

91-8-707

MOTC-IOT-IHMT-DA9002

# 碼頭結構物耐震設計之研究



交通部運輸研究所

中華民國九十一年二月

91-8-707

MOTC-IOT-IHMT-DA9002

# 碼頭結構物耐震設計之研究

著者：賴瑞應、王慶福、曾文傑、張道光

交通部運輸研究所

中華民國九十一年二月

碼頭結構物耐震設計之研究

著 者：賴瑞應、王慶福、曾文傑、張道光

出版機關：交通部運輸研究所

地 址：台北市敦化北路 240 號

網 址：[www.iot.gov.tw](http://www.iot.gov.tw)

電 話：(02)23496789

出版年月：中華民國九十一年二月

印 刷 者：

版(刷)次冊數：初版一刷 120 冊

工 本 費：300

展 售 處：

交通部運輸研究所臺灣技術研究中心 電話：(04)26564216

三民書局：台北市重慶南路一段 61 號 2 樓 電話：(02)23617511

五南文化廣場：台中市中山路 2 號地下 1F 電話：(04)22260330

新進圖書廣場：彰化市光復路 177 號 電話：(04)7252792

青年書局：高雄市青年一路 141 號 電話：(07)3324910

GPN：1009100413

## 交通部運輸研究所出版品摘要表

出版品名稱：碼頭結構物耐震設計之研究			
國際標準書號（或叢刊號）	政府出版品統一編號 1009100413	運輸研究所出版品編號 91-8-707	
主辦單位：港灣技術研究中心 主管：邱永芳 計畫主持人：賴瑞應 參與研究人員：王慶福、曾文傑、張道光 聯絡電話：04-26564216 轉 112 傳真號碼：04-26571329			研究期間  自 90 年 1 月  至 90 年 12 月
關鍵詞：碼頭結構物、耐震設計			
摘要：  <p>集集大地震是台灣近代災損最大的地震。有鑑於此次地震的影響，本所遂於今年編此研究案，希望本研究能對我國碼頭結構物耐震設計基準做一些貢獻。</p> <p>經本研究分析比較日本規範後，得到幾點結論與建議提供往後規範修訂時的參考。包括剛性結構物耐震設計公式中之地震迴歸期有檢討的必要，建議可將地震迴歸期分為兩級來分別設計，另外，建議公式可以增加地盤分類係數才能反應工址之地盤特性；在非剛性結構物耐震設計公式部份，本研究認為公式中之折減係數 <math>\gamma</math> 有修正的必要，另外，建議基準能將現行工作應力設計法改為強度設計法以符合時代潮流。</p>			
出版日期	頁數	工本費	本 出 版 品 取 得 方 式
91 年 2 月	146	300	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按工本費價購。
機密等級： 限閱    密    機密    極機密    絕對機密 （解密【限】條件：    年    月    日解密，    公布後解密，    附件抽存後解密， 工作完成或會議終了時解密，    另行檢討後辦理解密） 普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

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

TITLE: Seismic Resistant Design of Wharf Structures			
ISBN(OR ISSN)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER		IOT SERIAL NUMBER
	1009100413		91-8-707
DIVISION : Center of Harbor & Marine Technology DIVISION CHIEF: Chiu Yung-Fang PRINCIPAL INVESTIGATOR : Lai Jui-Ying PROJECT STAFF: Wang Chin-Fu, Tseng Wern-Jier, Chang Tao-Kuang PHONE:04-26564216 ext.112 FAX: 04-26571329			PROJECT PERIOD FROM 01/ 2001 TO 12/ 2001
KEY WORDS: wharf structures, earthquake resistant design			
ABSTRACT: <p>Chi-Chi earthquake is the most devastating earthquake ever happened in modern Taiwan. According to the impact of this earthquake, we obtained a budget to further study earthquake resistant design of wharf structures this year. We hope to devote our study outcome to the wharf structure design in the future work.</p> <p>After comparing with the Japanese code, we have provided some suggestions for revising our wharf structure code about earthquake resistant design. For example, regarding the rigid structure's formula, we suggest that the design period of earthquake by regression analysis has to be discussed. We suggest to divide the design period of earthquake by regression analysis into two levels. In addition, we suggest the formula to be revised by adding the classified coefficient of strata, so that the formula can reflect the strata's characteristics of the located area. In the flexible structure's formula, we argue that the coefficient of reduction <math>\gamma</math> has to be revised. In addition, we suggest that the working stress design method can be changed into ultimate strength design method to go with the current trend.</p>			
DATE OF PUBLICATION	NUMBER OF PAGES	PRICE	CLASSIFICATION
Feb. 2002	146	300	SECRET CONFIDENTIAL UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications			

# 碼頭結構物耐震設計之研究

## 目 錄

中文摘要 .....	I
英文摘要 .....	II
圖目錄 .....	V
表目錄 .....	VIII
第一章 前言 .....	1-1
1.1 研究緣起 .....	1-1
1.2 研究目的 .....	1-2
1.3 研究範圍與限制 .....	1-2
1.4 研究方法 .....	1-2
1.5 研究流程 .....	1-3
第二章 碼頭結構型式 .....	2-1
2.1 一般碼頭結構物型式 .....	2-1
2.2 台灣地區國際商港碼頭型式 .....	2-14
第三章 耐震設計基準 .....	3-1
3.1 基準沿革 .....	3-1
3.2 碼頭設計基準 .....	3-2
3.3 921 地震後修正 .....	3-20
第四章 耐震設計規範之探討 .....	4-1
4.1 日本 1988 年版基準 .....	4-1
4.2 1999 年修訂版 .....	4-6

4.3 耐震設計流程 .....	4-12
4.4 日本規範與我國規範比較分析 .....	4-14
第五章 震害案例及破壞模式探討 .....	5-1
5.1 震害案例 .....	5- 1
5.2 破壞模式與原因 .....	5-14
5.3 破壞影響因素 .....	5-17
第六章 結論與建議 .....	6-1
6.1 結論 .....	6- 1
6.2 建議 .....	6-2
參考文獻 .....	7-1
附錄一 摘要報告 .....	附 1-1
附錄二 簡報資料 .....	附 2-1
附錄三 審查意見 .....	附 3-1

## 圖 目 錄

圖 1.5.1	研究流程圖 .....	1-3
圖 2.1.1	沉箱式碼頭 .....	2-2
圖 2.1.2	L 型塊式碼頭 .....	2-2
圖 2.1.3	混凝土方塊式碼頭 .....	2-2
圖 2.1.4	中空型塊式碼頭 .....	2-3
圖 2.1.5	消波塊式碼頭 .....	2-3
圖 2.1.6	現場澆置混凝土式碼頭 .....	2-3
圖 2.1.7	自立式版樁碼頭 .....	2-5
圖 2.1.8	錨碇式版樁碼頭 .....	2-5
圖 2.1.9	版樁或直樁錨碇式版樁碼頭 .....	2-5
圖 2.1.10	組樁錨碇式版樁碼頭 .....	2-6
圖 2.1.11	圓形井筒式碼頭 .....	2-6
圖 2.1.12	橢圓形井筒式碼頭 .....	2-6
圖 2.1.13	直樁棧橋式碼頭 .....	2-9
圖 2.1.14	斜樁棧橋式碼頭 .....	2-9
圖 2.1.15	圓筒或角筒棧橋式碼頭 .....	2-9
圖 2.1.16	L 型平台樁基式碼頭（背後版樁） .....	2-10
圖 2.1.17	L 型平台樁基式碼頭（前面版樁） .....	2-10
圖 2.1.18	箱型版樁基式碼頭 .....	2-10
圖 2.1.19	離岸式碼頭斷面示意圖 .....	2-11
圖 2.1.20	繫船浮筒斷面示意圖 .....	2-12
圖 2.1.21	浮碼頭斷面示意圖 .....	2-13
圖 3.3.1	台灣地區地震分區 .....	3-22



圖 4.3.1	等級 1 地震時港灣設施之設計流程 .....	4-13
圖 4.3.2	等級 2 地震時耐震強化設施之設計流程 .....	4-14
圖 5.1.1	宇野港重力式碼頭斷面圖 .....	5-2
圖 5.1.2	釧路港重力式碼頭斷面圖 .....	5-2
圖 5.1.3	新潟港中部突堤碼頭斷面圖 .....	5-2
圖 5.1.4	新潟港 A 泊位碼頭斷面圖 .....	5-4
圖 5.1.5	新潟港 D 泊位碼頭斷面圖 .....	5-4
圖 5.1.6	野邊地港碼頭斷面圖 .....	5-5
圖 5.1.7	東神戶渡船頭第三船席碼頭受損情形 .....	5-5
圖 5.1.8	碼頭面法線外視之相對 00-44 基線之偏移式意圖 .....	5-6
圖 5.1.9	1 號碼頭 921 地震受災狀況平面示意圖 .....	5-6
圖 5.1.10	2 號碼頭 921 地震受災狀況平面示意圖 .....	5-7
圖 5.1.11	3 號碼頭 921 地震受災狀況平面示意圖 .....	5-7
圖 5.1.12	4 號及 4A 號碼頭 921 地震受災狀況平面示意圖 .....	5-8
圖 5.1.13	推測沉箱之可能變位狀況示意圖 .....	5-8
圖 5.1.14	名古屋港版樁碼頭斷面圖 .....	5-10
圖 5.1.15	八戶港小中野 1 號版樁碼頭斷面圖 .....	5-10
圖 5.1.16	函館港北濱版樁碼頭斷面圖 .....	5-10
圖 5.1.17	石卷港中島版樁碼頭斷面圖 .....	5-12
圖 5.1.18	秋田港小濱 2 號版樁碼頭斷面圖 .....	5-12
圖 5.1.19	版樁碼頭損壞情形 .....	5-12
圖 5.1.20	四日市港棧橋碼頭斷面圖 .....	5-13
圖 5.1.21	新潟港 B 泊位棧橋碼頭斷面圖 .....	5-13
圖 5.2.1	重力式碼頭震害破壞模式 .....	5-15
圖 5.2.2	版樁式碼頭震害破壞模式 .....	5-15
圖 5.2.3	棧橋式碼頭震害破壞模式 .....	5-15

圖 5.3.1	阪神大地震震央與神戶港相關位置 .....	5-19
圖 5.3.2	921 集集大地震震央與台中港相關位置 .....	5-19
圖 5.3.3	神戶港土層斷面示意圖.....	5-20
圖 5.3.4	台中港 1 至 4 號碼頭後線土層斷面示意圖.....	5-21

# 表 目 錄

表 2.2.1 基隆港碼頭型式統計表 .....	2-14
表 2.2.2 蘇澳港碼頭型式統計表 .....	2-15
表 2.2.3 台中港碼頭型式統計表 .....	2-15
表 2.2.4 安平港碼頭型式統計表 .....	2-15
表 2.2.5 高雄港碼頭型式統計表 .....	2-16
表 2.2.6 花蓮港碼頭型式統計表 .....	2-17
表 2.2.7 台灣地區國際商港碼頭型式統計表 .....	2-17
表 3.2.1 用途係數 I 值 .....	3-7
表 3.2.2 各類地盤水平向正規化加速度反應譜係數 C 與 週期 T 之關係 .....	3-9
表 3.3.1 各國際商港之設計工址水平加速度係數 .....	3-21
表 3.3.2 各類地盤水平向正規化加速度反應譜係數 C 與 週期 T 之關係 .....	3-21
表 3.3.3 碼頭耐震設計公式加入 $\gamma_y$ 之後公式調整對照表 .....	3-24
表 3.3.4 九二一地震後碼頭相關設計規範修訂摘要說明表 .....	3-25
表 4.1.1 地盤分類係數 .....	4-4
表 4.1.2 地盤分類表 .....	4-4
表 4.1.3 重要度係數 .....	4-5
表 4.2.1 迴歸期與地震發生機率 .....	4-8
表 4.2.2 港灣設施耐震性設計時考慮之地震等級 .....	4-9
表 4.2.3 由使用上之觀點來看碼頭變形量之指針 .....	4-10
表 4.2.4 由功能上之觀點來看碼頭變形量之上限 .....	4-10
表 4.2.5 耐震功能設計時容許受損程度 .....	4-11
表 4.4.1 非鋼性結構物之耐震設計比較表(RC 結構物) .....	4-19

# 第一章 前言

## 1.1 研究緣起

發生在民國八十八年九月二十一日凌晨一時四十七分的集集大地震，它造成許多生命的損失及許多硬體設施的損害，包括建築物、公路、橋樑、港灣、維生線及工業設施的破壞，是台灣近代災損最大的地震。此次災害中，台中國際商港之#1 至#4A 碼頭亦發生損害，擋土沉箱向海側滑移而後線作業區有噴砂 龜裂與下陷現象，使得#1 至#4A 碼頭區無法正常作業，造成台中港不小的營運損失。

碼頭結構物耐震能力的強弱，取決於設計震度的大小，設計震度越大，耐震能力就越好；相反的設計震度越小，耐震能力就越差。然而就工程經濟面而言，設計震度越大，工程費就越高，設計震度越小，工程費就越經濟，如何能達到安全與經濟的最佳設計，就有賴設計者的智慧。早期台灣地區各港口設計震度之取法主要為參考日本基準，後來交通部於民國八十六年頒佈了「港灣構造物設計基準」，此基準於 921 地震後經交通部邀集相關之學者專家作了若干修正，然而在台中港#1 至#4A 碼頭的復建過程中，設計單位引用現行基準來分析補強碼頭結構時，發現基準潛藏著一些適用性的問題存在，如非剛性結構物耐震設計公式中之  $F_{ux}$  係數引用問題，造成設計者的一些困擾，本所有鑑於此，遂於今年編列「碼頭結構物耐震設計之研究」，希望藉由本研究能對我國現行碼頭結構物耐震設計基準作一完整之探討，並藉由國外相關基準的比較分析，提出一些本研究之結論與建議以提供往後基準修訂及相關耐震設計基準研究之參考。

## 1.2 研究目的

本研究目的可摘列整理如下：

- (1)藉由蒐集台灣地區國際商港現有碼頭結構物之相關資料，並加以統計與歸納，瞭解台灣地區現況碼頭結構物型式。
- (2)藉由我國碼頭結構物耐震設計基準與國外相關耐震設計基準之比較分析，提出一些未來基準修訂時可供參考的改善建議。
- (3)藉由相關的地震災損案例與資料，歸納碼頭結構物受地震力作用下可能破壞的模式與原因。

## 1.3 研究範圍與限制

碼頭結構物牽涉了水、土壤及結構物彼此的互制行為，所以欲分析其彼此間的力學關係就變的非常複雜且困難，本研究有鑑於經費、人力與時間有限的情況下，將分年進行碼頭結構物耐震設計基準的相關研究，而本年度的研究範圍將局限在碼頭結構物（不含基礎部份）的耐震設計基準的探討與研究上。

## 1.4 研究方法

本研究首先針對台灣地區國際商港現有的碼頭結構物做一完整之資料收集與調查，並將收集到的碼頭斷面資料加以分類統計，歸納出各港的碼頭型式，瞭解台灣地區各國際商港現況碼頭結構物型式的種類。並藉由研讀相關耐震設計理論，建立耐震設計的基本觀念，進而探討比較現行碼頭結構物耐震設計基準與國外相關基準的差異，提出一些改善建議。最後藉由相關的地震災損案例與資料，歸納碼頭結構物受地震力作用下可能破壞的模式與原因。

## 1.5 研究流程

本研究工作流程如圖 1.5.1 所示

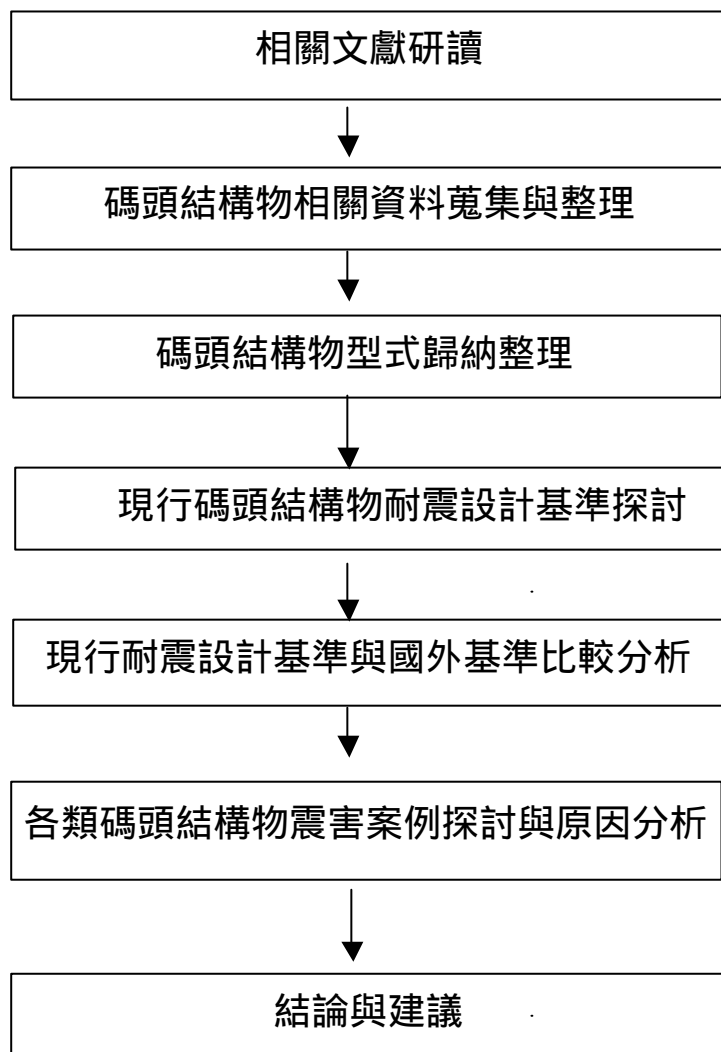


圖 1.5.1 研究流程圖

## 第二章 碼頭結構物型式

碼頭為船舶繫靠設施中最主要之設備，係為提供船舶安全離靠岸、順利裝卸貨物及乘客上下船之設施，其種類繁多。一般在決定建造何種碼頭時，可依據自然條件(如海象、氣象、地質、地震等)、停靠船舶種類(如貨種、大小、後線場地之使用等)、施工條件、工期及工程費等，來選擇最適當的種類。本章將就一般常見的碼頭結構物型式及國內各國際商港現況碼頭型式做一簡單介紹。

### 2.1 一般碼頭結構物型式

一般來說，碼頭結構物可概分為重力式碼頭、板樁式碼頭、棧橋式碼頭及其他型式碼頭四大類，茲分述如下。

#### 2.1.1 重力式碼頭

重力式碼頭其功能為承受碼頭之加載載重，抵抗背後之土壓力、內外之水壓力及船舶之撞擊力、拉力等，其特性如下：

- 1.堤體本身用混凝土作成，較為堅固，亦較耐久，水深較淺時多採用之。
- 2.水深較深時，土壓及水壓之水平外力增大，所需牆體之重量急劇增加，除岩層及基礎良好之處外，多非為經濟之設計。
- 3.作為耐震結構時，與牆體重量成比例之地震力作用於牆體，形成不利之條件。
- 4.沉箱及混凝土塊之製造需廣大場地、起重船、拖船等船團，因此，如為短期及少量工程配合上述設備時，較不經濟。
- 5.與規劃水深相比，現有地層較淺時，亦較不利。

重力式碼頭依其牆體型式及施工方法，可分為沉箱式、L型塊式、混凝土方塊式、中空型塊式、消波塊式及現場澆置式六種，如圖 2.1.1~圖 2.1.6 所示，台灣地區各港之重力式碼頭中，以沉箱式、L型塊式、混凝土方塊式三種最為常見。

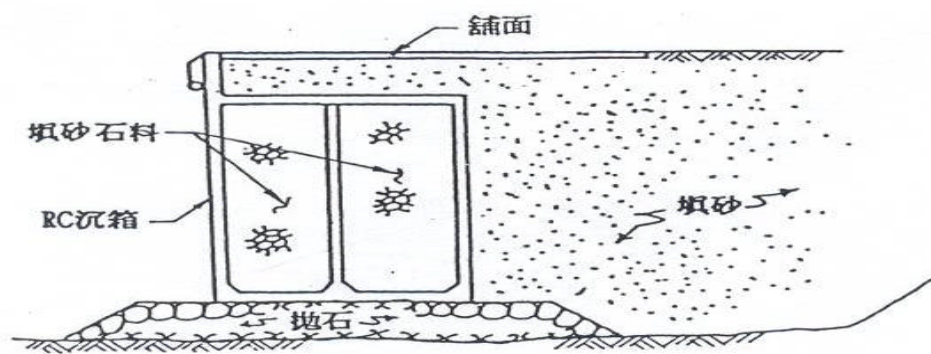


圖 2.1.1 沉箱式碼頭

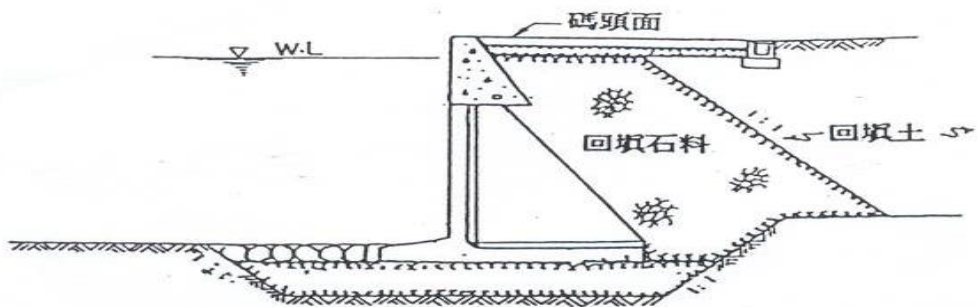


圖 2.1.2 L型塊式碼頭

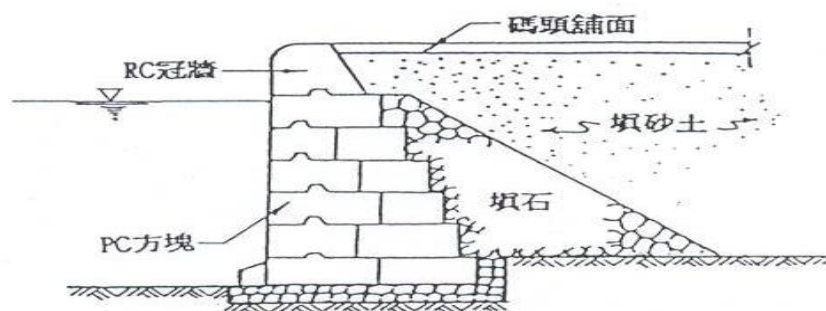


圖 2.1.3 混凝土方塊式碼頭

資料來源：「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」[1]



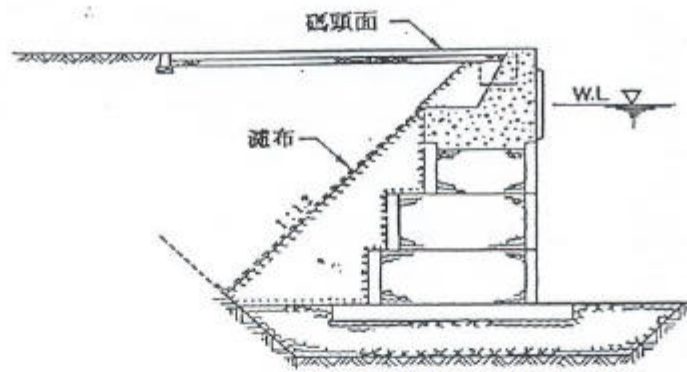


圖 2.1.4 中空型塊式碼頭

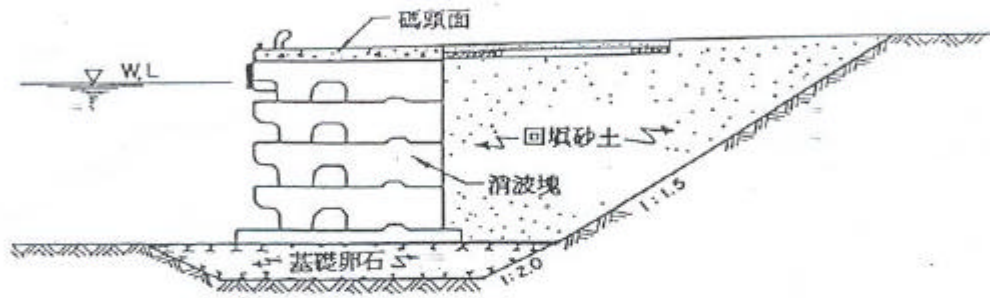


圖 2.1.5 消波塊式碼頭

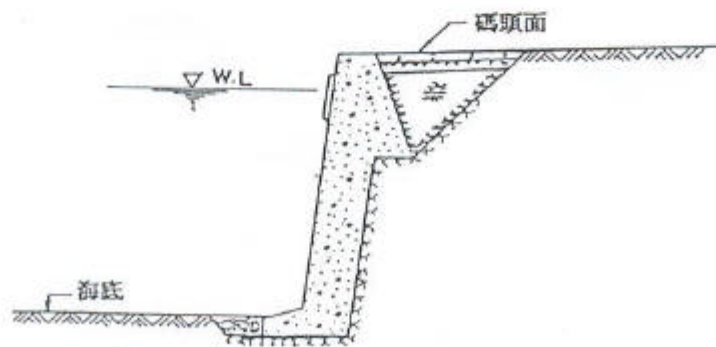


圖 2.1.6 現場澆置混凝土式碼頭

資料來源：「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」[1]

### 2.1.2 版樁式碼頭

版樁式碼頭係打設版樁及回填土築成。版樁之材料為鋼、鋼筋混凝土、預力混凝土、木材等，通常鋼版樁較為常用。鋼版樁之容許應力較大，成品亦可得較大之斷面係數，可用於水深較深之碼頭。版樁式碼頭之特性如下：

1. 施工設備比較簡單，工程費較省。
2. 多數場合不須作水下基礎工程，因此施工迅速。
3. 牆體極輕，富於彈性，耐震性強，可容許適當之不均勻沉陷。
4. 原地層水深較深時，版樁打設後，如未回填及錨碇設施未妥時，波浪來襲容易損壞。
5. 於水中或土中易腐蝕，耐久性較重力式為差，所以宜採用陰極防蝕法，或按腐蝕程度採用較大斷面。

版樁式碼頭，按作用於版樁之土壓及殘留水壓之抵抗形式，可分為自力式、錨碇式、井筒式，如圖 2.1.7~2.1.12 所示，台灣地區各港之版樁式碼頭中，以錨碇式版樁碼頭最為常見。

### 2.1.3 棧橋式碼頭

棧橋係如橋樑般，以樁為支柱，其上設頂版組成碼頭，其特性如下：

1. 結構較其他型式為輕，地層軟弱之處無法構築重力式或版樁式時，可使用此種形式。
2. 不妨礙水流、漂沙、潮流激烈之處亦不致影響自然條件之平衡。
3. 不需新填土。
4. 對於較大之集中載重，不似它種型式之碼頭，可分散載重。
5. 碼頭寬大時工程費亦增。
6. 對水平力之抵抗較弱。
7. 水流影響船舶之靠岸。

棧橋式碼頭，隨支撐頂版之支柱結構可分為直樁棧橋式、斜樁棧

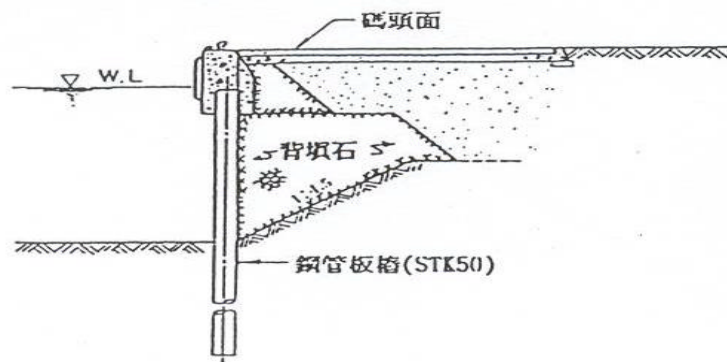


圖 2.1.7 自立式版樁碼頭

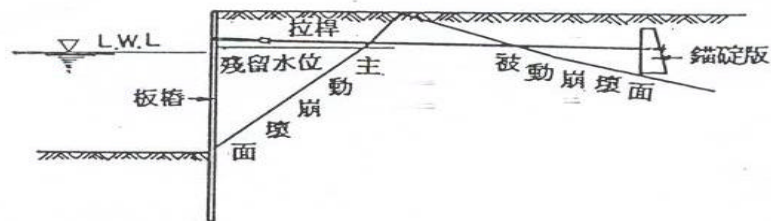


圖 2.1.8 錨碇式版樁碼頭

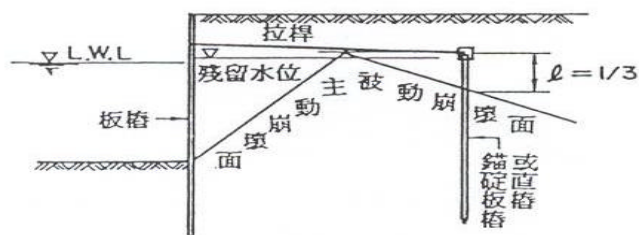


圖 2.1.9 版樁或直樁錨碇式版樁碼頭

資料來源：「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」[1]

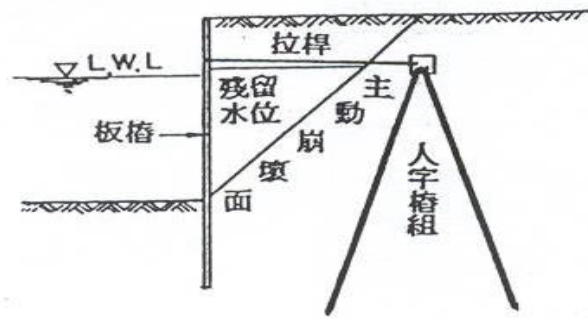


圖 2.1.10 組樁錨碇式版樁碼頭

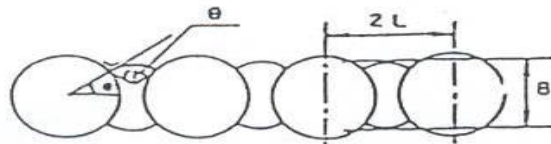


圖 2.1.11 圓形井筒式碼頭

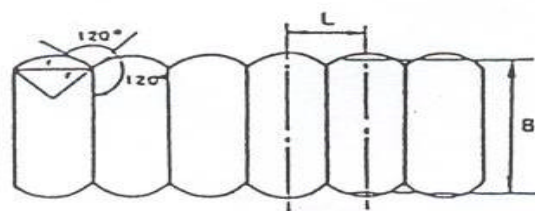


圖 2.1.12 橢圓形井筒式碼頭

資料來源：「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」[1]

橋式及圓筒或角筒棧橋式，如圖 2.1.13~2.1.15 所示。

#### 2.1.4 其他

除了重力式、版樁式及棧橋式三大類碼頭外，常見的碼頭型式還可細分為平台樁基式、離岸式、浮式等碼頭型式，茲說明如下：

##### 1. 平台樁基式碼頭

利用平版減少版樁所承受之水平力，並配合基樁強度抵抗外力之結構物，其特性如下：

- (1)載重由群樁支撐，基礎不良之地層亦可使用。
- (2)版樁斷面較一般版樁碼頭小。
- (3)施工較一般版樁碼頭繁雜。
- (4)工期較長。

平台樁基式碼頭，可分為 L 型平台樁基(背後版樁)、L 型平台樁基拉桿(前面版樁)、箱型版樁基式，如圖 2.1.16~2.1.18 所示。

##### 2. 離岸式碼頭

離岸式碼頭為數支獨立支柱狀結構物，離開陸岸設立，如圖 2.1.19 所示，其特性如下：

- (1)設於所需水深之處，不需疏浚，填土、施工容易、工程費用低廉，且可快速施工。
- (2)不能使用於雜貨之裝卸，以用特殊機械或管道輸送石油、水泥、穀類及粉狀貨物為主。
- (3)為了避免其他型式之碼頭設施延長時，常於其前端設置此式碼頭。

##### 3. 浮式碼頭

主要為船舶在泊地繫碇，其結構一般以浮筒、繫船錨環、浮筒鍊、沉錘錨等組成，如圖 2.1.20~2.1.21 所示。浮筒有時供駁船裝卸貨物，

但一般以碇繫船舶為目的，然亦有以卸油為目的之浮筒，如單浮筒船席。其特性如下：

- (1)與拋錨時比較，泊地可有效利用。
- (2)海底為岩層，無法拋錨時，可利用浮筒繫泊。
- (3)較其他繫泊設備便宜。
- (4)移設容易。

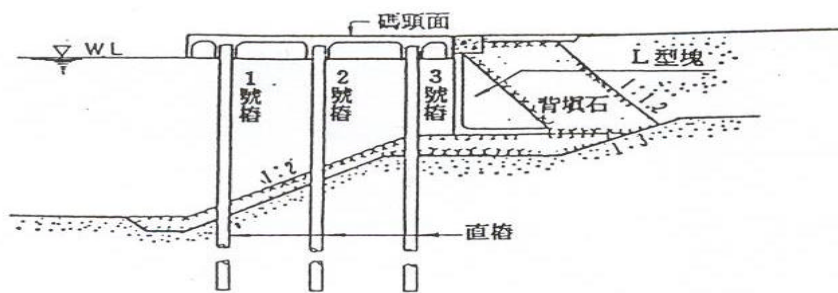


圖 2.1.13 直樁棧橋式碼頭

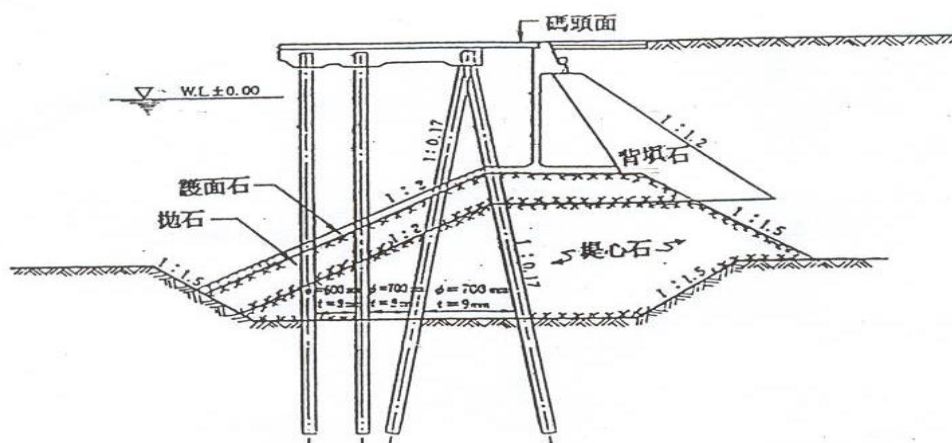


圖 2.1.14 斜樁棧橋式碼頭

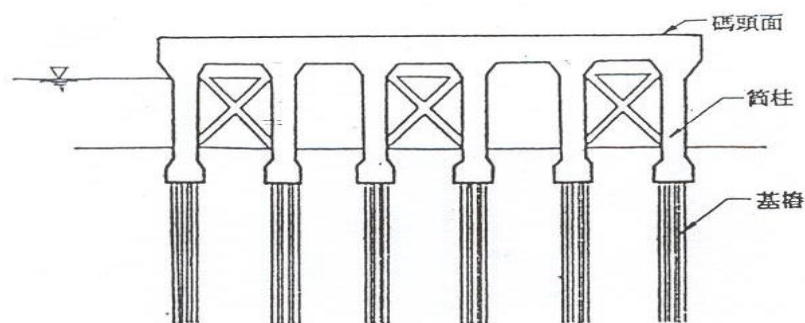


圖 2.1.15 圓筒或角筒棧橋式碼頭

資料來源：「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」[1]

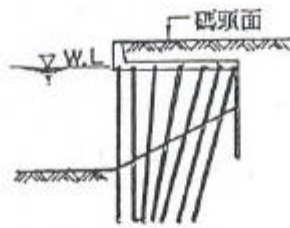


圖 2.1.16 L型平台樁基式碼頭（背後版樁）

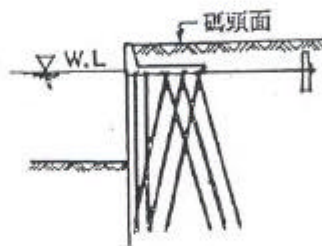


圖 2.1.17 L型平台樁基式碼頭（前面版樁）

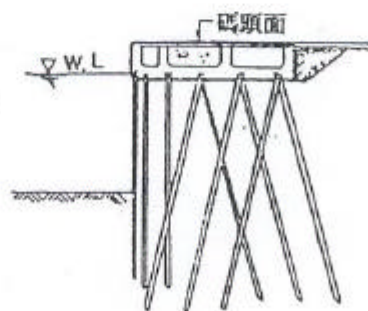


圖 2.1.18 箱型版樁基式碼頭

資料來源：「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」[1]



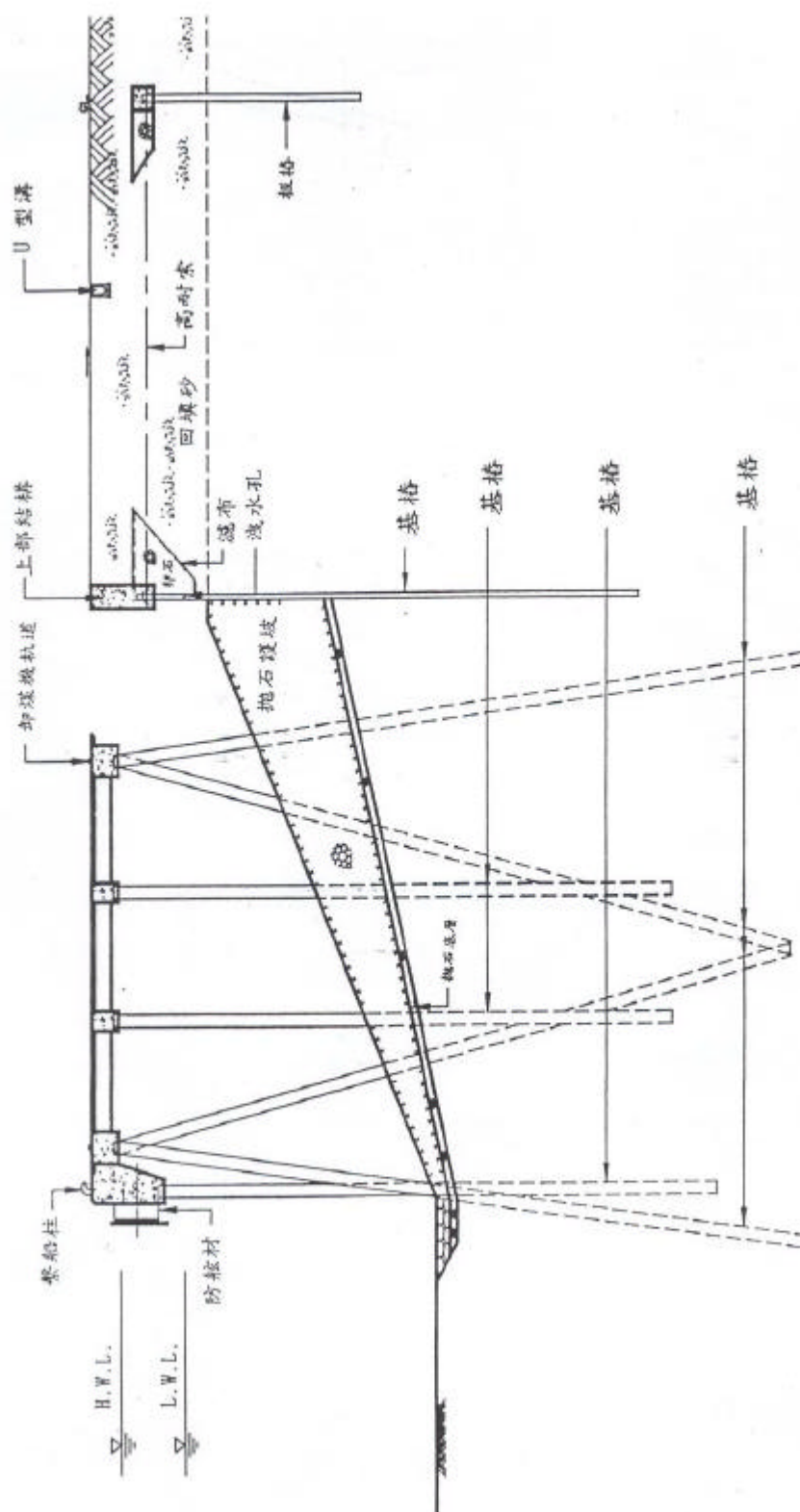


圖 2.1.19 離岸式碼頭斷面示意圖

資料來源：「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」[1]

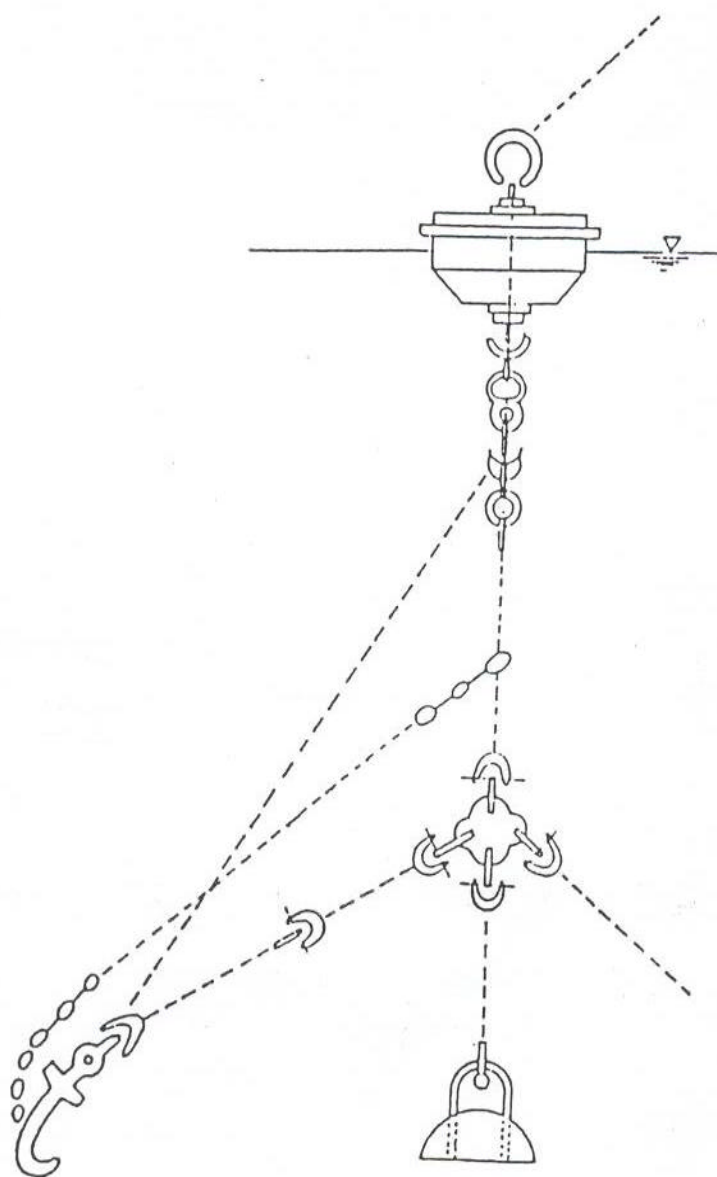


圖 2.1.20 繫船浮筒斷面示意圖

資料來源：「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」[1]

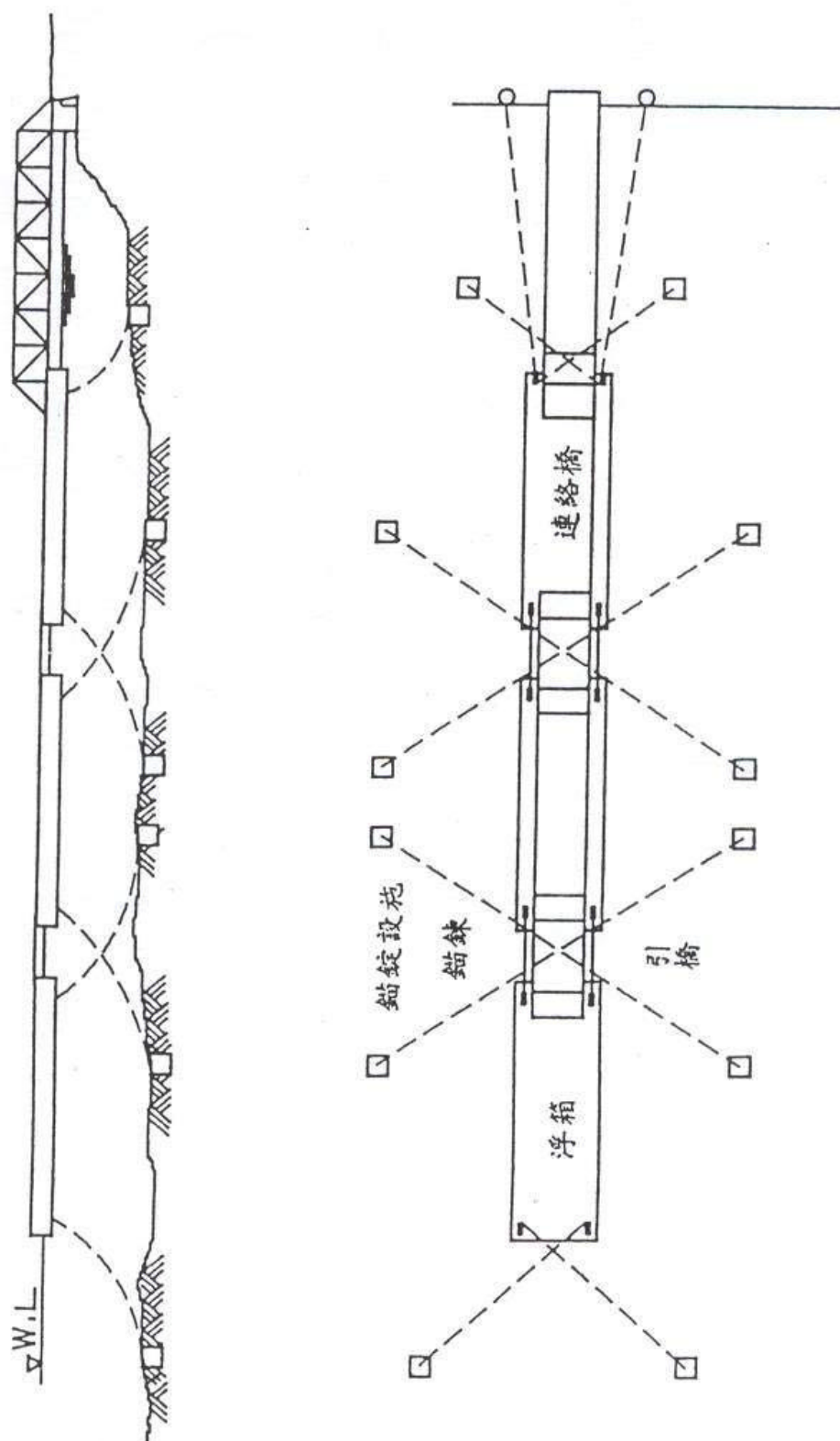


圖 2.1.21 浮碼頭斷面示意圖

資料來源：「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」[1]

## 2.2 台灣地區國際商港碼頭型式

我國國際商港(含輔助港)由北到南共計有基隆港、蘇澳港、台中港、安平港、高雄港及花蓮港六個國際商港，各國際商港各碼頭區因裝卸貨的不同，碼頭型式也各異，茲依各港順序簡要說明如後。

### 1.基隆港

基隆港目前計有 55 座碼頭，碼頭型式經統計歸類後整理如表 2.2.1 所示，由表顯示基隆港碼頭型式以版樁式碼頭最多，約佔整體碼頭數之 29.09 %，其次為重力式碼頭，約佔整體碼頭數之 27.27 %，但整體而言，各型式碼頭數量分佈相當平均。

表 2.2.1 基隆港碼頭型式統計表

碼頭型式	碼頭編號	數量（百分比）
重力式	E1、E16、E17、E20、E21、E22、W7、W12B、W15、W28、W29、W30、W31、W32、W33B	15（27.27 %）
版樁式	E2、E3、E4、E5、E6、E7、E12、E14、E15、W21、W22、W23、W24、W25、W26、W27	16（29.09 %）
棧橋式	E11、E19、W5、W6、W16、W17、W18、W19、W20、W33	10（18.18 %）
其他	W1、W1B、W2、W3、W4、E8、E9、E10、W8、W9、W10、W11、W12、W14	14（25.46 %）

資料來源：各港務局提供及本研究整理

### 2.蘇澳港

蘇澳港目前計有 13 座碼頭，碼頭型式經統計歸類後整理如表 2.2.2 所示，由表顯示蘇澳港碼頭型式只有重力式及棧橋式碼頭兩種，兩種碼頭型式數量差不多。

表 2.2.2 蘇澳港碼頭型式統計表

碼頭型式	碼頭編號	數量（百分比）
重力式	1、2、3、4、5、8、9	7（53.85 %）
棧橋式	6、7、10、11、12、13	6（46.15 %）

資料來源：各港務局提供及本研究整理

### 3.台中港

台中港目前計有 43 座碼頭，碼頭型式經統計歸類後整理如表 2.2.3 所示，由表顯示台中港碼頭型式以棧橋式碼頭最多，約佔整體碼頭數之 67.44 %，其次是重力式碼頭，約佔整體碼頭數之 20.93 %。

表 2.2.3 台中港碼頭型式統計表

碼頭型式	碼頭編號	數量（百分比）
重力式	1、2、3、4、4A、23、24、25、W1	9（20.93 %）
棧橋式	5A、5、W5、6、W6、7、8、8A、9、10、11、12、13、22、26、27、28、29、30、31、32、33、34、35、W2、W3、W4、W99、104	29（67.44 %）
其他	14、15、16、17、19A	5（11.63 %）

資料來源：各港務局提供及本研究整理

### 4.安平港

安平港目前計有 10 座碼頭，碼頭型式經統計歸類後整理如表 2.2.4 所示，由表顯示安平港碼頭型式只有重力式碼頭及版樁式碼頭兩種，版樁式碼頭最多，佔整體碼頭數之 70 %，重力式碼頭佔整體碼頭數之 30 %。

表 2.2.4 安平港碼頭型式統計表

碼頭型式	碼頭編號	數量（百分比）
重力式	5、6、7	3（30 %）
版樁式	1、2、3、4、8、9、10	7（70 %）

資料來源：各港務局提供及本研究整理

## 5.高雄港

高雄港目前計有 94 座碼頭，碼頭型式經統計歸類後整理如表 2.2.5 所示，由表顯示高雄港碼頭型式以版樁式碼頭為主，約佔整體碼頭數之 58.51 %，其次為棧橋式碼頭，約佔整體碼頭數之 9.57 %。

表 2.2.5 高雄港碼頭型式統計表

碼頭型式	碼頭編號	數量（百分比）
重力式	2、3、4、5、6、7	6（6.38 %）
版樁式	1、8、9、10、11、12、17、18、20、21、22、23、30、34、35、36、37、38、39、40、41、42、43、44、45、46、47、54、55、56、57、58、59、60、61、62、63、64、65、66、69、70、73、74、75、76、77、78、79、80、81、90、91、102、103	55（58.51 %）
棧橋式	67、68、116、117、118、119、120、121、122	9（9.57 %）
其他	13、14、15、16、27、28、29、31、32、33、48、49、50、51、52、53、71、72、101、104、105、111、112、115	24（25.54 %）

資料來源：各港務局提供及本研究整理

## 6.花蓮港

花蓮港目前計有 25 座碼頭，碼頭型式經統計歸類後整理如表 2.2.6 所示，由表顯示花蓮港碼頭型式只有重力式及版樁式碼頭兩種，其中重力式碼頭佔整體碼頭數之 80 %，版樁式碼頭只佔整體碼頭數之 20 %。

表 2.2.6 花蓮港碼頭型式統計表

碼頭型式	碼 頭 編 號	數量 ( 百分比 )
重力式	1、 2、 3、 7、 10、 11、 12、 13、 14、 15、 16、 17、 18、 19、 20、 21、 22、 23、 24、 25	20 ( 80 % )
版樁式	4、 5、 6、 8、 9	5 ( 20 % )

資料來源：各港務局提供及本研究整理

總計台灣地區國際商港碼頭數為 240 座，碼頭型式整理如表 2.2.7 所示，由表顯示台灣地區國際商港碼頭型式以版樁式碼頭最多，共計 83 座，佔全數之 34.58 %，其次為重力式碼頭 60 座，約佔全數之 25 %，棧橋式碼頭 54 座，約佔全數之 22.5 %。

表 2.2.7 台灣地區國際商港碼頭型式統計表

	重力式	版樁式	棧橋式	其它	合計
數量	60	83	54	43	240
百分比	25 %	34.58 %	22.5 %	17.92 %	100 %

### 第三章 耐震設計基準

台灣地區之港灣建設雖歷經了台中港、蘇澳港之興建，以及港區內各大小碼頭之整修，但多年來並無一國內官方正式之基準或規範，可供工程人員參考及依循，設計者只好自己尋找國外之基準為自己之設計尋求合理之解釋，雖使設計之自由度較高，但亦有不少之困擾；民國八十五年，交通部對港灣類工程設計部份頒佈了『港灣構造物設計基準 防波堤設計基準及說明』，隨後又於民國八十六年頒佈『港灣構造物設計基準 碼頭設計基準及說明』[1]後，使得國內之港灣工程界終於能有一符合時代及本土化需求之規範，不僅使得國內之港灣構造物在設計及規劃上有所依循，也對促進設計等級及技術能力之提昇有很大的幫助。茲將我國港灣構造物設計基準之沿革及內容說明如下：

#### 3.1 基準沿革

民國六十九年，由台灣省政府交通處廣蒐國內外已有之資料，並配合本省之地理環境及港灣特性，以民國五十六年日本港灣協會發行之『港灣結構物設計基準』[2]為藍本，加以整理修正發行『港灣構造物設計標準』[3]，雖未報部頒佈，但至少提供港灣界一中文之參考規範，其主要特徵為：

- 1.民國五十六年版之日本『港灣結構物設計基準』，全文分為八篇，先對共同之設計條件、材料、基礎等加以敘述，而後依水域設施、外廓設施、繫靠設施等分別敘述。
- 2.敘明基準之適用範圍，同時基準亦分為本文及說明，本文很簡明的將敘述之事加以明示，說明則針對其背景加以敘述，此外並依場合補充其內容。
- 3.隨著技術之成熟，對於絕對應遵守之事，建議應遵守之事，及雖有問



題但尚無適當之處理法，提供一判斷之方法。

4. 航道、泊地等之水域設施，所須之水深、寬度等之標準值以船長為單位，加以表示。

所以本基準所具有之特色，實為提供規劃設計時之依據。不過由於『港灣構造物設計標準』發行之時，適逢日本之基準正進行全面修改，因此改正後之新理念，無法適時予以加入。為彌補此缺憾，本所港研中心於民國八十年起著手蒐集以 1989 年最新改正之日本港灣協會發行之『港灣設施技術上之基準與解說』<sup>[4]</sup>為藍本，由本所港研中心邀請各港務局總工程司、相關學者及顧問公司人員共同參與，經過不斷之研討及意見溝通，自行進行部份之增修，完成基準之初步草案。不過由於設計基準涵蓋範圍相當廣泛，除須具備充分的理論基礎外，更應有實務上之驗證，因此修訂基準必須結合各界人士共同參與才可完成。本所港研中心雖在人力、經驗並不很充足情況下，肩負設計基準草案訂定之重任，主要目的是希望能藉由本研究整合港灣界人士智慧及經驗，建立港灣結構物設計基準，以解決規劃設計無所依循之困擾，進而提昇未來規劃設計品質，為今後之港灣發展貢獻一份力量。因此在草案完成後即分送各單位，同時當時適逢本所運輸工程組組長歐陽餘慶之鼎力支持，以港研中心完成之草案為版本，經再次檢討後送交通部技監室，而後由交通部再委託中華顧問工程司主辦，並由交通部聘請各方專家學者作為審查委員進行草案之逐條審查，並透過公開研討，藉各位專家學者之豐富學識經驗予以完成一可供參考之規範，為今後規範之制定奠下一良好之基礎。

## 3.2 碼頭設計基準

民國八十六年交通部頒佈之『港灣構造物設計基準---碼頭設計基準及說明』，第九章耐震設計，其規定如下：

### 3.2.1 耐震設計之目標

## 1.基準

一般性之港灣結構物須設計、建造使其能至少抵抗工址 475 年迴歸期之地震。

## 2.說明

- (1)為了在結構物的使用年限內，預測可能發生的最大地震，作為設計的依據；常就結構物所在地和其相關區域內地震活動的情形，由震源規模（ $M$ ）的大小和發生頻率（與工址相關區域內斷層的活動程度及頻率），據以估算在結構物使用年限內可能發生某一等級地震的機率；並根據該結構物之重要性，訂定可接受超過該等級地震的危害度（ $R$ ），以為耐震設計的參考，此過程謂之地震危害度分析，其分析步驟如下。

### A.地震分區

根據過去的地震活動資料、地質構造和板塊運動等特性，考慮工址周圍約 200km 以內過去發生地震之規模、震央、震源深度等，加以分區分析。

### B.建立危害度分析模式

根據地震規模  $M$  及再現頻率建立之。目前常用之模式為：迴歸分析法、年度最大值法，可得危害度  $R_d = 1 - e^{-\frac{T_d}{T_r}}$ ，式中  $T_d$  為設計年限、 $T_r$  為迴歸期。

### C.訂定衰減律

利用地震水平地表加速度隨距離、地震規模之變化及地質構造等資料制定之。

### D.計算危害度曲線

經或然率理論分析，依可靠度予以加權計算而得，如圖 3.2.1 所示。

### E.決定設計用最大地表加速度值（PGA）。

一般碼頭結構物耐震設計的要求為使用年限 50 年，在其使用年限中，只有百分之十的機會會碰到比其設計最大的地震還要大的地震，將  $T_d = 50$  年、 $R_d = 0.1$  代入危害度  $R_d$  公式，可得迴歸期為 475 年。

- (2) 此處所謂之港灣結構物，主要係指碼頭結構。碼頭結構就其動力特性而言，可分為剛性結構物與非剛性結構物兩種，前者如重力式碼頭、版樁式碼頭，後者如棧橋式碼頭。
- (3) 通常地震的大小，係以地表加速度來表示。對於重要性高的結構物，上述標準要加以提高，其設計地表加速度要再乘以用途係數。
- (4) 對剛性結構物如重力式碼頭、版樁式碼頭而言，在 475 年迴歸期之地震發生時，不得產生滑動、傾覆，亦不得產生結構體強度與基礎承載力不足之破壞。對非剛性結構物如棧橋式碼頭而言，在 475 年迴歸期之地震發生時，容許產生塑性變形，但其韌性比不得超過其容許韌性容量。

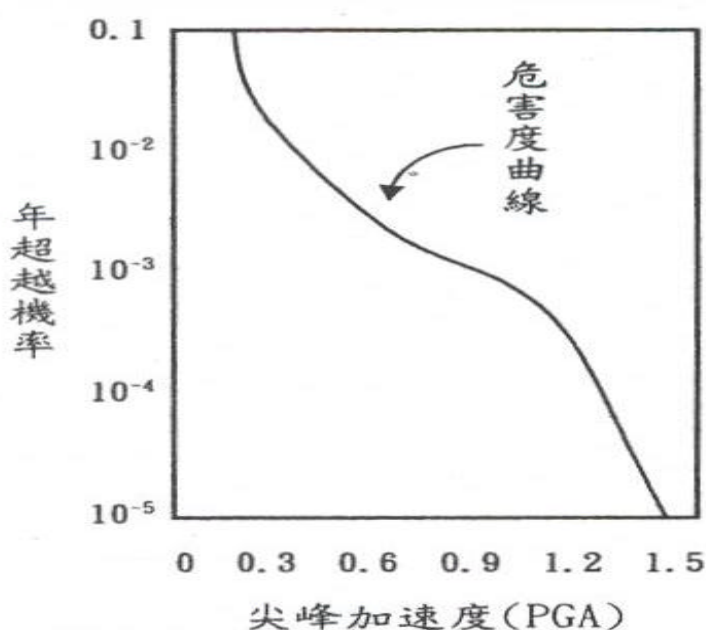


圖 3.2.1 地震危害度曲線

資料來源：結構耐震設計概論[5]

### 3.2.2 剛性結構物之設計地震力

#### 1. 基準

地震時與土體一起運動之剛性結構物，如重力式碼頭等，其設計地震力  $V$  依下式計算：

$$\begin{aligned} V &= K_h W \\ &= AIW \end{aligned}$$

其中  $K_h$  為設計震度， $W$  為結構物全部靜載重。

設計震度  $K_h$  為工址震度  $A$  與用途係數  $I$  之乘積。工址震度  $A$  隨震區不同而異，其值為工址 475 年迴歸期之地震地表水平加速度係數  $Z$  除以 2.0。

重力式碼頭等之設計，在地震時除須考慮本節因壁體質量所產生的慣性力外，尚須考慮地震動土壓與動水壓。

#### 2. 說明

- (1) 剛性結構物係地震時與土體一起運動之結構物，此時剛性結構物隨地表運動，其加速度與地表加速度相同。

根據美國公路橋樑耐震設計規範（AASHTO）的說明，剛性結構物（如重力式碼頭、版樁式碼頭），若地震時可容許產生稍許變位，則計算壁體地震慣性力或動態土壓及水壓的設計震度  $K_h$ ，可取為地震地表加速度係數的一半。

- (2) 工址水平加速度係數

工址水平加速度係數  $Z$  代表工址迴歸期 475 年地震地表加速度與重力加速度  $g$  之比值。台灣地區劃分為地震一甲區、地震一乙區、地震第二區及地震第三區，其對應之加速度係數分別為 0.33、0.28、0.23 及 0.18。各震區包括之鄉、鎮、市如下所列：

A. 地震一甲區（0.33）：

宜蘭縣：南澳鄉、蘇澳鎮。

花蓮縣：花蓮市、秀林鄉、新城鄉、吉安鄉、壽豐鄉、豐濱鄉、  
鳳林鎮、光復鄉、萬榮鄉、瑞穗鄉。

雲林縣：斗六市、古坑鄉、林內鄉、斗南鎮。

嘉義縣：大林鎮、梅山鄉、民雄市、竹崎鄉、中埔鄉、番路鄉、  
大埔鄉、水上鄉。

嘉義市

台南縣：東山鄉、白河鎮、後壁鄉、鹽水鎮、新營市、下營鄉、  
柳營鄉、六甲鄉、大內鄉、官田鄉、楠西鄉、玉井鄉。

B.地震一乙區（0.28）：

宜蘭縣：除地震一甲區以外之各鄉鎮市。

花蓮縣：卓溪鄉、玉里鎮、富里鄉。

台東縣：綠島鄉、蘭嶼鄉及各鄉鎮市。

苗栗縣：獅潭鄉、頭屋鄉、苗栗市、公館鄉、銅鑼鄉、大湖鄉、  
西湖鄉、造橋鄉、三灣鄉、後龍鎮、三義鄉、卓蘭鎮、  
苑裡鎮、通霄鎮、竹南鎮、頭份鎮。

台中縣：東勢鎮、石岡鄉、豐原市、神岡鄉、清水鎮、沙鹿鎮、  
梧棲鎮、潭子鄉、大雅鄉、大甲鎮、大安鄉、外埔鄉、  
后里鄉。

雲林縣：除地震一甲區以外之各鄉鎮市。

嘉義縣：溪口鄉、新港鄉、太保市、鹿草鄉、六腳鄉、朴子市、  
義竹鄉、布袋鎮、東石鄉。

台南縣：北門鄉、學甲鎮、將軍鄉、佳里鎮、西港鄉、麻豆鎮、  
安定鄉、善化鎮、新市鄉、山上鄉、新化鎮、左鎮鄉、  
南化鄉。

屏東縣：恆春鎮、滿州鄉。

C.地震三區（0.18）：

台北縣：林口鄉、八里鄉。

桃園縣：除大溪鎮、復興鄉外各鄉鎮。

高雄縣：茄萣鄉、湖內鄉、路竹鄉、阿蓮鄉、永安鄉、彌陀鄉、岡山市、梓官鄉、橋頭鄉、燕巢鄉、大社鄉、仁武鄉、鳥松鄉、大樹鄉、鳳山市、大寮鄉、林園鄉。

高雄市

屏東縣：屏東市、萬丹鄉、新園鄉、東港鎮、崁頂鄉、南洲鄉、林邊鄉、琉球鄉、九如鄉。

澎湖縣：各鄉鎮市。

D.地震二區（0.23）：上述以外之地區。

金門與馬祖的工址水平加速度係數，分別為 0.20 與 0.15。

### (3)用途係數

為提高重要性結構物的耐震標準，或降低不重要結構物的耐震標準，計算設計地震力時使用用途係數，其值介於 0.5 至 1.5，依表 3.2.1 決定之。

表 3.2.1 用途係數 I 值

結構物之種類	結構物之特性	用途係數
特定	明顯具有 A 級結構物之特性 1 至 3 項之情形者	1.5
A 級	1. 結構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。 2. 負有震災後復建工作之重要任務者。 3. 儲存有害或危險物品之結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之重大損失者。 4. 結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5. 結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。	1.2
B 級	凡不屬於特定、A 級及 C 級者	1.0
C 級	特定及 A 級以外之小規模結構物，復舊作業容易進行者。	0.5

資料來源：「港灣構造物設計基準-碼頭設計基準及說明」[1]

### 3.2.3 非剛性結構物之設計地震力

#### 1. 基準

非剛性結構物，如棧橋式碼頭等，其設計地震力  $V$  依下式計算：

$$V = \frac{ZICW}{1.2F_u}$$

式中

$$\frac{C}{F_u} \leq 1.1$$

$\frac{C}{F_u}$  經上式限制後，命為  $\left(\frac{C}{F_u}\right)_m$ ，則

$$V = \frac{ZI}{1.2} \left(\frac{C}{F_u}\right)_m W$$

其中  $Z$  為工址水平加速度係數， $I$  為用途係數， $C$  為工址正規化水平加速度反應譜係數， $W$  為結構物全部靜載重， $F_u$  為結構系統地震力折減係數。

#### 2. 說明

(1) 非剛性結構物，如棧橋式碼頭等，其設計地震力應考慮結構物座落的地盤種類及結構本身周期的不同，使得地震力作用在結構物上所反應出之加速度有放大或縮小的可能，規範以  $C$  值（工址正規化水平加速度反應譜係數）來反應此現象。若此等結構物依據韌性設計規範設計，可使結構具有韌性，因此可使結構物能承受較大之地震能量，所以可以使用結構系統地震力折減係數  $F_u$  來折減設計地震力，意謂設計地震力可以減小。

(2) 工址正規化加速度反應譜係數（ $C$ ）

工址正規化加速度反應譜係數  $C$  隨結構物周期  $T$  與地盤種類而改變，如表 3.2.2 所示。結構物基本振動周期  $T$ ，單位為秒。

表 3.2.2 各類地盤水平向正規化加速度反應譜係數 C 與週期 T 之關係

	極短週期	較短週期	短週期	中週期	長週期
第一類地盤	T 0.03 秒 C=1.0	0.03 秒 T 0.15 秒 C=12.5T+0.625	0.15 秒 T 0.333 秒 C=2.5	0.333 秒 T 0.941 秒 $C=\frac{1.2}{T^{2/3}}$	T 0.941 秒 C=1.25
第二類地盤	T 0.03 秒 C=1.0	0.03 秒 T 0.15 秒 C=12.5T+0.625	0.15 秒 T 0.465 秒 C=2.5	0.465 秒 T 1.315 秒 $C=\frac{1.5}{T^{2/3}}$	T 1.315 秒 C=1.25
第三類地盤	T 0.03 秒 C=1.0	0.03 秒 T 0.2 秒 C=8.824T+0.7325	0.2 秒 T 0.611 秒 C=2.5	0.611 秒 T 1.728 秒 $C=\frac{1.8}{T^{2/3}}$	T 1.728 秒 C=1.25

資料來源：「港灣構造物設計基準-碼頭設計基準及說明」[1]

地盤之分類，依工址地盤週期  $T_G$  決定之。 $T_G \leq 0.2\text{sec}$  者為第一類地盤(堅實地盤)； $0.2\text{sec} < T_G \leq 0.6\text{sec}$  者，為第二類地盤(普通地盤)； $T_G > 0.6\text{sec}$  者，為第三類地盤(軟弱地盤)。

地盤週期  $T_G$  得依下列公式計算之：

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

其中， $H_i$  為第  $i$  層土層厚 ( m )， $V_{si}$  為第  $i$  層土層平均剪力彈性波速 ( m/ sec )，得依下列經驗公式計算：

黏性土層： $V_{si}$  為  $=100N_i^{1/3}$ ，(  $1 < N_i < 25$  )

砂質土層： $V_{si}$  為  $=80N_i^{1/3}$ ，(  $1 < N_i < 50$  )

其中， $N_i$  為由標準貫入試驗所得之第  $i$  層土層之平均  $N$  值。 $i$  為由地表面至基盤面分為  $n$  層中之各層號碼。此處所指之基盤面為其下黏性土層之  $N$  值均大於 25，且其下砂質土層之  $N$  值均大於 50，或其下土層剪力波速大於 300m/sec 之土層面。



### (3) 結構系統地震力折減係數

結構系統地震力折減係數  $F_u$  與結構系統容許韌性容量  $R_a$ 、基本振動周期  $T$  及地盤種類有關。韌性容量  $R$  與結構系統特性係數  $R^*$  間之關係如下：

$$R = \frac{R^*}{1.2}$$

$$R_a = 1 + \frac{(R - 1)}{1.5}$$

而容許韌性容量  $R_a$  與韌性容量  $R$  間之關係如下：

一般棧橋式碼頭，若樁頂與碼頭版面的樑剛接，並控制塑鉸產生在樁頂，樁頂附近並配合配置圍束箍筋者；或樁頂與梁鉸接，並控制塑鉸產生在樁之底部某處，且配合配置圍束箍筋者，結構系統特性係數  $R^*$  可取 3.0。

各種地盤  $F_u$  值與  $R_a$ 、 $T$  間的關係如下。

#### A. 第一類地盤(堅實地盤)

$$F_u = \begin{cases} R_a & ; T \leq 0.333\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \frac{(T - 0.242)}{0.091} & ; 0.242\text{sec} < T < 0.333\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.15\text{sec} < T < 0.242\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \frac{(T - 0.15)}{0.12} & ; 0.03\text{sec} < T < 0.15\text{sec} \\ 1.0 & ; T \leq 0.03\text{sec} \end{cases}$$

## B. 第二類地盤(普通地盤)

$$F_u = \begin{cases} R_a & ; T \leq 0.465\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \frac{(T - 0.308)}{0.157} & ; 0.308\text{sec} < T < 0.465\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.15\text{sec} < T < 0.308\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \frac{(T - 0.15)}{0.12} & ; 0.03\text{sec} < T < 0.15\text{sec} \\ 1.0 & ; T \leq 0.03\text{sec} \end{cases}$$

## C. 第三類地盤(軟弱地盤)

$$F_u = \begin{cases} R_a & ; T \leq 0.611\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \frac{(T - 0.406)}{0.205} & ; 0.406\text{sec} < T < 0.611\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.2\text{sec} < T < 0.406\text{sec} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \frac{(T - 0.2)}{0.17} & ; 0.03\text{sec} < T < 0.2\text{sec} \\ 1.0 & ; T \leq 0.03\text{sec} \end{cases}$$

當結構物之周期較短時， $C$  值大而  $F_u$  值小，設計地震  $V$  會很大。謹考慮短期結構物與土壤的互制作用較顯著，其有效阻尼比較大，因此  $C/F_u$  值不必超過 1.1。

### (4) 結構物地震時水體作用之力

以棧橋式碼頭為例，結構物地震時水體作用之力主要為曳力及附加質量效應。作用於樁上之曳力與樁體地震時的絕對速度的平方成正比，附加質量則與樁體排開水的質量有關。依過去文獻研究發現，考慮曳力會稍微降低結構物地震時的反應，但控制方程式

會變為非線性，較不易求解。考慮附加質量效應對結構物的地震反應影響較為顯著，不宜忽略，因此建議僅考慮附加質量效應，在水中樁體的節點加上附加質量，其值為樁體排開水的質量乘以附加質量係數  $C_m$ ，其值一般可取為 1.0。

忽略曳力效應，可使控制方程式仍維持線性。此外，亦會使得地震反應稍微增加，係偏安全側的做法。

#### (5)地震力之分佈

設計地震力  $V$ ，應分佈至結構體各節點上，其值與該節點的重量以及各節點施加與節點重量相同之水平力所產生的位移成正比。

### 3.2.4 動力分析方法

#### 1.基準

剛性結構物之耐震分析與設計，可採用靜力分析方法。非剛性結構物之耐震分析與設計，若結構物具規則性者，可採用 3.2.3 小節條文與解說所述之靜力分析方法，若屬不規則性結構，應採用動力分析方法。

動力分析方法應考慮適當的設計地表加速度及正規化加速度反應譜，並採用多振態反應譜疊加法進行分析與設計。

#### 2.說明

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

#### (2)設計地表加速度

設計地表加速度為設計地表加速度係數  $Z_d$  與重力加速度  $g$  的乘積，為求與靜力分析法具有一致的耐震標準， $Z_d$  值計算如下：

$$Z_d = \frac{ZI}{1.2F_u}$$

其中  $Z$  為工址水平加速度係數， $I$  為用途係數， $F_u$  為結構系統地震力折減係數。

### (3) 加速度反應譜

為求與靜力分析法具有一致的耐震標準，動力分析所採用的加速度反應譜為  $\left(\frac{C}{F_u}\right)_m$ 。茲參照基準條文中  $V = \frac{ZI}{1.2} \left(\frac{C}{F_u}\right)_m W$ ，輸入程式的調整係數應取  $\frac{ZI}{1.2} g$ 。 $g$  純粹為了將輸入反應譜  $\left(\frac{C}{F_u}\right)_m$  的單位改為程式中所使用的長度單位，如程式中使用公尺為長度單位， $g$  值應填 9.8。

### (4) 多振態反應譜疊加法

形狀不規則結構物為計及軸向與橫向地震反應具有耦合作用以及高振態之影響者，應採用多振態反應譜疊加法進行動力分析。所考慮的振態數目應足夠使軸向與橫向之有效振態質量和均超過結構物質量之 90 %。惟振態數超過 25 個，且振態最短週期小於 0.2 秒時，可不受此限。各振態最大構材內力與變位等，須以各種認可的方法加以疊加。疊加法則最好能計及振態間之互制作用，如 CQC 法則（Complete Quadratic Combination Method）。

## 3.2.5 地震時之動土壓

### 1. 基準

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

### 2. 說明

地震時之動土壓可依規範公式計算而得，本節不再贅述，然就重力式碼頭與板樁式碼頭等而言，地震時容許其向外位移，可使用主動

動土壓，且計算動土壓的公式中，震度  $K$  可取 3.2.2 節中之設計震度  $K_h$ ，即 AI 或  $ZI/2.0$ 。

### 3.2.6 地震時之動水壓

#### 1. 基準

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

#### 2. 說明

地震時之動水壓可依規範公式計算而得，本節不再贅述，然該節中設計震度  $K$  可取基準 3.2.2 節中之設計震度  $K_h$ ，即 AI 或  $ZI/2.0$ 。

地震時之動水壓係地震時水壓減掉靜態水壓的部份，因此以重力式碼頭為例，當地震時考慮碼頭往海側變位，此時作用在壁體的水壓，除了要考慮靜態的殘留水壓外，還要考慮海側的動水壓小於靜水壓，因此海側的動水壓係拉壁體往海側的方向。至於陸側壁體內的動水壓亦指向海側，但因 3.2.5 節計算地震時之動土壓已在殘留水位下使用換算震度  $K'$ ，因此陸側內之動水壓不必再加以計算。

### 3.2.7 載重組合

#### 1. 基準

檢核港灣結構物地震時安全性所須考慮的載重組合，除地震力載重效應  $E_Q$  外，尚須包含靜載重效應  $D$ 、裝載載重效應  $S$ 、活載重效應  $L$ 、動態土壓力效應  $E$ 、水壓力（含動態水壓）效應  $H$ 、浮力效應  $B$  等。與地震有關之載重效應不必乘以載重因素，而結構物強度檢核或土壤承载力檢核均以其極限設計強度為準。

如有需要，結構物之設計亦可使用容許應力設計法，其與地震有關之載重，可做適當的調整。

## 2.說明

地震時港灣結構物所承受的載重，除地震力外，尚需合併靜載重(自重)、裝載載重(Surcharge)、活載重、動土壓力、水壓力(含靜態與動態水壓)、浮力等，經載重組合後來檢核結構物的安全性。

大地震時結構物的安全性檢核，應採用極限強度設計法才合理。本來各種載重應乘以適當的載重因數後再組合，而載重因數係反映估計此種載重效應的變異性大小。因為影響地震載重效應最主要的因素為工址水平加速度係數  $z$ ，而當初進行危害度分析求  $z$  值時，已考慮了變異性，所以不必另外再使用載重因數。

建議包括地震力載重效應  $E_Q$  在內的載重組合，須考慮下列幾個：

$$1.2D+0.5S+1.0L+1.0B \pm (EQ+E+H)$$

$$0.9D+1.0B \pm (EQ+E+H)$$

其中靜載重效應  $D$  取載重係數 1.2，裝載載重效應  $S$  取載重係數 0.5，係參照 ANSI/ASCE 規範。地震時要考慮的活載重  $L$ ，只包括固定式的裝卸機械設備等，且此部份要計入會引致地震力的  $w$  中。至於裝載載重  $0.5S$ ，亦要計入  $w$  中。

動土壓效應  $E$ ，動水壓效應  $H$ ，均與工址水平加速度係數  $z$  有關，因為求  $z$  時已考慮其變異性，因此載重係數亦均取 1.0。依極限強度設計法檢核結構體的安全性時，由載重組合所得的設計載重  $L_u$  必須小於或等於設計強度  $S_d$ ，而設計強度係標稱強度  $S_n$  乘以強度折減因數，即：

$$L_u \leq S_d = \phi S_n$$

檢核土壤承载力時亦同，即由載重組合算得之設計土壓力  $q_u$  不得大於土壤標稱極限承载力  $q_n$  乘以強度折減因數，即：

$$q_u \leq q_d = \phi q_n$$

檢核碼頭結構物地震時之穩定性時，亦比照處理。譬如載重組合造成結構物的傾倒彎矩  $M_u$ ，不得大於標稱抗傾倒彎矩  $M_n$  乘以強度折減因數  $\phi$ ，即： $M_u \leq \phi M_n$

事實上，此處  $\phi$  的倒數，即為安全係數。

結構物之設計，宜儘量採用上述的極限強度設計法，如使用容許應力設計法時，載重組合亦如上述，但靜載重效應的載重係數 1.2 可改為 1.0，地震力載重效應  $E_Q$ ，動態土壓力效應  $E$  及動態水壓效應  $H$  之載重係數亦可酌予調整，使容許應力設計法之設計結果與極限強度設計法之設計結果相近。

### 3.2.8 結構物之韌性設計

#### 1. 基準

非剛性結構物計算設計地震力  $V$  時，若使用結構系統地震力折減係數  $F_u$ ，應配合進行韌性設計，使塑鉸能順利產生在預定的位置上。此外，應在塑鉸區配置圍束箍筋及注意其他相關要求，使結構物具有預期之韌性容量。

#### 2. 說明

(1) 以基準條文中  $V = \frac{ZI}{1.2} \left( \frac{C}{F_u} \right)_m W$  計算非剛性結構物之設計地震力  $V$

時，因已使用結構系統地震力折減係數  $F_u$  將設計地震力折減，因此結構物應配合進行韌性設計，使其具有預期之韌性容量。韌性設計有兩個重點，其一要保證塑鉸產生在預定的位置上，且不得在塑鉸成熟發展前發生其他的破壞，如脆性的剪力破壞，因此需以塑鉸成熟產生後之情況，求取構材之設計剪力，以防止剪力破壞的發生。在塑鉸能順利產生的情況下，為使結構物具有良好的韌性容量，塑鉸區應配置圍束箍筋，使其具有良好的曲率韌性及極限塑鉸轉角，如此才能獲得良好的韌性容量。

(2)以棧橋式碼頭為例，如樁頂與碼頭版之樑係剛接或鉸接，吾人預定的塑鉸產生位置係在樁頂或樁之底部某處。塑鉸發生時塑性彎矩  $M_p$  為若干，可依結構分析結果，在靜載重作用下，逐漸提高地震力引致內力的倍數，至產生軸力 - 彎矩交互作用破壞為止，得當時的標稱彎矩強度  $M_n$ 。就鋼筋混凝土結構言， $M_p$  可取為  $1.3M_n$ ，此係考慮到實際鋼筋降伏應力高於標稱降伏應力，且在大的應變下鋼筋可能達應變硬化而提高其強度。此外，柱受圍束箍筋之圍束，混凝土之極限抗壓強度與對應之應變亦會提高之故。對鋼管樁而言，塑性彎矩  $M_p$  可取標稱降伏彎矩強度  $M_y$  乘以 1.25。鋼筋混凝土樁之剪力設計，應以樁頂的塑性彎矩  $M_p$  除以樁頂至反曲點的距離，求出設計剪力。若樁頂與樑係鉸接，只有樁底泥線附近產生塑鉸，則樁之設計剪力係以塑性彎矩  $M_p$  除以樁頂至塑鉸的距離。此外，若樁頂與樑剛接，為保證塑鉸產生在樁頂而非樑上，應做強樑弱柱之檢核。

(3)以棧橋式碼頭為例，塑鉸之預定位置係在樁上，其韌性設計大致應符合柱之韌性設計要求：

樁之主鋼筋量與全斷面積  $A_g$  之比值，不得小於 0.01，亦不得大於 0.06。

樁頂若與樑剛接，樁頂主筋之錨定，應使其能發展  $1.25f_y$  之應力，其中  $f_y$  為主筋之標稱降伏強度。

計算樁之剪力強度時，當樁之塑鉸成熟產生時，若當時之軸力產生之平均壓應力小於  $0.1f_c$  時，塑鉸區混凝土抵抗剪力之能力應視為零，斷面之剪力全由剪力鋼筋承擔之。

塑鉸區附近應配置圍束箍筋將柱心予以圍束，橫向圍束箍筋可與剪力鋼筋相較取其大者，而不必重複配置。圍束鋼筋的降伏強度不可大於主筋的降伏強度。圓形樁使用之螺箍筋體積比  $\rho_s$  以下列二式計算，並取大者：



$$s=0.45 \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[ 0.5 + 1.25 \frac{Pe}{f'_c A_g} \right]$$

$$s=0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[ 0.5 + 1.25 \frac{Pe}{f'_c A_g} \right]$$

上列二式算得之大值，不得小於下式：

$$s=0.45 \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{yh}}$$

矩形樁之矩形環箍筋之總斷面樁之矩形環箍筋之總斷面  $A_{sh}$  以下列二式計算，並取大者：

$$A_{sh}=0.30ah_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right]$$

或

$$A_{sh}=0.09 ah_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[ 0.5 + 1.25 \frac{Pe}{f'_c A_g} \right]$$

其中

$a$ ：矩形環箍筋之垂直間距，以  $\text{cm}$  計，但不得大於  $15\text{cm}$ 。

$A_c$ ：樁心之面積。

$A_g$ ：樁之全斷面積。

$A_{sh}$ ：沿某方向箍筋的總截面積（包括輔助箍筋與輔助繫筋），以  $\text{cm}^2$  計， $h_c$  為與該方向垂直箍筋所圍柱心的尺寸，以  $\text{cm}$  計。矩形樁兩主軸方向均應計算檢核。

$Pe$ ：樁產生成熟塑鉸時之軸力，（ $\text{kgf}$ ）。

$f'_c$ ：混凝土之規定受壓強度，（ $\text{kgf/cm}^2$ ）。

$f_{yh}$  : 螺箍筋或環箍筋之降伏強度, ( $\text{kgf/cm}^2$ )。

$h_c$  : 橫箍筋樁心在所考慮方向之尺寸, ( $\text{cm}$ )。

$s$  : 環箍筋體積與樁心體積 (算至螺箍筋兩外側) 之比。

橫向圍束鋼筋可採用單個環箍筋或多個相互疊交之環箍筋。輔助箍筋的大小可與環箍筋的大小相同, 輔助箍筋之每一端應勾住主筋, 彎勾角度不得小於 135 度, 並延伸至少 6 倍箍筋直徑, 且不小於 10cm。

e. 橫向圍束鋼筋配置的範圍與其間距, 應符合下列要求:

(a) 橫向圍束鋼筋應配置於樁頂發生塑鉸之圍束區內, 其範圍至少等於樁深, 樁之塑鉸至反曲點距離的六分之一, 或 45cm。圍束鋼筋亦應延伸配置進入樁頂與樑之接頭區, 其延伸距離至少應等於樁長邊之半, 但不得小於 40cm。

(b) 樁之底部橫向圍束鋼筋配置之範圍, 應從開始產生降伏的斷面起, 往下配置 3 倍樁徑的距離, 往上則應配置至超出現有地面線以上一倍樁徑之距離, 但不得小於 45cm。

(c) 橫向圍束箍筋之間距不得超過 15cm, 亦不得超過樁短邊尺寸之四分之一。

(d) 螺箍筋不得在圍束區內搭接, 但容許採用強度達  $1.25f_{yh}$  的疊焊接, 或其他許可的續接方式。

f. 樁中主筋之搭接, 不得在可能發生塑鉸之圍束區內。主筋之續接可採符合規定之焊接或採用認可之聯接器, 惟最多僅容許在某斷面上隔根續接, 且相鄰兩根主筋之續接處至少應錯開 60cm 以上。

g. 樁頂與樑剛接之接頭部, 其剪應力對常重混凝土言, 不得超過  $3.18\sqrt{f'_c}$ ; 對輕質混凝土言, 不得超過  $2.39\sqrt{f'_c}$ 。

### 3.3 921 地震後修正

921 地震後經交通部邀集相關之學者專家對現行基準作了若干修正，最主要之差異是改變地震分區、工址水平加速度係數值、各類地盤水平向正規化加速度反應譜係數  $C$  與週期  $T$  之關係及加入  $y$  值(起始降伏地震力放大倍數)，茲分別加以說明如後。

#### 3.3.1 工址水平加速度係數 ( $Z$ )

原地震分區全台灣地區劃分為四區，其對應之加速度係數分別為 0.33、0.28、0.23 及 0.18，修訂後的地震分區將全台灣地區分為地震甲區及地震乙區，其對應之加速度係數分別為 0.33 及 0.23，如圖 3.3.1 所示。各震區包括之直轄市、縣（市）及鄉（鎮、市）如下所列。

##### 地震甲區 (0.33)：

宜蘭縣、新竹市、新竹縣、苗栗縣、台中市、台中縣、彰化縣、南投縣、雲林縣、嘉義市、嘉義縣、台南市、台南縣、花蓮縣、台東縣。

高雄縣：三民鄉、六龜鄉、內門鄉、甲仙鄉、杉林鄉、美濃鎮、桃源鄉、茂林鄉、旗山鎮。

屏東縣：九如鄉、三地門鄉、內埔鄉、里港鄉、車城鄉、牡丹鄉、恆春鎮、長治鄉、來義鄉、泰武鄉、高樹鄉、春日鄉、獅子鄉、瑪家鄉、萬巒鄉、滿洲鄉、霧台鄉、鹽埔鄉、麟洛鄉。

##### 地震乙區 (0.23)：

基隆市、台北市、台北縣、桃園縣、高雄市、澎湖縣。

高雄縣：大社鄉、大寮鄉、大樹鄉、仁武鄉、田寮鄉、永安鄉、岡山鎮、阿蓮鄉、林園鄉、梓官鄉、鳥松鄉、茄萣鄉、路竹鄉、湖內鄉、鳳山市、燕巢鄉、橋頭鄉、彌陀鄉。

屏東縣：竹田鄉、林邊鄉、東港鎮、佳冬鄉、枋山鄉、枋寮鄉、  
南洲鄉、崁頂鄉、屏東市、琉球鄉、新埤鄉、新園鄉、  
萬丹鄉、潮州鎮。

金門與馬祖不屬上述任一震區。但其水平加速度係數可取地震乙區（0.23）。

由以上地震分區及工址水平加速度係數，可歸納出我國各國際商港之設計工址水平加速度係數( $Z$ )如表 3.3.1 所示。

表 3.3.1 各國際商港之設計工址水平加速度係數

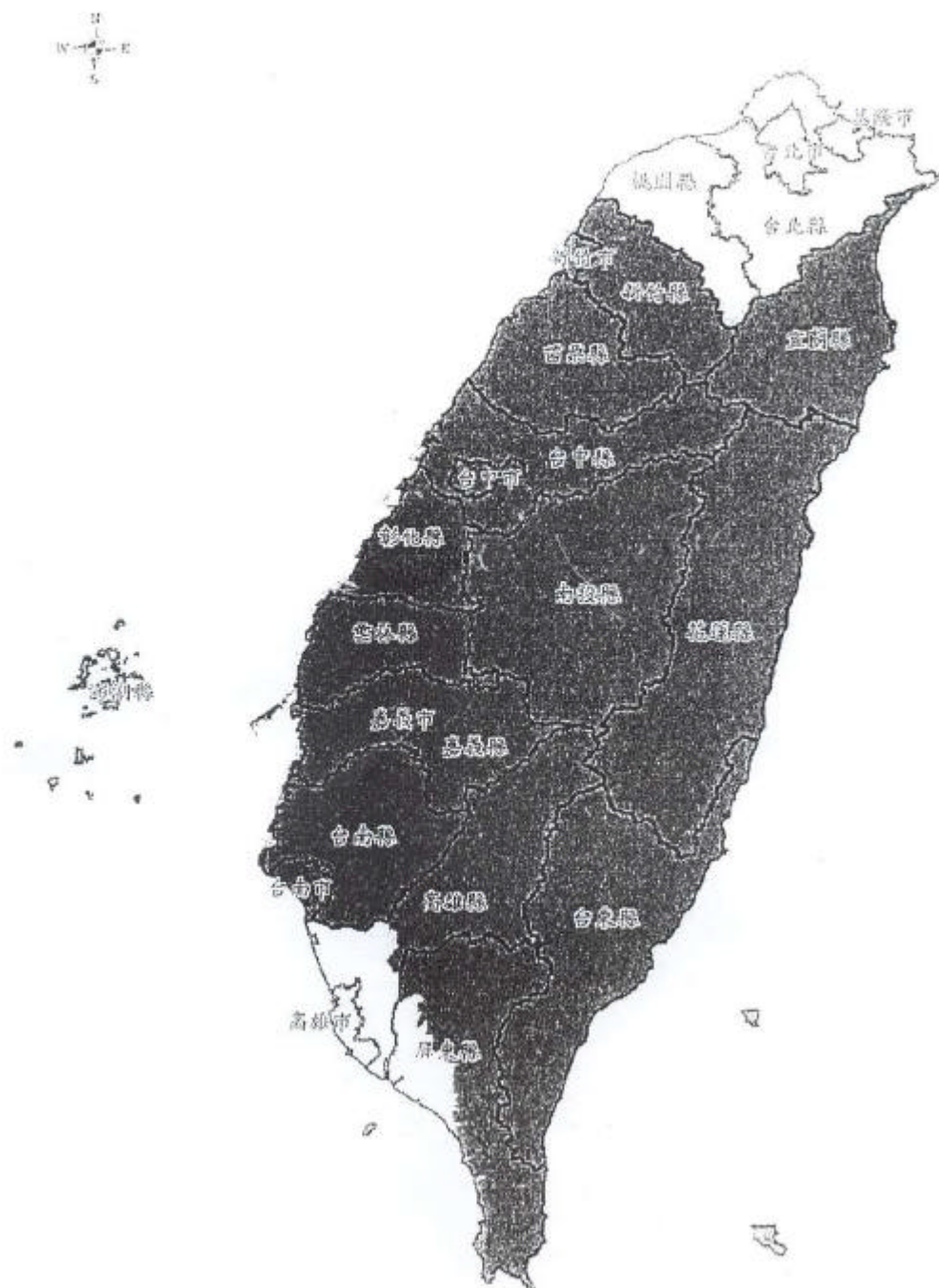
	基隆港	台中港	高雄港	花蓮港	蘇澳港	安平港
$Z$	0.23	0.33	0.23	0.33	0.33	0.33

### 3.3.2 正規化加速度反應譜係數 $C$ 與週期 $T$

各類地盤水平向正規化加速度反應譜係數  $C$  與週期  $T$  之關係表也作了些許的調整，主要調整結構物之中週期及長週期範圍及正規化加速度反應譜係數  $C$  值，調整後之表如表 3.3.2 所示。

表 3.3.2 各類地盤水平向正規化加速度反應譜係數  $C$  與週期  $T$  之關係

	極短週期	較短週期	短週期	中週期	長週期
第一類地盤	$T \leq 0.03$ 秒 $C=1.0$	$0.03 \leq T \leq 0.15$ 秒 $C=12.5T+0.625$	$0.15 \leq T \leq 0.333$ 秒 $C=2.5$	$0.333 \leq T \leq 1.315$ 秒 $C=\frac{1.2}{T^{2/3}}$	$T \geq 1.315$ 秒 $C=1.0$
第二類地盤	$T \leq 0.03$ 秒 $C=1.0$	$0.03 \leq T \leq 0.15$ 秒 $C=12.5T+0.625$	$0.15 \leq T \leq 0.465$ 秒 $C=2.5$	$0.465 \leq T \leq 1.837$ 秒 $C=\frac{1.5}{T^{2/3}}$	$T \geq 1.837$ 秒 $C=1.0$
第三類地盤	$T \leq 0.03$ 秒 $C=1.0$	$0.03 \leq T \leq 0.2$ 秒 $C=8.824T+0.7325$	$0.2 \leq T \leq 0.611$ 秒 $C=2.5$	$0.611 \leq T \leq 2.415$ 秒 $C=\frac{1.8}{T^{2/3}}$	$T \geq 2.415$ 秒 $C=1.0$

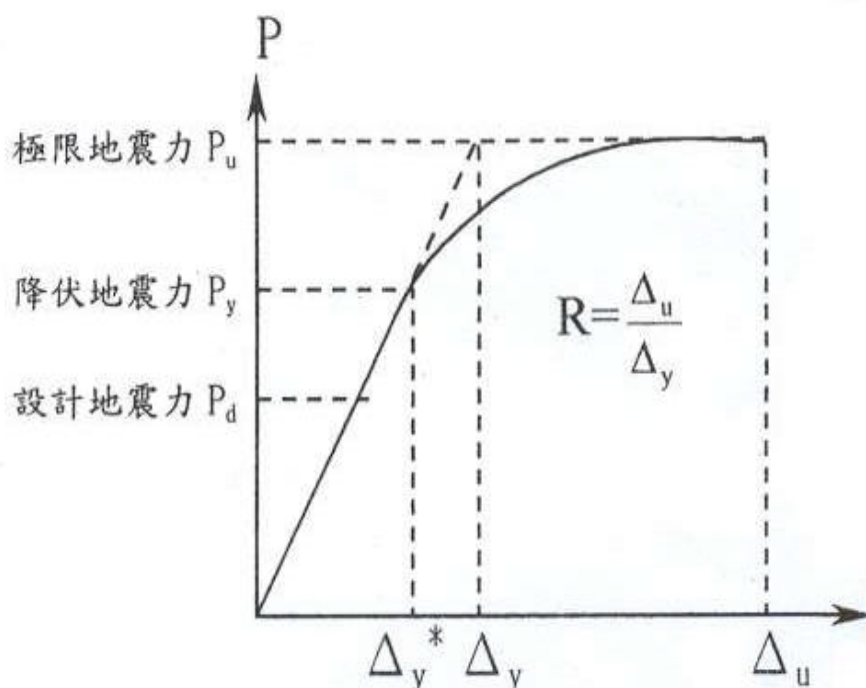


- 0.33g 地震甲區
- 0.23g 地震乙區

圖 3.3.1 台灣地區地震分區

### 3.3.3 起始降伏地震力放大倍數 ( $\gamma_y$ )

修正後之規範引入了新的係數，即起始降伏地震力放大倍數  $\gamma_y$ ， $\gamma_y$  係計及設計地表加速度放大  $\gamma_y$  倍後，結構體開始產生第一個斷面降伏，其值與所採用之設計方法有關。其物理意義如下，



資料來源：結構耐震設計概論[5]

$$\gamma_y = \frac{P_y}{P_d}$$

規範規定鋼筋混凝土結構若採用強度設計法設計時， $\gamma_y$  可取 1.0，若採用其它材料或其他設計方法時，設計者應依使用規範，詳細分析訂定之。

經此係數加入後，相關的公式調整整理如表 3.3.3 所示。

表 3.3.3 碼頭耐震設計公式加入  $\gamma$  之後公式調整對照表

	原 規 範	修 訂 規 範
非鋼性結構物之設計地震力	$V = \frac{ZICW}{1.2Fu}$ , 式中 (C/Fu) 1.1	$V = \frac{ZICW}{1.2Fu\alpha}$ , 式中 (C/Fu) 1.1
設計地表加速度	$Z_d = \frac{ZI}{1.2Fu}$	$Z_d = \frac{ZI}{1.2Fu\alpha}$
加速度反應譜	輸入調整係數取 $\frac{ZI}{1.2}g$	輸入調整係數取 $\frac{ZI}{1.2\alpha}g$
地震時之動土壓	計算動土壓公式中，震度 K 可取 3.2.2 節中之設計震度 $K_h$ ，即 AI 或 $\frac{ZI}{2.0}$	計算動土壓公式中，震度 K 可取 3.2.2 節中之設計震度 $K_h$ ，即 AI 或 $\frac{ZI}{2.0\alpha}$
地震時之動水壓	計算動水壓公式中，震度 K 可取 3.2.2 節中之設計震度 $K_h$ ，即 AI 或 $\frac{ZI}{2.0}$	計算動水壓公式中，震度 K 可取 3.2.2 節中之設計震度 $K_h$ ，即 AI 或 $\frac{ZI}{2.0\alpha}$
載重組合	結構物之設計，宜採用極限強度設計法，如使用容許應力設計法時，靜載重效應之載重係數 1.2 可改為 1.0，地震力載重效應 EQ、動態土壓力效應 E 及動水壓力 H 之載重係數可酌予調整，使容許應力設計法結果與極限強度設計法之設計結果相近。	結構物之耐震設計亦可採用容許應力法設計之，惟設計者應依國際慣用並經業主同意之設計規範中有關載重組合之相關規範進行設計，其地震力效應 EQ 中之 $\gamma$ 應依所採用之規範分析制定之。

最後將修訂後規範與原規範之對照說明整理如表 3.3.4 所示。

表 3.3.4 九二一地震後碼頭相關設計規範修訂摘要說明表

	原 規 範	修 訂 規 範	說 明
工址水平加速度係數	地震分四區，Z 值由 0.18~0.33	地震分兩區，Z 值為 0.23、0.33	水平加速度 Z 值改變
非鋼性結構物之設計地震力	$V = \frac{ZICW}{1.2Fu}$ ， 式中 (C/Fu) 1.1	$V = \frac{ZICW}{1.2Fu\alpha}$ ， 式中 (C/Fu) 1.1	加入 $\gamma$ 值(起始降伏地震力放大倍數)
工址正規化加速度反應譜係數	表 3.2.1 中正規化加速度反應譜係數 C 在長週期 T 時，C 取 1.25	表 3.3.2 中，C 值在長週期時取 1.0	C 值在長週期時係數修正
起始降伏地震力放大倍數與結構系統地震力折減係數	僅針對 $F_u$ (地震力折減係數)與 $R_a$ (結構系統韌性容量)間之關係作一說明	鋼筋混凝土結構採強度設計法設計時， $\gamma$ 可取 1.0，採用其它材料或其他設計方法時，設計者應依使用規範，詳細分析訂定之。	$\gamma$ 值取用說明
設計地表加速度	$Z_d = \frac{ZI}{1.2Fu}$	$Z_d = \frac{ZI}{1.2Fu\alpha}$	加入 $\gamma$ 值
加速度反應譜	輸入調整係數取 $\frac{ZI}{1.2}g$	輸入調整係數取 $\frac{ZI}{1.2\alpha}g$	加入 $\gamma$ 值
地震時之動土壓	計算動土壓公式中，震度 K 可取 9.2 節中之設計震度 $K_h$ ，即 $AI$ 或 $\frac{ZI}{2.0}$	計算動土壓公式中，震度 K 可取 9.2 節中之設計震度 $K_h$ ，即 $AI$ 或 $\frac{ZI}{2.0\alpha}$	加入 $\gamma$ 值
地震時之動水壓	計算動水壓公式中，震度 K 可取 9.2 節中之設計震度 $K_h$ ，即 $AI$ 或 $\frac{ZI}{2.0}$	計算動水壓公式中，震度 K 可取 9.2 節中之設計震度 $K_h$ ，即 $AI$ 或 $\frac{ZI}{2.0\alpha}$	加入 $\gamma$ 值
載重組合	結構物之設計，宜採用極限強度設計法，如使用容許應力設計法時，靜載重效應之載重係數 1.2 可改為 1.0，地震力載重效應 EQ 動態土壓力效應 E 及動水壓力 H 之載重係數可酌予調整，使容許應力設計法結果與極限強度設計法之設計結果相近。	結構物之耐震設計亦可採用容許應力法設計之，惟設計者應依國際慣用並經業主同意之設計規範中有關載重組合之相關規範進行設計，其地震力效應 EQ 中之 $\gamma$ 應依所採用之規範分析制定之。	



## 第四章 耐震設計規範之探討

引述美國公路橋樑耐震設計規範(AASHTO)的 Design Introduction:「首先必須強調，地震並無法僅靠科學理論來規範。第一、地震的原因仍不很明白，而且專家們仍未完全同意如何將理論轉化為設計。第二、橋樑規範的制訂必須簡化地震發生時的極其複雜現象。最後，設計法規必須在安全性及社會成本之間取得平衡點。在此，判斷力、工程經驗、政治智慧與科學理論是同等重要的。」由 AASHTO 的介紹可知，科學界至今仍無法對耐震觀念有統一的想法，而耐震設計涉及人為主觀的認定，所以本研究將以參考比較國外相關碼頭耐震設計規範來探討我國耐震設計規範是否有檢討修正的地方。

我國「公路橋樑耐震設計規範」[6]是以美國公路橋樑耐震設計規範(AASHTO)為藍本改編而來，而我國「港灣構造物設計基準 - - 碼頭設計基準及說明」中的耐震設計部分可說是套用「公路橋樑耐震設計規範」而來，所以碼頭耐震設計部分與美國 AASHTO 規範可說非常相似，但畢竟 AASHTO 規範並非針對碼頭耐震設計而制定的，所以本研究擬不將兩者作比較分析。

綜觀國外各種建築設計規範發現，以日本『港灣設施技術上之基準，同解說』是真正針對港灣設施所制定的規範，就港灣設施設計的觀點，此基準較為專業也較具參考價值，所以本研究擬以我國耐震設計規範與日本『港灣設施技術上之基準，同解說』中之耐震設計部分作一比較分析，期望能探討出一些值得借鏡的地方。

### 4.1 日本 1989 年版基準

在 1989 年版之『港灣設施技術上之基準，同解說』[4]將耐震設計放在第二篇設計條件之第十二章地震及地震力上，有關地震及地震力在設計上之考量內分六小節概述如下：

#### 4.1.1 概述

港灣設施須具適當的耐震性，故在設計時須考慮地震之影響。

##### 說明

港灣設施須依本章所述的方法作耐震設計，但以下之設施則可分別適用各相關之基準、規範等，加以檢討其耐震性。

- (1)道路橋樑
- (2)鐵路橋樑
- (3)管線
- (4)建築物

檢討設施之耐震性時，須考慮下列事項：

- (1)區域內之地震活動度
- (2)工址之地層條件
- (3)設施之重要性(依據社會性、經濟性等綜合之判斷)

有關耐震性之檢討項目如下：

- (1)結構物整體之安定性
- (2)對於基礎地層滑動的安定性
- (3)液化現象對基礎地層的安定性及上部結構物之影響
- (4)結構物的材料應力
- (5)由功能上來看結構物各部份或鄰近結構物與地層之相對變位

#### 4.1.2 震度法

作用於固有振動週期較短、減衰性大之結構物（如剛性結構物）之地震力，以震度法計算，同時採用下節設計震度所規定之設計震度，並採用以下二式中對結構物較不利者，為作用於結構物重心之地震力。

地震力 = 自重 × 設計震度

地震力 = (自重 + 上載載重) × 設計震度

#### 說明

- (1)設計港灣耐震結構物時與一般土木工程相同，均依照震度法辦理。
- (2)垂直震度對港灣結構物安全之影響，按結構物之結構與種類而不同，且又非常複雜，故實際上設計耐震結構物時，為避免計算之複雜，普通不考慮垂直震度。
- (3)計算地震力時，不能以減去浮力後之重量乘設計震度。但是，計算土壓力時，因係用已考慮浮力之水中單位體積重量，故可用假震度。
- (4)依據震度法，設計時如將最大地震力當作靜力經常作用於結構物，故所用材料之容許應力強度及安全係數等應採用與平時不同之數值。

#### 4.1.3 設計震度

1.設計震度須依地區、地層及結構物之重要性，依下式計算：

設計震度 = 地區震度 × 地盤分類係數 × 重要度係數

但設計震度僅考慮水平震度，取小數點以下二位為止，第二位以下以 2 捨 3 取或 7 捨 8 取，取捨後當 0 或 5。

決定結構物設計震度之因素為地震發生地區之危險度，地層之良否，結構物之力學特性及結構物之重要性等。但其中結構物之力學特性，因大部份港灣結構物之固有振動週期較短，其衰減較大，故不必加以考慮。然直樁棧橋或高聳建築物須依照動力學解析之耐震設計法或修正之震度法來設計。

## 2.地區震度

將日本全國港灣分為三個地區，地區別震度分別為 0.05，0.1，0.15，此為參考迴歸期 75 年之震度期待值分佈所決定。

## 3.地盤分類係數

地盤分類係數以表 4.1.1 所示之值為準，地盤分類則如表 4.1.2 所示。

表 4.1.1 地盤分類係數

地盤別	第 1 種地盤	第 2 種地盤	第 3 種地盤
係 數	0.8	1.0	1.2

資料來源：『港灣設施技術上之基準，同解說』[4]

表 4.1.2 地盤分類表

第 4 紀層厚度	砂礫層	一般之砂、黏土地盤	軟弱地盤
5m 以下	第 1 種	第 1 種	第 2 種
5 ~ 25m	第 1 種	第 2 種	第 3 種
25m 以上	第 2 種	第 3 種	第 3 種

資料來源：『港灣設施技術上之基準，同解說』[4]

兩種地層之混合地盤，以較厚之地盤為其地盤種類，若由兩種以上厚度相同之地盤混合而成者，取其低地盤種類為準(例如砂土地盤與軟弱地盤混合時，取軟弱地盤之種類)。

表 4.1.2 所列地層種類中，N 值小於 4 之砂質地層，及地盤承載力  $q$  小於 0.2Kg/cm 之粘土地層，均視為軟弱地盤處理。

## 4.重要度係數

重要度係數，除臨時結構物外，依結構物之重要程度而定，其範圍為 0.5 ~ 1.5。

結構物之重要程度劃分，可參考下列事項決定之：

- (1)結構物破壞後，對四周居民生命、財產之影響。
- (2)結構物破壞後其修護之難易程度及對四周城市之震災復舊影響
- (3)修復結構物所需經費與期間
- (4)興建地點之地質條件
- (5)其他相關事項

表 4.1.3 重要度係數

結構物之種類	結構物之特性	重要度係數
特定	A 級結構物之特性中 1 至 3 項之情形特別顯著者	1.5
A 級	1.結構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。 2.負有震災後復建工作之重要任務者 3.儲存有害或危險物品之結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之重大損失者。 4.結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5.結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。	1.2
B 級	凡不屬於特定、A 級及 C 級者	1.0
C 級	特定及 A 級以外之小規模結構物，復舊作業容易進行者。	0.5

資料來源：『港灣設施技術上之基準，同解說』[4]

#### 4.1.4 耐震強化設施

日本在發生神戶地震前之港灣建設即已有「耐震強化碼頭」，此為以設計震度 0.25 所設計具有高耐震力之碼頭，配置在各港之碼頭上，並以此為設計震度之上限。當初之理念即為，當有遠大於所設計之地

震發生時，能提供緊急物資裝卸，救援活動等之功能。

#### 4.1.5 水中震度(Apparent)

計算地震時之土壓所採用之水中換算震度  $K'$  為

$$K' = \frac{g}{g-1} K$$

$K$ ：設計地震震度

：飽和土壤在空氣中單位體積重量 ( $\text{t/m}^3$ )

#### 4.1.6 液化檢討

在此不予討論。

### 4.2 1999 年修訂版

日本自 1979 年依港灣法正式發佈技術基準[7]以後，大約每隔十年即進行檢討修正，目前已是第三次修訂，基本上對於設計震度之取法並無很大之差異。1989 年版與 1999 年版[8]對耐震設計之考量除因神戶地震後由於對重要度係數之重新檢討所導致設計震度之變更外，最主要的差異應是導入耐震功能設計之理念，以下將分別加以敘述。

#### 4.2.1 設計震度之變更

1999 年版基準其中有關設計震度之變更重點如下：

##### 1.地區區分與地區別震度

地區別震度為依港灣地區強震觀測網（日本港灣地震儀早期為機械式的 SMAC-B2 型為主，目前已轉換為數位式 ERS 型，1998 年 60 港強震計 94 台）等之觀測結果，以迴歸期 75 年之地震強度，對於重要度係數為 1.0 之結構物，在迴歸期 75 年之地震來臨時不損壞其完整功能之設計，將全國港灣地區由原本劃分為三地區改為劃分成五地區

之區分，並將原本之地域別震度由 0.15、0.1、0.05 改為 0.15、0.13、0.12、0.11、0.08。

2.地盤種別係數如以往

3.重要度係數由原 0.5~1.5 改為 0.8~1.5

4.設計震度小數點下二位改為四捨五入

由於設計震度 0.25 與 0.2 之間結構物之工程費用相比差距很大，所以以前設計震度小數點以下二位採 2 捨 3 入，7 捨 8 入成為 0 或 5，現小數點以下二位一律改為 4 捨 5 入。

#### 4.2.2 導入耐震功能設計之概念

所謂耐震功能設計主要包括二部份，即耐震功能之設定及地震規模之設定。所謂耐震功能意謂對於所設定之地震，結構物所應滿足之功能，在作耐震功能之設計時，對所設定之地震，應明確規定結構物所應達成之功能，並作耐震功能檢定，其結果若無法滿足所需之耐震功能時，即進行設計斷面之變更或改良，使結構物能滿足所需要之耐震功能。

在以往，日本之港灣設計 基準中有關耐震設計方面，是將港灣設施區分為所有港灣設施(但不包含依其他基準設計者)與耐震強化設施兩類來考量。港灣上所謂耐震強化設施係指發生地震後，為確保緊急物資運送，以及維持社會經濟活動等，將耐震性加以強化之耐震強化碼頭；或震災時，作為保護市民安全之防災據點之護岸稱之。依此理念，港灣設施之耐震功能設計即為依設計時所考慮之地震等級與港灣設施之耐震功能來決定。

有關地震等級在此次之修訂中係以機率之觀念將地震設定為二等級：

等級 1 地震：迴歸期 75 年之地震

等級 2 地震：迴歸期 475 年之地震，但是若有內陸活斷層所產生之直下型地震，其發生機率即使很小，也要設為此等級。

通常與港灣結構物使用年限有密切關係者為地震發生機率，此發生機率( $E_I$ )可以下式求得：

$$E_I = 1 - \left(1 - \frac{1}{\bar{T}}\right)^{L_I}$$

在此；  $L_I$  ：使用年限

$\bar{T}$  ：迴歸期

一般迴歸期要如何決定，亦即地震發生機率要降到何種程度應綜合考慮結構物之重要性、經費等各方面之因素再決定，同時以機率來說，即使較設計震度還大之地震來時，結構物也不一定會損害，所以發生機率與破壞機率並不一致。

表 4.2.1 迴歸期與地震發生機率

迴歸期 使用年限	25	50	75	100	475
50	0.870	0.636	0.488	0.395	0.100

資料來源：『港灣設施技術上之基準，同解說』[8]

所以等級 1 之地震即表示在通常港灣結構物使用年限 50 年中，遭遇等級 1 之機率小於 50%。等級 2 之地震即表示在通常港灣結構物使用年限 50 年中，遭遇等級 2 之機率小於 10%。

至於地震等級與港灣設施之耐震功能間之關係可以表 4.2.2 來說明。



表 4.2.2 港灣設施耐震性設計時考慮之地震等級

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

資料來源：『港灣設施技術上之基準，同解說』[8]

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

在此所謂「不損壞設施完整之功能」係指保持當初結構之安定性，而「保持所期待之功能」係指設施即使受損壞，但也是輕微，地震後能很快地回復功能。至於如何確保此功能，此可經由適當的地震動力分析求取設施之位移等加以確認。不過為方便計，基準在此將地震後暫時還可利用之變位量加以整理如表 4.2.3 及 4.2.4 以供參考。

表 4.2.3 由使用上之觀點來看碼頭變形量之指針

	受災變形量：最大變位量或最大岸肩下陷量			
結構型式	重力式碼頭		板樁式碼頭	
碼頭水深	-7.5m 以上	-7.5m 以內	-7.5m 以上	-7.5m 以內
使用可能	0 ~ 30 cm	0~20cm	0~30cm	0~20cm
限制使用	30~100cm	20~50cm	30~50cm	20~30cm

資料來源：『港灣設施技術上之基準，同解說』[8]

表 4.2.4 由功能上之觀點來看碼頭變形量之上限

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

資料來源：『港灣設施技術上之基準，同解說』[8]

### 4.2.3 容許受損程度

結構物之耐震功能，隨所設定之地震等級，設定其所容許之受損程度。容許受損程度由結構物功能減低之影響與完全復舊之難易度(費用、時間)二個因素所決定。

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

表 4.2.5 耐震功能設計時容許受損程度

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

資料來源：『港灣設施技術上之基準，同解說』[8]

#### 4.2.4 重要性與耐震功能等級

考量設施之安全性及經濟性，為進行適當的設計，須考慮設施之重要度決定重要度時，應考慮以下之事項：

- 1.設施之損壞對人命、財產之影響
- 2.設施之損壞對社會、經濟之影響
- 3.設施之損壞對其他設施之影響
- 4.設施之替代性

耐震功能之等級與結構物之重要性有密切關係，通常結構物之重要性愈高，耐震功能之等級要求亦愈高。港灣結構物之重要性是隨功能減低之影響與完全復舊之難易度而定，亦可說是表現結構物受災影響程度之指標。

設計震度取大的話，結構物受損之災害額將較小，相反地，設計震度取小，初期建設費用雖較便宜，但將來受災額將較大，所以此初期工程費與預估之災害全額之總和（期待總費用）成為最小時，此為由經濟之觀點之最適設計震度，而經由重力式碼頭之試算研究結果，現行設計法所給予之設計震度，由經濟之觀點來看，還很適當。

此外，以震度法所作碼頭之設計，原本即是以背後地層或基礎地盤並未發生液化為前提所作之設計，所以即使是以很正確的震度法所設計之碼頭，當發生液化時，受災之可能性亦很大。

#### 4.2.5 耐震功能檢驗

依據結構物之功能、形式以及重要性，設定耐震功能後，經力學分析檢討結構物是否滿足此耐震功能，此檢討稱為「耐震功能檢驗」。而「耐震功能設計」即為依據此耐震功能檢驗之結果，若有需要再進行結構斷面、液化對策之變更或改良。上述「耐震功能檢驗」及「耐震功能設計」即為完整之耐震功能設計過程。

### 4.3 耐震設計流程

圖 4.3.1 為所有港灣設施之設計流程，圖 4.3.2 為耐震強化設施之設計流程，無論為何種設計流程，首先均必須進行結構物之設計，在確定了各種尺寸後再進行液化檢討與對策，顯示重視港灣設施耐震設計之液化對策之重要性。

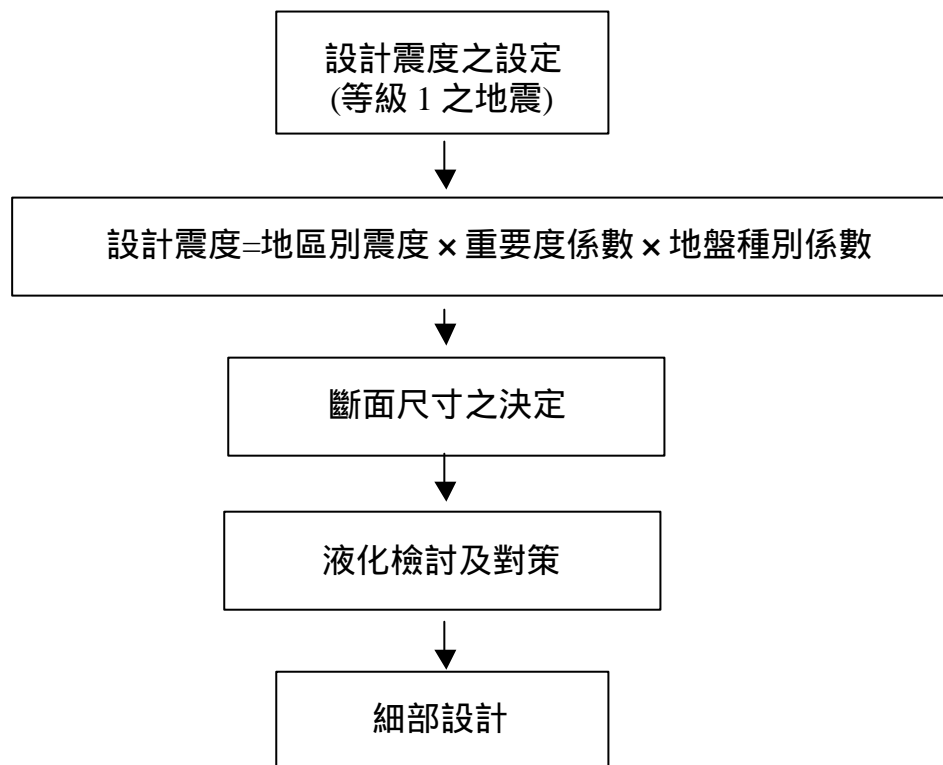


圖 4.3.1 等級 1 地震時港灣設施之設計流程

資料來源：『港灣設施技術上之基準，同解說』[8]

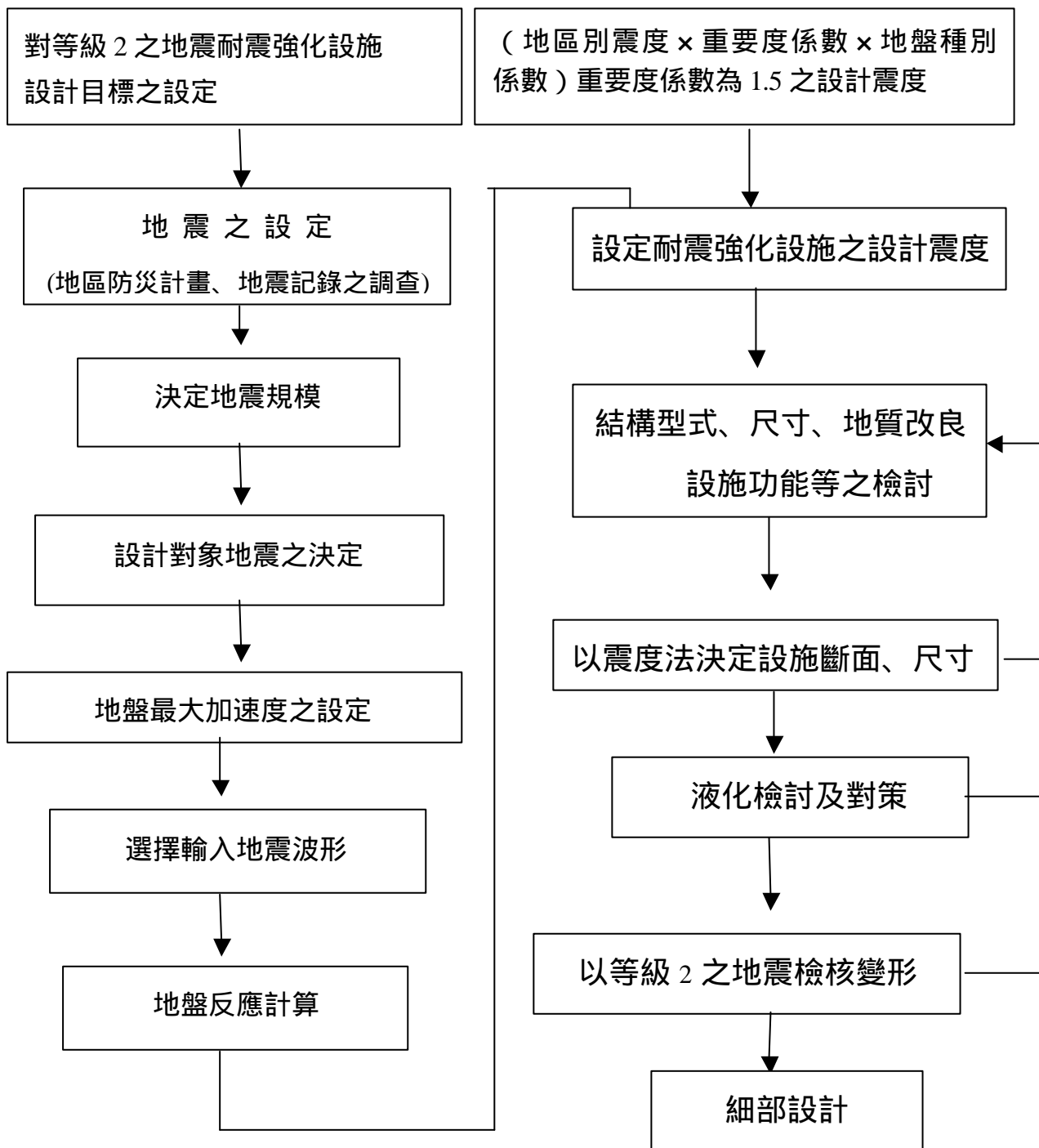


圖 4.3.2 等級 2 地震時耐震強化設施之設計流程

資料來源：『港灣設施技術上之基準，同解說』[8]

## 4.4 日本規範與我國規範比較分析

經第三章我國現行耐震設計規範介紹與本章日本耐震設計規範介紹後，我們可以清楚的瞭解到，就剛性結構物（如重力式及版樁式碼頭）設計部份，兩者均採震度法的精神設計，而非剛性結構物（如棧橋式碼頭）則差異較大，我國規範訂定一套公式供設計者使用，日本規範則建議以動力分析或採規範中之簡便法、彈塑性解法設計。本節將分剛性結構物與非剛性結構物來分別予以探討。

### 4.4.1 剛性結構物

我國規範與日本規範兩者同樣以震度法設計之精神來設計，公式如下

$$\text{我國規範} \quad V = \frac{ZI}{2}W$$

$$\text{日本規範} \quad V = \text{地區震度}(Z) \times \text{地盤分類係數} \times \text{重要度係數}(I) \times W$$

茲將兩者不同之處探討如下：

#### 1.地震迴歸期

我國規範規定所有碼頭結構物在 475 年迴歸期之地震發生時，不得產生滑動、傾覆，亦不得產生結構體強度與基礎承载力不足之破壞。而日本規範則將地震等級分為兩級，等級一之地震為 75 年迴歸期之地震，所有結構物均不得發生損壞，等級二之地震為 475 年迴歸期之地震，一般碼頭可能已損壞，但耐震強化碼頭則不能有損壞或容許產生輕微損壞，此輕微損壞意味地震後可以很快的修復恢復其功能者。

當地震來時，我們知道港灣構造物不像房屋、橋樑、道路等構造物牽涉到許多生命財產的損失，甚至災後的修復工作也不像其他結構物所遭遇的問題繁雜且困難，所以是否有必要以 475 年迴歸期的地震定為所有碼頭結構物的耐震設計目標應有待商榷。是否可以仿效日本將耐震設計目標分為兩個等級，如此，一般碼頭就不需再以 475 年迴歸期的地震定為耐震設計目標，而改以 75 年迴歸期的地震定為耐震設

計目標，那這樣未來港灣建設工程費用應可節省很多。

## 2. 工址水平加速度係數 ( $Z$ )

此部份因兩國的地理位置不同，地震分區及係數不同應可理解。然我國規範的地震分區及係數，是採用內政部頒 - 「建築技術規範」中之地震分區及係數，是否合適則有待商榷。因為建築技術規範所定的分區及係數，是以歷年埋設在台灣地區重要結構物及相關設施之地震儀所測之地震紀錄統計歸納分析所得，然而這些地震資料應較屬於台灣內陸的地震活動資料，對於建築在沿海地區的港灣建築物是否可一體適用，則有待進一步的驗證。另外現行的地震分區只將台灣地區分為兩區，是否太過粗略，造成以港的位置來分，高雄港及基隆港的地震分區係數為 0.23，其它港的地震分區係數為 0.33。

過去港區並無地震的相關資料可以提供地震分區及係數訂定的參考，本所近幾年已陸續在部份港區埋設地震儀，希望能建立一套真正的港區地震歷年資料，以供未來港灣構造物規範修訂地震分區及係數之參考。

## 3. 重要度係數 ( $I$ )

重要度係數部份，我國碼頭結構物重要度分類基本上與日本規範分類相同，只不過日本規範在神戶地震後對重要度係數重新檢討修正過，所以係數值有所不同。

## 4. 地盤分類係數

我國規範對剛性結構物之公式中並無地盤分類係數，亦即無法反應工址的地盤特性，這將使得相同的結構物建築在軟弱地質的港區與建築在堅硬地質的港區，採用的設計震度相同，這是不合理的。

針對此部份，我國規範似乎可以仿效日本規範，將地盤分類係數納入公式中，如此才能反應出工址地盤的特性，使公式更為週嚴完善。



## 5.耐震功能設計

日本規範經神戶地震後，導入了所謂的「耐震功能設計」理念，此理念包含了港灣構造物「耐震功能設定」及「耐震功能檢驗」，所謂「耐震功能設定」是對耐震強化設施在結構斷面尺寸決定前，以構造物在使用上及功能上所能容許地震後產生的變位量，來設定其最大容許變位。而耐震功能檢驗則是構造物依等級 1 之地震，以重要度係數為 1.5 決定設計震度來設計斷面尺寸後，需以等級 2 之地震檢核結構物的整體變位量是否有超出當初所設定的容許最大變位量。若無則可進行細部設計，若超過容許最大變位量，則需重新檢討結構型式、尺寸、地質改良及設施功能，重新設計斷面、尺寸，再以等級 2 之地震檢核結構物的整體變位量。

由上面的說明我們可以清楚的瞭解到，日本規範對於耐震強化設施並不強迫要以等級 2 (迴歸期 475 年) 之地震為設施之設計震度，但先決條件為此設施在等級 2 之地震力作用下，設施的變位量要在設定的容許變位量以下，如此，以工程經濟之觀點，將可省下可觀的港灣建設經費。值得注意的是，我國規範在剛性結構物公式中也有類似的理念，那就是規範說明所提到的剛性結構物（如重力式碼頭、版樁式碼頭），若地震時可容許產生稍許變位，則計算壁體地震慣性力或動態土壓及水壓的設計震度  $K_h$ ，可取為地震地表加速度係數的一半，這就是公式中除以 2 的原因所在。

## 6.耐震強化碼頭之設計震度

日本過去對各港面對遠大於所設計之地震發生時，需能保有幾座碼頭提供緊急物資裝卸、救援活動等功能之碼頭，此碼頭謂之「耐震強化碼頭」，其設計震度為 0.25，此理念可供我國規範增訂之參考。

台灣為海島國家，民生物資、工業生產所需之原物料及成品等經貿上所需之貨物運送，絕大部份均靠各國際商港來進出，各國際商港可說是台灣經貿的門戶，若門戶因地震導致碼頭損壞，使港埠無法運作，則依靠對外貿易的台灣經濟將陷入癱瘓，其後果不堪設想，所以

規範實有需要訂定耐震強化碼頭之設計震度，以供各港應用。

#### 4.4.2 非剛性結構物

在非剛性結構設計部份，我國規範以公路橋樑耐震設計規範為藍本套用而來，公式如下

$$V = \frac{ZICW}{1.2Fu_a}$$

日本規範則建議以動力分析方式解之，或以規範中之簡便法、彈塑性解法解之。

由於我國規範與日本規範在非剛性結構物之設計上差異較大，所以本小節以探討我國規範為主。如同剛性結構物之探討，我國公式中之地震迴歸期、工址水平加速度係數（ $Z$ ）及地震分區似乎有檢討的必要，而日本規範中之耐震功能設計及耐震強化碼頭之設計震度訂定也值得我們借鏡，在此不加贅述；另外，針對公式中的  $F_u$  及  $\gamma_y$  係數，經本研究之探討結果，說明如下：

##### 1. 結構系統地震力折減係數（ $F_u$ ）

規範規定若結構物依據韌性設計規範設計，可使結構具有韌性，因此可使用結構系統地震力折減係數（ $F_u$ ）來折減設計地震力，然而針對以工作應力法設計之結構物，此公式的適用性則有待商榷，其設計地震力公式是否只要將  $F_u$  去掉，亦或是要另訂一套公式則應再做補充說明。

##### 2. 起始降伏地震力放大倍數（ $\gamma_y$ ）

$\gamma_y$  係數與結構系統地震力折減係數（ $F_u$ ）同樣有折減設計地震力的作用，其物理意義為  $\gamma_y = \frac{P_y}{P_d}$ ，規範規定鋼筋混凝土結構採強度設計法設計時， $\gamma_y$  可取 1.0，採用其它材料或其他設計方法時，設計者應依使用規範，詳細分析訂定之。

本研究認為規範應針對不同材料及設計方法給予  $\gamma$  值作一明確的規範與說明，如此一來設計上才能統一，也才不會發生設計者因引用規範的不同或引用錯誤，而導致設計結果不同或失敗。另外，針對規範規定鋼筋混凝土結構採強度設計法設計時， $\gamma$  可取 1.0。本研究以台中港為例，設計一非剛性之鋼筋混凝土結構，將碼頭結構物與橋樑及建築物之設計震度作一比較如表 4.4.1 所示。

表 4.4.1 非鋼性結構物之耐震設計比較表(RC 結構物)

規範	交通部修訂之碼頭設計基準	交通部修訂之公路橋樑設計基準	建築物耐震設計規範
公式	$K = \frac{ZIC}{1.2Fu_a}$ C/Fu 取 1.1, Z= 0.33 I：重要度係數，取 1.0 $\gamma$ ：RC 結構物，取 1.0	$K = \frac{ZIC}{1.2Fu_a}$ C/Fu 取 1.1, Z= 0.33 I：重要度係數，取 1.0 $\gamma$ ：RC 結構物，取 1.65	$K = \frac{ZIC}{1.4Fu_a}$ C/Fu 取 1.0, Z= 0.33 I：重要度係數，取 1.0 $\gamma$ ：RC 結構物，取 1.5
K 值	0.30	0.18	0.16
備註	鋼筋混凝土構造物 極限強度設計法	鋼筋混凝土構造物 極限強度設計法	鋼筋混凝土構造物 極限強度設計法

由表 4.4.1 之比較結果，非鋼性之鋼筋混凝土碼頭結構物採極限強度設計法設計時，若依規範將  $\gamma$  值取 1.0，則設計震度（K）明顯較橋樑及建築物高許多，似乎不太合理，故本研究認為  $\gamma$  值似應有檢討修訂之必要。

## 第五章 震害案例及破壞模式探討

港灣結構物通常都建築在軟質地層上，因此在地震力作用下，往往需承受極大的地震土壓力，為使港灣結構物有足夠的安全係數，設計結果常令工程費增加得非常可觀。然而港灣設施之災害往往與人類的生命安全沒有直接或間接的影響，故港灣工程及有關設施之設計，為了節省經費，設計上只要合乎最低的安全要求即可。

港灣設施由地震所引起的災害，可以包括回填土之沉陷，防波堤之沉陷及崩潰，棧橋之側潰，護岸之滑動及崩潰，整個或部份碼頭及倉棚崩潰等等。本節將列舉過去重力式碼頭、板樁式碼頭及棧橋式碼頭受地震破壞的案例，並進一步歸納探討碼頭結構物受地震力作用下可能的破壞模式與原因。

### 5.1 震害案例

台灣除 88 年 9 月 21 日的集集大地震造成台中港部分碼頭受損的例子外，其餘因地震造成的碼頭災損案例很少見諸文獻上，所以本章將以日本過去港灣地震災損的案例來介紹重力式碼頭、鋼版樁碼頭及棧橋式碼頭的破壞情形。

#### 5.1.1 重力式碼頭

重力式碼頭岸壁被地震破壞的例子，因碼頭岸壁施工方式的不同，其破壞的情形各異，茲說明如下：

##### 1. 1946 年南海地震

1946 年南海地震在宇野港的地震加速度約在 0.1~0.15g 之間，其重力式岸壁遭到輕微的地震破壞，地基是黏土至砂質泥土，表土換成厚 8m 的砂，混凝土塊及沉箱支承在樁上。地震前後的牆身斷面如圖 5.1.1 所示，實線為原碼頭位置，虛線為碼頭變位後的位置，由圖顯示牆身向海側滑移最大有 35cm，另外牆身本身有明顯沉陷，然而在回填範圍內發現有最大 30cm 的沉陷。

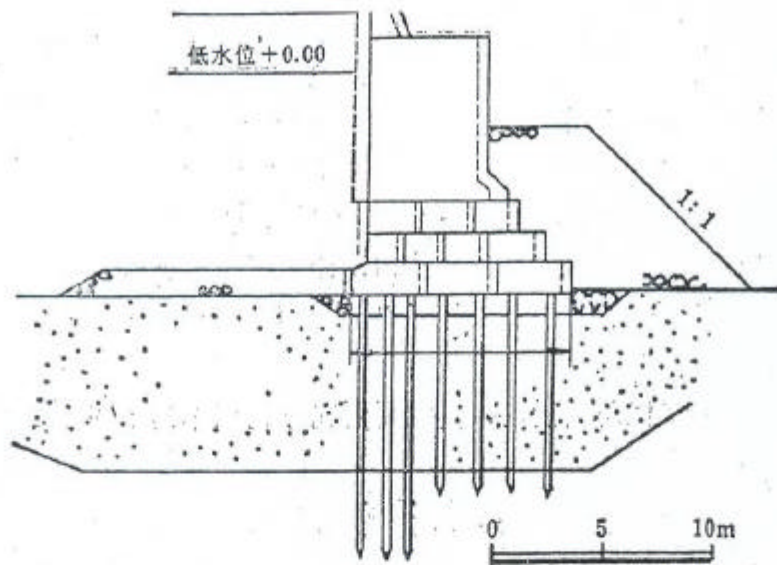


圖 5.1.1 宇野港重力式碼頭斷面圖

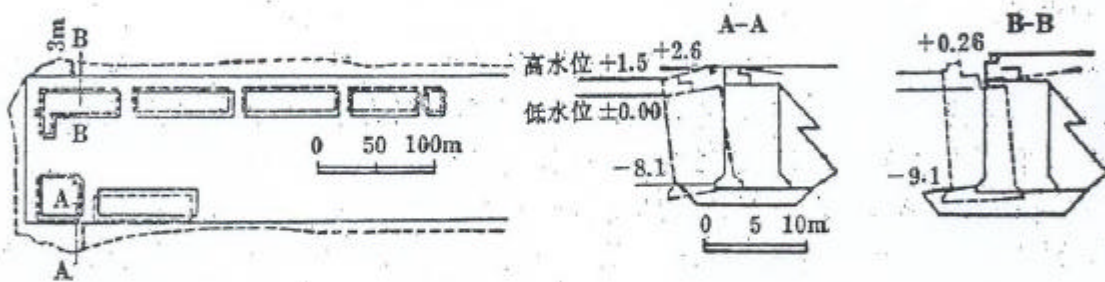


圖 5.1.2 釧路港重力式碼頭斷面圖

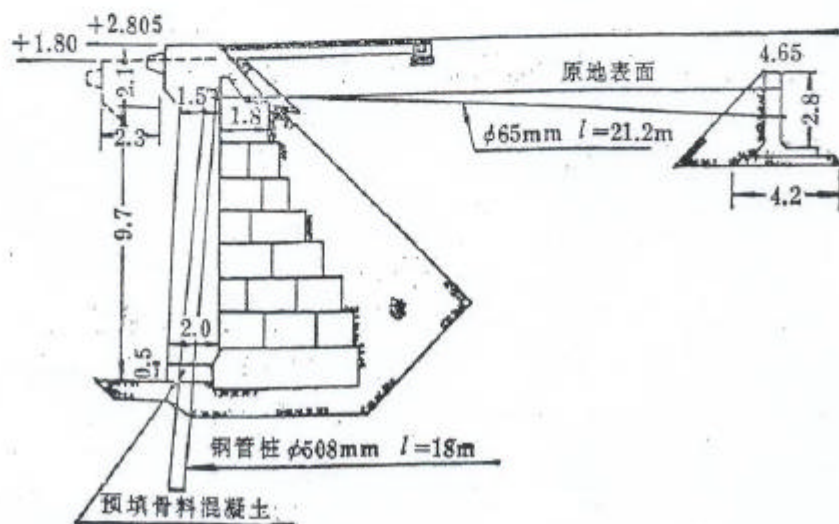


圖 5.1.3 新潟港中部突堤碼頭斷面圖

資料來源：地震工程學[9]

## 2. 1952 年十勝沖地震

1952 年十勝沖地震在釧路港造成沉箱式岸壁的破壞，其地基是砂土，混凝土沉箱放置在拋石基床上，牆身發生沉陷及向外滑動現象如圖 5.1.2 所示，此沉陷可能是由於前趾應力高而產生局部破壞或沿著淺層滑動面滑動所引起的，回填土表面出現了許多裂縫。

## 3. 1964 年新潟地震

圖 5.1.3 是新潟港中部突堤碼頭岸壁的剖面圖，它原來是混凝土方塊形式，修護加固時，在碼頭岸壁前面打了鋼管樁並灌注混凝土以防止地面沉陷。碼頭岸壁的破壞是岸壁線鼓出，後方填土沉陷，碼頭岸壁後方的倉庫受到嚴重的破壞。圖 5.1.4 為 A 泊位混凝土方塊碼頭岸壁的剖面，從圖中可以看到主要的破壞是大量的沉陷。D 泊位的混凝土沉箱向海側滑動及傾斜如圖 5.1.5 所示。

## 4. 1968 年十勝沖地震

1968 年十勝沖地震在野邊地港的加速度為  $0.23g$ ，圖 5.1.6 為混凝土塊碼頭岸壁遭到地震破壞的情況，其破壞模式為典型的破壞形式，即碼頭沿法線方向鼓出，碼頭面沉陷數十公分。

## 5. 1995 年阪神地震

1995 年阪神大地震中，受損的港灣計有 24 個，其中以神戶港受損最為嚴重，而受損碼頭中又以重力式（沉箱式）碼頭結構受損最多也最嚴重，圖 5.1.7 為其中之一的東神戶渡船頭第 3 船席岸壁受損情形，由資料顯示，該碼頭設計水深-8m，頂端高 3.5m，碼頭長 205m，震後碼頭法線變位最大位移為 369cm，頂端最大下沉量為 184cm。

## 6. 1999 台灣集集大地震

921 地震台中港 #1~#4 碼頭的震害經本中心調查的結果顯示，沉箱岸壁向海側滑動、下陷。碼頭之岸壁法線曲折，沉箱間產生相對位移，如圖 5.1.8 所示，碼頭後線下陷，如圖 5.1.9~5.1.12 所示，依外

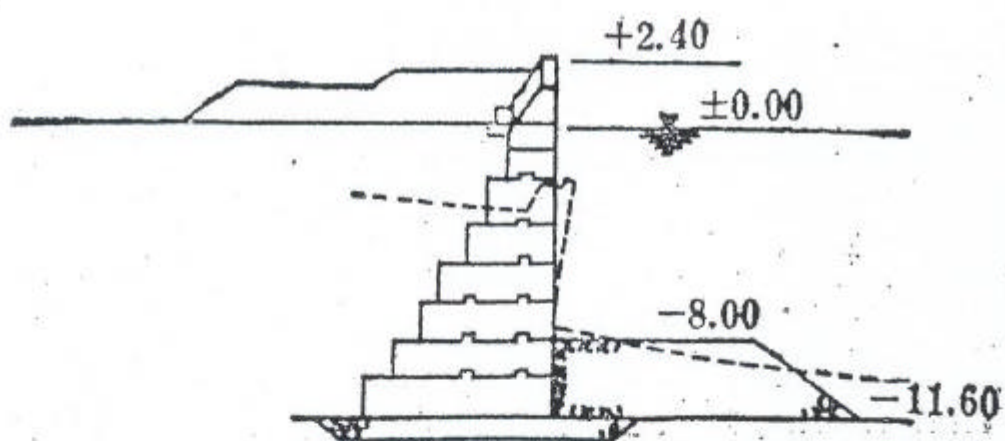


圖 5.1.4 新潟港 A 泊位碼頭斷面圖

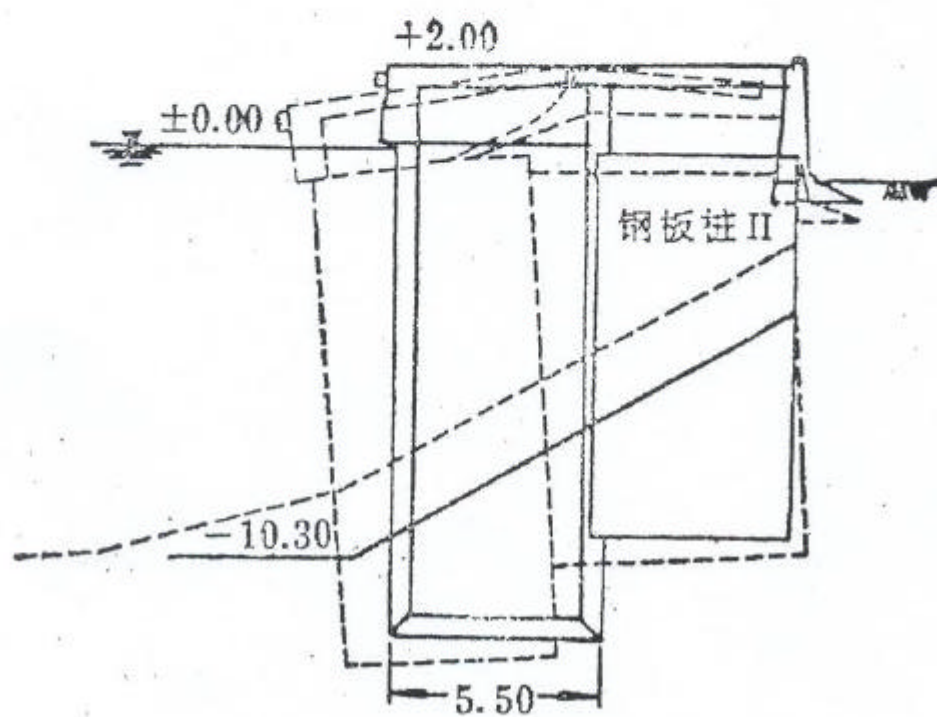


圖 5.1.5 新潟港 D 泊位碼頭斷面圖

資料來源：地震工程學[9]



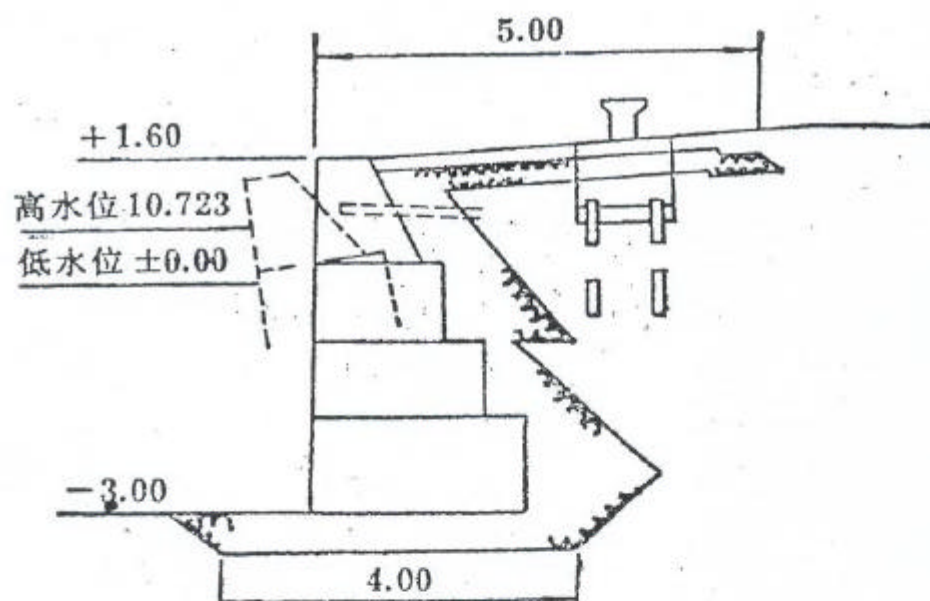


圖 5.1.6 野邊地港碼頭斷面圖

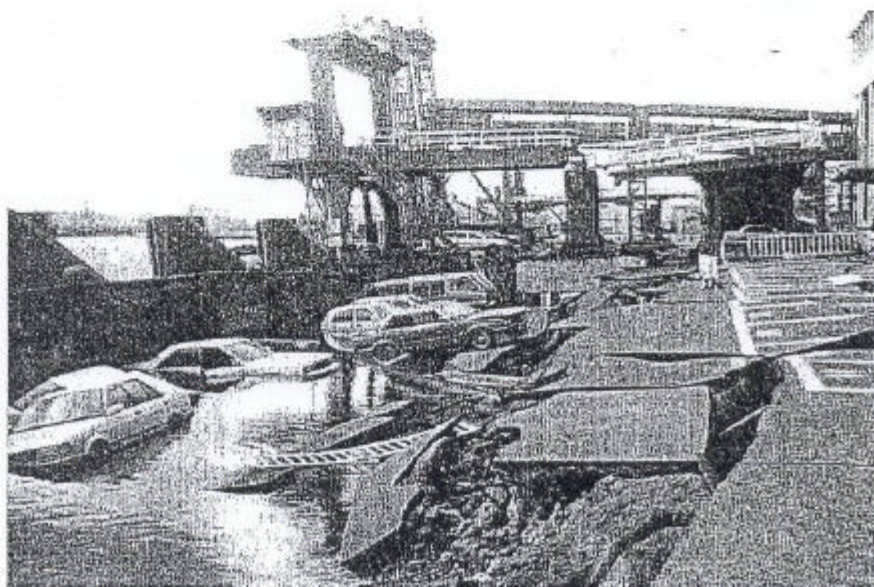


圖 5.1.7 東神戸渡船頭第三船席碼頭受損情形

資料來源：震後港灣及河海堤快速診斷手冊之建立與震後港灣及河海堤快速補強手段[10]



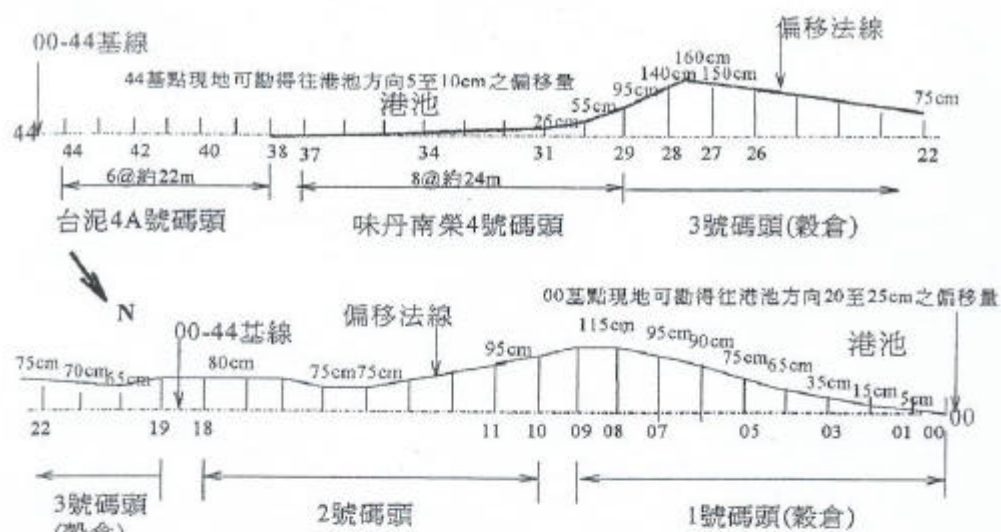


圖 5.1.8 碼頭面法線外視之相對 00-44 基線之偏移示意圖  
1999/10 蘇吉立

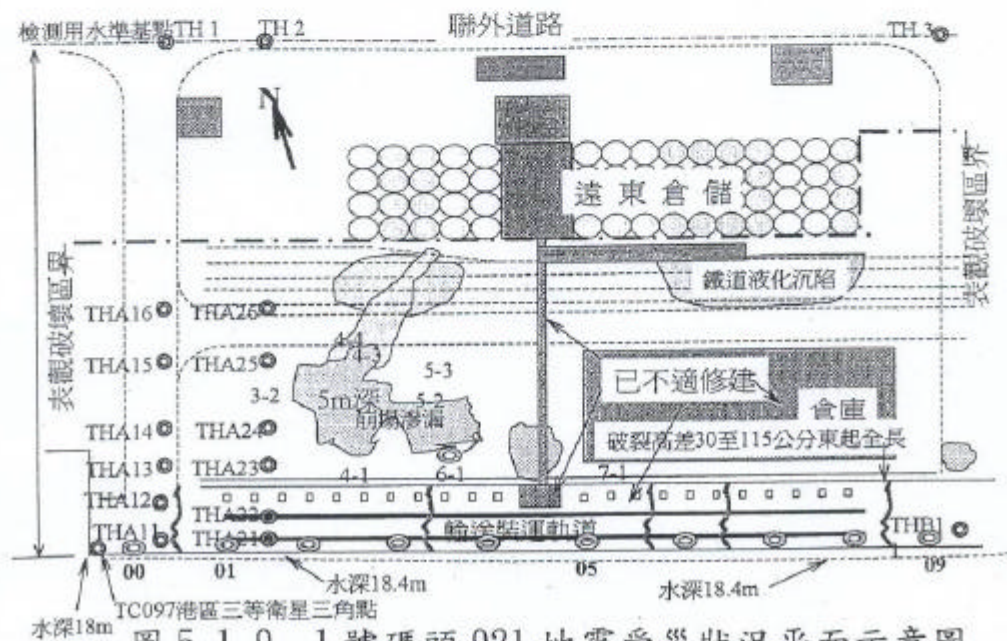


圖 5.1.9 1 號碼頭 921 地震受災狀況平面示意圖

1999/10 蘇吉立

資料來源：台中港 1 至 4A 碼頭 921 地震液化災損初步調查研究[11]

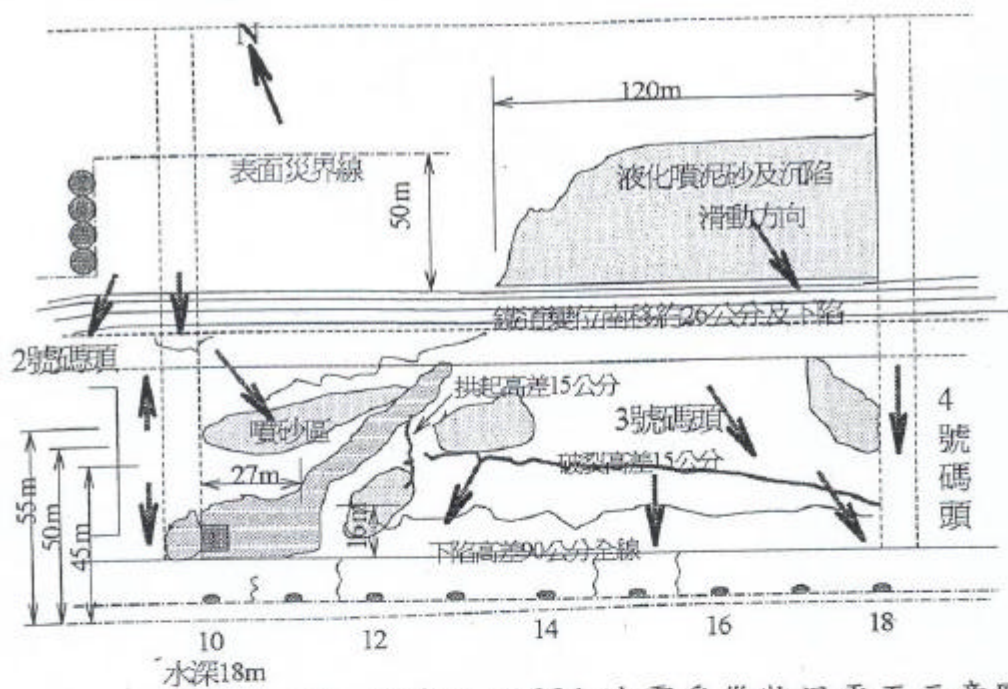


圖 5.1.10 2 號碼頭 921 地震受災狀況平面示意圖

1999/10 蘇吉立

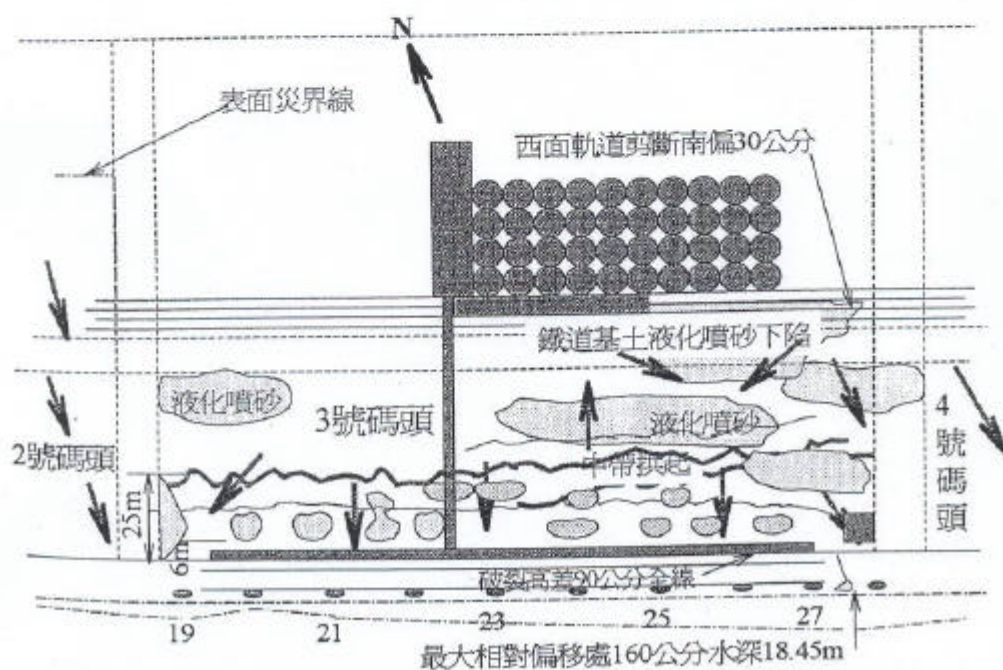


圖 5.1.11 3 號碼頭 921 地震受災狀況平面示意圖

1999/10 蘇吉立

資料來源：台中港 1 至 4A 碼頭 921 地震液化災損初步調查研究[11]





資料來源：台中港 1 至 4A 碼頭 921 地震液化災損初步調查研究[11]

視坡度、法線偏移趨勢、地上結構物之傾斜等判斷，沉箱可能變位狀況如圖 5.1.13 所示。

### 5.1.2 板樁式碼頭

板樁式碼頭岸壁因重量輕，所以適用於軟弱地層。一般地震災害案例是整個結構（包括土層）的滑動，及局部性的破壞。由以前發生的災害包括板樁向前傾倒致岸壁向外凸出，板樁背後土壤沉陷，岸壁上地面龜裂，胸牆傾倒及上面的平台倒塌入海等；另外錨碇部份也會被破壞，如錨桿被拉裂及錨板被拉出等情形，茲將災損案例說明如後：

#### 1. 1944 年東南海地震和 1946 年南海地震

此兩次地震造成名古屋港幾乎所有的版樁駁岸都向海側鼓出如圖 5.1.14 所示，由圖顯示，版樁入土部分雖不長，但未見版樁下端有滑動的情形。

#### 2. 1968 年十勝沖地震

1968 年十勝沖地震在八戶港觀察到地震加速度為 0.26g，八戶港小中野 1 號碼頭岸壁遭到地震的嚴重破壞，如圖 5.1.15 所示，岸壁由於錨碇抗力不足向海側傾斜 5 度，最大鼓出位移有 60cm，另外，在回填土表面發現裂縫及數十厘米的沉陷。

圖 5.1.16 為函館港北濱碼頭岸壁遭受地震破壞的情形，版樁與錨碇樁的連接點遭到破壞而斷裂，碼頭向海側鼓出約為 59cm。

#### 3. 1978 年宮城縣沖地震

在石卷港，前沿水深為-10m 的中島碼頭鋼版樁駁岸及前沿水深為-9m 的日和碼頭鋼版樁駁岸兩者都向海側滑動，最大滑動量為 57cm，潮見碼頭的鋼版樁駁岸最大滑動為 119cm。圖 5.1.17 為碼頭斷面圖，由圖可知碼頭岸壁的錨碇形式是採用鋼版樁，碼頭岸壁的後方可以看到從鋪面的裂縫處及接縫處冒出的砂。

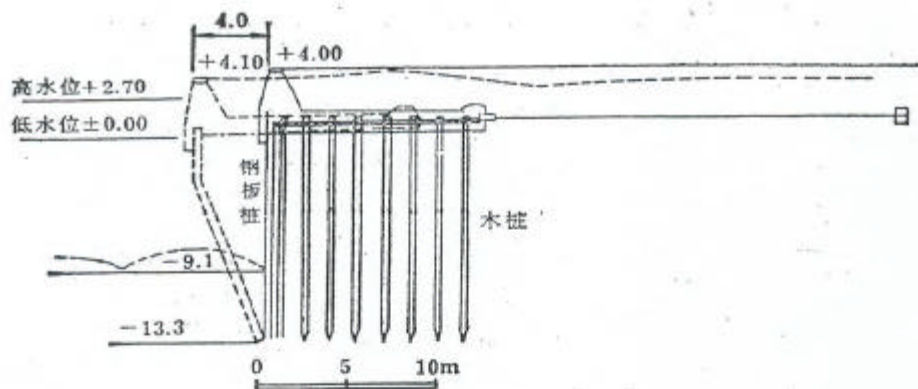


圖 5.1.14 名古屋港版樁碼頭斷面圖

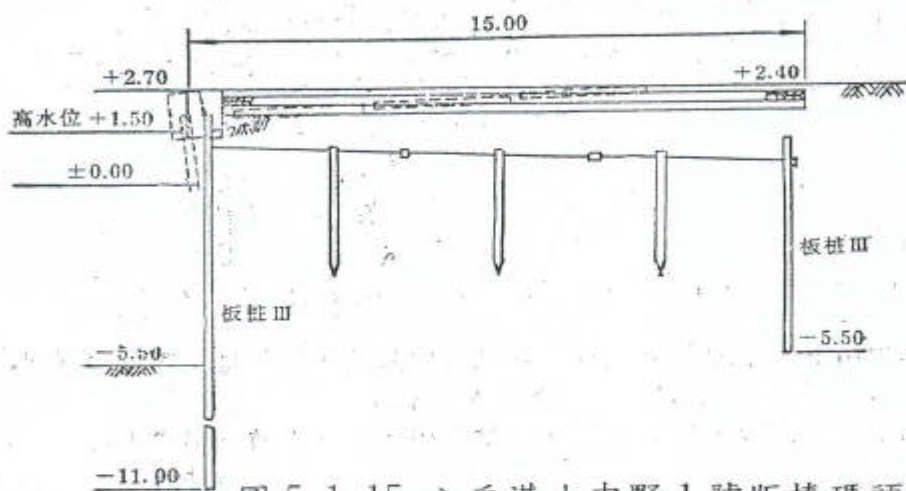


圖 5.1.15 八戶港小中野 1 號版樁碼頭斷面圖

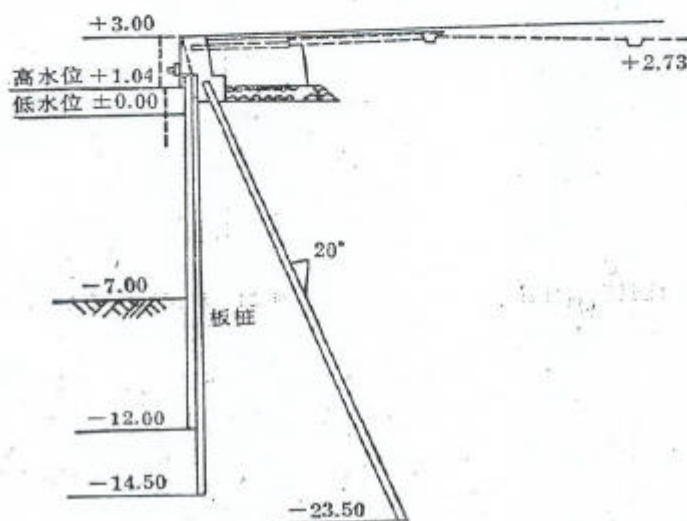


圖 5.1.16 函館港北濱版樁碼頭斷面圖

資料來源：地震工程學[9]

#### **4. 1983 年日本海中部地震**

在秋田港大多數的碼頭岸壁是鋼版樁岸壁，在水深-10m 的小濱 2 號碼頭的鋼版樁岸壁發生了嚴重的破壞，岸壁破壞的特徵是前沿大量沉陷，蓋頂傾斜，根據勘查結果，在水面下的版樁被折斷，如圖 5.1.18 所示，這些破壞主要是由後方回填砂的液化所引起的。

#### **5. 1995 年阪神地震**

1995 年阪神地震造成神戶港并天區鋼版樁岸壁向海側傾斜，如圖 5.1.19 所示，由資料顯示，該岸壁最大法線位移量為 590cm，頂端最大下沉量為 79cm。

##### **5.1.3 棧橋式碼頭**

棧橋式碼頭的地震災損案例較少，茲將日本兩個災損案例說明如下：

##### **1.1944 年東南海地震、1945 年三河地震和 1946 年南海地震**

四日市港一個 9m 長的棧橋係建築在新生地上，新生地建築在含有細砂的沖積土上。結構包括鋼筋混凝土樑建築在鋼筋混凝土樁上，如圖 5.1.20 所示，這個結構遭受東南海、三河及南海等三次大地震，北邊 4 跨向北移動了 50 至 70cm，西邊一跨移動約 50cm，背後 L 型的擋土牆向外傾斜，背填土最大沉陷量 70cm，它的破壞原因為發生了滑動破壞。

##### **2.1964 年新潟地震**

1964 年新潟地震在新潟港造成棧橋式碼頭的嚴重破壞，如圖 5.1.21 所示，整各碼頭結構沉入水面下，其破壞型式為典型的結構大量沉陷，因為該地區是由很鬆的砂質沖積層組成。

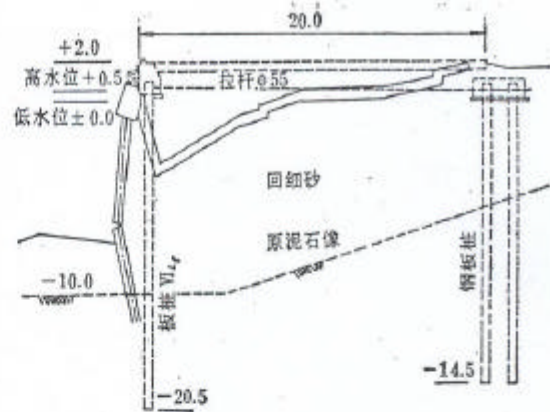
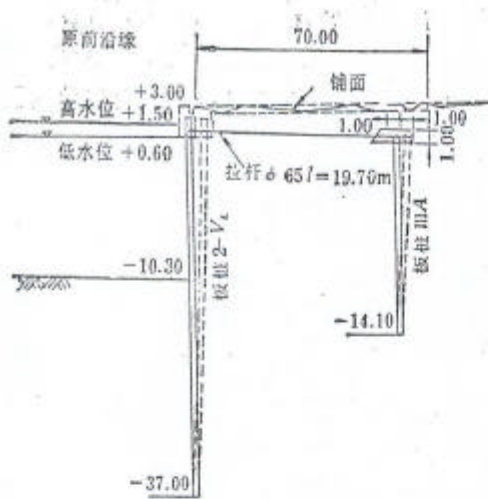


圖 5.1.17 石卷港中島版樁碼頭斷面圖 圖 5.1.18 秋田港小濱 2 號版樁碼頭斷面圖

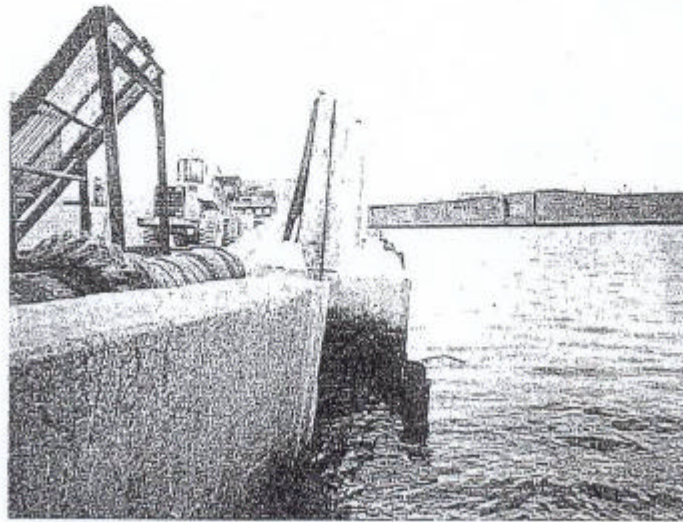


圖 5.1.19 版樁碼頭損壞情形

資料來源：地震工程學[9]



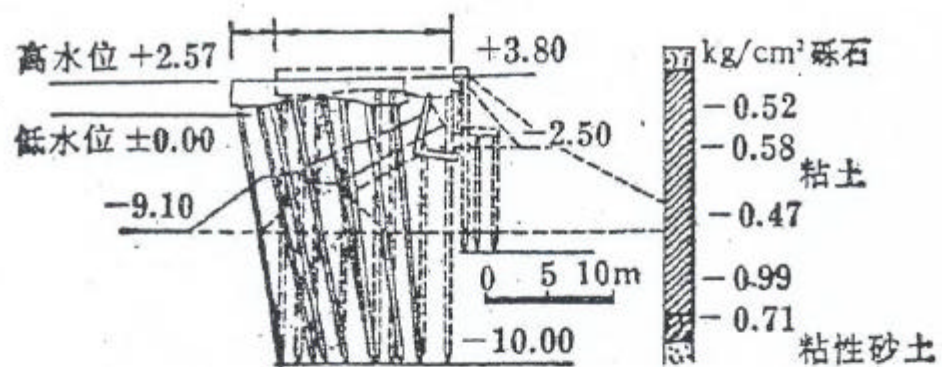


圖 5.1.20 四日市港棧橋碼頭斷面圖

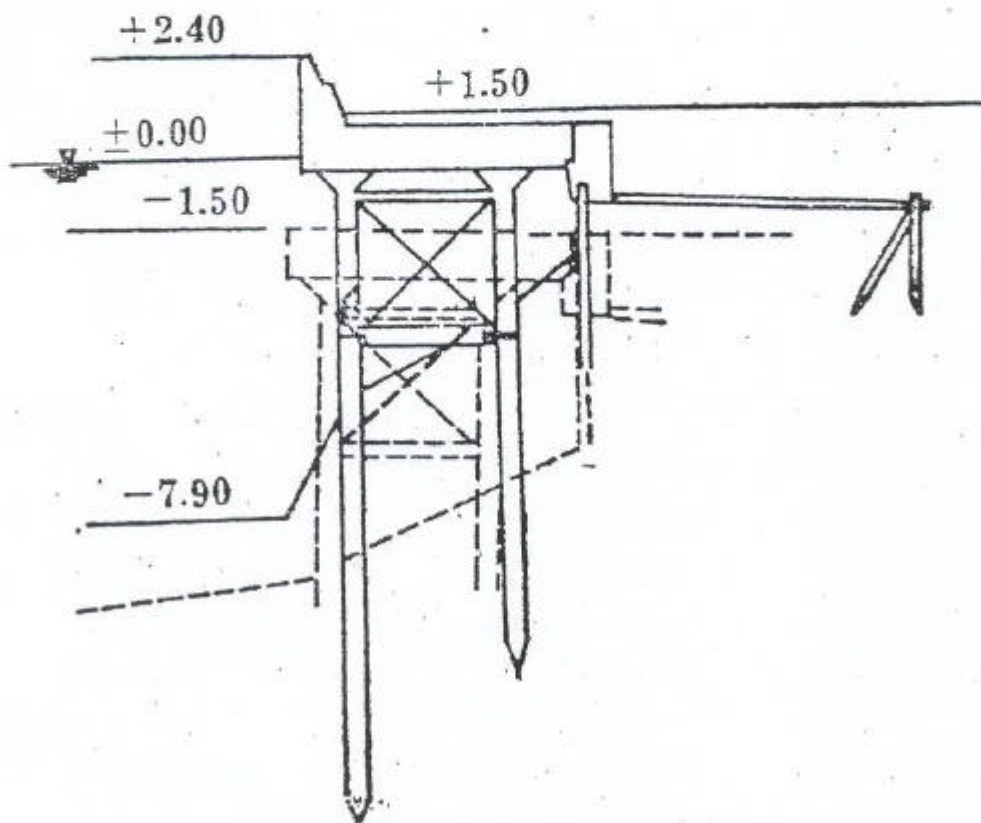


圖 5.1.21 新瀉港 B 泊位棧橋碼頭斷面圖

資料來源：地震工程學[9]



## 5.2 破壞模式與原因

根據前面地震災害實例介紹，本節針對碼頭結構及其相關設施的可能破壞模式及原因，作一簡單的歸納及說明。

### 5.2.1 重力式碼頭

由前面的重力式碼頭震害案例，我們可以簡單的歸納出重力式碼頭受地震力作用下可能的破壞模式如圖 5.2.1 所示，茲將可能的破壞模式及原因說明如下：

- 1.上部結構：此部份指的是碼頭結構本體，其可能的破壞模式為結構因地震所產生的額外土壓力及水壓力，超過結構原有之設計強度，造成岸壁產生裂縫、破損、剝離、拱起及下陷；或碼頭結構沿法線方向產生位移、錯動及側傾。
- 2.岸 肩：此部份指的是碼頭面，其可能的破壞模式為結構因地震力產生破壞或變位，造成岸肩破裂、伸縮縫破損，或因基礎液化產生岸肩下陷、破裂、伸縮縫破損。
- 3.背填土砂：其可能的破壞模式為土壤液化產生沉陷，或因結構體的破損產生背填土砂發生漏砂及淘空的現象。
- 4.碼頭基礎：可能產生液化沉陷或因波浪作用而產生淘刷作用。
- 5.附屬設施：因地震力或土壤液化發生裝卸機械挫曲，輸送帶扭曲、損壞，倉庫產生裂縫或損毀，儲槽凹陷、損毀等。

### 5.2.2 版樁式碼頭

由前面的版樁式碼頭震害案例，我們可以簡單的歸納出版樁式碼頭受地震力作用下可能的破壞模式如圖 5.2.2 所示，茲將可能的破壞模式及原因說明如下：

- 1.版樁結構：此部份指的是版樁結構本體，其可能的破壞模式為結構因地震所產生的額外土壓力及水壓力，超過結構原有之設

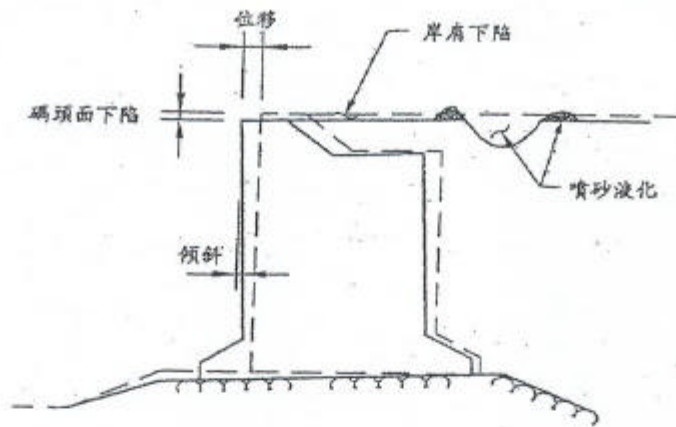


圖 5.2.1 重力式碼頭震害破壞模式

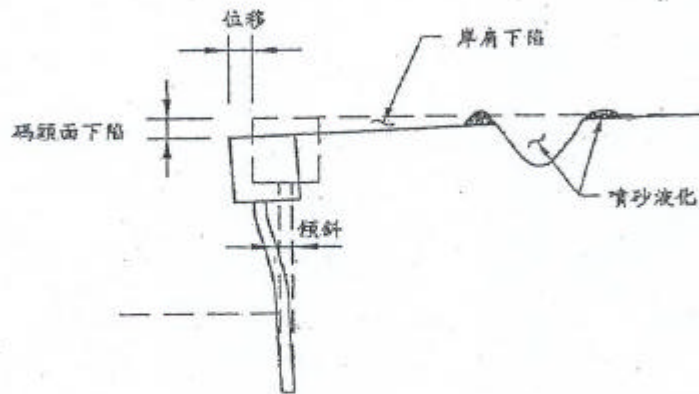


圖 5.2.2 版樁式碼頭震害破壞模式

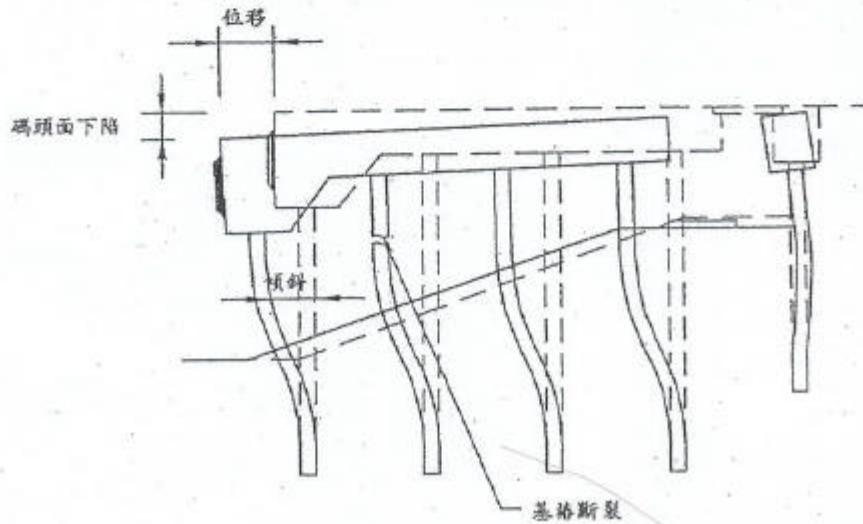


圖 5.2.3 棧橋式碼頭震害破壞模式

資料來源：震後港灣及河海堤快速診斷手冊之建立與震後港灣及河海堤快速補強手段[10]

計強度，造成結構岸壁產生裂縫、破損、拱起及下陷；或版樁沿法線方向產生位移及側傾。

2. 岸 肩：此部份指的是碼頭面，其可能的破壞模式為結構因地震力產生破壞或變位造成岸肩破裂，或因背填土砂液化產生岸肩下陷、破裂。
3. 背填土砂：其可能的破壞模式為土壤液化產生沉陷，或因鋼版樁的破損產生背填土砂發生漏砂及淘空的現象。
4. 附屬設施：因地震力或土壤液化發生裝卸機械挫曲，輸送帶扭曲、損壞，倉庫產生裂縫或損毀，儲槽凹陷、損毀等。

### 5.2.3 棧橋式碼頭

由前面的棧橋式碼頭震害案例，我們可以簡單的歸納出棧橋式碼頭受地震力作用下可能的破壞模式如圖 5.2.3 所示，茲將可能的破壞模式及原因說明如下：

1. 基樁結構：此部份指的是基樁結構本體，其可能的破壞模式為基樁因地震所產生的額外橫向力及水壓力，超過結構原有之設計強度，造成基樁產生破損、斷裂及挫曲；或因基礎土壤滑動使基樁產生位移或側傾。
2. 上部結構：此部份指的是碼頭面，其可能的破壞模式為結構因地震力產生破壞或變位造成碼頭面破裂、拱起，或因波浪作用將碼頭面掀起。
3. 附屬設施：因地震力或土壤液化發生裝卸機械挫曲，輸送帶扭曲、損壞，倉庫產生裂縫或損毀，儲槽凹陷、損毀等。

### 5.3 破壞影響因素

由前面實際案例可歸納出碼頭結構物受地震破壞的規模及影響程度之影響因素為地震規模及深度、地理位置、土層及土壤特性、基礎型式及結構型式等，茲以日本阪神地震及台灣 921 集集大地震為例說明如下：

#### 1.地震規模及深度

日本阪神地震的規模為 7.2，震源深度約 14 公里，台灣 921 集集大地震的規模為 7.3，震源深度約 7 公里，這兩次地震的規模均超過 7 以上，且震源深度均屬淺層，因此阪神地震造成神戶港及神戶地區的河海堤大規模且嚴重的損害，而 921 集集大地震則造成台中港區部分碼頭受損及中部地區部份河堤及些許海堤的損壞。

#### 2.地理位置

日本阪神地震中受損的港口及河海堤，均在震央的周圍附近，尤其是神戶港距震央僅約 17 公里，因此其損壞的程度及規模均相當大，阪神大地震震央與神戶港相關位置如圖 5.3.1 所示。而台中港距 921 集集大地震的震央約 50 餘公里，因此其受損程度及規模均較為輕微。921 集集大地震中，部份距震央較近的河堤受損較嚴重，921 集集大地震震央與台中港相關位置如圖 5.3.2 所示。

#### 3.土層及土壤特性

由於碼頭結構物是建築在臨海地區，其土層常屬於沖積土層，另外其建造過程亦常利用抽砂來填後線土地，而沖積土層及抽砂填土在地震力作用下均極可能產生液化或沉陷的現象，以致造成港灣設施及河海堤的塌陷損壞。神戶港土層斷面如圖 5.3.3 所示，台中港 1 至 4 號碼頭後線土層斷面如圖 5.3.4 所示。

#### 4.基礎型式

由於上述土層及土壤特性的因素，因此港灣及河海堤結構建造時的基礎型式，將會影響到它們受地震作用時的破壞可能，例如以樁基礎支撐的結構物將有助於防止因液化下陷，而產生破壞的可能。

#### 5.結構型式

神戶港受損的碼頭及岸壁中，經統計以沉箱重力式的受損最多，較嚴重，而板樁式及棧橋式的受損較少，台中港受損的碼頭亦是沉箱重力式，其原因為不同的結構型式所承受的地震力不同所致。

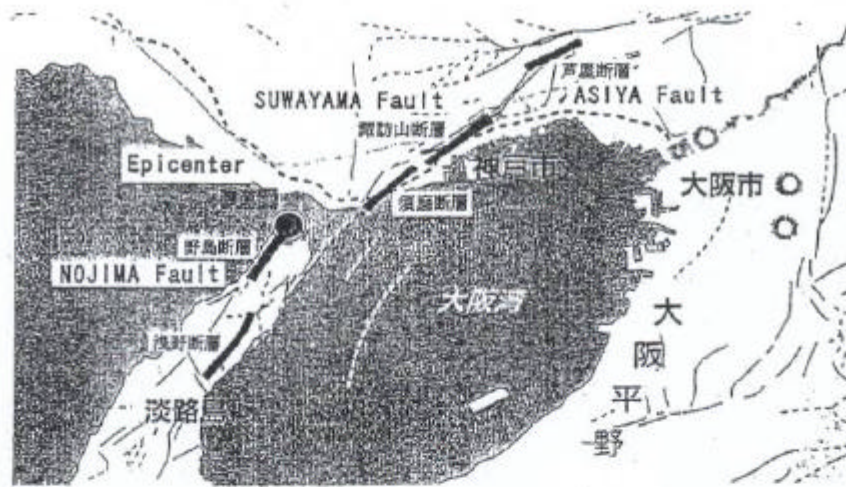


圖 5.3.1 阪神大地震震央與神戶港相關位置

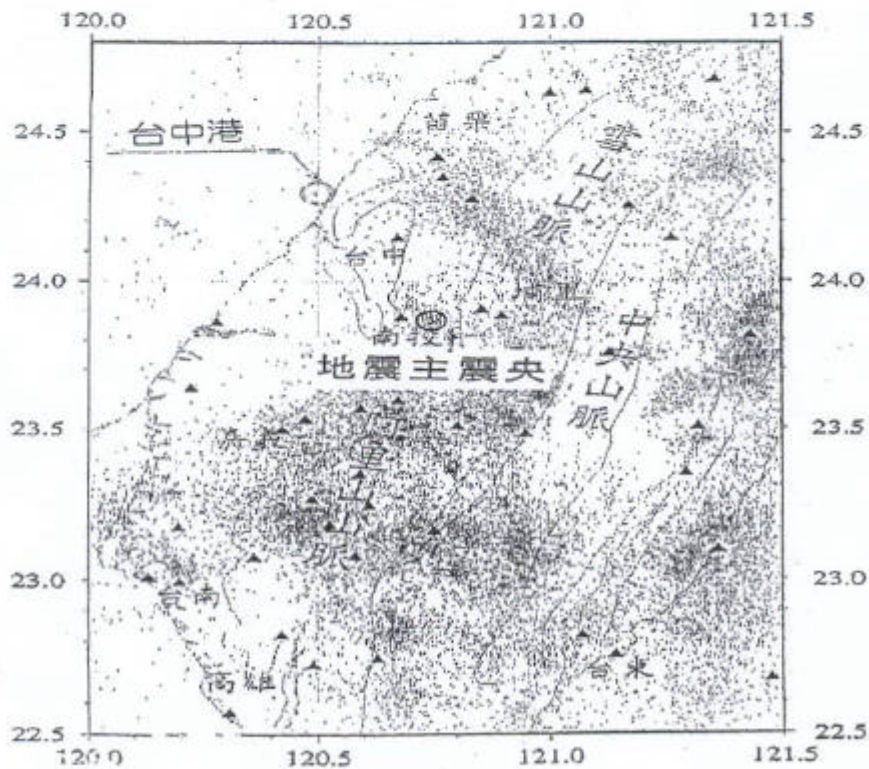


圖 5.3.2 921 集集大地震震央與台中港相關位置

資料來源：震後港灣及河海堤快速診斷手冊之建立與震後港灣及河海堤快速補強手段[10]

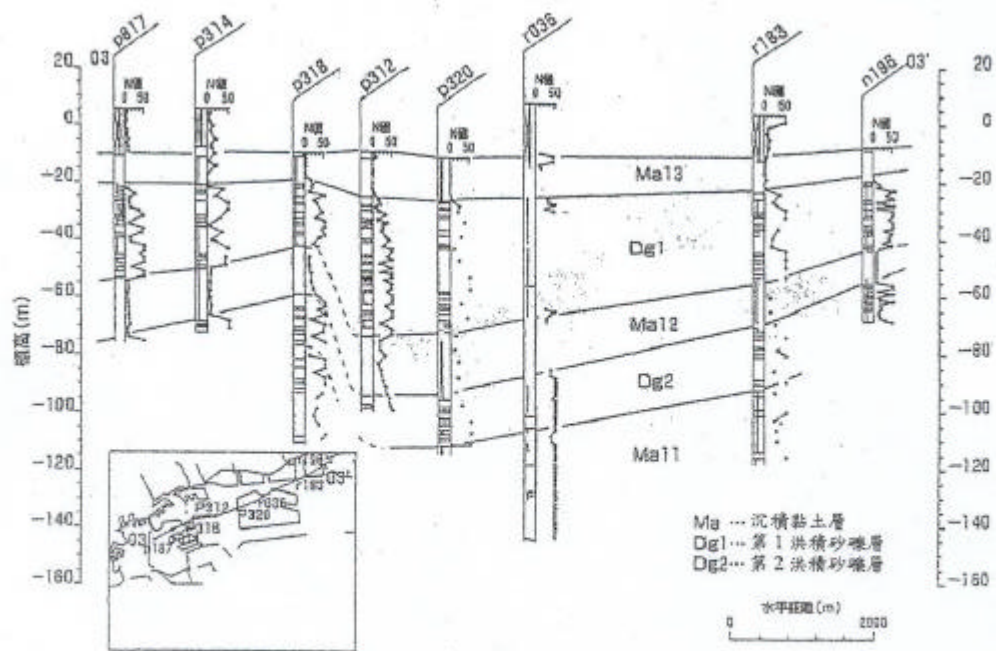


圖 5.3.3 神戶港土層斷面示意圖

資料來源：震後港灣及河海堤快速診斷手冊之建立與震後港灣及河海堤快速補強手段[10]



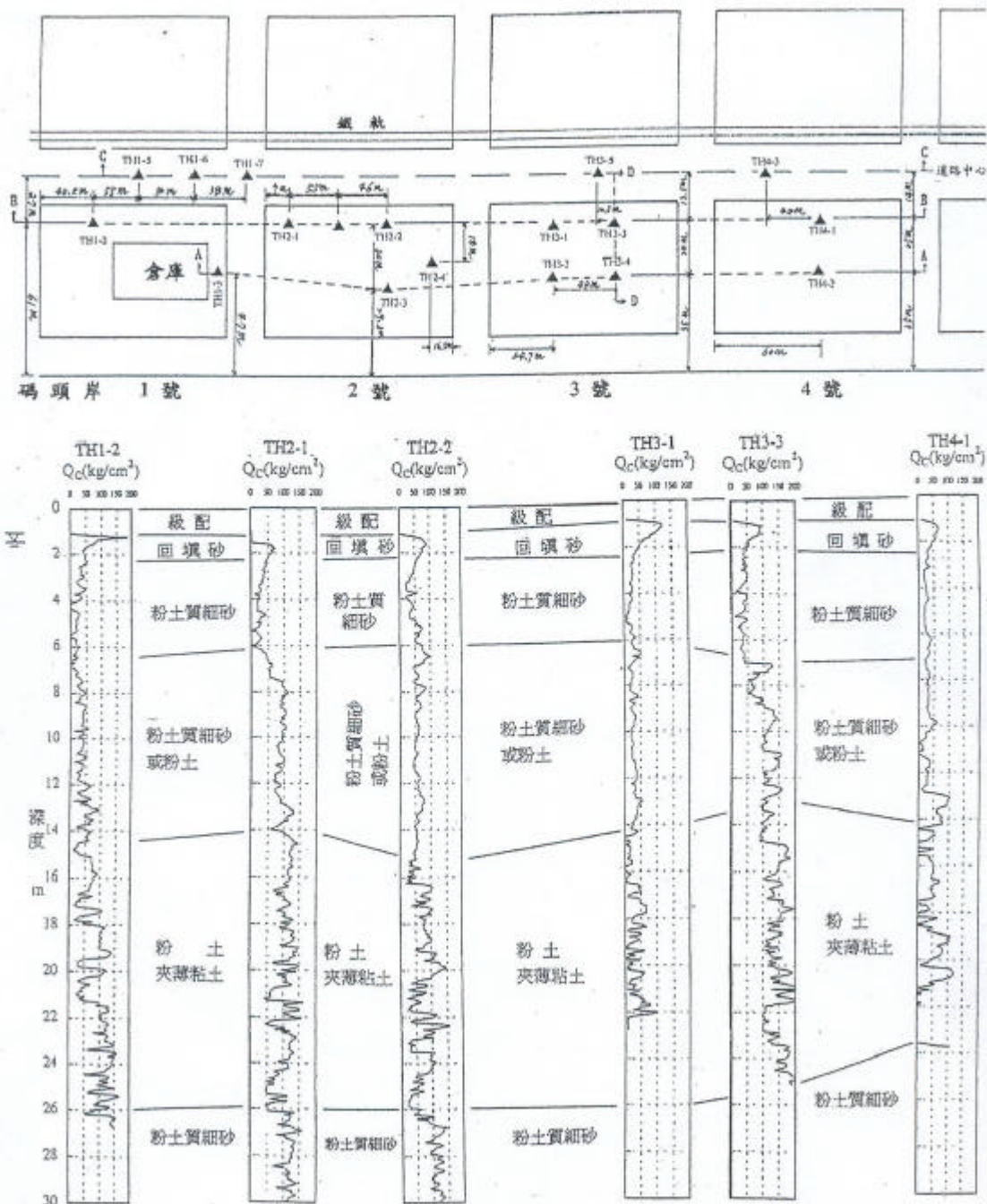


圖 5.3.4 台中港 1 至 4 號碼頭後線土層斷面示意圖

資料來源：震後港灣及河海堤快速診斷手冊之建立與震後港灣及河海堤快速補強手段[10]



## 第六章 結論與建議

結構物受地震力作用下的力學分析已屬困難，而港灣構造物因牽涉到水、土壤與結構互制的複雜力學行為，欲分析設計此種結構物更屬困難，所以我們不免感佩為我們制定碼頭設計基準的諸位先進，相信當初他們一定費盡千辛萬苦，排除一切萬難，才將此規範制定出來，提供碼頭設計分析的相關從業人員一個可以依循的方向，對我們相關的從業人員可說是受惠良多。

然而如同報告中引述美國公路橋樑耐震設計規範 AASHTO 的 Design Introduction：「首先必須強調，地震並無法僅靠科學理論來規範。第一、地震的原因仍不很明白，而且專家們仍未完全同意如何將理論轉化為設計。第二、橋樑規範的制訂必須簡化地震發生時的極其複雜現象。最後，設計法規必須在安全性及社會成本之間取得平衡點。在此，判斷力、工程經驗、政治智慧與科學理論是同等重要的。」由 AASHTO 的介紹可知，科學界至今仍無法對耐震觀念有統一的想法，而耐震設計涉及人為主觀的認定，所以本研究經此次檢討分析後，提出幾點結論與建議以供未來規範修訂及未來碼頭耐震設計研究之參考。

### 6.1 結論

- 1.由台灣地區各國際商港碼頭數之統計資料顯示，在總數 240 座碼頭數中，碼頭型式以版樁式碼頭最多，共計 83 座，約佔全數之 34.58 %，其次為重力式碼頭 60 座，約佔全數之 25 %，而棧橋式碼頭 54 座，約佔全數之 22.5 %，其它碼頭型式 43 座，約佔全數之 17.92 %。
- 2.以各港而言，基隆港各碼頭型式數量相當平均，台中港以棧橋式碼頭為主，高雄港碼頭型式以版樁式碼頭為主，花蓮港碼頭型式以重力式碼頭為主，蘇澳港碼頭型式以重力式及棧橋式碼頭各佔一半，安平港碼頭型式以版樁式碼頭為主。

3. 港灣構造物不像房屋、橋樑、道路等構造物牽涉到許多生命財產的損失，甚至災後的修復工作也不像其他結構物所遭遇的問題繁雜且困難，所以以 475 年迴歸期的地震定為所有碼頭結構物的耐震設計目標，就工程經濟性而言，應有待商榷。
4. 我國規範對剛性結構物之公式中並無地盤分類係數，亦即無法反應工址的地盤特性，這將使得相同的結構物建築在軟弱地質的港區與建築在堅硬地質的港區，設計上採用相同的設計震度，就學理上是不合理的。
5. 以工作應力法設計之碼頭結構物，在套用非剛性結構物之設計地震力公式時，公式與係數  $F_u$  的適用性有待商榷。
6. 起始降伏地震力放大倍數  $\gamma$ ，規範規定鋼筋混凝土結構採強度設計法設計時  $\gamma$  可取 1.0，經本研究探討  $\gamma$  值似乎有修正的空間。
7. 碼頭結構物受地震破壞的規模，其影響因素可歸納為地震規模之大小及深度、地理位置、土層及土壤特性、基礎型式及結構型式等。

## 6.2 建議

1. 我國規範對所有結構物均以 475 年迴歸期的地震為設計目標，就工程經濟性而言，稍嫌浪費，建議可以比照日本規範將設計目標分為兩個等級，一般結構物以 75 年迴歸期的地震為設計目標，耐震結構物才以 475 年迴歸期的地震為設計目標。
2. 建議未來規範修訂時，在剛性結構物之公式中可考慮增加地盤分類係數。
3. 基準對碼頭結構物的設計還有部份以工作應力法來設計，此種設計法已不符時代潮流，建議未來基準能將所有的設計方法改為強度設計法。

4. 規範應針對不同材料及設計方法給予  $\gamma$  值作一明確的規範與說明，如此一來設計上才能統一，也才不會發生設計者因引用規範的不同或引用錯誤，而導致設計結果不同或失敗。
5. 日本過去對各港面對遠大於所設計之地震發生時，需能保有幾座碼頭提供緊急物資裝卸、救援活動等功能之碼頭，此碼頭謂之「耐震強化碼頭」，此理念可供我國規範增訂之參考；另外，建議台灣地區各國際商港，可以依各港需求選擇幾處地方來設置「耐震強化碼頭」，以因應遠大於所設計之地震發生時，能滿足各港最基本的運輸需求。
6. 經由過去震害案例分析的結果，不同的結構型式所承受的地震力不同，所以破壞規模也不同，為因應不同型式的地震考驗，各港碼頭型式應多樣化，以分散地震風險。
7. 我國港灣構造物設計規範可說翻修自日本規範而來，唯獨耐震設計部份是參考「公路橋樑耐震設計規範」修改而來，然而公路橋樑與港灣構造物不論結構型式、環境與承受外力之條件均有著顯著的不同，更重要的是公路橋樑的破壞牽涉到許多人民生命財產的損失，而港灣構造物的破壞大多數只是影響港埠的營運損失，極少牽涉到人民生命財產的損失，因此，以「公路橋樑耐震設計規範」套用在港灣構造物耐震設計上，如同本研究所探討的結果顯示，有著種種的問題存在，且設計地震力有高估的現象，造成所設計的結構物斷面尺寸變得很大，工程費用也相對的提高很多，造成國家資源的浪費。我們知道，日本耐震規範之嚴謹並不亞於美國，我國港灣構造物設計規範既然翻修自日本規範，那耐震設計部份也應該可以參考日本規範來翻修，如此，規範應可較為一致且合理。

## 參考文獻

- [1]交通部，「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」，1997,7
- [2]日本港灣協會，「灣構造物設計基準」，1967 年
- [3]台灣省政府交通處，「港灣構造物設計標準」，1980,7
- [4]日本港灣協會，「港灣 施設 技術上 基準同解説」，1989,6
- [5]李位育，「結構耐震設計概論」，文笙書局，2000,8
- [6]交通部，「公路橋樑耐震設計規範」，1995,1
- [7]日本港灣協會，「港灣 施設 技術上 基準同解説」，1979,3
- [8]日本港灣協會，「港灣 施設 技術上 基準同解説」，1999,4
- [9]岡本舜三，「地震工程學」，地震工程研究中心編譯，1987,11
- [10]公共工程委員會，「震後港灣及河海堤快速診斷手冊之建立與震後港灣及河海堤快速補強手段」，2000,11
- [11]交通部運輸研究所，「台中港 1 至 4A 碼頭 921 地震液化災損初步調查研究」，1999,10

# 碼頭結構物耐震設計之研究

## 摘要報告

### 一、前言

發生在民國八十八年九月二十一日之集集大地震，是台灣近代災損最大的地震。此次災害中，台中國際商港之#1 至#4A 碼頭亦發生損害，使得#1 至#4A 碼頭區無法正常作業，造成台中港不小的營運損失。然而在台中港#1 至#4A 碼頭的復舊過程中，設計單位引用現行基準來分析補強碼頭結構時，發現基準潛藏著一些的問題存在，造成設計者的一些困擾，本中心有鑑於此，遂於今年編列本研究，希望藉由本研究之探討能提出一些結論與建議提供往後基準修訂時的參考。

### 二、碼頭結構物型式

一般來說，碼頭結構物可概分為重力式碼頭、板樁式碼頭、棧橋式碼頭及其他型式碼頭四大類。

各國國際港各碼頭區因裝卸貨的不同，碼頭型式也各異，本研究統計台灣地區國際商港碼頭數總共為 240 座，碼頭型式經統計歸類後顯示台灣地區國際商港碼頭型式以版樁式碼頭最多，共計 83 座，佔全數之 34.58 %，其次為重力式碼頭 60 座，約佔全數之 25 %，棧橋式碼頭 54 座，約佔全數之 22.5 %。

### 三、耐震設計基準探討

我國現行耐震設計規範與日本耐震設計規範就剛性結構物（如重力式及版樁式碼頭）設計部份，兩者均採震度法的精神設計；而非剛性結構物（如棧橋式碼頭）部份則差異較大，我國規範訂定一套公式供設計者使用，日本規範則建議以動力分析或採規範中之簡便法、彈塑性解法設計。本節將分剛性結構物與非剛性結構物來分別予以探討

#### 1. 剛性結構物

$$\text{我國規範} \quad V = \frac{ZI}{2}W$$

$$\text{日本規範} \quad V = \text{地區震度}(Z) \times \text{地盤分類係數} \times \text{重要度係數}(I) \times W$$

茲將兩者不同之處探討如下：

#### (1)耐震設計目標

我國規範規定所有碼頭結構物在 475 年迴歸期之地震發生時，不得產生滑動、傾覆，亦不得產生結構體強度與基礎承載力不足之破壞。而日本規範則將地震等級分為兩級，等級一之地震為 75 年迴歸期之地震，所有結構物均不得發生損壞，等級二之地震為 475 年迴歸期之地震，一般碼頭可能已損壞，但耐震強化碼頭則不能有損壞或容許產生輕微損壞，此輕微損壞意味地震後可以很快的修復恢復其功能者。

#### (2)重要度係數 (I)

重要度係數部份，我國碼頭結構物重要度分類基本上與日本規範分類相同，只不過日本規範在神戶地震後對重要度係數重新檢討修正過，所以係數值有所不同。

#### (3)地盤分類係數

我國規範對剛性結構物之公式中並無地盤分類係數，亦即無法反應工址的地盤特性，這將使得相同的結構物建築在軟弱地質的港區與建築在堅硬地質的港區，採用的設計震度相同，就學理上是不合理的。

#### (4)耐震強化碼頭之設計震度

日本過去對各港面對遠大於所設計之地震發生時，需能保有幾座碼頭提供緊急物資裝卸、救援活動等功能之碼頭，此碼頭謂之「耐震強化碼頭」，其設計震度為 0.25，此理念可供我國規範增訂之參考。

### 2.非剛性結構物

由於我國規範與日本規範在非剛性結構物之設計上差異較大，所以本研究僅以探討我國規範為主。本研究針對公式中的  $F_u$  及  $\gamma$  係數探討結果，說明如下：

#### (1)結構系統地震力折減係數 ( $F_u$ )

規範規定若結構物依據韌性設計規範設計，可使結構具有韌性，因此可使用結構系統地震力折減係數（ $F_u$ ）來折減設計地震力，然而針對以工作應力法設計之結構物，此公式的適用性則有待商榷，其設計地震力公式是否只要將  $F_u$  去掉，亦或是要另訂一套公式則應再做補充說明。

## (2) 起始降伏地震力放大倍數（ $\gamma_y$ ）

$\gamma_y$  係數與結構系統地震力折減係數（ $F_u$ ）同樣有折減設計地震力的作用，其物理意義為  $\gamma_y = \frac{P_y}{P_d}$ ，規範規定鋼筋混凝土結構採強度設計法設計時， $\gamma_y$  可取 1.0，採用其它材料或其他設計方法時，設計者應依使用規範，詳細分析訂定之。

本研究認為規範應針對不同材料及設計方法給予  $\gamma_y$  值作一明確的規範與說明，如此一來設計上才能統一，也才不會發生設計者因引用規範的不同或引用錯誤，而導致設計結果不同或失敗。另外，針對規範規定鋼筋混凝土結構採強度設計法設計時， $\gamma_y$  可取 1.0，本研究以台中港為例，設計一非剛性之鋼筋混凝土結構，將碼頭結構物與橋樑及建築物之設計震度作一比較如表 1 所示。

表 1 非鋼性結構物之耐震設計比較表(RC 結構物)

規範	交通部修訂之碼頭設計基準	交通部修訂之公路橋樑設計基準	建築物耐震設計規範
公式	$K = \frac{ZIC}{1.2Fu_a}$ C/Fu 取 1.1, Z= 0.33 I：重要度係數，取 1.0 $\gamma_y$ ：RC 結構物，取 1.0	$K = \frac{ZIC}{1.2Fu_a}$ C/Fu 取 1.1, Z= 0.33 I：重要度係數，取 1.0 $\gamma_y$ ：RC 結構物，取 1.65	$K = \frac{ZIC}{1.4Fu_a}$ C/Fu 取 1.0, Z= 0.33 I：重要度係數，取 1.0 $\gamma_y$ ：RC 結構物，取 1.5
K 值	0.30	0.18	0.16
備註	鋼筋混凝土構造物極限強度設計法	鋼筋混凝土構造物極限強度設計法	鋼筋混凝土構造物極限強度設計法

由表 1 之比較結果，非鋼性之鋼筋混凝土碼頭結構物採強度設計法設計時，若依規範將  $\gamma_y$  值取 1.0，則設計震度（K）明顯較橋樑及

建築物高許多，似乎不太合理，故本研究認為  $\gamma$  值似應有檢討修訂之必要。

## 四、結論與建議

### 1. 結論

- (1)以 475 年迴歸期的地震定為所有碼頭結構物的耐震設計目標，就工程經濟性而言，應有待商榷。
- (2)我國規範對剛性結構物之公式中並無地盤分類係數，亦即無法反應工址的地盤特性，這將使得相同的結構物建築在軟弱地質的港區與建築在堅硬地質的港區，設計上採用相同的設計震度，就學理上是不合理的。
- (3)以工作應力法設計之碼頭結構物，在套用非剛性結構物之設計地震力公式時，公式與係數  $F_u$  的適用性則有待商榷。
- (4)起始降伏地震力放大倍數  $\gamma$ ，規範規定鋼筋混凝土結構採強度設計法設計時， $\gamma$  可取 1.0，經本研究探討  $\gamma$  值似乎有修正的空間

### 2. 建議

- (1)建議比照日本規範將設計目標分為兩個等級，一般結構物以 75 年迴歸期的地震為設計目標，耐震結構物才以 475 年迴歸期的地震為設計目標。
- (2)建議未來規範修訂時，在剛性結構物之公式中可考慮增加地盤分類係數。
- (3)建議未來基準能將所有的設計方法改為強度設計法。
- (4)建議台灣地區各國際商港，可以依各港需求選擇幾處地方來設置「耐震強化碼頭」，以因應遠大於所設計之地震發生時，能滿足各港最基本的運輸需求。
- (5)我國港灣構造物設計規範既然翻修自日本規範，那耐震設計部份也應該可以參考日本規範翻修而來，如此，規範應可較為一致且合理。



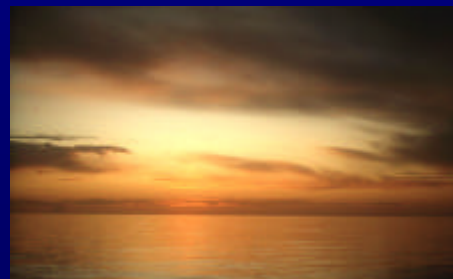
# 碼頭結構物耐震設計之研究

期末報告審查簡報

簡報者：賴瑞應

交通部運輸研究所

中華民國九十年十二月

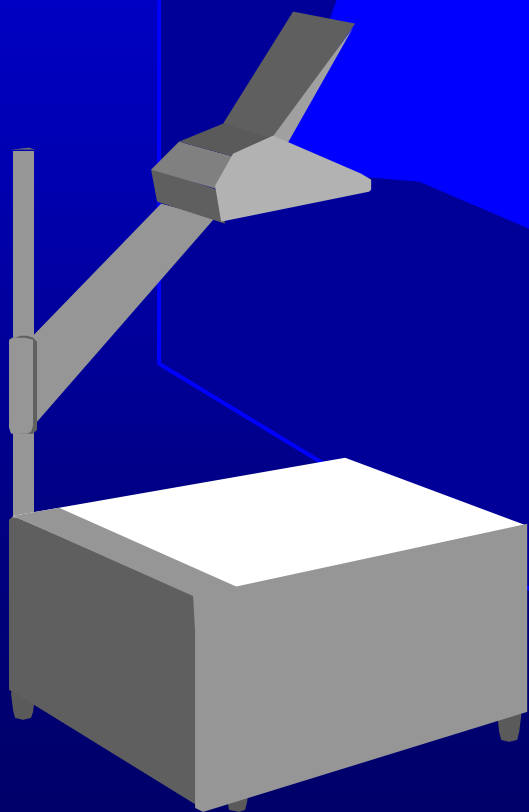


# 簡 報 內 容

- 壹、前言
- 貳、碼頭結構型式
- 參、耐震設計基準探討
- 肆、震害破壞模式探討
- 伍、結論與建議



# 壹、前言



# 研 究 緣 起

集集大地震是台灣近代災損最大的地震，此次災害中，台中港之#1至#4A碼頭亦發生損害，造成台中港不小的營運損失。然而在台中港#1至#4A碼頭的復舊過程中，設計單位引用現行基準來分析補強碼頭結構時，發現基準潛藏著一些的問題存在，本中心有鑑於此，遂於今年編列本研究，希望藉由本研究之探討能提出一些建議提供往後基準修訂時的參考。

# 研究目的

- 1.蒐集各港現有碼頭結構物之斷面資料與分類，瞭解台灣地區現況碼頭結構物的型式。
- 2.比較分析我國耐震設計基準與國外相關耐震設計基準，提出一些未來基準修訂時可供參考的改善建議。
- 3.藉由相關的地震災損案例資料，歸納碼頭結構物受地震力作用下可能破壞的模式與原因。

# 研究範圍與限制

碼頭結構物牽涉了水、土壤及結構物彼此的互制行為，所以欲分析其彼此間的力學關係就變的非常困難，本研究有鑑於經費、人力與時間有限的情況下，將分年進行碼頭結構物耐震設計基準的相關研究，而本年度的研究範圍將局限在碼頭結構物（不含基礎部份）的耐震設計基準的探討與研究上。

# 研 究 流 程

相關文獻研讀



碼頭結構物相關資料蒐集



碼頭結構物型式歸納與整理



耐震設計基準探討



耐震設計基準與國外基準比較分析

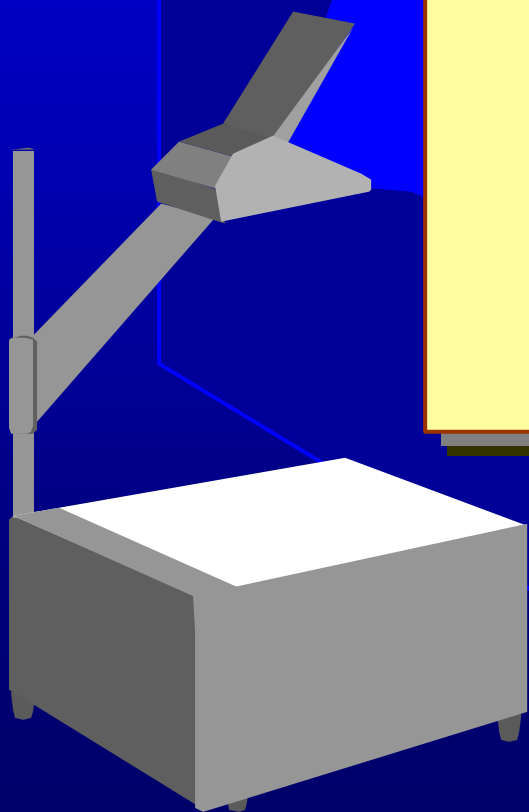


碼頭震害案例探討與破壞模式分析



結論與建議

## 貳、碼頭結構型式





重力式碼頭

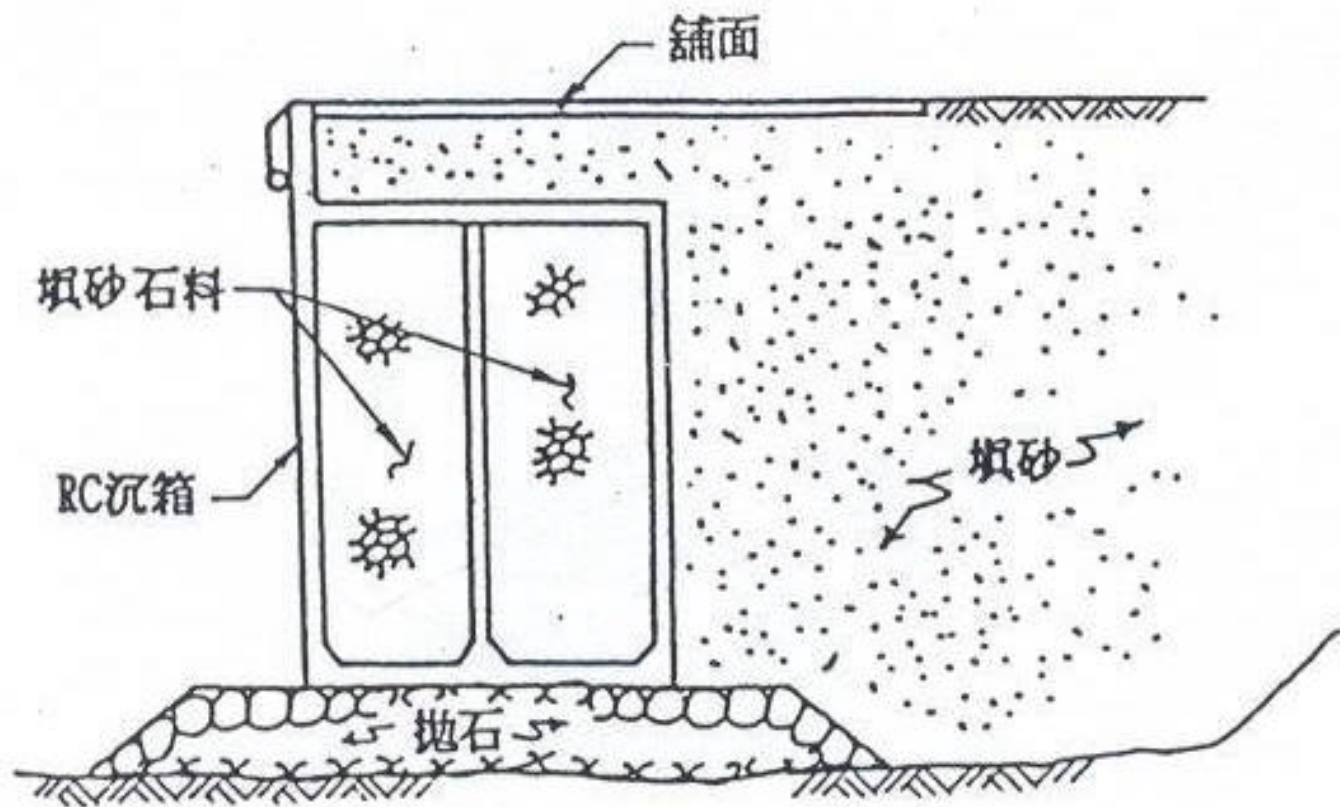
版樁式碼頭

碼頭結構物型式

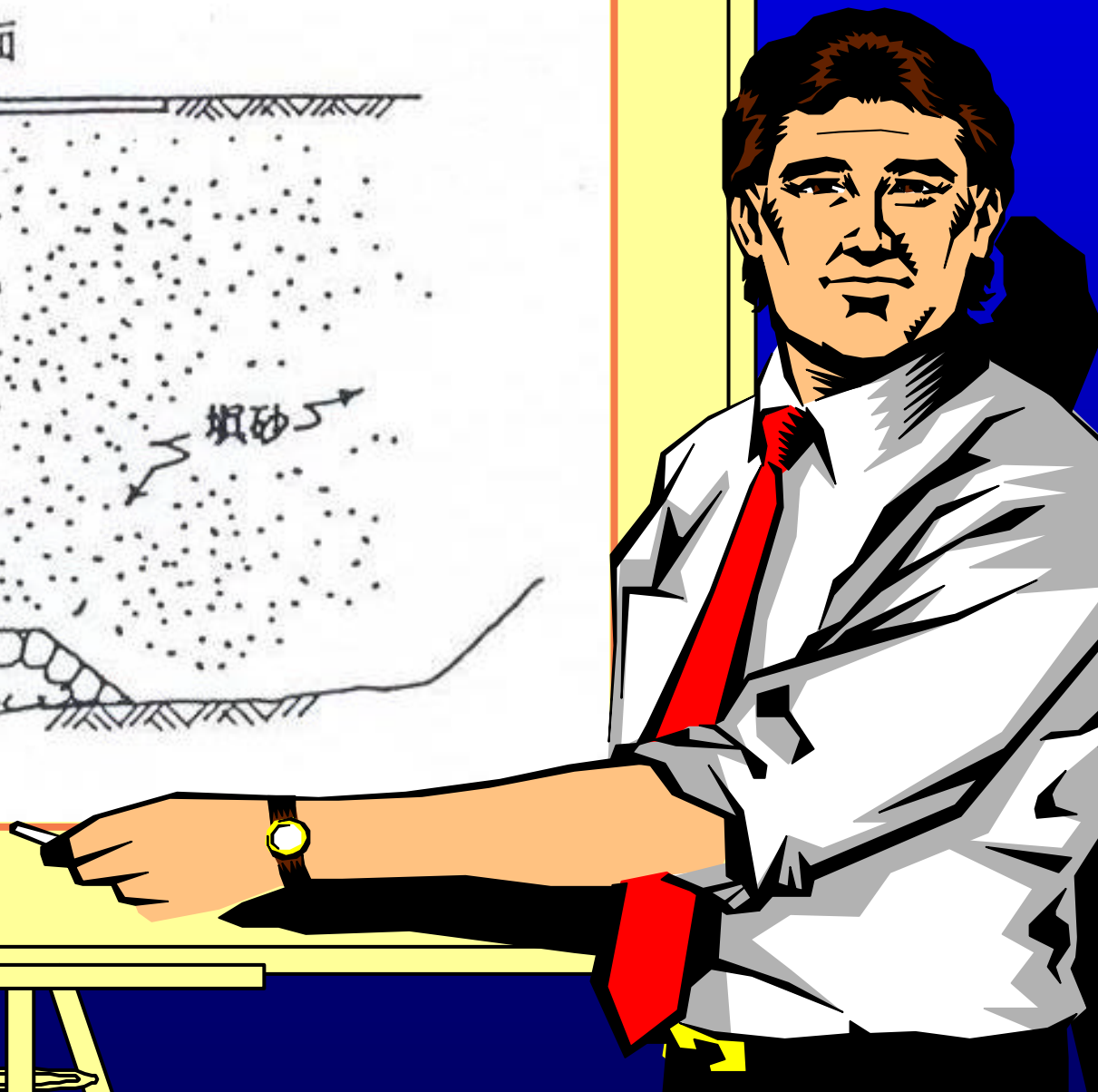
棧橋式碼頭

其它





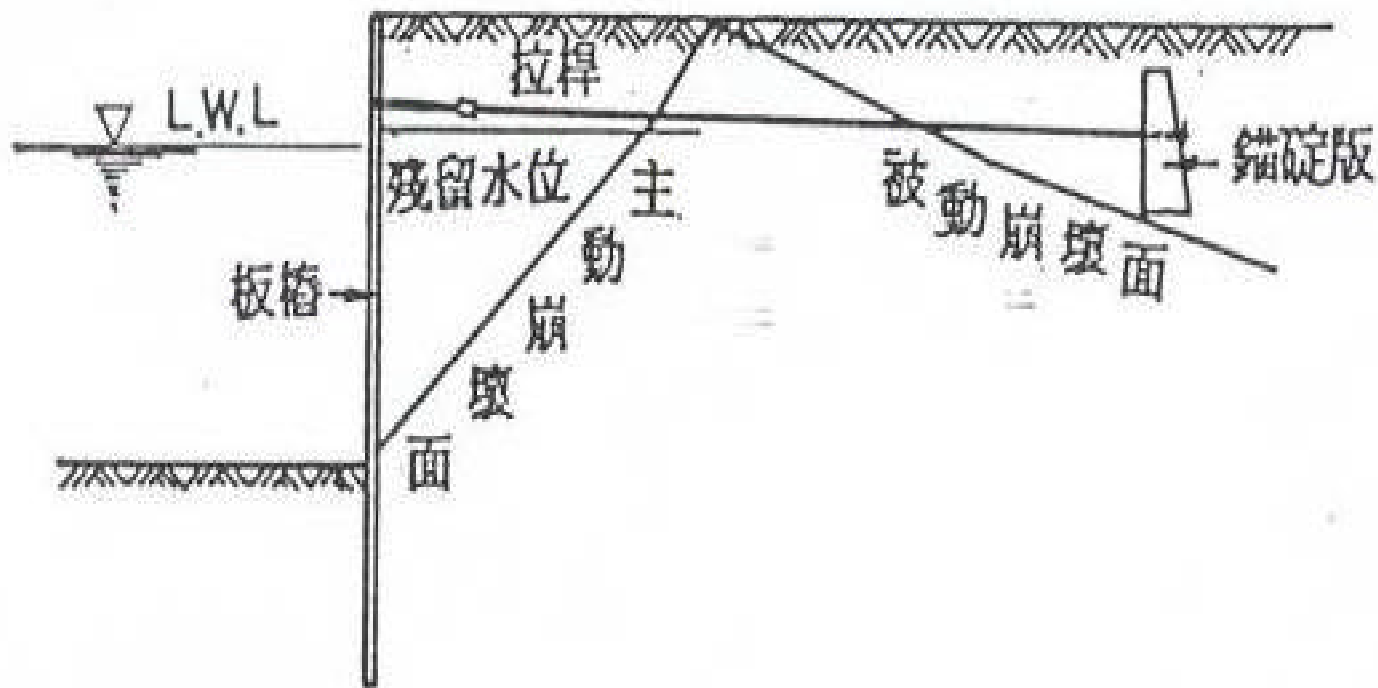
沉箱式碼頭



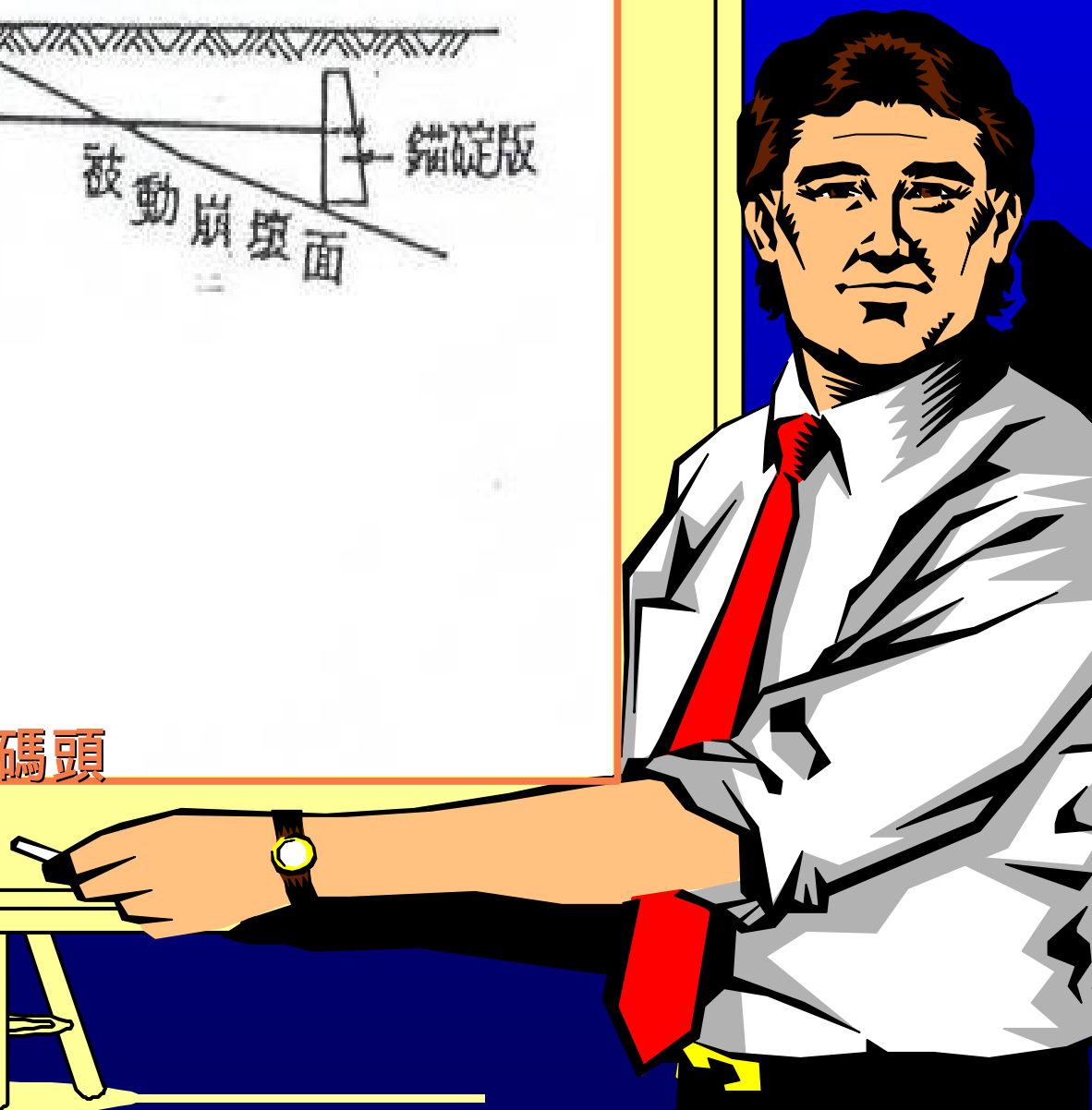
# 重力式碼頭

重力式碼頭其功能為承受碼頭之加載載重，抵抗背後之土壓力、內外水壓及船舶之撞擊力、拉力等，其特性如下：

- 1.堤體本身用混凝土作成，較為堅固，亦較耐久，水深較淺時多採用之。
- 2.水深較深時，土壓及水壓之水平外力增大，所需牆體之重量急劇增加，除岩層及基礎良好之處外，多非為經濟之設計。
- 3.作為耐震結構時，與牆體重量成比例之地震力作用於牆體，形成不利之條件。
- 4.沉箱及混凝土塊之製造需廣大場地、起重船、拖船等船團，因此，如為短期及少量工程配合上述設備時，較不經濟。



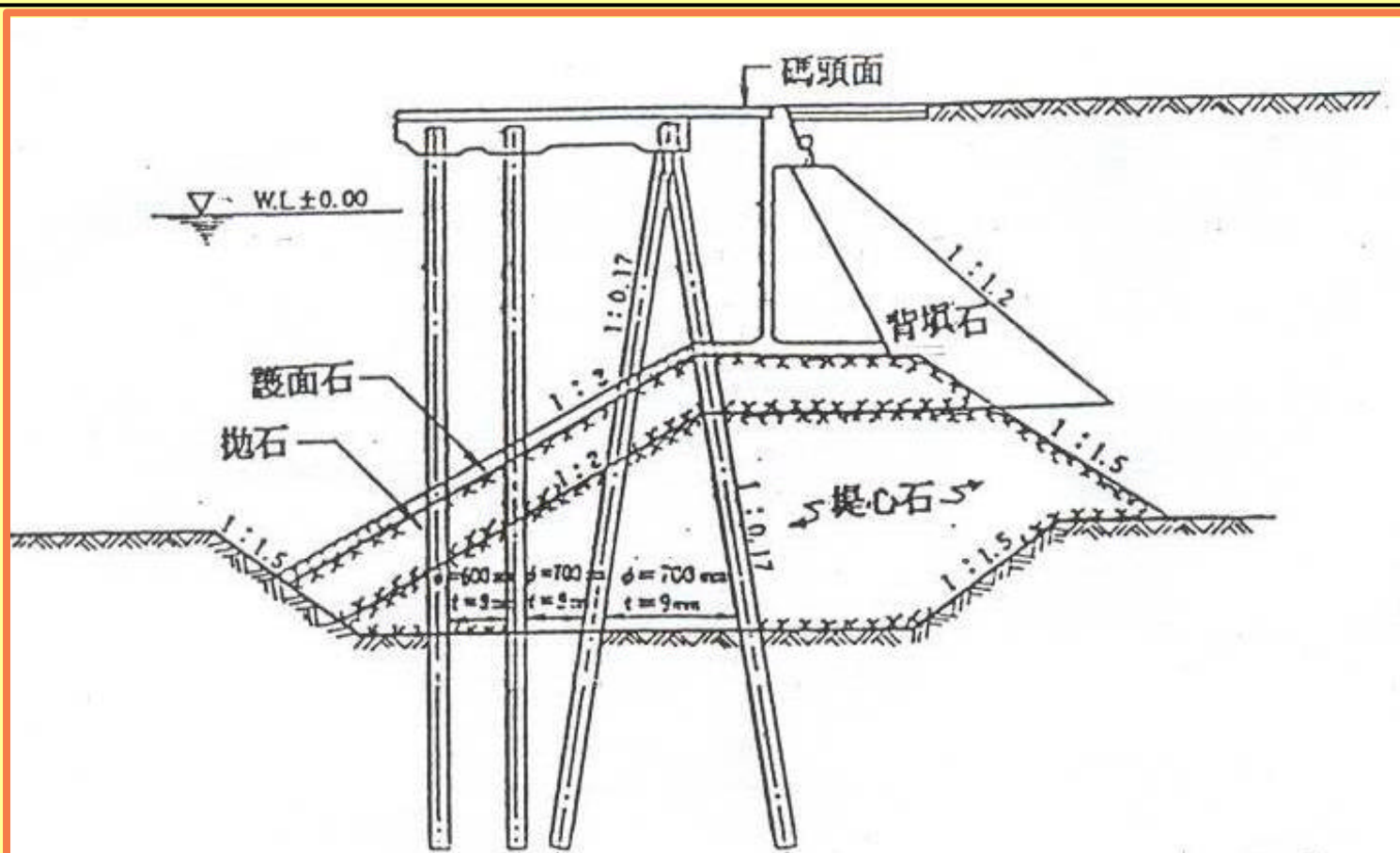
錨碇式板樁碼頭



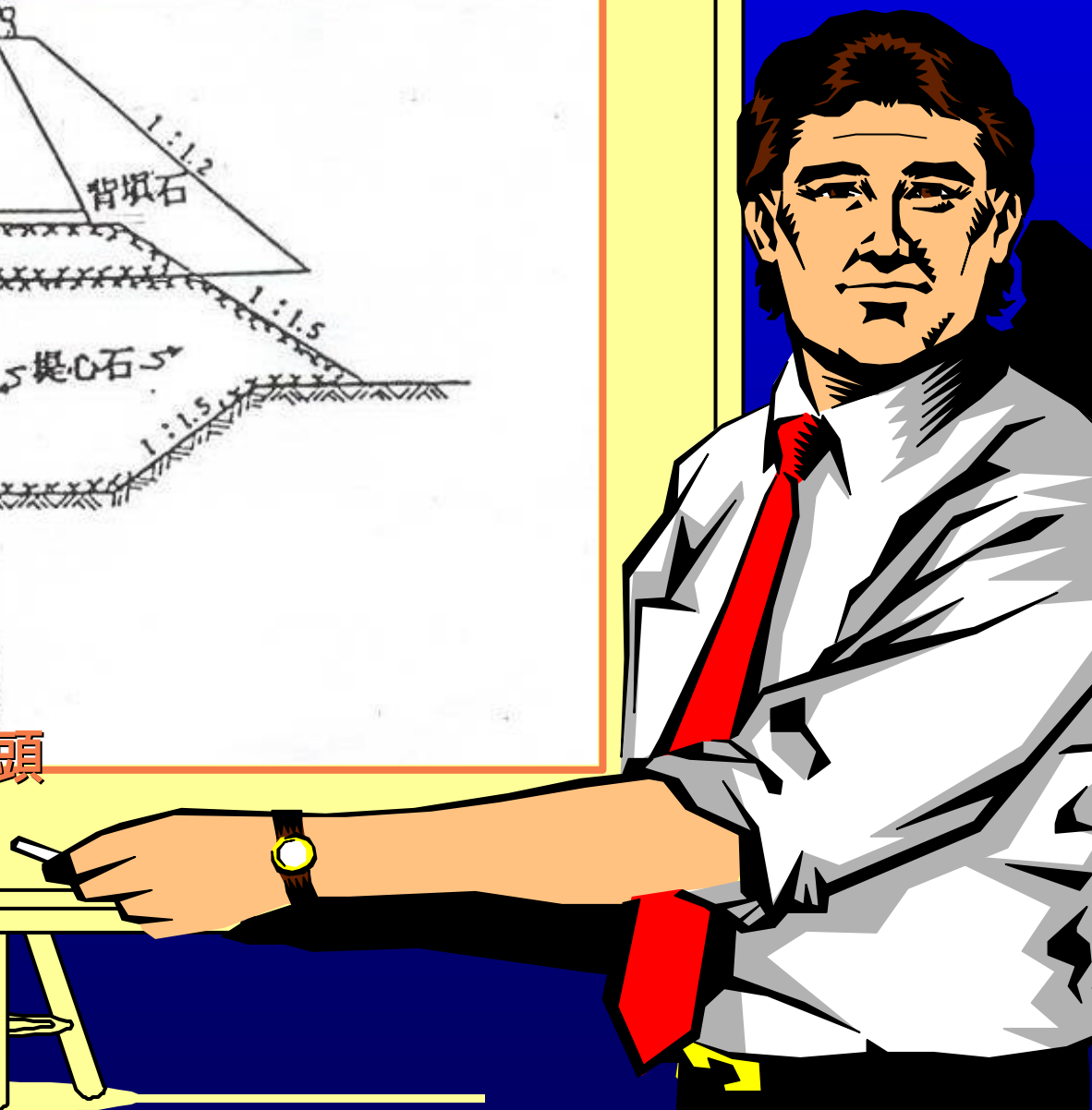
# 版 樁 式 碼 頭

版樁式碼頭係打設版樁及回填土築成。版樁式碼頭之特性如下：

1. 施工設備比較簡單，工程費較省。
2. 多數場合不須作水下基礎工程，因此施工迅速。
3. 牆體極輕，富於彈性，耐震性強，可容許適當之不均勻沉陷。
4. 原地層水深較深時，版樁打設後，如未回填及錨碇設施未妥時，波浪來襲容易損壞。
5. 於水中或土中易腐蝕，耐久性較重力式為差。



斜樁棧橋式碼頭



# 棧橋式碼頭

棧橋係如橋樑般，以樁為支柱，其上設頂版組成碼頭，其特性如下：

1. 結構較其他型式為輕，地層軟弱之處無法構築重力式或版樁式時，可使用此種形式。
2. 不妨礙水流、漂沙、潮流激烈之處亦不致影響自然條件之平衡。
3. 不需新填土。
4. 對水平力之抵抗較弱。
5. 水流影響船舶之靠岸。

# 台灣地區各國際商港碼頭型式統計

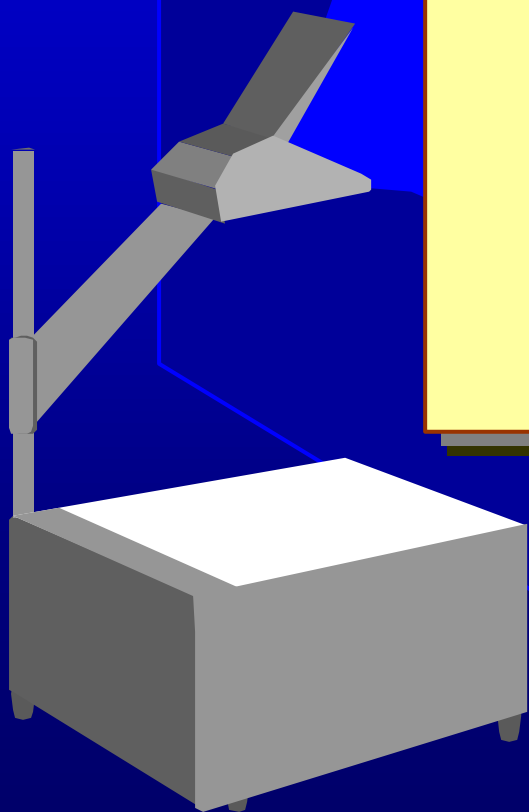


	重力式	版樁式	棧橋式	其它
基隆港	27%	29%	18%	26%
台中港	21%	0%	67%	12%
高雄港	6%	58%	10%	26%
花蓮港	80%	20%	0%	0%
蘇澳港	54%	0%	46%	0%
安平港	30%	70%	0%	0%
總計	25%	35%	22%	18%





# 參、耐震設計基準探討



剛性結構

非剛性結構

碼頭結構耐震設計

重力式碼頭  
版樁式碼頭

棧橋式碼頭



# 剛性結構物

台灣與日本均是以震度法之精神設計

## 台灣公式

$$V = \text{地區震度}(Z) \times \text{重要度係數}(I) \times \text{結構物重量}(W) / 2$$

## 日本公式

$$V = \text{地區震度}(Z) \times \text{地盤分類係數} \times \text{重要度係數}(I) \times \text{結構物重量}(W)$$





# 耐震設計目標

## 日本基準

一般結構物以75年迴歸  
期之地震設計  
耐震強化碼頭則以475  
年迴歸期之地震發生時  
不能有損壞或容許產生  
輕微損壞為設計目標

## 我國基準

所有碼頭結構物  
均以475年迴歸  
期之地震設計

# 重要度係數（Ⅰ）

我國碼頭結構物重要度分類基本上與日本規範分類相同，只不過日本規範在神戶地震後對重要度係數重新檢討修正過，所以係數值有所不同。

# 地盤分類係數

我國規範對剛性結構物之公式中並無地盤分類係數，亦即無法反應工址的地盤特性，這將使得相同的結構物建築在軟弱地質的港區與建築在堅硬地質的港區，採用的設計震度相同，就學理上是不合理的。

# 耐震強化碼頭

日本過去對各港面對遠大於所設計之地震發生時，需能保有幾座碼頭提供緊急物資裝卸、救援活動等功能之碼頭，此碼頭謂之「耐震強化碼頭」，其設計震度為0.25，此理念可供我國規範增訂之參考。



# 非剛性結構物

我國

$$V = \frac{ZICW}{1.2Fu a_y}$$

日本

動力分析方式  
規範中之簡便法  
彈塑性解法解之



# 結構系統地震力折減係數 ( $F_u$ )

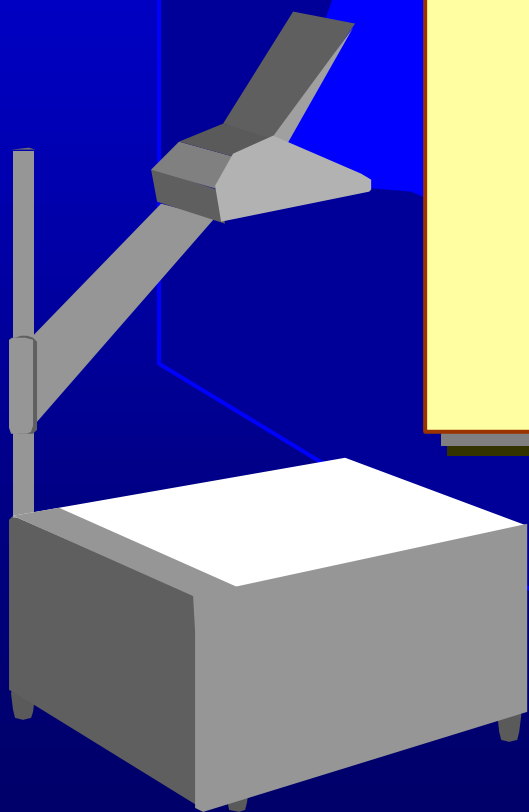
規範規定若結構物依據韌性設計規範設計，可使結構具有韌性，因此可使用結構系統地震力折減係數 ( $F_u$ ) 來折減設計地震力，然而針對以工作應力法設計之結構物，此公式的適用性則有待商榷，其設計地震力公式是否只要將 $F_u$ 去掉，亦或是要另訂一套公式則應再做補充說明。

# 起始降伏地震力放大倍數 ( $\gamma_y$ )

$\gamma_y$ 係數與結構系統地震力折減係數 ( $F_u$ ) 同樣有折減設計地震力的作用，其物理意義為  $\gamma_y = P_y/P_d$ ，規範規定鋼筋混凝土結構採強度設計法設計時， $\gamma_y$ 可取1.0，採用其它材料或其他設計方法時，設計者應依使用規範，詳細分析訂定之。

規範	交通部訂定之橋樑設計基準	交通部訂定之公路橋樑設計基準	建築物耐震設計規範
公式	$K = \frac{ZIC}{1.2F_u a_y}$ C/Fu 取1.1, Z= 0.33 I : 重要度係數, 取1.0 y : RC結構物, 取1.0	$K = \frac{ZIC}{1.2F_u a_y}$ C/Fu 取1.1, Z= 0.33 I : 重要度係數, 取1.0 y : RC結構物, 取1.65	$K = \frac{ZIC}{1.4F_u a_y}$ C/Fu 取1.1, Z= 0.33 I : 重要度係數, 取1.0 y : RC結構物, 取1.5
K值	0.30	0.18	0.17
備註	鋼筋混凝土構造物 極限狀態設計法	鋼筋混凝土構造物 極限狀態設計法	鋼筋混凝土構造物 極限狀態設計法

# 肆、震害破壞模式探討



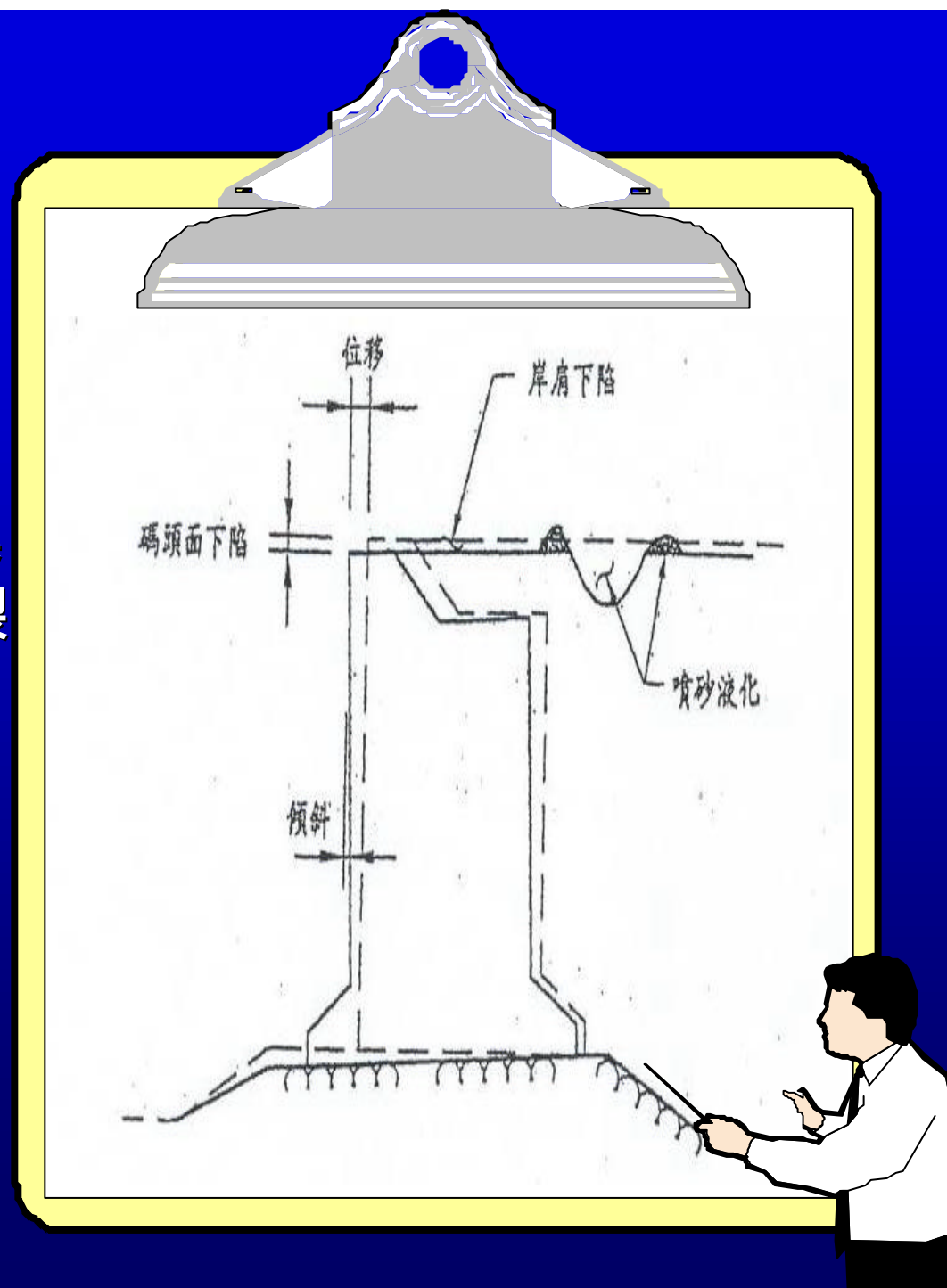
# 重力式碼頭破壞模式

上部結構：岸壁產生裂縫、破損、剝離、拱起及下陷；或碼頭結構沿法線方向產生位移、錯動及側傾。

岸肩：破裂、伸縮縫破損，或因基礎液化產生岸肩下陷、破裂、伸縮縫破損。

背填土砂：土壤液化產生沉陷，或因結構體的破損產生背填土砂發生漏砂及淘空的現象。

碼頭基礎：可能產生液化沉陷或因波浪作用而產生淘刷作用。

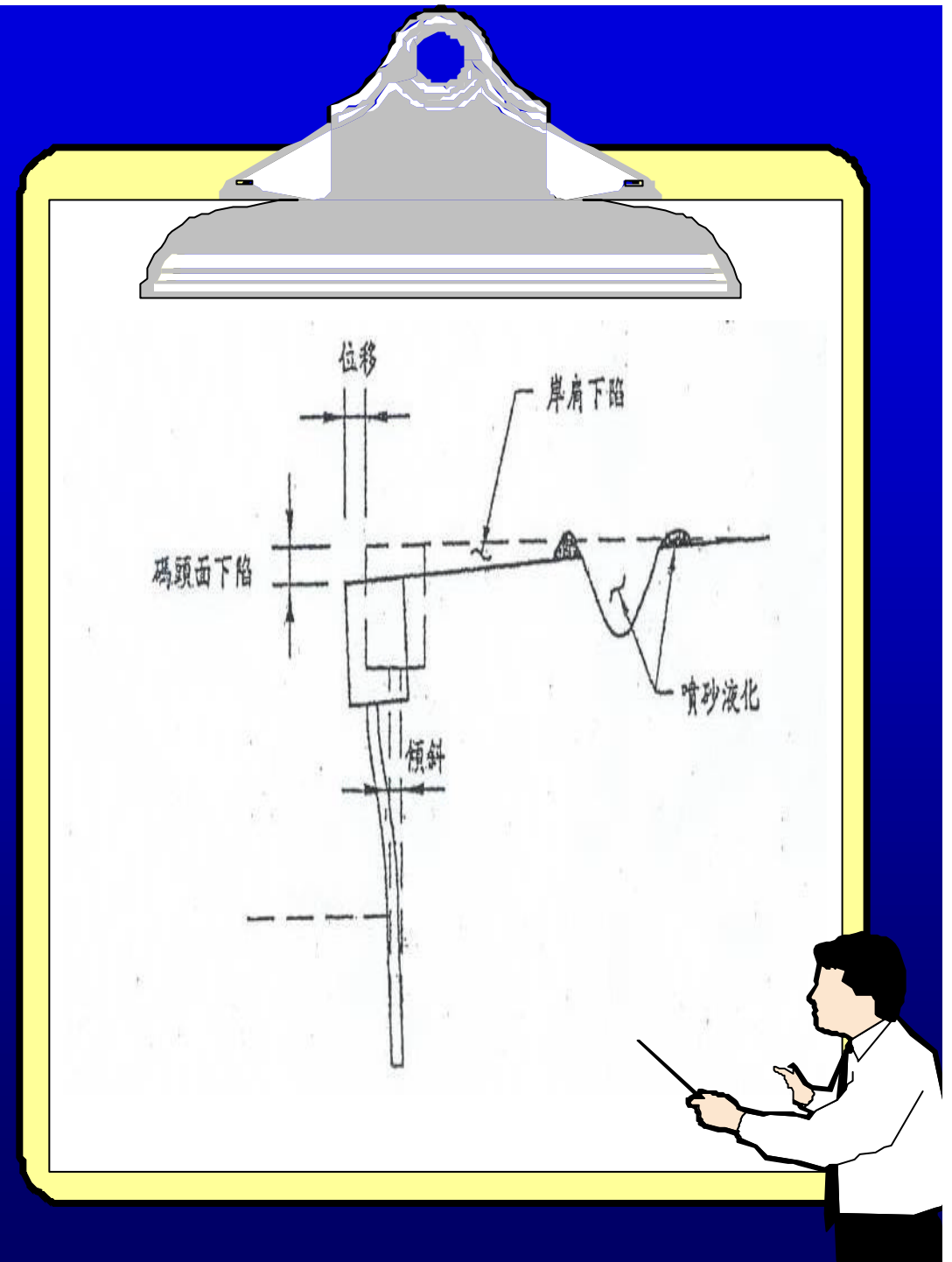


# 版樁式碼頭破壞模式

版樁結構：結構岸壁產生裂縫、破損、拱起及下陷；或版樁沿法線方向產生位移及側傾。

岸 肩：破裂、下陷。

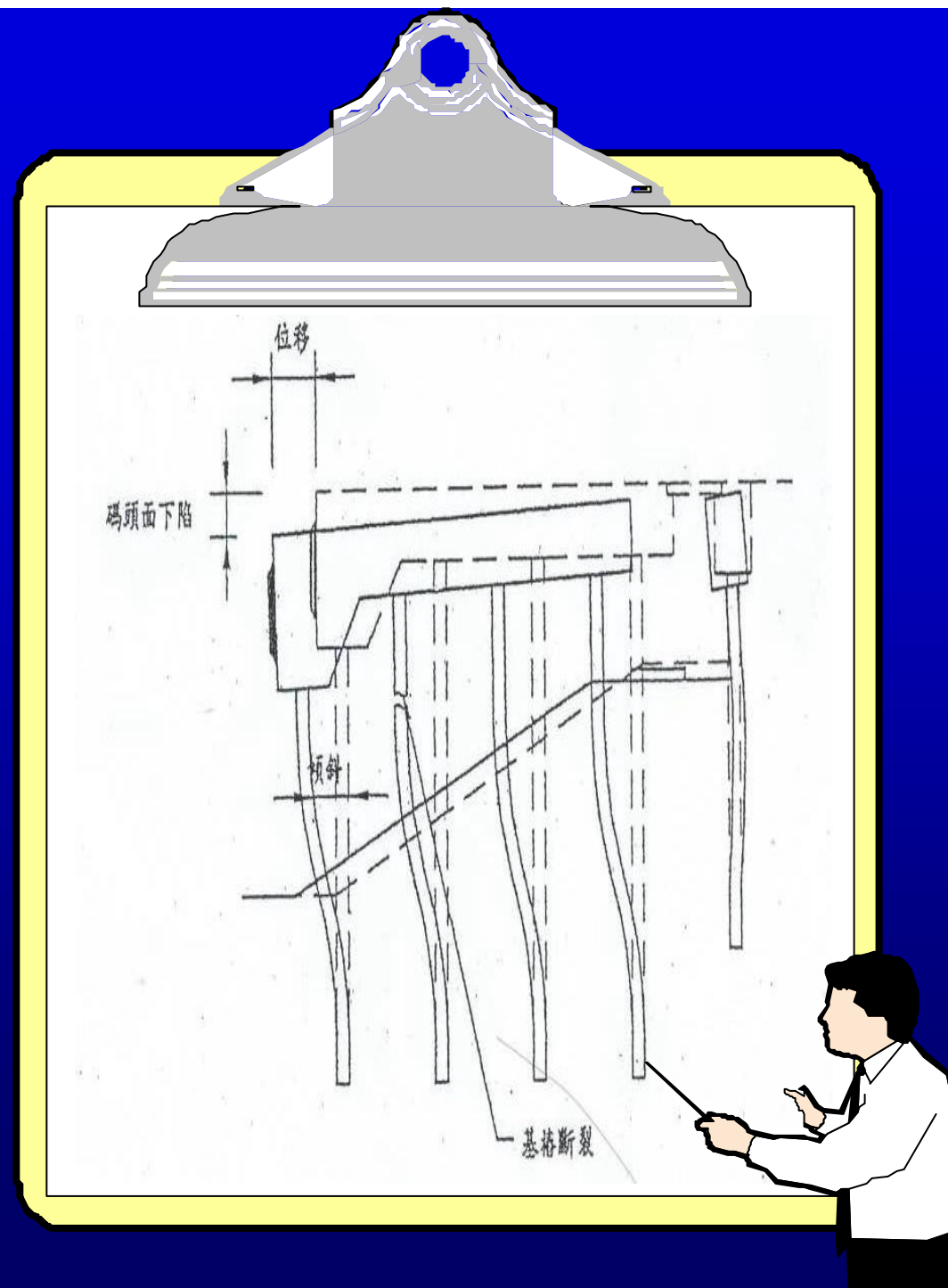
背填土砂：土壤液化產生沉陷，或因結構體的破損產生背填土砂發生漏砂及淘空的現象。



# 棧橋式碼頭破壞模式

基樁結構：破損、斷裂及挫曲；  
或因基礎土壤滑動使  
基樁產生位移或側傾。

上部結構：碼頭面破裂、拱起，  
或因波浪作用將碼頭  
面掀起。



地震規模及深度

地理位置

土層及土壤特性

震害破壞規模影響因素

結構型式

基礎型式





## ◎地震規模及深度

日本阪神地震的規模為7.2，震源深度約14公里，台灣921集集大地震的規模為7.3，震源深度約7公里，地震規模均超過7以上，且震源深度均屬淺層。

## ◎土層及土壤特性

由於碼頭結構物是建築在臨海地區，其土層常屬於沖積土層，另外其建造過程亦常利用抽砂來填後線土地，而沖積土層及抽砂填土在地震力作用下均極可能產生液化或沉陷的現象，以致造成港灣設施塌陷損壞。

## ◎地理位置

神戶港距震央僅17公里，因此其損壞的程度及規模均相當大，而台中港距921集集大地震的震央約50餘公里，因此其受損程度及規模均較為輕微。

# 震害影響因素

# 震害影響因素

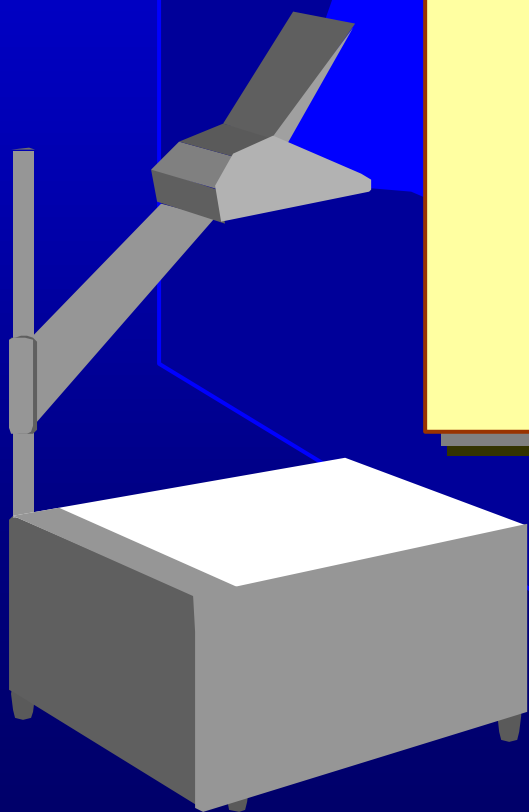
## ◎結構型式

神戶港受損的碼頭及岸壁中，經統計以沉箱重力式的受損最多，較嚴重，而板樁式及棧橋式的受損較少，台中港受損的碼頭亦是沉箱重力式。其原因為不同的結構型式所承受的地震力不同所致。

## ◎基礎型式

基礎型式會影響到結構物受地震作用時的破壞可能，例如以樁基礎支撐的結構物將有助於防止因液化下陷，而產生破壞的可能。

# 伍、結論與建議



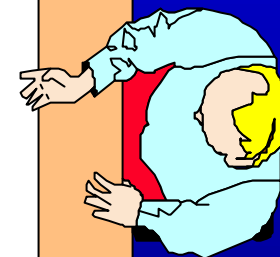
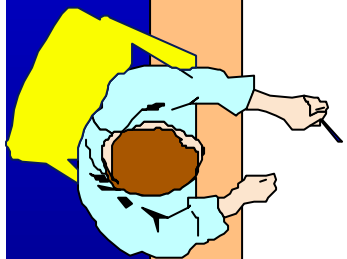
1. 以475年迴歸期的地震定為所有碼頭結構物的耐震設計目標，就工程經濟性而言，應有待商確。

2. 規範對剛性結構物之公式中並無地盤分類係數，亦即無法反應工址的地盤特性，建議未來規範修訂時可考慮增加地盤分類係數。

3. 非剛性結構物之設計地震力公式中，結構系統地震力折減係數（ $F_u$ ）及起始降伏地震力放大倍數  $y$  均有檢討之必要。

4. 日本「耐震強化碼頭」之設計理念可供我國  
規範增訂之參考。

5. 建議未來耐震設計基準修訂時，可參考日本  
規範。



簡報完畢  
敬請指教



交通部運輸研究所港灣技術研究中心九十一年度  
土木領域科技計畫學者專家審查意見回覆表

審查委員及審查意見	意見回覆
<p>92-1503-01</p> <p>碼頭結構物耐震設計之研究</p> <p>成功大學許泰文教授：</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 參考文獻日文部份遺漏，請補充。</li> <li>2. 結論與建議部份建議將結論和建議分開。</li> <li>3. 起始降伏地震力放大倍數<math>a_y</math>一般取<math>a_y = 1.0</math>，本研究認為<math>a_y</math>在不同材料有修正空間，請再加強說明。</li> </ol> <p>成功大學呂錦山教授：</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 英文摘要須修改</li> <li>2. 結論與建議中請提出具體方案</li> <li>3. 建議後續研究比較雲林麥寮港耐震設計。</li> </ol> <p>逢甲大學林朝福教授：</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 碼頭耐震規範確應重新檢討，應配合地震相關學門研究者，做深入探討，提出適合台灣碼頭的設計規範。</li> <li>2. 應配合推動提昇基層人員之設計能力。</li> <li>3. 利用數據提出依現有規範設計及擬建議的規範(暫以日本規範參考)比較兩者之工程經濟。</li> </ol> <p>港研中心王慶福：</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 本案為有關碼頭耐震設計之研究，其對耐震設計基準有詳細之論述及</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 遵照辦理。</li> <li>2. 遵照辦理。</li> <li>3. 說明在 P.4-18，請參閱。</li> </ol> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 遵照辦理。</li> <li>2. 參考辦理。</li> <li>3. 參考辦理。</li> </ol> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 納入往後研究辦理。</li> <li>2. 遵照辦理。</li> <li>3. 參考辦理。</li> </ol> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 謝謝肯定。</li> </ol>

審查委員及審查意見	意見回覆
<p>說明，同時對目前基準使用上所產生之問題及改善均提出具體建議，值得肯定。</p> <p>2. 基於防災之考量，有須要繼續進行碼頭結構物之耐震設計研究，本年度雖已完成現有耐震設計基準之檢討，唯因耐震設計所關連之因素相當多，因此建議應繼續進行更進一步之研究，最好研擬一完整之耐震設計流程，而分年去執行相關研究。</p> <p>3. 本研究之結論應加入</p> <p>(1)配合耐震設計應避免同港區採用相同結構物</p> <p>(2)配合現有耐震設計基準，應修訂現有工作應力法為強度設計法。</p> <p>(3)因應目前需要應先配合各港優先選定耐震強化碼頭。</p> <p>港研中心朱金元科長：</p> <p>1. 參考文獻研讀結果如何並未敘述，是否考慮將 Ch5 震害案例移至此。</p> <p>2. 研究限制及範圍只針對本研究作說明即可，明年、後年要作什麼似乎可以不必說明。</p> <p>3. 第二章現有碼頭結構物型式作統計後，最好能將原來設計之震度作說明以與本研究產生關連。</p> <p>4. 日本之設計基準與台灣地區目前設計基準最好以表列方式作一比較。</p> <p>5. 非剛性結構物我國與日本計算方法</p>	<p>2. 遵照辦理。</p> <p>3. 遵照辦理。</p> <p>1. 文獻研讀的結果說明及引用散佈在各章節內。</p> <p>2. 遵照辦理。</p> <p>3. 台灣地區除台中及蘇澳港外，其他各港的大部份碼頭均是日本時代建築的，因為年代久遠，當初設計震度值已無法得知。</p> <p>4. 參考辦理。</p> <p>5. 參考辦理。</p>



審查委員及審查意見	意 見 回 覆
<p>雖不同，但其算出來之結果，可否作比較。</p> <p>6. 比較國內外準則已將目前港灣構造物設計之問題點指出，頗具參考價值。</p>	<p>6. 謝謝肯定。</p>

