,第3~4頁。
- 81. 棧橋式碼頭之耐震性能評估,楊志雄,海洋大學河海工程系碩士論 文,2003年6月。
- 32. "建築物耐震設計規範及解說修訂",內政部建築研究所研究計畫成果報告,2003 年 8 月。
- 33. "港灣設施防災技術之研究",國立台灣海洋大學河海工程學系,交通部運輸研究所,2003年11月。
- 34. "港灣構造物功能性設計分析方法之研究-港灣構造物功能性設計 分析方法之研究",中興工程顧問股份有限公司,交通部運輸研究 所,2003年12月。

35. "港灣構造物功能性設計分析方法之研究—新舊日本港灣設施技術 上之基準同解說比較",中興工程顧問股份有限公司,交通部運輸 研究所,2003年12月。

# 附 錄

表 A 一般工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數  $S_s^p$  與  $S_1^p$ ,以及工址短週期與一秒週期之最大考量水平譜加速度係數  $S_s^M$  與  $S_1^M$ 

縣市	鄉鎮市區	$S_{S}^{D}$	$S_1^D$	$S_s^M$	$S_1^M$	臨近之斷層
	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	
台北縣	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	
	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	
基隆市	仁愛區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	中山區	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	
	宜蘭市	0.8	0.45	0.9	0.55	
	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	
宜蘭縣	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	
桃園縣	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	
	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	
	新豐鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	
新竹縣	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	獅潭與神卓山斷層
	寶山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山斷層
	峨眉鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	尖石鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	五峰鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山斷層
	東區	0.7	0.4	0.9	0.5	
新竹市	北區	0.7	0.35	0.9	0.5	
	香山區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	苗栗市	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山斷層
	苑裡鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	通霄鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	竹南鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	

苗栗縣	頭份鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山斷層
	後龍鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	卓蘭鎮	0.8	0.45	1	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	大湖鄉	0.8	0.45	1	0.55	獅潭與神卓山、屯子腳、車
						籠埔斷層
	公館鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	銅鑼鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	南庄鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	頭屋鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	三義鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	西湖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
百栗縣	造橋鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	三灣鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	獅潭鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	泰安鄉	0.7	0.40	0.9	0.5	獅潭與神卓山, 車籠埔斷層
	豐原市	0.8	0.45	1	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	東勢鎮	0.8	0.45	1	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	大甲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	清水鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳斷層
	沙鹿鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳斷層
	梧棲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	后里鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	神岡鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	潭子鄉	0.8	0.45	1	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	大雅鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
台中縣	新社鄉	0.8	0.45	1	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	石岡鄉	0.8	0.45	1	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	外埔鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	大安鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	烏日鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	大肚鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	龍井鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	霧峰鄉	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
	太平市	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
	大里市	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
	和平鄉	0.7	0.40	0.9	0.5	車籠埔斷層
	中區	0.8	0.45	0.9	0.5	車籠埔斷層
	東區	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
	南區	0.8	0.45	1	0.5	車籠埔斷層
台中市	西區	0.8	0.45	1	0.5	車籠埔斷層
	北區	0.8	0.45	1	0.5	車籠埔斷層
-------	-----	-----	------	-----	------	--------------
	西屯區	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	南屯區	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	北屯區	0.8	0.45	1	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	彰化市	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	鹿港鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	和美鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
彰化縣	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	車籠埔斷層
	芬園鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	員林鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	溪湖鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	田中鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	大村鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	埔鹽鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	埔心鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
辛くた取	永靖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
早約16時	社頭鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	二水鄉	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
	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	
	南投市	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
	埔里鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	草屯鎮	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
	竹山鎮	0.8	0.45	1	0.55	大尖山與觸口 車籠埔斷層
	集集鎮	0.8	0.45	1	0.5	車籠埔斷層
	名間鄉	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
南投縣	鹿谷鄉	0.8	0.45	1	0.5	大尖山與觸口 車籠埔斷層
	中寮鄉	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層
	魚池鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	

	國姓鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	水里鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	信義鄉	0.7	0.40	0.9	0.5	
	仁愛鄉	0.7	0.40	0.9	0.5	
	斗六市	0.8	0.45	1	0.55	大尖山與觸口 車籠埔斷層
	斗南鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
	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	
雲林縣	北港鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	古坑鄉	0.8	0.45	1	0.55	梅山、車籠埔斷層
	大埤鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
	莿桐鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	林內鄉	0.8	0.45	1	0.55	大尖山與觸口 車籠埔斷層
	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	
<b>再++</b> 15	東勢鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
芸林縣	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	
	水林鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	太保市	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
	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	0.45	1.0	0.55	梅山、大尖山與觸口斷層
	民雄鄉	0.8	0.45	1	0.55	梅山斷層
	溪口鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	梅山斷層
	新港鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
	六腳鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
嘉義縣	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	大尖山與觸口斷層
	中埔鄉	0.8	0.45	1	0.55	大尖山與觸口斷層
	竹崎鄉	0.8	0.45	1	0.55	大尖山與觸口、梅山斷層
	梅山鄉	0.8	0.45	1	0.55	大尖山與觸口、梅山斷層

						•
	番路鄉	0.8	0.45	1	0.55	大尖山與觸口斷層
	大埔鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口斷層
	阿里山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	大尖山與觸口斷層
嘉義市	東區	0.8	0.45	1	0.55	梅山斷層
	西區	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
	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	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口斷層
	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	大尖山與觸口斷層
台南縣	麻豆鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	下營鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	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	新化斷層
	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	1.0	0.55	新化斷層
台南縣	善化鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	新市鄉	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
	安定鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	山上鄉	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
	玉井鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	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	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
	仁德鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	歸仁鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	關廟鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	龍崎鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	永康市	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
	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	

台南市	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	新化斷層
	安平區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	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	
高雄縣	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	
高雄縣	六龜鄉	0.7	0.40	0.9	0.5	
1-0 212 000	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	0.40	0.9	0.5	
	桃源鄉	0.7	0.40	0.9	0.5	
	三民鄉	0.7	0.40	0.9	0.5	
	鹽埕區	0.7	0.35	0.8	0.5	
	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	
<u></u>	三民區	0.7	0.35	0.9	0.5	
高雄市	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	
屏東縣	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	
	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	
屏東縣	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	
	馬公市	0.5	0.3	0.7	0.4	
	湖西鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
澎湖縣	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	
	台東市	0.8	0.45	1	0.55	
	成功鎮	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	關山鎮	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	卑南鄉	0.8	0.45	1	0.55	
	鹿野鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	池上鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	東河鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
台東縣	長濱鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	太麻里鄉	0.8	0.4	0.9	0.55	
	大武鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
	綠島鄉	0.8	0.45	1	0.55	
	海端鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	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	
	花蓮市	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	鳳林鎮	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	玉里鎮	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	新城鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
花蓮縣	吉安鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	壽豐鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	光復鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	豐濱鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	瑞穗鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	富里鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
花蓮縣	秀林鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	萬榮鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	卓溪鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
金門與馬		0.5	0.3	0.7	0.4	
祖地區						

### 表 B-1: 近車籠埔斷層調整因子 $N_A$ 與 $N_V$

(a) 設計地農之調発囚.
---------------

N	<i>r</i> 2 km	2km < $r$ 5 km	5km < $r$ 8 km	8km < $r$ 12 km	<i>r</i> 12 km		
$N_A$	1.23	1.16	1.07	1.03	1.00		
Maa	<i>r</i> 2 km	2km < $r$ 5 km	5km < $r$ 8 km	8km < $r$ 12 km	<i>r</i> 12 km		
IVV	1.36	1.32	1.22	1.10	1.00		
(b) 最大考量地震之調整因子							
N	<i>r</i> 2 km	2km < $r$ 5 km	5 km < r = 8  km	8km < $r$ 12 km	<i>r</i> 12 km		
$N_A$	1.25	1.20	1.10	1.03	1.00		

# $N_V = \frac{r \ 2 \ \text{km}}{1.50} = \frac{2 \ \text{km} < r \ 5 \ \text{km}}{1.45} = \frac{5 \ \text{km}}{1.30} = \frac{8 \ \text{km}}{1.15} = \frac{8 \ \text{km}}{1.15} = \frac{12 \ \text{km}}{1.00}$

# 表 B-2:近獅潭與神卓山斷層調整因子 $N_A$ 與 $N_V$

(a)	設計地震之調整因子
-----	-----------

N	<i>r</i> 2 km	2km < $r$ 5 km	5km < $r$ 8 km	<i>r</i> 8 km
$I\mathbf{v}_A$	1.28	1.20	1.10	1.00
N	<i>r</i> 2 km	2km < $r$ 5 km	5km < $r$ 8 km	<i>r</i> 8 km
IVV	1.33	1.27	1.10	1.00

### (b) 最大考量地震之調整因子

N	<i>r</i> 2 km	2km < $r$ 5 km	5km < $r$ 8 km	r 8 km
$IV_A$	1.26	1.18	1.05	1.00
N	<i>r</i> 2 km	2km < $r$ 5 km	5km < $r$ 8 km	r 8 km
$N_V$	1.42	1.32	1.15	1.00

## 表 B-3: 近屯子腳斷層調整因子 $N_A$ 與 $N_V$

(a) 設計地震之調整因子

N	<i>r</i> 2 km	2km < $r$ 5 km	5 km < r 10 km	r 10 km
$N_A$	1.28	1.20	1.10	1.00
N	<i>r</i> 2 km	2km < $r$ 5 km	5 km < r 10 km	r 10 km
IVV	1.31	1.25	1.15	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

N <sub>A</sub>	<i>r</i> 2 km	2km < $r$ 5 km	5km < $r$ 10 km	<i>r</i> 10 km
	1.26	1.17	1.05	1.00
$N_V$	<i>r</i> 2 km	2km < $r$ 5 km	5km < $r$ 8 km	r 10 km
	1.42	1.32	1.15	1.00

# 表 B-4:近梅山斷層調整因子 $N_A$ 與 $N_v$

(a) 設計地震之調整因子

N <sub>A</sub>	<i>r</i> 2 km	2km < $r$ 5 km	5km < $r$ 8 km	<i>r</i> 8 km
	1.37	1.28	1.15	1.00
$N_V$	<i>r</i> 2 km	2km < $r$ 5 km	$5 \text{km} \le r = 8 \text{ km}$	<i>r</i> 8 km
	1.44 1.36		1.20	1.00

### (b) 最大考量地震之調整因子

N <sub>A</sub>	<i>r</i> 2 km	2km < $r$ 5 km	$5 \text{km} \le r = 8 \text{ km}$	<i>r</i> 8 km
	1.30	1.20	1.05	1.00
$N_V$	<i>r</i> 2 km	2km < $r$ 5 km	5km < $r$ 8 km	<i>r</i> 8 km
	1.48	1.36	1.15	1.00

# 表 B-5:近新化斷層調整因子 $N_A$ 與 $N_V$

(a) 設計地震之調整因	子
--------------	---

N <sub>A</sub>	<i>r</i> 2 km	2km < $r$ 5 km	<i>r</i> 5 km
	1.23	1.06	1.00
$N_V$	<i>r</i> 2 km	2km < $r$ 5 km	<i>r</i> 5 km
	1.15	1.05	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

N <sub>A</sub>	<i>r</i> 2 km	2km < $r$ 5 km	<i>r</i> 5 km
	1.29	1.10	1.00
$N_V$	<i>r</i> 2 km	2km < $r$ 5 km	<i>r</i> 5 km
	1.30	1.15	1.00

表 B-6:近大尖山與觸口斷層調整因子 $N_A$ 與 $N_V$ 

(a)	設計地震之調整因	]子
-----	----------	----

N <sub>A</sub>	<i>r</i> 2 km	2km < $r$ 5 km	5 km < r = 8  km	r 8 km
	1.15	1.08	1.00	1.00
N <sub>V</sub>	<i>r</i> 2 km	2km < $r$ 5 km	5 km < r = 8  km	r 8 km
	1.15	1.10	1.03	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

N <sub>A</sub>	<i>r</i> 2 km	2km < $r$ 5 km	5 km < r = 8  km	r 8 km
	1.21	1.17	1.05	1.00
N <sub>V</sub>	<i>r</i> 2 km	2km < $r$ 5 km	5 km < r = 8  km	r 8 km
	1.42	1.35	1.15	1.00

### 表 B-7: 近花東地區斷層(含米崙、玉里、池上與奇美斷層)調整因子<sup>NA</sup>

### 與N<sub>v</sub>

(a) 設計地震之調整因子

N	<i>r</i> 2 km	2km < $r$ 5 km	5 km < r = 8  km	8km < $r$ 12 km	<i>r</i> 12 km
$N_A$	1.42	1.37	1.28	1.14	1.00
N	<i>r</i> 2 km	2km < $r$ 5 km	5 km < r = 8  km	8km < $r$ 12 km	<i>r</i> 12 km
IVV	1.58	1.53	1.38	1.20	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

N <sub>A</sub>	r 2km	2 km < r 5 km	5km < r 8 km	8 km < r 12 km	12km < r 15km	<i>r</i> 15 km
	1.32	1.26	1.10	1.02	1.00	1.00
$N_V$	r 2km	2 km < r 5 km	5km < r 8 km	8 km < r 12 km	12km < r 15km	<i>r</i> 15 km
	1.58	1.48	1.30	1.16	1.05	1.00

# 表 C 台北盆地之台北一區 台北二區 台北三區及台北四區劃分表 (共

## 計1099村里)

縣市	鄉鎮市區	村里	微分區
台北縣	三重市	全市所有里 (共 115 里)	台北一區
台北縣	蘆洲鄉	全鄉所有村 (共 36 村)	台北一區
台北縣	五股鄉	全鄉所有村 (共 14 村)	台北一區
台北縣	泰山鄉	全鄉所有村 (共 15 村)	台北一區
台北縣	永和市	全市所有里 (共 58 里)	台北二區
台北縣	土城市	全市所有里 (共 41 里)	台北三區
台北縣	新莊市	昌明里、信義里、幸福里、和平里、昌平里、 自信里、仁愛里、中隆里、仁義里、福基里、 中港里、中信里、中原里、自強里、頭前里、 自立里、中誠里、中華里、中宏里、立基里、 中全里、中泰里、中和里、思賢里、思源里、 中全里、化成里、立志里、立功里、立泰里、 中美里、化成里、立志里、立功里、立泰里、 立德里、位安里、立人里、立言里、文聖里、 營盤里、全泰里、文明里、榮和里、忠孝里、 國泰里、興漢里、海山里、全安里、文衡里、 文德里、丹鳳里、福營里、豐年里(共49里) 建福里、建安里、合鳳里、後港里、富國里、 裕民里、萬安里、曾鳳里、龍安里、南港里、 四維里、龍鳳里、八德里、後德里、成德里、 民安里、民本里、光明里、光榮里、瓊林里、	台北二區
台北縣	樹林鎮	三多里、三福里、圳安里、三興里、羌寮里、 光興里、樹興里、樹西里、樹人里、育英里、 金寮里、樹南里、樹德里、潭底里、樹福里、 東昇里、樹東里、和平里、坡內里、樹北里、 文林里、東陽里、大同里、彭福里、保安里、 圳福里 (共 26 里)	台北二區

	樂山里、	西園里、	柑園里、	彭厝里、	南園里、	台北三區
	彭興里、	中山里、	東園里、	北園里、	東山里、	
	山佳里	(共 11 里)	)			

縣市	鄉鎮市區	村里	微分區
台北縣	板橋市	宏翠里、中正里、吉翠里、新海里、純翠里、	台北二區
		仁翠里、德翠里、滿翠里、朝陽里、溪頭里、	
		江翠里、柏翠里、新翠里、港尾里、文翠里、	
		明翠里、松翠里、文化里、新生里、幸福里、	
		嵐翠里、陽明里、松柏里、香社里、青翠里、	
		廣新里、埤墘里、光仁里、玉光里、莊敬里、	
		莒光里、華江里、聯翠里、忠翠里、介壽里、	
		永安里、華翠里、懷翠里、新埔里、文德里、	
		華中里、百壽里、雙玉里、忠誠里、文聖里、	
		金華里、香雅里、東丘里、西安里、龍翠里、	
		九如里、公館里、港德里、民生里、國光里、	
		正泰里、建國里、香丘里、新民里、漢生里、	
		民權里、社後里、長安里、民安里、福丘里、	
		東安里、深丘里、自立里、富貴里、長壽里、	
		埔墘里、挹秀里、自強里、黃石里、振興里、	
		福翠里、港嘴里、光榮里、居仁里 (共 79 里)	
		民族里、後埔里、海山里、溪洲里、國泰里、	台北三區
		赤松里、景星里、福祿里、福壽里、流芳里、	
		留侯里、浮洲里、溪北里、光華里、福德里、	
		華福里、溪福里、新興里、大觀里、振義里、	
		光復里、福星里、湳興里、鄉雲里堂春里、	
		歡園里、廣德里、大豐里、崑崙里、華貴里、	
		仁愛里、五權里、重慶里、華興里、和平里、	
		廣福里、成和里、僑中里、信義里、華東里、	
		華德里、大安里、聚安里、中山里、復興里、	
		龍安里、福安里 (共 47 里)	

縣市	鄉鎮市區	村里	微分區
台北縣	中和市	中安里、安樂里、宜安里、安平里、安順里、 秀仁里、安和里、秀明里、景安里、景平里、 泰安里、景新里、瓦瓦里、漳和里、廟美里、 景福里、枋寮里、景文里、南山里、吉興里、 福和里、秀士里、新南里、秀山里、景本里、 秀水里、秀福里、和興里、興南里、正行里、 連城里、福善里、和興里、興南里、復興里、 福祥里、福善里、福南里、外南里、景南里、 連和里、秀成里、秀峰里、秀義里、德行里、 東南里、忠孝里、福真里、錦盛里、中興里、 錦昌里、壽南里、崇南里(共 53 里)	台北二區
		民生里、錦和里、秀景里、正南里、員富里、 頂南里、國光里、瑞穗里、建和里、德穗里、 國華里、錦中里、灰灰里、清穗里、碧河里、 橫路里、員山里、自強里、華南里、內南里、 明德里、民有里、中原里、冠穗里、華新里、 中山里、壽德里、明穗里、民享里、積穗里、 中正里、嘉新里、嘉慶里、仁和里、民安里、 嘉穗里、平河里、安穗里、文元里、信和里 (共 40 里)	台北三區
台北縣	新店市	大鵬里、永安里、忠孝里(共3里) 中山里、日興里、龜山里、柴埕里、安和里、 雙坑里、信義里、員潭里、屈尺里、寶興里、 和平里、玫瑰里、中央里、廣興里、寶福里、 吉祥里、江陵里、粗坑里、德安里、明城里、 营城里、美潭里、公崙里、塗潭里、田城里、 雙城里、美潭里、公崙里、塗潭里、五峰里、 福民里、頂城里、寶安里、百福里、町峰里、 石泥里、新安里、張北里、新德里、 青潭里、新生里、中正里、太平里、福德里、 青潭里、新生里、中正里、太平里、福德里、 青潭里、新生里、大同里、文明里、仁愛里、 張南里、廣明里、大同里、文中里、百和里、 國豐里、明德里、新店里、國校里、大豐里 (共 55 里)	台北三區 台北四區

縣市	鄉鎮市區	村里	微分區
台北市	大同區	全區所有里 (共 26 里)	台北二區
台北市	士林區	富洲里、福安里 (共2里)	台北一區
		德華里、蘭興里、永倫里、葫蘆里、德行里、 社新里、社園里、承德里、富光里、忠誠里、 名山里、蘭雅里、仁勇里、義信里、百齡里、 福順里、福華里、舊佳里、前港里、社子里、 葫東里、福中里、明勝里、天壽里、福德里、 福佳里、後港里(共27里) 福林里、天祿里、聖山里、福志里、天福里、	台北二區 台北三區
		天山里、三玉里、天玉里、岩山里、天和里 (共 10 里)	
		陽明里、溪山里、東山里、平等里、新安里、 天母里、公館里、菁山里、芝山里、翠山里、 永福里 (共 11 里)	台北四區
台北市	北投區	建民里、文林里、石牌里 (共3里)	台北一區
		裕民里、洲美里、榮光里、關渡里、福興里、 榮華里、振華里 (共7里)	台北二區
		八仙里、永明里、吉慶里、永欣里、吉利里、 立賢里、一德里、尊賢里、立農里 (共9里)	台北三區
		永和里、中和里、奇岩里、中心里、湖山里、 溫泉里、長安里、中央里、開明里、林泉里、 中庸里、清江里、大同里、泉源里、秀山里、 智仁里、豐年里、文化里、東華里、稻香里、 桃源里 (共 21 里)	台北四區
台北市	中山區	中央里、中吉里、朱馥里、松江里、復華里、 中庄里、江山里、力行里、龍洲里、江寧里、 新生里、中原里 (共 12 里)	台北一區

	朱 <b>贾</b> 里、 行孝 王 二 二 二 二 二 二 二 二 二 二 二 二 二 二 二 二 二 二	新福里、 下埤里、 ケ山里、 正守里、 (共 26 里)	行政里、 新喜里、 聚亞里、 永安里、	行仁里、 大佳里、 晴光里、 集英里、 民安里、	朱崙里、 埤頭里、 聚義里、 正得里、 正得里、	台北二區
	大直里、	成功里	(共2里)			台北三區

縣市	鄉鎮市區	村里	微分區
台北市	松山區	東昌里、中華里、松基里、民有里、東勢里、	台北一區
		龍田里、中正里 (共7里)	
		美仁里、民福里、福成里、中崙里、敦化里、	台北二區
		復勢里、吉仁里、復源里、介壽里、復建里、	
		東光里、精忠里、東榮里、吉祥里、復盛里、	
		自強里、安平里、新聚里、莊敬里 (共19里)	
		鵬程里、慈祐里、富泰里、新東里、三民里、	台北三區
		新益里、富錦里 (共7里)	
台北市	大安區	敦安里、敦煌里、光武里、建倫里、仁愛里、	台北二區
		建安里、德安里、誠安里、昌隆里、車層里、	
		光信里、義村里、正聲里、仁慈里、華聲里、	
		民炤里、民輝里、通安里、義安里、和安里、	
		住安里、通化里、龍圖里、龍雲里 (共 24 里)	
		福住里、新龍里、龍陣里、龍門里、臨江里、	台北三區
		龍安里、群賢里、龍生里、永康里、群英里、	
		全安里、錦安里、法治里、龍泉里、古莊里、	
		光明里、古風里、錦華里、錦泰里、龍坡里、	
		龍淵里、大學里、臥龍里 (共 23 里)	
		虎嘯里、青峰里、黎孝里、黎元里、黎和里、	台北四區
		芳和里、農場里 (共7里)	
台北市	中正區	幸市里、三愛里、梅花里、光復里 (共4里)	台北二區

		文網東 、網東 愛 肥 里 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、 、	幸 水 河 堤 町 里 、 、 河 建 町 門 里 、 、 河 建 國 門 里 、 、 、 河 建 國 門 里 、 、 、 河 建 國 門 里 、 、 、 、 三 、 、 、 一 、 一 、 一 、 一 、 一 、 一 、	文祥里、 黎明里、 勤營里、 文盛里、 (共 27 里)	林興里、 頂東里、 螢雪里、 夏安里、 )	富水里、 板溪里、 南福里、 龍興里、	台北三區
台北市	萬華區	福星里、 青山里、	萬壽里、 新起里	菜園里、 (共7里)	柳鄉里、	西門里、	台北二區
		富仁 仁日 新忠 里、 日 忠 忠 里 、 王 、 田 、 田 、 王 、 田 、 王 、 二 日 、 二 日 、 二 日 、 二 日 、 二 日 、 二 日 、 二 、 二	糖興和新 線里 里 、 里 、 里 、 里 、 里 、 里 、 二 、 二 、 二 、 二	福	華	富福里、 頂碩里、 凌霄里、 和德里、 日善里、 (共 29 里)	台北三區

雨祿	鄉鎮市區	村里	微分區
台北市	文山區	指南里、萬興里 (共2里)	台北二區
		景仁里、萬隆里、萬有里、萬和里、景慶里、 萬祥里、景華里、木新里、萬年里、興福里、 景美里、萬盛里、興豐里、興安里、順興里、 木柵里、景東里、萬芳里、景行里、明興里、 興家里、樟腳里、興旺里、明義里、華興里、 老泉里、興業里(共27里)	台北三區
		興泰里、興得里、樟林里、博嘉里、興昌里、 試院里、興光里、樟新里 (共 8 里)	台北四區
台北市	信義區	新仁里、正和里、興隆里 (共3里)	台北二區
		雅祥里、永吉里、中興里、敦厚里、興雅里、 景聯里、景新里、西村里、四育里、五常里、 嘉興里、五全里、六藝里、景勤里、黎順里、 四維里、長春里 (共 17 里)	台北三區
		廣居里、富台里、黎平里、永春里、安康里、 黎忠里、黎安里、三張里、國業里、松友里、 雙和里、松光里、六合里、三犁里、泰和里、 大道里、松隆里、惠安里、大仁里、中坡里、 中行里 (共 21 里)	台北四區

台北市	內湖區	西康里、西湖里、行善里、西安里、港華里、 港都里、週美里、五分里、湖元里、葫洲里、 港墘里、石潭里 (共 12 里)	台北三區
		金瑞里、內溝里、大湖里、樂康里、東湖里、 清白里、紫雲里、碧山里、金龍里、湖興里、 內湖里、紫星里、港富里、湖濱里、紫陽里、 瑞光里、瑞陽里 (共 17 里)	台北四區
台北市	南港區	玉成里、合成里、東明里、南港里、東新里、 聯成里、萬福里、三重里、新富里、西新里 (共 10 里)	台北三區
		中南里、中研里、舊莊里、新光里、鴻福里、 九如里、成福里、百福里 (共 8 里)	台北四區

# PART 碼頭設計基準翻修

# 目 錄

第一篇 育	前言	1-1
1.1 研究	究緣起	1-1
1.2 工作	作範圍及目的	1-1
1.3 報行	告內容	1-2
1.4 今後	後研究課題建議	1-2
第二篇	其他港埠設施	2-1
第一章	臨港交通設施	2-1
第二章	1 船貨處理設施	2-40
第三章	倉儲設施2	2-48
第四章	8. 船舶服務設施	2-50
第五章	旅運設施2	2-52
第六章	助航設施2	2-58
第三篇 边	遊艇港	3-1
第一章	前言	3- 1
第二章	目標船型主要尺寸	3-3
第三章	航道及泊地	3- 5
第四章	保護設施	3- 7
第五章	繁靠設施	3-9

第六章 船舶服務設施	
第七章 陸上交通設施	
第四篇 海底管線	
第一章 總則	
第二章 線路之選定	4- 3
第三章 設計的基本方針	
第四章 設計外力及載重	4- 8
第五章 材料	
第六章 導管之設計	
第七章 防蝕、接合方法及加熱保溫設備	
第八章 導管之架設	
第九章 導管等之試驗檢查	4-79
第十章 保安設備	
第十一章 保護及保安管理	
第五篇 Coastal Engineering Manual - PartVI-Chap6	
第 VI-6 章 海岸構造物信賴性設計	5- 2
VI-6-1 前言	5- 2
VI-6-2 破壞模式和破壞函數	5- 3
VI-6-3 單一破壞模式機率分析	5- 5
VI-6-4 破壞模式系統的破壞機率分析	
VI-6-5 決定結構性賴性的不確定性參數	

VI-6-6 在設計中執行信賴性之局部安全係數系統......5-32

## 備註 A 作用於圓柱體元件之波力

### 備註 B 海流作用於潛沒式元件及結構物

# 圖 目 錄

## 第二篇 其他港灣設施

圖 1.2.1	建築淨空限制諸元圖	
圖 1.2.2	水泥混凝土鋪面的設計程序	
圖 1.2.3	瀝青混凝土鋪面的設計程序	
圖 1.3.1	停車場型式	
圖 1.6.1	海底隧道的組成定義	
圖 5.2.1	典型通關建築物	
第三篇	遊艇港	
圖 4.1	應避免之方向	
圖 4.2	港口與盛行風方向關係	
圖 5.1	繫靠設施規格範例	
圖 5.2.1	主要浮動碼頭載重穩定計算範例	
圖 5.2.2	輔助浮動碼頭載重穩定計算範例	
圖 5.2.3	輔助浮動碼頭下沈穩定計算範例	
圖 5.2.4	浮體受水壓力作用時之波力計算	
圖 5.2.5	波峰作用時之壓力	
圖 5.2.6	波谷作用時之壓力	
圖 5.3.1	簡支梁(分開型)	
圖 5.3.2	Muller 法(單一型)	

圖 6.2.1	陸上存放設施尺寸	
第四篇 氵	海底管線	
圖 3.1	海底管線之設計程序	4-7
圖 4.3.1	作用於導管等之流力	
圖 4.5.1	載重參數 C <sub>d</sub>	
圖 4.5.2	湮埋導管之情形	
圖 4.7.1	加做防水層之導管斷面	4-16
圖 4.9.1	撞擊載重之情形	
圖 6.4.1	座屈強度之計算	
圖 6.6.1	彎曲部份	
圖 6.8.1(a	a) 陸上上升部份之結構	
圖 6.8.1(1	b) 陸上上升部份之結構	
圖 6.8.2	專用碼頭設施旁上升部份之結構	
圖 7.5.1	加熱保溫系統之分類	
圖 7.5.2	保溫結構	
圖 8.1.1	架設方法	
圖 8.5.1	決定埋設深度之程序	
圖 8.5.2	由非真實船舶所做之抛錨試驗	
圖 8.5.3	錨之貫入量與錨之重量	
圖 8.5.4	有浚深規劃時的埋設深度	
圖 8.9.1	馬鞍型混凝土塊	

圖 (	8.10.1	既製曲管的安裝方法	. 4-75
圖	8.10.2	導軌工法	. 4-76
圖	8.10.3	彎曲接頭方法	. 4-77
圖	8.10.4	J 型管工法	. 4-78
圖	10.10.1	電焊型絕緣用接頭	. 4-88
圖	10.10.2	法蘭型接頭	. 4-89
圖	11.1	電位的測定	. 4-94
第3	5篇 Co	oastal Engineering Manual - PartVI-Chap6	
圖	-6-1	負載和強度的二維聯合機率密度函數圖	5- 6
圖	-6-2	兩個獨立變數(S和R)的破壞機率	5- 7
圖	-6-3	信賴性指數	5- 8
圖	-6-4	在正交座標系統裡的β示意圖	5- 9
圖	-6-5	Hasofer 和 Lind 的信賴性指數, β <sub>HL</sub>	. 5-10
圖	-6-6	問題一的圖示	. 5-18
圖	-6-7	防波堤的簡化毀損流程	. 5-20
圖	-6-8	抛石防波堤導致結果圖	. 5-21
圖	-6-9	序列和並行系統	. 5-21
圖	-6-10	將毀損流程分解成序列和並行系統	. 5-22
圕	-6-11	簡化防波堤毀損流程的例子	. 5-26
圖	-6-12	將毀損流程分解成序列和並行系統	. 5-28

# 表 目 錄

## 第二篇 其他港灣設施

表 1.2.1	道路類型的交通量設計標準	
表 1.2.2	依道路種類每單位車道之設計基準交通量	
表 1.2.3	產生集中交通量的計算方法	
表 1.2.4	國際遠洋貨櫃尺寸及載運貨櫃之連結拖板車高度	
表 1.2.5	彎曲處之拓寬值	
表 1.2.6	縱向坡度限制	2-10
表 1.2.7	有限變坡長度的縱向坡度特殊限制	2-12
表 1.2.8	在平面交叉的車道寬度	2-12
表 1.3.1	停車場規範標準值	2-19
表 1.7.1	鋼筋最小保護層厚度	2-34
表 2.7.1	有關危險品處理之法令	
表 4.2.1	給水栓及給水量	2-51
第三篇	遊艇港	
表 1.1	遊艇港內設施	
表 2.1	娛樂艇標準尺寸	
表 7.1	陸上交通設施設計考量	
第四篇	海底管線	
表 2.1	調查項目及內容	

表 4.12.	1 鋪設時之載重	
表 5.1	常被海底管線使用之鋼管規格	
表 6.1.1	最小厚度	
表 6.2.1	導管容許應力之種類	
表 6.3.1	$K_B$ 及 $K_h$ 之值	
表 6.3.2	在架設時海底管線之型態與機能	
表 6.3.3	海底管線之應力分析一覽表	
表 6.6.1	最小彎曲半徑	
表 7.5.1	三重管之結構與設計諸元	
表 8.1.1	架設方法之特性	
表 8.5.1	抛錨試驗之方法	4-66
第五篇	Coastal Engineering Manual - PartVI-Chap6	
表 -6-	1 海象參數之測量和計算結果之典型變異係數	
表 -6-	2 以 Weibull 分佈模擬之四組波浪資料	
表 -6-	3 局部安全係數表	

### 第一篇 前 言

### 1.1 研究緣起

台灣四面環海,海岸線長達 1,250 公里,除了主要之四大國際商港 及其輔助港外,尚有各種中小型漁港及各式海岸結構物分佈於各地海 岸線,因應台灣所處區位之天候及地震帶影響,國內港灣設施設計規 範以往亦多參考同屬環太平洋地震帶之日本 1989 年版「港灣設施設計規 主之基準同解說」規範,而其規範於日本神戶大地震後,曾陸續進行 修改,並在 1999 年修訂完成並正式頒佈;本研究即根據此版本,針對 我國現有港灣設計基準遺缺之部分,進行補充翻譯,以提供未來修正 之用。

### 1.2 工作範圍及目的

本工作範圍即針對民國 86 年部頒之『港灣構造物設計基準-碼頭設計基準及說明』,參考日本 1999 年版『港灣設施技術上之基準同解說』, 將現有基準遺缺之部分,進行遺缺部分之原文翻譯工作,共計有第 9 篇-其他港灣設施、第 11 篇-遊艇港、第 13 篇-海底管線等設計基準之 內容,並藉與美國 2002 年 "Coastal Engineering Manual" 中有 關"Reliability in Design"的內容進行相關補充說明,其目的為使我國港 灣構造物設計基準之內容更加詳實,以提供未來部頒之『港灣構造物 設計基準-碼頭設計基準及說明』進行增訂時該部分之修訂參考。

由於翻譯部份第三篇主要內容為日本基準有關遊艇港之規劃設計 相關規定,由於遊艇港之主管機關為觀光局,且觀光局也已訂定了遊 艇港之相關設計基準,此部份翻譯的目的為提供在進行我國之遊艇港 之相關設計除可參考觀光局之訂定規範外,並得以參考日本於遊艇港 之規劃設計相關規定說明,以俾更完整之規劃及設計作業。

### 1.3 報告內容

本翻譯部份共分為 1999 年版日本『港灣設施技術上之基準同解說』 之第 9 篇-其他港灣設施、第 11 篇-遊艇港、第 13 篇-海底管線等三篇 及美國海岸工程設計手冊 "Coastal Engineering Manual"中於 2003 年 4 月 30 日建議草稿本之 PART Chap6 "Reliability Based Design of Coastal Structures"內容進行翻譯工作。

第二部份之報告內容除本篇前言外,即以第二篇其他港灣設施, 第三篇遊艇港、第四篇海底管線等方式編排,翻譯內文部份則依原文 章節排列,以利對照,而第五篇 Coastal Engineering Manual Part Chap6 部分則為方便與原文對照及參考其他資料,所有章節及符號均與 原文相同,以利閱讀。

### 1.4 今後研究課題建議

由於本部分第五篇為美國海岸工程設計手冊"Coastal Engineering Manual"中於 2003 年 4 月 30 日建議草稿本之 PART Chap6 "Reliability Based Design of Coastal Structures"內容,然其完稿本尚未 發佈,且該文章僅以理論說明,而欠缺設計實例之實作,故建議未來 如將繼續本研究之後續研究,可將該部分之實例應用進行說明及補 充,得使國內港灣工程界於實際應用信賴性設計方面有其參考可循。

### 第二篇 其它港埠設施

### 第一章 臨港交通設施

- 1.1 通則
- 1.1.1 適用範圍

本章之規定適用於臨港交通設施的設計。

1.1.2 臨港交通設施之維護及管理(依告示條例第103條)

港區交通設施之維護及管理應依其結構特性採行適當的基準,以使車輛能安全而且順利地使用。

#### 1.2 道路

- 1.2.1 一般說明(依告示條例第104條、109條及110條規定)
  - (1)道路結構應由交通量之發生狀況、計畫交通量、道路地形與其他 道路之連接,以及其他道路的使用狀況加以綜合檢討而決定。
  - (2)專供行人使用的步道和腳踏車道應依其道路周邊之港埠設施利用 狀況來採用適當的構造物。
  - (3)連接於高抗震設施或是規劃作為強震後救災物資之暫時存放地點 之道路,其道路結構應確保在地震時能發揮之功能加以適當的決 定。
  - (4)有關於道路結構,地點及相關設施在本節沒有規定的事項可依港 灣所形成的交通特性,得用道路結構令【昭和45年(1970年)政令第 320號】之規定加以適當的設置。

說明:

(1)港區道路(係指臨港交通設施中所有道路之總稱,以下相同),除本章節特別記載者外,得用道路結構令(昭和45年政令第320號)。此

時對道路的區分,應考量以該道路之性質、規劃交通量,該道路 所在地區的地形、該道路與其他道路平順的連接性等,適當的決 定之。

在港區道路上因大型車輛使用多且高集中率之特性,考量這些所 須決定的必要事項,無法依照道路結構令,須以特別記述方式為 之。

有關汽車的區分用語,得依道路結構令使用在道路運輸車輛法中 的區分,而在本節中使用於普通汽車亦依此區分。但使用於所謂 大型車用語時,汽車則區分為大型車及載客車兩種分類,這是與 道路運輸車輛法在區分上不同之處。

- (2)人行專用道或腳踏車道等所使用的道路一部份及專用道路時,得 用道路結構令之規定辦理。在港區內因親水休憩、散步等,使用 目的及型態會出現多元化的情形,故在考慮寬度等構造時必須考 量這些。
- (3)在大規模地震發生時,對於耐震強化的碼頭設施、作為緊急物品 臨時保管的用地,以及其背後幹線道路等相連接的道路功能必須 能確保,這是緊急物資運輸及復舊工作等不可或缺的一環。因此 設施的抗震性為必然外,應選定不會因地震而有倒塌建築物等阻 斷的路線,並排除緊急時會有障礙的附屬設施,而根據這種目標 設施為對象與周邊的情況,加以考量在大規模地震發生後,必需 如何予以確保道路之機能。

【備註】

道路結構令中,除政令及施行細則外,若欲知更詳細者可參考道 路結構令之說明與運用。

#### 1.2.2 設計車輛(依告示條例第105條)

連結拖板車為主要通行車輛時,可以此作為設計目標車輛。 說明:

- (1)在道路結構令第4條,以連結拖板車作為設計車輛的道路區分為第 1類、第2類、第3類第1級、及第4類第1級。但是港灣中,即使道 路的區分無適用此類區分者,但如預期有連結拖板車之交通量很 多時得以使用。因此雖說本篇1.2.1一般之規定訂有道路之區分, 但連結拖板車仍可作為設計車輛。
- (2)以連結拖板車作為設計車輛時,與道路結構令之考量不同,故必 需訂定道路諸元,而所需另外訂定的道路諸元則如下列所述:
  - (a)車道及車道數
  - (b)建築界限
  - (c)曲線部份之拓寬
  - (d)縱斷面坡度
- 【備註】

以連結拖板車為設計車輛之道路實例來說,如貨櫃碼頭等通行連 結拖板車與碼頭間的許多連接道路、碼頭內、碼頭周邊道路及這 些碼頭與背後道路幹線(一般道路)連接之道路等。

#### 1.2.3 車道及車道數(依告示條例第107條)

- (1)道路之車道數應使港口所產生的交通流量不會停滯加以適當的設定。
- (2)計畫交通量依表1.2.1所示道路種類所對應的設計基準交通量(道路之單位時間最大容許汽車量稱之)之欄位上所載值以下的道路車道數(除了上坡車道,轉彎車道及變速車道以外)為二線道時的量。

道路的種類	設計標準交通量 (輛/小時)		
與港口及國道高速公路相連接之道路	650		
其它道路	500		

表 1.2.1 道路類型交通量設計標準(依告示條例第107條附表14)

(3)(2)所規定道路以外之道路車道數,應有四車道以上。(依交通狀況,除了特殊場合,應為2的倍數),依表1.2.2之道路種類,每單位車道之設計基準交通量為隨該道路之計畫交通量之比例而定。

表1.2.2 依道路種類每單位車道之設計基準交通量(依告示條例第 107條附表15)

道路類型	每一車道之設計標準交通量 (輛/小時)
與港口及國道高速公路相連接之道路	600
其它道路	350

(4)車道的寬度原則上是3.25m或3.5m。但是大型車之通行量很高時, 則需以3.5m為標準寬度。如受地形限制不得已時,所需要的車道 寬度可減少到3.0m。

(5)停車道可設計於車道的右側路邊以確保車輛行駛之安全與平順。
說明:

(1)車道數是以道路結構令第5條為準,將規劃交通量與設計基準交通量相比而決定。然而在此處所規定的設計基準交通量,由於其尖峰特性的考量與道路結構令有所不同,因此會有交通量的時間單位的不同。

本來道路之設計所採用的未來交通量,必需考量尖峰特性時段的 交通量,而道路結構令中,由於考量到要預測包含規劃目標年度 交通量之尖峰時段特性很難,故將尖峰特性以每個道路的區分作 為一定的設計基準交通量。因此設計基準交通量是以日交通量作 為計算單位。

另一方面,港區道路一般與發生在港區的主要物流有關,以過去 的實績假設未來的尖峰特性比較可能,故尖峰特性是規劃交通量 時所需考量者。因此設計基準交通量為道路每小時的最大容許汽 車交通量。

而此處規劃交通量如本篇1.2.1一般說明所述,為作為道路設計之 基礎,因此需考量該道路所在地區之發展動向及將來汽車交通狀 況來決定該道路每小時來往的汽車交通量,由上所述,需考慮的 事項為發生於港區的交通狀況及尖峰特性等。

- (2)道路寬度方面,港區道路通常大都由連結拖車及卡車等大型車輛 在使用,同時亦有移動式起重機等特殊車輛在使用,故綜合考量 這些使用者,使道路交通能達其快捷性。
- (3)移動式起重機等特殊車輛的寬度,由於大都超過車輛限制令第3條 有所規定最高限制2.5m,故在該等車輛行駛頻繁的路線上,其車 道之寬度應另行決定為宜。
- (4)停車帶的寬度定為2.5m。有關停車帶之設置,依道路結構令第9條 規定在第4類中的第1級、第2級及第3級之道路中在必要的地點需 設置之,而在大型車交通量占有率很低的地點,其寬度則可依規 定縮減之。但是港區道路依本篇1.2.1一般說明之規定雖訂定有道 路的區分,但仍以貨物等待裝卸之停車車輛等為不妨礙其他車輛 通行的安全與通過,在大型車占有率很低的路段則可不必加以估 計。
- (5)在計畫交通量很少之處,或因地形等關係不得已時,車道之寬度 得依道路結構令之第3類第5級及第4類第4級,不得已情況之規定 辦理。

【備註】

(1)計畫交通量之計算應考慮的事項為:計畫目標年碼頭所產生的貨物、周圍區域的土地使用、車流量的集中及與其他道路的連接等。

計劃交通量的估計一般依集中交通量、分佈交通量、分配交通量 等之順序進行推估。

產生集中交通量計算方法列於表1.2.3。

表1.2.3 產生集中交通量的計算方法

交通量種類	計算方式					
	以港口貨物裝卸量為基礎,再					
七明洪口作临浑於力六历具	採用汽車分擔比率,卡車裝載					
月開港口貝彻理制人父週里	量,不同車輛比率等計算之方					
	法。					
山洪內工業厄所多小力六通를	每一單元地區所產生之					
田心的工业回归建生之父迪里	旅程數及員工數					
山绕山马兹安凯兹所落开之六	使用於類似設施之使用人數及					
哪地风瓜谷 成 他 川 座 生 く 父	機車					
<b>迎里</b>	使用百分比資料					

(2)在決定道路寬度時所須考慮的大型車輛或特殊車輛等使用狀況, 為倉庫入口附近之連結拖板車、卡車等的縱排、等待裝貨、接送 之停車、移動式起重機之通行等,至於與特性有關者則為連結拖 板車、卡車等的回轉半徑。

### 1.2.4 建築界限亦即淨空限制 (依告示條例第108條)

若預期會有裝載高大貨櫃的連結車及移動式起重機等特殊車輛通 行時,為確保該等車輛的安全通行,淨空限制應適當的加以訂定。 說明:

以發生於港區的車輛交通作道路的網路分析時,港區道路需與普通道路連接始能發揮功能。同時在港區道路通行的車輛與普通道路中 行駛的車輛原則上並無不同。因此港區道路的建築淨空限制原則上可 依道路結構令第12條規定辦理。 但是國際貨櫃碼頭周邊常有裝載高大貨櫃(高9呎6吋的遠洋貨櫃) 連結拖板車行駛時,或有移動式起重機等特殊車輛通行頻繁通行的港 區道路,若建築淨空限制與普通道路相同時,則會有損傷及安全的可 能性。因此在有必要的地點上,可以不照道路結構令的建築淨空限制 加以適當的訂定之。

【備註】

(1)裝載遠洋貨櫃的連結拖板車高度如表1.2.4所示。裝載高大貨櫃之 連結拖板車是不能通行於建築淨空限制高度H=4.5m以下的車道 上,因路肩上面隅部的切角會超過建築淨空限制。在隅部切角來 說要確保不超過建築淨空限制的最低限制淨空之值如圖1.2.1所 示。而在實際設計時,尤其在埋置於土中的隧道永久結構物來說, 希望高度H能加高一些。



H=從路面至頂端的高度為4.5m

(與道路結構令之規定相同)

b=隅角切角之垂直距離=0.35m

(H=裝載高大貨櫃車輛之高度)

圖1.2.1 建築淨空限制諸元圖(H與b)

尺寸	國際遠洋	貨櫃尺寸		載運貨櫃之連結	供計
貨櫃種類	長(mm)	寛(mm)	高(mm)	拖板車高度(m)	加社
ISO Type IC 20'*8'*8'	6,058	2,438	2,438	3,748	平床底盤
ISO Type ICC 20'*8'*8'6"	6,058	2,438	2,591	3,796	低床底盤
ISO Type IA 40'*8'*8'	12,192	2,438	2,438	3,643	低床底盤
ISO Type IAA 40'*8'*8'6"	12,192	2,438	2,591	3,796	低床底盤
ISO Type IAAA 40'*8'*9'6"	12,192	2,438	2,896	4,101	低床底盤

表 1.2.4 國際遠洋貨櫃尺寸及載運貨櫃之連結拖板車高度

(附註): 遠洋貨櫃之底盤於地面上的高度可能因製造業者不同而有少許差異。 於此,其高度定義為低床底盤1205公釐和平床底盤1310公釐。

- (2)汽車車輛是依道路運輸法(道路運輸車輛的保安標準)、道路法(車輛限制令)及道路交通法與道路交通施行令等,對其寬度、高度、長度、重量等諸元均有所限制,而裝載高大貨櫃連結車的高度則會超過車輛限制令及道路交通法之規定。而裝載高大貨櫃車輛行駛於道路是以道路交通法第57條第3項「貨物不能分割」之規定及道路法第47條之2第1項「因貨物為特殊而不得已」之情況,成了限制外的裝載許可,特殊車輛通行許可之對象,因此需綜合考量道路狀況、交通量等,而同意其在預先指定之道路上通行(港務局所管轄之道路是不適用道路法,而是適用道路交通法)。
- (3)建築淨空限制所含餘裕高度之設定,是需要對車輛之空載時之餘裕量、駕駛員的心理餘裕、舖面覆蓋層的餘裕、積雪時的餘裕等加以考慮,惟目前對餘裕高度的調查研究等並不充分,而(1)之建築淨空限制之例中在車道部份的H=4.5m則是與道路結構令相同。
- (4)預期會在港區道路通行的移動式貨物裝卸機械等特殊的車輛有移動式起重機,又式升降機等。而這些貨物裝卸機中,最大型的機

具其全高及全長均會超過車輛限制令。

### 1.2.5 曲線部份之增寬

車道之曲線部份應依照設計車輛及該曲線部份的曲率半徑將車道 適當的加以拓寬。但因受地形或其他特殊情況,不得已時則不受此限。 說明:

車道之寬度是以設計車輛之最大寬度加上餘裕寬度所訂定,而曲 線部份則因汽車的前輪與後輪行進的軌跡有所不同,故車道的寬度必 需要較直線部份的寬度更寬廣些。

在曲線部份行駛時,汽車的後輪會壓在前輪通過處的內側通過, 故車道的拓寬需在車道的內側辦理,為不侵佔到其他車道計,應對每 個車道予以加寬。

【備註】

表1.2.5是以道路結構令之解說與運用所示的,依道路區分與曲率 半徑的拓寬量,以設計車輛與曲率半徑加以對應之增寬量,而其對以 連結拖板車為主在曲率半徑50m以下時之拓寬值,在港區道路亦可適 用,所以可供參考。

設計車輛	一般車輛			連結拖板車			<u>i</u>	每車道應加寬(m)	
	超過	90	低於	160	超過	150	低於	180	0.25
	超過	60	低於	90	超過	100	低於	150	0.50
	超過	45	低於	60	超過	70	低於	100	0.75
止本业価	超過	32	低於	45	超過	60	低於	70	1.00
m平千徑 (m)	超過	26	低於	32	超過	50	低於	60	1.25
(111)	超過	21	低於	26	超過	40	低於	50	1.50
	超過	19	低於	21	超過	32	低於	40	1.75
	超過	16	低於	19	超過	28	低於	32	2.00
	超過	15	低於	16	超過	25	低於	28	2.25

表1.2.5 彎曲處之拓寬值

拓寬值之計算方法請依道路結構令之說明與運用所示計算之。

#### 1.2.6 縱斷面坡度

車道之縱斷面坡度應依該道路之設計速度及設計車輛加以適當的 決定。

說明:

在設計道路線形時,必需要能確保相同的行車狀態。然而在縱斷 面坡度時隨車輛的行車能力會有不同之結果,大型車輛行駛在坡度很 大的地段時,速度會顯著的降低,故在大型車輛速度降低的坡度區間 交通容量亦會隨之降低。因此大型車輛使用很多的港區道路,這一點 必需加以充分的考量,需依設計車輛進行縱斷面坡度之設定。

【備註】

(1)車道縱坡坡度應依照該道路之設計速度及設計車輛種類以表1.2.6 所列出的值以下作為標準。但若有地形或其他特別理由不得已時,坡度可設定在高於表中所列值的2%~3%。

設計速度	設計車輛					
(km/h)	一般汽車	連結拖板車				
120	2%	1%				
100	3%	1%				
80	4%	2%				
60	5%	3%				
50	6%	4%				
40	7%	5%				
30	8%	6%				
20	9%	7%				

表1.2.6 縱向坡度限制

依道路結構令第20條縱斷面坡度之規定,是以一般汽車為主,而 在此是以連結車為主時的縱斷面坡度限制值表示於上表中。因地
形狀況及其他特別的理由而不得已要超過縱斷面坡度之限制值時, 需依其坡度考量長度限制之必要。

- (2)縱斷面坡度的限制值是以在坡度區段大型車的行車速度接近設計 速度之值,然在實際設計時,由經濟面來看某種程度的速度減低 可視為妥當的,需予以容許。因此在道路結構令中縱斷面坡度的 限制值,對載客車輛是以大約的平均行車速度即可上坡,而對一 般卡車則大約以設計速度的1/2速度亦可上坡來訂定的。而對連結 拖板車亦準以大約設計速度1/2的速度可以上坡,來訂定縱斷面坡 度之限制值。
- (3)縱斷面坡度之特例值與限制長度如表1.2.7所示。在道路結構令之 說明與運用中,限制長度是以確保在上坡之起點為一般汽車之設 計速度,而在上坡之終點則大約為設計速度1/2的速度來設定。

1.2.7 平面交叉

臨港道路的平面交叉設計原則上遵照"道路結構令"的規定,但應考 量平面交叉之交通量、設計車輛種類、周圍路網的情況、道路沿線之 土地使用等。

說明:

平面交叉點是為道路交通容量之瓶頸。尤其港區道路常有起動時 加速行車性能很低的大型車通行,因此交叉點交通容量會有顯著降低 的可能。故在平面交叉點之設計時,必需充分考量大型車之動向。

【備註】

在一個平面交叉上有附加車道(迴車道或變速車道)時的車道寬度,可參考表1.2.8決定之。

#### 1.2.8 鋪面 (依告示條例第106條)

鋪面的結構應依行駛車輛的車輪載重決定,並考量特殊交通工具 之交通量,如連結車及移動式起重機。

		說計	 車輛			
設計速度		一般汽車	連結拖板車			
(km/h)	坡度(%)	變坡長度限制距離	坡度(%)	變坡長度限制距離		
		(m)		(m)		
	3	800	2	1000		
120	4	500	3	500		
	5	400	4	400		
	4	700	2	1600		
100	5	500	3	800		
	6	400	4	500		
80	5	600	3	1300		
	6	500	4	700		
	7	400	5	500		
	6	500	4	600		
60	7	400	5	400		
	8	300	6	300		
	7	200	5	250		
50	8	150	6	150		
	9	100	7	100		
	8	100	6	100		
40	9	100	7	100		
	10	100	8	100		

表1.2.7 有限變坡長度的縱向坡度特殊限制

表1.2.8 在平面交叉的車道寬度

基本道路段之車道寬	新增車道之貫穿車道寬	新增車道寬度
3.50	3.5(3.25)	3.25(3.00)
3.25	3.25(3.00)	3.00

注意:刮弧內的數值是受地形條件限制時之減少值。(單位m) 說明:

(1)一般道路之規劃及設計需依道路結構令辦理,有關鋪面方面,則

是依據道路結構令之水泥混凝土鋪面要覽來訂定,並依據瀝青鋪 面要覽及混凝土施工說明書來設計。因此臨港道路亦依照此方法 辦理。

- (2)在寒冷地區之鋪面,由於路床上因冰凍後之解凍會有所損壞,故 必需要有良好的對策加以處理。若冰凍後之解凍對路面之影響很 大,將導致在冬季因路床受到冰凍,使得路面發生龜裂或不平, 到春初時路床上因解凍而使承載力降低連帶使路面破壞。因此在 寒冷地區的鋪面,由路床冰凍之深度求取,所需換土深,以及依 載重的承載性能算出其鋪面厚度。
- (3)臨港道路鋪築於臨海區回填的軟弱地層上時,因沉陷的殘留量的 大小或有不均勻沉陷時,會使鋪面發生不良的影響。因此在軟弱 地層上鋪面,必需考量地層之殘留沈陷對鋪面所造成的影響。

【備註】

- (1)水泥混凝土鋪面應依照在圖1.2.2 所描述的程序設計
- (2) 瀝青混凝土鋪面應依照圖1.2.3所述的程序設計
- (3)"水泥混凝土鋪面設計要覽"和"瀝青混凝土鋪面設計要覽"中所述 鋪面結構設計所採用二個交通量決定的方法:(a)依大型車決定交 通量的方法(b)依行車車輛的車輪載重的方法。
  - (a)依大型車決定交通量之方法是依據設計期間平均大型車交通量(台/日/方向)的方法,是一般道路舖面通常所使用的方法。
    在鋪面要覽中對於大型車的交通量是依設計交通量設L為交通(大型車交通量:100台以下)、A為交通(大型車交通量:100台以上250台以下)、B為交通(大型車交通量:250台以上1000台以下)、C為交通(大型車交通量:1000台以上3000台以下)、D為交通(大型車交通量:3000台以上)作為區分。
  - (b)依行車車輛的車輪載重的方法是以行車車輛的大小分佈來推算 之方法,從每個車輪載重的範圍內所行駛車輛台數,在設計期間 以累積每5噸換算成輪數,並考量以交通量的延伸率來求取。即

在車輪載重Pi之交通量Ni換算成5噸車輪載重之交通量Nis時則可依下列(1.2.1)式換算之。



圖1.2.2 水泥混凝土鋪面的設計程序



圖1.2.3 瀝青混凝土鋪面的設計程序

- 1.2.9 交通號誌及標示(依告示條例第102條)
  - (1) 臨港交通設施應依該設施之類型和使用性設置適當的交通號誌 或標示。
  - (2) 號誌及標示的型式應依港口使用者視線之能見度和使用狀況適當地決定。
  - (3)交通號誌及標示之設置應能被港區使用者清楚地看見而且不會 妨礙交通或貨物之處理。

說明:

(1)排水設施及交通安全設施等附屬設施的設置需依下述辦理。

(a)在設置時需考量不會對港區貨物的處理作業有所妨礙。

- (b)為求道路結構之保全及交通之順暢,在必要的地點需設立道路標誌及分區線,此時,道路標誌及分區線之類型、規格及設置地點、或其他道路標誌及分區線有關的必要事項,本章節沒有規定的事項,可依道路標誌、分區線及道路標示等有關命令(昭和35年總理府令、交通部令第3號)辦理。而在該同命令中『道路管理者』則可以『港務局』替代之。
- (2)在道路結構令中,道路之附屬設施等是為使道路能確保交通安全 及順暢,亦為防止交通事故的發生,在必要的地點所設立,對臨 港道路而言其必要性亦無不同,故可依道路結構令之規定辦理 之。但是在鄰近貨物處理地點處,臨港道路其附屬設施之結構或 設置位置等,往往都會妨礙貨物裝卸作業。同時夜間作業之地點 必需設置明亮的照明設施,這是與普通道路不同之處,故需另加 考量規定其設立。
- (3)標誌及標示等的具體實例可參照19.11標誌、標示及防護欄乙節辦理。

#### 1.3 停車場

#### 1.3.1 通則

港區停車場(是所謂指定為臨港交通設施之停車場),應依停車場法施行令(昭和32年即公元1957年政令第340號)所規定之結構及設備為標準,其他事項則如下規定。

說明:

停車場之建設是以停車場法(昭和32年法律第106號)為標準法,停 車場之結構及設備之基準在同法施行令中則有所規定。港區停車場亦 應此為標準,而港區停車場另需考慮的事項則應另行詳加規定。

有關停車場法施行令之路外停車場之結構及設備基準,雖是適用

2-16

於提供停車用的面積達500m<sup>2</sup>以上之停車場。但不合此標準時,亦儘可 能遵照相關條文較宜。

#### 1.3.2 規模和區位 (依告示條例第114條、第115條)

- (1)停車場的規模和區位,應綜合考量港口產生之交通狀況、附近道路的建設狀況,確保其不會妨礙港口設施的使用和道路交通的順暢。
- (2)停車場原則上應該設置在道路外。但如地形條件或其他的理由不得已必須設置於道路上時,停車場的規模和配置應滿足下列的情況:
  - (a)不設置於連接港口和主要內陸公路的道路之上。
  - (b)不設置於會阻礙車輛進出貨物處理區域或倉庫之地方。
  - (c)不設置於毗連於危險的貨物裝卸之地,除非因地形條件或其他的 理由需要。
- (3)停車場的車道寬度、停車格大小、為是車輛駛進停車格所須後退、 回轉之車道寬度,應依照該停車場車輛之種類、停車角度和停車 方法適當地決定。

說明:

- (1)汽車交通非僅行車而已,中途之停車及到目的地之停車均是必要的。尤其是港區的交通,常會發生交通集中,因此目的地的停車需要很大,故停車場之整修是很重要的。故在設置停車場時,需先考慮將來道路的使用狀況等必要事項,研擬因港灣之活動所產生之停車需要。而因停車場所產生集中汽車交通量不能妨礙港區流暢的道路交通,依此檢討停車場之規模及設置區位是很重要的。
- (2)路上停車場一般為有可能妨礙道路交通的大停車場,依停車場法施行令之路上停車場配置及大小的標準,除了特例外,主要幹線街道是不能設置的。港區道路中,因有很多起動時加速性能很低的大型車在通行,路上停車場之設置會使道路交通遭致顯著的影

響。因此停車場以設置於路外為原則,在港區與背後幹線道路連 接的重要道路是禁止設置的。同時會妨礙港區活動的地點亦禁止 設置。

[備註]

- (1)設計實務上可參考"停車場手冊",附註的"停車場設計和發包標準"和 "道路標準執行條例之註解和實務"。
- (2)為停車場規範之標準值和停車場的結構可參考表1.3.1和圖1.3.1決定。
- (3)有關渡輪航站的停車場,請參照第十篇停車場乙節辦理。

表 1.3.1 停車場規範標準值

				的送改五				
車輛種類	停車角度 (°)	停車方法	車道寛度 (M)	<ul> <li>興道路垂</li> <li>直之停車</li> <li>格寛度</li> <li>(M)</li> </ul>	與道路平行 之停車格寬 度(M)	單元停車 格寛(M)	每一車輛所 需停車面積	表 T-1.3.1 中所對應 之圖號
小型車	30	正向停車	4.00	4.50	4.50	6.50	29.3	(a)
	45	正向停車	4.00	5.10	3.20	7.10	22.8	(b)
	45 度 交叉停車	正向停車	4.00	4.30	3.20	6.30	20.2	(c) (d)
	60	正向停車	5.00	5.45	2.60	7.95	20.7	(e)
	60	倒車	4.50	5.45	2.60	7.70	20.0	(f)
	90	正向停車	9.50	5.00	2.25	9.75	21.9	(g)
	90	倒車	6.00	5.00	2.25	8.00	18.0	(h)
	20*	正向停車	4.00	9.30	6.50	19.30	125.5	(i)
	50.	正向開車	6.00	9.30	6.50	19.30	125.5	(i)
	45*	正向停車	7.00	11.50	4.60	25.00	115.0	(j)
大型車		正向開車	6.50	11.50	4.60	25.00	115.0	(j)
	60*	正向停車	11.00	12.90	3.75	31.40	117.8	(k)
		正向開車	7.50	12.90	3.75	31.40	117.8	(k)
	90*	正向停車	19.00	13.00	3.25	43.00	139.8	(1)
		正向開車	11.00	13.00	3.25	43.00	139.8	(1)
	平行	倒車	6.00	3.25	19.00	6.25	118.8	(m)
		正向開車	6.00	3.25	19.00	6.25	118.8	(m)
大型車	30*	正向停車	6.50	11.50	7.00	28.50	199.5	(n)
		正向開車	10.50	11.50	7.00	28.50	199.5	(n)
	45*	正向停車	10.50	14.50	5.00	38.00	190.0	(0)
		正向開車	13.00	14.50	5.00	38.00	190.0	(o)
	60*	正向停車	14.00	16.50	4.00	45.50	182.0	(p)
		正向開車	15.00	16.50	4.00	45.50	182.0	(p)
	90*	正向停車	22.00	17.00	3.50	52.00	182.0	(q)
		正向開車	13.00	17.00	3.50	52.00	182.0	(q)
	平行	倒車	6.00	3.50	25.00	6.50	162.5	(r)
		正向開車	6.00	3.50	25.00	6.50	162.5	(r)

註:\*指停車場在停車方向是單列配置



圖 1.3.1 停車場型式

#### 1.4 鐵路

港口中之鐵路,應依照其分類遵循 "普通鐵路的結構規則"(昭和62 年公元1987年交通部令第14號),或"特別鐵路的結構規則"(昭和62年公 元1987年交通部令第19號),軌道則係遵照 "軌道建築條例"。(大正12 年公元1923年內政和鐵路部條例)

【備註】

- (1)港區鐵路除了上述政令外,請參考鐵路結構物等設計標準和說明 辦理。
- (2)臨港區域內之鐵路中,較可常見的單軌鐵路等之新交通系統,其 主要諸元及結構形態等需依特殊鐵道規則加以考量。

### 1.5 直昇飛機場

直昇飛機場需遵照 "國內航空法"(昭和27年公元1952年法律第231號)辦理。

#### 1.6 隧道

#### 1.6.1 通則

在臨港交通設施中的隧道部份,除了需依部頒法令第12條第2項之 規定外,其細節原則上需依下列規定辦理。

- (1)在部頒法令第12條第2項第4號中雖然有關通風的規定,但那是鐵路隧道中為確保火車通行時之通風,所以通風設備之設置可以省略掉。
- (2)本節之規定亦適用於港區道路中的海底隧道。至於其他用途或其 他類型的隧道則應分別遵照各相關之標準及規範。

說明:

(1)在臨港交通設施中的隧道,依用途有道路隧道及鐵路隧道等。而

依隧道施工法加以分類時,則有山岳施工法、開挖施工法、潛盾 開鑿施工法及沈埋施工法等。本章節所述是適用於沈埋型的海底 隧道施工法。

(2)本章節所使用的專有名詞則如圖1.6.1中之定義。必要時則應安裝 通風塔。



圖1.6.1 海底隧道的組成定義

# 【備註】

- (1)有關其他相關標準類別及型式之隧道參考資料如下:
  - (a)道路隧道技術基準(昭和49年11月29日出版及昭和60年10月12 日出版交通部都市局長、道路局長)
  - (b)道路隧道技術基準(通風篇)與說明(日本道路協會1985年12月)
  - (c)道路隧道技術基準(結構篇)與說明(日本道路協會1989年6月)
  - (d)道路照明設施設置基準與說明(日本道路協會1981年4月)
  - (e)隧道標準施工說明書(山岳工法篇)與說明(土木學會1996年7月)
  - (f)隧道標準施工說明書(開挖工法篇)與說明(土木學會1996年7月)
  - (g)隧道標準施工說明書(潛盾工法篇)與說明(土木學會1996年7月)

(2)對於港口道路使用海底隧道之設計,可參考"海底隧道工程手冊"。對至於耐震性之檢討,參考文獻17。

#### 1.6.2 規劃及設計的基本原則(依告示條例第111條)

沈埋式海底箱函隧道(以下簡稱"海底隧道"),其位置、定線和橫斷 面形狀應依隧道使用的情況和當地水域的自然條件而妥善地加以決 定。

說明:

(1)在決定海底隧道的橫斷面應綜合檢討汽車之交通量、大型車於總 交通量之比例、人行道的需要性、腳踏車道的必要性、共同管溝 中電纜和管路的種類、危險貨物運送的可否,有無收費站存在和 其他的道路之連接等等。

其他相關設施將來之計畫也應加以考量。同時海底隧道所通過之 航道將來的加深,以及其他相關設施將來之計畫也應加以考量。 同時海底隧道未來的使用計畫應該充分探討,一旦隧道完成後任 何其它功能的擴充,例如加寬等等均是非常困難的。

- (2)如果要配置行人和腳踏車道,應充分考量老年人和殘障人士之使用。
- (3)意外事件或災禍情況下之安全設施而言,依需要應設置疏散道路 緊急的電話。要放置火災時的安全設施和疏散路徑,隧道本身應 該是耐火的結構。
- (4)一般而言海底隧道縱向坡度在道路設計速度的限制下儘可能險 峻,使建築花費能夠減少。但當坡度變得較險竣的時候,應該考 慮車輛廢氣集中快速地增加的事實,因此必須增加通風器具的費 用。

[備註]

(1)沈埋式海底隧道位置之選定,以及線形及橫斷面之決定時,可參考以往施工例辦理。

- (2)依照海底隧道箱型節塊結構特性,可能需要耐火塗料。在此情況下,耐火塗料厚度應該在決定內部尺寸時加以考慮。
- (3)依道路法第46條之規定,港口管理機構有權利禁止或限制交通工具載有揮發性、易燃的物質或其他危險貨物的進入或通行。

#### 1.6.3 沈埋深度(依告示條例第112條第2項及第3項)

- (1)沈埋管的上部考量船下錨時的穿越深度及下錨頻率、沈埋隧道的 浮力、波浪和潮流之沖刷等、為使沈埋管之結構能確保安全,應 以適當的材料及所須之厚度來加以覆蓋,以確保箱涵節塊的結構 安全。
- (2)沈埋管的埋設深度以及其周圍,若未來有疏浚計劃時,應檢討該 計畫後設定其適當之埋設深度。

[備註]

包含為保護上底版所設之混凝土保護厚度,最好有1.5m以上。

#### 1.6.4 沈埋管之結構和長度

沈理管之結構和長度應考量斷面應力,建造方法,建造費用,製造場地等加以決定。

說明:

- (1)沈埋管的類型可分為鋼殼型,混凝土型(鋼筋混凝土,預力混凝
   土)及合成(混和)型。應綜合考量類型之特性,而選擇最適用之類
   型。
- (2)沈埋管的長度應該以耐震設計時計算的斷面外力連接構造,製造 場地的大小及沈埋和連接的實行方法和費用來決定。

[備註]

(1)鋼殼型是最先用鋼鈑製成外殼後,裡面再用鋼筋混凝土打設。完成後對於外力原則上是由鋼鈑內部的鋼筋混凝土來承受。而混凝 土型的其周圍需用較薄的鋼鈑作為防護及防水。故兩者的區分是 不很清礎。合成型則是鋼鈑與混凝土以力學合成的方法來抑制其 移動,而鋼鈑亦需承受外力。

- (2)合成型尤其是鋼鈑與鋼筋混凝土三明治結構則可參考文獻(18)加 以設計及施工。
- (3)沈埋之箱涵長度,通常大都為100m 左右。

#### 1.6.5 通風塔 (依告示條例第112條第6項)

海底隧道通風塔的結構檢討應依據所設定之外力及荷重,並隨結 構物及地層特性、採用適當的方法來進行。

說明:

- (1)通風機器,電器設備和控制設備等應該在通風塔中依其功能加 以配置,提供有效率的通風管和海底隧道相連接。
- (2)通風塔內應有充份的空間以便監測、檢驗和讓安裝的儀器能順 利迅速地被修復。特別是大型設備如通風機器應該是如此設計 以使他們於塔內進出之運輸能容易地被執行。
- (3)吸氣口之位置和結構應避免吸入排氣口以及海底隧道出口所排 出之空氣。
- (4)排氣口的位置應該設在排出空氣之濃度在可容許範圍以下之地區。

【備註】

- (1)升降井與通風塔通常在同一結構物者為多,但也有兩者分離之例。
- (2)通風塔之設計除了有通風功能外,亦應考量對四周景觀的協調 性。

1.6.6 引道

引道結構應考量使用計劃、自然條件、社會情況、施工法與建造 費用等加以適當的設計。 說明:

引道出入口之路面高度是與其他道路連接附近的地面高度有關, 故應考量在高潮時之海水或河川水灌入,埋設的海底隧道之縱斷面坡 度等加以適當的決定。

【備註】

引道是由挖溝及陸上隧道來組成。挖溝之結構是用混凝土之挖溝 結構或用土木工法之邊坡面加工來建造,而通常是以混凝挖溝結構者 為多。且陸上隧道部份,通常亦使用開挖工法來建造。

#### 1.6.7 海底隧道之穩定計算(依告示條例第112條第42項)

海底隧道結構之穩定檢討,原則上是以海底隧道之橫斷方向與縱 斷面方向分別加以檢討。

說明:

海底隧道由於縱向部份相對之長度較長,因此它不僅需檢討橫斷 方向,縱斷面方向亦必需加以檢討。且所需考量的設計載重如下:

(1)自重

(2)活載重

(3) 土壓力

(4)靜水壓力

(5)浮力和上揚力

(6)土壤承載力

(7)基礎沈陷影響力

(8)溫度變化影響

(9)施工時的負荷

(10)混凝土潛變和收縮影響力

(11)預力

2-26

(12) 地震力

(13)其它 (海嘯,落錨及起錨, 船沈沒等)

[備註]

- (1) 横方向的計算可將海底隧道本身視為一個衍架剛性結構。
- (2)海底隧道縱向計算應該將地盤當作彈簧,並將其視為在彈性底床 上之樑,而檢討地震力,溫度變化和地盤沈陷。
- (3)檢查基礎是否有充份的能力支持海底隧道的重量,包括其頂部的 土壤。基礎的沈陷也應適當的考慮。
- (4)地震力可能從每個方向傳遞到海底隧道。然而,最大彎矩及剪應 力出現在橫方向中,而最大軸力則發生在隧道的縱方向。設計時,此二個方向的應力應被檢視。
- (5)海底隧道也有可能建造於軟弱地層上。在此情況下,應該確認地 震時周圍地盤不會發生滑動,當隧道被鬆動的飽和砂包圍的時 候,也應檢視液化分析。
- (6)回填料由抵抗下沈和上浮安全率、地震時之液化、確保航道水深 等之浚深之觀點來看,有選擇適當填充材料、材質之必要。
- (7)海底隧道是在海床下面的結構而且常在軟弱地層上被構築。所以 應進行充份的檢驗以避免因自裂縫或接縫的滲漏,使其喪失功 能。
- (8)海底隧道中,在耐震設計特別應留意之例來說;例如,Dears島隧道,Bart 隧道,大阪 Sakishima 隧道,神戶港口 Minatojima 隧道等等。

#### 1.6.8 沈埋管之設計(依告示條例第112條第1項)

沈埋管設計時應考慮下列的因素以利結構之安全。

- (1)水密性
- (2)混凝土的龜裂

(3)拖航時之安全及沈放時之荷重。

說明:

為確保沈埋管結構的安全下列的因素也應考慮:

(1)在完成時和施工時的載重

(2)施工性

- (3)由於沈埋管在沈埋後所受的浮力會造成函管之上浮
- (4)通風和災害預防功能
- (5)其他附加之功能

[備註]

- (1)設計和施工時應儘量避免混凝土產生龜裂。除此之外,最好在 沈埋管的周圍塗上防水膜以確保完全的水密性。
- (2)外部的鋼板原則上應進行電氣防蝕保護。
- (3)防水外膜之材料大多是用鋼鈑、合成橡膠、瀝青等,最近國內之 實例而言,大都是在床版底下及側牆外面用鋼鈑、頂床上面則用 合成橡膠或鋼鈑為多。而貫穿防水外膜的基礎螺釘四周的防水處 理必需要特別謹慎。

(4)其他附加之功能則有自來水管及電纜線等。

#### 1.6.9 接頭 (依告示條例第112條第5項)

海底隧道應依第二部分,第12章地震和地震力所規定能確保在地 震作用時所發生之應力下保持結構的安全。

說明:

海底隧道箱涵接頭位置及結構型狀,一般須考量施工時之箱涵製 造場地大小、下水轉換、施工機器的能力、完工後的基礎或基礎的不 均匀沈陷和溫度變化影響力後決定。然而,接合的位置結構,在考量 海底隧道地震抵抗方面也是重要的因素,因此當決定接合位置及結構 時,需要適當地檢討耐震性。

【備註】

- (1)海底隧道與通風塔間的接頭或海底隧道箱涵彼此之間的接頭均 需加以檢討。
- (2)接頭之結構形狀大致可分為可充分抵抗地震時的變形及應變等,而函管的斷面均具有相同的韌度及強度的連續性結構,與可吸收地震時的變形之具可撓性的可撓性結構。。
- (3)沈埋管彼此在水中接合時,為能一次達到止水,其接合方法通常 使用水壓接合方法與水中混凝土法等,而最近則是使用水壓接合 方法為多。
- (4)在最後埋設地點的接頭則有乾式工法、止水鑲板法及V型塊法等,應考量其位置、結構、施工方法及工作性質等加以設定之。

#### 1.6.10 管理設施 (依告示條例第113條)

海底隧道依需要應設置下列的設備:

- (1)通風設備
- (2)緊急的設備
- (3)照明設備
- (4)電力設備
- (5)安全和計測儀器設備
- (6)監測和控制設備

(7)排水設備

說明:

海底隧道中為了防止通行汽機車輛排出的廢氣影響道隧道內空氣 之品質,通風是很重要的。雖然在很短的隧道內自然通風即可能足夠, 但是在港區道路中的隧道原則上應安裝通風設備。 1.7 橋樑

1.7.1 通則

在部令第12條第3項中有關橋樑方面的規定是除了道路橋樑需依 道路結構令(昭和45年即公元1970年政令第320號)、鐵路橋樑需依普通 鐵路結構規則(昭和62年即公元1987年交通部令第14號)或特殊鐵路結 構規則(昭和62年即公元1987年交通部令第19號)辦理外,尚需依下列備 註事項辦理。

【備註】

- (1)港區之道路橋樑方面,除依道路結構令外,尚需參照道路橋樑施 工說明書與說明辦理。
- (2)港區之鐵路橋樑方面除依普通鐵路結構規則或特殊鐵路結構規則外,尚需參照鐵路結構物等設計標準與說明辦理。
- 1.7.2 設計上之考量事項(依告示條例第116條、第117條)
  - (1)橋樑跨越航道、泊地等水域設施時,應滿足下列之要件。
    - (a)為確保船舶航行的安全,橋桁應構築在船舶使用於該水域設施中之『近似最高高潮位』以上適當的高度。
    - (b)橋墩不可設置在航道附近及有礙船舶航行有阻礙之地點。但是 在可確保船舶航行之安全時,則不受此限。
    - (c)為防止橋墩、橋衍等與船舶發生碰撞,必要時應設置標誌或標 示等。
  - (2)橋樑跨越繫靠設施或貨物處理設施時,應滿足下列要件。
    - (a)橋墩位置及橋衍的設置高度應設置在不會妨礙繫靠設施及貨物處理設施等能安全及順暢作業的地點上。
    - (b)為防止橋墩或橋衍等與貨物裝卸機械或車輛發生碰撞,依須要 應適當的設置標誌或標示。

說明:

由於橋樑在水面上的高度標準是採用『近似最高高潮位(Nearly High Water Levevl)』為標準。而此是國際航路會議(IHO)所決議的。

【備註】

- (1)在橋樑所設計之區域,若將來有使用規劃時,必需考量該區域將 來的使用情況。
- (2)設置跨越船舶航行航道之橋樑時其淨空應考量下列因素加以決定:
  - (a)通過船舶之最高桅杆高度

(b)潮汐

(c)船舶之前後吃水差

(d)波高

(e)對船長和船員心理上的衝擊

從近似最高高潮位上之淨空是以通航船舶之最高桅杆高度(空船 時從水面上至船舶最頂端之高度)再加考慮上列因素後之餘裕高 (通常為2m以上)來決定,而在河口時則對規劃的高水位需充分的 加以留意。

船舶的桅杆高度方面,由於隨船舶的種類及船型會有頗大的差 異,因此實際進港船舶的桅杆高度及將來進港船舶的情況均需加 以調查清楚後,再適當的決定桅杆高度。

而在決定高壓送電線路上之淨空時,為防止放電之影響計,對船 舶桅杆高度更需留有充分的餘裕。

在機場附近規劃橋樑時,應依航空法(昭和27年法律第231號)對於 相關陷制更需充分加以留意。

(3)活載重則可應用道路橋樑施工說明書與說明中所規定的A活載重 及B活載重。

- (4)在橋樑景觀設計方面,則應充分考量由該港區之地形或主要結構 物等的景觀特徵來設計。
- (5)橋樑之規模很大時,因風的條件所發生的共振現象會遭到破壞性的惡性振動、或使車輛之行駛受到妨礙及發生撓度限定振動等抗風安定性的問題,故需充分的加以檢討。

#### 1.7.3 確保結構的耐久性 (依告示條例第118條)

- (1)隨橋樑周圍的自然條件適當地進行橋樑結構的檢討和橋樑材料的 選擇。
- (2)為防止或減少鋼橋腐蝕的發生,依需要應採取塗裝等措施。
- (3)混凝土橋,為防止上部結構和下部結構遭受鹽害而劣化;依需要, 應採取以下對策:
  - (a)足夠的保護層厚度。
  - (b)使鋼筋混凝土的表面裂縫寬度減到最少。
  - (c)特別是在惡劣情況之下或當維護很困難的時候,使用下列各項 對策。

①鋼筋混凝土的表面處理

②鋼筋及預力型鋼之腐蝕保護

說明:

臨海地區的橋樑通常在使用中即會受到潮風或海水飛沫的鹽分 附著,故與內陸地區的橋樑相較之下,鋼橋的鋼材會很容易被腐 蝕,而鋼筋混凝土橋則因長時間受到鹽分在混凝土內部滲透而使 裡面的鋼料發生腐蝕。由於生鏽使得鋼材體積膨脹,而致混凝土 發生裂痕而剝落,因而更增加鋼料的腐蝕,使得抗載力及疲乏強 度迅速減低。由於預力型鋼通常是在高張應力情況下使用,故腐 蝕的影響對其特別重要。

而因長時間受海水之作用,由於硫酸鹽在混凝土中的反應,使得

2-32

混凝土本身的劣化比在內陸區域的橋樑更甚。

因此在港區建造橋樑時,為避免鋼板、鋼筋、PC鋼材之腐蝕外, 對混凝土本身劣化的對策,亦應加以考量,以確保其耐久性是非 常重要的。

【備註】

近年來由於新的塗裝系列被開發了,在臨海區域為了保護橋樑不 被銹蝕,因此有必要比內陸地區橋樑更具可靠性的塗裝來保護, 而且被建造在港區的橋樑,由於經常會成為該港的象徵,因此對 美觀上亦需加以考量。

在選定塗料系列時,所需考量的並不僅是最初投資的問題,還有 將來重新油漆時的維持費,故必需要綜合考量選用合理的塗料系 列。

通常替代的塗料必需要在鋼料表面形成細膩的氧化覆膜覆蓋著 以防鋼料受到損壞的腐蝕而使之成為耐候性鋼,這在內陸區域的 橋樑可說效果很好。但是在會受到鹽害影響環境者則未必有很好 的效果。因此在採用時必需加以充分的檢討。

(4)為防止混凝土橋樑的鹽害,確保其耐候性,必須考量下列事項。

(a)由混凝土橋樑受鹽害的損害,通常若與底板橋或箱涵橋相比,T 型橫樑及I型橫樑者發生的較多。同時在結構中所損壞的,也多 數在橫樑下的橫翼緣轉角處。此乃是轉角處在混凝土灌注時, 有施工時不容易壓密的缺點,且轉角處從水平及垂直兩方向侵 入鹽份比其他部位侵入的鹽份較多的緣故。

因此在設計時,為使其成為較不容易受鹽害之結構,以及為使 其混凝土打設及成為較容易壓密之結構,應儘可能減少轉角 處,以使減少鹽分附著之面積,同時防止在橋樑的附近會發生 海水濺飛的情況。

(b)混凝土保護層具有遮蔽鹽分、氧氣、水分等從混凝土表面滲入

2-33

的功能,故混凝土保護層較厚時,可使鋼筋的腐蝕較為遲緩。 鋼材之保護層厚度應大於表1.7.1中所列之值。

表1.7.1 鋼筋最小保護層厚度 (單位:cm)

	下部結構			
樓版之底面,	樓版之底面, 大樑			
緣石, 及扶手	藉由預力系統製造	其他的樑		
	之預力混凝土樑			
5.0	5.0	7.0	7.0	

(C)通常混凝土表面龜裂的寬度很小時,混凝土裡面的鋼筋會比較 不容易腐蝕,同時也會延緩生銹的時間。混凝土發生龜裂的原因為:

①材料品質的問題。

②施工方面的問題。

③使用環境條件的關係。

④結構與外力的關係。

對於上列各點, ①與②為因材料及施工所引起之龜裂有可能是 水灰比所引起之溫度裂痕,故需要慎重去選定材料及小心的施 工, 而對其後的檢修亦很重要。

由外力所引起之彎曲龜裂則需依第3篇3.2依極限設計法設計基本所示之方法加以檢討。

(d)尤其處於惡裂的環境條件下,結構物的維護管理特別困難,除 了上述的對策外,必需加做混凝土的表面處理及鋼筋本身的防 蝕對策外,必需加做混凝土的表面處理及鋼筋本身的防蝕對策 ,以利求得良好的耐久性。

①混凝土的表面處理

保護混凝土之表面以防止鹽化離子滲透進去混凝土裡面的方法,可用表面塗裝、泡浸塗裝法、水泥漿覆蓋,及永久性防蝕

模板等方法。其中以表面塗裝法最為實用。

表面塗裝可用環氧樹脂、聚氨脂樹脂、乙烯脂樹脂等各種樹脂 處理。大部份的表面塗裝步驟為預先處理、打底、中間層處理、 及最後的表面層粉光處理,預先處理乃是針對與混凝土之附著性 為主,而中間層的處理則是以防水性及防鹽害性為主,最後表 面層的粉光則是以耐候性及耐久性要求為目的。故在選擇塗裝 系列時應要做綜合性的考量,亦即除了要有耐久性及經濟性 外,也要從景觀方面達到外觀上的需求。

②鋼筋本身的防蝕

在使用期間中外面的鹽分會滲透至混凝土中的鋼筋,而使鋼筋 附近被積存了許多鹽分開始腐蝕鋼筋。為了要防止此類情況的 腐蝕發生,或使其遲緩的方法,可考量使用防蝕處理後之鋼筋, 以及電氣防蝕。

防蝕鋼筋中,環氧樹脂塗裝鋼筋的效果非常良好,而施工實例 也很多。使用環氧樹脂塗裝鋼筋時,可依混凝土標準施工說明 書中的環氧樹脂塗裝鋼筋之品質規格標準與環氧樹脂塗裝鋼筋 用鋼棒及鋼筋用塗料之品質規格標準辦理。

此外鋼筋(包括預力鋼料)之防蝕方法,還可使用電氣防蝕方法 辦理。

1.7.4 防撞設施

橋墩應安裝防撞設施以緩和船舶衝撞時撞擊力,以保護橋墩之安 全,並減少對碰撞船舶的損害。

為使防撞設施保持良好的功能,故對其結構等應加以適當維護管 理。

【備註】

(1)橋墩的防撞設施是要緩和航行船舶碰撞時的撞擊力,以保護橋墩

並減少對碰撞船舶的損害而安裝者。以往由於船舶的流失衝撞, 橋墩及上部結構也受到災害,因此上部結構安裝防撞設施實例也 很多。

(2)橋墩防撞設施之設計,必需依據下列設計條件,使其在船舶衝撞時能維持充分的功能。

(a)對象船舶:船舶種類及船型。

(b)衝撞速度:航行速度或漂流速度。

(c)衝撞情況:船頭衝撞或是船舶側面的衝撞。

(d)船舶及防撞設施的容許位移量。

對象船舶的種類及船型,是依據橋樑所在海域根據對航行船舶所 作調查之結果,決定各類船舶的最大船型,必要時也應決定在衝撞時 不應有太多損害的小型船船型。

衝撞速度則是依據船舶通航時之狀況與航道水深,依各個船種、 船型取決定。

船舶衝撞的情況則是依各船種、船型來決定橋墩四周航行的狀況。

- (3)船舶之衝撞能量是在船頭衝撞或由船側衝撞應分別依下列各種防 撞設施來加以設計。
  - (a)船頭衝撞時,原則上由衝撞設施產生之位移及船頭部份的壓損 破壞位移能量的和來吸收,但是小型船時則可不考慮壓損破壞 位移。
  - (b)船側衝撞時則應由防撞設施產生之位移來吸收。
    - ①衝撞船舶的運動能量可依第2篇2.2.2【1】船舶的靠岸能量來 計算。但是船頭衝撞時,偏心係數Ce為1.0,假設質量係數 Cm則為1.1船舶的柔軟性係數Cs及橋墩之形狀係數Cc則為 1.0為要準。

②防撞設施之變位所吸收之能量,基本上應考量下述各項。

- 橡膠護舷之吸收能量應依據橡膠護舷之位移復原力特性求 取之。
- ii. 續型防撞設施之吸收能量應由鋼纜的延伸與張力的關係求 之。
- iii.因船頭衝撞時,船頭部份的壓損所吸收之能量可由船頭載重與位移的關係來求取之。
- (c)衝撞時為不使小型船的船身發生破壞時,對船舶衝撞時防撞設施之反力設計,無論在船頭衝撞或船側衝擊時,要分別比船首強度或船側強度小才可。

而鋼船的船側強度可由下式求得

$$P_{M} = \frac{3\sigma_{P}}{\sqrt{1 - v + v^{2}}} \cdot \left(\frac{t}{s}\right) A \dots (1.7.1)$$

上式中

 $P_{M}$ =船側強度(N)

 $\sigma_p$ =鋼料之降伏應力(N/m<sup>2</sup>)

t=船侧外板之厚度(m)

*S*=船舶之肋材至中心的距離(m)

V=poisson 比

*A*=接觸面積(m<sup>2</sup>)

同時鋼料製品防撞設施的強度則可從鋼料製品防撞設施所組成構材的強度求得。

(4)為保持防撞設施之良好功能,需考量下列各點。

- (a)維護管理應依據維護管理手冊中所規定的檢查方法、地點、頻率及管理標準等嚴加實施辦理。
- (b)對於橡膠護舷的壓縮特性必要能掌握著其因返覆疲態,長年變化的惡化,及因蠕變曲線的變化等一些特性來加以維護管理

之。至於橡膠護舷之檢查可先從外觀檢查著手,調查其是否有 橡膠龜裂、變形及耗損等,其次是其安裝金屬附件有無脫落、 變形或腐蝕等,若認為有異常時,即需將其取下更新之。同時 認為護舷有劣質化發生時,亦應取下做壓縮檢查,並與設計時 的標準加以比較,若認為有異常時,亦應適當的加以更新。

- (c)有關纜繩等是否有受紫外線、磨損或斷線、腐蝕等會有強度顯 著降低等,這在維護管理時必需特別注意的。
- (d)防蝕方法需考量耐久性、施工性、經濟性、景觀、防污性等用 適當的方法來決定。防撞設施鋼料製品的防蝕方法則有塗裝防 蝕、電氣防蝕、低合金耐海水鋼、耐蝕性金屬材料、腐蝕替代 法等方法。

### 1.8 運河(依告示條例第119條)

運河需依地形、氣象及其他自然情況,與船舶的通航狀況等,使 船舶能夠安全而且順暢使用的結構物。

說明:

(1)所謂運河是以灌溉、排水、用水及交通等為目的而由人工開挖的水路。而港區的運河則是專為水上交通為目的而開挖成為臨港交通設施的水路。

從運河的功能來分有內陸之港口與海洋之連接者,及海洋連接海 洋的不同類型。而且在運河的結構上則分為利用閘門等水位差之 階梯型運河,與水平型運河。同時在河川水運的一部份,以河川 之圍堰或避開急流處在河川側面另建側面支線運河者。

(2)運河的附帶設施除了護岸、水門、隧道、曳船道、堤防、信號台等外,還有克服水位差的閘門、升降機、斜面用搬運裝置等等。

【備註】

(1)一般被稱為運河者係指作為之港區交通設施來管理的,而在被管

理之水域設施或護岸等港區設施運河之外,沒有港區設施而簡單 通稱為運河的也有。

- (2)在運河設計時應依下述各點辦理。
  - (a)在決定運河之諸元及形狀時,應依使用船舶之諸元、交通量、
     船舶航行的安全性加以考量。尤其需考量流速要小,並且要確
     保一定的水深標準。
  - (b)在決定運河護岸、堤防之頂高時,除了船舶航行之波浪不會發 生越波外,與河川連接時,應以洪水發生時所增高的水位來檢 討,與海洋連接時則需以潮位及入射波浪的波高來檢討處理 之。
  - (c)運河中因流速很慢,在水路中很容易留滯從四周河川流入之污染物,故需考量應如何保護環境清潔。

# 第二章 船貨處理設施

#### 2.1 通則

本章的規定可適用於船貨處理設施之設計。

【備註】

可參考文獻(1)~(3)。

# 2.2 船貨處理區域(依告示條例121條、第122條)

- (1)船貨處理地區應考量處理貨物的類型、數量,以及處理情況選取 適當的範圍。
- (2)船貨處理區域原則上應依照使用目的及使用情況舖設面層。鋪面的結構等應依照第八篇20.5混凝土鋪面設計及第八篇20.6瀝青混凝土鋪面設計之規定辦理。
- (3)通道之寬度及彎道應要保持適當的寬度及角度等以利分別可讓 車輛及裝卸機具可以安全而順暢的行駛。
- (4)在船貨處理區域上,原則上應設置排水溝等排水設備。
- (5)第八篇19.12照明設備之規定,可適用於在夜間做裝卸作業船貨處 理地區之照明設備。
- (6)對民眾進入有危險的船貨處理地區,應設置標誌、標示板及圍牆 等禁止民眾闖入。
- (7)會因風而飛散的貨物在其船貨處理區域上應設置牆壁或圍牆等 適當的措施。

# 2.3 通棧 (依告示條例第125條、第126條)

(1)為使船舶於進出港之前後能順暢的做船貨處理,通棧應滿足下列 各項要件。

- (a)通棧之規模應考量貨物的類型和數量以及其處理情況而加以 適當的決定。
- (b)通棧內通道的寬度及彎道,應保持適當的寬度與角度以便分別 能使裝卸機具可以安全而順暢的行駛。
- (2)在裝卸會產生灰塵時,應適當設置通風設備。
- (3)在夜間要做裝卸的通棧中,應依第八篇19.12照明設備之規定,設置適當的照明設備。
- (4)在高潮等會有淹水危險時,應設置防潮閘門及其他設施以避免海水灌入。
- (5)為使通棧能安全而且順暢的使用,依據需要,應適當的設置標誌 或標示等

說明:

通棧之結構應依照建築標準法 (昭和25年即公元1950年法律第201號)規定辦理。

#### 2.4 裝卸機具

2.4.1 通則

設置於船貨處理區域或碼頭設施之裝卸機具,應具有最適合該設施使用情況之結構及處理能力和位置。而且對於結構上的安全、防塵 及防噪音等之公害具有防止之功能,同時能確保裝卸作業得以順暢及 安全進行。

說明:

(1)導入裝卸機具是為了節省人力、加速貨物處理時效及確保安全為目的,因此在選定裝卸機具時,其類型、結構及能力等,應考量對象船舶、貨物之類型、貨物之形態、處理量、性狀等,以及與

後線設施之關係及二次運輸方式等加以充分的調查與檢討。

- (2)本節所述之裝卸機具是在裝卸作業所使用的機具,如軌道行走式、固定式、移動式等各種起重機、卸料機、輸送帶、叉式升降機、堆貨機、拖拉機、跨式運輸機等等,至於船上所備機具以及Ro-Ro船之車輛升降機則不包含在內。
- (3)在安裝裝卸機具時,裝卸機具在行駛、回轉、或在高低不平的範圍內應不會對建築物或電纜產生阻礙,同時船舶在靠離岸或停泊中,裝卸機具均不能與船舶發生接觸。
- (4)在裝卸機具未使用而貨物裝卸仍有可能進行的時候,應考量裝卸 機具的結構及位置安裝於不致妨礙該裝卸作業之順暢作業及安 全。
- (5)散貨貨物的裝卸作業很容易發生噪音及灰塵,故必需要有防治噪 音及灰塵的對策,尤其對易燃性的灰塵更需要採取防爆對策。
- (6)主要的相關法規如下,必需遵照這些法規來辦理。

(a) 起重機等安全規則(昭和47年勞動部令第34號)

- (b)起重機結構規格(平成7年勞動部告示條例第134號)
- (c)移動式起重機結構規格(平成7年勞動部告示條例第135號)
- (d) 起重吊桿結構規格(昭和 37 年勞動部告示條例第 55 號)
- (e)起重機製造指南
- (f)電氣設備技術標準(昭和40年通商產業部令第61號)
- (g)航空法(昭和 27 年法律第 231 號)
- (h)大氣污染防治法(昭和 43 年法律第 97 號)

【備註】

(1)起重機等安全規則是依據勞動安全衛生法所訂定者,是從製造、

安裝直至使用的一連貫規定,以確保起重機等的安全。

(2)起重機結構規格、移動式起重機結構規格、起重吊桿結構規格等

是依據勞動安全衛生法對起重機的結構部份、機具部份及纜繩等 之安全標準來訂定。

- (3)起重機製造指南所示的為起重機的設計、製造、運輸、安裝直至 試驗為止的標準方法。
- (4)電氣設備技術標準乃是依據電氣事業法所訂定有關電氣設備的 技術標準。
- (5)航空法是規定有關裝卸機具的高度,以避免妨礙航空用燈光或表面限制之規定。
- (6)大氣污染法防治所指的乃是會發生灰塵的履帶輸送帶等,需依防 塵對策規定辦理。
- (7)說明(a)~(h)以外,尚有日本工業規格(JIS)、電氣規格調查會標準 規格(JEC)、日本電氣工業會標準資料(JEM)等相關規格,均需加 以參考辦理。
- (8)在地震時起重機等裝卸機具的動態,會受到設備地層的影響。通常貨櫃起重機是依據起重機結構規格等來設計,並未考量到被安裝之結構物與碼頭結構間動態的相互作用。然而在以耐震強化設計為主的碼頭,在大規模的地震發生時,其碼頭與安裝於該碼頭面上的起重機之間動態交互作用的衝擊性應必需充分的加以檢討。

尤其是棧橋式碼頭隨條件,起重機和棧橋碼頭間有可能產生動態 交互作用。而貨櫃起重機與棧橋碼頭間的動態交互作用的衝擊, 可能因其質量比、貨櫃起重機的自然週期、棧橋碼頭的自然週期 和輸入之地震波有所不同,故在貨櫃起重機設計時,對於貨櫃起 重機擺置於棧橋碼頭上與貨櫃起重機在地震時的對應分析或貨 櫃起重機與棧橋碼頭動態的交互作用影響均必需要考量用適當 的方法來加以檢討。

(9)在港區用裝卸機具之基礎情報可參閱港區裝卸機具要覽辦理。

#### 2.4.2 石油裝卸機具 (依告示條例第 127 條)

- (1)裝卸吊臂必需要能承受吊臂內石油的重量及內部油壓、裝卸吊臂 之自重、風壓力及對地震所產生應力之安全結構。
- (2)裝卸吊臂安裝之位置與碼頭設施法線間的距離應考量吊臂長度 與防舷材之高度加以適當,以不妨礙裝卸作業。

說明:

裝卸吊臂可參閱第十二篇 9.1 裝卸吊臂乙節辦理。

#### 2.4.3 裝卸機具之維護管理

裝卸機具必需要保持其良好之性能並防範意外事故發生,進行適 當的維護管理之。

【備註】

- (1)裝卸機具之營運狀況對港區的運輸功能會有很大的影響,不適當時,會嚴重影響港灣的能量。因此為了謀求提供良好的港灣服務,裝卸機具必需要適當加以管理及營運,同時要有計畫的加以保護及檢查,並力求維持其性能,使其經常發揮最大能力。同時從港區裝卸勞動安全的觀點上還需防範意外事故發生於未然,故裝卸機具適當的維護管理是非常重要的。
- (2)保養檢查分為日常檢查及定期檢查。其他在颱風發佈、或地震預告時,在預防保全上必需要做到確認固定裝置及事後檢查等工作。

業者依據起重機等安全規則(昭和 47 年 9 月 30 日勞動部令第 34 號)所須辦理的檢查如下:

(a)日常檢查(起重機等安全規則第2章第36條)

作業開始前、營運中、作業結束後。

(b)每週檢查

(c)定期檢查

① 每月例行檢查(起重機等安全規則第2章第3節第35條)

② 每年總檢查(起重機等安全規則第2章第3節第354條)

(d)颱風後等之檢查(起重機等安全規則第2章第3節第37條)

### 2.5 貯木池(依告示條例第123條及第124條)

(1)貯木池應確保有足夠的地面及水面之適當地點及規模,以供木材 能夠安全而順暢的分類處理。

(2) 貯木池中依需要可設置專用樹皮焚化設備。

說明:

- (1)應採取對漂流木和沉木安全措施和防止木皮散亂之環境保護措施。
- (2) 貯木池應該位於平靜的水域。
- (3) 貯木池應設置防止木材流出的設施。
- (4)貯木池之區位應考量木筏之泊地與整理場或貯木池間之連接道路,在橫跨過主要航道或泊地時亦不會妨礙一般船舶之通行。
- (5)在貯木池之防坡堤可參閱第七篇 2.5 木材處理設施之防波堤乙節 辦理。

備註:

木材處理設施之配置可參閱文獻(14)及(15)辦理。

# 2.6 漁產的處理設施

漁產處理設施其設施之各項功能應設計成可充分互相有效的利 用。

說明:

水產品的處理設施是由處理場及相關附屬設備所構成。水產品的

處理區域為提供從漁獲洗濯到運送出去的所有作業場所,需有屋頂以 保新鮮,防止污染,和保持良好之工作環境。附屬設備則是為增進處 理場之功能包括有堆貨區、冰庫、拍賣室和廢水設處理設備和冷凍設 備。

【備註】

水產分類區所需面積及附帶設施之規劃可參閱文獻(16~(19)辦理。

# 2.7 危險品的處理設備

- (1)危險品之處理設施原則上應依據消防法(昭和23年法律第186號) 及高壓力瓦斯保安法(昭和26年法律第204號)等命令加以辦理。
- (2)若被處理的貨物本身雖不是危險品貨物,但是在輸入植物檢疫規定(昭和25年農林部告示條例第206號)需受薰蒸消毒時,應在薰蒸區域或倉棧周圍設立之警告標誌或標示清礎的標明此處為危險區域以免民眾勿闖進入。

【備註】

(1)有關港區危險品處理的法令如表 2.7.1 所示。

(2) 危險品碼頭之配置則可參閱文獻(20)辦理。
法令
港則法
港則法施行規則
消防法
有關危險品規定之政令
有關危險品規定之規則
高壓力瓦斯保安法
一般高壓力瓦斯保安規則
液化石油瓦斯保安規則
冷凍保安規則
聯合工業等保安規則
因放射性同位元素之有關放射線
障礙防治法施行令
火藥類取締法
火藥類取締法施行規則

表2.7.1 有關危險品處理之法令

## 第三章 倉儲設施

#### 3.1 通則

本章規定可適用於倉儲設施之設計。

#### 3.2 危險品放置場及儲油設施(依告示條例第129條)

- (1)危險品放置場及儲油設施應集中設置之。但因地形狀況或其他理由不得已時,則不受此限。
- (2)在危險品放置場及儲油設施之周圍,應隨危險品等之種類、設施 之結構,原則上應確保有適當寬度的開放空間。

說明:

- (1)在危險品放置場及儲油設施方面,請參閱倉庫業法施行細則第3 條規定之倉庫標準辦理,以能安全而圓滿的加以保管為原則。而 且需要遵照消防法(昭和23年法律第186號)及高壓力瓦斯保安法 (昭和26年法律第204號)等辦理。同時為了防除排出的污油需加以 準備該除油材料並遵照海洋污染及防止海上災害的有關法規(昭 和45年法律第136號)之命令處理。
- (2)若危險品與其他貨物混在一起處理時,在管理上會發生許多問題,故需設立危險品專用碼頭,以利做萬全的管理及保管。
- (3)空地等的寬度可參閱有關危險品之規則政令(昭和34年政令第306號)加以決定。
- (4)危險品儲存槽的基礎及地層,可依照有關危險品規定的規則加以 辦理。

### 3.3 其他的倉儲設施 (依告示條例第 130條)

其他倉儲設施為能確保各種設施所需的功能,除依照本篇第二章

船貨處理設施及本章倉儲設施之規定辦理外,若有需要時,其設備的結構與設置地點應依其他相關規定加以適當的辦理。

說明:

其他倉儲設施係指倉庫、露置場、儲木場及儲煤場等。

(1)倉庫

倉庫方面可參照倉庫業法施行規則(昭和31年交通部令第59號)第 3條規定之倉庫標準辦理,惟需達成安全而圓滿的儲存。

(2)露置場

露置場則可依本篇2.2船貨處理區域辦理。而露置場的面積計算方 法則可參閱文獻(1)

(3) 儲木場

儲木場則可依本篇2.5貯木池之說明辦理。

(4) 儲煤場

## 第四章 船舶服務設施

#### 4.1 通則

本章規定可適用於船舶服務設施之設計。 說明:

船舶服務設施包括有船舶給水設施、給油設施及給煤設施(但船舶 或車輛之移動式設施除外)、船舶修理設施及船舶儲存設施。

### 4.2 給水設施 (依告示條例第132條)

(1)給水栓之配置及給水能力應依船舶之種類適當的加以設立。

(2)給水設施需滿足下列公共衛生需求:

(a)給水栓需足以防止水質受污染之結構。

(b)應定期及不定時實施水質檢查,並保持給水栓的清潔。 說明:

(1)給水栓取水口之位置應設置於取水管易於接管處,而且應為有防止水污染之結構。尤其是埋設在岸肩地板下時需設置疏水口。

(2)取水口需加設蓋子。

(3)需依自來水法施行規則(昭和32年衛生部令第45號)第15條規定做 定期及不定時水質檢查,同時為維持給水栓之清潔亦需要做定期 檢查。

【備註】

(1)船舶之給水量可參閱表4.2.1之值。

大型船舶會持有本身造水設備,水槽容量大約800m<sup>3</sup>。

船舶噸數	所需給水	給水時間	給水栓間	每1船席	每1栓之
(總噸數)	量(m <sup>3</sup> )	(h)	隔(m)	之栓數	給水能力
				(處)	$(m^{3}/h)$
500	40	5	30	2	4
1,000	80	5	30~40	2	8
3,000	250~300	5	40~50	3-4	16
5,000	500	5	40~50	4	18
10,000	800	5	40~50	4	28

表4.2.1 給水栓及給水量

(2)給水栓及給水管

給水栓儘可能設立在停泊碼頭岸邊水線附近。人孔設置在鋪面地 板下時,在不使用時應將之蓋好,以免妨害交通或裝卸作業等。 給水管應鋪設在鋪面地板下,若是棧橋時則需吊裝於上部結構工 程之下面。但在連接時不能因碼頭岸邊之振動或沉陷等有漏水情 事發生,應特別加以注意。

表一參4.2.1之給水量約為水槽容積的八成,有中途港大都只供給 一半左右。

## 4.3 船舶的其他服務設施(依告示條例第133條)

給水設施以外船舶的服務設施為確保各種設施所需之功能,除依 本篇第二章船貨處理設施之規定辦理外,若有需要時,可依其他設施 結構之規定加以適當的決定之。

## 第五章 旅運設施

#### 5.1 旅客上下船設施

#### 5.1.1 通則

本節規範可適用於旅客固定式上下船設施及移動式旅客上下船設施(以下簡稱為旅客上下船設施)之設計。

說明:

- (1)旅客上下船設施應使旅客在船舶上下船時可以安全而順利使用 的功能,原則上與車輛等上下船的設施應分別設置。
- (2)旅客上下船設施有固定設施與移動式設施兩種。
- (3)旅客上下船不應讓使用的旅客產生危險之感覺,且對船舶之搖晃 與風等均能保持安穩之結構。

#### 5.1.2 結構類型 (依告示條例第135條及第136條)

- (1)旅客上下船設施結構之要求,如下列所述。
  - (a)通道寬度考量旅客上下船設施之使用情況,一般應在75 cm以上的適當寬度。
  - (b)通道之兩側需設置側牆及扶手,而且路面要有防滑措施亦或使 用不易打滑的材料。
  - (c)階梯的階高需考量使用者使用上的安全加以設定,必要時在樓 梯上亦應設置平台。
  - (d)旅客上下船設施不能兼做車輛上下船設施。但是旅客與車輛可 以隔離通行時,則不受此限。
  - (e)上下船通道之坡度應考量使用者的使用安全加以適當的決定。
- (2) 旅客上下船設施之可移動橋前端部之海側垂直方向移動量,應 考量潮差、船舶的吃水變化及船舶上下的搖晃程度來決定移動

量。

【備註】

- (1)雖然通道寬度的最小值為75cm,但考量老年人和身體殘障的人士 使用的方便,最好設計為1.2 m以上為佳。
- (2)傾斜通道的坡度,其標準雖規定在12%以下,但是考量老年人和 身體殘障的人士使用之方便,最好設定在 5%至 8%以下。
- (3)可動之橋面上下船時,海側垂直方向之移動,在朔望平均最低最高潮位差可增加1.0m。
- (4)階梯每階的高度以16cm左右及腳踏寬度應在30cm以上為標準。 階梯高度若超過3m時,在高度3m以下處必需加設1.2m以上寬度 的踏腳平台。
- (5)其他對使用輪椅之老年人和身體殘障人士應考量輪椅可以安全的通行。此時,公共交通基地則可參照老年人和身體殘障人士之設施配備指南加以辦理。

#### 5.1.3 乘客上下船設施之設計

旅客上下船設施是為安全的結構,需依照道路橋樑施工說明書與 說明(日本道路協會)及立體橫斷交叉設施技術標準與說明(日本道路協 會)之規定辦理設計以達到安全之結構。而在設計時應考量之載重及外 力包括自重、活載重、風力、地震力及溫度變化之應力等。

【備註】

旅客上下船設施因使用於腐蝕環境內,故應考量不損害耐久性之 防蝕保護。

5.1.4 附屬設備

旅客上下船設施中,為考量旅客的安全,必需設立適當的附屬設 備。

【備註】

- (1)扶手除了預防跌落之外,尚具有減輕旅客危險感的心理感覺,順 暢通行的功能。扶手的高度以1.1m以上為標準,這是以一般標準 體型的成人跳不過的高度,但扶手卻無法單獨有效的提供嬰兒、 小孩和輪椅使用者運用,為防止跌落扶手應加安裝支柱、橫木或 金屬安全網以防意外。
- (2)為引導旅客安全的到達旅客上下船設施,在出入口處應設置欄 柵、鋼纜、鍊條等。欄柵在安全上的設置高度以70cm為標準。而 鋼纜及鍊條必需拉緊。
- (3)當有覆頂的時候,高度應該至少為 2.1 m。
- (4)當通道的長度超過 60 m 時,應設置緊急出口。而在出入口與緊 急出口或緊急出口之間隔至少應為60 m。此時在通道中必需設立 指示標誌及標示。

### 5.2 旅客中心

5.2.1 通則

旅客中心依需要度應設立旅客專用的碼頭設施。 說明:

- (1)旅客中心為使旅客在港口出發及到達時辦理各種手續的功能,與 提供旅客在各方面方便的服務功能及接待旅客,並兼具有執行船 舶航運相關業務的功能,旅客能有安全、愉快、舒適的旅行,另 外,隨需要可考慮景觀代表性(標誌)。
- (2)旅客中心依需要設立下列設備等
  - (a)登船處
  - (b)候船室
  - (c) CIQ設施
  - (d)行李房、廁所、電話及其他方便旅客的服務設備

(e) 適當的照明設備

(f)警報裝置及其他通訊設備

【備註】

- (1)在旅客中心及附屬設備設計時,應考量老年人及身體殘障人士使 用輪椅時,可以充分的安全移動。
- (2)在外國航線旅客船所用的旅客中心,其CIQ設施之空間及旅客動線等則需要充分加以檢討。
- 5.2.2 旅客中心的設計

在旅客中心設計時,應考量區位條件,旅客中心的特性、乘客數 目等。

【備註】

- (1)計算旅客中心樓地板面積時,應考量營運船舶的船型、每天的營運航次、乘客人數、集中率、行李處理數量及作業人員人數等, 而登船處、候船室、行李房、CIQ設施、辦公室、作業人員辦公室、廁所、電話及其他方便旅客使用之設備等均適當算出其面積。
- (2)在設計旅客中心時,依其區位條件等,亦要考量鋼料的防銹及防止海水灌入之措施。
- (3)設計旅客中心之相關法令則有建築標準法(昭和25年法律第201號)、消防法(昭和23年法律第186號),及老年人與身體殘障人士等可以圓滿使用之特定建築物之建築促進相關法律(平成6年法律第44號)等。

5.2.3 附屬設備

旅客中心應考量旅客之安全、公共衛生及舒適性等設置必要的設 施。

【備註】

必需之附屬設施如下列所示,在設計這些設施時,必需依據建築標

準法(昭和25年法律第201號)、消防法(昭和23年法律第186號)等之規定 辦理。

- (1) 避難設施
- (2)通風設施
- (3)照明設施
- (4)防火設施及警報設施
- (5)欄柵或鋼纜或與這些相類似的設施
- (6)標誌及標示
- (7) 廁所
- (8)電話



圖 5.2.1 典型通關建築物

# 第六章 助航設施

助航設施需考量下列基本要素加以興建管理之。

(1)設置在船舶安全航行所必要的地點及易於利用的地點。

(2)可供正確及確實營運,且可靠性很高者。

(3)需具有國際性的標準,且任何人均可明確認識者。

[備註]

- (1)所謂助航設施,乃是為確保船舶交通的安全,並增進船舶運輸的 效率為目的而安裝的設施。
- (2)依港灣法第2條規定,助航設施有航道標誌及船舶進出港時的信號設施、照明設施及港務通信設施等。
- (3)依航道標誌法(昭和24年第99號法令)規定航道標誌有燈塔、燈標、立標、浮標、霧中信號所、無線電方位信號所及其他設施等。
- (4)依港則法(昭和23年第174號)而言,在港內或港口交界附近進行工程時,必需徵得港務局長之核可,且該核可亦必須接受以船舶交通安全為必要措施之命令。據此即需設置工程用的臨時標誌。此工程用的臨時標誌可使用燈標、立標、浮燈標、浮標等。
- (5)依海上交通安全法(昭和47年第115號法令)而言,在航道及其周邊 有進行工程等時,必需命令其設置工程用的臨時標誌等必要的措施以利安全。

# 第三篇 遊艇港

# 第一章 前言

遊艇港港址之選擇應依港口本身之大小、容量、及鄰近之自然條件、社會條件及經濟效益來決定。遊艇港內各設施之配置應考量船舶 及人員使用習慣,以及各設施設計尺寸之相互關連性,以確保港內整 體使用之安全性、方便性及效率。另外,港區周遭自然環境及景觀之 保存亦應納入考量。

[註]

- (1)遊艇港內設施包括航道、娛樂艇繫靠及存放之泊地、保護設施、 服務設施(如俱樂部、停車場、修船廠、訓練設施、綠地等)。
- (2)遊艇港港址之決定應以自然環境、社會環境及經濟效益等觀點, 評估其地理位置、娛樂艇之活動、港內設施建造之適宜性等是否 適當。
- (3)遊艇港平面配置之設計過程中應詳加調查船舶與使用者之習慣 及安全性等,而未來擴建之可行性亦應加以考量。
- (4) 遊艇港計畫應將海洋與陸地環境之保存納入考量。
- (5) 遊艇港設施應與其周遭景觀融合。
- (6)港內設施之配置應盡可能考量年老及行動不便者之使用。

[工程技術]

(1) 遊艇港設施如表 1.1 所列。

### 表 1.1 遊艇港內設施

(1)航道及繫靠泊地

- (2)保護設施(防波堤、海堤)
- (3)繫靠設施(橫碼頭、棧橋式碼頭、浮動碼頭、繫船柱、繫船 浮桶、船舶上下設施,如下水滑道、曳船道、船舶吊昇設施 等)
- (4)船舶服務設施(供水設施、能源供給設施、修理設施、陸上 存放設施[如修理場、停船場、修船架等]、俱樂部)
- (5)陸上交通設施(道路及停車場)
- (2) 遊艇港設施除表 1.1 所列,尚包含管理及操作設施,如資訊、通訊、救生設施及控制系統等。

# 第二章 目標船型主要尺寸

目標船型主要尺寸之決定應依計畫區娛樂艇現況及未來發展趨勢 而定。

[註]

為確保所有娛樂艇不僅在天候良好時,或在暴風情況下需緊急撤 離港口時,皆能安全且順暢的進出港、停泊及繫靠,娛樂艇在風力、 波浪、潮流作用下之操作機動性及運動特性應有充分調查。

[工程技術]

目標船型之主要尺寸可依表 2.1 決定。

船型	總長	最大寬度	吃水深	船重
	(m)	(m)	(m)	(kg)
	7.0	2.8	1.5	2,300
	7.5	2.9	1.6	2,600
	8.0	3.0	1.6	2,900
	8.5	3.1	1.7	3,200
	9.0	3.2	1.8	3,600
	9.5	3.4	1.8	4,100
	10.0	3.5	1.9	6,700
游艇	10.5	3.6	1.9	7,200
	11.0	3.7	2.0	7,800
(cruiser)	11.5	3.8	2.0	8,400
	12.0	3.9	2.1	9,100
	12.5	4.1	2.2	9,800
	13.0	4.2	2.3	10,700
	13.5	4.4	2.3	11,500
	14.0	4.5	2.4	12,500
	15.0	4.8	2.6	14,800
	16.0	5.1	2.8	17,500

表 2.1 娛樂艇標準尺寸

d), 671	3.5	1.6	0.9	60
	4.0	1.7	1.0	80
	4.5	1.8	1.1	110
	5.0	1.9	1.2	150
	5.5	2.0	1.3	250
(dinghy)	6.0	2.1	1.3	330
	6.5	2.2	1.4	440
	7.0	2.3	1.6	600
	7.5	2.5	1.7	820
	6.0	2.6	0.6	1,800
	7.0	2.8	0.7	2,100
	8.0	3.0	0.7	2,800
	9.0	3.6	1.1	7,600
	10.0	3.8	1.1	8,700
汽艇 (motorboat)	11.0	4.0	1.1	10,000
	12.0	4.1	1.1	11,600
	13.0	4.3	1.1	13,400
	14.0	4.7	1.1	15,600
	15.0	4.9	1.2	18,300
	16.0	4.9	1.2	21,500
	17.0	5.1	1.2	25,600
	18.0	5.4	1.2	29,800

# 第三章 航道及泊地

### 3.1 概述

航道設計應參考 Part --航道及泊地,以及以下相關規定進行。

### 3.2 航道

為確保娛樂艇航行安全,航道應設於穩靜之水域,並依盛行風方 向決定其足夠之寬度及水深。

[註]

- (1)航道之寬度應確保所有娛樂艇航行之順暢及安全。
- (2)航道寬度應依(a)娛樂艇吃水深、(b)由於遊艇荷重增加之吃水深、(c)船舶前後吃水差、(d)娛樂艇運動幅度、(e) 船骨淨空之餘欲空間。

[工程技術]

- (1)某些遊艇港,其航道寬度設計需大於二倍娛樂艇長度(含引擎時),或大於五倍娛樂艇長度(不含引擎時)。若有遊艇競賽之舉行,則應將多艘遊艇同時行駛於航道之情形納入考慮。
- (2) 某些情況下, 娛樂艇之吃水深可保留 0.6 公尺至 1.0 公尺之餘裕。
- (3)港內若無帆船使用,則盛行風向之影響可不予考慮。
- (4) 航道迴轉之中心線應依娛樂艇迴轉空間適當決定。

## 3.3 繫靠泊地

泊地應設於穩靜之水域,且有足夠之水深及面積,以確保娛樂艇 靠泊之安全,並維持其機動性。

[註]

(1) 泊地水深除有特殊需求外,原則上依 3.2 節航道水深決定。

(2) 泊地靜穩度應參考 Part --泊地靜穩度,並依天候及使用情況決定。因此,諸如入射到港口之波浪、由防波堤穿透之波浪、反射波、船行引起的波浪、長週期波及共振現象等,皆應詳細考慮

[工程技術]

- (2)為確保港內靜穩度,防波堤之配置、長度及胸牆高度,皆應詳細 規劃。但最好之設計為消能性海堤、透水性防波堤、曳船道(利 用其類似沙灘之功能消減波能)等。

# 第四章 保護設施

港口、胸牆高度及結構型式等保護設施應依 Part --港灣保護設施 及以下規定設計。

(1)港口

港口方向、位置、水深及寬度應依盛行風、風浪、潮流、船舶航行區域、及沿岸輸砂等因素加以決定。

(2) 胸牆高

防波堤胸牆高度及海堤設計應以達到港內靜穩度需求為原則。

(3)結構型式

防波堤及海堤結構型式之決定應以達到港內靜穩度需求為原則。 [工程技術]

- (1)保護設施之配置需確保在天候突變時可供多艘娛樂艇同時安全 進出,並提供船舶足夠之停泊空間。
- (2)港口方向之配置應避免風浪及潮流直接自外海進入,且避免被沿 岸漂砂淤塞。並應注意娛樂艇進出港口時不受橫向波浪影響。如 圖 4.1 所示,遊艇無法逆風而行,因此港口方向應與盛行風方向 保持在 45 度至 90 度之間,如圖 4.2 所示。



圖 4.1 應避免之方向

圖 4.2 港口與盛行風方向關係

- (3)港口之位置應考慮附近船隻航行之安全,並應注意娛樂艇不受波 浪集中、碎波及潮流之影響。港口水深及寬度應依航道尺寸設計。
- (4)防波堤胸牆高度應確保暴風時港內靜穩度仍合乎要求,但其高度 亦不能太高,以免影響娛樂艇航行時之視線,且需注意不要阻斷 遊艇在港內行駛時所需之風力。
- (5)海堤之坡度、消能效果、透水型式應詳加考量以確保港內靜穩度 及清潔。
- (6)防波堤及海堤外觀美化亦需兼顧。

# 第五章 繫靠設施

### 5.1 概述

繁靠設施之型式及尺寸應依 Part --繫靠設施,以及繫靠目的、船 隻尺寸及潮位等因素決定。

[工程技術]

繁靠設施之規格可參考圖 5.1 之範例。為避免娛樂艇與輔助碼頭之 碰撞或娛樂艇本身相互碰撞,二個鄰近碼頭間之距離應依繫靠之娛樂 艇數量決定。碼頭應妥善配置,以避免遊艇桅桿因風力而相互碰撞。



圖 5.1 繫靠設施規格範例

## 5.2 繫靠設施設計情況

繫靠設施之設計情況應依 Part --設計情況,以及遊艇港之使用決定。

[工程技術]

(1)浮動碼頭之安全性應依下列必要之載重檢視之

(a) 碼頭上聯絡橋之支撐載重

(b)大雪區域之雪載重

(c) 人行道之活載重(如圖 5.2.1 圖 5.2.3 浮動碼頭載重計算方法)



## 圖 5.2.1 主要浮動碼頭載重穩定計算範例



圖 5.2.2 輔助浮動碼頭載重穩定計算範例



圖 5.2.3 輔助浮動碼頭下沈穩定計算範例

- (2)檢視浮動碼頭載重安全性時,不合格之斷面應依 Part, chapter 8—浮體之外力及其運動加以定義。一般情況下,浮體外力需考 慮波浪、風、潮流、及波浪推力等。除上述外力,浮體運動亦需 考慮波浪引起之阻力。
  - (a) 以下為作用在浮動碼頭本身及已繫靠娛樂艇之簡易波力計算 方法:

假設浮體受水壓力作用,則可以式(5.2.1)計算,如圖 5.2.4 所 示,利用浮體前後之水壓差計算。

 $P = \rho_0 g H L_p d \tag{5.2.1}$ 

式中

- P:作用於浮體之波力(KN)
- $\rho_0$ :海水密度(1.03t/m<sup>3</sup>)

<sup>g</sup>:重力加速度(9.8 m/s<sup>2</sup>)

H:波高(H<sub>max</sub>)(m)

 $L_p$ :浮體長度(m)

*d*:浮體於水下之深度(m)



### 圖 5.2.4 浮體受水壓力作用時之波力計算

若考慮浮體受強大之慣性力作用或碎波波壓作用時,則可依 式(5.2.2)計算波力,如圖 T-5.2.5 所示,以 Goda 公式計算側向 載重之波壓。圖 T-5.2.5 為波峰作用時波壓之分佈,圖 T-5.2.6 為波谷作用時波壓之分佈。而上揚力以三角形面積計算之,如 圖所示,浮體前端壓力為 P<sub>3</sub>,後端為 0。當浮體寬度 B 超過 L/4 時(L 為波長),上揚力分佈之三角形,其高度以 L/4 計算。





圖 5.2.5 波峰作用時之壓力



圖 5.2.6 波谷作用時之壓力

- (3)風力計算時,受風面積之計算應不僅止於繫靠設施之考慮,其他 如娛樂艇之繫靠情況、繫靠設施之配置及周圍結構等皆應納入考 量。
- (4)由已繫靠之娛樂艇及連結之浮動碼頭一起運動產生之外力,會作 用在浮體上,如同由波浪、風及海流引起之外力作用在浮體本 身。上述之外力應依適當之解析方法或水工模型實驗計算。
- (5)在暴風下,由波浪、風及海流對繫靠娛樂艇產生之外力,如同繫 靠娛樂艇碰撞碼頭之力量,皆應加以考量。

## 5.3 浮動碼頭

5.3.1 概述

遊艇港中浮動碼頭應依 Part , chapter12—浮動碼頭加以設計。

5.3.2 結構

浮動碼頭之主要結構及其連結構件應具備耐久性,且能抵抗 5.2 節所計算之外力。

5.3.3 安全檢視

浮動碼頭安全計算應依 Part , 12.3.3—浮台穩定,及依組成碼頭 之浮體間相互碰撞力計算。

如依 5.2 節計算之外力有超載現象時,浮動碼頭應滿足浮體之穩定 條件。碼頭面之斜度、浮體下沈深度及乾舷高度應不致影響碼頭之使 用。

於此情況下,浮動碼頭之乾舷高度應依娛樂艇之尺寸及波浪條件 決定之,以確保娛樂艇之使用者能順利上下船。

[註]

不管在均勻載重、集中載重、或因超載引起之不正常載重條件下, 浮動碼頭之斜度、下沈深度及乾舷高均不應影響碼頭之使用,。

[工程技術]

浮動碼頭安全計算應符合以下條件:

- (1)當 5.2 節中[工程技術]之(a)至(c)載重作用在碼頭面時,浮體之穩 定性及乾舷高度仍須合乎要求。浮動碼頭之乾舷高度一般要求在
  30 50 公分,如此即使有人員掉落水裡也可立即輕易地爬上碼
  頭。
- (2)當 5.2 節[工程技術]之(c)—人行道活載重作用在主要碼頭之同一 側,如圖 T-5.2.1 所示,且加上(a)及(b)之載重時,碼頭面之坡度 應小於 1/10,且最小之乾舷高度應大於 0。
- (3)當 5.2 節[工程技術]之(c)—人行道活載重作用在輔助碼頭之同一 側,如圖 T-5.2.2 所示,且加上(a)及(b)之載重時,碼頭面之坡度

應小於 1/10, 且最小之乾舷高度應大於 0。

- (4)當 5.2 節[工程技術]之(c)—人行道活載重作用在輔助碼頭自端點 起算 1 公尺範圍,如圖 T-5.2.3 所示,且加上(b)之載重時,碼頭 面下沈高度應不能過大。
- 5.3.4 結構設計

本節以 5.2 節為基礎, 浮動碼頭之結構構件需能抵抗惡劣天候時、 娛樂艇繫靠過程及停泊期間之外力作用。

[工程技術]

浮動碼頭結構構件之安全計算應包括軸向及側向之剪力及彎矩計 算。而由浮體或娛樂艇運動產生之應力亦需加以考慮。

- (1)如圖 5.3.1 及圖 5.3.2 所示,計算浮動碼頭軸向所受之剪應力及彎 矩時,應依其結構構件型式之不同採用不同方法計算,如簡支梁 或 Muller 法。
- (2) 側向之剪應力及彎矩計算應依簡支梁型式計算。



### 5.3.5 繫靠方法

浮動碼頭之繫靠方法應依以下三方面決定之:1.確實將碼頭固定在 水面上,2.能抵抗波浪、風、海流等外力,3.具耐久性。

### 5.3.6 引橋

引橋尺寸應適當,以確保使用者安全。

[工程技術]

- (1)根據結構型式,引橋可依水位改變往上或往下升降,或依碼頭之 運動往左或往右移動。
- (2)引橋之寬度至少需 75 公分寬,但若考慮殘障人士之使用,則需 依安全考量適當決定。
- (3)引橋之坡度不宜超過1/4。
- (4)引橋之連結端不宜有防滑設施。

## 5.4 輔助設施

輔助設施之興建應依安全性、環境條件、或遊艇港使用效率等因 素加以考量。

## 5.5 吊昇/降低設施

吊昇/降低設施應依娛樂艇之型式、尺寸及數量加以決定。

# 第六章 船舶服務設施

### 6.1 概述

船舶服務設施之型式與尺寸應依 Part chapter4—船舶服務設施 適當決定。

[註]

船舶服務設施包括給水設施、儲油設施、能源補給設施、船舶清洗設施、照明設備、修船設施、廢水處理設施、俱樂部及陸上存放設施。

## 6.2 陸上存放設施

陸上存放設施應依娛樂艇之數量、型式及尺寸決定之。

[註]

陸上存放設施包括修船廠、船屋、船架及多樣化儲存設施。上述 設施之尺寸及型式應依娛樂艇之型式加以決定。陸上存放設施之尺寸 則應依船舶移動設施所需之操作面積及停放之船舶尺寸決定之。

[工程技術]

(1)陸上存放設施之尺寸可參考圖 6.2.1。

(2)在經常受暴風或颱風影響之區域,或淡季很長之區域,存放設施 之種類應依當地條件決定。



	長度	寬度	路寬
L:船長 B:船幅	A =(1.0~1.2)L	W=(1,0∼1,5)B	當拖拉車不使用時: S=A 當旅行用車輛(剷車、拖車) 使用時: S 需依旅行用車輛迴轉半徑 決定。

# 圖 6.2.1 陸上存放設施尺寸

# 第七章 陸上交通設施

陸上交通設施應依 Part chapter1—港口交通設施,及遊艇港本身 與其內重要機具之使用情況決定。

[工程技術]

遊艇港內之道路及停車場,其構造及尺寸可參考表7.1決定。

設施	說明		
道路	應檢視道路之寬度及迴轉半徑是否滿足娛樂 艇之拖車使用。		
停車場	一個停車格之面積設計約為一輛車面積之 1.5倍,而當拖車有附加機具時其停車面積約 2倍原有機具之面積。停車場之設計最好能 作為緊急狀況發生時娛樂艇之臨時停放區。		

表 7.1 陸上交通設施設計考量

# 第四篇 海底管線

# 第一章 總則

### 1.1 應用範圍

本篇適用於海底管線舖設或是海底管線改建時。而本篇之海底管 線對象如下:

- (1)在海面下或海底面下所铺設之導管等以及相關工程與其附屬設備。
- (2)由海面下到海面上或陸上之導管等,在該導管最初所設置之阻斷 閥門為止的部份及其他相關工程與其附屬設備。

說明:

- (1)在海面下所鋪設之管線都視為海底管線,而通常在海面上浮起之長線為油輪用之管線亦或陸上管線,但通常在升起部份附近之導管均設有阻隔閥門,因此本篇中的海底管線是指這些閥門(控制閥)彼此間之關係而言。而輸送的物質則是以須具安全性的石油類為主要對象。
- (2)本篇所使用的名詞其定義如下:
  - (a)海底管線係指由導流管及其他之製作物與其附屬設備所組成 的輸送管系統。
  - (b)導流管係指管線中之鋼管。
  - (c)導管等則是指導管、接頭(coupling)及閥門。

### 1.2 定義

在本篇中之名詞定義如下:

- (1)石油是原油、汽油、燈油、柴油及重油之總稱。
- (2)導管等是導流管、接頭及閥門。
- (3)導管系統是由導管及其他之相關工程與其附屬設備所組成的輸送系統。
- (4)海底管線是在輸送石油時如下所述之全體設施。
  - (a)在海底面或海底面下設之導管等及其他相關工程與其附屬設備。
  - (b)由海面上或陸上至海底面之導管等,在該導管第一次安裝至閥 門的部份(其後稱為上升部份)及其他製作物與其附屬設備。
- (5)石油其他是安裝有幫浦或油槽以供石油油輪之石油送出或從石 油油輪接收石油的場所。
- (6)常用壓力是在平時導流管內之最大運轉壓力。
- (7)導管等之埋設深度為淤泥除外從海底面至導管頂端的距離。

## 第二章 線路之選定

海底管線之線路需依據港灣設施等現況及未來規劃、海上的交通 及海面的利用狀況與地形、地質及波浪、潮流等自然條件加以調查與 檢討後,適當的加以選定。

說明:

- (1)海底管線之線路原則上需避免與港灣設施(航道、泊地等水域設施 除外)、海岸保全設施及這些計劃法線成交叉或毗隣,但若能採 取適當的措施不妨礙該設施之機能時,以及導管之升起部份,則 不受此限。
- (2)通常海底管線的線路鋪設距離應力求最短,起止點以直線連接最為經濟。但為考量既有的港灣設施及海上交通,必須選定安全之線路,一般在平面上能成直線形狀者並不多。對線路之選定需考量下列事項:
  - (a)港灣設施等之現況與未來規劃

海底管線線路之選定不得與港灣設施或海岸保全設施之法線 相交同時也需考量這些設施未來計劃法線,在不得已需橫跨水 域設施時,需採取適當的措施,並選定最短的距離予以橫跨。

(b)海上交通與海面利用

為避免船舶停泊、抛錨的危險,海底管線鋪設時需對預定海域 航行船舶的船型、航路、錨的重量加以調查,且需掌握在緊急 時或異常氣象時船舶的避泊方法而選定沒有這些影響的線路 來做,且對漁業、休憩關係之利用狀況均需加以調查。

(c)自然條件等

自然條件等對於海底管線舖設後之安定性、埋設深度之決定及 舖設方式很重要,須根據不同之項目加以調查: ①海底之地形(水深、高低、漂砂等)調查。

②海底地質(表層土質、斷層、物理試驗等)調查。

③波浪、潮流、風等之調查。

④海底障礙物、敷設物埋設物及危險物之調查。

(d)線路選定時之注意事項

依據上述調查結果,必需選定可維持導管等安全之平面及縱斷 形狀之線路,但若導管等埋設於海底面下,必需避開在岩盤、 岩礁等硬土層地區及無法承受承載力之軟弱地層地區,同時在 地震時海底地層或回填土是否會有液化之虞慮亦需加以充分 的檢討。

(3)依上列事項之調查檢討加以綜合評估作為線路選定之依據,而在 考量海底管線架設後之維護、修護等困難度,依經濟觀點而言, 需從確保管線之安全性的觀點來加以選定,且需規劃2至3條線 路為替代方案。

【備註】線路之選定所應調查的項目如表 2.1 所示。

項目	內 容
港灣設施	港灣設施(包括外廓、碼頭、水域設施)
等現況與	海岸保全設施(包括護岸、堤防等) / 位置、法線等
未來計劃	其他設施(包括檢疫錨泊區、燈標等)
海上交通	通航船舶之船型、航道、錨之重量
與海面利	緊急拋錨的方法、避泊區
用	漁船之動向、漁業區域之位置
	休憩水域之位置
自然條件	海底地形(包括水深、高低、漂砂等)
	海底地質(包括土質、表層等)
	波浪、潮流、風等
其他	障礙物(包括沉船、混凝土塊等)
	架設物(包括鋼索(cable)、管線等)
	危險物(包括水雷、炸彈等)

表 2.1 調查項目及內容
# 第三章 設計的基本方針

海底管線之設計必須為在鋪設時及使用時能安全的滿足所須的機 能。在設計時有關輸送流體等之條件、線路附近之自然條件、管線升 起部份附近之地形條件及海上交通狀況等均需加以調查,並分析調查 結果。

說明:

- (1)設計時為詳細掌握輸送流體等之條件、海底地形、地質條件等,因此需進行必要之調查。
- (2)輸送流體等條件為計劃最大輸送量與流體等之形狀(例如粘度、比重等)。由此可以求得所須導管數及導管之內徑。其基本的考量可參照本篇 4.8 內壓乙節。
- (3)海底地形及地質條件,雖在線路選定時之調查階段已作基本調查,但對定案線路之沿線應做詳細的調查。在水深測量方面,可由音波探測器等沿線路與法線垂直方向進行。在地質方面為能全面掌握計,可由音波探測器加以進行,包括樣本、音波水深測量(sounding)、core(核)、鉆探等。

【備註】

- (1)海底管線之設計流程,到細部設計為止需具有廣泛的知識,且相 關技術開發也發展很快,需依據其成果進行合理且安全的設計。
- (2)在設計上如何取海底管線的耐用年限是很重要的事情,其他有關 管線的基準等並無明確的看法,多以管線被要求的機能發揮的年 限來決定。有關油輪使用設施之海底管線則是需考量碼頭設施本 體的耐用年限加以決定。
- (3)設計海底管線時須依圖 3.1 所示之流程辦理。



圖 3-1 海底管線設計程序

# 第四章 設計外力及載重

### 4.1 外力及載重之種類

導管之結構需對下列外力及載重很安全。

- (1)風壓力
- (2)波力
- (3)流力
- (4) 地震力
- (5)土壓
- (6)水壓
- (7)自重及載重
- (8)浮力
- (9)內壓
- (10) 抛錨之撞擊力
- (11)溫度變化之影響
- (12)架設時之載重
- (13)其他工程之影響
- (14) 振動之影響

說明:

(1)作用於導流管等之載重中,土壓、水壓、自重及載重、浮力及內 壓是謂之主載重,風壓力、波力、流力、地震力、拋錨之撞擊力、 溫度變化之影響、架設時之載重、其他工程之影響、振動之影響 是謂之次要載重。

- (2)作用於導流管之載重等,在設計時必需考量者是需要按照海底管線之架設條件加以適當之選擇。
- (3)次要載重原則上只是一種追加在主載重者,但風壓力、波力及流力而言則依須要可以同時作用。

#### 4.2 風壓力

在上升部份之導管方面需考量作用於其上之風壓力。<br/>說明:

- (1)作用於導管等之風壓力是以作用於其水平方向者為準,為導管等的有效垂直投影面積 1.5KN/m<sup>2</sup> 倍。此值為依據日本道路協會之道路橋樑施工說明書中而來,且僅對完全圓筒型斷面之導管(單管)者。所以,導管等周圍為角斷面防之護結構物或安裝有補強材料等時,應依其形狀必需考量較上列之值為大的風壓力。
- (2)當導流管形成整把時,因風的流動方向與單管時會有所不同,因 此必需以風洞試驗來尋求風壓力之值後才可採用。

### 4.3 波力及流力

上升部份之導管等在鋪設過程中,必需考量作用於這些導管等 及未被埋設部份之導管等上面之波力及流力。

說明:

(1)波力之計算可參照第二篇 5.4.1 作用於海中構材之波力乙節,流 力之計算則以參照第二篇 7.2 作用於水中構材及結構造之流力乙 節為準。(詳備註 A 及備註 B) (2)海底管線是原則上埋設於海底面下,因此鋪設後除了升起部份之 導管等外,其它均不受波浪、潮流之影響。因此對波力及流力所 需考量的只是上升部份及設置於海底未被埋設之導管等,同時在 鋪設時亦需考量會受到波浪、潮流的影響。

【備註】

- (1)作用於上升部份導管等之波力,可依下列方法求之。
  - (a)海中導管等(圓柱形構材)因波浪之作用所生之抗力及慣性力,
     可依第二篇 5.4 作用於海中構材及孤立結構物之波力乙節求之。(詳備註 A)
  - (b)當導管等有多數時,防護結構物之構材與導管等相鄰接時,會 有所影響,導管等或構材與海流方向成為直角時會增加抗力係 數。此時導管等互相間的距離或導管等與構材(圓柱型之情況) 之淨間隔距離若有直徑的2.5倍以上時,可不考慮其影響,同 時導流管或構材在水流方向成並排時,抗力係數過了相當的範 圍後即會減少。慣性力係數亦會隨鄰接構材之影響大小來判定 其增減。

因此有鄰接構材時之抗力係數及慣性力係數,要以定義來決定 是很難的,應做模型試驗來決定之。

- (c) 會受到碎波之影響時,其影響亦應加以考量。
- (d)有潮流同時作用時,應採用同樣水流之速度與波浪之水分子速度之向量和加以計算。
- (2)在鋪設過程中作用於一些導流管等及未埋設之導流管等之流力 可如下述求之。
  - (a)在鋪設過程中之導管及未被埋設之導管等會在海底面上之情形,由於會受潮流或波浪之影響,故需滿足下式:



圖 4.3.1 作用於導流管等之流力

 $(W - B - F_L) \mu > F_D$ ......(4.3.1) 上式中 W = 導管等每單位長度之重量(KN/m)B = 導管等每單位長度之浮力(KN/m) $F_L = 由潮流等所產生於導管等每單位長度之揚力(KN/m)$  $F_D = 由潮流等所產生於導管等每單位長度之抗力(KN/m)$  $\mu = 導管等(混凝土防水塗裝)與海底地層之摩擦係數(約為$ 0.5~0.6)

(b) 揚升力及抗力可依下式求之。

揚升力  $F_L = \frac{1}{2} C_L \rho_0 A_L V^2$  .....(4.3.2)

# 上式中

 $F_L$ =作用於物體之水流與直角方向之揚力(KN)

 $F_D$ =作用於物體之水流方向之抗力(KN)

 $C_L$ =揚力係數(以 $C_L$ =1.0 為標準)

 $C_{p}$ =抗力係數(以 $C_{p}$ =1.0 為標準)

- $A_{l}$ =與水流成垂直方向之物體投影面積( $m^{2}$ )
- $A_{\rm D}$ =水流方向之物體投影面積(m<sup>2</sup>)

*V*=流速(m/s)

 $\rho_0$ =海水密度(t/m<sup>3</sup>)

在式(4.3.2)及或(4.3.3) 揚壓力係數 $C_1$ 為 1.0 抗力係數 $C_0$ 為 1.0。

(c)潮流之速度方面,則因潮流之垂直方向的流速分佈會因海底地形、海底摩擦、水溫、鹽分等有所變化,同時表層與底層之流向也會有相反的時候,故應以實測等加以調查之。

#### 4.4 地震力

對位海水中之導管等而言,應考慮慣性力及動水壓力,對埋設於 海底面下之導管而言,須考量土壓及地層位移,同時依須要應考量慣 性力及動水壓力,且亦需考量海底地層的液化。

說明:

- (1)在地震所產生的慣性力可由結構物、石油及土塊等自重乘以設計 震度求得。而慣性力之作用位置作為自重的重心位置,其作用的 方向則為水平之二方向及垂直方向。
- (2)耐震性檢討所採用之設計水平震度、設計垂直震度或設計基層面 所考慮之水平震度等,需充分考量該地區地震的活動性、地震特 性及地層在地震時的放大性等加以適當決定。
- (3)有關地層之液化方面需對海底地層與周圍之回填土兩者加以檢討。由於液化海底管線會有上浮之虞慮,因此檢討即使管線發生上浮時,亦不會有座屈或斷裂之慮。

【備註】

(1)通常與水深相比較,導管的管徑會很小,故作用於導管之動水壓 力後屬其所排除,水所具有的慣性力,可由下式求得,作用方向 與慣性力方向相同。

 $P_{w} = \pi / K_{i} \gamma_{w} D_{2} \dots (4.4.1)$ 

上式中

 $P_w$ =地震時之動水壓力(KN/m)

 $K_i$ =設計水平震度 $K_h$ 或設計垂直震度 $K_V$ 

 $\gamma_w$ =海水之單位體積重量(KN/m<sup>3</sup>)

D=包括塗裝在內導流管之外徑(m)

(2)地震時作用於導管頂端之土壓可依本篇 4.5 土壓乙節求之。(3)在地層地表面之水平位移,可由下式求得。

 $u_h = \frac{2}{\pi^2} S_v T k_{0h}$  (4.4.2)

上式中

u<sub>b</sub>=地表面水平位移之最大值(m)

S=每單位震度對應之速度值(m/s)

T=地層表層特有的週期(s)

k<sub>0</sub>,=在基礎之水平震度

### 4.5 土壓力

作用於埋設導管頂端之土壓,需考量垂直方向之均勻分佈載重。

【備註】

(1)作用於被埋設導管頂端之土壓,除了考量地震時之影響外,其垂直方向之均勻分佈載重,並可求(4.5.1)式求得。但導管之底部有基樁等堅固的基礎支承時則可依(4.5.2)式求取之。

 $W_s = \gamma' h D \tag{4.5.1}$ 

 $W_{s} = \frac{\exp\left(k\frac{h}{D}\right) - 1}{k} r'D^{2} \qquad (4.5.2)$ 

上式中

W=導管頂端每單位長度垂直方向之土壓(KN/m)

γ'=土壤在水中每單位體積之重量(KN/m<sup>3</sup>)

*h*=導管之埋設深度(m)

D=包括塗裝在內之導管之外徑(m)

- k=土壤之內摩擦係數與 Rankin 土壓係數之乘積(導管之周圍地 層為砂質土時為 0.4,粘性土時為 0.8)
- (2)地震時作用於導管頂端之土壓可由(4.5.1)式或(4.5.2)式所求得之
   土壓乘以(1+K<sub>v</sub>)求得。

上述之Ky為第二篇 14.3.3 假震度中之垂直假震度。

(3)導管之埋設深度很深時,需考慮其埋設深度與導管頂端溝寬之 比,可改由(4.5.3)式替代(4.5.1)式來求取土壓,但使用(4.5.3)式 時,必需要與(4.5.1)式計算所得之結果加以比較檢討之。

上式中

B=導管頂端之溝寬

Ca=載重係數(請參照圖 4.5.1 及圖 4.5.2)



圖 4.5.1 載重係數 Cd

圖 4.5.2 埋設導管之情形

### 4.6 水壓力

作用之水壓力為考量埋設深度之最大靜水壓力。

說明:

計算靜水壓力時,應以既往最高潮位地點的設計波高再加 1/2 當作 海面高度。

【備註】

水壓為埋設深度之最大靜水壓力,可依(4.6.1)式求之。

 $P_{w} = W_{0}H \dots (4.5.3)$ 

上式中

 $P_w = 靜水壓力(KN/m^2)$ 

 $W_0$ =海水之單位體積重量(KN/m<sup>2</sup>)

H=由海面至埋設導管底面之距離(m)

# 4.7 自重及載重

(1) 輸送石油的重量須按照其種類加以適當的計算。

(2)導管及其附屬物之重量亦必需加以考量,且需將塗裝及防水等之 重量亦一併加以考量。

說明:

為確保導管鋪設後之安定性及調整鋪設時之重量,且為保護不受 外力之損傷計,通常導管外層會加做混凝土防水層。此防水層也有使 用金屬網包夾在內,故在重量計算時,這些防水層的重量亦需加以考 量。在鋪設之應力計算時,可由此重量扣除浮力之值作為導管在海水 中之重量,同時塗裝及防水層等重量之單位體積重量必需以濕潤狀態 作為計算標準。



#### 圖 4.7.1 加做防水層之導管斷面

【備註】

導管及其附屬物之重量可依據需要來考量塗裝及加做防水層時之 導流管的重量,可依(4.7.1)式求之。而作用於導管之浮力則可依(4.7.2) 式求之。

$$\begin{split} & W = \pi \{ (D - t_1) t_1 \gamma_1 + (D + t_2) t_2 \gamma_2 + (D + 2t_2 + t_3) t_3 \gamma_3 \} \dots \dots (4.7.1) \\ & B = \frac{\pi}{4} \{ D + 2(t_2 + t_3) \}^2 \omega_0 \dots \dots (4.7.2) \\ & \bot \vec{x} + \\ & W = 4 \# \vec{u} \in \mathbb{R} \ \vec{e} \ \vec{e} \ \vec{m} \ \vec{e} \ \vec{e$$

### 4.8 內壓力

內壓力需使用常用壓力。

說明:

- (1)所謂常用壓力是為正常開動時之最大壓力,為由高低差所產生的 靜水由靜水壓力水頭與導管摩擦之損失水頭求得之合計值。
- (2)對於油擊作用等引起之壓力波動上昇,必需安裝有不使常用壓力 超過10%之壓力安全設備,若有採取此措施時,內壓力則可採用 常用壓力。

# 4.9 抛錨之撞擊載重

埋設的導管等為因應周邊的情況,需考量船舶拋錨時的撞擊載重。 說明: 在鋪設海底管線的線路上當有錨落下時,由於其埋設深度通常有 考量到不使錨直接碰觸及導管,所以一般應是安全的,但因錨落下時 導管會受到衝擊載重的作用,故對此需加以檢討。



圖 4.9.1 撞擊載重之情形

【備註】

(1)衝擊荷重可依(4.9.1)式求得(請參照圖 4.9.1)。

$$W_a = \frac{WD}{\left(L+2h\tan\theta_1\right)\left(B+2h\tan\theta_2\right)}\left(1+i\right)$$
.....(4.9.1)

上式中

W。=由衝擊產生於每單位長度之荷重(KN/m)

W=錨在水中之重量(KN)

D=導管之外徑(m)

L=錨底部之長度(m)

B=錨底部之寬度(m)

*h*=導管埋設之深度(m)

 $\theta_1, \theta_2$ =載重之分佈角(°)

i=撞擊所增係數

(2)衝擊所增係數之值,因汽車載重與火車載重由於特性不同,所以 其增加係數亦不同,故增加係數需依據試驗所得適當的值來使 用。

#### 4.10 振動之影響

升起部份之導管需考量由潮流、風等所產生的振動影響。

說明:

在海底管線之升起部份的導管中,往固定式繫留設施升起的導管 等,由於其水深很深,且又無中間支點等支撐,故需檢討因潮流、風 等所作用於導等的振動。

【備註】

(1)對潮流等所生之振動影響可依(4.10.1)式加以檢討。

上式中

 $f_k$ =由潮流等所產生 Karmann 渦流之振動數

 $f_0$ =導管特有之振動數

若未能滿足(4.10.1)式時,由於考慮其振動之影響很大,所以要對 振動性態加以檢討,依據需要加強導管之鋼性,亦或是謀求加設 中間支撐等之振動對策。

(2)由潮流等所產生 Karmann 渦流之振動數可由(4.10.2)求之。

 $f_k = S \frac{u}{D} \tag{4.10.2}$ 

上式中

S=straw hull 數

u=潮流等之流速(m/s)

D=導管之外徑(包括防蝕覆蓋層)(m)

(3)為防止風引起之振動影響,導管等之外徑與導管等支撐的關係須 滿足(4.10.3)式,但在採取特別的振動對策,其效果經風洞試驗等 確定者則不受此限。

$$D \ge \frac{l}{30} \sqrt{\frac{0.8}{t}} \ (\boxdot D \ge \frac{l}{40} \ \dots \ (4.10.3)$$

上式中

D=包括防蝕覆蓋層等之導流管外徑(m)

1=導管之支承間隔(m)

t=導管之厚度(m)

#### 4.11 溫度變化之影響

設計所採用之溫度差,以所預想的最高或最低之溫度與平均溫度 差為標準。

說明:

(1)平均温度為年平均温度。

(2)加熱導管(為輸送高黏度之石油所加熱之導管)時,須採用最高加熱溫度與平均溫度之差加以設計。

(3)溫度差一般應採用使用中之導管溫度與施工時海底地層之溫度 差,但因很難掌握適當的溫度,所以採用上列所述者。

【備註】

一般將輸送石油及用於水壓試驗之水的溫度作為導管溫度,而海水表面及海底附近溫度作為地磐內溫度。通常所採用的溫度差為 20°~30。但升起部份之導管等溫度變化較顯著,故需充分的加以檢討。

#### 4.12 铺設時的載重

導管等鋪設時,配合鋪設方法,使用機具、作業條件等,須審慎 決定在鋪設的各個階段作用於導管之荷重。

說明:

 铺設導管等各作業階段所作用於導管等之荷重,因鋪設方法、使 用機具、能力、操作方法、作業環境條件的不同而異。而作用於導管 等之荷重雖分為靜載重及動載重兩種,但均應加以確實掌握,以確保 導管等的安全。

#### 【備註】

- (1)作用於導流管之載重,大致可分類如下:
  - (a)靜載重:導管等之重量、浮力。
  - (b)動載重:由波浪、潮流所產生之抗力、揚力及工作船舶搖動所 產生之載重。
- (2)這些載重中的靜載重,因作用方向、大小均一定故易於掌握,而 動載重則因作用方向、大小、頻率均隨時都在變化,因此依海底 管線之規模,有時將其視為靜荷重也可。故表 4.12.1 所示為鋪設 時被設想之載重。

表 4.12.1 舖設時之載重

分類	方向	載重來源	載重	計算方法
		重力	✓ 管線重量	參照本篇 4.7 自重及載重
			< 塗裝	可依(4.7.1)式求之。
			重量 混凝土防水層	
靜態	垂直		附加物	
		浮力	_	參照本篇 4.7 自重及載
		•	浮力 管線本身	(1)中空時可依(4.7.2)式求之。
			輔助漂浮物	(2)注入水時:
			1112-2422141 2 124	$B = \pi (D - t_1 + t_2 + t_3) (t_1 + t_2 + t_3) \omega_0$
				符號及單位與(4.7.2)式相同。
動態	水平	潮流	揚力	參照本篇 4.3 波力及流力依(4.3.2)
(依據			抗力	及(4.3.3)式求之。
海象)		波浪	波力	考量波浪之特性,以規則波或不規
				則波對結構物之動力求取之。
		潮流	渦流	參照本篇 4.10 振動之影響
				渦流之振動數為 straw hull 數依
			44 4 4 10 40	(4.10.2)式求之。
			船舶之摇動有船面P	Y的搖動與里軸轉動內種。
	垂直		19183 Cheave	
	LE4 1 J		波動 (surge	
動態 (由於 工作			上下館羅(pitch)	
船舶 之搖 動者)	垂直 面外		孤曳 (sway	
			编载(yow)	
			搖晃 (roll)	(愛)
其他			船上吊架在滾輪支點	之集中載重、吊索上之集中載重。

# 第五章 材料

導管等之材料為鋼製品,需符合日本工業規格(JIS)之規定,或是 具有這些同等品以上機械性質者。但在導管方面在其結構上無法使用 鋼管時則不在此限。

說明:

- (1)所使用之材料需考量所輸送之石油的種類、輸送條件、舖設方法等,由具有滿足設計容許應力度選取。而鋼製品則應考慮強度、 展延性、電焊、破壞性等特性加以選定之。
- (2)導管之材料最好使用鋼管,但在特殊情形時,在一點繫留或多點 繫留式所浮標,宜使用橡膠製之導管(以下稱為橡膠管)。

【備註】

(1)有關導管等之材料依日本工業規格示之如下:

(a)導管

JISG 3454 壓力配管用炭鋼鋼管

JISG3455 壓力配管用炭鋼鋼管

JISG 3456 高溫配管用炭鋼鋼管

JIS G 3457 配管用電弧焊炭鋼鋼管(在全線之長接頭限用非 破壞檢查品)

(b)電焊管接頭

JIS B 2312 配管用鋼製對接電焊管接頭

JIS B 2313 配管用鋼版製對接電焊管接頭

(c)法蘭(flange)管接頭

JIS B 2220 鋼製電焊管法蘭

JIS B 2238 鋼製一般規格之管法蘭

(d) 閥門

JIS B 2071 鑄鋼法蘭閥門

(2)具有與日本工業規格同等品以上機械性質的有 API(美國石油協會)、ASTM(美國材料試驗協會)ANSI(美國國家規格協會)、JPI(石油協會)等規格者如下所列。而下表所示為常被使用於海底管線之鋼管規格,如表 5.1。

	機械性質			
規 格		張力強	降伏點	應用範圍
		度	$(N/mm^2)$	
		$(K/mm^2)$		
JIS G3454	STPG370	370 以上	215 以上	被使用於 350 以下
(壓力配管用炭				之壓力
鋼鋼管)				配管(徑 400mm 以下)
JIS G3457	STPY400	400 以上	225 以上	使用於壓力較低而徑
(配管用電弧焊				大的配管(徑 350mm
炭鋼鋼管)				以上)
API Specification	Grade B	413 以上	241 以上	(註)
5L				
(Line Pipe)				

表 5.1 常被海底管線使用之鋼管規格

(註)API Specification 5L 是規定到 X80 為止,而日本實際使用至 X65(同 530N/mm<sup>2</sup>,448N/mm<sup>2</sup>)為止。

(a)導管

API Specification 5L(Line Pipe)

(b)電焊管接頭

ANSI/ASME B16.9(Factory-Made Wrought Steel Buttwelding Fittings)

(C)法蘭管接頭

ASMEI B16.5(Pipe Flanges and Flanged Fittings)

JPI-7S-15-93 石油工業用法蘭

JPI-7S-15-93(補遺-96)石油工業用法蘭(補遺-96)

(d)閥門

API Specification 6D [Pipe Line Valves(steel Gate, Plug, Ball, and Check Valves)]

# 第六章 導管之設計

### 6.1 導管之最小厚度

導管之厚度可依本篇 6.2 導管之容許應力及本篇 6.3 導管所生應力 之計算加以決定。

說明:

- (1)導管之厚度需考量在設計上很難預測之荷重能確保安全、由輸送 流體所生之內部腐蝕、打掃機具(刮刀、磨銹)等所生之摩擦等加 以全盤考量在決定。
- (2) 導管之厚度原則上需以表 6.1.1 所示數值以上。

外徑(mm)	最小厚度(mm)
114.3 以下	4.5
114.3 以上 139.8 以下	4.9
139.8 以上 165.2 以下	5.1
165.2 以上 216.3 以下	5.5
2163以上3556以下	6.4
355 6 m + 508 0 m T	7.9
555.0 KI 500.0 KF	9.5
508.0以上	

表 6.1.1 最小厚度

#### 【備註】

對內部腐蝕估計餘裕時,可考量在 1.0~1.5mm 左右。

# 6.2 導管之容許應力

(1)導管之容許張應力及容許壓應力為導管材料規格之最小降伏點

強度乘以下列安全係數及長接頭效率之乘積值。

- (a)安全係數為 0.5。
- (b)長接頭效率在無接縫鋼管、抗電電焊鋼管及電弧焊鋼管為 1.0。但是配管用電弧焊炭鋼鋼管在全部不做非破壞檢查者為 0.9。
- (2)容許剪應力及容許支壓應力則是以容許張應力分別乘以0.6及1.4 之乘積值。
- (3)導管所生應力需合乎下列基準。
  - (a)由荷重產生於導流管之圓周方向之應力及軸方向之應力不能 超過該導管之容許應力。
  - (b)由內壓產生於導管圓周方向之應力應在該導管規格最小降伏 點強度之40%以下。
  - (c)由載重產生於導管圓周方向之應力、軸方向之應力及垂直於管軸方向之應力等其合成應力應在該導管規格最小降伏點強度之90%以下。
- (4)在考量主載重再加下列次載重時,容許應力可分別增加如下列各值。
  - (a)主載重與風力 1.25
  - (b)主載重與波力及潮流 1.25
  - (c)主載重與地震 1.70
  - (d)主載重與拋錨之撞擊載重 1.50
  - (e)主載重與溫度變化之影響 1.25
  - (f)主載重與舖設時之載重 1.80
  - (g)主載重與其他工程之影響 1.50

說明:

(1)導管之容許應力隨所使用材料規格之最小降伏點、載重組合、應 力方向而異,如表一解 6.2.1 所示。而容許張應力則如(6.2.1)式所 示:

 $\sigma_a = s_\eta f \tag{6.2.1}$ 

上式中

 $\sigma_a$ =容許張應力(N/mm<sup>2</sup>)

S=安全係數(=0.5)

η=長接頭之接頭效率

f=鋼管規格之最小降伏點強度(N/mm<sup>2</sup>)

載重之組	應力方	應力種類			摘要
成	向	張力、壓力	剪應	支壓應	
			力	力	
內壓	圓周	0.4f			(a)主載重是內
主載重	圓周、管	0.5f			壓、土壓、水
	軸				壓、浮力等平
主載重+	管軸	0.625f	正座	正座力	時作用之載
次載重			水應	⊼.惩力   ×1 /	重。
主載重+	管軸	0.85f		^1.4	(b)次載重為
地震力			~0.0		温度变化之影
主載重+	管軸	0.75f			響 波力及流力
其他工程					風壓力其中之
之影響					一種。
主載重+	管軸	0.9f			f=鋼管規格之
铺設時之					最小降伏點強
載重					度(N/mm <sup>2</sup> )
主載重+	合成	0.9f			
地震力					

表 6.2.1 導管容許應力之種類

(2)導管所生之應力一般以圓周方向應力為最大,但有時也會有軸方 向應力很大的情形,故需以合成應力加以檢討。

问應刀很大的情形,故需以合成應刀加以檢討。

合成應力可由(6.2.2)式求得  $\sigma_{e} = \sqrt{\sigma_{cs}^{2} + \sigma_{is}^{2} - \sigma_{cs}\sigma_{is} + 3\tau^{2}}$ .....(6.2.2)上 式中  $\sigma = 合成應力(N/mm^{2})$   $\sigma_{cs} = 圓周方向之應力(N/mm^{2})$   $\sigma_{is} = 軸方向之應力(N/mm^{2})$  $\tau = 垂 直於管軸方向之剪應力(N/mm^{2})$ 

### 6.3 導管所生應力之計算

由內壓、土壓等載重在導管所產生圓周方向之應力及軸方向之應 力,須依適當的計算方法求之。

【備註】

(1)由內壓產生於導管圓周方向之應力可由(6.3.1)式求得,而被埋設 的導管其軸方向之應力可由(6.3.2)式求得。

 $\sigma_{ci} = \frac{P_i(D-t)}{2t} \tag{6.3.1}$ 

上式中

 $\sigma_{ci}$ =由內壓產生於導流管圓周方向之應力(N/mm<sup>2</sup>)

σ<sub>Li</sub>=由內壓產生於導流管軸方向之應力(N/mm<sup>2</sup>)

Pi=常用壓力(N/mm<sup>2</sup>)

D=導流管之外徑(mm)

t=導流管之厚度(mm)

v=導流管之 poisson 比

導管之厚度是從導管之公稱厚度減去厚度尺寸的容許差及扣除 內部腐蝕之值。然在尋求防蝕覆被及電氣防蝕時,外部腐蝕量通 常在厚度上可以不考慮。

- (2)由外部載重引起圓周方向之應力
  - (a)由土壓、衝擊載重產生於導管圓周方向之應力,可依(6.3.3)式 求得。

 $K_h = 水平方向之地層反力係數(N/mm<sup>3</sup>)$ 

(b) 撓度時間係數 Dt 在充分壓密之砂或埋設於砂質土地層時,或 在導管側面有導管半徑以上寬度的砂或砂質土換土後經充分 壓密時為 1.0,其他的情況則為 1.5。

彎矩係數K,及變形對比係數K,則可採用表 6.3.1 所示之值。

基床之情況	$K_{\scriptscriptstyle B}$	$K_h$
充分壓密之基床	0.125	0.083
普通之基床	0.138	0.089

表 6.3.1  $K_R \not \subset K_h$  之值

(c) (6.3.3)式由 Spangler 研究所引導者, 惟埋設管有基樁支撐時則 不適用,在(6.3.3)式所示,分母之第一項為導管之彈性抵抗, 第二項則是對側面土壓之修正項,第三項是內壓之修正項,但 欲更嚴緊些則如(6.3.4)式所示。

 $\sigma_{c0} = \frac{D_l K_B W_T \gamma E I_t + (0.061 D_l K_B - 0.082 K_x) W_T K_h \gamma^5 + 2 (D_l K_B - 0.125) D_l K_x W_T P_i \gamma^4}{E I_t + 0.061 K_h \gamma^4 + 2 P_i D_l \gamma^3 K_x} \cdot \frac{1}{Z_t}$ 

將(6.3.4)分子之第二項及第三項省略後,即為(6.3.3)之近似 式,而導管之外徑與厚度之比大於75以上之大口徑且管壁很 薄時,則不能忽視其誤差,應以(6.3.4)加以計算。

而撓度時間係數對大口徑管壁很薄者,須取大於1.0,一般外 徑與厚度之比, D.應在 1.25~1.50。

(3)由抛錨之衝擊載重產生於導管軸方向之應力可由(6.3.5)式求取 之。

$$\sigma_{ta} = \frac{w_a}{2\beta^2 Z} e^{-\beta l/2} \sin \frac{\beta l}{2} .....(6.3.5)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_v D}{4EI}}$$

上式中

 $\sigma_m$ =產生於導流管之軸方向應力(N/mm<sup>2</sup>)

D=導管之外徑(mm)

 $K_{\nu}$ =垂直於地層方向之反力係數(N/mm<sup>3</sup>)

EI=導管之彎曲徑度(N.mm<sup>2</sup>)

L=衝擊載重作用於導管軸方向之距離(mm)

 $W_a$ =撞擊載重(N/mm)

Z=導管之斷面係數(mm<sup>3</sup>)

而撞擊載重Wa可依本法蘭篇 4.9 拋錨之撞擊載重(4.9.1)式求得。 (4)因溫度變化發生於軸方向之應力可依(6.3.6)式求得。

上式中

 $\sigma_{\mu}$ =由溫度變化發生於軸方向之應力(N/mm2)

E=導管之楊氏係數(N/mm2)

*α*=導管之線膨賬係數(1/)

*t*=溫度變化量()

(5)因地震之影響而發生於導管軸方向之應力,可依下列方法求之。

(a)在海底面以上水中之導管,其慣性力及動水壓力等可用軸方向 應力計算之。而慣性力及動水壓力等請參照本篇 4.4 地震力乙 節。 (b)埋設在海底面下之導管在地震時導管之軸方向撓度應為軸方向應力及彎曲軸方向應力兩者之合成值。而埋設於表層地層下面之導管,因地層之位移而發生於導管軸方向之應力,則可由下式求得。

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_1 l}\right)^2} \tag{6.3.9}$$

上式中

 $\lambda_1 = \sqrt{\frac{K_1}{EA}}$ 

 $l=\sqrt{2L}$ ,假波長(mm)

 $K_1$ =軸方向位移在每單位長度之地層反力係數(N/mm<sup>2</sup>) A=導管之斷面積(mm<sup>2</sup>)

$$\alpha_{2} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_{2}l}\right)^{4}}$$
(6.3.10)

上式中

$$\lambda_2 = \sqrt[4]{\frac{K_2}{EI}}$$

 $K_2$ =垂直於管軸方向之位移在每單位長度之地層反力係數  $(N/mm^2)$ 

I=導管斷面之二次力矩(mm4)

地震時之設計所需考量的地表面波動之水平位移振幅,可依本篇 4.4 地震力(4.4.2)式求取之。因地震之影響產生於導管之合成軸方向應力可依上列方法求得之 GL 及 GB 用適當的方法加以合成計算之。

(6) 鋪設時之應力通常可考量如下:

- (a)導管舖設時的各階段因所生之荷重所產生所導管應力需考量 海底管線之規模、舖設方法及自然條件等以適當的方法求之。
- (b)對於大水深的靜態分析與導管及包括支撐架的動態分析中,海 底管線在水深 30m 左右,導管之管徑則需使用較大且徑度較 強者,其可適用於以往結構力學的方法,在水深很大的時候或 波浪、潮流等動態載重之影響很大時,應盡可能對動態載重加 以應答分析。

(c)不論採用工作船方法、海底曳航方法或浮游曳船方法中的那一

種鋪設方法均需將曳航、沉埋、波浪、潮流及其他之影響逐一 列入考量加以設計計算,在安裝時對載重之影響在安全上更非 加以確認不可。

(d)表 6.3.2 所示各種舖設方法之導管結構形態,表 6.3.3 所示為應 力分析理論。



表 6.3.2 在架設時海底管線之形態與機能

理論	簡支棵之理論	考量因軸力彎曲變形標 之理論 (桂-標理論)	一般懇鏈理論	考量有彎曲抵抗之懸鏈理論
考量座標之 取法與職小 長面力	$ \frac{w (kN/m)}{1+1+1+1} x $ $ \frac{A}{y} \qquad w d s $ $ \frac{A}{y} \qquad (1 Q) \qquad (1$	$T \xrightarrow{x} W(kN/m)$ $T \xrightarrow{x} U(kN/m)$ $T $	HA W(UNION) HA W(UNION) H A W(U	$T_{a} = \frac{M_{a}}{Q_{a}} = \frac{W(0NIM)}{W(0NIM)} = \frac{T_{a}}{Q_{a}} = \frac{M_{a}}{W(0NIM)} = \frac{T_{a}}{W(0NIM)} = \frac{M_{a}}{W(0NIM)} = \frac{T_{a}}{W(0NIM)} = $
均衡條件	$R_A = R_B = \frac{1}{2} wl$ $M_a = R_A x - \frac{1}{2} wx^2$	$R_A = R_B = \frac{1}{2} wl$ $M_x = R_A x - \frac{1}{2} wx^2 - Ty$	$V = F \sin \theta_{B} = wl$ $H = F \cos \theta_{B}$	$\begin{split} T_A &= T_B \cos \theta_S - Q_B \sin \theta_B \\ Q_A &= wl - T_B \sin \theta_B - Q_S \cos \theta_B \\ M_x &= M_A + Q_A x - \frac{1}{2} x \int_0^x w  d  s - T_A  y \end{split}$
力與變形 之關係	$\frac{M_x}{EI} = \frac{1}{\rho} = -\frac{d^2y}{dx^2}$	$\frac{M_x}{EI} = \frac{1}{\rho} = -\frac{d^2y}{dx^2}$	$S = \frac{H}{q} \tan \theta$	$\frac{M_s}{EI} = \frac{1}{\rho} = \frac{-\frac{d^2 y}{dx^2}}{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{3/2}}$
橋度曲線 之方程式	$y = \frac{wl^4}{24El} \left( \frac{x}{l} - \frac{2x^3}{l^3} + \frac{x^4}{l^4} \right)$	$y = \frac{w}{TP^2} \left[ \frac{\cosh\left(\frac{Pl}{2} - Px\right)}{\cosh\frac{Pl}{2}} - 1 \right] + \frac{w}{2T} x \left(l - x\right)$	$y = \frac{C}{2} \left( e^{x/t} + e^{-x/t} \right)$	$\begin{aligned} \frac{d^2 y}{dx^2} &= 9Z^2 \frac{dy}{dx} \frac{d^2 y}{dx^2} \frac{d^3 y}{dx^3} \\ &- 15Z^4 \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 \left(\frac{d^2 y}{dx^2}\right)^3 + 3Z^2 \left(\frac{d^2 y}{dx^2}\right)^3 \\ &+ \frac{1}{EIZ^3} \left[H \frac{d^2 y}{dx^3} + \frac{w}{z}\right] \\ &\therefore \not \gtrsim U  ; Z = \left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{-1/2} \end{aligned}$

表 6.3.3 海底管線之應力分析一覽表

6.4 座屈

因土壓力及水壓力等所生的外部壓力,須進行導管之座屈檢討。 說明:

海底管線通常都受土壓及水壓等外壓力的作用,而在無進行輸送時,亦即內壓為零(大氣壓)時,有時候也導管內有些部份會成為負壓狀態,將這些情況加以設定,進行外力對導管的座屈檢討,以確保其安 全性。



圖 6.4.1 座屈強度之計算

【備註】

- (1)對座屈強度之計算有 Timoshenko 依薄管壁座屈理論得如(6.4.1)
   式所示,橢圓管的座屈則如(6.4.2)式所示,而 ANSI B31.4(Liguid Petroleum Transportation Piping Systems)的則如(6.4.3)式所示。
- (2)座屈強度因導管之外徑與管厚之比的不同而異,其計算方式分別 如圖 6.4.1 所示而異。海底管線較大口徑之導管時,導管之外徑 與厚之比(D/t)大部份都是 80-100 者為多。此時不論用何種計算 式所求得的座屈強度值大致都無差異。但嚴格的說,這些計算式 中,均勻分佈載重並非其拘束條件,而海底管線其應用時應視其 條件及導管之材質加以檢討,而對座屈應視須要來檢討。

$$q_{cr} = \frac{2E}{1 - V^{2}} \left(\frac{t}{D}\right)^{2} \dots (6.4.1)$$

$$P_{cr} = \frac{1}{2} \left\{ \left[\frac{\sigma_{y}}{m} + (1 + 6mn)q_{cr}\right] \pm \sqrt{\left[\frac{\sigma_{y}}{m} + (1 + 6mn)q_{cr}\right] - \frac{4\sigma_{y}q_{cr}}{m}} \right\} \dots (6.4.2)$$

$$P_{e} = \frac{3.30 \times 10^{-6}}{\left(\frac{D}{t}\right) \left(\frac{D}{t} - 1\right)^{2}} \left(\frac{D}{t} \ge 47\right) \dots (6.4.3)$$

上式中

$$q_{cr}$$
=理論座屈載重(N/mm<sup>2</sup>)  
 $P_{cr}$ =橢圓管座屈載重(N/mm<sup>2</sup>)  
 $P_{e}$ =座屈載重(N/mm<sup>2</sup>)  
 $E=導管之楊氏係數(N/mm2)$   
 $V=導管之 Poisson 比$   
 $D=導管之外徑(mm)$ 

$$t=導管之管厚(mm)$$
  
 $\sigma_y =導管之降伏點應力(N/mm^2)$   
 $m = \frac{D}{2t}$   
 $n = 2e$   
 $e = 橢圓 率$ 

## 6.5 管接頭之設計

- (1)使用於導管管接頭之設計,除了需依導管設計的準則加以設計 外,尚需考量管接頭的徑度及應力的集中。
- (2)導管要分岔時,須使用事先作好的分岔用管接頭或分岔結構物, 此時分岔結構物原則上需安裝補強版。
- (3)分岔用管接頭、分岔結構物及大小頭接管等,類似這些結構物原則上都設置於石油供應站或碼頭設施上。但是在上升部份鋼管以外之導流管與為了連接而需要設置時,海底亦可安裝。

說明:

- (1)管接頭之徑度及應力之集中可依本篇 6.6 彎曲部份之設計乙節辦理。
- (2)海底管線很少設置分岔部份,亦無施工實例。但導管之分叉部是 最容易受損的所以設計時應特別留意故除了內壓、土壓及自重等 主載重之外,亦需考量導管因溫度變化而發生的伸縮或因潮流、 風等的振動及因地震等而發生過大的應力等。

### 6.6 彎曲部份之設計

(1)導管彎曲部份之設計,除了依導管之設計準則加以設計外,仍需

考量彎曲部份之徑度及應力的集中。

- (2)導管之彎曲部份除了以下之情形外,因需採用事先製成的彎曲管,但是在使用傾斜彎管時,應限定在因內壓所產生的圓周方向之應力為導管規格之最小降伏點強度的20%以下時。
  - (a)在現場按照適當的最小曲率半徑加以冷凝彎曲的時候。
  - (b)現場因施工條件或其他的理由不得已的時候,以不超過 3°之 角度將導管加以交合的時候。
  - (c)升起部份等因周圍條件等理由,需在現場將導管加以彎曲舖裝的時候。
  - (d)在陸上需將導管製成線圈,而在海上捲回設置的時候。

說明:

(1)管接頭及彎曲部份之徑度及應力集中在不受位移的限制下對導 管系統需考量如下之事:

(a)徑度

對於直管部份之彎曲徑度(EI),管接頭部份及彎曲部份的彎曲 徑度之縮減率謂之撓度係數(Flexibility Factor),在包括管接 頭、彎曲部份在導流管系統中因溫度及壓力變化所生之應力及 地震時的應力分析時使用。而撓度係數則是隨管接頭或彎曲管 等之形狀及結構加以決定。

(b)應力集中

在管接頭部份及彎曲部份,因溫度變化、壓力變化及地震等而 發生變形時,會有應力集中現象,因此在做導管系統之設計時 需考量應力集中,不論那一部份均需依照規定,以不超過容許 應力來加以設計。

(c)合成應力
因彎曲及內壓所生之軸方向應力及圓周方向之應力與扭轉所 生之剪應力所合成之應力,應確認在標準最小降伏點強度的 90%以下。

(2)在現場做冷凝彎曲時之最小彎曲半徑如表 6.6.1 所示之值。此時 導管之管徑不得減少超過將導管之外徑之 2.5%以上。

導流管之外徑(mm)	最小彎曲半徑(mm)
318.5≥ <i>D</i>	18 <i>D</i>
$355.6 \ge D > 318.5$	21 D
$406.4 \ge D > 355.6$	24 D
$508.0 \ge D > 406.4$	27 D
D≥508.0	30 <i>D</i>

表 6.6.1 最小彎曲半徑

(3)在彎曲部份方面,對於現場冷凝彎曲,雖會受到前述(2)之限制, 但因海底管線隨水深及周圍條件關係,製成的彎曲管之舖設不但 困難而且很危險的,因此才有 Pendingshoe J Chaboo 的現場冷凝 彎曲方法及 Reeled coil method 等方法被開發出來,且已在國外各 國實際應用。

在此情況時需考量因彎曲之形狀變化(管徑、圓滑度、厚度)及材 質變化(強度、延伸等),而現場彎曲後彎曲管的性能必需加以確 認,一般係依實驗或經驗加以確認。

【備註】

- (1)撓度及應力集中方面,主要是因結構物之形狀有彎曲或不連續性等,由於形狀的不一致性所引起,另一方面因單純的斷面縮減亦 會出現應力集中,除了對特定的物品外很難去分析,雖然對於某 些特定物品有試驗結果,但依需要以實驗去檢討。
- (2)在說明(1)(c)中所示的合成應力之計算,可採用本篇 6.2 導流管之 容許應力所示的(6.2.2)式計算。

(3)彎曲管承受內壓時的圓周方向應力可依(6.6.1)式求取。

$$\sigma_{ci} = \frac{2R + r \sin \phi}{2(R + r \sin \phi)} \cdot \frac{P_i(D - t)}{2t} \dots (6.6.1)$$
上式中  
 $\sigma_{ci} = 曲內壓發生於彎曲管之圓周方向應力(N/mm^2)$   
 $R = 彎曲管的曲率半徑(mm)$   
 $r = 管之外半徑(mm)$   
 $D = 管之外徑(mm)$   
 $t = 管之厚度(mm)$   
 $P_i = 常用壓力(N/mm^2)$   
 $\phi = 請參照圖 6.6.1$   
 $\sigma_{ci} 在 \phi = -\pi/2$ 時為最大,但其與外壓所生的應力最大值不一定是

一致的,需要特别注意。



圖 6.6.1 彎曲部份

# 6.7 閥門之設計

(1) 閥門須使用具有和導管或同等以上強度者。

- (2)閥門除被安裝於石油基地或碼頭設施內之導管及逆止閥門外,原則上要為不妨礙金屬塊的通過之結構,因此閥門與導管之間的連接,原則上需以對接電焊之。
- (3)閥門因電焊與導管連接時,在施工過程中不要使連接部份之管厚發生驟變。
- (4)安裝閥門時,不要因該閥門的自重等使導管發生異常的應力。
- (5)安裝閥門時,需考量不要有因導管之膨賬及收縮、地震力等異常的作用力直接作用於其上面。
- (6) 閥門的開闢速度需考量油擊作用。
- (7)閥門需在海底安裝時,有關閥門的結構、操作方法、檢查及維修 方法等,需在導管之保安上確認不會有障礙時可安裝。

說明:

(1)在海底安裝閥門與其他處安裝閥門有下列不同處,其強度、可靠 性及安全性等尤需特別考量。

(a)需要截斷機會較少。

- (b)故障時要修繕是不容易的,尤其要焊接或更換均很困難的。
- (c)要整修或維護均較困難。
- (d)導管之應力直接由閥門傳遞的可能性很高。
- (e)必需要可以通過金屬塊。
- (f)與海水之接觸在閥門的內外均會發生。
- (g)緊急情況時人力操作比較費功夫。
- (h)為管線防蝕計,使用對氫有敏感之材料會發生麻煩。

(i)地震後功能上的確認不容易。

(j)閥門追加安裝很困難。

- (2)在海底要安裝閥門時,需考量下列事項。
  - (a) 閥門之強度必需與導管相同或同等品以上,安裝後即使在不需使用時把它當作導管的一部份,也不致有所不便。
  - (b)需充分考量在操縱、遠距離操作、直接操作各方面、閥門的機 能均能發揮。
  - (c)為考量導管系統之防蝕,連接方法、閥門的防蝕覆被、閥門的 材質均需加以適當的選定。

## 6.8 上升部份之設計

- (1)導管等的上升部份除依本篇第四章設計外力及載重之規定外,尚 需考量護岸,支撐結構物及導管之不均勻沉陷加以設計。
- (2)導管之上升部份須彎曲時,應使用彎頭或是無曲折者。若以直管加彎安裝時,其結構與品質可依本篇第五章材料之規定辦理。
- (3)導管之上升部份需有適當的防蝕對策。
- (4)導管之上升部份須依下法設置保護工。但是接至浮筒式碼頭設施 上升部份之導管,若欲使用鋼製品以外之製品時,則不受此限。
  - (a)對於波浪及船舶與漂流木等漂流物所產生之外力,為確保導管等的安全,導管需具有堅固而耐久性,且對其等結構不會有妨礙之結構物。
  - (b)為減少船舶及流木等漂流物對防護工程之衝擊,在必要的地方,需加強撞擊緩衝措施。

說明:

- (1)由於作用於上升部份之外力及載重有下列各種,因此對其中有必要者,需要用具有充分強度且合理的結構來加以保護之。
  - (a)內壓
  - (b)自重
  - (c)波力
  - (d)流力
  - (e)溫度變化之影響
  - (f)地震力
  - (g)船舶及漂流物等的撞擊力
  - (h)支撑結構物及上升部份之振動

(i)風壓力

- (2)對於上升部份導管防護工程之設計,可依港灣設計基準內碼頭設施篇加以辦理,尤其是對於撞擊力及地震力方面需加以充分的檢討。
- (3)上升部份之導管及防護工程之設計上所要注意的事項為,上升部份 份附近之海底地層的沉陷量、容許位移量、地震時之應力、陸上 護岸等的圓弧滑動等,在做結構分析時,需把這些事項加以充分的檢討。同時需對海底管線及陸上管線包括所有上升部份附近的 導管在整體配管系統上需加以應力計算之。
- (4)對上升部份則需進行下列防蝕對策。
  - (a)上升部份包括所謂的飛沫區域,會受到海水、飛沫、空氣、日光等影響者,外部均需加以適當的覆被。同時需特別注意其維護管理。
  - (b)上升部份位於海中部份需視屬海底管線之一部份以電氣防蝕

為之,同時需考量其與支撐結構物、固定式繫留設施及護岸等 之關係加以規劃及維護管理。

- (c)上升部份之管內部份在作海水調換時,除了做防蝕層,內部防 蝕應用等外,管壁之厚度的量測管理亦需定期的加以辦理。
- (d)因電氣防蝕關係,在上升部份與固定式繫留設施在安裝之際, 在有必要的地方,需以絕緣加以處理。
- (5)海底管線結構上最脆弱之處就是上升部份,同時因直立於海面上 會受船舶、流木等漂流物衝撞之可能,所以在上升部份導管周圍 的需加設置防護工程。而此防護工程需由上升部份導流管的垂直 處做到水平彎曲處,而此彎曲部份則可兼做腳手架。
- (6)防護工程之結構及撞擊緩衝措施可依下列方式辦理。
  - (a)設置於導管上升部份之防護工程應不會使船舶、流木等漂流物 直接衝撞到導管之結構,即使衝撞時,撞擊之影響不會直接傳 遞於導管之結構。
  - (b)保護工程之設計時,需考量導管之規模、上升部份附近之水 深、基礎地層、地震、風、波浪、潮流、漂流物之大小及接近 速度等。

【備註】

(1)上升部份之導管在海上平台或海上碼頭有很多支撐固定的方法,通常在淺海區域上升部份導管之支撐方法,使導管之撓度、結構物之位移不會作用於上升部份之導管,故上升部份之導流管與結構物之連接可以可動支撐、橡膠板或聚四氟乙稀等來安裝。

在深海處因上升部份導管本身之重量就很大,導管垂直部份的長 度亦很長,而結構物的位移及上升部份導管的位移,會由導管所 持的撓度來吸收,故其支撑方法大多採用焊接等固定方式行之。

(2)上升部份之導管在海底支撐的情況,幾乎都與導管自重的支撐有

關係,若海底是軟弱地層時,會因導管的自重而沉陷,而此沉陷 則會使導管產生應力,對此種沉陷的對策,是需採用在上升部份 導管的下端設置混凝土塊、骨材等護基工程的計策來保護,而對 於壓密沉陷最好的效果是做地層改良工作。

- (3)導管架設於護岸等之下方,而上升部份則安裝於陸上的實例亦常 可看到。
- (4)防護工程的結構形態有許多,通常大多是採用鋼管結構,陸上上 升部份如圖 6.8.1(a)、(b)所示,固定式繫留設施之構造例如圖 6.8.2 所示,由於固定式繫留設施在結構上很難作到與陸上上升部份採 用相同的結構,其替代方案大多是將上升部份之導管以雙重管為 之。



圖 6.8.1(a) 陸上上升部份之結構



圖 6.8.1(b) 陸上上升部份之結構



圖 6.8.2 專用碼頭設施旁上升部份之結構

# 第七章 防蝕、接合方法及加熱保溫設備

## 7.1 防蝕覆被

- (1)海底管線要有耐久性,而且需由對電氣絕緣體抵抗很強的塗裝材 料來保護,以防止外部腐蝕的措施。
- (2)導管等電焊接頭部份等亦需以有耐久性與電氣絕緣抵抗等適當 的覆被加以保護。

說明:

防蝕覆被的目的是使導管整體成為連續性及一體的金屬表面,對 電解質與電氣有絕緣抗力。因此塗裝材料需在電解質中具有長期對電 氣絕緣抗力安定的物品,且具有對在舖設工程中及對舖設後之外力抗 損傷具很強的特性。通常塗裝覆被中,塗裝材料為提高電氣絕緣抵抗, 覆被材料則為加強塗裝材料之機械強度。

【備註】

- (1)海底管線之腐蝕問題,可分為外部腐蝕及內部腐蝕。外部腐蝕是 所有海底管線的共同問題,現今主要的海底管線均採防蝕覆被法 及電氣防蝕法併用來防止外部腐蝕。而內部腐蝕則是因被輸送於 導管內之石油的腐蝕成份及因維護而更換海水所引起。而汽油、 燈油、柴油等石油製品不需考量內部腐蝕,然從海水或油井抽取 時其所含之水份、瓦斯、二氧化碳、二氧化硫等未處理之原油對 內部腐蝕則需要加以檢討。內部腐蝕對策而言則有腐蝕材料。內 部塗裝覆被法、電氣防蝕法等,而且對腐蝕之程度有更多校核方 法可供應用。
- (2)塗裝覆被材料需採用下列或具有與其同等品質以上而有防蝕效 果者。

(a)塗裝材料

JISG 3469 聚乙稀覆被鋼管。

JISG3491 自來水鋼管瀝青塗裝覆被法其材料指定採用瀝青 搪瓷或地瀝青。

JISG3492 自來水鋼管之焦油搪瓷塗裝覆被法其材料指定採用焦油搪瓷。

(b)覆被材料

JIS L 3405 麻布呢絨

JISG3491 自來水鋼管之瀝青塗裝覆被法其材料指定採用維 尼龍布、玻璃布或玻璃纖維板等。

(3)依上列規定具有同等品以上防蝕效果之材料如下:

- (a)焦油環氧樹脂覆被。
- (b)塑膠覆被。
- (c)塑膠防蝕带。
- (d)熱收縮型塑膠板或熱收縮塑膠管。

而具有同等品以上之性能與否,其判斷需依下列特性加以檢 討。

- (e)覆被後之絕緣性、耐久性、耐水性等。
- (f)覆被後之緊密性、強度、展延性等。
- (g)在工廠及現場之工作性。

瀝青系列或焦油搪瓷系列以往均採用以較厚的厚度覆被,而最 近外部覆被才使用塑膠系列為之。

(4)塗裝覆被防蝕覆被雖有包卷一周及兩周的不同,但不論其型均適

合日本工業規格 JIS G 3491 自來水鋼管瀝青塗裝覆被方法,或 JIS G 3492 自來水鋼管焦油搪瓷塗裝覆被方法,同時須進行與這些具有同等品以上防蝕效果者宜的覆被。

- (5)導管等之外部保護方面,除了上述的覆被對策外,依照需要,為 避免在重量調節或外力所致損傷,一般在塗裝覆被之上再加混凝 土包卷保護之。
- (6)日本對於長期使用的海底管線,由於處理石油製品或輸入原油,除了特別的情形外,不做海水換置工作,故不會有導管等內部腐蝕的問題出現,而內部腐蝕量在原油輸送路線做海水更換時,每年約為 0.2~0.3mm 左右。

#### 7.2 電氣防蝕

(1)在海面下或海底面下安裝導管等時,原則上需做電氣防蝕。

(2)施作電氣防蝕時,必須不會干擾到鄰近埋設物及其他結構物的。
說明:

- (1)海底管線由於腐蝕性除了很大外,在鋪設工程的時候,更常會使 塗裝覆被受到的損傷,因此僅以塗裝覆被要完全來防蝕是不可能 的。尤其在海底土壤中之海水抵抗比較低,而塗裝覆被則有氣泡 等缺陷,在此即會造成集中腐蝕,且會很迅速形成孔蝕現象,而 在數年內管壁即會被貫穿。因此塗裝覆被與電氣防蝕必需合併使 用。
- (2)電氣防蝕則有(a)陽極電流法及(b)外部電源法,基本上與一般港灣 結構物所用的防蝕方法相同。
- (3)使用陽極電流法時,有關電極的種類、形狀尺寸、安裝方法等須 考量在防蝕效果、耐用年限及維護等後加以決定之。

- (4)使用外部電源法時,電極的安裝位置及安裝方法除需充份考量防 蝕效果及防止干擾外,同時需考量波浪、潮流等的影響不會損傷 到電極及附屬設備。
- (5)防蝕電流之值,因海底管線所安裝的環境腐蝕性、塗裝覆被的程度、管長及管厚等會有所不同,而其中影響最大則是架設後之塗裝覆被的情況,故需充份的考量海底管線鋪設的方法及施工的程序等,再者需考量塗裝覆被本身會降低絕緣抵抗,再進行所需防蝕電流之值之計算。

【備註】

- (1)從陸側供電時必需要附近之結構物不會干擾到電氣防蝕之進行,故盼能以陽極電流法行之。然因導流管等安裝之環境,或許亦有需要外部電源方法的時候,在此情況下,外部電源法則需採取出力調整等電流減輕的辦法,或尋求其他結構物與導管等之間以導線連結等措施處理之。
- (2)在海底管線要量測路線上之管對地的電位是很困難的。因此在外 部電源法由其一端供給電流時,相對一側的管對地的電位,其防 蝕電位較低。另一方面,在供電一側若不做過度防蝕時,路線途 中的量測即可省略。

## 7.3 導管等的連接方法

- (1)導管等之連接需以電焊行之。但是若以電焊加工為不適當時,在 可使用在安全上具有所需強度之法蘭加以連接之。
- (2)用法蘭連接時連接部份要可以做檢查為原則,而且要尋求防止石 油的洩漏擴散措施。

【備註】

(1)以電焊來作並不適當之處,有如下列所示之情況。

(a)需用軟管連接的時候。

(b)在固定式繫留設施上安裝閥門、絕緣接頭等的時候。

(c)在海底需從導管分岔出去或與其他的導管連結的時後。

(2)用法蘭連接的地方,需要可以做檢查,而且位置要可以確認為原則,其內容則以導管之使用目的及安裝深度等不同而異,故在埋設時需以個案加以檢討。

## 7.4 電焊施工法

- (1)導管等之電焊需用電弧焊或以具有電焊效果以上的方法辦理。
- (2)導管等之電焊不能在水中施做,但是電焊部份如將水加以截斷時,則不在此限。

說明:

- (1)電焊之方法需用電弧焊或具有同樣電焊效果以上的方法處理,而 焊接結果需以試驗來確認,而且電焊工作者應具有電焊及導管工 作之資格能力者,更且電焊之施工及管理需依照電焊技術者之規 劃及指導來進行。
- (2)電焊機具或電焊設備及附屬品等需具有現場工作之適合性及容量,而電焊材料則應使用適合於電焊法及導管材料之種類、化學性質、機械性質等各項規格之製品。

【備注】

- (1)導管等之電焊是需以具有電弧焊或與此同等品質以上電焊效果 之方法行之。此處所謂『與此具有同等品質以上之電焊效果之方 法』是如下列所示者。
  - (a)覆被電弧焊(所謂手工電焊)所使用之電焊機具為變壓器、發電 機(電動或引擎發動)、整流器等直流或交流電弧焊機,並需適

合導管等之種類及尺寸與所使用之電焊棒之種類及尺寸之特 性與充分之容量等設備者。

- (b)自動及半自動電弧焊機為持有適合導管等之種類及尺寸與所使用電焊方法及電焊材料之特性及充分容量之電焊機,且有適當的控制裝備及電焊材料供給裝備等設備者。
- (c)採用電弧焊以外之電焊方法的電焊機,則需持有適合導管等之 種類及尺寸與電焊方法之特性與充分容量的電焊機,且需有適 當的控制裝備及必要的附帶裝備等設備者。
- (2)在電焊施工方法確認試驗方面,可以本篇 9.1 電焊部份之非破壞 試驗加以辦理。
- (3)有關各項規格則如下面所列。
  - (a)電焊機具
    - JIS C 9301 交流電弧焊機
    - JIS C 9302 電焊棒夾具
    - JISC 9306 下垂形整流器式的直流電弧焊機
    - JISC 9311 交流電焊用電擊防止裝備
    - JISC 3327 600V 橡膠帽輪胎電纜
    - JISC 3312 600V 塑膠絕緣帽輪胎電纜
    - JISC 3404 電焊用電纜
    - JIST8113 電焊用皮製保護手套
    - JIS T 8141 遮光保護器具
    - JIS T 8142 電焊用保護面具
    - JIS T 8151 防禦口罩

(b)電焊材料

JIS Z 3211 鍛鋼用覆被電弧焊棒

JIS Z 3212 高張力鋼用覆被電弧焊棒

JIS K 1105 氩(argon)

JIS K 1106 液化碳酸

## 7.5 加熱及保溫設備

導管等在安裝加熱及保溫設備時,必須在安全上能預防火災的發 生,而且不會影響到其他結構。

說明:

加熱配管是因低硫黃油之冷凝性原油啦或如 C 重油般在常溫之下 粘性就很大而且又會凝固之流體,因而在輸送中必需要維持較流體流 動時為高的溫度,故需採用加熱保溫的對策來處理。

【備註】

(1)海底管線之加熱保溫系統之分類如圖 7.5.1 所示,而該系統的熱量損失則需依經濟性、維持管理之難易與否加以分析比較後,再採用最適當的方法來辦理。

(2)保溫結構如圖 7.5.2 所示。

加熱保溫系統



圖 7.5.1 加熱保溫系統之分類





圖 7.5.2 保溫結構

	(a)結 構 圖	]			
保護 本 で 内 管 保 温 材 料 ( 保 温 材 料					
	(b)設 計 諸	元			
船席型態	專用繫船樁船席				
海底配管長度	3000m				
海底最深處	海面下 27m				
海底溫度	8°C				
處理物體	冷凝性原油(凝固點 35°C),及中東原油				
揚油條件					
	冷凝性原油	中東原油			
楊油量	5000 ke/h	7500 ke/h			
容許壓力損失	$0.3$ N/mm <sup>2</sup> { 3.2kg f/cm <sup>2</sup> }	$0.6 \text{N/mm}^2 \{ 6 \text{kg f/cm}^2 \}$			
入口溫度	50°C	20°C			
出口溫度	40°C 以上	_			
循環油條件					
循環油種類	中東原油(取代油)				
循環量	450 ke/h				
循環油溫度	50°C(入口處)				
設計壓力	計壓力 1.6 N/mm <sup>2</sup> { 16kg f/cm <sup>2</sup> }				
配管尺寸	配管尺寸				
內管	12 B SCH40 STPG 370				
本管	38 B 10mm 厚 SM400A				
保護管	42 B 12mm 厚 SS400				
保溫	石棉 25mm 厚(導熱率 0.03kcal/m/h/oc)				
浮力調整	力調整 外圍施以 60mm 厚之混凝土覆被				
架設工法	法 海底曳船法				
防蝕	防 蝕 外部電源法				
(附註)因其他原因緊急時,冷凝性原油在管內仍可殘留放置而凝固的時候,依					
計算在本管管壁內可有 6~7cm 厚左右的凝固層。					

表 7.5.1 三重管之結構與設計諸元

# 第八章 導管等之架設

## 8.1 通則

- (1)導管在海底舖設時,原則上需用埋設。但有下列之情形時,導管等之鋪設亦可不用埋設。
  - (a)不致因船舶之抛錨而受損傷及不會影響船舶的航行,而且不致使拖網漁業等漁具、漁業設施等受損。
  - (b)海底為岩層等堅硬之地層,導管以混凝土等保護時。
- (2)當在做海底管線舖設時,需考量管線之規模、工作條件等選定適當的舖設方法。

說明:

- (1)由於對海底管線而言其鋪設工程是最重要的因此須選定適當的 鋪設工法及機具,並需要緊密的規劃與管理以求鋪設之安全。
- (2) 铺設工法有海底曳航法、浮遊曳航法、工作船法等方法。因此需要具備有工作船、絞車及曳航機具及各種船舶等。依據管線之直徑、長度、周圍條件等選擇適當的工法與機具。
- (3)導管等在鋪設時之應力是以導管在空氣中及水中的重量、在平底 船上等的配置、水深、波浪、潮流、最低最高潮位、船舶之搖動 等所遭受到的複雜影響有關。因此在規劃設計階段需對各種條件 充分的加以檢討,而在施工的時後,則必需要準備手冊等按照規 劃設計之檢討,以求取適當的作業及異常時的處理。

【備註】

海底管線鋪設方法之實例如圖 8.1.1 所示。其特性如表 8.1.1 所示。



	海底曳航法	浮遊曳航法	工作船法
1.工作方法	在陸上先做一導管	將陸上或海上所	在工作船上將海底
	yard,再將在導管 yard	製作之長管以漂	導管與單管加以電
	所製作的長管由海上	浮狀態拖至欲舖	焊連接,而工作船不
	曳船用的大平底船或	設之位置,再在連	需移動即將之沉設
	對岸之絞車拖至海底	接台船上将海底	的方法。
	曳船的架設工法。	導流管撈浮上來	
		在海上電焊後,再	
		將之沉設。	
2.導管儲存場	管路之長度需要製作	不一定要管路的	除鋼管貯藏 yard
(渠)	成長管及需要曳航空	長度亦可以,惟必	外,陸上 yard 可以
yard	間及器材,而且需要	需要有長管之製	不要。
	進水設備。	作及曳航進水之	
		空间及機具材料	
		等。	
3. 周圍條件	除海底條件以外不太	需要比較穩靜的	對周圍條件大致不
	<b>會受影響</b> ,對外界的	天後,對於氣象急	會有什麼影響,對外
	氟象變化適應性很	遽的變化適應性	界之气象变化适应
	大,對工作可以隨時	很小,工作雖可中	性很大,可以隨時中
	中斷。	斷但很難處理的。	斷工作。
4.使用機具材	需要大型的曳航設	電焊台船以外無	需特别準備的工作
料	施。	需特殊設備,惟需	船,而無需其他船
		較多船舶支援。	舶。
5.導管重量之	為減少曳航力故需使	為使鋼管從海面	需將鋼管從工作船
調節	海底之摩擦力較小	至海底平順的彎	至海底调節成很平
	些,因此導管在水中	曲過去,故導管在	順的彎曲過去。
	的重量要小一些。	水中的重量需調	
		整小些。	
6.適用範圍	在導管 yard 及海底條	對小規模的工作	比較適合長而大的
	件容許下,亦可以辨	極具經濟性。	海底導管。
	理大型工程。	可以適用複雜的	不適合複雜的管線。
	不適合複雜的管線或	管線。	
	大規模的工程。	適合於穩靜海象	
	海象條件惡劣之處也	條件之處。	
	可以(風、波浪、潮	在暴風雨頻率很	
	(流)。	多的地方,每一次	
		工作時只要把天	
		作劃分清楚再加	
		以選定就會比較	
		安全。	

表 8.1.1 架設方法之特性(參閱圖 8.1.1)

## 8.2 導流管等之交叉

導管等在原則上是不能與已設置之導管等做交叉,然而在不得已 的情形時,可依下列規定辦理。

- (1)不致使已設置之導管等遭致損害的影響。
- (2)必需埋設時,須埋設到足夠的深度,此時若不會妨礙船舶的航行時,可作一相當緩坡的填土。
- (3)若在既設之導管等的下面可進行挖掘時,需與既設導管等取大約 1m以上的距離,而且必要時,還要設置防護措施。

## 8.3 與既設導管的水平距離

導管等原則上要設置在距既設導流管等 30m 以上之地,但是在裝 卸貨物用的繫船浮筒上設定時,或不得已需在同一路線之導管等要增 設時,可縮短此距離。

說明:

原則上要與既設之導管等距離 30m 以上是從既設之回填施工斷面 的施工實例,以導管中心至回填斷面的之斜坡距離來考量 15m 左右已 足夠而決定者。

## 8.4 防止導管等互相接觸

在兩根以上之導管等同時舖設時,需尋求使該導管等不互相接觸 的措施。

說明:

雨根以上的導管等要同時舖設時,可採用下列所示任何一種方法或 是與此等具同等以上效果之方法,且要使該導管不要互相接觸。此時 安置標示板,以反由潛水伕加以調查,並由音波探測等檢查導流管等 之位置,同時需在回填前,以及如有需要時,在回填後再由音波探測 等確認導管等相對之位置。

- (1)導管等彼此以型鋼等互相加以連接或導管等以結構物來支撐並 安裝固定之方法。
- (2)採取充分的距離加以舖設之法。
- (3) 铺設後,能使導管移動至適當距離之方法。
- (4)導管等之鋪設位置能精確控制之方法。

## 8.5 埋設深度

- (1)導管等的埋設深度需考量船舶的抛錨、緊急下錨、漁具、漁業設施、海底地形、導管等及支撑地層的穩定、海底地質、水深等加以決定之。因此,除了做線路選定的調查之外,視需要還必需加做拋錨試驗及土質試驗等。
- (2)埋設地點若有浚深規劃時,需對浚深時切割機等的超挖量詳加考 量後,再適當的決定埋設深度。

說明:

- (1)導管等的湮埋深度必需埋設到航行於該海域的船舶在海底管線 線路上即使有錨拋下時亦不致直接損傷到導流管等的深度,而且 對於緊急下錨或拋錨時的撞擊載重或沖刷需埋設至安全的深度。
- (2)導管不得已需安裝跨越有浚深規劃之航道等時,至少需埋設至該 浚深規劃所決定的假想海底面 60cm 以下,同時對浚深時切割機 等的超挖量或餘挖量若有超挖 60cm 以上虞慮時,必需因應浚深 方法預估適當的深度值當作海底面。

## 【備註】

(1)導管等埋設在海底地層內時埋設深度的決定是為海底管線最為 重要的事項之一,雖然說在海底管線舖設時,有關的埋設深度大 多數都是有作試驗,但並未確立有統一的方法。而要決定埋設深 度的基準值,在現狀來說是很困難的。因此圖 8.5.1 所示之程序 進行必要的調查,再決定埋設深度。



## 圖 8.5.1 決定埋設深度之程序

- (2)埋設深度之決定須考量各種因素,其中決定埋設深度最重要因素 為拋錨時錨的貫入量。而要掌握此種錨的貫入量,精度最高的乃 是做拋錨試驗。今將此方法示之如下:
  - (a)由真實船舶做拋錨試驗。
  - (b)由起重機船代替實際船舶做拋錨試驗
  - (c)在陸上做拋錨試驗。

(a)項是利用可能在架設海底管線之海域通航之最大船型之船舶 來進行試驗,並做貫入量之測定,所以由使用上來說,一般均是 船型不是很大時適用(b)項是利用真實船舶有困難時,可利用起重 機船等來取代真實船舶,並以對象船型船舶所裝載之錨來做拋落 試驗。(c)項乃是在陸地上做成海底地層,再用模型的錨來做拋落 試驗。

- (3)對拋錨試驗的實施方法而言,需按照海底管線的規模等加以適當 的選擇,不論是用那一種方法,有關錨的重量、形狀、尺寸、空 中掉落的高度、水深、海底地質等均需加以嚴密規劃調查。
- (4)抛錨試驗的方法如表 8.5.1 所示,而由非真實船舶所做的拋錨試 驗之模式圖則如圖 8.5.2 所示。

試驗方法	試驗地點	使用機具	使用之錨
由真實船舶做試驗	海上	真實船舶	實物
由非真實船舶做試	海上	起重機船	實物
驗			
在陸上做試驗	陸上	起重機	模型

表 8.5.1 抛錨試驗之方法



圖 8.5.2 由非真實船舶所做的拋錨試驗

(5)依照以往之拋錨記錄, 錨之貫入量與錨之重量關係則如圖 8.5.3





圖 8.5.3 錨之貫入量與錨之重量

(6)有浚深規劃之考量時,例如在現有-14m水深的航道上,將來欲浚 深至-18m以上時的浚深規劃時,從拋錨試驗及其他狀況埋設的 決定需3.5m時,則請參照如圖8.5.4所示施工。也就是埋設深度 需在現在水深8.1m以下之處來埋設。圖上所示所謂0.6m之值, 是在作決定埋設深度時的基準是以既有之海底面的位置來做決 定者。而在將來浚深的時後,應按照所使用的浚深機具切割機的 刀尖較預定浚深的水深加上適當的深度,亦有較海底地層超挖 2~3m者,而這些地方是必需加以慎重考量的。



#### 圖 8.5.4 有浚深規劃時的埋設深度

## 8.6 沖刷防止措施

埋設導管等時,應儘量避開會有沖刷虞慮之處,但不得已需埋設 導管在有沖刷虞慮之處時,應以下列所示各種措施,防止沖刷之影響。

- (1)為達成防止沖刷的目的,可建造新結構物或將原有結構物改建或 拆除。
- (2)因潮流、颱風、河川等之影響,而會發生沖刷虞慮之處,應預估 沖刷之深度,以其當作海底面後,再做導流管等的湮埋。
- (3)潮流明顯的流得很快速,而且海底地層又很硬時,回填材料或填 土材料必需要選定不會遭到沖刷的材料,同時在必要的時候應採 用混凝土、膠脂水泥、粘土水泥等作為回填料或填土料來加強之。

會有沖刷虞慮之處是如下列所示之處。

- (1)因海流、潮流之影響,海底會被掏挖,或會發生漂砂現象虞慮之處。
- (2)海岸線之外海邊因有碎波帶之影響,而使海底會有掏挖虞慮之

處。

(3)海岸附近因海岸及結構物等影響,而海底會有掏挖之處。

(4)因其他自然現象等影響,海底有掏挖虞慮之處。

## 8.7 開挖及回填

- (1)開挖及回填需依管徑、埋設深度、海底土質、水深及其他的周圍 條件等採用適當的方法進行。
- (2)在鋪設導管等之前進行開挖時,應考量鋪設方法、水深、海底土 質等,進行有相當餘裕的開挖。
- (3)在舖設導管之後再做開挖時,其開挖工作需不能使導管等遭到損 傷或遭到過大的應力。

(4)在回填施工時不得使導管及導管之塗裝覆被有所損傷。

說明:

(1)開挖溝的寬度需按照下列規定辦理。

- (a)開挖溝溝底最小寬度需考量導管外徑及回填及施工誤差等而 加上餘裕。
- (b)開挖溝上面的寬度需考量開挖時斜面上的穩定及回填時的作 業方法來加以決定。
- (c)在鋪設導管之前做開挖時,需考量挖溝內會有砂土等流入,故 需增加挖溝尺寸之餘裕及開挖之整平等對策。

(2)開挖溝的底面必須能支撐連續之導管。

(3)在舗設前開挖挖溝時,雖要看採用何種方法,但如有必要時,需 另予以整平開挖,挖除大圓石及突出物等,同時,依溝府狀況增 加開挖深度,亦可放入整平砂土。 (4)溝底的狀態應由音波測深儀或潛水伕加以確認挖溝之斷面形狀。(5)開挖溝之回填可依以下要領辦理。

(a)開挖溝之回填需要以不傷及導管及其覆被的方法辦理。

- (b)導管周邊之回填材料,需選定在地震時不會發生液化之材料。 而在預估會有液化時,必需採取防止導管上浮及移動之措施。
- (c)回填之前,易確定管位於正確位置,需以音波測深儀及潛水伕 等加以調查確認,而且在回填完成以後,表面之狀態及管的位 置必需用音波測深儀及海底地層探測儀等加以調查確認。

(6)在岩層等埋設時可以下列要領辦理之。

- (a)海底為岩層等很硬的地層時,需以適當的方法先將溝開挖後, 在溝底舖上砂土整平,再將導管安裝回填之。
- (b)回填時雖可用砂土、碎石、塊石、混凝土等,但應避免塊石損 傷導管及其覆被此應特別加以注意。
- (c)有顯著的潮流處,因砂土會有流失之虞慮,故可用碎石、塊石 等回填,另在表面以麻袋(或塑膠袋裝)混凝土加以固定。
- (d)開挖不是很適合時,將導管鋪設於地盤面上並用混凝土加以防 護之。

【備註】

海底管線的埋設工法有(a)先行開挖法(就是在鋪設導管等之前先 行加以開挖,而後再將導管等舖設在溝中後,再加以回填的方法,與(b) 水中開挖法(就是先將導流管等舖設後,再在導流管的下方用特殊的開 挖機挖掘而使導管等沉埋的方法)等兩種。

(a)先行開挖法

先行開挖法其流程大致與通常港灣工程之浚渫相同,如果把通常的港灣工程之浚深時當作"面"的話,則海底管線可說是

4-70

"線"。在海底管線一般經常使用抓戽斗船(grab 船),但依照海底土質、浚挖深度、開挖寬度等又可分成吸泥船(pump 船)、 吊桶挖泥船(buckrt dredger)、dipper 船、水中推土機(buldger) 等使用。

(b)水中開挖法

水中開挖法是先將導管舖在海底面後,再將導管下方的砂土用 高壓水噴嘴將其砂土噴開,而此泥浆化之泥水則由水中抽水 機,將其由導管的兩側或其他處排出後,使導管逐漸下沉的方 法。而每一次的下挖量約為 1.5m 左右。而水中則是在導管的 引導下具有滾輪而可移動的機具。

水中切割機大致可分為下列三種:

- ①將導管下方的砂土由高壓噴嘴將其砂土噴開,再由抽砂抽水 機或空氣抽水機從其導管的兩側排土的方法。
- ②所使用的方法與①相同將導流管下方的砂土由抽水機旁排出,並將此排出之砂土排至後面被埋設之導管上加以回填之。
- ③將導管下方之砂土以高壓噴嘴將其搗亂成為流動狀態,而在 砂土尚未沉下及壓密時,以導流管本身的自重來沉下的方 法。

## 8.8 防止上浮

已被埋設之導管等若有上浮或移動之虞慮時,應採用以下示方法 之一種措施加以處理。

(1)在使用時,導管等的外在單位體積重量,如果周圍的土壤為砂質 土時,應較其土壤的飽和單位體積重量為重,若為粘性土時,必 須較其土壤液化限度時的土壤單位體積為重,以防止其上浮。

- (2)導管等需安裝於不會有土壤搗亂或蠕度而引起上浮虞慮的深度 之下。
- 【備註】

埋設於海底的管線會隨同周圍之地層移動,而且周圍的地層若不 穩定會隨壓密而沉陷,或因浮力或蠕變等而發生上浮,尤其在地層發 生液化時,這些現象就會很顯著。當然情況輕微時,管線遭到的影響 亦很小,在安全上雖可以忽視,但在地層發生不均勻的沉陷,或因液 化而發生上浮、沉陷、移動等很顯著時,當然在安全方面就成了很嚴 重的問題。因此直到現在為止海底管線大多數是以下列方式加以檢 討,並採取防止上浮的措施。

(1)將導管等鋪設於預估壓密沉陷量較少而安定的地層上。

- (2)導管周圍之土壤萬一發生液化時,導管也不發生上浮所須之附加 重量(由導管自重加重或用混凝土加重等)。
- (3)導管之強度、展延性、電焊接頭等之品質需非常良好者,且對管線之損傷能提高其安全性者。
- (4)導管需埋設至足夠的深度下,也就是說在海底面即使有搗動情況時,亦不會有使管線遭到影響。
- (5)需要用鐵錨或基樁將導管加以固定。

## 8.9 非埋設之導管等

導管等不做埋設安裝時,需採用以下對策。

(1)需要使導管等可以連續支撐於海底面,而且海底面若有大圓石或 有顯露的岩石等障礙物時,應將之清除或變更導管等的線路。

(2)必要時需做防護結構物或安裝馬鞍型混凝土塊以防止其移動。
說明:

- (1)導管等不做埋設時,需要特別加以注意的就是鋪設底面的整平, 以及要均衡的加以固定。在鋪設底面的整平方面來說,就是要做 到可以連續性的支撐導管等。在不做埋設的導管等其架設底面的 整平上要做到導管能接觸到海底面,因此其縱斷面形狀必需詳加 檢討。
- (2)導管等若會因潮流或鋪設底面的坡度等而有漂浮、移動及滑動等 顧慮時,應如圖 8.9.1 所示,設置馬鞍型混凝土塊之固定設備加 以固定。不加埋設之導管等,除了受潮流的影響外,也會因波壓 作用受到很大的壓力,故對這些設計外力的評估方面,若無前例 可循時,必需加做試驗等來加以檢討。管體不僅只受到外力的作 用而已,如導管等底部的沖刷,導管之共振,或其他固定結構配 置等均有關連,有關這些方面必需做充分的調查與檢討。



圖 8.9.1 馬鞍型混凝土塊

## 8.10 上升部份之铺設方法

- (1)導管等的上升部份,需要以適當的支撐結構物加以支撐之。
- (2)接近導管等上升部份之閥門,其絕緣接頭等不得承受過大軸力或 彎曲力矩。
- (3)支撑結構物之設置,導管之上升部份之安裝與海底水平部份之連 接時,需因應水深、周圍條件及導管等的規格,以適當的施工方

法加以辦理。

說明:

- (1)上升部份隨其特殊性,其上升部與安裝上升部之結構物(固定式繫留設施等)及防護結構物等,並須整體能平衡,而且需要加以維護管理之。
- (2)上升部份由於常會被安裝於支撐條件有變化的陸上部份、護岸、 支撐結構物及海底等,同時也會被安裝在沉陷情況不同的地方, 故其施工及維護管理必需特別加以留意。
- (3)在安裝於固定式繫靠設施時,上升部份因溫度而發生伸縮及因不均匀的沉陷而發生彎曲應力,故除了要考量上升部份之配管系統 其撓度可由結構物吸收及結構物之安裝方法外,固定式繫靠設施 裝卸用繫船浮筒上的床版等均需要可以支撐上升部份垂直方巷 之載重(包括管本身的自重及內裝物品等)。此時水平方向更需要 容許有必要的位移量可供移動。
- (4)上升部份之彎曲部份原則上需使用預先製成的彎曲管,但由於水 深等的關係在施工上不得乙則用直管來彎曲安裝,在此情況下, 對彎曲成型後彎管的性能必需在事先加以確認。(請參閱本篇 6.6 彎曲部份之設計)
- (5)上升部份之安裝方法需視海底狀況、護岸或固定式繫靠設施等的 狀況、潮流、波浪、導流管之尺寸、水深等以適當的方法加以辨 理。

【備註】

(1)上升部份之支撑需考量安裝後之地層與結構物之不均匀沉陷,故 須檢討其強度及撓度,並且與結構物合併採用適當的方法加以辦 理。因此,海底土壤的調換改良,或以重量物品等用人工沉陷加 以固定最好等到此部份的海底土壤穩定後才進行。

4-74

- (2)為防止導管等的上升部份之下端及其附近之海底發生過大的沉陷,依需要需加做地層改良工作。
- (3)上升部份以固定式繁留設施上支撐固定的方法有很多,而這些方法則因結構物之床版的結構、高度、繫船浮筒上裝卸用的配管形狀而有各種不同的方法,通常在淺海部份的支撐方法是要使管線之撓度結構不能直接作用到上升部份,當上升部份與結構物連接時,要使用可動支撐、橡膠板或聚四氟乙稀纖維板等來加以安裝,作為上升部份與結構物之間的緩衝材料之對策來辦理。
- (4)上升部份與陸上現地之連接是以直管來辦理,而與地上直管的連接則需使用彎曲管加以電焊辦理。
- (5)圖 8.10.1~圖 8.10.4 乃是介紹有關固定式繫靠設施及石油生產系統在工作台安裝上升部份方法的4種代表工法。



## 圖 8.10.1 既製曲管的安裝方法



圖 8.10.2 導軌工法












圖 8.10.4 J 型管工法

# 第九章 導管等之試驗檢查

## 9.1 電焊部份之非破壞試驗

- (1)導管等的電焊部位需做放射線透視試驗辦理,若不適宜做放射線透視試驗時,可用超音波驗傷試驗及磷粉驗傷試驗或渗透驗傷試驗進行,而且需合格。
- (2)導管之電焊部位中,若會因振動、撞擊、溫度變化等而有損傷顧 慮者,需以放射線透視試驗及超音波驗傷試驗與磁粉驗傷試驗或 渗透驗傷試驗進行,且須合格。
- (3)非破壞試驗之合格標準,在電弧焊時,需通過JIS Z3050 管線電 焊部位之非破壞檢查方法之檢測。而在電弧焊以外時,則需依事 先所做適當規定之試驗施行要領及判定標準辦理。

#### 說明:

- (1)為確認導管等之破壞及滲漏不會發生,原則上需全面做放射線透 視試驗。
- (2)導管等之電焊部位會因振動、撞擊、溫度變化等發生損傷顧慮者,是指上升部份之導管等而言。

### 9.2 耐壓試驗

- (1)導管等重新安裝或加以改良時,均需辦理耐壓試驗。
- (2) 耐壓試驗需依下列規定辦理。
  - (a)試驗壓力需為常用壓力的 1.5 倍以上。
  - (b)用水做試驗。

(c)要使導管內水的溫度與導管等周圍的溫度大致成平衡狀態後

才開始作試驗,而試驗時間需超過24小時以上。

說明:

耐壓試驗乃係管線完成檢查重要的一環,因此需保持24小時以上 的壓力加以記錄之,並需要確認完全沒有滲漏可能為止。

# 第十章 保安設備

#### 10.1 通則

導管系統之安全保護所安裝的設備(以下簡稱為保安設備)需依下 列規定辦理。但是本篇 10.2 營運狀態之監控設備、本篇 10.3 警報設備、 本篇 10.4 安全控制設備及本篇 10.8 感震設備等之規定是限於導管等之 長度(此長度係指導管等之起點或終點若有 2 支以上時,從其起點至終 點止,其中最長一支的導流管之長度而言,以下亦相同)在超過 15 公里 時,或導管等之常用壓力在 93 N/cm<sup>2</sup>以上時,且導管等之長度在 7 公 里以上時應用之。

【備註】

上述但書之後的規定是依據有關危險物之章則政令第 18 條之規 定。並參照自治省令所規定移送經辦處所(配管及抽水機與其附屬設備 依危險物移之辦理處)之設備等之應用範圍所規定者。

### 10.2 營運狀態之監控設備

為導管系統對抽水機及閥門之運作狀況或為監控該導管系之輸送 狀況所裝設的控管設備。

說明:

監控設備為石油類等在海底管線輸送中,在本章規定之各種保安 設備的情況下作單元化的控管,同時在有異常情況發生時可採取適當 的措施,且在異常情況發生時亦可通知消防機關等協助處理。

# 10.3 警報設備

導管系統依下之規定,在壓力有異常上昇等異常情事發生時,為 提出警告,所以須設置警報設備。

- (1)警報設備之接收處需裝設在該警報設備在發出警報時,可立即採取必要措施之地點,而且此處亦可對超大型油輪等進行指示及連絡的地點。
- (2)警報設備需具有下示之機能。
  - (a)導管等之壓力在超過平常壓力之 1.05 倍時,可以發出警報。
  - (b)在遠距離操作欲關閉遮斷閥門,而不能控制關閉時要能發出警報。
  - (c) 感震設備或強震設計檢測出超過設定值以上之加速地震時會發出警報。
- (3)警報設備之接收處需具有下示機能。
  - (a)有異常事情發生時,可由信號燈或信號器分別表示出事情發生之狀態,而且可檢測指出該情事發生之地點。
  - (b)警報設備之機能需確認非常正常。

說明:

自油輪開始送油時,若基地上的油槽原來的閥門仍然關閉時,或 因錯誤的操作而所需的閥門沒有開啟時,常用壓力會超過而使壓力直 立,必需迅速連絡油輪將送油的送油機(pump)停止送油作業,同時要 連絡基地上營運的控管室並指示將該系統線路上的閥門開啟,以利正 常作業。

## 10.4 安全控管設備

(1)在超大型油輪送油時的導管系統上,需裝設具有下示控管機能之 安全控管設備。

- (a)在壓力安全設備、遮斷閥門、感震設備及其他以保安為目的之 主要設備等之控管回路若不正常則送油機即不會作用之控制 功能作業動作之機能。
- (b)保安上有異常情事發生時為防止災害發生,送油機(pump)遮斷 閥門等需具有自動或手動迅速停止或關閉的聯動控管機能。
- (2)在超大型油輪送油時的導管系統上為如有保安上異常情事發生時,為防止災害發生需裝設遮斷閥門等自動或手動之安全設備,而且具有可迅速關閉控管機能的安全控管設備。

#### 說明:

- (1)從超大型油輪或往超大型石油輪送油的導管系統上,由於系統的 另一面即成為不特定的超大型油輪。因此石油供應站側的自動控 管機能則無法應用於全部的系統中,尤其是在使用石油油輪的抽 油機在送油時,石油供應站似與超大型石油油輪側必需緊密連 繫,直至確認雙方準備完竣及系統正常後,才可開始送油。
- (2)保安上異常情事之資訊是從石油供應站,超大型石油油輪送油時的工作船、海上巡邏船及其他警報接收處等收集後,從此做必要的部署及連繫。此時是不能波及自動及聯動的全部系統,而需迅速決定將壓送機及遮斷閥門加以停止及關閉。

### 10.5 壓力安全設備

- (1)在導管系統中,導管的壓力是不能超過常用壓力的,而且需設置因油擊作用等所生之壓力不得超過常用壓力的 1.1 倍的控制設備,即所謂之壓力安全設備。但是若採取與此具有同等保安效果以上之措施者,則不在此限。
- (2)壓力安全設備之材質及強度等需與導管等所列者相同。
- (3)壓力安全設備需具有能夠充分吸收導管系統在壓力變動時的容

量。

說明:

- (1)使導管內的壓力不可超過常用壓力之設備,可以用石油供應站裝 設有壓送機時依陸上管線來考量即可。若要使用超大型油輪之壓 送機時,雖需依靠其壓送機之性能及控制,但若充分考量利用對 象的石油油輪若裝設有常用壓力設備的話將不會發生問題。而上 述『採取具有同等保安效果以上之措施』時,則在該導管系統設 計時需考量能充分經得起送油用的壓送機(包括超大型油輪的壓 送機)所送出的最高壓力及油擊壓力等。
- (2)要控制因油擊作用等所產生的壓力設備是需裝設在石油供應站 側。因此石油供應站側需裝置有充分容量的壓力安全設備與油類 逸失配管及油槽的設備。而要從超大型油輪送油時,由於壓力安 全設備在上流側(超大型油輪側)之閥門是不能吸收因錯誤操作所 生之油擊壓力,故在裝設壓力安全設備時亦必需考量在壓力安全 設備的上流側之導管系統【包括裝卸臂(Loading arm)】之強度方 面沒有充分耐壓者,同時從超大型石油油輪的壓送機至該設備之 閥門止在送油中是不能關閉的,故對這些設備及營運等均需要加 以充分的留意。

## 10.6 滲漏檢測設備

導管系統中必需使導管等內保持靜止的一定壓力,經由測定該壓力,可檢測出石油滲漏之設備,或裝設與此具有同等性能以上的設備。 而壓力量測的位置需裝置在遮斷閥門(逆止閥門除外)地點的附近。

說明:

- (1)經由量測導管系統中之壓力,可自動檢測石油滲漏的設備,即為 測平時壓力是否有所變動的設備。
- (2)使導管系統內之壓力保持一定成靜止,而且經由量測該壓力計,

石油滲漏之檢測設備為在陸上可量測緊急遮斷閥門前後之壓力 差的設備。

### 【備註】

從超大型油輪或往超大型油輪送油的導管,由於停止輸送的時間 是頗多的,而利用此時段做耐壓滲漏試驗的定期檢查可說是非常有效 的。此時海底設施區間石油是在滿管狀態,而導管系統內是在常用壓 力或增加些即達常用壓力,故做壓力量測及偵查確認有無滲漏與否是 很好的。若發生疑問時,即可加強偵查來實際調查有無滲漏。而要以 常用壓力來做耐壓滲漏試驗時,則必需裝設有小型試驗用的幫浦。

## 10.7 遮斷閥門及逆止閥門

- (1)導管系統在繫靠設施的地點及陸上部份與水域交界的附近處需 設置遮斷閥門。但在浮筒設施處及往超大型油輪直接直立時,則 遮斷閥門可由與此機具有同等遮斷閥門機能品質以上的逆止筏 閥門裝設替代之。
- (2)在陸上與水域交界附近的地方所裝設的遮斷閥門,需具有在遠距 離操作及現場操作均可封閉的機能。
- (3)遮斷閥門之裝設,可依照下述辦理。
  - (a)遮斷閥門需裝設在很容易可確認其閉鎖狀態地方。
  - (b)遮斷閥門裝設在陸上時,需裝設在閥門修護檢查箱中,同時遮 斷閥門需裝設在保護、檢查、操作均很方便且不會遭到過大載 重的地點。

- (c)遮斷閥門裝設在海上時,需選在穩定的地點,而遮斷閥門要裝 設在不會遭到過大載重且對保護、檢查、操作要很方便的地點。
- (d)遮斷閥門除了該遮斷閥門的管理執行者及該管理執行者所指 定的人以外是不能手動來開關的。
- (e)逆止閥門安裝在海底時,需考量保護、檢查等的方便,且逆止 閥門需選擇安裝在不能遭受過大的外力地點及慎選安裝的方 法。

#### 說明:

- (1)裝設遮斷閥門的目的是在海底管線發生滲漏等異常情事時,可立 即將兩側的閥門關閉起來,以防事故之擴大,使所受災害控制在 最小限度以內。
- (2)在遮斷閥門的機能而言,必須在緊急時可立刻採取行動來控管的,因此其操作不僅是在現場是可以操作,同時必須是可設在遠距離加以操作者。
- (3)遮斷閥門的動力資源必須是可靠性很高的,在必要時是要確實可以順利完成遮斷閥門的關閉,故必需確報其預備動力資源。若動力資源需使用空氣壓或油壓時,需以不發生油擊作用下將遮斷閥門的程序與閥門之關閉時間決定後加以關閉。

# 10.8 感震設備

導管系統之線路需裝設感震設備。

- (1)導管系統的線路在每隔 25km 距離以內的地點及在保安上必要之處。此時石油供應站包括在導管系統的線路另外最好需同時裝設強震儀。
- (2) 感震設備在檢測到一定加速度以上的地震時,必需具有可立即採

取作用的機能,然裝設在繫靠設施時,則需考量地震動的增幅, 並決定該感震設備之檢測加速度。

(3) 強震儀需具有可檢測 10~1,000 Gal 加速度地震動之性能。 說明:

- (1)在海底管線線路上為求發生一定規範以上的地震時,可立刻檢測 到該地震,故在營運管制設備上必需裝設感震設備,以利可立即 發出警報,停止抽油機、關閉遮斷閥門等保安上的必要措施。
- (2)裝設感震設備於繫靠設施時,為能感應地震時地層加速度的不同計,感震設備裝設的位置需在可以直接受到地震的加速度且可推測加速度及接受警報的結構物。

【備註】

海底管線在遭受到一定規模以上的地震時,為能掌握該導管系統 到底受到那些外力作用,而對保安上是否會有障礙等加以檢討計,故 需同時裝設強震儀。

#### 10.9 預備動力電源

在保安設備上需裝設預備動力資源。

(1)在常用動力源發生故障時,可自動而且安全的切換由預備動力資 源來繼續營運。

(2)預備動力源需具有在保安設備上有效的管控動力容量。

【備註】

海底管線除了在特別的場合外,動力是必要的設備,在陸側之石 油供應站附近及固定式繫靠設施是以集中方式辦理。而陸上設備方面 則是與陸上管線採同樣的處理方式,而這些以外的設備,若與陸上供 應站的設備近似時,在對海底管線滿足保安條件下,可與供應站對預 備動資源採相同的方式辦理。

### 10.10 保安用接地線及絕緣

保安用接地線及絕緣用接頭等,原則上不安裝在被安裝於海面下 或海底面下之導管等上面。而且絕緣用接頭則是安裝在導流管等的上 升部份。

說明:

海底導管因長期放置於海水或海水飽和土壤中,原則上不安裝保 安用接地線及絕緣用接頭等。然而因環境的不同,海底部份的導管與 陸上部份的導管之間很容易發生大量的腐蝕電流。所以在海底導管與 陸上導管之連接部份,尤其在上升部份必需安裝絕緣用接頭。

【備註】

絕緣用接頭有法蘭型或電焊型等兩種,需考量所輸送之流體及安裝部位的結構加以選定之。圖 10.10.1 所示為電焊型絕緣用接頭,圖 10.10.2 所示為法蘭型接頭。







10.11 標誌

導管的上升部份需裝設明顯的燈光標誌。且該燈光裝設的地點及 式樣等,除對該導管等具有保安效果外,亦不能對航行的船舶有發生 妨礙之虞。

## 10.12 保安設備的操作試驗

導管系統之保安設備需依照開始使用前的規定加以檢查,以確認 其是否正常且有效的操作。

說明:

操作試驗是為確認保安設備能發揮所規定的機能而做的。而各種 保安設備的機能,都應該由製作工場或試驗中去確認,但在整體的保 安系統中,各個設備是否有致運作,仍須加以確認。 【備註】

要進行操作試驗的保安設備有警報設備、安全控制設備、消防設備及預備動力資源設備等。

## 10.13 其他設備

#### 10.13.1 防止擴散機具材料

海底管線線路的附近為防止滲漏石油類的擴散,必需要確保有防止漏油的材料與機具。

說明:

從海底管線發生石油類滲漏時,滲漏的石油類會在海面擴散,並 可能會造成二次災害,為了防止滲漏石油類的擴散,在必要的地點必 需確保有防止漏油的材料及機具。此時防止擴散的材料及機具,雖然 一般認為防油柵最適合,但亦需採取油回收船等能迅速而有效的運用 措施來加以處理。

#### 10.13.2 消防設備

海底管線的線路附近,必需確保有一定數量以上的泡沫防火藥劑 及其他消防滅火所需的機具材料。

說明:

在海底管線線路附近適當的地點,必需要有可存放一定數量以上 的泡沫防火藥劑,同時必須確報其他消防作業所需的材料機具等放置 的倉庫,及資機材放置用地。

#### 10.13.3 通報設備

(1)在海底管線線路附近適當的地點,必需裝設可通報有緊急事故發 生時的設備(以下稱為通報設備)。

- (2)通報設備的接收部門需裝設在接到緊急通報時,可立刻做必要處 理的地方。
- (3)裝設通報設備接收部門的地方,需裝設在可與海上保安機關及消 防機關等可作緊急通報專用設備之處。

說明:

為了使發現海底管線發生事故的人,可以連絡到可立刻採取必要 的措施者起見,因此在海底管線線路附近適當的地點必需裝設通報設 備。而且裝設通報設備接收部的地點,必需要裝設可以立刻將該事故 轉知給有關海底管線線路的海上保安機關及消防機關等的專用設備。

#### 10.13.4 沉陷等量测設備

上升部份之導管及上升部份的防護工程等,依需要裝設可定期檢 測或量測地層的沉陷所致導管變位設備。

【備註】

量測設備如下列所示,裝設任何一種均可。

- (1)設置可量測支撐結構物與護岸、陸上或海底水平面沉陷量差數之 水準標點或刻度尺等。
- (2)上升部導管的變形量測用設備。
- (3)為量測上升部份導流管承載,可在支撐物上裝入測力儀或量測設備。

#### 10.13.5 油類替換設備

導管內的石油類可完全由水或不燃性氣體替換之設備。 說明:

(1)若船舶發生衝撞事故等使得繫船浮筒等被撞倒時,海底管線的上

升部份即會被折損,為防止石油類大量流出,在上升部份的鋼管 下端需做成鵝頸管型,同時需將此部份以上的石油類,用裝設有 水或氮氣等替換設備來處理。此時替換的方法若是用水來替換 時,則需考量將管之厚度加厚或尋求防蝕對策來處理。

(2)被替換後之石油類則由小型的油槽船回收後,再灌入陸上的大槽內。若用氮氣等替換時,則需儘量少使氣體外洩,否則補給是很不容易。但此時則不需擔心管內的腐蝕問題。

# 第十一章 保護及保安管理

海底管線之運用相關人員,為保護海底管線,需依下列所載加以 檢測及管理。

- (1)為確認海底管線電氣防蝕的效果,在海底管線末端附近需裝設量 測點,以量測其電位。
- (2)在進形上升部份導管厚度之管理時,若認為有發生內部腐蝕或磨 損而侵危到設計時的設定厚度時,需採取內部防蝕,導管更新, 限制內壓等的措施來辦理。
- (3)在進行導管等埋設深度之管理時,設計時的埋設深度若有因拋錨 或沖刷等而產生變化時,應迅速的採取設計時的埋設深度復舊等 措施來辦理。
- (4)導管等的上升部份應按照需要定期的做沉陷量測工作,同時在遭 到地震等強大的外力時,其每次沉陷的狀況均需調查並加以量 測。而且導管等及防護工程若斷定發生有害應力而有顧慮時,應 立即採取更新設置等措施辦理。

說明:

- (1)為防止海底管線外部的腐蝕可施以塗裝防蝕覆被,而且更進一步 可施以外部電源法或陽極電流法的電器防蝕法。此時電氣器防蝕 的電位量測,是要定期在從距離電極最遠的地點來確認其效果。
- (2)海底管線之石油若用海水來替換時,在架設後需定期的將管厚加 以量測,以確認腐蝕進行的狀況。
- (3)埋設之導管若有漂砂現象而有沖刷顧慮的地點,必要定期的加以 量測,以斷定其湮埋程度。
- (4)導管等安裝在有不均勻沉陷顧慮之軟弱地層上時,在海底管線選 定線路的階段就必需盡量迴避之,而且海底管線也要避免安裝在

陸上與海底管或專用碼頭設施與海底之間存有支撐條件驟變的 地點。針對此點,在設計階段即需考量沉陷的影響而加以推定其 沉陷量,並另形規定其容許沉陷量,且必需對其所發生的沉陷量 加以量測。

同時需考量上升部份的防護工程等遭到浮遊物等之外力時,是否 會發生容許位移量以上的位移,故必需在量測沉陷時也要將位移 情況一併加以量測。

而這些量測的結果若超過設計時的預估值時,應按照不均勻沉陷 之應力加以解除,而將上升部份或支撑結構物或支撐部份加以修 改。

【備註】

- (1)例如在固定式繫留設施做外部電源法時,如圖 11.1 所示上升部份 的末端所指定的量測點來量測電位來加以確認。同時若使用絕緣 接頭時,亦必需一併量測其絕緣效果。
- (2)在做腐蝕認定時,有生鐵通過法或加入腐蝕抑制劑的內部防蝕 法。
- (3)若要從內部做鋼管管厚或變形等調查方法則有生鐵法。由生做導 流管之調查則以有磁化渦流、超音波、照像機拍照等方法。然需 依照調查目的來選定之。



#### 圖 11.1 電位的測定

# 海岸工程手冊簡介

海岸工程手冊(The Coastal Engineering Manual)雖然不是以港灣工程 為惟一對象,但就港灣工程而言,除了不需考慮波浪的碼頭及岸上設施 外,幾乎所有都是與海有關之構造物,該手冊均可提供在規劃及設計上所 需之技術資料,手冊中盡量廣納海岸工程科學理論和實務技術資料,共分 為六篇,其中除第一篇介紹海岸工程之多樣性和歷史外,第 、 及 篇 介紹海岸工程基本原理,作為第 V 及 VI 篇工程應用之依據,本兩篇是以 一整體計畫的形式呈現而非以個別結構物來討論,使工程師可作為辦理一 個計畫的依循,這有助於工程師從事規劃及設計工作之完整性。 而其發展共可分為三個階段:

- 1954 年,『海岸防護規劃和設計,技術報告第四號』【(Shore Protection Planning & Design, Technical Report No.4 (TR-4)】,由 海灘侵蝕委員會(Beach Erosion Board)出版。
- 1973年、『海岸防護手冊』(Shore Protection Manual),由美國陸軍 工程師團水道試驗所之海岸工程研究中心(Coastal Engineering Research Center, The U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station)出版。此手冊在 1975, 1977,和 1984 作三次 增訂。
- 3. 2004年,海岸工程手冊(The Coastal Engineering Manual),由於 近三十年來海岸工程在漂沙及工程技術上有顯著的提昇及瞭 解,美國陸軍工程師團所使用之『海岸防護手冊』已太老舊,因 此美國政府透過『海岸和水利實驗室』(Coastal & Hydraulics Laboratory)在 1990年代中期著手編訂『海岸工程手冊』至 2004 年 5 月尚差三章未完成,本手冊編訂過程全程公佈在網路上,供 讀者提出意見修改,並可下載。

該手冊希望能提供全世界在學術界和工程界之使用,因此儘可能納入

世界各地之研究成果及工程實務經驗,而不局限在某地區或美國。該工程 手冊資料非常豐富 (pdf 檔有 226mb),可供大學、研究所及工程單位使 用。

# 第6章

海岸構造物信賴性設計 (VI部分)

目錄	頁
VI-6-1 前言	
VI-6-2 破壞模式和破壞函數	
VI-6-3 單一破壞模式機率分析	5-5
a. 第三級方法	5-5
b. 第二級方法	
(1)常態分佈隨機變數的線性破壞函數	5-7
(2)常態分佈隨機變數的非線性破壞函數	5-9
(3)非常態分佈隨機變數的非線性破壞函數	5-11
(4)時間變化隨機變數	5-12
VI-6-4 破壞模式系統的破壞機率分析	5-17
VI-6-5 決定結構性賴性的不確定性參數	
a. 與破壞模式公式有關的不確定性	
b. 與環境參數有關的不確定性	
c. 與結構參數有關的不確定性	5-30
VI-6-6 在設計中執行信賴性之局部安全係數系統	5-30
a. 局部安全係數介紹	5-30
b. 不確定性和統計模式	5-32
c. 局部安全係數格式	5-35
d. 表列局部安全係數	5-35

【註】:本章是翻譯自美國工程師團所出版之「海岸工程手冊」 (The Coastal Engineering Manual),為方便與原文對照及參考其他資料,所有章節及符號均與原文相同。

# 第VI-6章 海岸構造物信賴性設計

## VI-6-1 前言

- a. 傳統海岸構造物之設計,本質上是建立在荷重不得超過構造物之抗力 (承載力)的設計概念上,設計荷重是定義為在機率基礎上的一個特 徵值,例如100年回歸事件上的期望值(平均值),但這樣的選擇往往 沒有考慮其所涵蓋的不確定因素。在大多數情況下,構造物抗阻能力 是以荷重來定義,此荷重會造成某種設計上的衝擊或構造物的破壞, 而不是以極限力量或變形來表示。這是因為大部分可用的公式只提供 了波浪特性和構造物反應的關係,如溯升,越波,面層破壞等,如Hudson 公式用於決定表層穩定時消波塊的重量。
- b. 幾乎所有海岸構造物的設計公式均是半經驗公式,並且符合模型試驗 一般性的結果。因為公式僅表示出一般結果的平均值,所以模型試驗 的發散現象一般均不考慮。從而,在其他土木工程領域採用外力的平 均特徵值而非更低的部份,唯一一個安全限度的設計為設計載重回歸 期的選擇。(例外情形為當設計曲線分佈在一安全限度的資料包絡線 內)。現在更常見到藉由發生的機率來考慮回歸期的選擇,例如,當設 計載重值超過結構壽命週期的性賴性。對於採用常用的機率方法為重 要的一步。
- c. 除此之外設計載重的信賴性,安全係數(在一些國家標準中可獲得)也可以被使用,無論在哪種情況下,歸類此等方法為第一級(決定性/類似機率)方法。不過,這種方法不允許設計信賴性的決定(或者破壞機率); 想要造成提昇結構設計或者防止結構的過度設計其結果是不可能的。 為了解決這個問題,在那些不確定(隨機特性)的情形下,一定要使用更 先進機率統計方法,包含載重的考慮和強度的變化。
- d. 事實上考慮變數分佈函數為第三級方法的代表。第二級方法一般用來

轉換相互關聯和非常態分佈的變數,將之變成不相關和標準常態分佈 的變數,並且以信賴性參數作為結構信賴性的計算方式。在往後的章 節裡將討論第二級及第三級方法。此外說明一個已考慮到隨機變數的 部分係數系統,並且使具體破壞機率程度的結構設計成為可能。

## VI-6-2 破壞模式和破壞函數

- a. 與結構物的安全評估或反應有關,將之定義為破壞模式。各種不同的 結構破壞模式示如第VI-2-4章-典型的結構破壞模式。
- b. 每種破壞模式必須以一個公式描述,並且一定要知道在破壞模式之間 的相互作用(相互關係)。 舉一個只考慮一種破壞模式的例子說明, Hudson公式說明水力穩定與護面塊層的關係

$$D_n^3 = \frac{H_s^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha} \dots (VI-6-1)$$

其中

- $D_{i}^{3}$  = 護面塊之直徑
- $\Delta = \rho s / \rho w 1$
- $\rho s = 護面塊密度$
- $\rho_W =$  水密度
- $\alpha =$  護面塊舖設角
- $H_{i} = 有義波高$

 $K_{D} = 依覆面塊及角度決定之係數 (護面塊的運動)$ 

c. 公式被分成載重變數 Xi<sup>load</sup> 和抵抗變數 Xi<sup>res</sup>。一個參數為載重或是抵抗參 數可從破壞函數中得出。如果一個參數的較大值造成更安全的結構時,它是一個抵抗參數;如果該參數的較大值造成不安全的結構時, 則是一個載重參數。

- d. 根據這個定義,在公式中一個特定參數為載重變數時,則在另一相同 參數的公式中則變成一個抵抗變數。 例如van der Meer 公式中波浪尖 銳度參數,在湧浪的情況下是一個載重參數,但在碎波(捲浪時)是一個 抵抗參數。在VI-6-1方程式中唯一的載重變數是 H<sub>s</sub>,其他皆為抵抗參 數。
- e. 方程式VI-6-1可以破壞函數的公式(性能函數)表示為:

- f. 除K<sub>D</sub>之外,所有複雜的參數均為隨機變數,而X<sub>i</sub>代表著破壞,也就是 設計者選擇的具體損害水準。VI-6-2 方程式中的參數A也是一個隨機 變數,代表著公式的不確定性。在這種情形下A的平均值是1.0。
- g. 一般情形下,方程式VI-6-2可寫成

 $R = R(X_1^{res}, X_2^{res}, ..., X_m^{res}) \text{ and } S = S(X_{m+1}^{load}, ..., X_n^{load}) \text{ or } g = g(\overline{x})$ 

極限狀態被定義為:

上式代表著極限狀態方程式,其被定義且稱為破壞界面,即代表安全 區和破壞區的分界。

*h*. 原則上, *R* 是描述相同的結構物之間在抵抗方面的變異數, 而*S* 代表在 一個週期內最大載重影響, 例如*T* 個連續年。*R* 和*S* 的分佈都假設與時 間無關。在任何持續的週期T年中,破壞的可能性P<sub>r</sub>,被定義為

$$P_f = P_{rob} \left[ g \le 0 \right] \tag{VI-6-5}$$

*i*. 信賴性*R*, 被定義為

## VI-6-3 單一破壞模式機率分析

## a. 第III級方法

- (1) (原則) 估計 $P_f$ 的簡單方式是Monte Carlo法,其假設變數 X 之中含有 大量的已知數  $x_s$  當  $g \le 0$ 時,  $P_f$  是一個非常接近的比例, Monte Carlo 法的信賴度取決於變數 X 分佈函數的實際估算和相互關係。
- (2)  $f_{\bar{x}}$ 為在向量 $\bar{X} = (X_1, X_2, ..., X_n)$ 上的聯合機率密度函數(*jpdf*),方程式 VI-6-5可能表示成

 $P_f = \int_{R \le S} f_{\overline{X}}(\overline{x}) d\overline{x} \qquad (\text{VI-6-7})$ 

(3)注意到符號 x 用於隨機變數 X 的值,假如只考慮兩變數 R 和 S,方程 式VI-6-7可簡寫為

 $P_{f} = \int_{R \le S} f_{(R,S)}(r,s) dr ds$ .....(VI-6-8)

理念說明如圖VI-6-1。如果包含超過兩個以上的變數,把*jpdf* 描述 為一個表面是不可能的,而需要更多虛擬的面來描述。



圖VI-6-1 負載和強度的二維聯合機率密度函數圖

- (4)圖VI-6-1顯示出在聯合機率密度函數破壞面的設計點是達到最大值 的,也就是最可能的破壞點。
- (5)令人遺憾的是*jpdf*很少被知道。不過,藉由n倍整數(非關連性),在 方程式VI-6-7情況下變數可經常被假設為獨立:

 $P_{f} = \iiint_{R \le S} \dots \int f_{X_{1}}(x_{1}) \dots \int f_{X_{n}}(x_{n}) dx_{1} \dots dx_{n} \dots (VI-6-9)$ 

其中 *f<sub>xi</sub>* 是變數 *X<sub>i</sub>* 的邊際機率密度函數。假如變數 *n* 大於五以上,多 項積分方程式VI-6-9的數量計算將變的龐大。

(6)假如只有兩項獨立變數 R 和 S , 方程式 VI-6-9得以簡化為

 $P_f = \iint_{R \le S} f_R(r) f_S(S) dr ds \qquad (VI-6-10)$ 

透過部分積分可減少成單一積分

 $P_{f} = \int_{0}^{\infty} F_{R}(x) f_{S}(x) dx$  (VI-6-11)

這裡 F<sub>R</sub> 是一個 R 的漸增分佈函數。正常的積分下限為→∞,但是後來 替換為0,因為一般來說負的力量沒有意義。

(7)方程式VI-6-11描述二項獨立事件結果的機率, S的機率範圍在x,

x + dx (i.e.  $f_s(x)dx$ )和 R 的機率在  $x \ge R$  (i.e.  $F_R(x)$ )的機率上,即如 圖VI-6-2。



圖VI-6-2 兩個獨立變數(S和R)的破壞機率

b. 第二級方法

這個部分是簡介第二級的信賴度計算。所謂的第一階信賴性方法 (FORM),指的是破壞面近似正切於超平面上的點。而另一種更準確的方 法是第二階信賴性方法(SORM),對破壞表面使用一個二次方程式的近似 值。

(1)常態分佈隨機變數的線性破壞函數。

- (a)假設圖VI-6-2的密度函數說明單一破壞模式的載重*S*(*x*)和抵抗 *R*(*x*)在統計上是獨立的,方程式VI-6-3的破壞函數則可表示為方 程式VI-6-10或方程式VI-6-11。
- (b)不過,在許多情況下這些函數是未知的,而是在某些假設下函數 可使用平均值和標準差估計。假設*S*和*R*為已知平均值及標準差 的獨立常態分佈變數,則線性破壞函數*g*=*R*-*S*為常態分佈,且 其平均值為:

 $\mu_g = \mu_R - \mu_S \tag{VI-6-12}$ 

標準差:

 $\sigma_{g} = \sqrt{\left(\sigma_{R}^{2} + \sigma_{S}^{2}\right)}$ .....(VI-6-13) (*g*-*µg*)/*σg*的值為標準常態,且定義為

$$P_{f} = prob(g \le 0) = \int_{-\infty}^{0} f_{g}(x) dx = \Phi\left(\frac{0 - \mu_{g}}{\sigma_{g}}\right) = \Phi(-\beta)$$
.....(VI-6-14)

上式中

$$\beta = \frac{\mu_g}{\tau}$$

指的是一個稱為信賴性指數(Cornell 1969)的破壞機率度量標準。 圖VI-6-3 說明 $\beta$ 和信賴度指數。注意到 $\beta$ 是變化係數的倒數,而 且它代表是(在標準差方面)從g(在這個例子為平均值)的最大機 率值到破壞表面g=0的距離。



圖VI-6-3 信賴性指數

<sup>(</sup>c)如果 R和 S 呈常態分佈並且相互關聯的,那麼方程式VI-6-14仍然 可用,但是σ被寫成

$$\sigma_g = \sqrt{\left(\sigma_R^2 + \sigma_S^2 + 2\rho_{RS}\sigma_R\sigma_S\right)} \qquad (VI-6-16)$$

上式中 *ρ*<sub>RS</sub> 是相關係數

如果 $\rho_{RS} = 0$ , R和S是不相關的。

(d)除如圖VI-6-3的 $\beta$ 之外,在線性破壞函數g = R - S情況下,一種 $\beta$ 的簡單幾何解釋可以被定義,其中R、S是藉由 $R' = (R - \mu_R)/\sigma_R$ 及  $S' = (S - \mu_S)/\sigma_S$ 的隨機變數經正交座標系統轉換之後的獨立變 數,如圖VI-6-4中所示。



圖VI-6-4 在正交座標系統裡的β示意圖

(e)藉由破壞表面的變數g=0為線性,且定義為

 $R'\sigma_{R} - S'\sigma_{S} + \mu_{R} - \mu_{S} = 0 \qquad (\text{VI-6-18})$ 

(f)透過幾何的意義可看出從起點到線性破壞表面的最短距離與方 程式VI-6-12和VI-6-13所使用的一樣。

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\left(\sigma_R^2 + \sigma_S^2\right)}}$$
(VI-6-19)

(2)常態分佈隨機變數的非線性破壞函數。

- (a)如果破壞函數 $g = g(\overline{X})$ 是非線性的, 且 $\mu_g$ 和 $\sigma_g$ 的近似值可透過線 性化破壞函數獲得。線性化一般可透過某些點的泰勒級數展開之 線性項求得。不過,  $\mu_g$ 和 $\sigma_g$ 的值,以及這種方法下的 $\beta$ 值取決于 線性化過程中點的選擇。雖然其函數相同,當使用非線性的破壞 函數時,以方程式VI-6-15求得的 $\beta$ 值亦有所不同。
- (b)為了解決這些問題,將基本變數轉換 $\overline{X} = (X_1, X_2, ..., X_n)$ 成為一套常 態變數 $\overline{Z} = (Z_1, Z_2, ..., Z_n)$ 。對於非相關常態分佈基本變數 $\overline{X}$  被改寫 為

$$Z_{i} = \frac{X_{i} - \mu_{X_{i}}}{\sigma_{X_{i}}}$$
.....(VI-6-20)

在這種情況下 $\mu_{z_i} = 0$  和 $\sigma_{z_i} = 1$ 。 藉由破壞面g = 0在x軸座標系統的線性轉換可繪出在z軸座標系統的破壞面將空間分成一安全區和破壞區的圖形,如圖VI-6-5所示。



圖VI-6-5 Hasofer和Lind的信賴性指數,  $\beta_{HL}$ 

 (c)圖VI-6-5說明Hasofer和Lind的信賴性指數 β<sub>HL</sub>。其被定義為從起點 到 *Z* 軸座標系統的破壞面最近點 *D* 的距離(Hasofer和Lind 1974)。這個點被稱為設計點。在原先 *x* 軸坐標系統裡的設計點等 於變數 *x* 的最可能值。 β<sub>HL</sub> 被表示成

$$\beta_{HL} = g\left(\bar{z}\right) = 0\left(\sum_{i=1}^{n} Z_{i}^{2}\right)^{1/2}$$
.....(VI-6-21)

- (d)  $\beta_{HL}$  不同於 $\beta$ 的特徵在於 $\beta_{HL}$ 與破壞"表面" $g(\bar{z})=0$ 有關,因為在 相同的破壞表面將導致相同的破壞函數,所以破壞函數是不變 的。
- (e) β<sub>m</sub>和設計點坐標的計算可用許多不同的模式求得。當破壞表面 是非線性時,必須使用一種反覆的方法。一般β<sub>m</sub>的計算方式為:
   第1步 在 z 軸座標系統的設計點選擇一些參考座標

 $\overline{z}^d = \left(z_1^d, z_2^d, \dots, z_n^d\right)$ 

第2步 計算*α<sub>i</sub>*, *i*=1,2,..., *n* 藉由

$$\alpha_i = \frac{\partial g}{\partial z_i} \bigg|_{\overline{z}=\overline{z}^d}$$

第3步 透過下式計算出較佳的<sup>zd</sup>值

$$Z_i^d = \alpha_i \frac{\sum_{i=1}^n (\alpha_i z_i^d) - g|_{\overline{z}=\overline{z}^d}}{\sum_{i=1}^n (\alpha_i)^2}$$

第4步 重複步驟2和步驟3得到收斂

第5步 利用下式求得β<sub>н</sub>

$$\beta_{HL} = \left(\sum_{i=1}^{n} \left(z_i^d\right)^2\right)^{1/2}$$

這個方法係假設只有一個最小值的存在。不過一些"局部"最小值 亦可能存在。為了避免收斂成一局部最小值(可能造成 β<sub>m</sub> 的計 算及信賴度過高),必須嘗試一些不同組合的方式。

(3)非常態分佈隨機變數的非線性破壞函數

- (a)考慮常態分佈的隨機變數不總是合理的假設。例如,海洋的長期 波浪統計參數特徵,就像H<sub>s</sub>一般跟隨著極端分佈(例如, Gumbel and Weibull),這些分佈完全不同于常態分佈且不能只使用平均 值和標準差來描述。
- (b)對於這樣的案例來說,使用信賴性指數 β<sub>m</sub> 仍然是可能的,但是 在計算 β<sub>m</sub>之前,必須執行另外的非常態基本變數轉換而成為常 態基本變數。
- (c)通常使用轉換方式是以於設計點不變的常態分佈密度 $f_{x_i}$ 和分佈 函數 $F_{x_i}$ 來替代非常態分佈的基本變數 $X_i$
- (d)如果 $x_1^{d_1}, x_2^{d_2}, ..., x_n^{d_d}$ 為設計點,則轉變成,

$$F_{X_i}\left(x_i^d\right) = \Phi\left(\frac{x_i^d - \mu'_{X_i}}{\sigma'_{X_i}}\right)$$
$$f_{X_i}\left(x_i^d\right) = \frac{1}{\sigma'_{X_i}}\varphi\left(\frac{x_i^d - \mu'_{X_i}}{\sigma'_{X_i}}\right)$$
....(VI-6-22)

這裡 µ<sub>xi</sub>和 σ<sub>xi</sub>是近似於(合適的)常態分佈的平均值和標準偏差。 (e)方程式VI-6-22可導出

$$\sigma_{X_{i}}^{'} = \frac{\varphi\left(\Phi^{-1}\left(F_{X_{i}}\left(x_{i}^{d}\right)\right)\right)}{f_{X_{i}}\left(x_{i}^{d}\right)}$$
  
$$\mu_{X_{i}}^{'} = x_{i}^{d} - \Phi^{-1}\left(F_{X_{i}}\left(x_{i}^{d}\right)\right)\sigma_{X_{i}}^{'} \qquad (VI-6-23)$$

(f)方程式VI-6-22 也能寫成

$$F_{X_i}\left(x_i^d\right) = \Phi\left(\frac{x_i^d - \mu'_{X_i}}{\sigma'_{X_i}}\right) = \Phi\left(z_i^d\right) = \Phi\left(\beta_{HL}\alpha_i\right)$$

(g)關於 $x_i^d$ 的計算方法

 $x_i^d = F_{X_i}^{-1} \Big[ \Phi \big( \beta_{HL} \alpha_i \big) \Big]$ (VI-6-24)

(h)如果由每一步驟重複的μ<sub>xi</sub>值和σ<sub>xi</sub>值由方程式VI-6-24求得上述 這種β<sub>m</sub>的反覆計算方法仍可被使用,且以方程式VI-6-22的方法 轉換,相關隨機變數在正規化之後可使用轉換變成非相關隨機變 數。

(4)時間變異的隨機變數。在防波堤工程內的破壞函數一般表示成

 $g = f_1(\overline{R}) - f_2(H_s, W, T_m)$ (VI-6-25)

在這裡 R 代表著抵抗變數, 而 H<sub>s</sub>、 W、 T<sub>m</sub>則是載重變數代表著波高、 水位及週期。這些隨機變數一般來說是隨時間變異的。

(a)載重變數的討論:

 在防波堤工程最重要的載重參數是波高。它是在隨機過程中 隨時間變化的量。區別在於波高的短期統計和長期統計。短 期統計為處理一陣暴風的穩定期間序列波高H的分佈,例 如,在一期間的常數波高H<sub>s</sub>(或者任何的特性波高),短期 的波高分佈由深水波的雷里(Rayleigh)分佈傳遞到淺水波時的 截斜(truncated)分佈。

- 處理暴風分佈的長期統計,是以H<sub>s</sub>來表示每次暴風的最大值。在觀察期Y的週期中暴風歷程被當為樣本(H<sub>s1</sub>,H<sub>s2</sub>,..., H<sub>sn</sub>),像Gumbel和Weibull的極端值分佈等則適合這些資料樣本。對于受深度強烈限制的波浪來說,考慮以常態分佈的平均值當作水深的函數是適當的方式。
- 正中分佈的H<sub>s</sub>可能接近T年內的分佈最大值,其被表示成H<sup>T</sup><sub>s</sub>
   分佈。假設方程式VI-6-25不變,如果分佈函數的其他變數在 週期T的時間內,則破壞機率的計算需參考週期T(實際上可 能是結構物的壽命)。
- 舉一個例子,考慮n個獨立的風暴樣本,即,H<sub>s1</sub>,H<sub>s2</sub>,...,
   H<sub>sn</sub>,其在Y年內的觀查獲得的。假設H<sub>s</sub>是Gumbel分佈並定義為

 $F(H_s) = \exp\left[-e^{-\alpha(H_s-\beta)}\right]$ (VI-6-26)

上式的*H<sub>s</sub>*分佈,其平均觀察時間在*Y/n*之間且超過*Y*年的週期。

- 使用類似最大相似法或者力矩法那樣的技術,由資料來求出 分佈參數 α 及 β。此外,α 及 β的標準差表示統計不確定性, 由於樣本是有限的,所以也能估算出來。
- 取樣強度為 λ = n/Y。在T 年的參考週期內資料的數量為 λT。
   在週期T內的機率最大值 H<sub>s</sub>為

$$F(H_s^T) = \left[F(H_s)\right]^{\lambda T} = \left[\exp\left(-e^{-\alpha(H_s-\beta)}\right)\right]^{\lambda T} \dots (VI-6-27)$$

● *H<sup>T</sup><sub>s</sub>*的(平均)期待值被定義為

$$\mu_{H_s^T} = \beta - \frac{1}{\alpha} \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{\lambda T} \right) \right] \qquad (VI-6-28)$$

而標準差 H<sub>s</sub><sup>T</sup> (以最大可能性估計)為

$$\sigma_{H_s}^T = \left[\frac{1}{n\alpha^2} \left\{ 1.109 + 0.514 \left( -\ln\left[ -\ln\left(1 - \frac{1}{\lambda T}\right) \right] \right) \right\} + 0.608 \left( -\ln\left[ -\ln\left(1 - \frac{1}{\lambda T}\right) \right] \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \dots (VI-6-29)$$

由於樣本數的限制,方程式VI-6-29包括統計的不確定性。 – 些有關於估算樣本值 H<sub>s1</sub>, H<sub>s2</sub>, …, H<sub>sn</sub>的不確定性,起因 於測量誤差,或推算模式的錯誤等等。這不確定性約佔變異 係數<sup>σ<sub>Hs</sub>/μ<sub>Hs</sub></sub>的百分之5~20之間,其影響在考慮總標準差的計算 過程中
</sup>

$$\sigma = \sqrt{\sigma_{H_s^T}^2 + \sigma_{H_s}^2} \tag{VI-6-30}$$

- 在第二級的計算方面,方程式VI-6-27係沿著設計點周遭正規 化,而方程式VI-6-28和VI-6-29或VI-6-30則用於平均值和標準 偏差。
- 根據方程式VI-6-25並使用下列步驟以H<sub>s</sub>替代H<sup>T</sup><sub>s</sub>:假設在方程式VI-6-29及VI-6-27中的T為1年。計算結果為1年週期內的破壞機率,P<sub>f</sub>(1年)。 假設每年破壞事件的所有變數為獨立,則在T年內的破壞機率

 $P_f(T \text{ years}) = 1 - [1 - P_f(1 \text{ year})]^T$ .....(VI-6-31)

 這個假設簡化了一些機率估計,得以合理的假設破壞事件對一些結構來說是獨立的,例如抛石堤護面塊的穩定。不過, 一些抵抗變數認定每年的事件是獨立的,例如混凝土的強度,這是不合理的。在T年的破壞機率計算值使用H<sup>1year</sup>和H<sup>T</sup><sub>s</sub>將是不同。但如果H<sub>s</sub>的變化性比其他變數的變化性大得多,這 個差異將是非常的小。

- 水位W也是一個重要的參數,因為它影響結構體出水高度和 在淺水波情況下的極限波高。從而,在一般的情況下必需考 慮H<sub>s</sub>,W和T<sub>m</sub>的聯合分佈。但是對于深水波W來說,幾乎通 常是獨立於H<sub>s</sub>和T<sub>m</sub>,(除了氣壓的影響)且可能以近似以常態 分佈的標準差來表示的非相關變數,在淺水波中,W的分佈 假定獨立於參考週期T的長度,由於暴風雨的湧浪影響,W將 根據H<sub>s</sub>予以修正。
- 波浪週期 T<sub>m</sub>與 H<sub>s</sub>相關。為執行第二級分析,應該知道 T<sub>m</sub>的最小平均值和 H<sub>s</sub>的標準偏差。不過,線性關係係數並非有其意義,因為當參數分佈為非常態分佈的時候不足以描述的。或者使用下列的替代方法:從 H<sub>s</sub>和 T<sub>m</sub>關係圖建立起 T<sub>m</sub> = Af(H<sub>s</sub>),其中參數 A 隨著常態分佈(或者一些其他分發)之平均值μ<sub>A</sub> =1來表示發散標準差σ<sub>A</sub>。T<sub>m</sub>可藉由方程式VI-6-25的變數 A 來取代,變數 A 假設獨立於其他參數。
- 通常,最好的方法是以條件分佈解決H<sub>s</sub>,W及T<sub>m</sub>之間的相互 關係。假設在週期T之內H<sub>s</sub>最大值的分佈,給予代號<sup>F<sub>1</sub>(H<sup>T</sup><sub>s</sub>)</sup>。
   且進一步假設條件分佈<sup>F<sub>2</sub>(W|H<sup>T</sup><sub>s</sub>)</sup>和<sup>F<sub>3</sub>(W|H<sup>T</sup><sub>s</sub>)</sup>為已知。則Z<sub>1</sub>, Z<sub>2</sub>和Z<sub>3</sub>為獨立的標準常態變數

 $\Phi(Z_1) = F_1(H_s^T)$  $\Phi(Z_2) = F_2(W|H_s^T)$  $\Phi(Z_3) = F_3(T_m|H_s^T)$ 

● 倒數的關係

$$H_{s}^{T} = F_{1}^{-1} \left[ \Phi(Z_{1}) \right]$$
$$W = F_{2}^{-1} \left[ \Phi(Z_{2}) \middle| H_{s}^{T} \right]$$
$$T_{m} = F_{3}^{-1} \left[ \Phi(Z_{3}) \middle| H_{s}^{T} \right]$$

- 把抵抗變量  $\overline{R}$  轉變成標準常態變數  $\overline{Z_0}$ ,則抵抗項被寫成  $f_1(\overline{R}) = f_3(\overline{Z_0})$ ,此時破壞函數方程式VI-6-25變成  $g = f_3(\overline{Z_0}) - f_2(F_1^{-1}[\Phi(Z_1)], F_2^{-1}[\Phi(Z_2)|H_s^T], F_3^{-1}[\Phi(Z_3)|H_s^T]) = 0$
- 因為g只包含了獨立的標準常態變數,得以用來當作一般計算 β<sub>m</sub>之疊代方法。

(b)抵抗參數的討論:

- 在任何地方的海岸結構物其使用年限在20到100年之間。可預 期超過這個週期年限將因為不同型式的材料惡化造成結構抵 抗的減少。化學反應,熱效應,重複載重(疲勞載重)能導致元 素的瓦解和結合,將引起混凝土和天然塊石的惡化。此外隨 機放置的護面塊層其抵抗位移隨著波浪的數量而減少(即,隨 著時間),其原因為自然界的隨機抵抗,其結果,造成在Hudson 方程式裡 D,和 K<sub>D</sub>參數超過時間考量而減小。
- 雖然材料影響有時候能左右信賴性,但是卻不容易在信賴性 計算過程中去考慮。主要的難度在於其置放的岩石或混凝土 隨時間變化的可信度,只有原始公正的方法可利用於相關材 料特性的評估。另外,隨時間變化非常大的結構體歷史載重, 很難被評估其影響結構體生命週期。
- 如圖VI-6-6所示,混凝土護面塊本身的張力強度抵抗參數 R(t)
   隨時間t減少, R(t) 假設為決定函數,載重 S(t)(波浪引起的張
   應力)假設是一種不變的過程,則破壞機率 P(S > R),在時間 T


圖VI-6-6 問題一的圖示

其中<sup>v<sup>+</sup>[R(t)]</sup>為平均上交率等級<sup>R(t)</sup>藉由在時間t的處理<sup>S(t)</sup>
 所得的平均上交率(每單位時間相交的數量), Rice's公式可以
 計算v<sup>+</sup>如下所示

$$v^{+}\left[R(t)\right] = \int_{\dot{R}}^{\infty} \left(\dot{S} - \dot{R}\right) f_{ss}\left[R(t), \dot{S}\right] d\dot{S}$$

其中 $f_{ss}$ 為s(t)及s(t)聯合密度函數,時間變數欲以第二級方法 分析完整是相當複雜的。欲了解更進一步的解釋,詳見Wen and Chen (1987)。

# VI-6-4 破壞模式系統的破壞機率分析

a. 海岸結構物可被當成是一個功能系統或破壞系統的組成。由於組成元件之間的相互作用,一個部位的破壞可能加速另一個部位的破壞甚至導致系統的毀損。而常用來驗証與破壞模式之間的關係被稱為毀損流程。

- b. 毀損流係程描述系統破壞的相互關係(例如,過高的波浪入射防波堤保 護的海港)和導致這個破壞的事件。圖VI-6-7 說明一個有關於抛石防波 堤破壞模式的簡化例子。
- c. 毀損流程是一簡化和較完整系統化的方法,且被稱為"原因-結果"圖解法,其明白表示局部破壞和破壞模式之間的相互作用。舉例如圖VI-6-8 所示。
- d. 系統的破壞機率(例如,在圖VI-6-7中過高波浪入射的機率)取決于單一破壞模式的破壞機率和破壞模式的相互關係上。單一破壞模式的破壞機率可以用第VI-6-3部分的方法估算。有兩個因子可助于尋找相互關係,一個是物理相互作用,例如因為支撐堤腳的侵蝕造成主要護面塊的滑動,另一個係藉由如H<sub>g</sub>一般的參數引起。物理作用引起的相互關係尚無法量化。因此只有共同參數關係可以量化方式處理。不過,計算系統的破壞機率之上限和下限值是可能的。



# 圖VI-6-7 防波堤的簡化毀損流程

- e. 一個系統可以分成二類基本系統,並將其命名為序列系統和並行系統,如圖VI-6-9所示。
  - (1)序列系統
    - (a)在序列系統中,如果任何要素*i* = 1,2…,*n*任一發生破壞即產
       生破壞。系統的破壞機率上限和下限 *P<sub>β</sub>*為:



上圖中僅示出水力載重因子,其他型式如:船隻碰撞、地震作用、人為侵略(破壞、戰爭等)

圖VI-6-8 抛石防波堤導致結果圖



圖VI-6-9 序列和並行系統

 $\mathcal{F} \mathcal{B} = \max \left[ P_{fi} \right]$ (VI-6-34)

在這裡最大的 $[P_{fi}]$ 表示為全部要素中最大的破壞機率。破壞模式 和下限完全相關而與上限則無關連。有時方程式VI-6-33可以  $P_{fs}^{U} = \sum_{i=1}^{n} P_{fi}$ 來近似表示,其僅可應用於小的 $P_{fi}$ 值,因為 $P_{fs}^{U}$ 值不會 大於1。

(b)結點"或者"在毀損流程中屬於序列的組成元件。序列組成在防波 堤毀損流程裡佔有優勢。實際上,在圖VI-6-7中"以及的結點"包 括目的和實際上應該改為"或者"的結點。

(2)並行系統

(a)全部要素破壞才造成並行系統的破壞。

 $\mathcal{F} \not P_{fS} = P_{f1} \cdot P_{f2} \dots P_{fn}$  (VI-6-36)

(b)上限與破壞模式完全相符,而下限則沒有符合相互關係。

 在毀損流程中"以及的結點"描述了平行的組成部分。為了計算 一個系統的上限和下限破壞機率,將整體系統分解成序列和 並行系統是較方便的。圖VI-6-10表示毀損流程的分解情形(圖 VI-6-7)。



- 為了獲得正確的<sup>P<sub>f</sub></sup>值,毀損流程確切地描述破壞發展的真正物理意義是非常重要的。舉例VI-6-2說明,其中選擇方程式VI-6-7的毀損流程來分析。在例子VI-6-2中所給的破壞模式機率可能與例子VI-6-1中所使用是相同的。
- 因為破壞模式之間存在一些相互關係,所以真正的系統破壞 機率<sup>P<sub>fs</sub></sup>可能總是在<sup>P<sup>U</sup><sub>fs</sub></sup>和<sup>P<sup>L</sup><sub>fs</sub></sup>之間,常用於描述海況,例如<sup>H<sub>s</sub></sup>。
- 如果在各種破壞模式之間的物理關係可以藉由公式來描述和 理解,如果已知複雜的參數關係,估計<sup>P<sub>f</sub>。</sub>是有可能的。不過, 決定這樣關係的方程式是錯綜複雜的而且還沒完全供實際使 用。
  </sup>
- 破壞機率本身不能被當作一種設計最佳化的基礎。最佳化必 與規模有關,對大多數結構物是經濟的,但是卻不能衡量如 生命的損失程度。
- 所謂危險,定義為破壞機率和經濟成果的產物,通常使用最 佳化來考慮。經濟成果必須包含問題中與破壞有關的各種花 費,即替換的費用,停工期花費等等

## VI-6-5 決定結構物信賴性的不確定性參數

結構物計算的信賴性或破壞機率,是基于結構物因載重反應公式和相 關參數的不確定性資料。基本上,不確定性最好給予一種機率分佈;但是 因為真實的分佈很難被知道,故假設其為常態分佈和相關差異變化,定義 下式:

 $\sigma' = \frac{\sigma}{\mu} = \frac{\text{standard deviation}}{\text{mean value}}$ (VI-6-37)

作為不確定性衡量。"不確定"項,在本章裡使用的是指有誤差的一般項,

具偶然性且缺乏相關的知識。

a.與破壞模式公式有關的不確定性

與一個公式相關的不確定性可能是相當多的。這可由許多公式圖解的 表示成一條圓滑曲線,然而卻是由散佈的資料點(通常由於實驗)所形成 的適合曲線。變異係數的百分之15-20或者更大的情形均十分正常。當 使用一個設計公式時,變異係數的有效範圍和相關性應該被考慮。

# b.與環境參數有關的不確定性。

不確定的來源造成在環境設計值方面的不確定總數,其分類如下:

- (1)與儀器回應有關的錯誤 (例如.浮標加速錶和目視觀察)。
- (2)由不同和不完全的計算方法造成的變化性和錯誤(例如,波浪模型 推算為時間序列分析的計算)。

例題 VI-6-1

針對如圖VI-6-10之特殊防波堤系統單破壞模式之第二級分析,在一年週期的破壞機率如下列:

i	1	2	3	4	5	6
P <sub>fi</sub> %	3	6	4	3	0.5	1

注意到這些 P<sub>f</sub>價值不能使用在一般情形,因為他們與特殊的結構物有 關。不過,他們適合於預訂大小和大變化的典型慣例設計防波堤。 系統中簡單的破壞機率邊界,示如方程式VI-6-33,VI-6-34,VI-6-35以 及VI-6-36:

上限(無相互關係):

$$\begin{split} P_{fs}^{U} &= 1 - \left(1 - P_{f6}\right) \left(1 - P_{f1}\right) \left(1 - P_{f5}\right) \left(1 - P_{f2}\right) \left(1 - \min\left[P_{f3}, P_{f4}\right]\right) = 12.9\% \\ \mathbf{或者以小的} P_{fi} \\ \mathbf{\acute{f}} \\ \mathbf{\acute{f}}$$

$$P_{fs}^{U} = P_{f6} + P_{f1} + P_{f5} + P_{f2} + \min[P_{f3}, P_{f4}] = 13.5\%$$

下限(充分的關係):

 $P_{f_{5}}^{L} = \max\left[P_{f_{6}}, P_{f_{1}}, P_{f_{5}}, P_{f_{2}}, \left(P_{f_{3}} \cdot P_{f_{4}}\right)\right] = 6\%$ 

在T年結構壽命的簡單邊界可使用近似方程式 VI-6-31<sup>1</sup>

		結構壽命年			
	20	50	100		
$P_{fs}^U$ %	94	100	100		
$P_{fs}^L \%^1$	71	95	100		

<sup>1</sup> 註:使用方程式VI-6-31需特別注意,其假設從一年到另一年的破壞事件是獨立的,容易使人誤解。 如果有助於破壞機率的一些參數是與時間無關的,即不隨每年改變,這將是例子。有個例子是一個破 壞模式公式具有大量的不確定參數,就方程式像VI-6-2中的參數A。如果全部參數是與時間無關的, 那麼修正的下限將是

$$P_{fs}^{L} = \max_{i=1-n} \left[ P_{fi} \right]$$

上式與T無關,列如本例中為有T的6%.其接者使用方程式VI-6-31計算 $P_{fs}^L$ ,當T>1年以上,其值將變的太大.



圖VI-6-11 簡化防波堤毀損流程的例子

- (3)統計取樣的不確定性是由於隨機過程中短時間的隨機變數(統計過 程中變化性,例如兩個20分鐘的紀錄。來自一穩定的暴風記錄將呈 現兩不同的有義波高值)
- (4)選擇的理論分佈可作為長期分佈的未知表示(例如Weibull和Gumbel 分佈除可同樣地適合資料集合特性,且能為200年發生一次的事件 提供完全不同的值)。

(5)統計不確定性與少量的短期資料集合所造成較低發生的事件有關。

例題VI- 6-2

圖VI-6-11中表示的破壞流程不同於圖VI-6-7的流程。在圖VI-6-11 只有破 壞型式6能直接引起系統破壞,而不同於在圖VI-6-7單一類型6,5,1, 2 和(3+4)皆能引起系統破壞。

破壞流程可分解為如圖VI-6-12的兩步驟表示。 注意相同的破壞類型能在 分解的系統裡不止出現一次。

簡單的系統破壞機率邊界被表示如方程式VI-6-33, VI-6-34, VI-6-35以及VI-6-36:

上限:

 $P_{fs}^{U} = 1 - (1 - P_{f6}) (1 - \min[P_{f1}, P_{f5}]) [P_{f1}, P_{f2}, P_{f3}, P_{f4}] = 4.5\%$ 

或者以較小的*P<sub>f</sub>i*值:

 $P_{f_5}^U = P_{f_6} + \min[P_{f_1}, P_{f_5}] + \min[P_{f_1}, P_{f_2}, P_{f_3}, P_{f_4}] = 4.5\%$ **FR**:

 $P_{fs}^{L} = \max\left[P_{f6}, (P_{f1} \cdot P_{f5}), (P_{f1} \cdot P_{f2} \cdot P_{f3} \cdot P_{f4})\right] = 1\%$ 

使用與例題VI-6-1相同的P<sub>f</sub>值與程序可獲得下列的系統破壞機率

		結構壽命年				
	20	20 50 100				
$P_{fs}^U \mathbf{\mathscr{Y}}_{0}$	60	90	99			
$P_{fs}^L \mathbf{\%}^1$	18	39	63			

這些值十分不同於例題VI-6-1中強調正確破壞流程的重要性。 <sup>1</sup>見例題 VI-6-1 的註。



圖VI-6-12 將毀損流程分解成序列和並行系統

(6)統計上難以預測的元素。

(a)區別在於在短期海象統計和長期(極端)海象統計。短期統計與海 象觀測期間的穩定性有關,例如在一陣暴風中有義波高的波高分 佈, H<sub>s</sub>。有關極端事件的長期統計,例如, H<sub>s</sub>的分佈超過很多 暴風時的波高分佈。

(b)短期海象統計與下列一些考慮有關:

- 記錄過程中在深水和淺水狀況下的個別波高分佈,例如為 Rayleigh分佈和一些截斜(truncated)分佈。
- 由於依據理論或物理模擬所得的少量樣本,造成在深水及淺水的單峰能譜波浪的變化性。

- 由於不同能譜分析技術造成的變化性,例如不同的算法,平 滑化,過濾限制等。
- 在儀器的反應和測量位置的誤差影響。例如,流動的浮標速 度儀測得結果會低估陡波的波高。在複雜的海底地形中淺水 波的特性會有相當大的變化。波浪記錄的位置在受深度限制 的碎波條件下不能產生對深水波的信賴估計。
- 以不完整的深水和淺水數值模式推算和風量的輸入數據。
- (c)當更準確的地域特殊資料無法獲得時,使用針對短期海象參數的 所有不確定性估算(前三項)示如表VI-6-1。

#### 表VI-6-1

海象參數之測量和計算結果之典型變異係數 σ'=σ /μ (標準差除以平均值) (Burcharth 1992)

		典型は	z估算值	註解
參數	决定方法	σ'	偏誤	_
外海有義波高	Accelerometer buoy,	0.05-0.1	-0	
	pressure cell,			
	vertical radar			
	Horizontal radar	0.15	-0	
	數值模式推測	0.1-0.2	0-0.1	其受天氣圖影 響大
	SMB法推測	0.15-0.2	?	僅根據受限制
				海域之暴風情 形
	船舶視覺觀察	0.2	0.05	
決定近岸有義波高	數值模式	0.1-0.2	0.1	在一些例子中 σ' 較大
由外海有義波高說 明淺水波效應	人工計算	0.15-0.35		
在固定情形下外海 平均波浪週期	浮標速度儀	0.02-0.05	~0	
有義波高	波浪能譜放大估算	0.15	~0	
	數值模式推測	0.1-0.2	~0	
持續海象之有義波	直接量測	0.02	~0	
高				
極端特殊高程	數值模式推測	0.05-0.1	~0	
外海波浪之能譜尖	量測	0.05-0.15	~0	
峰頻率				
	數值模式推測	0.1-0.2	~0	
外海波浪之能譜尖	測量及數值模式推	0.4	~0	
峰值	測			
外海波浪傳遞主方 向	Pitch-roll buoy	5 度		
ι-)	測量 η, u, v or p,	10 度		
	u, v 數估档式堆測	15 20 庄		
王文湖	安朝祖道	0.001_0.07	~0	
スへ知 異国波浪	<b>數</b> 值模式	0 1-0 25	+0.1	
	水位高與壓力差	0.1 0.20	-0.1	

- (d)關於長期海象統計的不確定性估算及使用於設計,需考慮有關下 列情形:
  - 遭遇可能性。
  - 以極端分佈的回歸期事件之標準偏差估計。
  - 藉由與H<sub>s</sub>無關值組成的數據集合之極端分佈,以下列方式估計:

-同樣間隔時間的H,測量頻率。

- -確認每年(每年連續)最大的 H, 值。
- -由許多暴風產生的某幾個超過門檻 H<sub>s</sub> 值使用其超過門檻分 析的峰值為 H<sub>s</sub> 的最大值。

適合的方法如最大相似法,力矩法,最小二乘法和視覺圖表 合適法。

- 由於有限的資料樣本數量造成極端分佈參數的不確定性。
- 以POT分析的臨界值選擇對*H*。極大值的影響。(臨界值應該排除一般人感興趣的統計-全部波浪情形)。
- 由於缺乏有關於真實極端分佈的知識所造成的錯誤。不同的 理論分配可以同樣地擬合數據集合,並提供H<sub>s</sub>的完全不同的 回歸值。(憑藉經驗由透過從擬合不同的理論分佈比較結果可 估計錯誤)。
- 在擬合的圖解情況下由於應用的繪圖公式錯誤。所應用的繪圖公式,可能獲得十分不同的極端估計。錯誤只憑經驗估計。
- 氣候學的變化。
- 在對低機率事件的外推力裡的物理限制。 最重要例子可能由 於有限水深度限制在波高度並且拿限制。

### ● 與極端事件有關的測量誤差對不確定性的影響。

(e)更詳細討論所提及的與環境參數有關的不確定性部份不屬於本 章的範圍。可以參考資料Burcharth(1992)。

#### c.與結構參數有關的不確定性

與材料參數的不確定性(如密度)和幾何參數(例如結構體的斜坡角度 和結構元件的大小)有關,一般與環境參數有關的不確定性小得多。

# VI-6-6 在設計中執行信賴性之局部安全係數系統

#### a. 局部安全係數介紹

- (1)在設計中使用局部安全係數之目的是為確保結構物某種程度之信賴 性。本節介紹由 PIANC (Permanent International Assocation of Navigation Congresses) PTCII 對工作團隊 12(斜坡抛石防波堤分析) 和工作團隊 28(具有直立及斜面混凝土牆之防波堤)所發展出來之局 部安全係數。
- (2)局部安全係數<sub>γi</sub>與推測學(stochastic)變數之特性值<sub>Xi,ch</sub>有關。在傳統 土木工程規範中,載重和其他作用參數之特性值是取上限 5%,而 材料強度參數之特性值則取下限值。局部安全係數值是獨一無二的 並與特性值採用之定義有關聯。
- (3)局部安全係數<sup>γ</sup>,通常大於或等於 1。因此,如果我們設定變數為載重 變數 X<sub>i</sub><sup>load</sup> (如 H<sub>s</sub>)或抵抗變數 X<sub>i</sub><sup>res</sup> (如方塊體積),則有關局部安全係數 必須如下表示以獲得設計值:

 $X_i^{design} = \gamma_i^{load} \cdot X_{i.ch}^{load}$ 

$$X_i^{design} = \frac{X_{i,ch}^{res}}{\gamma_i^{res}} \dots (-6-38)$$

- (4) γ<sub>i</sub> 值反應了 X<sub>i</sub> 的不確定性和 X<sub>i</sub> 在破壞機能之相對重要性。當 γ<sub>i</sub> 大時, 如 γ<sub>H<sub>s</sub></sub>=1.4 表示有義波高 H<sub>s</sub>對破壞機率有較大相對敏感度。另外當 γ=1 時表示微小或可忽略之敏感度,在這種情況下部份係數應該省略。必須記住是 γ<sub>i</sub> 值並不是(就數學上而言)一個對參數 X<sub>i</sub> 的破壞機率的敏感度嚴厲的量測。
- (5)例如,當局部安全係數被應用到在方程式 VI-6-2 參數的特性值中, 即可獲得一個設計方程式,此即為如何使用此係數之定義。局部安 全係數可針對個別參數或數個參數之組合(全係數)。當局部安全係 數應用到每個別參數,則設計方程式為

$$D_{n,ch} \ge \gamma_A \gamma_\Delta \gamma_{D_n} \gamma_{\cot \alpha}^{1/3} \gamma_{H_s} \frac{H_{s,ch}}{A_{ch} \Delta_{ch} K_D \cot \alpha_{ch}}$$

(6)若局部安全係數應用到參數之組合,則可能只有 $\gamma_{H_s}$ 和一個總係數 $\gamma_z$ 和 VI-6-39式右邊之第一項有關,則設計方程式變成

$$G = \frac{A_{ch}}{\gamma_A} \Delta_{ch} D_{n,ch} \left( K_D \cot \alpha \right)^{1/3} - \gamma_{H_s} H_{s,ch} \ge 0$$

$$D_{n,ch} \ge \gamma_Z \gamma_{H_s} \frac{H_{s,ch}}{A_{ch} \Delta_{ch} \left(K_D \cot \alpha_{ch}\right)^{1/3}}$$

(7)式(VI-6-39)和(VI-6-40)表示兩個不同的『代號格式』。比較此兩式若 其他參數相等,則可發現局部安全係數之乘積與所選擇之格式無 關,其目的是使系統越簡單越好,盡可能只有幾個局部安全係數, 但設計式之內精確度仍在可接受範圍內,所幸一般都使用總係數, 如在式(VI-6-40)之<sub>γz</sub>,而在參數值組合的實際範圍內不會失去顯著 的精度。事實上在本章只有兩個局部安全係數<sub>γ<sub>Hs</sub></sub>和<sub>γz</sub>分別使用在每 一個設計公式。

(8)通常數個破壞模式與某一特定設計有關聯。各種破壞模式之間的關係以串聯或並聯來顯現其特性。即使有相同破壞機率 p<sub>f</sub>,與系統有關之破壞模式和單獨破壞模式之局部安全係數並不相同。因此,單讀破壞模式的局部安全係數必須和多重破壞模式系統的局部安全係數分開處理。

#### b.不確定性和統計模式

與斜坡抛石防防波堤有關之不確定性可分為下列三組:

外力之不確定性(波浪模式)

土壤強度之不確定性(土壤強度參數模式)

模式之不確定性(波力模式及基礎承載力模式)

(1)波浪模擬

(a)為校核局部安全係數,在T年最大示性波高設為 $F_{H_{a}^{T}}$ ,如

以極端 Weibull 分佈模擬,得

式中, $\lambda$ 是每年觀測次數, $H_s'$ 是門檻波高,而 $\alpha$ 和 $\beta$ 是 Weibull 分佈參數。

(b)為校核 PIANC 局部安全係數系統,選擇四組在地理位置差異很 大的地點關測之波浪資料,列如表 VI-6-2,在表中 N 是波浪資料 標本數,而 h 是水深(公尺)。

波浪觀測地點	N	λ	$\sigma$	$\beta$ (m)	$H_{s}'(\mathbf{m})$	<i>h</i> (m)
Bilbao	50	4.17	1.39	1.06	4.9	25
Sines	15	1.25	1.78	2.53	7.1	25
Tripoli	15	0.75	1.83	3.24	2.9	25
Fallonica	46	5.94	1.14	0.58	2.7	10

表 VI-6-2 以 Weibull 分佈模擬之四組波浪資料

- (c)Bilbao, Sines 和 Tripoli 波浪資料屬深海波,而 Fallonica 則屬淺 海波,為模擬統計不確定性, $\alpha$ 和 $\beta$ 視為獨立且呈常態分佈。
- (d)與實測波浪資料品質有關之模式不確定性是以相乘的推測學變 數 F<sub>H</sub>模擬,假設為正常分佈且其期待值為1,標準偏差σ<sub>Fm</sub>。高 品質和低品質之波浪資料可分別以σ<sub>Fm</sub>=0.05和0.2表示,這相對 於依加速器浮球和吹風距離圖解所得之資料,如表 VI-6-1 所說 明。
- (2)土壤強度模擬
  - (a)土壤強度(砂和/或黏土)統計模擬一般很不容易,只有少數模式較 信賴。一般土壤材料特性必須以推測學領域模擬。參數描述推測 學領域必須依據實測資料決定,這些實測值是用來記述土壤性 質。因為這些實測只是在少數幾個地點,統計上的未定性亦把資 料稀少的特性考慮進去,而這些未定因素必須包含在統計模式 中。此外,決定土壤性質的未定性和實測值的未定性也必須包含 在統計模式中。
  - (b)因為防波堤由鬆散材料靠摩擦的接觸所組成,並假設基礎破壞模 式是由堤心發展出來,因此只需要有效摩擦角和膨脹角的統計模 式。通常這些角度是以常態或對數常態分佈模擬。

(C)與地質破壞模式有關之承載力是利用傳統塑性原理的上限法則 估計,而此塑性原理是在伴隨流法則之假設 F。但無論如何,通 常抛石和砂質底床之摩擦角和膨賬角不同,因此為了使用基於伴 隨流法則之原理,採用下面折減有效摩擦角<sub>Ø</sub>(Hansen1979):

$$\tan \varphi_d = \frac{\sin \varphi' \cos \psi}{1 - \sin \varphi' \sin \psi} \dots (-6-42)$$

式中

 $\varphi'$ 是有效摩擦角, $\psi$ 是膨賬角。

- (3)模式不確定性
  - (a)一般而言與已知數學模式有關之模式不確定性可依據下列評估:
     試驗、實測及數值計算結果之比較。
     已知數學模式之數值計算結果與一較高階且複雜模式之比較。
     專家之意見

參考文獻之資料

- (b)與水力不隱定有關之防波堤面層破壞模式已經有許多水工模型 試驗,根據這些試驗可以估計模式的不確定性。與由試驗室試驗 結果外推至實際結構物有關聯之模式不確定性可由依據專家意 見、參考文獻資料和從類似既有結構物的觀察來判斷。
- (c)對土壤強度模式,目前沒有類似實測模式可供參考。但是,如果 使用基於塑性原理上限法則之簡單的旋轉和位移破壞模式,則這 些模式可經由與使用非線性有限原素程式較精密的數值計算結 果比較後評估。如此可粗估模式不確定性。

# c. 局部安全係數格式

(1)PIANC 局部安全係數是以下列輸入資料作校核

設計壽年 $T_L(20,50$ 或100年)

可接受之破壞機率 $P_t$  (=0.01, 0.05, 0.1, 0.2 或 0.4)

變異係數 σ'<sub>Fin</sub>=(0.05 和 0.2)

深水或淺水

波力是否由水工模型試驗決定

(2)局部安全係數如下:

- 荷重局部安全係數 $\gamma_{p}$ 是使用在永久性荷重之中值(=1)。
- 荷重局部安全係數 $\gamma_{H}$ 則使用在 $\hat{H}_{s}^{T_{L}}$  (示性波高中央估計值,通常在 壽年 $T_{L}$ 超過一次)。
- 局部安全係數使用在如設計公式內抵抗變數平均值之組合。 $\gamma_z$ 是用在抛石堤之摩擦材料和/或底層(摩擦角平均值之正切值 (tangent)除以 $\gamma_z$ )。
- 局部安全係數<sub>γc</sub>是使用在黏土底質未排水剪力強度之平均值(未 排水剪力強度平均值除以<sub>γc</sub>)。

d. 表列局部安全係數

(1)局部安全係數如下表所列:

結構物	破壞	面層型塊	表號
		塊石	VI-6-4-VI6-6
		正方塊	VI-6-7
	面層穩定	菱型塊	VI-6-8
		雙T型塊	VI-6-9 & VI-6-10
		空心正方塊	VI-6-11 & VI-6-12
刢╆ᅷ拁∠担	堤址		VI-6-13
科坡式抛口埞		雙T型塊	VI-6-14 & 6-15
	斷裂 越波	菱型塊	VI-6-16
		塊石	VI-6-17
		空心正方塊	VI-6-18
		雙T型塊	VI-6-19
	沖刷		VI-6-20 & VI-6-21
	基礎:砂質底床		VI-6-22
	基礎:黏土底床		VI-6-23
古立式边箱坦	滑動破壞		VI-6-24
且立以加相矩	傾覆破壞		VI-6-25
	沖刷		VI-6-26
	堤址		VI-6-27

表 VI-6-3 局部安全係數表

(2)若是直立堤使用合田公式計算波力。而且,下列係數是用來彌補合 田公式之正向偏離(見表 VI-5-55)。

 $\hat{U}_{Hor. Force} = 0.90$ ,計算水平波力採用之偏離係數

 $\hat{U}_{Ver, Force}$ =0.77,計算垂直波力採用之偏離係數

*Û<sub>Hor.Moment</sub>* =0.81,計算水平波力對直立堤港側堤跟產生力矩採用之偏 離係數

Û<sub>Ver: Moment</sub> = 0.72 , 計算垂直波力對港側堤跟力矩採用之偏離係數

上述(^)表示中值

(3)在 VI-7 篇『特定計畫構件 設計』包含大部份海岸工程結構物設計 實例。這些設計例有些包括信賴性設計,這些設計是依據表 VI-6-4 至 VI-6-27 中之資料,信賴性設計是被視為設計之一部份或定性設 計法的替代方法,而定性設計法是以單一復現期為基礎。VI-7 篇之 設計實例提供海岸工程師選擇在各種程度 *p<sub>f</sub>*和 σ<sup>·</sup><sub>F<sub>h</sub></sub>相對之局部安全 係數 γ<sub>H</sub>, 和 γ<sub>z</sub>。

表 VI-6-4 依據哈德遜公式塊石表層之安定破壞之局部安全係數,無模型 試驗之設計。

設計式(參見表 VI-5-22)

$$G = \frac{1}{\gamma_z} \hat{\Delta} \hat{D}_n (K_D \cot \alpha)^{1/3} - \gamma_H \hat{H}_S^T \dots (-6-43)$$

	$\sigma_{F_{Hs}}=0.05$		$\sigma_{\scriptscriptstyle F_{\scriptscriptstyle H\!s}}$ :	=0.2
$p_f$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$
0.01	1.7	1.04	2.0	1.00
0.05	1.4	1.06	1.6	1.02
0.10	1.3	1.04	1.4	1.06
0.20	1.2	1.02	1.3	1.00
0.40	1.0	1.08	1.1	1.00

表 VI-6-5 塊石表層穩定破壞局部安全係數,捲浪型設計波浪, van der Meer 公式,無模型試驗之設計。

設計式(參見表 VI-5-23)

$$G = \frac{1}{\gamma_Z} 6.2 \ \hat{S}^{0.2} \ \hat{P}^{0.18} \ \hat{\Delta} \ \hat{D}_n \hat{f} (\cot \ \alpha)^{0.5} (\hat{S}_{om})^{0.25} \ \hat{N}_Z^{-0.1} - \gamma_H \hat{H}_S^T \dots (-6-44)$$

式中參數 f 模擬低堤頂防波堤之影響:

$\hat{f} = \frac{1}{1.25 - 4.8 \frac{R_c}{\hat{H}_S^T} \sqrt{\frac{\hat{S}_{om}}{2\pi}}}$						
	$\sigma_{F_{Hs}}$ =	=0.05	$\sigma_{F_{Hs}}$	=0.2		
$p_f$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_Z$		
0.01	1.6	1.04	1.9	1.00		
0.05	1.4	1.02	1.5	1.06		
0.10	1.3	1.00	1.3	1.10		
0.20	1.2	1.00	1.2	1.06		
0.40	1.0	1.08	1.0	1.10		

表 VI-6-6 塊石表層穩定破壞局部安全係數,洶湧型波浪, vander Meer 公式,無模型試驗之設計。

設計式(參見表 VI-5-23)

$$G = \frac{1}{\gamma_Z} \hat{S}^{0.2} \hat{P}^{-0.13} \hat{\Delta} \hat{D}_n \hat{f} (\cot \alpha)^{(0.5-P)} (\hat{S}_{om})^{-0.5P} \hat{N}_Z^{-0.1} - \gamma_H \hat{H}_S^T \dots (-6-45)$$

式中
$$\hat{f} = \frac{1}{1.25 - 4.8 \frac{R_c}{H_s^T} \sqrt{\frac{\hat{s}_{om}}{2\pi}}}$$

	$\sigma_{F_{Hs}}=0.05$		$\sigma_{\scriptscriptstyle F_{\scriptscriptstyle Hs}}$	=0.2
$p_f$	$\gamma_H$	$\gamma_{Z}$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$
0.01	1.7	1.00	1.9	1.02
0.05	1.3	1.10	1.6	1.00
0.10	1.3	1.02	1.4	1.04
0.20	1.1	1.10	1.2	1.08
0.40	1.0	1.08	1.1	1.00

表 VI-6-7 正方塊面層穩定破壞局部安全係數, van der Meer 公式, 無模型 試驗之設計。

設計式(參見表 VI-5-29)

$$G = \frac{1}{\gamma_{Z}} (6.7 \frac{(N_{ad})^{0.4}}{(\hat{N})^{0.3}} + 1.0) (\hat{S}_{om})^{-0.1} \hat{\Delta} \hat{D} - \gamma_{H} \hat{H}_{S}^{T} \dots (-6-46)$$

$$\frac{\sigma_{F_{Hs}}}{\hat{\gamma}_{F_{Hs}}} = 0.05 \qquad \sigma_{F_{Hs}} = 0.2$$

$$\frac{p_{f}}{\hat{\gamma}_{H}} \qquad \gamma_{Z} \qquad \gamma_{H} \qquad \gamma_{Z}}{\hat{\gamma}_{H}} \qquad \gamma_{Z}$$

$$0.01 \qquad 1.5 \qquad 1.10 \qquad 1.8 \qquad 1.04$$

$$0.05 \qquad 1.3 \qquad 1.08 \qquad 1.5 \qquad 1.04$$

1.00

1.00

1.08

1.02

1.06

1.10

1.4

1.2

1.0

1.3

1.2

1.0

0.10

0.20

0.40

表 VI-6-8 菱型塊穩定破壞之局部安全係數, van der Meer 公式, 無模型試驗之設計。

設計式(參見表 VI-5-30)

$G = \frac{1}{\gamma_Z} (3.75 \frac{(\hat{N}_{od})^{0.5}}{(\hat{N}_z)^{0.25}} + 0.85) (\hat{S}_{om})^{-0.2} \hat{\Delta} \hat{D} - \gamma_H \hat{H}_S^T \dots$	(	-6-47)
--	---	--------

	$\sigma_{F_{Hs}}=0.05$		$\sigma_{F_{Hs}}$	=0.2
$p_f$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$
0.01	1.7	1.02	1.9	1.04
0.05	1.4	1.06	1.5	1.08
0.10	1.3	1.04	1.4	1.04
0.20	1.2	1.02	1.3	1.00
0.40	1.0	1.08	1.1	1.00

表 VI-6-9 雙 T 型塊穩定破壞之局部安全係數, 無上部結構, Burcharth 公式, 無模型試驗之設計。

設計式(參見表 VI-5-31)

$G = \frac{1}{\gamma_H} \hat{\Delta} \hat{D}_n (47 - 72\hat{r}) \hat{\rho} \hat{D}^{1/2}$	$\hat{N}_{z}^{-0.1} - \gamma_{H}\hat{H}_{S}^{T}$	-6-48)
---	--	--------

	$\sigma_{F_{H_s}} = 0.05$		$\sigma_{F_{Hs}}$	=0.2
$p_f$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$
0.01	2.1	1.08	2.4	1.02
0.05	1.7	1.00	1.7	1.08
0.10	1.5	1.00	1.6	1.00
0.20	1.3	1.00	1.3	1.04
0.40	1.0	1.10	1.1	1.02

表 VI-6-10 雙 T 型塊穩定破壞之局部安全係數,且有上部結構, Burcharth 和劉(1995a),無模型試驗之設計。

設計式

$$G = \frac{1}{\gamma_z} \hat{\Delta} \hat{D}_n (43 - 66\hat{r}) \hat{\varphi} \hat{D}^{1/3} \hat{N}_z^{-0.1} - \gamma_H \hat{H}_S^T \dots (-6-49)$$

	$\sigma_{F_{Hs}}=0.05$		$\sigma_{F_{Hs}}=0.2$	
$p_f$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$
0.01	1.9	1.10	2.2	1.04
0.05	1.6	1.02	1.7	1.04
0.10	1.4	1.04	1.5	1.04
0.20	1.2	1.06	1.3	1.04
0.40	1.0	1.10	1.1	1.02

- $H_s^T$  復現期 T 之示性波高
- ρ. 混凝土之質量密度
- $\rho_w$  水之質量密度
- $\Delta \quad (\rho_s/\rho_w)-l$
- D, 相當正方體長度,即與雙T型塊同體積之正方體長度
- $\gamma$  雙 T 型塊腰比
- $\varphi$  密度
- D 在 SWL±6.5 D<sub>n</sub>取代一個雙 T 型塊之高度 h,或更多(即 2%位
   移,取D=0.02)之相對數目
- $N_z$  波數,若 $N_z$  3000 採用 $N_z$ =3000

表 VI-6-11 空心方塊堤頭穩定破壞之局部安全係數,坡度 1:1.5 和 1.2 Berenguer 和 Baonza(1995), 無模型試驗之設計。

設計式

$$G = \frac{1}{\gamma_{Z}} \hat{\varsigma}_{P}^{-0.1} (3.3 + 0.7 \, \hat{N}_{0d}^{0.4}) \hat{\Delta} \hat{D}_{n} - \gamma_{H} \hat{H}_{S}^{T} \dots (-6-50)$$

式中
$$\hat{\varsigma}_p = (\cot \alpha)^{-1} (\hat{s}_{op})^{-0.5}$$

	$\sigma_{F_{Hs}}=0.05$		$\sigma_{\scriptscriptstyle F_{\scriptscriptstyle H\!s}}$ :	=0.2
$p_f$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$
0.01	3.5	1.10	3.5	1.10
0.05	2.3	1.08	2.5	1.02
0.10	1.8	1.06	1.9	1.04
0.20	1.4	1.06	1.5	1.02
0.40	1.1	1.04	1.1	1.04

- *H*<sup>*T*</sup> 復現期 T 之示性波高
- ρ<sub>s</sub> 混凝土質量密度
- $\rho_w$  水之質量密度
- $\Delta \qquad \begin{pmatrix} \rho_s \\ \rho_w \end{pmatrix} 1$
- D<sub>n</sub> 相當正方體長度,即與雙T型塊同體積之正方體長度
- N<sub>ad</sub> 在一寬 D<sub>n</sub> 長條型塊取代之數量
- 表 VI-6-12 圓型堤頭中空正方塊穩定破壞局部安全係數,坡度 1:1.5 和 1: 2, Berenguer 和 Baonza(1995),無模型試驗之設計。

設計式

$$G = \frac{1}{\gamma_{z}} (1.8 + 6.6 \hat{D}^{0.33} \hat{\varsigma}_{p}^{-0.1}) \hat{\Delta} \hat{D}_{n} - \gamma_{H} \hat{H}_{s}^{T} \cdots (-6-51)$$

式中

$\hat{\varsigma}_p = (\hat{\cot} \alpha)^{-1} (\hat{s}_{op})^{-0.5}$					
	$\sigma_{F_{Hs}}=0.05$		$\sigma_{F_{Hs}}$	=0.2	
$p_{f}$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$	
0.01	1.8	1.00	1.9	1.06	
0.05	1.5	1.00	1.5	1.10	
0.10	1.3	1.06	1.4	1.06	
0.20	1.2	1.02	1.3	1.00	
0.40	1.0	1.08	1.1	1.00	

*H*<sup>*T*</sup> 復現期 T 之示性波高

# $\rho_s$ 混凝土質量密度

 $\rho_w$  水之質量密度

 $\Delta (\rho_s/\rho_w) - l$ 

- D, 相當立方體長度,即與雙T型塊同體積之正方體長度
- *D* 替代型塊相對數量
- Sop 波浪尖銳度, H<sub>s</sub>/Lop
- Lop 相當於主週期之深海波長

表 VI-6-13 堤址穩定破壞之局部安全係數,平行管型混凝土塊及塊石, Burcharth 公式,無模型試驗之設計。

設計式(參見表 VI-5-47)

	$\sigma_{F_{Hs}}=0.05$		$\sigma_{F_{Hs}}$	=0.2
$p_f$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$
0.01	1.6	1.06	1.8	1.06
0.05	1.3	1.10	1.5	1.06
0.10	1.3	1.02	1.4	1.04
0.20	1.1	1.10	1.2	1.08
0.40	1.0	1.08	1.0	1.10

表 VI-6-14 堤身雙 T 型塊斷裂之局部安全係數, Burcharth 公式, 無模型 試驗之設計。

設計式(參見表 VI-5-40)

$$G = \frac{1}{\gamma_z} B - Co \ \hat{M}^{C_1} \hat{f}_T^{C_2} (\gamma_H \hat{H}_S^T)^{C_3} \dots (-6-53)$$

	$\sigma_{F_{Hs}}=0.05$		$\sigma_{F_{Hs}}$	=0.2
$p_f$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$
0.01	1.9	1.00	2.1	1.00
0.05	1.5	1.04	1.6	1.10
0.10	1.4	1.00	1.5	1.00
0.20	1.2	1.10	1.3	1.00
0.40	1.1	1.00	1.1	1.02

表 VI-6-15 圓型堤頭雙 T 型塊斷裂局部安全係數, Burcharth 公式, 無模型試驗之設計。

設計式(參見表 VI-5-40)

$$G = \frac{1}{\gamma_Z} B - 0.025 \ \hat{M}^{-0.65} \ \hat{f}_T^{-0.66} (\gamma_H \hat{H}_S^T)^{2.42} \dots (-6-54)$$

	$\sigma_{F_{Hs}}=0.05$		$\sigma_{\scriptscriptstyle F_{Hs}}$ :	=0.2
$p_f$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$
0.01	1.8	1.02	2.0	1.00
0.05	1.4	1.10	1.6	1.00
0.10	1.3	1.06	1.4	1.08
0.20	1.2	1.02	1.3	1.00
0.40	1.1	1.00	1.1	1.00

表 VI-6-16 堤身菱型塊斷裂局部安全係數, Burcharth 公式, 無模型試驗 之設計。

設計式(參見表 VI-5-40)

$$G = \frac{1}{\gamma_Z} B - 3.39(10)^{-3} \hat{M}^{-0.79} \hat{f}_T^{-2.73} (\gamma_H \hat{H}_S^T)^{3.84} \dots (-6-55)$$

	$\sigma_{F_{Hs}}=0.05$		$\sigma_{F_{Hs}}$	=0.2
$p_f$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_Z$
0.01	1.9	1.10	2.1	1.06
0.05	1.6	1.00	1.7	1.00
0.10	1.4	1.04	1.5	1.04
0.20	1.2	1.10	1.3	1.06
0.40	1.1	1.00	1.1	1.04

表 VI-6-17 塊石斜坡面越波之局部安全係數, De Waal 和 van der Meer(1992), 無模型試驗之設計。

設計式

	$\sigma_{F_{Hs}}=0.05$		$\sigma_{F_{Hs}}$	=0.2
$p_f$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_Z$
0.01	1.7	1.04	2.0	1.00
0.05	1.4	1.06	1.6	1.02
0.10	1.3	1.04	1.4	1.06
0.20	1.2	1.02	1.3	1.00
0.40	1.0	1.08	1.1	1.00

若  $\zeta$  m=(cot  $\alpha$ )<sup>-1</sup>(Som)<sup>-0.5</sup>>1.5 :  $R_u/H_s = (\zeta m)^C$ 

	$\sigma_{F_{Hs}}=0.05$		$\sigma_{\scriptscriptstyle F_{Hs}}$ :	=0.2
$p_f$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$
0.01	1.5	1.08	1.8	1.02
0.05	1.3	1.06	1.4	1.10
0.10	1.2	1.06	1.3	1.08
0.20	1.1	1.08	1.2	1.06
0.40	1.0	1.06	1.0	1.10

若為透水結構物, p > 0.4, 則 $R_u$ 之上限由 $R_u/H_s = d$ 給定。

- *α* 斜角
- Som 波浪尖銳度, H<sub>s</sub>/Lom
- Lom 平均波浪週期相當之深海波長
- *R<sub>u</sub>* 溯升
- *H*<sup>*T*</sup><sub>*S*</sub> 復現期 T 之示性波高
- *p* 孔隙率,參見圖 VI-5-11

係數 a, b, c和 d之值

超過機率(%)	а	b	С	d	
0.1	1.12	1.34	0.55	2.58	
2	0.96	1.17	0.46	1.97	
顯著	0.72	0.88	0.41	1.35	

表 VI-6-18 溯升之局部安全係數,中空方塊,坡度1:1.5 和 1.2, Berenguer 和 Baonga(1995), 無模型試驗之設計。

設計式

$$G = \frac{1}{\gamma_{Z}} \hat{R}_{u} - \gamma_{H} \hat{H}_{S}^{T} \left( 0.78 + 0.17 \hat{\varsigma}_{p} \right) \dots (-6-58)$$

式中

 $\hat{\varsigma}_P = (\cot \alpha)^{-1} (\hat{S}op)^{-0.5}$ 

	$\sigma_{F_{Hs}}=0.05$		$\sigma_{\scriptscriptstyle F_{\scriptscriptstyle Hs}}$	=0.2
$p_f$	$\gamma_{H}$	$\gamma_{Z}$	$\gamma_{H}$	$\gamma_{Z}$
0.01	1.8	1.02	2.0	1.04
0.05	1.4	1.10	1.7	1.00
0.10	1.3	1.08	1.5	1.02
0.20	1.2	1.06	1.3	1.02
0.40	1.0	1.10	1.1	1.02

α 斜坡角度

Sop 波浪尖銳度, H<sub>s</sub>/Lop

Lop 相當於最大波浪週期之深海波長

*R<sub>u</sub>* 溯升

*H*<sup>*T*</sup><sub>*S*</sub> 復現期 T 之示性波高

表 VI-6-19 溯升之局部安全係數,雙T型塊,坡度1:1.5, Burcharth 和 Liu(1995b), 無模型試驗之設計。

設計式

 $G = \frac{1}{\gamma_{Z}} \hat{R}_{u} - \gamma_{H} \hat{H}_{S}^{T} (0.75 + 0.11 \hat{\zeta}_{p}) \dots (-6-59)$  $\vec{\mathbf{T}} \mathbf{P}$ 

 $\hat{\zeta}_{P} = (\cot \alpha)^{-1} (\hat{S}_{OP})^{-0.5}$ 

	$\sigma_{F_{Hs}}=0.05$		$\sigma_{F_{Hs}}=0.2$	
$p_f$	$\gamma_H$ $\gamma_Z$		${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$
0.01	1.5	1.10	1.8	1.04
0.05	1.4	1.00	1.5	1.04
0.10	1.3	1.00	1.4	1.02
0.20	1.2	1.00	1.2	1.06
0.40	1.0	1.08	1.0	1.10

α 斜坡角度

Sop 波浪尖銳度, H<sub>s</sub>/Lop

Lop 相當於最大波浪週期之深海波長

Ru 溯升

*H*<sup>*T*</sup> 復現期 T 之示性波高

表 VI-6-20 定流在錐體圓型堤頭砂床之沖刷深度局部安全係數, Fredsoe 和 Sumer(1997), 無模型試驗之設計。

設計式參見式 VI-5-262

$$G = \frac{1}{\gamma_z} \frac{\hat{S}}{\hat{B}} - 0.04 \left( 1 - \frac{1}{\exp\left[4\left(\hat{K}C - 0.05\right)\right]} \right) \dots (-6-60)$$

式中

$$KC = \frac{U_m T_p}{R}$$

在計算 $U_m$ (無結構物時水分子在底床最大速度)使用波高 $\gamma_H \hat{H}_s^T$ 

	$\sigma_{F_{Hs}}=0.05$		$\sigma_{F_{Hs}} = 0.2$	
$p_f$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_Z$
0.01	1.7	1.10	1.9	1.10
0.05	1.4	1.10	1.6	1.08
0.10	1.3	1.10	1.4	1.10
0.20	1.2	1.06	1.2	1.10
0.40	1.0	1.10	1.1	1.02

表 VI-6-21

在碎波條件下, 錐圓體圓型堤頭砂床沖刷深度之局部安全係數, Fredsoe 和 Sumer(1997), 無模型試驗之設計

設計式,參見式 VI-5-264

$$G = \frac{1}{\gamma_z} \hat{S} - 0.01 \left( \frac{\hat{T}_p \sqrt{g \gamma_H \hat{H}_S^T}}{\hat{h}} \right)^{1.5} \dots (-6-61)$$

	$\sigma_{F_{Hs}}=0.05$		$\sigma_{F_{Hs}}=0.2$		
$p_f$	$\gamma_H$ $\gamma_Z$		${\gamma}_{H}$	$\gamma_{Z}$	
0.01	1.6	1.08	1.8	1.10	
0.05	1.4	1.02	1.5	1.10	
0.10	1.3	1.02	1.4	1.06	
0.20	1.2	1.00	1.3	1.00	
0.40	1.1	1.00	1.1	1.00	

# 表 VI-6-22 直立沈箱堤基礎破壞局部安全係數 - 砂質底床

設計式

### 深水、無模型試驗之設計, γz 可 用於斜坡堤及砂質底床

	$\sigma_{F_{Hs}} = 0.05$		$\sigma_{F_{Hs}}=0.2$	
$p_f$	$\gamma_H$	$\gamma_Z$	$\gamma_H$	$\gamma_Z$
0.01	1.4	1.3	1.4	1.3
0.05	1.3	1.2	1.3	1.2
0.10	1.2	1.2	1.2	1.2
0.20	1.1	1.1	1.1	1.2
0.40	1.1	1.0	1.1	1.0

# 淺水、無模型試驗之設計, $\gamma_z$ 可 用於斜坡堤及砂質底床

	$\sigma_{F_{Hs}} = 0.05$		$\sigma_{F_{Hs}}=0.2$	
$p_{f}$	$\gamma_H \gamma_Z$		$\gamma_H \qquad \gamma_Z$	
0.01	1.3	1.4	1.3	1.4
0.05	1.2	1.3	1.3	1.3
0.10	1.2	1.2	1.2	1.2
0.20	1.1	1.1	1.1	1.2
0.40	1.1	1.0	1.1	1.0

*H*<sup>*T*</sup><sub>*s*</sub> 復現期 T 之示性波高

#### *B* 沈箱寬度

Û<sub>Hor.Force</sub> 0.90 偏離係數,用於合田水平波力計算

5-52

海水、波力由模型試驗決定, γz 可 用於斜坡堤及砂質底床。

	$\sigma_{F_{Hs}} = 0.05$		$\sigma_{F_{Hs}}=0.2$	
$p_f$	$\gamma_H \gamma_Z$		$\gamma_{H}$	$\gamma_Z$
0.01	1.3	1.2	1.4	1.2
0.05	1.3	1.1	1.4	1.1
0.10	1.2	1.1	1.3	1.1
0.20	1.1	1.1	1.1	1.1
0.40	1.1	1.0	1.1	1.0

淺水、波力由模型試驗決定, $\gamma_z$ 可 用於斜坡堤及砂質底床

	$\sigma_{F_{Hs}} = 0.05$		$\sigma_{F_{Hs}}=0.2$		
$p_{f}$	$\gamma_H \qquad \gamma_Z$		$\gamma_H$	$\gamma_Z$	
0.01	1.3	1.2	1.4	1.2	
0.05	1.3	1.1	1.4	1.1	
0.10	1.2	1.1	1.3	1.1	
0.20	1.1	1.1	1.1	1.1	
0.40	1.1	1.0	1.1	1.0	

Û<sub>Ver.Force</sub> 0.77 偏離係數用於合田垂直波力計算

Û<sub>Hor Momenet</sub> 水平波力對直立堤港側堤跟力矩計算採用之偏離係數

Û<sub>Ver.Moment</sub> 垂直波力對直立堤港側堤跟力矩計算採用之偏離係數

- $\varphi_d = \frac{\sin \varphi' \cos \psi}{1 \sin \varphi' \sin \psi}$
- $\varphi'$ 有效摩擦角(砂或塊石)
- $\varphi'$ 有效摩擦角(砂或塊石
- ψ 膨賬角(砂或塊石)
- $\rho_c$ 沈箱之質量密度

# 表 VI-6-23 直立沈箱堤基礎破壞之局部安全係數 - 粘土底質

設計式

$$G = G(_{\gamma_{H}} \hat{H}_{S}^{T}, \rho_{c}, \hat{U}_{Hor.Force}, \hat{U}_{Ver.Force}, \hat{U}_{Hor.Morment}, \zeta, \frac{1}{\gamma_{Z}} t \hat{a} n \varphi d_{1}, \frac{1}{\gamma_{C}} \hat{c}_{u}, B) \dots (-6-63)$$

#### 深水、無模型試驗之設計, z可用 於斜坡堤, c用於粘土底質

	$\sigma_{F_{Hs}} = 0.05$			σ	$F_{Hs} = 0$	.2
$p_f$	$\gamma_{H}$	$\gamma_Z$	$\gamma_C$	$\gamma_{H}$	$\gamma_Z$	$\gamma_C$
0.01	1.3	1.5	1.6	1.4	1.5	1.6
0.05	1.2	1.4	1.5	1.3	1.4	1.5
0.10	1.1	1.3	1.5	1.2	1.3	1.5
0.20	1.0	1.3	1.4	1.0	1.3	1.5
0.40	1.0	1.1	1.1	1.0	1.1	1.2

淺水、無模型試驗之設計,*γz* 可用 於斜坡堤,*γc* 用於粘土底質

深水、波力以模型試驗決定, z用於 斜坡堤, c用於粘土底質

	$\sigma_{F_{Hs}} = 0.05$			$\sigma_{F_{Hs}}=0.2$		
$p_f$	$\gamma_{H}$	$\gamma_Z$	$\gamma_C$	$\gamma_H$	$\gamma_Z$	$\gamma_C$
0.01	1.2	1.5	1.6	1.3	1.5	1.6
0.05	1.1	1.3	1.5	1.2	1.3	1.5
0.10	1.0	1.3	1.5	1.1	1.3	1.4
0.20	1.0	1.2	1.3	1.0	1.3	1.3
0.40	1.0	1.1	1.1	1.0	1.1	1.1

淺水、波力以模型試驗決定,γz用於 斜坡堤,γc用於粘土底質
	$\sigma_{F_{Hs}} = 0.05$			σ	$F_{Hs} = 0$	.2
$p_f$	$\gamma_H$	$\gamma_Z$	$\gamma_C$	$\gamma_H$	$\gamma_Z$	$\gamma_C$
0.01	1.2	1.5	1.6	1.3	1.5	1.6
0.05	1.1	1.4	1.5	1.2	1.4	1.5
0.10	1.1	1.3	1.3	1.2	1.3	1.3
0.20	1.0	1.3	1.3	1.1	1.2	1.3
0.40	1.0	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1

	$\sigma_{F_{Hs}} = 0.05$			σ	$F_{F_{Hs}} = 0$	.2
$p_f$	$\gamma_H$	$\gamma_Z$	$\gamma_C$	$\gamma_H$	$\gamma_Z$	$\gamma_C$
0.01	1.2	1.3	1.4	1.3	1.3	1.4
0.05	1.1	1.2	1.4	1.2	1.2	1.4
0.10	1.1	1.2	1.3	1.1	1.2	1.3
0.20	1.0	1.1	1.3	1.1	1.1	1.2
0.40	1.0	1.0	1.0	1.1	1.0	1.0

- *H*<sup>*T*</sup> 復現期 T 之示性波高
- *B* 沈箱寬度
- Û<sub>Hor.Force</sub> 0.90 偏離係數,用於合田水平波力
- Û<sub>Ver.Force</sub> 0.77 偏離係數用於合田垂直波力
- Û<sub>Hor.Momenet</sub> 水平波力引起對直立堤港側堤跟力矩之偏離係數
- Û<sub>Ver.Moment</sub> 垂直波力引起對直立堤港側堤跟力矩之偏離係數

$$\varphi_d = \frac{\sin \varphi' \cos \psi}{1 - \sin \varphi' \sin \psi}$$

- $\varphi'$ 有效摩擦角(砂或塊石)
- *ψ* 膨賬角(砂或塊石)
- $\rho_c$ 沈箱質量密度
- *C*<sub>u</sub> 粘土不排水剪力強度

### 表 VI-6-24 直立沈箱堤滑動破壞局部安全係數

設計式

$$G = G\left(_{\gamma_{H}} \hat{H}_{S}^{T}, \hat{\rho}_{C}, \hat{U}_{Hor.Force}, \hat{U}_{Ver.Force}, \hat{\varsigma}, \frac{1}{\gamma_{Z}} \hat{f}, B\right)$$
  
=  $(\hat{F}_{G} - \hat{U}_{Ver.Force} \hat{F}_{U}) \frac{1}{\gamma_{Z}} \hat{f} - \hat{U}_{Hor.Force} \hat{F}_{H}$  .....(-6-64)

# 計算 $\hat{F}_U$ 和 $\hat{F}_U$ 時使用波高 $_{\gamma H}\hat{H}_s^T$

### 深水,無模型試驗之設計

	$\sigma_{F_{Hs}}=0.05$		$\sigma_{\scriptscriptstyle F_{Hs}}$	=0.2
$p_f$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_Z$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_Z$
0.01	1.4	1.7	1.5	1.7
0.05	1.3	1.4	1.4	1.4
0.10	1.3	1.2	1.4	1.3
0.20	1.2	1.2	1.3	1.2
0.40	1.1	1.0	1.1	1.1

### 淺水,無模型試驗之設計

	$\sigma_{F_{Hs}}=0.05$		$\sigma_{\scriptscriptstyle F_{Hs}}$ :	=0.2
$p_f$	$\gamma_H$	$\gamma_Z$	$\gamma_H$	$\gamma_Z$
0.01	1.3	1.9	1.4	1.9
0.05	1.2	1.6	1.3	1.6
0.10	1.2	1.4	1.3	1.4
0.20	1.1	1.3	1.2	1.3
0.40	1.0	1.2	1.0	1.2

## *H*<sup>*T*</sup><sub>*s*</sub> 復現期 T 之示性波高

### *B* 沈箱寬度

Û<sub>Hor.Force</sub> 0.90 偏離係數,用於合田水平波力

深水,波力由模型試驗決定

	$\sigma_{F_{Hs}}=0.05$		$\sigma_{F_{Hs}}$	=0.2
$p_f$	$\gamma_H$	$\gamma_Z$	$\gamma_H$	$\gamma_Z$
0.01	1.3	1.5	1.4	1.5
0.05	1.2	1.4	1.3	1.4
0.10	1.2	1.2	1.3	1.2
0.20	1.1	1.2	1.2	1.2
0.40	1.0	1.2	1.1	1.0

### 淺水,波力由模型試驗決定

	$\sigma_{F_{Hs}}=0.05$		$\sigma_{\scriptscriptstyle F_{\!\scriptscriptstyle H\!s}}$ :	=0.2
$p_f$	$\gamma_H$	$\gamma_Z$	$\gamma_{H}$	$\gamma_Z$
0.01	1.2	1.6	1.3	1.6
0.05	1.1	1.5	1.2	1.5
0.10	1.1	1.3	1.2	1.3
0.20	1.1	1.2	1.1	1.2
0.40	1.0	1.1	1.0	1.1

*Û<sub>Ver.Force</sub>* 0.77 偏離係數用於合田垂直波力

Û<sub>Hor.Momenet</sub> 水平波力引起對直立堤港側堤跟力矩之偏離係數

Û<sub>Ver.Moment</sub> 垂直波力引起對直立堤港側堤跟力矩之偏離係數

- $\rho_c$ 沈箱質量密度
- *F<sub>g</sub>* 沈箱浮力
- F<sub>H</sub> 以合田公式計算之水平波力
- 以合田公式計算之波浪上揚力  $F_{U}$
- f 摩擦係數

### 表 VI-6-25 直立沈箱堤傾覆破壞局部安全係數

設計式

$$G = G(_{\gamma_H} \hat{H}_S^T, \hat{\rho}_C, \hat{U}_{Hor.Moment}, \hat{U}_{Ver.Moment}, \hat{\varsigma}, B)$$
  
=  $(\hat{M}_G - \hat{U}_{Ver.Moment} M_U) - \hat{U}_{Hor.Moment} M_H$  -6-65)

無模型試驗之設計

	$\sigma_{F_{Hs}} = 0.05$	$\sigma_{F_{Hs}} = 0.2$
$p_f$	${\gamma}_{H}$	${\gamma}_{H}$
0.01	-	-
0.05	2.7	-
0.10	2.0	2.5
0.20	1.6	1.7
0.40	1.2	1.2

波力由模型試驗決定

	$\sigma_{F_{Hs}} = 0.05$	$\sigma_{F_{Hs}}=0.2$
$p_f$	${\gamma}_{H}$	${\gamma}_{H}$
0.01	2.1	2.3
0.05	1.7	1.9
0.10	1.4	1.6
0.20	1.3	1.4
0.40	1.1	1.2

*H*<sup>*T*</sup> 復現期 T 之示性波高

### *B* 沈箱寬度

- Û<sub>Hor.Force</sub> 0.90 偏離係數,用於合田水平波力
- Û<sub>Ver.Force</sub> 0.77 偏離係數用於合田垂直波力
- Û<sub>Har Moment</sub> 水平波力引起對直立堤港側堤跟力矩之偏離係數
- Û<sub>Ver.Moment</sub> 垂直波力引起對直立堤港側堤跟力矩之偏離係數

# $\rho_c$ 沈箱質量密度

- $M_G$   $F_G$  對沈箱趾之力矩
- $M_H$   $F_H$  對沈箱趾之力矩
- $M_{U}$   $F_{U}$  對沈箱趾之力矩
- *F<sub>G</sub>* 沈箱浮力
- *F<sub>H</sub>* 以合田公式計算之水平波力
- *F*<sub>u</sub> 以合田公式計算之波浪上揚力

表 VI-6-26 在圓型堤頭沖刷之局部安全係數, Sumer 和 Fredsoe(1997), 無 模型試驗之設計。

設計式,參見式 VI-5-257

$$G = \frac{1}{\gamma_Z} \frac{\hat{S}}{\hat{B}} - 0.5 \Big[ 1 - \exp(-0.175 \Big[ \hat{K}C - 1 \Big]) \Big] \dots (-6-66)$$

式中

 $KC = \frac{U_m T_p}{B}$ 

計算 $U_m$ (無結構物時水分子在海底床最大速度)時使用波高 $\gamma H H_s^T$ 

深水						
	$\sigma_{F_{Hs}}$ =	=0.05	$\sigma_{\scriptscriptstyle F_{\scriptscriptstyle H\!s}}$	=0.2		
$p_f$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_Z$	$\gamma_H$	$\gamma_Z$		
0.01	2.0	2.4	2.0	2.4		
0.05	2.0	2.0	2.0	2.0		
0.10	2.0	1.8	2.0	1.8		
0.20	2.0	1.5	2.0	1.5		
0.40	2.0	1.2	2.0	1.2		

淺水

	$\sigma_{F_{Hs}}=0.05$		$\sigma_{F_{Hs}}$	=0.2
$p_f$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_Z$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_Z$
0.01	2.0	2.4	2.0	2.4
0.05	2.0	2.0	2.0	2.0
0.10	2.0	1.8	2.0	1.8
0.20	2.0	1.5	2.0	1.5
0.40	2.0	1.2	2.0	1.2

# 表 VI-6-27 在直立沈箱堤前護趾塊石面層破壞局部安全係數,無模型試驗 之設計。

$$G = \frac{1}{\gamma_{Z}} \hat{\Delta} \hat{D} (5.8 \frac{\hat{h}_{b}}{\hat{h}_{s}} - 0.60) (N_{0d})^{0.19} - {}_{\gamma_{H}} H_{s}^{T} \dots (-6-67)$$

深水

	$\sigma_{F_{Hs}}$ =	=0.05	$\sigma_{F_{Hs}}$	=0.2
$p_f$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_Z$	${\gamma}_{H}$	$\gamma_Z$
0.01	1.6	1.3	1.7	1.3
0.05	1.4	1.2	1.5	1.2
0.10	1.3	1.2	1.4	1.2
0.20	1.2	1.1	1.3	1.1
0.40	1.1	1.0	1.2	1.0

淺水

	$\sigma_{F_{Hs}}$ =	=0.05	$\sigma_{\scriptscriptstyle F_{\!_{H\!s}}}$	=0.2
$p_f$	$\gamma_H$	$\gamma_Z$	$\gamma_H$	$\gamma_Z$
0.01	1.5	1.5	1.6	1.5
0.05	1.3	1.3	1.4	1.3
0.10	1.2	1.2	1.3	1.2
0.20	1.1	1.2	1.2	1.2
0.40	1.1	1.0	1.2	1.0

## 【備註A】

### 5.4.1 作用於圓柱體元件之波力

波力作用在圓柱體元件之計算方式,可以拖曳力之總合表示,其 正比於波浪水粒子速度之平方值及慣性作用力,而慣性力亦正比於水 粒子加速度。

[備註]

像柱、樁等結構構件,相對於波長來說擁有小直徑且幾乎不擾亂 波浪的傳遞。波力作用在這些元件可使用 Morison 方程式求得,其中 波力被表示為拖曳力之總合,其與波浪水粒子速度之平方值及慣性作 用力成正比,而慣性力亦正比於水粒子加速度。但是需注意在 Morison 方程式裡,波浪的水粒子速度和加速度,甚至於波浪表面高度的準確 推估是必要的。透過模型實驗或現場測量結果適當的估計拖曳力系數 和慣性系數也是必要的。且應該更進一步注意到波前的衝擊假設元件 位處於接近靜水位或受碎波衝擊將產生一衝擊波力,以及一揚升力, 且取決于元件的形狀和位置。

[技術說明]

(1) Morison's 方程式

波力作用於一結構構件可以下列方程式計算:

$$\vec{f}_n = \frac{1}{2} C_D \rho_0 \left| \vec{u}_n \right| \vec{u}_n D\Delta S + C_M \rho_0 \vec{\alpha}_n A\Delta S \qquad (5.4.1)$$

式中

 $f_n$ :沿著軸向元件作用在一小長度 $\Delta S(m)$ 的力量,其中力的方向 位於元件軸之平面和水粒子的運動方向並垂直於元件軸(kN)。

 $\vec{u}_n, \vec{\alpha}_n$ :組成部分的水粒子速度(m/s)和加速度(m/s<sup>2</sup>),在方向上是

正交於元件軸並沿著包含元件軸及水粒子運動方向之平面(即 與<sup>*f*</sup>,同方向)(對入射波來說即為不被元件的出現所擾動)。

 $|\vec{u}_n|$ :  $\vec{u}_n$ 的絕對值(m/s)

 $C_{D}$ :拖曳力係數

*C*<sup>ℳ</sup>:慣性係數

D:垂直於元件軸方向的元件寬度(m),就像從 $\vec{f}_n$ 的方向觀看。

A:沿著與元件軸垂直的平的橫截面積面(m<sup>2</sup>)

 $\rho_0$ :海水密度(通常為1.03 t/m<sup>3</sup>)

方程式(5.4.1)是Morison et al。所提出的方程式的一般化形式,其 波力作用在所給予的元件方向之非常小長度ΔS的斷面。符號上方 之箭號表示力,速度和加速度的方向,是與元件垂直的組成分量方 向。在右邊邊上的第一個項代表拖曳力力量,而第2項則表示慣 性力。在方程式裡的水粒子速度和加速度組成部分兩個是隨時間 和空間而變化。必須十分注意這些變化,並且調查對所注意的元 件或結構的所受波力的擾動。

(2)水粒子速度和加速度分量

在方程式(5.4.1)中水粒子速度<sup>*ā*</sup>,和加速度<sup>*ā*</sup>,的分量是代表元件中 心部份的水粒子運動。垂直元件軸方向的這些分量,並且假設因 為結構的存在而被擾亂。當計算波力時,必須以實驗值或理論的 預測去準確的預測這些分量,尤其水粒子速度組成分量有其2 值,當波高增大時,代表使用微小幅度波動理論變得不足產生可 靠結果,而且當分量高於水準面時,必須考慮波力作用的範圍, 亦即波峰的升高。當使用理論值估計這些條件時,使用設計波有 限振幅波理論的特性是可行的,即根據本基準第4.1.3之說明。注 意必須考慮所有關於不規則波波力計算時在波高及週期的使 用,研讀問題中影響結構安全因子的波浪特性。一般來說作用於 剛性結構體的最高波高及有義波週期應該被分析。

(3)拖曳力係數

一般來說,在穩定流體的拖曳力係數可當成波力作用時之拖曳 力係數<sup>C<sub>p</sub></sup>。然而拖曳力係數隨隨元件的形狀,表面粗糙度,雷 諾數<sup>R<sub>e</sub></sup>,以及與相鄰元件間的間隔距離而變化。它也隨 Keulegan-Carpenter數而變化(<sup>KC</sup>數)因為流動屬自然振蕩的一 種。當確定拖曳力係數的值時,考慮這些條件是必要的。對一 圓形之圓柱體元件來說,如果波浪的有限幅度特性完全估計 時,得設定<sup>C<sub>p</sub>=1.0</sup>為標準。對一個無人操作的結構來說,如果 與符合那些條件的模型實驗結果值吻合,更低的值可能被使 用。不過,即使在這種情況裡,<sup>C<sub>p</sub></sup>不應該低于0.7。此外需注意 到當透過一個近似方程式估計水粒子速度時,在水粒子速度裡 用以估計錯誤的拖曳力係數值的調整是必要的。

(4)慣性係數

透過微小幅幅波理論的計算值可用於慣性係數 $C_M$ 。然而,慣性 係數隨元件的形狀和其他因素(例如雷諾數,KC數目,表面粗糙 度和相鄰元件間的間隔距離)而變化。在所給予的條件中確定慣 性係數值近似一致是必要的。對一圓形的圓柱體元件,如果元件 的直徑不超過波長的1/10, $C_M$ =2.0可以當作標準值。

(5) 揚升力

除方程式(5.4.1)之外的拖曳力和慣性力, 揚升力作用在水下的元 件在垂直平面方向其包含元件軸和水粒子運動方向。通常可接受 忽略這種揚升力, 但需注意事實上揚升力可能對置放於接近海底 的水平元件造成問題。而且對於長形和細長元件來說, 注意揚升 力所引起的振動是必要的。

(6)拖曳力係數的標準值

當水粒子速度能被準確計算時,穩定流體中的拖曳力係數詳列 於,第7.2-潛沒於水中的元件或結構之流體作用力如表7.2.1裡列 舉的。

(7)慣性係數的標準值

當問題中所指的物體直徑不大於波長的1/10,則可使用表5.4.1所 列的慣性係數標準值<sup>*C<sub>M</sub>*。然而,當透過一個近似方程式估計水 粒子加速度,必需去調整<sup>*C<sub>M</sub>*</sup>值以修正在估計水粒子加速度時之 誤差。這裡表示的慣性係數值大部分為Stelson和Mavis的主要研 究。根據Hamada等人的實驗,一立方體的慣性係數在波浪作用下 其值在1.4到2.3的範圍內。</sup>

表 5.4.1 慣性係數

物體形狀	基準體積	См
	$\frac{\pi}{4}D^2\ell$	2.0( $\ell > D$ )
正方柱 →	$D^2\ell$	2.19 <i>(l</i> >D)
立方體	D 3	1.67
\$ →OI₀	$\frac{\pi D^3}{6}$	1.5
平板	$\frac{\pi}{4}D^2\ell$	$\begin{array}{rcl} D/\ell=&1 & \longrightarrow & 0.61 \\ D/\ell=&2 & \longrightarrow & 0.85 \\ D/\ell=&\infty & \longrightarrow & 1.0 \end{array}$

(8)圓柱體的拖曳力係數和慣性係數實驗值

垂直圓柱體的阻力係數和慣性係數曾有很多人進行實驗;例如, Keulegan 和Carpenter, Sarpkaya, Goda, Yamaguchi, Nakamura, Chakrabarti,以及Koderayama 和Tashiro等人。在這些值之間有 很多變化。不過,在高雷諾數的區域則沒有足夠的數據,這是在 實際設計過程中之經驗 Oda已經提交有關這些摘要的可能研究。

# 【備註B】

### 7.2 海流作用於潛沒式元件及結構物

下列標準為計算因海流作用元件及結構物潛沒於水中或接近液體表 面時拖曳力與揚升力的方式:

(1)拖曳力

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho_0 A U^2$$

上式中

F<sub>D</sub>:沿海流方向之拖曳力(KN)

- $C_p$ :拖曳力係數
- $\rho_0$ :水的密度(t/m<sup>3</sup>)
- A :沿海流方向之物體投影面積(m<sup>2</sup>)
- *U*:流體速度(m/s)

(2) 揚升力

$$F_L = \frac{1}{2} C_L \rho_0 A_L U^2$$

上式中

 $F_L$ :作用在物體與海流垂直的方向揚升力(KN)

<sup>C<sub>L</sub></sup>:揚升力係數

 $A_L$ :垂直流方向之物體投影面積(m2)

[備註]

流體的作用力在一堆支撐架構之元件中,如碼頭、管線或一座抛石堤 的消波塊,是與流速的平方成正比,其可分成沿流體方向之拖曳力與垂直 流體方向之揚升力。同時需注意在水中一個薄型,管狀的物體可能受到引 起的渦流所產生的振動影響。

[技術說明]

(1)拖曳力係數

一潛沒物體之拖曳力起因於流體於物體表面摩擦力之總和所造成, 而揚升力則是因為物體之壓力差所造成。拖曳力係數係根據物體形 狀,粗糙度,流體方向以及雷諾數的變化等,因此選擇問題條件中 適當的值是必要的。

當雷諾數大於10<sup>3</sup>,將可採用列於表7.2.1的值。需注意對於一個光滑 的圓柱體或圓球表面來說,當雷諾數是在10<sup>5</sup>左右時,此拖曳力係數 值將突然下降。但是,對於一個擁有粗糙表面的一個圓球或圓柱來 說,在拖曳力係數方面的下降則不太大,並且拖曳力係數慢慢穩定 於一個與粗糙度有關的常數值。

一個角柱體或者L型的元件斜浸於海流方向時的拖曳力係數值,請 參考文獻。立方體的拖曳力係數值已經被Hamada, Mitsuyasu和Hase 進行的波力量實驗獲得。

表7.2.1 拖曳力係數

Shape	Projected area	Drag coefficient
Circular cylinder $\longrightarrow$ $\downarrow D$ $\downarrow \ell$ (rough surface) $\rightarrow$ $\downarrow D$ $\downarrow \ell$	Dℓ	$1.0(\ell > D)$
Rectangular $$ $prism$	₿ ℓ	$2.0 (\ell > B)$
Circular disc $\blacksquare \bigcirc \boxed{p}$	$\frac{\pi}{4}D^2$	1.2
Flat plate	a b	$a/b=1 \rightarrow 1.12$ $a/b=2 \rightarrow 1.15$ $a/b=4 \rightarrow 1.19$ $a/b=10 \rightarrow 1.29$ $a/b=18 \rightarrow 1.40$ $a/b=\infty \rightarrow 2.01$
Sphere = D	$\frac{\pi}{4}D^2$	0.5~0.2
Cube $\longrightarrow$	D 2	1.3~1.6

(2) 揚升力係數

與拖曳力係數一樣,揚升力係數隨物體形狀、水流方向以及雷諾數 值變化。 不過,揚升力係數尚未被完全理解(見第5.4.1節作用於潛 沒式元件之波力)

(3)作用於潛沒式防波堤之海流作用力

如Iwasaki等人已經測量出作用於海嘯保護防波堤的開口潛沒部之 冠牆作用力,其獲得拖曳力係數為0.94和揚升力係數為0.48。 Tanimoto等人亦利用相似測量方法,獲得拖曳力係數值介於1.0 1.5 和揚升力係數介於0.5 0.8。不過他們也指出,當流速在防波堤的開 口部時,水面梯度的存在將引起係數的值增加。





# 簡報大綱

# ● 期中報告審查意見及辦理情形

# 翻譯日本港灣設計基準與美國海岸工程 手冊

# ●碼頭構造物功能性設計法之研究

郭教授世榮	
第二部份碼頭設計基準翻修 , 請列 出與原有舊基準的差異性比較以利 讀者閱讀。	此差異性比較已於中興工程顧問股 份有限公司於92年提送之報告述明。
第二部份4-9頁4.3節波力及流力部 份,說明(1)提到可參照第二篇5.4.1 等內容是否指的為原基準內容。	文章中所指第二篇係指原日本基準 內容,並增加其內容譯文於備註。
第一部份3-18頁 如何計算請說明, 此頁的 $P_{ae}$ =312.03t/m與3-9頁的 $P_{ae}$ =119.15t/m並不相同。	簡便分析法與簡便動力分析法採用 之主動土壓並不相同,3-18頁之 P <sub>ae</sub> 為地震發生時,塊體因慣性力 作用向外滑動之驅動力,等於滑動 面之極限抗剪力之臨界滑動情況下 所得到的主動土壓。
第一部份3-16頁,繫船柱拉力在耐 震評估時應可忽略不計。	遵照辦理。
第一部份3.2節,請加入計算流程圖, 並請加入考慮超額孔隙水壓力計算。	將於期末報告加入計算流程圖。土 壤未液化時不需考量超額孔隙水壓 的影響,因此於期中報告中並未納 入計算。
第一部份3.2節,可否加入動力分析 的案例計算,若考量經費、時間等 因素,可否參考現有的案例,整理 後加入期末報告。	動力分析之案例計算並不在本計畫 預定之工作範圍內,並考量經費、 時間等因素,將不會針對動力分析 案例予以討論。

期中報告審查意見及辦理情形-

· 鐵科長英鳳	
計算案例中用低潮計算,其值未必是 最危險的,建議以高潮位來計算。	本計畫之分析案例乃給予一個功能性設計法運用 之流程概念,因此潮位的部份只採用其中一種情 況進行運算,實際上評估過程中,潮位之選取應 以對構造物最危險之情形予以估算,故低潮位、 高潮位皆有可能。
3-18頁 Pae =312.03t/m與3-16頁的Pae =106.54t/m不同,請檢核。	檢核無誤,簡便分析法與簡便動力分析法採用之 主動土壓並不相同,3-18頁之 <i>Pae</i> 為地震發生時, 塊體因慣性力作用向外滑動之驅動力,等於滑動 面之極限抗剪力之臨界滑動情況下所得到的主動 土壓。
2-23頁表2-15相關係數之意義為何,請 說明其意義及使用限制。	相關係數表示兩隨機變數間之直線關係程度,表 2-15之相關變位參數其相關係數並不高,表示其 可信度僅供參考,僅能作為一概略估算。
3-7頁 <sub>eq</sub> =31.3與3-6頁 <sub>eq</sub> =31.75不同, 請檢核。	已訂正。 <sub>eq</sub> =31.62。
第一部份案例以功能設計法來評估, 但要如何進行設計?建議以設計案例 來探討,並以目前新完成之結構來作 設計,並比對二者間之差異在哪裡。	目前功能性設計法其設計的部份國外也尚於研究 階段,且本計畫之研究目的主要為探討功能性設 計法之理念與架構,並以功能性設計法之角度討 論評估結果,因此功能性設計法設計的部份並不 會納入討論範圍。
翻譯部份所引用日本各項法規條例, 應如何轉成國內可用資料。	因日本各項法規條例並不一定適用於國內情形, 且本計畫主旨在於翻譯其增修內文,故此部份暫 不考慮。
翻譯部份2-30頁3.3節第(2)項開放儲存 場中所述2.2貨櫃分類,經查無此章節, 請檢核	修正為2.2船貨處理區域。

甘田	王研究員慶福	
約 中 報	為延續去年「功能性設計方法探討」之研究計 畫成果,本年度之計畫重點應著重在功能性設 計實例說明,所以建議能將案例各步驟詳細說 明清楚,以利未來工程界應用。	遵照辦理。
古審查音	以日本基準在功能性設計之規定,等級一地震 力作用下,所有結構物均不容許有任何的變位, 所以在等級一地震力作用下之結構設計流程內 只有安定性評估而沒有變位評估,建議報告之 案例說明可參考日本範例的模式。	重力式與板樁式碼頭改為在地震力等級 一時檢核構造物之穩定性,地震力等級 二時檢核構造物之變位量;棧橋式碼頭 則維持於地震力等級一與二時皆檢核其 變位。
<b>夏</b> 及	本報告案例之設計流程應予詳細說明,同時應 與去年之研究之研究結果相互配合,但若認為 去年之結果有改善空間,亦應提出充分說明, 應避免未經說明而採用與去年不同之說法。	遵照辦理。
辦 理 情	在日本規範的翻譯部份,請研究單位加強翻譯 文章的潤飾工作。另外,針對此部份請在前言 的部份說明此部份工作的主要目的為何,以釐 清研究目的。	遵照辦理。
彩 3	翻譯部份第三篇主要內容為日本基準有關遊艇 港之規劃設計相關規定,由於遊艇港之主管機 關為觀光局,且觀光局也已訂定了遊艇港之相 關設計基準,此部份翻譯的目的及未來之適用 性,請研究單位補充說明。	將於期末報告翻譯部份之前言內容補充 說明。

	朱科長金元	
切	第一章前言之寫法建議修改,宜納入研究內容、研究範圍、 研究限制、方法、研究目的、研究流程,另外,參考文獻 放在前言這一章似乎不太適當,也請一併修正。	遵照辦理。
에 비가 첫친 -	1-7頁之名詞如功能、功能性、功能表現、性能績效、功 能目標、功能性標準、性能、性能水準、性能目標、性能 表現、性能等級等容易使讀者混淆,請統一相關名詞,並 分別定義及說明各名詞彼此間的關係,如果可以請以圖或 表來輔助說明,才能讓讀者一目瞭然。	遵照辦理。
	建議增加文獻回顧一章。	遵照辦理。
	功能性設計法是否就是功能性耐震設計法?如果是,報告 名詞宜與計畫名稱一致,如果不是,請於研究範圍與限制 內說明。	統一以功能性設計法稱之。
	第二章一開始之敘述與第一章內容重複,宜修改。	遵照辦理。
えに	2-2頁功能性設計法包含設計、施工、維護、監測之完整 過程,2-3頁之流程圖是否有錯?因為就案例演算內容看來, 並未包含施工、維護、監測部分。	本計畫內容主要針對碼頭構造物之設 計過程加以整理討論,因此施工、維 護、監測之部分並未納入討論範圍。
が里書	2-6頁使用上的觀點及2-7頁的功能上的觀點,兩者差異為 何?為何使用上的觀點與碼頭形式有關?	使用上之觀點為震後暫時性使用之狀 況下其構造物相關變位限制,而功能 上之觀點乃對構造物之結構安全的相 關變位定義其限制範圍。
¥-4	2-8頁表2-4日本功能性等級定性表示以容許受損程度表示, 2-10頁表2-7PIANC功能性等級定性表示以損壞等級表示, 兩者規範的應為相同的容許受損程度,字義上日本規範的 表示方式較佳,請潤飾PIANC的表示方式或於報告中補充 說明。	遵照辦理。
	報告圖、表及方程式的編排有點亂 , 請統一。	遵照辦理。

期中報告審查意見及辦理情形-5

<u> </u> 潮研究員聖耀	
3.2節以擬靜力分析法探討重力式碼頭功能性設計 例,實例運算過程相當詳細,希望對板樁及棧橋式 碼頭亦有類似詳細之運算過程。	遵照辦理。
3-2頁之圖3-1台中港1-3號碼頭標準斷面圖可能為原 設計圖,應修改為完工後之竣工圖,相關竣工圖可 參考本中心之報告。	遵照辦理。
3-6頁自然坡度約為1:3,應修正為1:1.5。	3-6頁自然坡度修正為1:1.5。
3-5頁及3-8頁中運算壁體與背填間的摩擦角 ,本 報告以摩擦係數tan =0.5反推得 =26.6度,似乎 比一般工程經驗值大很多,「港灣及海岸結構物設 計基準」之表列也只有0度與15度,Seed & Whitmen(1970)建議用 =0度或一半的 值,一般 工程經驗上常用 =0,最大亦只用 =一半的 值 至三分之二的 值。	壁體與背填間的摩擦角 修正為 15度。
照常理判斷,各種評估方法應該動力分析法準確度 較高,簡便動力分析法次之,簡便分析法最低。但 期中報告之結論提到擬靜力分析法較簡便動力分析 法之滑動塊分析法準確度較高,可能會誤導讀者, 其實只要將土壤液化對碼頭之影響考慮進來,就可 驗證滑動塊分析法準確度高,此部分可參考本中心 之相關研究報告。期末報告時亦希望有板樁式及棧 橋式碼頭簡便動力分析之詳細運算過程。	遵照辦理。

1		_
1 mm		
明中服上	2-29頁板樁式碼頭的滑動塊分析公式中的Te(地震時之極限錨錠 力)=Ts(常時極限錨錠力)+(Kpe-Kae)/(Kp-Ka),似乎有誤,因為以物 理量來看,(Kpe-Kae)/(Kp-Ka)應為無因次常數,如何與錨錠力的力 量單位相加,且Te與Ts兩者的關係只相差土壓係數的比值似乎不合 理,兩者關係應為與土壓係數之比值乘積較合理。請研究單位再確 認公式的正確性。	板樁式碼頭的滑動塊分析公式中 的 Te(地震時之極限錨錠 力)=Ts(常時極限錨錠力)+(Kpe- Kae )/(Kp-Ka),應為 $T_e = T_s \frac{K_{pe} - K_{ae}}{K_p - K_a}$ 已訂正。
「「「「「「「「「「「「「」」」」」。	3-5頁重力式碼頭簡便耐震功能評估之步驟(a)提到,採Level 1(迴歸 期約75年)之地震力為設計地震力,設計地震係數Ke=Kh=0.15,請 補充說明0.15之地震係數值如何得來?因為依規範規定Kh=ZI/2,其 中Z為震區係數,I為結構物重要度係數,而台灣目前規範只有迴歸 期475年之震區係數,不知道研究單位之75年迴歸期震區係數如何 求得。	重力式碼頭簡便分析之功能性耐 震評估中Level 1(迴歸期約75年)地 震力之地震係數可由下式求 得, "( <sup>4</sup> / <sub>4</sub> -5) <sup>355</sup> , ag為迴歸期Tr年對 應之地表加速度, ag為迴歸期475 年之地表加速度, 台中地區迴歸 期475年之地表加速度係數Z為 0.33,所以此處ag以0.33g代入, 計算結果迴歸期Tr=75年之地震其 地表加速度agr為0.18g~0.144g, 因此取0.15為設計地震係數。
析里青杉-6	3-20頁3.4節的結論提到,由實例分析探討的結果,擬靜力分析法之 分析結果與實際情形相近,準確度較滑動塊分析法高,此結論似乎 宜保守看待,原因有二,第一點,報告以背填土未液化的前提假設 下做評估,其假設條件與實際的情況是不符合的,因為由台中港之 災損顯示,碼頭背填土壤是有液化的,所以在不正確的假設條件下 所分析探討的結果其可信度是存疑的。第二點,擬靜力分析法為經 驗公式,由表2-15可以瞭解其統計之相關係數值相當的低,也就是 可信度不高,只能提供一般構造物初步設計功能性評估的參考,而 相對的滑動塊分析法較有理論依據,由表2-13可以瞭解其等級較擬 靜力分析法高。由上面兩點原因,報告的結論似乎不妥。	遵照主辦單位意見,將繼續加以 討論。 8

# PART -翻譯日本港灣設計基準與美國海 岸工程手冊

- 翻譯『港灣の設施の技術上の基準,同解 說』-1999年版
  - 第9篇-其他港灣設施
  - 第11篇-遊艇碼頭
  - 第13篇-海底管線
- "Reliability Based Design Of Coastal Structures", 根據美國『Coastal Engineering Manual』 Part -CH6翻譯
- 請專家進行書面審查及文字修訂

# Part 碼頭構造物功能性設計法







# □ 功能目標之選定 地震力等級、功能性等級 → 功能目標 ■ 耐震評估方法之探討 ■ 重力沉箱式碼頭實例探討 ■ 板樁式碼頭實例探討 ■ 棧橋式碼頭實例探討



# ●地震力等級

地震力等級	迴歸期	超越機率
Level 1(L1)	約75年	50%50 (50年內超越機率為50%)
Level 2(L2)	約475年	10%50 (50年內超越機率為10%)

[資料來源: PIANC 2001]

# ♥功能目標

功能目標				
損壞等級(功能性等級)		級(功能性等級)		
地震力等級	<mark>等級</mark> (可使用)	<mark>等級</mark> (可修復)	等級 (接近崩塌破壞)	<mark>等級</mark> (崩塌破壞)
Level 1(L1)	S、A、B	С		
Level 2(L2)	S	А	В	С

[資料來源: PIANC 2001]



	簡便分析	簡便動力分析	動力分析
重力式碼頭	擬語力公析	Newmark Type (滑動塊體法)	
板樁式碼頭		或 簡易圖表法	FEM / FDM
棧橋式碼頭	反應譜法	側推分析與反應譜法	

重力式碼頭、板樁式碼頭 →擬靜力分析法



 $F_s = -$ 

基於力平衡之分析法,構造物及支承土壤視為
剛體,地震力為施加於構造物側向的靜態慣性
力,由地震係數 k<sub>i</sub>表示,逐漸增加地震係數至
臨界狀態,此時之地震係數令為 k<sub>i</sub>

(k<sub>e</sub> 為預期抵抗之設計地震力)



# ■ 板樁式碼頭

# 非液化工址板樁式碼頭變位參數 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
沈陷量s(cm) (	$(s=-5.3+14.7(1/F_s))$	0.40	20
正規化水平位移d/H(%)	d/H=-1.5+5.8(1/F <sub>s</sub> )	0.65	5



# 板樁式碼頭





→ 側推分析法(ATC-40)



# ■ 板樁式碼頭 臨界滑動水平地震係數

$$k_{t} = \frac{1}{W} \begin{bmatrix} P_{Pe} + m \cdot T_{e} + (U_{2} + \Delta U_{i2} + \Delta U_{s2}) - W \tan(\alpha_{ae} - \phi) \\ -(U_{1} + \Delta U_{i1} + \Delta U_{s1}) \cdot \frac{\sin \phi}{\cos(\alpha_{ae} - \phi)} \end{bmatrix}$$

α<sub>ae</sub>: 土壤等效破壞面夾角
W: 滑動塊體總重
P<sub>Pe</sub>: 被動土壓力合力
m: 當錨碇完全有效時為1、無效時為0,
T<sub>e</sub>: 動錨碇力
ΔU: 動水壓力,下標1為陸側; 2為海側








●功能目標

### 功能性等級:本文採國際航海協會對各碼頭功 能性等級(損壞等級)之定義範圍

#### 地震力等級:本文採日本港灣協會與國際航海協 會對地震力等級之建議,分為迴歸 期75年,與迴歸期475年兩個等級

### 本案例原設計之用途係數為 1

結構物之種類	特定	A	( B )	С
用途係數	1.5	1.2	1	0.5



	損壞等級(功能性等級)					
地震力等級	等級 (可使用)	等級 (可修復)	等級 (接近崩塌破壞)	等級 (崩塌破壞)		
Level 2 (迴歸期約475年)			<b>&gt;</b> ₿			

地 震 時 作 用 於 碼 頭 結構之力量示意 晑





• 地震力等級Level 1
$$k_e = k_h = 0.15$$

### ● 本案例分析結果

$$k_t = 0.1649$$

### ● 具安全係數

$$F_s = \frac{k_t}{k_e} = 1.0993$$



◆ 台南地區地震加速度係數為0.33
設計地震係數
1(22)<sup>1</sup>

$$k_e = k_h = \frac{1}{3} (0.33)^{-3} = 0.23$$

● 具有安全係數

$$F_s = \frac{k_t}{k_e} = 0.717$$

 ● 最大水平位移d=47.08cm , 沉陷量s=15.20cm , 正規化水平位移d/H=6.59% ,

## ● 重力式碼頭功能性等級(定量)● 正規化水平位移 d/H=6.59%

位置	損害等級   位置及項目		等級	等級	等級	等級
	板 板 柱(d/H)		<1.5%	待定	待定	待定
殘	18	朝海面傾斜角	<3°	待定	待定	待定
留變		<b>岸肩沉陷量</b> <3~10cm		待定	待定	待定
位	岸 肩	<mark>岸肩與後線陸地之沉</mark> 陷差	<30~70c m	待定	待定	待定
	朝海面傾斜角		<2°~ 3°	待定	待定	待定
最大	板	基礎面以上		塑性(不超過容許 韌性或極限應變)	塑性(不超過容許 韌性或極限應變)	塑性(超過容許韌 性或極限應變)
應力或	樁 基礎面以下 彈性		彈性	塑性(不超過容許 韌性或極限應變)	塑性(超過容許韌 性或極限應變)	
應變反	應 變 拉 桿 反		彈性	彈性	塑性(不超過容許 韌性或極限應變)	塑性(超過容許韌 性或極限應變)
應 值		錨錠設施	彈性	彈性	塑性(不超過容許 韌性或極限應變)	塑性(超過容許韌 性或極限應變)

簡便動力分析:滑動塊體法
臨界滑動加速度

$$k_{t} = \frac{1}{W} \begin{bmatrix} P_{Pe} + m \cdot T_{e} + (U_{2} + \Delta U_{i2} + \Delta U_{s2}) - W \tan(\alpha_{ae} - \phi) \\ -(U_{1} + \Delta U_{i1} + \Delta U_{s1}) \cdot \frac{\sin \phi}{\cos(\alpha_{ae} - \phi)} \end{bmatrix}$$

= 0.1869

台南安佃國小於921集集地震
東西向最大地表加速度為
77.59gal小於臨界滑動加速度

台南安佃國小於921集集地震時 歷時記錄之最大地表加速度

臨界滑動加速度







# ▶ 基隆港東11號棧橋式碼頭延伸段



### ●功能目標

### 本案例原設計之用途係數為(1

結構物之種類	特定	A	В	С
用途係數	1.5	1.2	1	0.5



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

## SAP 2000 棧橋式碼頭模型分析







### 棧橋式碼頭功能性等級(定量)

損 害 等 級 位置及項目		等級	等級	等級	等級
殘留變	面板與後陷地 面之差異沉陷 量	<3~10c m	待定	待定	待定
位	朝海面傾斜角	<2~3°	待定	待定	待定
最大應 力或應 變反應 值	基 樁	保持彈性	控制韌 性	韌性容 量未用 完	超過等級 之要求,同 時避免剪力 破壞,至少 前發生彎矩 破壞



### ● 本分析案例之耐震檢核結果

		損壞等級(功能性等級)				
地震力等級	等級	等級	等級	等級		
	(可使用)	(믜修復)	(接近丽塌昽環)	(朋场诚環)		
Lever2 (迴歸期約475	年	~				





 	 	******	******		*********		*********	
1	1 1		1		4		4 4	
	報	告	完	畢	- +//	<u>,                                     </u>		
	1	<del>أ</del>	汉言	育 猪	<b>訂                                    </b>	Z		

#### 交通部運輸研究所合作研究計畫 □期中☑期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱:港灣構造物功能性設計法之研究 執行單位:鼎興工程顧問股份有限公司

參與審查人員	合作研究單位	本所計畫承辦單位
及其所提之意見	處理情形	審查意見
林副校長其璋:		
本研究之案例何以未考慮土壤液	因考慮港區液化危害	同意合作研究單位之
化的因素 , 請補充說明。	度,需要各港區之鑽探資	說明與處理情形。
	料來做分析,因鑽探資料	
	收集不易,且考量經費與	
	時間的狀況下,所以沒有	
	將土壤液化的情形考慮	
	進去。	
希望利用商業軟體(SAP2000)分	因目前港區碼頭沒有裝	同意合作研究單位之
析結果,能有實際的相關碼頭監	相關監測儀器,所以目前	說明。
測資料可供檢核驗證。	還無法進行檢核驗證。	
郭教授世榮:		
請補充結論與建議及今後研究課	遵照辦理。	同意。
題。		
P4-17 和 P5-17 經由重複步驟可	重複步驟改變之外力載	同意合作研究單位之
求得 K <sub>t</sub> =0.1649,請將重複步驟改	重為震度,因為案例所有	說明與處理情形。
變的外力載重等相關數據,列表	數據太多,無法列入文	
整理。	中。	
斜樁式碼頭其 R.C.樁的彎矩、軸	棧橋式碼頭其樁降伏條	同意合作研究單位之
力降伏條件(塑性鉸)、破壞條	件為彎矩及軸力之塑性	說明。
件,請補充。	鉸。	
P6-11 圖 6.2.4 容量震譜,似乎有	圖 6.2.4 某些基樁確實有	同意合作研究單位之
部份基樁已破壞,可否作說明。	破壞,基樁破壞之加速度	說明。
	必須高達 1.25g , 其他方	
	向之結構臨界破壞加速	
	度皆小於 1.25g,所以圖	
	6.2.4 之地震力方向並非	
	本案例之破壞控制。	
���間介美國海岸工程手冊,以  利讀者閱讀。	। 過照新埋。 	问意。
第五篇請修訂其數學式子(符號)	進行修正。	
的上下標及格式。		
請針對備註A及備註B做一簡略	遵照辦理。	
說明。		

鍾科長英鳳:		
P3-37表 3.5.8 中 S <sub>MS</sub> 表示什麼?	S <sub>MS</sub> 為台北盆地之工址短	同意合作研究單位之
請說明。	週期最大加速度係數。	說明。
P4-7 推估 ae 得知主動破壞面與	1. 背填卵石與卵石間之	同意合作研究單位之
壁體夾角為 15°, 其與一般土壓	摩擦角,由摩擦係數	說明。
$\pi \phi \sim 45^{\circ} 33 \rightarrow 5^{\circ} \pi = 1$	tan \u00f6' = 0.65 反 推	
$\int \frac{1}{4} \frac{1}{2} = 43 - \frac{1}{2} = 28.3$ g $\neq$	$\phi' = 33^{\circ}$ .	
查港灣設計基準 =15°,震度 0	2. 壁體與背填間的摩擦	
時 90-58.8=31.2 <sup>,</sup> 差甚多?何故,	角 <i>δ</i> =15° 由規範得	
請檢核公式是否正確,又同樣	知。	
ae 公式 4-2 與 5-13 不同,其結果	3. 由式(4-3)計算結果	
差異甚大。	α <sub>ae</sub> = 74.71° ≅ 75° 得	
	知主動破壞面與壁體	
	夾 角 為	
	$90^\circ - \alpha_{ae} = 15^\circ$ .	
	4. 公式 4-2 與 5-13 是相	
	同,其結果不同,因	
	所帶入之∉不同。	
P4-9, =15°, P4-7 推出	已修正為15度。	同意。
=26.6°, 二者何以不同		
P4-12、 4-13 沉箱單位重用	已修正為 2.073。	同意。
2.073,與4-11計算所得等值單位		
重 2.07 不同,請修正		
P4-21 任 475 牛迴歸期(Level 2)	1.重力式碼頭震度0.21是	同意合作研究單位之
P4-21 仕 4/5 年迴歸期(Level 2) 以設計震度 K <sub>e</sub> =0.23 推得臨界安	1.重力式碼頭震度0.21是 由構造物等級為 A 藉由	同意合作研究單位之 說明與處理情形。
P4-21 仕 4/5 年迴歸期(Level 2) 以設計震度 K <sub>e</sub> =0.23 推得臨界安 定震度 K <sub>t</sub> 重力式碼頭為 0.21, 但	1.重力式碼頭震度0.21是 由構造物等級為 A 藉由 經驗公式反推其安全係	同意合作研究單位之 說明與處理情形。
P4-21 在 4/5 年迴歸期(Level 2) 以設計震度 K <sub>e</sub> =0.23 推得臨界安 定震度 K <sub>t</sub> 重力式碼頭為 0.21,但 板樁碼頭卻要高達 0.44,此一結	1.重力式碼頭震度0.21是 由構造物等級為 A 藉由 經驗公式反推其安全係 數所得之震度,板樁式碼	同意合作研究單位之 說明與處理情形。
P4-21 在 4/5 年迴歸期(Level 2) 以設計震度 K <sub>e</sub> =0.23 推得臨界安 定震度 K <sub>t</sub> 重力式碼頭為 0.21,但 板樁碼頭卻要高達 0.44,此一結 果值得探討其成因及未來結構耐	1.重力式碼頭震度0.21是 由構造物等級為 A 藉由 經驗公式反推其安全係 數所得之震度,板樁式碼 頭則由構造物等級為S反	同意合作研究單位之 說明與處理情形。
P4-21 在 4/5 年迴歸期(Level 2) 以設計震度 K <sub>e</sub> =0.23 推得臨界安 定震度 K <sub>t</sub> 重力式碼頭為 0.21,但 板樁碼頭卻要高達 0.44,此一結 果值得探討其成因及未來結構耐 震係數之訂定。依日本耐震碼頭	1.重力式碼頭震度0.21是 由構造物等級為 A 藉由 經驗公式反推其安全係 數所得之震度,板樁式碼 頭則由構造物等級為S反 推其震度為0.44,至於是	同意合作研究單位之 說明與處理情形。
P4-21 $\pounds$ 4/5 年迴歸期(Level 2) 以設計震度 $K_e=0.23$ 推得臨界安 定震度 $K_t$ 重力式碼頭為 0.21, 但 板樁碼頭卻要高達 0.44, 此一結 果值得探討其成因及未來結構耐 震係數之訂定。依日本耐震碼頭 其震度最大建議亦僅 0.25, 故以	1.重力式碼頭震度0.21是 由構造物等級為 A 藉由 經驗公式反推其安全係 數所得之震度,板樁式碼 頭則由構造物等級為S反 推其震度為0.44,至於是 否合理,本研究礙於期程	同意合作研究單位之 說明與處理情形。
P4-21 在 4/5 年迴歸期(Level 2) 以設計震度 $K_e=0.23$ 推得臨界安 定震度 $K_t$ 重力式碼頭為 0.21,但 板樁碼頭卻要高達 0.44,此一結 果值得探討其成因及未來結構耐 震係數之訂定。依日本耐震碼頭 其震度最大建議亦僅 0.25,故以 0.44 是否合理。另此評估方式重	1.重力式碼頭震度0.21是 由構造物等級為 A 藉由 經驗公式反推其安全係 數所得之震度,板樁式碼 頭則由構造物等級為S反 推其震度為0.44,至於是 否合理,本研究礙於期程 與經費未予探討。	同意合作研究單位之 說明與處理情形。
P4-21 在 4/5 年迴歸期(Level 2) 以設計震度 K <sub>e</sub> =0.23 推得臨界安 定震度 K <sub>t</sub> 重力式碼頭為 0.21,但 板樁碼頭卻要高達 0.44,此一結 果值得探討其成因及未來結構耐 震係數之訂定。依日本耐震碼頭 其震度最大建議亦僅 0.25,故以 0.44 是否合理。另此評估方式重 力式碼頭推估方式與一般設計相	1.重力式碼頭震度0.21是 由構造物等級為 A 藉由 經驗公式反推其安全係 數所得之震度,板樁式碼 頭則由構造物等級為S反 推其震度為0.44,至於是 否合理,本研究礙於期程 與經費未予探討。	同意合作研究單位之 說明與處理情形。
P4-21 在 4/5 年迴歸期(Level 2) 以設計震度 K <sub>e</sub> =0.23 推得臨界安 定震度 K <sub>t</sub> 重力式碼頭為 0.21,但 板樁碼頭卻要高達 0.44,此一結 果值得探討其成因及未來結構耐 震係數之訂定。依日本耐震碼頭 其震度最大建議亦僅 0.25,故以 0.44 是否合理。另此評估方式重 力式碼頭推估方式與一般設計相 近,但板樁碼頭部份似乎僅與鋼	1.重力式碼頭震度0.21是 由構造物等級為 A 藉由 經驗公式反推其安全係 數所得之震度,板樁式碼 頭則由構造物等級為S反 推其震度為0.44,至於是 否合理,本研究礙於期程 與經費未予探討。 2.板樁式碼頭確實必須檢	同意合作研究單位之 說明與處理情形。
P4-21 在 4/5 年迴歸期(Level 2) 以設計震度 K <sub>e</sub> =0.23 推得臨界安 定震度 K <sub>t</sub> 重力式碼頭為 0.21,但 板樁碼頭卻要高達 0.44,此一結 果值得探討其成因及未來結構耐 震係數之訂定。依日本耐震碼頭 其震度最大建議亦僅 0.25,故以 0.44 是否合理。另此評估方式重 力式碼頭推估方式與一般設計相 近,但板樁碼頭部份似乎僅與鋼	1.重力式碼頭震度0.21是 由構造物等級為 A 藉由 經驗公式反推其安全係 數所得之震度,板樁式碼 頭則由構造物等級為S反 推其震度為0.44,至於是 否合理,本研究礙於期程 與經費未予探討。 2.板樁式碼頭確實必須檢 核板樁及錨錠拉桿的應 力狀況,此與傳統耐震設	同意合作研究單位之 說明與處理情形。
P4-21 在 4/5 年迴歸期(Level 2) 以設計震度 K <sub>e</sub> =0.23 推得臨界安 定震度 K <sub>t</sub> 重力式碼頭為 0.21,但 板樁碼頭卻要高達 0.44,此一結 果值得探討其成因及未來結構耐 震係數之訂定。依日本耐震碼頭 其震度最大建議亦僅 0.25,故以 0.44 是否合理。另此評估方式重 力式碼頭推估方式與一般設計相 近,但板樁碼頭部份似乎僅與鋼 板樁入土深度有關,如此導致是 否有足夠之入土深即有足夠之耐	1.重力式碼頭震度0.21是 由構造物等級為 A 藉由 經驗公式反推其安全係 數所得之震度,板樁式碼 頭則由構造物等級為S反 推其震度為0.44,至於是 否合理,本研究礙於期程 與經費未予探討。 2.板樁式碼頭確實必須檢 核板樁及錨錠拉桿的應 力狀況,此與傳統耐震設 計之應力檢核相同,所以	同意合作研究單位之 說明與處理情形。
P4-21 在 4/5 年迴歸期(Level 2) 以設計震度 K <sub>e</sub> =0.23 推得臨界安 定震度 K <sub>t</sub> 重力式碼頭為 0.21,但 板樁碼頭卻要高達 0.44,此一結 果值得探討其成因及未來結構耐 震係數之訂定。依日本耐震碼頭 其震度最大建議亦僅 0.25,故以 0.44 是否合理。另此評估方式重 力式碼頭推估方式與一般設計相 近,但板樁碼頭部份似乎僅與鋼 板樁入土深度有關,如此導致是 否有足夠之入土深即有足夠之耐 震功能之迷思,值得再深入探	1.重力式碼頭震度0.21是 由構造物等級為 A 藉由 經驗公式反推其安全係 數所得之震度,板樁式碼 頭則由構造物等級為S反 推其震度為0.44,至於是 否合理,本研究礙於期程 與經費未予探討。 2.板樁式碼頭確實必須檢 核板樁及錨錠拉桿的應 力狀況,此與傳統耐震設 計之應力檢核相同,所以 在本研究中不再多做說	同意合作研究單位之 說明與處理情形。
P4-21 在 4/5 年迴歸期(Level 2) 以設計震度 K <sub>e</sub> =0.23 推得臨界安 定震度 K <sub>t</sub> 重力式碼頭為 0.21,但 板樁碼頭卻要高達 0.44,此一結 果值得探討其成因及未來結構耐 震係數之訂定。依日本耐震碼 其震度最大建議亦僅 0.25,故以 0.44 是否合理。另此評估方式重 力式碼頭推估方式與一般設計相 近,但板樁碼頭部份似乎僅與鋼 板樁入土深度有關,如此導致是 否有足夠之入土深即有足夠之耐 震功能之迷思,值得再深入探 討。	1.重力式碼頭震度0.21是 由構造物等級為 A 藉由 經驗公式反推其安全係 數所得之震度,板樁式碼 頭則由構造物等級為S反 推其震度為0.44,至於是 否合理,本研究礙於期程 與經費未予探討。 2.板樁式碼頭確實必須檢 核板樁及錨錠拉桿的應 力狀況,此與傳統耐震設 計之應力檢核相同,所以 在本研究中不再多做說	同意合作研究單位之 說明與處理情形。
P4-21 在 4/5 年迴歸期(Level 2) 以設計震度 K <sub>e</sub> =0.23 推得臨界安 定震度 K <sub>t</sub> 重力式碼頭為 0.21,但 板樁碼頭卻要高達 0.44,此一結 果值得探討其成因及未來結構耐 震係數之訂定。依日本耐震碼頭 其震度最大建議亦僅 0.25,故以 0.44 是否合理。另此評估方式重 力式碼頭推估方式與一般設計相 近,但板樁碼頭部份似乎僅與鋼 板樁入土深度有關,如此導致是 否有足夠之入土深即有足夠之耐 震功能之迷思,值得再深入探 討。	1.重力式碼頭震度0.21是 由構造物等級為 A 藉由 經驗公式反推其安全係 數所得之震度,板樁式碼 頭則由構造物等級為S反 推其震度為0.44,至於是 否合理,本研究礙於期程 與經費未予探討。 2.板樁式碼頭確實必須檢 核板樁及錨錠拉桿的應 力狀況,此與傳統耐震設 計之應力檢核相同,所以 在本研究中不再多做說 明。	同意合作研究單位之 說明與處理情形。

P5-6 Ke=Kh=0.15,由何推導而來	$a = a = (T)^{0.3 \sim 0.45}$	同意合作研究單位之
請說明	利用 $\frac{r_{gr}}{r} = \left  \frac{r_{r}}{475} \right $ 計	說明與處理情形。
	异,也在文个情况机场。 检核研究	同音今作研究留位之
		的总口作如九半位之前的的最短度
	口收工为进行现在	祝明兴颇理阴形。 回 <del>立</del>
P4-10 與 P5-12 HW 一為海水深	已修止為潮祉深度。	回思。
<u> 没,一</u> 一 為 潮 位 深 没 , 何 有 止 唯 。		
P5-13 表 5.2.6 中表內各潮位地震	已修止為殘留水壓刀。	问恴。
<u>劃水壓力請改為殘留水壓力</u>	<b>一</b> 你子母你要	
P5-14 圖 5.2.2 Hw 位置个止催,	已修止其位置。	同意。
請修止(如果Hw是海水深度)		
P5-25 將 m=0 其已表示板樁系統	此案例考慮於條件最差	同意合作研究單位之
失敗,如果 m 0 來計算,其結	的情況下,m取0來代。	說明與處理情形。
果應不同,另評估時m要如何取	至於 m 的取法可依其錨	
才是正確,如果是要結構完整,	錠系統所能發揮之效能	
則 m 不應取 0。	來決定。	
P6-4 (4)水面上土壓力應改為水	已修正水面上及水面下。	同意。
面上,水面下土壓力應改為水面		
ㅋ		
以表 3.2.2~3.2.3 表 3.2.7~3.2.9 來	限於各國規範中,僅國際	同意合作研究單位之
假設等級 之值代入 3.5.3~3.5.4	航海協會提供分析方法	說明與處理情形。
之公式中求出之 Fs 差異頗大,其	及其相關係數,所以本研	
值得探討結構行為,建議作未來	究依造國際航海協會所	
使用之說明	提供之方法及相關係數	
	進行分析,至於作未來使	
	用,則必須還要針對其分	
	析方法及相關係數進行	
	探討及研究。	
建議加摘要及結論與建議。	遵照辦理。	同意。
部份語詞欠通順,請予以修飾。	遵照辦理。	同意。
P2-54 表 4.2.1 船舶噸數 1000 所	修正為 80 噸。	同意。
需給水量 800 比 3000 噸船還多.		-
请修正。		
P2-4 表 1.2.2 每單位車線改為每	遵照辦理。	同意。
單位車道。		
P2-8 表 1.2.3 計算方式中之"變	修正為不同車輛之比率。	同意。
車比率"是否正確。		
王委員慶福:		
選擇功能目標應敘述如何選擇,	遵照辦理。	同意。
亦即應針對港埠特性、結構物之		-
功能考慮其所擔負之角色,在震		

災發生時,所應提供之功能,是		
作為緊急物質運送或維持地區經		
濟社會活動,亦或防災據點等,		
根據此功能之不同提出不同之選		
擇建議		
重力式碼頭結構本體破壞之例很	1. 板樁式碼頭確實必須	同意合作研究單位之
少,因此以變形量檢核即可,但	檢核板樁及錨錠拉桿	說明與處理情形。
板樁式、棧橋有拉桿的破壞或樁	的應力狀況,此與傳	
之降伏可能性,所以應檢核各要	統耐震設計之應力檢	
素之應力狀況	核相同,所以在本研	
	究中不再多做說明。	
	2. 棧橋式碼頭樁的降伏	
	情況,於推覆分析中	
	已考慮進去。	
耐震強化設施是否具有初期之功	遵照辦理。	同意。
能判斷,應綜合考量結構物之安		
定性,功能性,緊急復舊之難易		
等加以決定,並決定一參考圖		
重力式碼頭簡便分析流程圖,是	遵照辦理	同意。
否應以實際之流程來表示,亦即		
針對位移量如何計算作一詳細之		
流程。同樣的板樁式碼頭簡便分		
析圖亦應加以修正。		
PIANC 請統一為國際航海協會。	已修為國際航海協會。	同意。
表 3.2.8、3.2.9、3.2.10 中之待訂	已修訂。	同意。
其實應為"-"而非待訂		
表 3.2.4 資料來源請修正,表 3.2.5	已修訂。	同意。
之功能目標請確定是否為日本港		
灣協會之建議值		
朱科長金元:		
第一章前言,請就研究動機、研	遵照辦理。	同意。
究目的、範圍與限制、研究內容、		
研究方法與流程重新編寫,原來		
之 1.1 節研究範圍及目的寫得並		
不清楚,1.2節有提到於期末報告		
增加一功能目標選定範例,但報		
告中並未見到,1.3 節及1.4 節是		
否考慮移至第二章適當位置。		
第四、五、六章之 " 結論 " 請改	遵照辦理。	同意。
為"小結",而於全篇報告之後		
增加結論與建議一章,尤其有關		

後續在功能性設計基準建立方		
面,到底有那些需要再進一步研		
究的,希望能提出來		
文中符號之說明,請於第一次出	符號已加註說明。	同意。
現時說明,如第三章 p3-15,p3-20		
之符號請註明		
在第一章希望能就何謂"功能"	遵照辦理。	同意。
作定義		
p3-5 表 3.2.2, 3.2.3 分別提出就	1. 使用觀點是日本港灣	同意合作研究單位之
"使用觀點"及"功能觀點"訂	協會依據一些災損案	說明與處理情形。
定岸壁法線變位量,到底這兩個	例所統計出來於可使	
觀點之定義差異在何處?	用以及限制使用的範	
	圍。	
	2. 功能觀點是依據結構	
	破壞形式,所定訂之	
	限制條件。	
P3-8, p3-9 日本港灣協會功能性	1. 日本港灣協會功能性	同意合作研究單位之
等級分為三級,PIANC 則分為四	等級分為無損、中度	說明與處理情形。
級,這兩者之間之關係如何?	破壞及嚴重損壞,國	
PART 都著重在日本之設計規	際航海協會則分為無	
範,但在範例中所採用的卻都是	損、中度破壞、嚴重	
PIANC 之流程,其理由如何?	損壞以及完全破壞,	
	其差異僅國際航海協	
	會多一級完全破壞。	
	2. 於各國規範中,僅國	
	際航海協會提供分析	
	方法及其相關係數,	
	所以本研究依照國際	
	航海協會所提供之方	
	法及相關係數進行分	
	析。	
P3-34,(3-38)式上方之短週期及	已修正。	同意。
一秒週期之設計水平譜加速度係		
數 S <sub>S</sub> <sup>D</sup> 與 S <sub>1</sub> <sup>D</sup> 是否應改為 S <sub>DS</sub> S <sub>D1</sub>		
第四章希望能將不同構造物種類	遵照辦理。	同意合作研究單位之
之用途係數定出來(在表 4.1 之前	請參考修正後文中 4.2	說明與處理情形。
說明),表4.1所表示的是構造物	節。	
種類與表 4.2 所表示的構造物等		
級(S、A、B、C)是否相同?如果		
不同,符號希望能有區別?如何		
由表4.1對應至表4.2亦請補充說		
明。如果相同,請將名詞統一?		

對照 P4-5 抗滑動及抗傾覆之安		
全係數均大於 1。		
p4-6, Fig4.2.1 之計算安全係數是	已修正為臨界安全係數。	同意合作研究單位之
否等於1?一定是等於1嗎?		說明與處理情形。
P4-17 倒數第四行對照表 3.2.9 應	已修正為表 3.2.8。	同意。
改為表 3.2.8 才對。		
P4-19 流程圖內用語"工址加速	已修正為工址歷時加速	同意。
度歷時"其單位應是"時間"如	度。	
何與滑動加速度比較?是否用詞		
要調整?		
p3-23 表 3.5.3 及 p3-24 之表 3.5.4	於各國規範中,僅國際航	同意合作研究單位之
相關係數如此之小,標準偏差如	海協會提供分析方法及	說明與處理情形。
此之大,對照表 3.2.8(p3-10)及表	其相關係數,其可信度本	
3.2.9(3-12)其一個標準偏差都大	研究限於經費與時間因	
於允許之範圍,採用這個表數值	素未與探討。	
用起來之可信度如何?		
	已修止為小於。	问意。
162gal,結構之初始滑動加速度		
$ a_t=141$ gal 略大於記録值,應是略		
P5-6	已修止。	问恴。
	<u> </u>	回来个作开办明点上
任設計例檢核中之構造物等級均	<b>怅據个问里安寺</b> 級備這 物氏對應立功 <u>些</u> 日標作	问息合作研究单位之
	物所到應之切能日標作	況明與處理情形。
	<sup>1</sup> / 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1.	
11、1時頃如未行 2、 5 寺級之件迫  物加何虎曲)		
		日辛今作证亦留位之
	左共个人。	的思由作物九单位之前的明显。
戏吧,同雄佗吧又心盆计夕吧, 加甲敕佃港区口饭田留一之铅针		<b>пп央</b> 颇生间形。
如未空间/它回六抹用单一之故計   水亚加速度 美国金伊卡哐 2		
<b>枳切九貝主唯</b> ・ 左開功能性却は何う物計 西南	*허 *허 가는 드는	
1	<b>谢</b> 谢月 <b>正。</b>	
围隊刀加以北、甲、甲之奉隆沧、		
口中佗汉女干佗之嗨 <u>调</u> 汤梓例,		
业力加村里力式、伙俗式、筏筒   学生理商逐一次計 可治日回号		
13.守嗬弭您 ̄休酌,り就定區以  均衡又而而俱列 右閉笠 ̄如仏		
於因人叫叫供到。		
啊!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!		
IMA , 九天在市山田内庄田垣彻之 可靠度設計 _ 將破壞機家分析及		
可靠度設計,將破壞機率分析及		

海 <b>厈桶</b>		
10月定,但待月足。		同音
1至力式调频、放行式调频百行运行箱面分析及简值和分析。	运照加坯。	问忌。
11周定力机及周定到力力机,而 核棒式礁頭 僅有簡何動力分		
低调达喝 <u>牌</u> ,僅有間及勤力力 析 早丕可補充棧橋式碼頭之館		
伸分析釋例		
簡便動力分析時 重力式碼頭以	重力式碼頭與板樁式碼	同音合作研究單位之
結構本體為滑動塊體,板樁式碼	<u>国</u> 皆有考慮背填土壤之	說明與處理情形。
頭以背填土壤之楔形體為滑動塊	楔形體為滑動塊體。	
體,兩者在物理意義有何不同?		
重力式碼設計例探討中,P4-15	已修正圖中數據。	同意合作研究單位之
圖 4.2.3 地震作用於結構體力量		說明與處理情形。
示意圖,其主動土壓水平分力及		
垂直分力之數值錯誤,應修正為		
112.42 t/m,垂直分力為 30.12		
t/m <sub>o</sub>		
簡便動力分析之關鍵為臨界加速	臨界滑動加速度是經由	同意合作研究單位之
度之計算, P4-18 計算重力式碼	反覆迭代後所計算出來。	說明與處理情形。
頭之臨界加速度之公式,直接代		
入相關參數之數值,並不能得到		
文中之臨界加速度 $a_t = 141 gal$ ,		
因此該公式須以更詳細之方式表		
示。		
P5-14 圖 5.2.2 地震作用於板樁	已修正此力量方向。	同意。
式碼頭力量示意圖,其海側動水		
壓力 Pdw 之方向,剛好相反須修		
│─ 般計算靜水壓刀常以		同意合作研究單位之
$\left \frac{1}{2}\gamma\right $ · H <sup>2</sup> , · 但 P5-25. 式(5-16)	P3-30 圖 3.5.1 板樁式碼	說明與處理情形。
	頭滑動塊體力量示意圖。	
計算陸側靜水壓時以		
$\begin{vmatrix} 1 \\ -\gamma \\ \end{pmatrix}$ · H <sup>2</sup> , / sin( $\alpha$ ) 為何會除		
以 $\sin \alpha$ ,其物理意義為何?請		
說明。		
P6-16 之表 6.2.1 及 P6-17 之圖	βeff 為結構物進入塑性狀	同意合作研究單位之
6.2.12 之有效折減係數 β <sub>eff</sub> ,為	態後所產生之等效阻尼	說明與處理情形。
何選擇 β <sub>eff</sub> =11.1%。	經由 SAP 計算而得。	
很多公式之出現多很突然,不知	本式出處"國立台灣大學	同意合作研究單位之
是作者推導之公式或引用文獻 ,	校舍建築結構安評估系	說明與處理情形。

若引用文獻,應於文中說明文獻	統研究",陳清泉,蔡益	
出處 如 75 年迴歸期與 475 年迴	超, 呂良正, 謝尚賢, 財	
歸期之地震之係數公式	團法人臺灣營建研究	
$a_{rr}$ $(T_{r})^{0.3 \sim 0.45}$	院,2001年3月。	
$\left \frac{1}{1}\right  = \left \frac{1}{475}\right $ 是引用何處		
$a_{g}$ (4/5)		
文獻應說明。		
主辦單位意見:		
3-30 頁板樁式碼頭的滑動塊分	已修正。	同意。
析公式(3-30)的 Te(地震時之極		
限 錨 碇 力 )=Ts(常 時 極 限 錨 碇		
力)+(Kpe-Kae)/(Kp-Ka),公式有		
誤 , 請 修 正 為 Te=Ts *		
(Кре-Кае)/(Кр-Ка)。		
performance-based design 國內	遵照辦理。	同意。
有翻譯成「功能性設計法」也有		
翻成「性能設計法」,其實講的都		
是同一個英文名詞,因本研究之		
題目為功能性設計法,為不造成		
讀者之混淆,請將報告之名詞統		
一為「功能性設計法」。		
3-34 頁迴歸期 2500 年之地震	已修正為2%。	同意。
力,其五十年之發生機率為2		
%,非報告之5%,請修正。		
4-17 頁步驟(11)在計算出安全	遵照辦理。	同意。
係數 Fs=1.1133 後,無相關之文		
字說明即告一段落,請補充說明		
因安全係數大於一,所以結構穩		
定不會產生位移,故功能性檢核		
結構無損壞,功能性檢核0.k.。		
4-18 頁第五行及第六行之功能	遵照辦理。	同意。
性評估結果指出,最大水平位移		
以正規化水平位移來換算之可信		
度較高,此結論似乎不妥,因本		
案只針對個案分析的結果提出結		
論,是否適用於所有案例還需驗		
證,請修正報告之用詞,強調個		
案之分析結果。		
4-20 頁報告第六行提到記錄值	已修正為大於。	同意。
最大加速度為 162gal, 結構之初		
始滑動加速度 at=141gal 略大於		

記錄值,應修正為略小於記錄 值。		
4-22 頁提到本文分析結果,擬靜 力分析法之分析結果與實際情形 相近,準確度較滑動塊分析法 高,此結論似乎不妥,原因請參 考期中報告審查意見。	遵照辦理。	同意。
6-10 頁圖 6.2.3 棧橋式碼頭之 SAP2000 模型請標示橫向、軸向 及垂直向的方向標示,以利讀者 之閱讀。6-18 頁之圖也請標示方 向。	已修正標示。	同意。
棧橋式碼頭之功能性評估部份, 請增加簡便分析法之示範例。	遵照辦理。	同意。