

93-110-7116

# 港灣構造物設計法講習班 論文集



主辦單位：交通部運輸研究所  
台灣海洋工程學會  
協辦單位：國立中山大學海洋科技中心

中華民國 九十三年 十一月 四日  
交通部運輸研究所港灣技術研究中心  
梧棲 台中

# 港灣構造物設計法講習班

## 論文集

### 目 錄

921 地震前後國內設計基準變動與影響.....	林其璋、王哲夫....	1-1
美國港灣構造物設計準則介紹.....	蔡瑤堂....	2-1
日本港灣構造物設計準則介紹.....	廖學瑞、張欽森、丁金彪....	3-1
動力分析導入港灣構造設計基準之說明.....	李賢華....	4-1
港灣構造物之強度設計法.....	郭世榮、賴瑞應....	5-1
港灣構造物功能性設計法.....	賴瑞應....	6-1

# 『港灣構造物設計法』講習班

## 課程與時間表

日期	時間	講題	主講人
十一月四日 (星期四)	08:00~08:40	人員報到	
	08:40~09:20	開訓與貴賓致詞	
	09:20~10:10	921 地震前後國內 設計基準變動與影響	林其璋教授 中興大學 工學院院長
	10:10~10:30	休息與茶點	
	10:30~11:20	美國港灣構造物 設計準則介紹	蔡瑤堂總經理 鼎興工程顧問有限公司
	11:20~12:10	日本港灣構造物 設計準則介紹	廖學瑞經理 中華顧問工程司
	12:10~13:30	午餐與休息	
	13:30~14:20	動力分析導入港灣構造 設計基準之說明	李賢華教授 中山大學 海洋環境及工程學系
	14:20~15:10	港灣構造物之強度設計法	郭世榮教授 海洋大學 河海工程學系
	15:10~15:30	休息與茶點	
	15:30~16:20	港灣構造物之功能性設計	賴瑞應副研究員 港灣技術研究中心

## 921 地震前後國內耐震設計基準變動與影響

林其璋<sup>1</sup>、王哲夫<sup>2</sup>

### 摘要

本文主要說明及探討民國88年9月21日集集地震(簡稱921地震)前後，我國建築耐震設計規範之變動及其影響。我國耐震設計相關條文最早規範於民國63年2月頒佈之建築技術規則中，後續因考量台灣地區發生之地震特性及參考國外相關法規之更新，於921地震前，分別於71年、78年及86年公佈修訂版本，921地震發生後，內政部除於88年12月緊急調整當時現行規範外，並依據921地震地動資料及震害調查結果，著手進行新規範之研訂，且即將公佈施行。本文除敘述耐震設計之基本原理外，並詳細介紹歷次規範有關最小設計總橫力之計算方式，此外，並以範例強調最新規範草案與過去規範不同之處，如地震微分區、考慮近斷層效應等，期使讀者了解建築耐震設計規範條文之實際應用方式。

### On the Changes and Impacts of Seismic Resistant Design Codes before and after the 1999 Chi-Chi Earthquake

Chi-Chang Lin<sup>1</sup> and Jer-Fu Wang<sup>2</sup>

#### ABSTRACT

This paper deals with the changes and impacts of national seismic resistant design codes of buildings before and after the Taiwan Chi-Chi earthquake (called 921-earthquake) in September 21, 1999. The first national seismic-design related regulations appeared in the National Architectural Technology Regulations proclaimed in February, 1974. Before the 921-earthquake, three versions of building codes were announced and put into practice in 1982, 1989 and 1997, respectively, considering the characteristics of some earthquake events and foreign codes. After the 921-earthquake, an emergent modification for the design code was made by the Minister of Interior Affairs. According to the measurement of ground motions and building damage investigations, the building code is dramatically revised and to be promulgated and

---

<sup>1</sup> 國立中興大學土木工程學系教授兼副校長暨工學院院長

<sup>2</sup> 國立中興大學土木工程學系博士後研究員

enforced. In this paper, besides brief intruductions the basic theory of seismic engineering analysis, the design formulations of the minimum designed force in each version of building code are illustrated. Some examples are illustrated to point out the differences in code regulations before and after the 921-earthquake, such as microzonation, near-fault effect, etc., to give the readers more understanding and information about the newly developed building codes.

## 一、前 言

921集集大地震造成全省土木工程設施如建築物、橋樑及維生管線等結構體重大的損壞，其中尤以建築物損壞、倒塌是造成居民死傷最大的原因。臺灣位於環太平洋地震帶上，自古即受地震之威脅與破壞，因此建築結構的耐震設計為必要之考量。國內建築物耐震設計規範於民國63年始正式納入建築技術規則中，其後基於對地震特性及結構受震之動態反應了解日多，建築耐震技術不斷進步，因此規範條文曾於71年6月、78年5月及86年5月進行三次修改，而現行建築物耐震設計規範係於民國88年12月921地震後緊急修正86年版本部分條文規定而公佈施行。由於近十年來，政府重視地震工程研究，加強臺灣地區地震監測及結構耐震技術之提昇，並將研究成果反映於規範條文中，相較美、日等地震研究先進國家的耐震規範，我國規範具有相同之水準，算是周延詳細，對相同地質條件與結構系統而言，舊規範的設計地震力較新規範為大，我國規範較美國UBC規範保守<sup>[1]</sup>。

然而，根據內政部建築研究所針對921地震造成全省建築物損害調查的統計資料顯示<sup>[2]</sup>，雖然建築物損壞數量隨建造年代愈新而遞減，但在民國79年以後興建之建築物仍有1382棟受損（中部六縣市共1155棟，佔84%），七層以上的高樓建築仍有93棟嚴重損壞或倒塌，顯見建築耐震設計及施工規範仍有進一步檢討之必要。檢視地震造成建築物損壞的原因可歸納為：(1)地表變位，如斷層經過或土壤液化造成基礎差異沈陷(2)地表加速度太大，作用於建築物之地震力超過設計值(3)建築結構系統設計不良以及(4)施工品質不佳。

大體而言，第(1)及第(2)項因素均屬天然原因，肇因於國人對臺灣本土地質分佈與斷層活動狀況的不夠了解，可歸類為天災，此有賴於今後加強臺灣地區地質構造的研究調查以及地動的監測，始可準確掌握地震發生機制及訂定全省各地區設計地震力大小。目前臺灣地區裝設有全球最完善的強地動監測網，收錄了921地震及其上萬次餘震等豐富的地震記

錄，分析這些資料可以進一步了解臺灣各地區地層動態特性、地震波傳、土壤放大效應，進而修訂全省各地區結構設計地震力大小。第(3)及第(4)項涉及人的因素，當務之急，必須加強土木工程設施的結構耐震分析、設計及施工研究，確立建築、結構、土木等專業技師平行分工，強化設計、監造者責任，落實現場施工管理與品質管制，注重結構系統維護，糾正國人任意變動建築內部結構與隔間之不當行為，始可維護建築耐震能力，減輕地震傷亡及財物損失。

921震後，國家地震工程研究中心、內政部建築研究所及中華民國地震工程學會及以集集大地震後的調查結論為基礎，配合中央氣象局所得之強地動資料，就建築技術規則之耐震設計篇及建築物耐震設計規範進行一系列之檢討與修訂，並於民國89年11月完成「建築物耐震規範及解說之修訂研究」成果報告<sup>[3]</sup>，本研究報告為新版耐震法規之基礎，已於今(93)年召開研討會進行詳細討論，即將公佈施行。本文主旨即探討我國新舊耐震設計法規之沿革，尤其針對921地震前後之最小設計總橫力變化進行探討，如此可以了解各地區結構依新舊法規設計之差異，以提供工程界作為評估建築物耐震能力及補強之參考。

## 二、結構耐震設計基本原理

一般建築結構耐震設計之流程，係首先計算結構基底承受地震引致橫力，再將此橫力分配至上部結構各個樓層，以作為計算結構各層結構構件所承受內力進而決定構件斷面尺寸(及配筋)之依據。至於法規規定之最小設計總橫力計算原理，簡述如下。

考慮一具有質量 $m$ 之單自由度建築結構，如圖一所示，其動態特性可由結構構件提供之側向勁度 $k$ 及黏彈性阻尼 $c$ 來表示，於彈性狀態下，其對應之自然頻率及阻尼比分別以 $\omega_n$ 及 $\xi$ 來表示。由圖一可知，當此結構受水平地表加速度 $\ddot{u}_g(t)$ 作用時，結構動態變形將引致質量 $m$ 受 $\ddot{u}_a(t)$ 之絕對加速度運動，依據牛頓第二運動定律可知結構將受一與運動方向相反、大小為 $m\ddot{u}_a(t)$ 之慣性力作用。此外，結構基底亦將產生一水平剪力 $V(t)$ ，由整體結構自由體圖水平方向平衡，可得

$$V(t) = -m\ddot{u}_a(t) = \frac{-\ddot{u}_a(t)}{g}W \quad (1)$$

其中 $W = mg$ 表結構之重量， $g$ 為重力加速度。由式(1)可了解，結構所

受基底剪力(橫力)即為質量 $m$ 之慣性力，因此，藉由求得結構所受之尖峰絕對加速度 $\ddot{u}_{a,\max}$ 以及結構重量，即可計算得到最大基底剪力 $V_{\max}$ 。

對任一特定地表加速度運動而言，結構之尖峰絕對加速度，與其自然頻率 $\omega_n$  (或週期 $T_n$ )及阻尼比 $\xi$ 有關，一般均以固定的結構阻尼比，繪出不同結構週期 $T_n$ 下之結構彈性尖峰加速度 $\ddot{u}_{a,\max}$  (或稱為彈性加速度反應譜 $S_a$ )來表示該地震於不同週期建築物之放大效應，如圖二(a)為以921集集地震主震於國立中興大學土木環工大樓地表自由場所量測之地震紀錄為外力、結構阻尼比為 $\xi=5\%$ 所求得之彈性加速度反應譜曲線。

由於結構週期零所對應之 $S_a$ 值等於尖峰地表加速度 $\ddot{u}_{g,\max}$ ，故反應譜又可表示為 $S_a = \ddot{u}_{g,\max} S_{an}$  (其中 $S_{an}$ 為正規化彈性加速度反應譜)，如此由式(1)可得結構基底最大剪力為

$$V_{\max} = \frac{S_a}{g} W = \left( \frac{\ddot{u}_{g,\max}}{g} \right) S_{an} W \quad (2)$$

式(2)中之彈性加速度反應譜係假設結構於變形期間，材料特性均維持於彈性狀態，然而，若實務上設計結構使能承受式(2)計算所得剪力，亦即外力作用期間結構均維持於彈性，則在結構設計年限內，最大地震發生機率不大之情況下，此設計將不夠經濟，故一般耐震法規均允許結構於設計年限期間受地震作用時可進入非彈性變形而產生可修復的損壞。以圖二(b)之理想彈塑性受力與位移關係曲線說明，當結構位移超過降伏位移 $\Delta_y$ 時，結構雖持續變形但受力不再增加，直至達極限位移 $\Delta_u$ 而倒塌。結構承受非彈性變形之能力稱為韌性容量( $R = \Delta_u / \Delta_y$ )，若考慮結構具非彈性行為，且具有某特性韌性容量時，則所求得之結構加速度將小於彈性反應譜加速度值，此時結構基底剪力可概略以一結構韌性因子 $F_u$ 折減如下：

$$(V_{\max})_{inelastic} = \left( \frac{\ddot{u}_{g,\max}}{g} \right) \frac{S_{an}}{F_u} W \quad (3)$$

其中 $F_u$ 與結構週期、阻尼比、韌性容量均有關。由式(3)即可得知結構受特定地震作用之最大基底剪力，故實務上，對某一特定地區而言，若能求得足以代表該地區地表運動之加速度反應譜型態，則可計算該地區結構遭遇之基底剪力，以作為結構設計時評估外力大小之來源。式(3)亦為目前耐震法規計算最小設計總橫力之基礎計算式。

### 三、我國耐震設計規範之演進

本節將我國耐震設計規範分為「早期」、「921前」及「921後」三部分，並以最小設計總橫力為重點分述如下。

#### 3.1 早期之耐震設計規範

有關我國早期耐震規範對建築結構最小設計總橫力之規定，整理如表一所示。由六十三年版本計算式與式(3)比較可知，KC 即為法規評估結構於 50 年內承受 475 年回歸期地震作用時之加速度尖峰值；其中 C 為結構週期之函數，相應於式(3)中之  $\ddot{u}_{g,\max} S_{an}/g$  (彈性加速度反應譜)，為考慮不同週期結構受相同地震作用時加速度放大效應之差異，惟其 C 值大小已正規化至另一數值；而 K 則為考慮結構具有韌性時，允許結構以進入非線性變形來抵抗地震作用，相應於式(3)中之  $F_u$ ，惟此版本法規之 K 值與結構週期無關，與實際  $F_u$  與結構週期相關之特性不同。

七十一年版本規範將台灣地區分為強震、中震與弱震區，並於最小設計總橫力公式加入 Z 與 I 兩參數；其中 Z 為震區係數，相當於式(3)中之  $\ddot{u}_{g,\max}$  乘以某一常數，係考慮不同地區可能產生之最大地表加速度之差異；而用途係數 I，則為視建築物之重要性而給予較大之安全係數，並非理論推導所得。另七十一年版之法規對於橫力係數 C 之計算式亦進行修改，另提供計算建築物週期更詳細之公式，供使用者參考引用。

七十八年版本規範與七十一年版本之差異，主要為考量台北盆地之盆地效應，而將橫力係數 C 重新定義，此計算式( $0.0625 \leq C=0.248/T \leq 0.15$ )將原 C 值上限(0.15)之平台擴大至週期 1.65 秒時，方以 1/T 之速率降低。此版本規範係因應民國 75 年 11 月 15 日台灣地區發生的一次強烈地震；此次地震的震央在花蓮附近外海，震源深度 10 公里，地震規模 6.8，雖震央附近無重大災情，但距震央百公里外的台北盆地因台北盆地效應而造成不少的災害，故特別修正耐震規範。

#### 3.2 921地震前耐震設計規範(86年5月頒布)

我國於 86 年 5 月頒布之耐震設計規範，進行了較大的變革，且各參數較能對應於實際理論之參數。本版本規範建築物各主軸方向最小設計總橫力 V 依下式計算：

$$V = \frac{ZICW}{1.4\alpha_y F_u} \quad (4)$$

其中  $C/F_u \leq 1.0$ ；式(4)中，各設計參數之說明如下：

### 3.2.1 震區水平加速度係數， $Z$

因耐震設計的目標為抵抗回歸期 475 年的地震，因此震區加速度係數  $Z$  係代表工址回歸期 475 年的地震最大水平地表加速度與重力加速度的比值，即對應於式(3)中之  $\ddot{u}_{g,\max}/g$ 。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  $Z$  分別為 0.33、0.28、0.23 及 0.18。此係數係以台灣地區堅實地盤之工址，周圍約 200 公里以內、過去發生地震之規模、震央、震源深度，利用地震危害度分析求得。

### 3.2.2 用途係數， $I$

原則上與 71 年 6 月頒布的規範內容相同，依重要性分為 1.0、1.25 及 1.5 三種。用途係數純為考量結構安全性而予以較高安全係數，並非理論分析所導出之參數。

### 3.2.3 工址正規化加速度反應譜係數， $C$

與過去版本相較，此版本工址正規化加速度反應譜係數  $C$  即為式(3)中之  $S_{an}$ 。 $C$  值除隨建築物基本振動周期  $T$  改變外，本版本規範另外依不同地盤(第一類、第二類、地三類、台北盆地)及方向(水平向或垂直向)，給予  $C$  值之計算公式。

建築物之基本振動周期  $T$ (單位為秒)，則可依下列經驗公式計算之：  
(1)剛構架建築物，無剪力牆或斜撐者：鋼構造建築物  $T = 0.085h_n^{3/4}$ ，鋼筋混凝土建築物、鋼骨鋼筋混凝土建築物及鋼造偏心斜撐建築物  $T = 0.07h_n^{3/4}$ ；  
(2) 其他建築物： $T = 0.05h_n^{3/4}$ ；  
其中  $h_n$  為基面至屋頂面高度，單位為公尺。具有剪力牆之構造物，規範中亦另有計算式提供使用者參考。基本振動周期得用其他結構力學方法計算，但所得之  $T$  值不得大於前述經驗公式周期值之 1.4 倍。

由週期經驗公式可了解，鋼結構建築之剛性較鋼筋混凝土結構為小，故其基本振動頻率較小、週期較長。

### 3.2.4 起始降伏地震力放大倍數 $\alpha_y$ 及結構系統地震力折減係數 $F_u$

如前所述，由於建築物具有韌性，大地震時容許建築物進入非彈性變形，故可將彈性設計地震力予以降低，而其降低幅度，端視韌性好壞

而定。韌性好的建築物，結構系統地震力折減係數  $F_u$  就可以大一些。圖三為實際結構受橫力作用與其所產生位移之示意圖，與圖二(b)不同之處為，考慮實際建築物並非所有構件同時達到降伏，故其韌性為漸近之發揮。在外力不大時係線性，其後會變為非線性，最後建築物在承受  $P_u$  的側力，側位移達  $\Delta_u$  時，因韌性被用盡而崩塌。此非線性的關係，可以彈塑性的關係來理想化，亦即彈性一直維持到  $P_u$ ，其後變為完全塑性，韌性容量為  $\Delta_u/\Delta_y$ 。

一般建築物的設計，不論採用工作應力法或極限設計法，在設計水平地震力  $P_d$  作用下，結構尚未開始降伏。當地震力增加一個倍數  $\alpha_y$ ，達  $P_y$  後，第一個構材斷面才開始降伏，即  $\alpha_y = P_y/P_d$ 。就鋼結構容許應力設計言， $\alpha_y$  值可取 1.20，就鋼筋混凝土構造言，依極限強度設計法， $\alpha_y$  值可採 1.5。有關  $\alpha_y$  之詳細計算，可參考本版規範解說。

由於建築物的靜不定度較高，在設計得頗均勻，各斷面降伏時機接近下，取保守的估計，外力須調升至  $1.4P_y$  後，結構才達能承受的最大側力  $P_u$ 。因此可將大地震的彈性地震力除以  $1.4\alpha_y F_u$ ，其中  $F_u$  主要與韌性容量有關，表示韌性用盡時之地表加速度與降伏地表加度之比值。如上所計算的水平地震力，對於短周期建築物考慮與土壤互制後，阻尼比較高，故於(4)式對  $C/F_u$  值設定其上限以符合實際情形。

本版法規亦考慮了地震震央發生在陸地、且屬淺層地震之強震地區，即地震一甲區與一乙區之垂直地震力，基本上，亦使用類似水平地震力之計算公式，惟垂直向震區係數  $Z_v$  為取水平向的  $2/3$  倍，而正規化反應譜係數  $C_v$  法規另有表可供查詢計算。

### 3.3 921 集集地震後規範之更動

921 集集地震後，建築物耐震設計規範緊急做了些修正，內政部於民國八十八年十二月二十九日發函公告，其主要修正內容為將地震震區由原來的四區減為地震甲區與地震乙區兩區。其對應之水平加速度係數分別為 0.33 與 0.23；台北盆地之水平向正規化加速度反應譜係數，則將原  $C = 2.0$  之平台上修至 2.5。此外，垂直地震力方面，對地震甲區而言， $Z_v = 2Z/3$ ，地震乙區  $Z_v = Z/3$ 。

### 3.4 最新耐震設計規範草案

我國最新之耐震設計規範即將公佈實施，本規範草案之地震最小總

橫力依下式計算：

$$V = \frac{S_{ad}IW}{1.4\alpha_y F_u} \quad (5)$$

其中  $S_{ad}$  為工址設計水平加速度反應譜係數，相當於現行規範中的  $ZC$ 。  
 $S_{ad}$  與周期  $T$  的關係，與工址短周期的加速度反應譜值  $S_{DS}$  與一秒周期的  
加速度反應譜值  $S_{D1}$  有關。前者係加速度反應譜的最大值，後者則落在反  
應譜隨  $1/T$  遞減的區域，為周期一秒對應之加速度反應譜值，利用此二  
值，便可依下式定出  $S_{ad}$  整條曲線：

$$S_{ad} = \begin{cases} S_{DS}(0.4 + 3T/T_0^D) & ; \quad T \leq 0.2T_0^D \\ S_{DS} & ; \quad 0.2T_0^D \leq T \leq T_0^D \\ S_{D1}/T & ; \quad T_0^D < T \leq 2.5T_0^D \\ S_{ad} = 0.4S_{DS} & ; \quad 2.5T_0^D < T \end{cases} \quad (6)$$

上式中， $T_0^D = S_{D1}/S_{DS}$  為反應譜係數開始由最大值遞減之周期。 $S_{ad}$  與周  
期  $T$  之關係曲線如圖四(a)所示。

台北盆地分為四個微分區(台北一區、台北二區、台北三區及台北  
四區)，其  $S_{DS}$  均為 0.6， $T_0^D$  則分別為 1.60, 1.30, 1.05 及 0.85。其設計水  
平加速度反應譜係數  $S_{ad}$  計算如下：

$$S_{ad} = \begin{cases} S_{DS}(0.4 + 3T/T_0^D) & ; \quad T \leq 0.2T_0^D \\ S_{DS} & ; \quad 0.2T_0^D \leq T \leq T_0^D \\ S_{DS}T_0^D/T & ; \quad T_0^D < T \leq 2.5T_0^D \\ S_{ad} = 0.4S_{DS} & ; \quad 2.5T_0^D < T \end{cases} \quad (7)$$

對於台北盆地以外地區，欲求工址設計短周期及一秒周期加速度  
反應譜值  $S_{DS}$  及  $S_{D1}$ ，須先求工址所屬震區之設計短周期及一秒周期加  
速度反應譜值  $S_s^D$  及  $S_1^D$ ，再考慮工址所在地盤特性造成之放大效應而  
得，如圖四(b)所示。

$S_s^D$  及  $S_1^D$  值視所屬震區位於一般區域或近斷層區域而有不同考量  
方式。一般區域之  $S_s^D$  及  $S_1^D$  值可由規範中查表求得；本版不同於 921 地  
震前版本之四個震區分畫，而是將全國震區除台北盆地獨立一區外，  
其餘區域予以細分以各鄉鎮市為單位，各有所屬之  $S_s^D$  及  $S_1^D$  值。此外對  
於近斷層區域(全國共分為七個斷層區域，如表二所示)而言，除  $S_s^D$  及  
 $S_1^D$  直接取 0.8 及 0.45 外，另要分別利用大於等於 1.0 的調整因子  $N_A$  及  
 $N_V$  來修正如下：

$$S_S^D = 0.8N_A \quad (8)$$

$$S_1^D = 0.45N_V \quad (9)$$

其中  $N_A$  及  $N_V$  與距斷層的距離有關。

上述不論為一般區域或近斷層區域之  $S_S^D$  與  $S_1^D$ ，係適用於第一類地盤(堅實地盤)，需再考慮地盤放大效應因子  $F_a$  與  $F_v$  如下：

$$S_{DS} = F_a S_S^D \quad (10)$$

$$S_{D1} = F_v S_1^D \quad (11)$$

係數  $F_a$  與地盤種類及  $S_S^D$  值有關，如表三(a)所示， $F_v$  則與地盤種類及  $S_1^D$  有關，如表三(b)所示。

此外，在結構韌性方面，本規範草案之容許韌性容量與韌性容量間的關係如下：

$$R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5} \text{ (一般工址與近斷層區域)} \quad (12)$$

$$R_a = 1 + \frac{(R-1)}{2} \text{ (台北盆地)} \quad (13)$$

與 921 地震前版本比較發現，台北盆地建築結構之容許韌性容量  $R_a$  不變，但一般區域及近斷層區域之  $R_a$  值則較為提高。結構系統地震力折減係數  $F_u$  的通式亦修正如下：

$$F_u = \begin{cases} R_a & ; T \geq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \frac{(T - 0.6T_0^D)}{0.4T_0^D} & ; 0.6T_0^D \leq T \leq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.2T_0^D \leq T \leq 0.6T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \frac{(T - 0.2T_0^D)}{0.2T_0^D} & ; T \leq 0.2T_0^D \end{cases} \quad (39)$$

此式與 921 地震前版本類似，惟各分段周期範圍各震區均不同，且本版本取消  $T < 0.03$  秒範圍內  $F_u = 1.0$  之區間。

垂直向之設計加速度反應譜係數  $S_{ad,v}$  則規定如下：一般震區與台北盆地  $S_{ad,v} = \frac{1}{2} S_{ad}$ ；近斷層區域  $S_{ad,v} = \frac{2}{3} S_{ad}$ 。

值得注意的是，新版規範草案除與現行規範均有避免中小度地震下

韌性較佳( $R > 4.0$ )之建築物產生降伏之最小設計總橫力下限 $V^*$ 外，另增加避免建築物在最大考量地震下崩塌之設計地震力下限 $V_M$ ，惟計算 $V_M$ 時，不再使用容許韌性容量 $R_a$ 計算地震力折減係數 $F_u$ ，而是以結構實際韌性容量 $R$ 進行計算。

#### 四、新版耐震規範草案對耐震設計之影響

本節僅就921地震前(86年版本)及地震後(88年修正版本)所實施耐震規範與最新耐震規範草案之差異進行探討，以瞭解不同年代設計之建築結構是否符合規範需求，並指出需進行補強之區域及結構類型。

##### 4.1 最大水平地表加速度考慮土壤放大效應

921 地震前，耐震規範將震區區分為地震一甲區、地震一乙區、地震二區、地震三區，其對應之最大地表加速度分別為 0.33g、0.28g、0.23g 與 0.18g。921 地震發生後，緊急將全國震區修正為地震甲區及地震乙區二區，分別對應於 0.33g 及 0.23g，且與原版本比較，同一地區之設計最大水平地表加速度均較原來提升。值得注意的是，921 地震前及現行規範之正規化加速度反應譜 $C$ 、周期 $T=0$ 對應之值不論地盤特性如何均為 1，使得地表加速度僅與所在震區有關，並未考慮土壤放大效應。

新版規範草案之最大地表加速度相當於 $0.4S_{DS}$ ，其中 $S_{DS} = F_a S_S^D$ ， $F_a \geq 1$ 為地盤效應放大因子，與地盤種類有關(第一類地盤至第三類地盤之 $F_a$ 值分別為 1.0, 1.1 及 1.2)，故地表最大加速度 $0.4S_{DS}$ 亦與地盤種類有關，此地盤放大效應對水平地表加速度之影響為新規範草案新增考量之處。各版本規範各震區設計水平地表加速度如表四所示；由表中數值可知，新版規範草案之第一類地盤各震區地表水平加速度與 921 地震前版本並無太大之差異，但對於第二、三類地盤而言，新版規範則給予較大之設計值以考慮土壤放大效應。此外，規範草案對於全國震區分佈亦重新劃分定義，原 921 前版本之各震區在新版規範草案中大多向上提升一級，此外，新版規範草案新增了近斷層震區(設計值相當於最大震區之設計值)，比較後發現，對於第一類地盤而言，以 86 年版本規範進行設計者(即 86 年 5 月至 88 年 12 月期間設計之建築結構)，其設計水平加速度仍大於及等於新版規範草案之區域分佈於苗栗沿海、雲林嘉義台南中西半部至沿海一帶、屏東南部恒春半島、以及花蓮縣等地，而設計水平加速度最不足之處則為車籠埔斷層近斷層區域(台中縣市、南投縣西部)，如圖五所

示，然而，對於第二、三類地盤地區而言，以 86 年版本規範進行設計者，僅餘屏東南部恒春半島一帶大致符合新版草案地表加速度之要求。

## 4.2 正規化彈性加速度反應譜短週期範圍增大、台北盆地上限值提升

正規化彈性加速度反應譜為地表加速度對於不同周期線彈性結構加速度之放大比例。為比較 921 地震前後耐震規範此參數之差異，本節將新規範草案中之  $S_{ad}-T$  曲線除以  $0.4S_{DS}$  (水平地表加速度)，以與 86 年版本之  $C-T$  曲線進行比較。86 年版本規範之  $C-T$  曲線依地盤類型而有不同之型態，與震區無關，而新版規範草案之  $S_{ad}/0.4S_{DS}-T$  曲線型態則除了與地盤類型相關外(一秒周期反應譜值  $S_{D1}$  與地盤類型有關)，另與各鄉鎮市分區之  $T_0^D$  值有關( $T_0^D = S_1^D/S_S^D$ ，為反應譜曲線自短週期平台起降點對應之周期)。

圖六為 86 年版本規範及新版規範正規化反應譜與周期關係曲線之比較，前者以實線表示，後者於第一至第三類地盤中分別繪出  $T_0^D$  為下界值、 $T_0^D$  為上界值及距車籠埔斷層 2km 內三種區域之  $S_{ad}/0.4S_{DS}-T$  曲線，另台北盆地地區則繪出對應於台北一區、台北二區、台北三區及台北四區之設計曲線。由圖六可看出對於第一類至第三類地盤而言，新版規範之  $S_{ad}/0.4S_{DS}$  值上限與 86 年版之  $C$  值上限均為 2.5，並無因 921 地震而調高，但對於台北盆地而言，此上限值則自 2.0 調高至 2.5。此外，由周期分布情形來看，很明顯地新版法規將第一至第三類地盤正規化反應譜上限設計值延長至較高周期結構(第一類地盤自 0.333 秒延長至 0.5~0.6 秒，第二類地盤自 0.465 秒延長至 0.675~0.818 秒，第三類地盤則自 0.611 秒延長至 0.884~0.9 秒)，而位於車籠埔斷層 2km 內之區域周期則更為延後，如此發現對於周期位於現行規範  $C$  值緩降區內之結構而言，若以現行規範設計，將不符新版規範草案之要求，此範圍結構若以規範 RC 建築周期公式反推，約為 3 層樓房至 24 層樓房，尤其是樓層數較低者。

至於台北盆地，除新版規範之台北一區  $S_{ad}/0.4S_{DS}$  上限值對應之最大週期(1.6 秒)與 86 年版本接近外，其餘台北二區至台北四區均與以縮減，惟因台北盆地之  $S_{ad}/0.4S_{DS}$  上限值較  $C$  上限值大，故整體看來，以 86 年版本規範設計，位於台北二至四區且周期大於 1.65 秒之結構，尚可符合新版規範結構加速度放大之要求。

### 4.3 結構系統地震力折減係數上限增大、台北盆地則大致相同

結構系統地震力折減係數  $F_u$  與結構系統韌性容量  $R$  以及結構基本振動週期  $T$  有關，921 地震前後有關  $F_u$  與  $T$  關係之計算公式類似，主要的差異在各不連續轉折點所對應週期不同。另新版規範草案對於不同結構系統韌性容量  $R$  之建議值大致上與 86 年版本類似，除新增結構系統外，少數結構系統之  $R$  值則予以放大，如表五所示。

新版規範在考慮結構系統韌性折方面，最大的不同在於容許韌性容量  $R_u$  之計算式，86 年版採用之計算式  $R_u = 1 + (R - 1) / 2$ ，新版規範草案台北盆地以外之區域則為  $R_u = 1 + (R - 1) / 1.5$ ，可發現新版規範認為台北盆地以外區域且符合規範適用範圍之建築結構，其容許韌性容量可以再放大，此現象可從 921 地震期間，許多規則性結構雖承受超過設計之基底橫力，但結構構件仍完好，顯然實際結構之韌性容量較法規建議值為大。

為比較 921 前後規範之  $F_u$  值，假設  $R = 4.0$  並繪出  $F_u$  與周期關係曲線如圖七。由圖七發現，對於第一至第三類地盤而言，幾乎所有周期結構之  $F_u$  值均增大，顯示新版規範草案認為過去國內建築結構韌性容量之發揮較法規容許值佳，然部份週期結構之  $F_u$  值則無增加，如第一類地盤  $T = 0.333$  秒附近、第二類地盤  $T = 0.465$  秒附近、第三類地盤  $T = 0.611$  秒附近，新版規範草案則減少了韌性折減量。另於圖七中發現，對於台北盆地而言，新舊規範之  $F_u$  值大致相同，僅於台北三區及四區部份週期範圍予以增加，顯然新版規範對於台北盆地建築之強度要求較高。

### 4.4 正規化加速度反應譜值降低

正規化彈性加速度反應譜經由韌性折減後，則可得到法規之設計加速度反應譜，此為考慮結構因變位超過彈性範圍後，受力增加有限，故加速度大小並未如同視結構為彈性時所求得者，故予以折減。86 年版之設計加速度反應譜為  $C/F_u$ ，新版草案則為  $S_{ad}/0.4S_{DS}F_u$ ，視地盤不同繪於圖八中。觀察圖八發現，對於台北盆地以外地區，新版規範經過韌性折減後之結構加速度反應譜，除了在部分周期外，其值均較 86 年版本者為小，此係由於新版規範之韌性折減較大所致；若進一步考慮兩版本規範對於短周期結構因土壤結構互制效應使阻尼增大而規定的上限進行修正（如圖九），則可發現不論為何種地盤及震區，新版規範之修正後正規化加速度反應譜值均較 86 年版大，可見新版規範除了在結構容許韌性容量放寬外，對中、短週期建築結構之土壤結構互制效應修正亦較現行規範大，惟新版規範草案對此修正之規範為“得”視需要進行，故取決於建築結構

使用主對安全及經濟之考量而有不同之設計結果。

由以上討論發現，新版規範草案放寬台北盆地以外地區建築設計之韌性容量，亦即給予這類結構較高的韌性折減，故單純從結構體對地表加速度放大的角度來看，現行規範並未因 921 地震而對結構體部分有較嚴格之限制條文，然而，由於新版規範草案對於任一特定鄉鎮市所對應之地表加速度大小，已重新分配考量，另再加上近斷層區域放大因子以及土壤放大因子後，特定之工址地表加速度一般來說都較 921 地震前者 (86 年版) 大，視工址所再地區有不同的差異，故使得最後計算得到之最小設計總橫力差異亦又所不同。

此外本節中並未對於新版規範草案中，考慮結構受最大地震作用不發生崩塌之最小水平總橫力下限  $V_M$  進行討論，此係由於各震區所對應之最大加速度反應譜不盡相同，較不易進行通泛性的探討，但從規範草案中初步可了解，當最大加速度反應譜值 ( $S_{MS}, S_{M1}$ ) 與設計加速度反應譜值 ( $S_{DS}, S_{D1}$ ) 差距較大 (如近斷層地區)，或結構韌性容量較大時，建築最小設計總橫力將由此一下限  $V_M$  所控制。

## 五、最小水平總橫力設計實例

### 例題 1. 一般區域

台中縣梧棲鎮某棟十五層鋼構造一般建築，結構系統為抗彎矩構架系統並含有 RC 牆，建築物高度為 43 公尺，假設位於第二類地盤，以 86 年版本、89 年修正之現行版本及新版規範草案之靜力分析法，採容許應力法，計算最小設計水平總橫力。

#### [86 年版本]

(1)  $Z = 0.28$  (台中縣梧棲鎮屬地震一乙區)。

(2)  $I = 1.0$  (一般建築用途係數)。

(3)  $C = 1.347$

結構高度  $h_n = 43$  公尺，故以鋼結構周期公式計算周期為

$$T = 0.07h_n^{3/4} = 0.07(43)^{3/4} = 1.175 \text{ sec.}$$

$$\text{因為於第二類地盤，} C = \frac{1.5}{T^{2/3}} = \frac{1.5}{(1.175)^{2/3}} = 1.347$$

(4)  $F_u = 2.5$

抗彎矩構架系統含非結構牆之韌性容量經查表知  $R = 4.0$

$$\text{容許韌性容量： } R_a = 1 + \frac{(R-1)}{2.0} = 2.5$$

第二類地盤、周期  $T = 1.175 \text{ sec.}$ ， $F_u = R_a = 2.5$

$$(5) (C/F_u)_m = 0.539$$

$$C/F_u = 1.347/2.5 = 0.539 < 1.0 \quad \text{故 } (C/F_u)_m = 0.539$$

$$(6) \alpha_y = 1.2 \quad (\text{強度設計法之鋼結構})$$

綜合(1)~(6)

$$V_{86} = \frac{ZI}{1.4\alpha_y} \left( \frac{C}{F_u} \right)_m W = \frac{0.28(1.0)}{1.4(1.2)} (0.539)W = 0.28(0.321)W = 0.090W$$

因  $R$  不大於 4.0，故不進行  $V^*$  之檢核。

### [89 年修正版本]

$Z = 0.33$  (台中縣梧棲鎮屬地震甲區)。除  $Z$  之外，其餘與 86 年版本相同，故

$$V_{89} = \frac{ZI}{1.4\alpha_y} \left( \frac{C}{F_u} \right)_m W = \frac{0.33(1.0)}{1.4(1.2)} (0.539)W = 0.33(0.321)W = 0.106W$$

(不需進行  $V^*$  之檢核)。

### [新版草案]

$$(1) S_{aD} = 0.443, S_{aM} = 0.553$$

台中縣梧棲鎮之  $S_S^D = 0.7$ ， $S_1^D = 0.4$ ， $S_S^M = 0.9$ ， $S_1^M = 0.5$  (查表)

非屬近斷層區域，不需考慮  $N_A$  及  $N_V$

結構工址屬第二類地盤，故  $F_a = 1.1$ ， $F_v = 1.3$

$$S_{DS} = S_S^D F_a = 0.7(1.1) = 0.77 \quad (\text{即設計地表加速度為 } 0.4S_{DS} = 0.4(0.77) = 0.308)$$

$$S_{D1} = S_1^D F_v = 0.4(1.3) = 0.52$$

$$S_{MS} = S_S^M F_a = 0.9(1.1) = 0.99 \quad (\text{即最大地表加速度為 } 0.4S_{MS} = 0.4(0.99) = 0.396)$$

$$S_{M1} = S_1^M F_v = 0.5(1.3) = 0.65$$

$$T_0^D = S_{D1}/S_{DS} = 0.52/0.77 = 0.675, \quad 2.5T_0^D = 2.5(0.675) = 1.688$$

$$T_0^M = S_{M1}/S_{MS} = 0.65/0.99 = 0.657, \quad 2.5T_0^M = 2.5(0.657) = 1.641$$

結構周期為  $T = 1.175 \text{ sec.}$  (與現行規範相同)

$$\text{因 } T_0^D < T < 2.5T_0^D, \quad S_{aD} = S_{D1}/T = 0.52/1.175 = 0.443$$

$$T_0^M < T < 2.5T_0^M, \quad S_{aM} = S_{M1}/T = 0.65/1.175 = 0.553$$

(2)  $I = 1.0$  (一般建築用途係數)。

(3)  $F_u = 3.0, F_{uM} = 4.0$

抗彎矩構架系統含非結構牆之韌性容量經查表知  $R = 4.0$

$$\text{容許韌性容量: } R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5} = 3.0$$

$$\text{周期 } T = 1.175 \text{ sec.} > T_0^D = 0.675, \quad F_u = R_a = 3.0$$

$$T = 1.175 \text{ sec.} > T_0^M = 0.657, \quad F_{uM} = R_{aM} = R = 4.0$$

(5)  $(S_{aD}/F_u)_m = 0.177$

$$S_{aD}/F_u = 0.443/3.0 = 0.148 < 0.3, \quad (S_{aD}/F_u)_m = 0.148$$

$$S_{aM}/F_{uM} = 0.553/4.0 = 0.138 < 0.3, \quad (S_{aD}/F_u)_m = 0.138$$

(6)  $\alpha_y = 1.2$  (強度設計法之鋼結構)

綜合(1)~(6)

$$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W = \frac{1.0}{1.4(1.2)} (0.148)W = 0.088W$$

考量最大地震建築物不崩塌之下限為

$$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W = \frac{1.0}{1.4(1.2)} (0.138)W = 0.082W$$

$$\text{故 } V_{draft} = V = 0.088W$$

[設計值比較]  $V_{89} > V_{86} > V_{draft}$

## 例題2. 近斷層區域

南投縣民間鄉某棟四層樓RC住宅，距車籠埔斷層約1.8公里，結構系統為抗彎矩構架系統並含有RC牆，建築物高度為12公尺，假設位於第二類地盤，試以86年版本、89年修正之現行版本及新版規範草案之靜力分析法，採強度設計法，計算最小設計水平總橫力。

**[86 年版本]**

(1)  $Z = 0.23$  (南投縣名間鄉屬地震二區)。

(2)  $I = 1.0$  (一般建築用途係數)。

(3)  $C = 2.24$

結構高度  $h_n = 12$  公尺，故以 RC 結構周期公式計算周期為

$$T = 0.085h_n^{3/4} = 0.085(12)^{3/4} = 0.548 \text{ sec.}$$

$$\text{因為於第二類地盤，} C = \frac{1.5}{T^{2/3}} = \frac{1.5}{(0.548)^{2/3}} = 2.24$$

(4)  $F_u = 2.5$

$$\text{容許韌性容量：} R_a = 1 + \frac{(R-1)}{2.0} = 1 + \frac{4-1}{2} = 2.5$$

第二類地盤、周期  $T = 0.548 \text{ sec.}$ ， $F_u = R_a = 2.5$

(5)  $(C/F_u)_m = 0.896$

$$C/F_u = 2.24/2.5 = 0.896 < 1.0 \quad \text{故 } (C/F_u)_m = 0.896$$

(6)  $\alpha_y = 1.5$  (強度設計法之 RC 結構)

綜合(1)~(6)

$$V_{86} = \frac{ZI}{1.4\alpha_y} \left( \frac{C}{F_u} \right)_m W = \frac{0.23(1.0)}{1.4(1.5)} (0.896)W = 0.23(0.427)W = 0.098W \quad (R \leq 4.0, \text{ 不進行 } V^* \text{ 檢核})。$$

**[89 年修正版本]**

$Z = 0.33$  (南投縣名間鄉屬地震甲區)。除  $Z$  之外，其餘與 86 年版本相同，故

$$V_{89} = \frac{ZI}{1.4\alpha_y} \left( \frac{C}{F_u} \right)_m W = 0.33(0.427)W = 0.141W \quad (\text{不需進行 } V^* \text{ 之檢核})。$$

**[新版草案]**

(1)  $S_{aD} = 0.984$ ， $S_{aM} = 1.25$

近車籠埔斷層區域，距離小於 2km，

故  $N_A = 1.23$  及  $N_V = 1.36$ ，考量最大地震之  $N_A = 1.25$  及  $N_V = 1.5$

結構工址屬第二類地盤，查表後得故  $F_a = 1.0$ ， $F_v = 1.2$

$$S_{DS} = 0.8F_a N_A = 0.8(1.0)(1.23) = 0.984 \quad (\text{即設計地表加速度為 } 0.4S_{DS} = 0.394)$$

$$S_{D1} = 0.45F_v N_v = 0.45(1.2)(1.36) = 0.734$$

$$S_{MS} = F_a N_A = 1.0(1.25) = 1.25 \quad (\text{即最大地表加速度為 } 0.4S_{MS} = 0.500)$$

$$S_{M1} = 0.55F_v N_v = 0.55(1.2)(1.5) = 0.99$$

$$T_0^D = S_{D1}/S_{DS} = 0.746, \quad 0.2T_0^D = 0.2(0.746) = 0.149$$

$$T_0^M = S_{M1}/S_{MS} = 0.792, \quad 0.2T_0^M = 0.2(0.792) = 0.158$$

結構周期為  $T = 0.548 \text{ sec.}$  (與現行規範相同)

$$\text{因 } 0.2T_0^D < T < T_0^D, \quad S_{aD} = S_{DS} = 0.984$$

$$0.2T_0^M < T < T_0^M, \quad S_{aM} = S_{MS} = 1.25$$

(2)  $I = 1.0$  (一般建築用途係數)。

(3)  $F_u = 2.493$ ， $F_{uM} = 2.957$

抗彎矩構架系統含非結構牆之韌性容量經查表知  $R = 4.0$

$$\text{容許韌性容量： } R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5} = 3.0$$

$$\text{周期 } 0.6T_0^D < T = 0.458 \text{ sec.} < T_0^D = 0.746,$$

$$F_u = \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \frac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D} = 2.493$$

$$0.6T_0^M < T = 0.458 \text{ sec.} < T_0^M = 0.792,$$

$$F_{uM} = \sqrt{2R - 1} + (R - \sqrt{2R - 1}) \frac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D} = 2.957$$

(5)  $(S_{aD}/F_u)_m = 0.349$ ， $(S_{aM}/F_u)_m = 0.364$

$$0.3 < S_{aD}/F_u = 0.395 < 0.8, \quad (S_{aD}/F_u)_m = 0.52S_{aD}/F_u + 0.144 = 0.349$$

$$0.3 < S_{aM}/F_{uM} = 0.423 < 0.8, \quad (S_{aM}/F_u)_m = 0.52S_{aM}/F_u + 0.144 = 0.364$$

(6)  $\alpha_y = 1.5$  (強度設計法之 RC 結構)

綜合(1)~(6)

$$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W = \frac{1.0}{1.4(1.5)} (0.349)W = 0.166W$$

考量最大地震建築物不崩塌之下限為

$$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W = \frac{1.0}{1.4(1.2)} (0.364)W = 0.173W$$

$$\text{故 } V_{draft} = V_M = 0.173W$$

[設計值比較]  $V_{draft} > V_{89} > V_{86}$

## 六、結論

本文敘述台灣地區921集集地震前後建築物耐震設計規範從早期規範、921地震前規範(86年版)、921地震後規範(89年緊急修正版或現行規範)至新版規範草案之演變的過程。

由本文討論可得到以下幾點結論：

- (1)現行規範為921地震後於89年12月公佈之緊急修正版本，此版本將各地震區重劃僅分為兩區，以提升設計水平加速度。新版規範草案則再度將震區重新劃分，且以各鄉鎮市為分區單位，不再使用水平地表加速度係數，而是直接給予各分區有所屬之設計加速度反應譜值以及最大加速度反應譜值。若以第一類地盤來看，換算之地表加速度並未大於現行規範許多，然若計及地盤效應，新版規範草案考慮了近斷層地區及土壤效應對地表加速度之放大，故對於此類地區之設計地表加速度，較現行規範為大。
- (2)新版規範草案放寬了台北盆地以外地區之韌性容量，且對加速度反應譜短周期部份修正較多，使得結構正規化加速度反應譜值大致較現行規範為小，顯然新版規範草案認為實際符合規範要求之建築結構韌性可良好發揮，短周期結構之土壤結構互制效應提供之阻尼也較預期為大。
- (3)新版規範草案考慮結構受最大地震作用不發生崩塌之最小水平總橫力下限 $V_M$ ，在近斷層地區或結構韌性容量較大時，建築最小設計總橫力可能由此一下限 $V_M$ 所控制，如本文之例題所示。

綜合來看，新版規範草案不一定增加結構之最小設計總橫力，將視工址所在地震區、鄰近斷層距離、地盤種類而定；愈靠近斷層區域、地盤愈軟弱，設計地震力一般來說均會較現行規範為大，惟草案中亦給予了設計者修正設計力之彈性，將因設計者或業主於經濟與安全不同考量下，有不同之設計結果。

## 參考文獻

1. 林其璋, 翁駿民, 王哲夫, (1999), “921 集集地震特性”, 集集大地震對土木工程設施之衝擊研討會, pp. 1-1~1-20, 台中, 中興大學, 11 月 26 日.
2. 「921 集集大地震建築物震害調查初步報告」, 內政部建築研究所, 民國 88 年 11 月。
3. 「內政部耐震規範及解說之修訂研究」, 內政部建築研究所專題研究計畫成果報告, 民國 89 年 11 月。

表一 我國早期耐震設計規範最小設計總橫力計算式

最小設計總橫力 V	六十三年版本	七十一年規範版本	七十八年規範版本
	$V = KCW$	$V = ZKCIW$	$V = ZKCIW$
震區係數 Z	無。但強烈地震地區最小總橫力 $\geq 1.25V$ 。輕度地震區最小總橫力 $\geq 0.75V$	強震地區 $Z=1.0$ 中震地區 $Z=0.8$ 弱震地區 $Z=0.6$	
橫力係數 C	一般建築物(不超過 30 公尺及 10 層樓): $C=0.1$ 10 層或 30 公尺以上之建築物: $C = 0.1/\sqrt[3]{T} \leq 0.1$ T(秒)為建築物基本振動週期, $T = 0.09h_n/\sqrt{D}$	$C=1/(8\sqrt{T}) \leq 0.15$ RC: $T=0.06 h_n^{3/4}$ , 鋼構: $T=0.085h_n^{3/4}$ , 其他: $T=0.09h_n/\sqrt{D}$	增加台北盆地 $.0625 \leq C=0.248/T \leq 0.15$
組構係數 K	具有韌性立體剛構架系統抵禦全部地震橫力者 $K=0.67$ 韌性立體剛架與剪力牆(或斜撐剛架)共同存在者 $K=0.8$ 不具完整豎向承重之立體剛構架(箱式構造物)及由剪力牆(或斜撐剛架)抵禦全部橫力者 $K=1.33$ 前列以外之構造物, $K=1.00$		
用途係數 I	無此項目	災害時必須維持機能之重要建築物及儲存多量具毒性、爆炸性危險物品之建築物, $I=1.5$ 供公眾使用之建築物, $I=1.25$ 其他建築物, $I=1.0$	
建築物重量 W	建築物重量為包括隔間牆量在內之全部靜載重與四分之一活載重。倉庫、書庫、水箱、水池等改用全部活載重。	建築物全部靜載重活動隔間牆應計入 100kg/m <sup>2</sup> 之重量。 一般倉庫、書庫應為全部靜載重加上至少四分之一	

表二 中央地質調查所調查第一類活動斷層性質表

斷層名稱	斷層性質	地表破裂長度	歷史最大地震	備註
1. 獅潭斷層 神卓山斷層	逆斷層	15 公里 5 公里	M7.1 (1935.04.21)	
2. 屯子腳斷層	右移兼逆斷層	7 公里	M7.1 (1935.04.21)	
3. 車籠埔斷層	逆斷層	105 公里	M7.3 (1999.09.21)	
4. 梅山斷層	右移斷層	13 公里	M7.0 (1906.03.17)	
5. 大尖山斷層 觸口斷層	逆斷層	25 公里 67 公里	M7.1 (1941.12.17)	以中埔地震為 歷史最大地震
6. 新化斷層	右移逆斷層	6 公里	M6.3 (1946.12.05)	
7. 米崙斷層 玉里斷層 池上斷層 奇美斷層	左移兼逆斷層	>25 公里 37 公里 11 公里 18 公里	M7.3 (1951.11.25)	

表三(a) 短週期結構之工址放大係數  $F_a$  (線性內插求值)

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

表三(b) 長週期結構之工址放大係數  $F_v$  (線性內插求值)

地盤分類	震區一秒週期水平譜加速度係數 $S_I$ ( $S_I^D$ 或 $S_I^M$ )				
	$S_I \leq 0.30$	$S_I = 0.35$	$S_I = 0.40$	$S_I = 0.45$	$S_I \geq 0.50$
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1
第三類地盤	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4

表四 921 地震前後不同版本規範之設計水平地表加速度(單位：g)

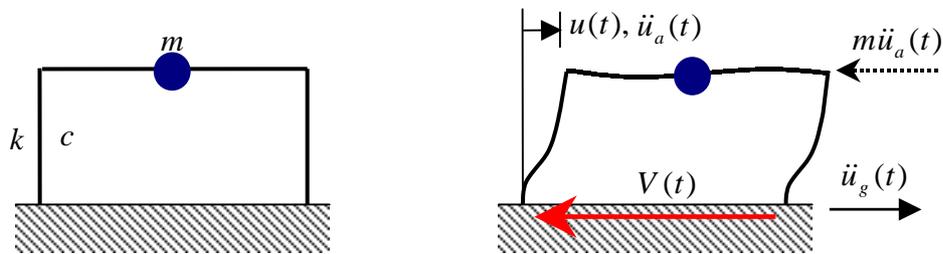
規範版本	震區分級	備註
------	------	----

86 年版		0.33	0.28	0.23	0.18	921 地震前
89 年版		0.33		0.23		921 地震後緊急修正
新版草案	第一類地盤	0.32	0.28	0.24	0.20	台北盆地為 0.24g
	第二類地盤	0.35	0.31	0.26	0.22	
	第三類地盤	0.42	0.34	0.29	0.24	

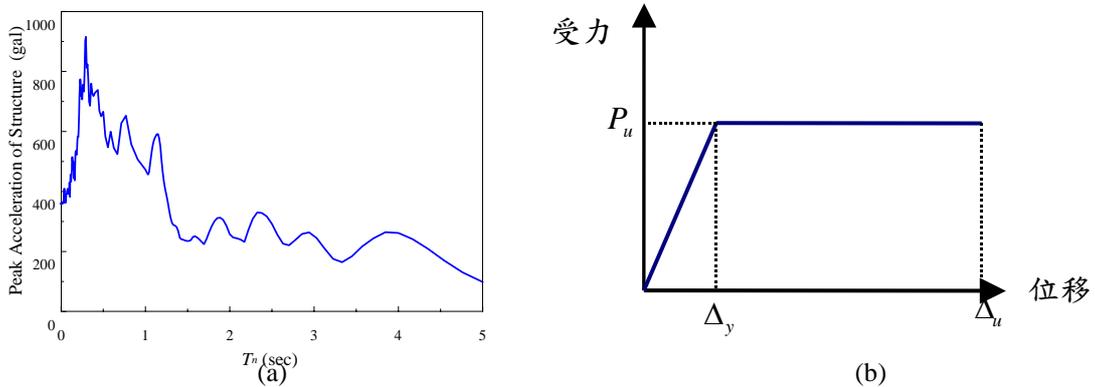
表五 921 地震前後結構系統韌性容量 R 值差異

基本結構系統	抵抗地震力結構系統敘述	R	
		86 年版	新版草案
一、承重牆系統	4.斜撐承受垂直載重之斜撐構架：(1)鋼造	2.4	3.0
二、構架系統	1.鋼造偏心斜撐構架	4.0	4.2
	3.剪力牆：(1)鋼造	無	4.0
	(2)鋼筋混凝土造	3.2	3.6
	5.合成構造具偏心斜撐構架	無	4.2
	6.合成構造具特殊同心斜撐構架(SCBF)	無	3.6
三、抗彎矩構架系統	1.韌性抗彎矩構架(SMRF)：(3)合成構造	無	4.8
	2.部分韌性抗彎矩構架：(1)鋼造	無	3.2
	(2)鋼筋混凝土造	無	3.2
	3.鋼造韌性桁架	無	4.0
四、二元系統	1.剪力牆：(3)鋼造，具 SMRF	無	4.8
	(4)鋼造，具非結構牆 SMRF	無	4.0
	2.斜撐系統：(2)鋼造特殊同心斜撐，具 SMRF	4.4	4.8
	(3)鋼造偏心斜撐，具非結構牆 SMRF	無	4.0
	(4)鋼造特殊同心斜撐，具非結構牆 SMRF	無	4.0

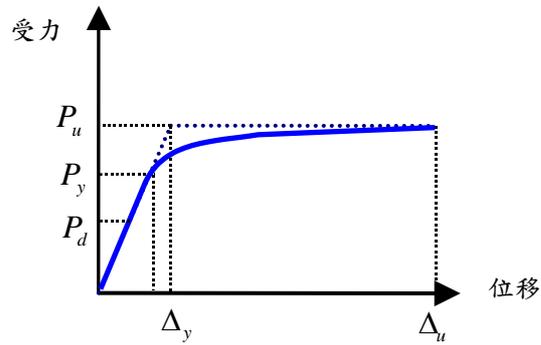
註：上述項目為規範中R值具有差異部分之節錄，相同R值者未列出



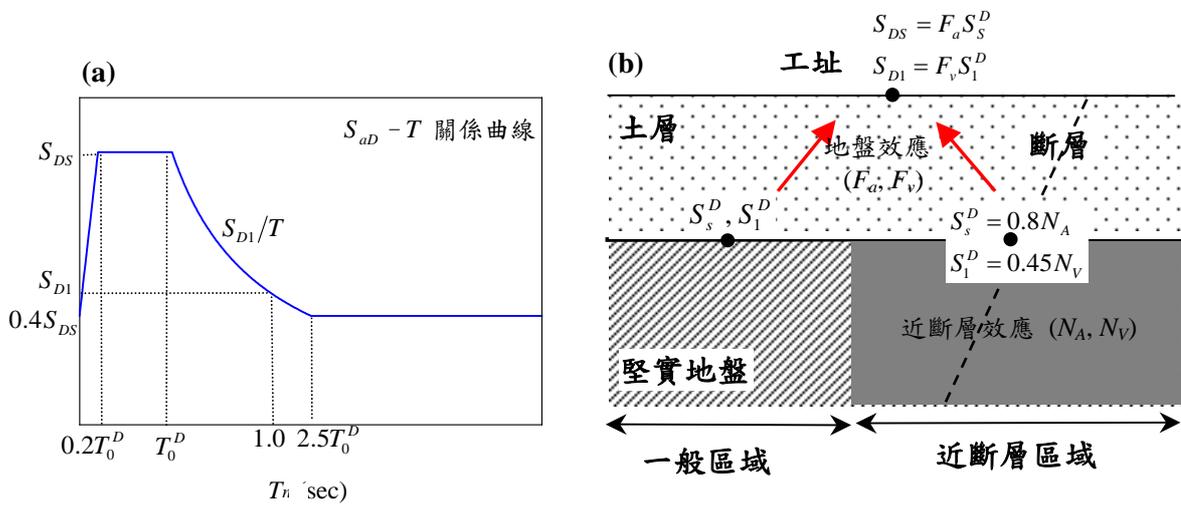
圖一 單自由度結構有無地震作用之變形及受力示意圖



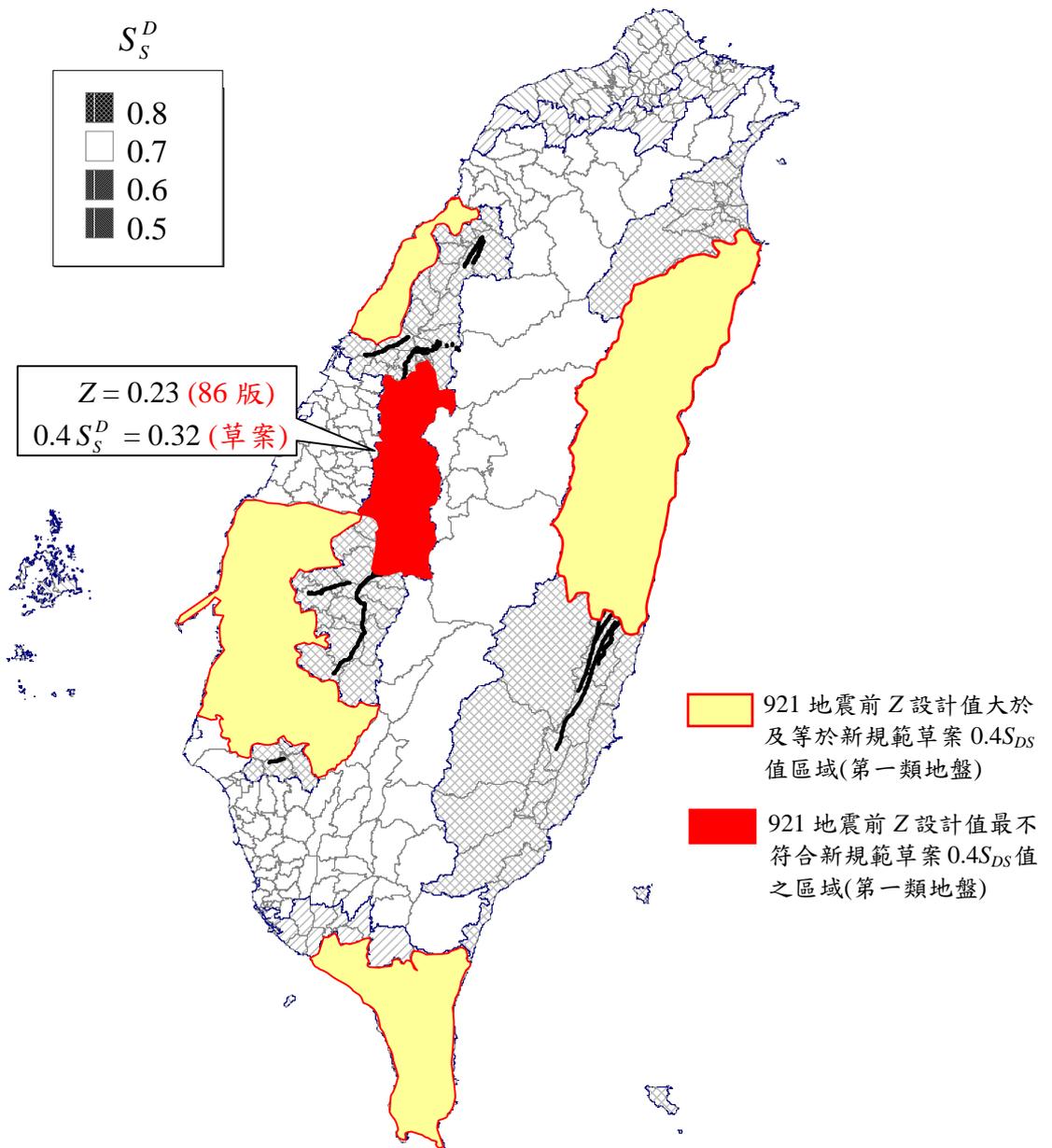
圖二 (a)921 集集地震國立中興大學土木環工大樓自由場東西向地表加速度紀錄之彈性加速度反應譜( $\xi = 5\%$ ) (b)理想彈塑性材料受力與位移關係曲線



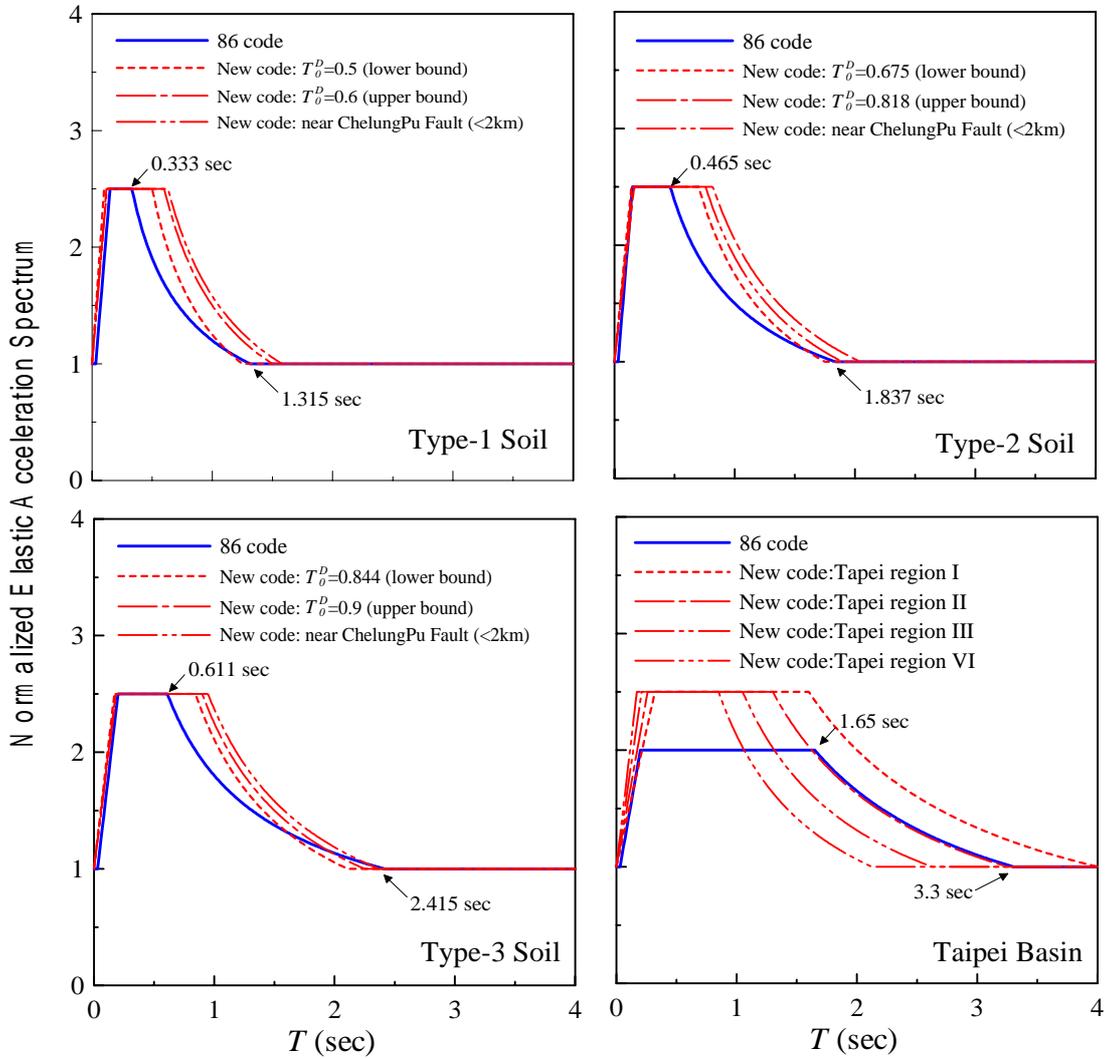
圖三 實際結構受橫力與位移關係示意圖



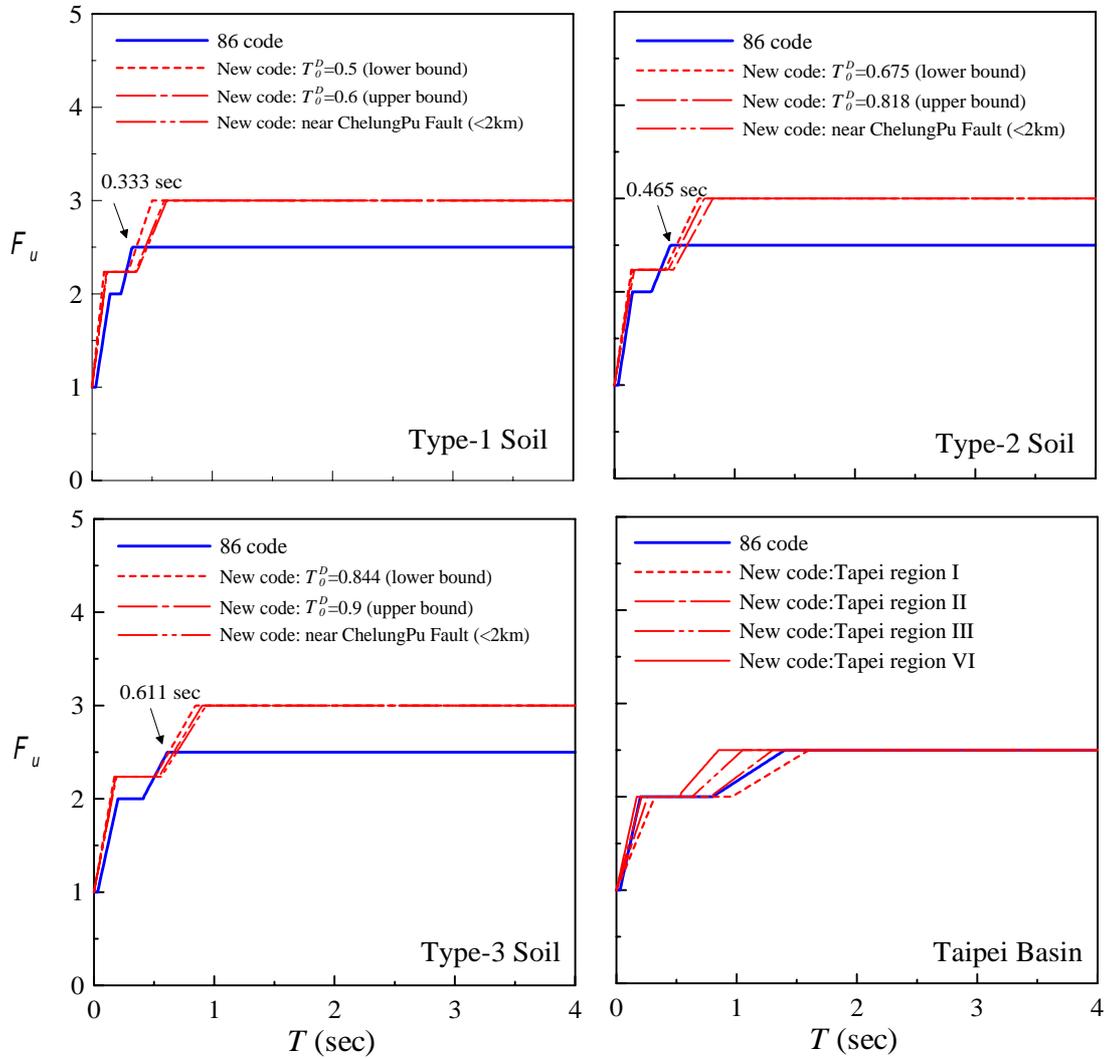
圖四 (a)  $S_{ad}$  與周期  $T$  關係曲線；(b)  $S_{DS}$  及  $S_{D1}$  之求取過程示意圖



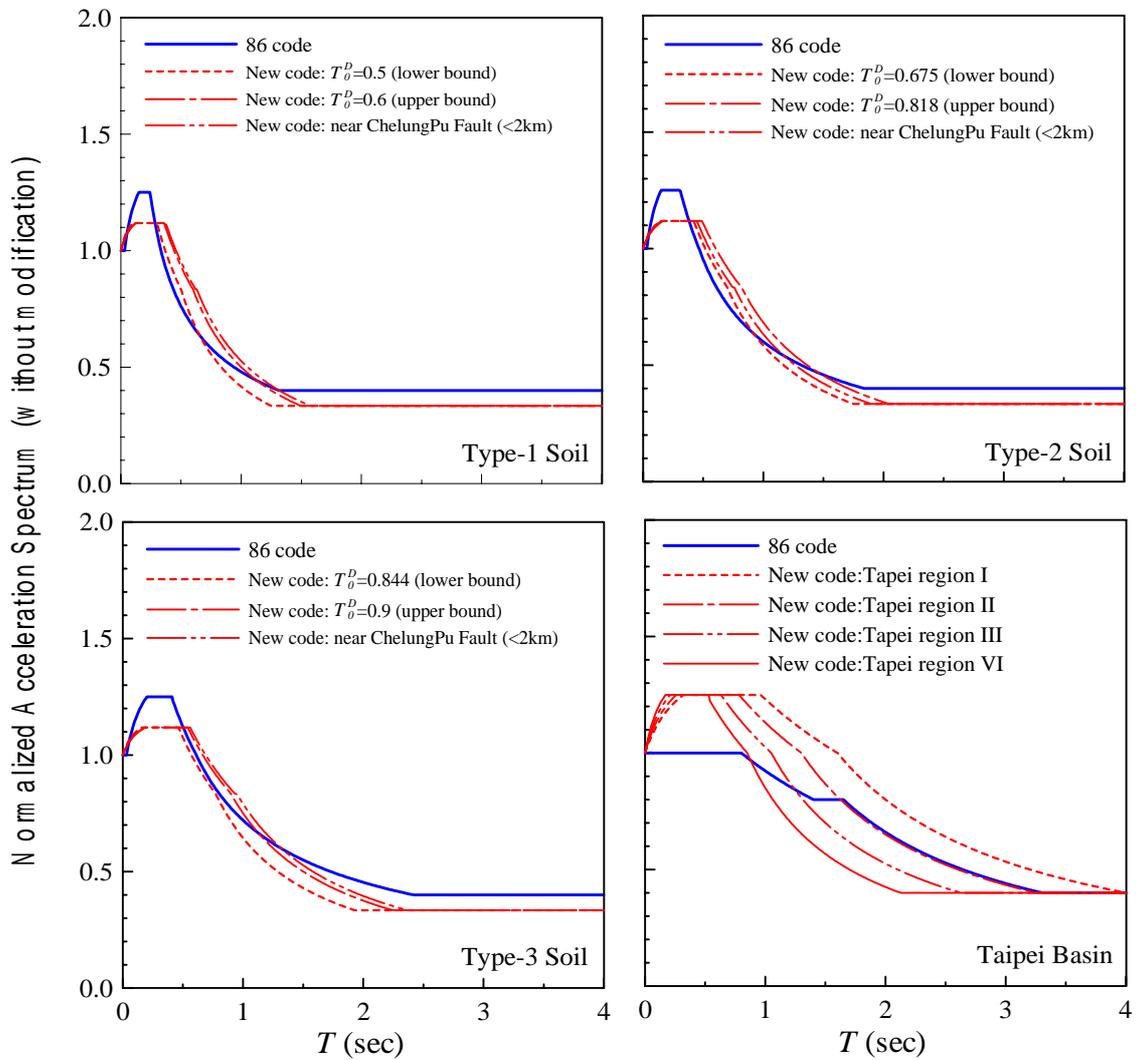
圖五 新版規範草案工址短週期設計水平譜加速度係數  $S_s^D$  分布圖與 921 地震前設計水平加速度符合與最不符合新版規範草案之區域



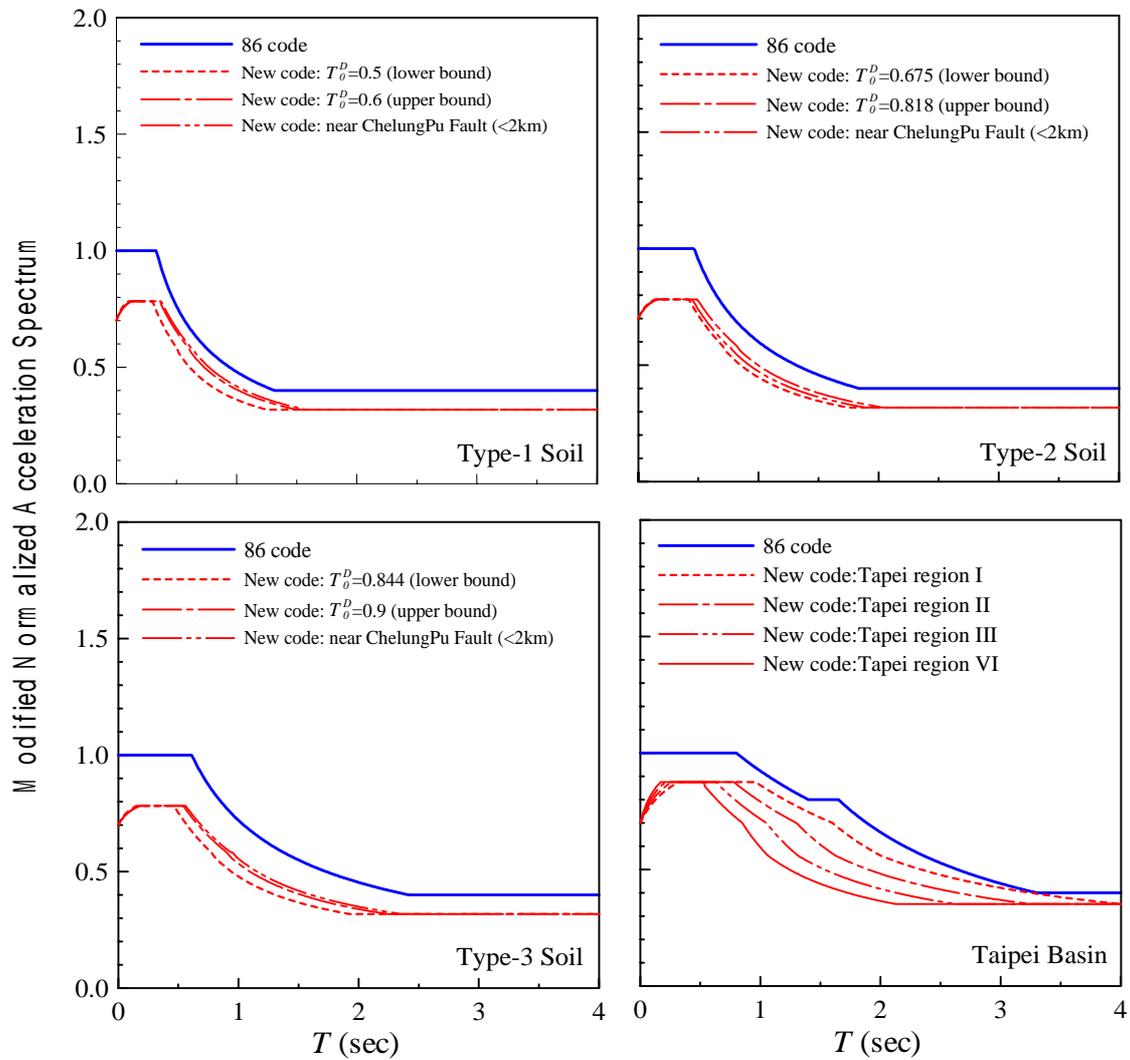
圖六 新舊版本規範正規化彈性加速度反應譜與周期關係曲線



圖七 新舊版本規範結構系統地震力折減係數與周期關係曲線 ( $R=4.0$ )



圖八 新舊版本規範正規化加速度反應譜與周期關係曲線



圖九 新舊版本規範修正正規化加速度反應譜與周期關係曲線

## 美國港灣構造物設計準則介紹

蔡瑤堂\*

### 摘要

美國陸軍工程師團海岸及水利實驗室於 1990 年代中期著手編訂『海岸工程手冊』，至本年已大致完成，本手冊是把近三十年在海岸工程之研究成果和實務技術資料納入，可供全世界學術界和工程界參考應用。由於本手冊所涵蓋範圍非常廣泛，資料相當豐富，在本介紹中只能把各篇章列出，另再選擇與海岸工程發展趨勢有關之風險分析及信賴性設計作介紹，並把目前在台灣大家較關心之海岸環境保護及老舊海岸/港灣工程維修作介紹，希望藉此介紹，能讓大家知道可經網路下載資料，尋找規劃設計所需要的資料。

### **An Introduction to the Coastal Engineering Manual**

**Tsai, Yau-Tang\***

The Coastal and Hydraulics Laboratory of the U. S. Army Corps of Engineers initiated preparation of the Coastal Engineering Manual in the mid-1990' s. It is almost completed at present time. This manual is intended to provide broader coverage of all aspects of coastal engineering, and advanced techniques developed during the past three decades. It will be used by coastal engineers and other specialists in academia and industry throughout the world. Because of its broad coverage and abundant information, in addition to a list of the contained chapters this short report is trying to introduce four topics, risk analysis, reliability in design, environment enhancement and maintenance of coastal projects. Significant advances of risk analysis and reliability in design for coastal engineering can be expected during the next few years. We should not avoid alerts of using these advanced tools. The environment enhancement for coastal engineering and monitoring, maintenance and repair of coastal projects

---

\*鼎興工程顧問股份有限公司總經理 General Manager, Ting Shing Engineering Consultants, Inc.

are also urgently needed here in Taiwan. Finally, this brief introduction will give you an information resource to download the most-up-to-dated information from the website in case you need.

## 一、前 言

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，幾乎所有與海有關之構造物，本手冊均可提供在規劃及設計上所需之技術資料。就像它的前身『海岸防護手冊』不論在海岸工程或港灣工程均廣受採用，因此本『美國港灣構造物設計準則介紹』即介紹『海岸工程手冊』。

### 1.1 海岸工程手冊發展過程

其發展共分為三個階段：

1. 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。
2. 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。

本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。本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。

## 1.2 海岸工程手冊內容

本手冊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Ⅱ、Ⅲ及Ⅳ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。各篇/章說明如下：

### 第Ⅰ篇 前言(INTRODUCTION)

本篇共分為四章，介紹海岸工程之多樣性、歷史及海岸工程手冊架構。

第Ⅰ-1 章 前言(Introduction)

第Ⅰ-2 章 海岸之多樣性(Coastal Diversity)

第Ⅰ-3 章 海岸工程之歷史(History of Coastal Engineering)

第Ⅰ-4 章 海岸工程手冊(The Coastal Engineering Manual)

### 第Ⅱ篇 海岸水力動力學(COASTAL HYDRODYNAMICS)

本篇共分為八章，從線性和非線性波浪理論和其他波浪理論開始，包括不規則波和波譜分析到波浪中深海進入淺海之產生和當波浪行進至海岸產生之變形，和海岸互相作用等。水位變化分析則包括天文潮和暴潮，而潮口和港灣之水力動力學亦包括在內。

第Ⅱ-1 章 波浪力學(Water Wave Mechanics)

第Ⅱ-2 章 氣象和海象(Meteorology and Wave Climate)

第Ⅱ-3 章 近岸波浪估算(Estimation of Nearshore Waves)

第Ⅱ-4 章 碎波帶水力動力學(Surf Zone Hydrodynamics)

第Ⅱ-5 章 水位和長波(Water Levels and Long Waves)

第Ⅱ-6 章 潮口水力動力學(Hydrodynamics of Tidal Inlets)

第Ⅱ-7 章 港灣水力動力學(Harbor Hydrodynamics)

第Ⅱ-8 章 水力動力學分析和設計條件(Hydrodynamic Analysis and Design Conditions)

### 第Ⅲ篇 海岸漂沙過程(COASTAL SEDIMENT PROCESSES)

本篇共分為六章，包括漂沙特性、沿岸及離向岸漂沙輸送、粘性漂

沙過程和碎波帶外漂沙輸送。

第 III-1 章 海岸漂沙特性(Coastal Sediment Properties)

第 III-2 章 沿岸漂沙輸送過程(Longshore Sediment Transport)

第 III-3 章 向離岸漂沙輸送(Cross-Shore Sediment Transport Processes)

第 III-4 章 風吹沙輸送(Wind-Blown Sediment Transport)

第 III-5 章 粘性漂沙之侵蝕、輸送及沉積(Erosion, Transport, and Deposition of Cohesive Sediments)

第 III-6 章 碎波帶外漂沙輸送(Sediment Transport Outside the Surf Zone)

#### **第 IV 篇 海岸地質(COASTAL GEOLOGY)**

本篇共分為三章，包括海岸地質術語、地質地貌及海岸地貌動力學等。

第 IV-1 章 海岸術語及地質環境(Coastal Terminology and Geologic Environments)

第 IV-2 章 海岸分類和地貌學(Coastal Classification and Morphology)

第 IV-3 章 海岸地貌動力學(Coastal Morphodynamics)

#### **第 V 篇 海岸工程規劃及設計(COASTAL PROJECT PLANNING AND DESIGN)**

本篇共分為八章，從討論規劃和設計程序和工址特性開始，然後以辦理一個完整計畫的方式來分別討論海岸保護、養灘、航道和生態環境提昇等，最後一章則概述美國陸軍工程師團在美國所從事海岸工程之條件和法規。

第 V-1 章 規劃及設計程序(Planning and Design Process)

第 V-2 章 工址特性(Site Characterization)

第 V-3 章 海岸保護工程計畫(Shore Protection Projects)

第 V-4 章 養灘設計(Beach Fill Design)

第 V-5 章 航道工程計畫(Navigation Projects)

第 V-6 章 潮口和港灣漂沙管理(Sediment Management at Inlets/Harbors)

第 V-7 章 海岸工程對環境的提昇(Coastal Engineering for Environmental Enhancement)

第 V-8 章 美國聯邦政府在災險減輕扮演之角色(The Federal Government Role in Hazard Mitigation)

## 第 VI 篇 海洋工程構造物設計(DESIGN OF COASTAL PROJECT ELEMENTS)

本篇共分為八章，包括海岸工程設計觀念、各種海岸構造物型式及功能、工址條件、工程材料、設計基本原理、信賴性設計、設計實例等。

第 VI-1 章 海岸工程構造物設計介紹(Introduction to Coastal Project Element Design)

第 VI-2 章 海岸構造物型式和功能(Types and Functions of Coastal Structures)

第 VI-3 章 工址特有設計條件(Site Specific Design Conditions)

第 VI-4 章 材料和施工方面(Materials and Construction Aspects)

第 VI-5 章 設計基本原理-第一部份(Fundamentals of Design-Part1)

第 VI-5 章 設計基本原理-第二部份(Fundamentals of Design-Part2)

第 VI-5 章 設計基本原理-第三部份(Fundamentals of Design-Part3)

第 VI-6 章 信賴性設計(Reliability in Design)

第 VI-7 章 設計實例(Design of Specific Project Elements-Case Studies)

第 VI-8 章 海岸工程監測、維護和修理(Monitoring, Maintenance and Repair of Coastal Projects)

## 附錄 A 海岸工程術語詞彙(GLOSSARY OF COASTAL TERMINOLOGY)

在以上六篇中所包含的資料如此豐富，因此在此只能挑選四部份來介紹，其中風險分析和信賴性設計是海岸工程規劃設計方法正在改變和未來進行的趨勢，也就是說目前的規劃設計方法是屬於傳統的，未來的趨勢會因海岸工程特性而改變規劃設計方法。另外介紹的兩部份是提昇環境保護之海岸工程和海岸工程的監視及維修。目前我們對於新的海岸構造物規劃及設計必需考慮生態/景觀，而對於老舊構造物要如何進行有系統的維護都正在努力推動建立資料及制度，本手冊在此兩部份均有豐富的資料可供我們參考。

## 二、風險分析和工程最適化設計

海岸工程分析方法正在產生根本的改變，即由傳統之決定性(deterministic)分析移轉至機率，即依據風險(risk-based)分析。這種改變將會對規劃和設計產生重大衝擊。風險分析法是一突然浮現的工具，再下來幾年會有顯著發展。

### 2.1 傳統對風險分析

1. 傳統分析對海岸工程均以決定性的項目來處理，如自然波力以設計示性波高、週期、波向、設計水位等來表示。工程反應被視為單一的，而沒有體認到其反應會有廣泛的變化。
2. 在 1990 年代，針對海岸構造物設計已開始出現以機率的觀念來處理。美國陸軍工程師團已把水資源規劃指南從傳統方法改為風險分析法，即考量風險和不確定因素，美國陸軍工程師團目前已採用同樣的概念在海岸工程研究上。

### 2.2 採用風險分析的理由

由於海岸工程具有下列特性，從風險觀點這些特性變成風險分析的理由。

- \*力的作用是機率性的
- \*在行為上充滿了未定因素
- \*破壞和功能性會隨時間逐漸改變
- \*效益和風險未在決定性項目中顯示
- \*對鄰近地區會有不確定影響

1. 力的作用是機率性的，波浪特性在短期海象和長期極端值會產生很大的變化，而風、水位、重力波和流亦有同樣的特性。
2. 在行為上充滿了未定因素，對於作用力的過程和吾人對海岸工程反應的瞭解充滿了不定因素，但決定性分析法卻掩蓋了這些不定因素，而產生誤導。
3. 破壞和功能性會隨時間逐漸改變，海岸工程很少會在一個單一颱風中從設計完工狀態完全毀壞，破壞一般逐步發生。如拋石式防波堤的破壞會從一個超強颱風開始，然後繼續遭受後續颱風之破壞直至修護完成。同樣，養灘亦受到連續的颱風逐漸沖刷，而不是一次就

完全被沖毀。海岸工程即使在損壞情況之下仍能提供某些功能。如一座損壞的防波堤仍能阻擋某些波浪入侵，而沖損的養灘仍可降低海邊淹水的風險。

4. 效益和風險未在決定性項目中顯示，由於海岸工程正面的衝擊和風險未能在決定性項目中充分顯示出來。某些工程提供超過其設計時之效益，但一般在決定性分析法裡常被忽略，如養灘時在沙灘近岸平台一般會超築以提供額外的沙量供逐漸沖失，但在早期剛完成時，它能提供較佳之海岸保護，而超挖之港口航道初期可提供吃水較大之船隻進出港，直到淤積至設計水深為止，但初期可提供吃水較大之船隻進出港所產生的效益，一般在傳統設計法不加以考慮。
5. 對鄰近地區有不確定影響，除了本身之不確定因素外，海岸工程有很高的可能性會改變鄰近地區。當工程設計時考慮如何對鄰近地區之影響減至最小時，必須注意到對鄰近地區風險之增加會比沒有任何工程時高，事實上，海岸工程會把風險從一個地區轉移至另一個地區，當各方面之風險經過評估後，可以確認是最低時，才能下最後決定。

### 2.3 工程設計依據風險分析之考量

採用以風險為基礎分析方法代替傳統方法主要目的是期望能明確確認不定因素，提供較可靠之資訊供評估風險和成本之間的關係，以達最適方案之決策，其考量包括下列各項。

#### 1. 關鍵變數

影響海岸工程之變數很多，但有少數關鍵變數必先認清，因為這些變數才是與工程執行有重大關係，這些關鍵變數會具體表現在作用力機能、工程大小和成效上。

#### 2. 工程師的判斷

海岸工程由於其高度複雜性，須依工程師之經驗作很多判斷，雖然分析或模擬可以瞭解各種因素之影響程度，但是一個有經驗工程師所作的判斷在風險分析和最適化佔了很重要的成份。

#### 3. 構造物強度和功能表現隨時間變化

對外力破壞之抗阻能力和功能表現往往會隨時間產生很大的變化，如拋石式防波堤，可能因菱角磨損、破裂、內層暴露而減少抗阻能力致降低

其功能，但有時抗阻能力也會隨時間提高而有更佳之功能表現，如在海岸沙丘種植物，因成長而有較佳之抗阻能力。

#### 4. 施工季節和動員之考量

海岸工程之施工有其季節性，且施工及維護一般需要較大規模的動員，因此在施工季節之間也會遭遇到較大的風險。

#### 5. 環境、景觀、社會和政治考量

這些因素在海岸工程的規劃及設計考量因素上和技術考量至少同等重要，一個最終最適設計必須把這些因素和其相關之風險和不確定因素考慮進去。

### 2.4 風險為基礎之分析方法

可分為以頻率為基礎(frequency-based)和生命週期(life cycle)兩種方法，對海岸工程而言生命週期法較適當，生命週期法是建構在關鍵變數上，大部份海岸工程均會隨著時間改變，而這些改變直接置入生命週期法中。如構造物強度、功能表現、施工季節及動員之限制、經濟、環境、政治因素等都可以納入生命週期法內。

## 三、提昇環境之海岸工程

海岸工程之規劃、設計及施工必須同時考慮對棲息地衝擊之減輕對策，較積極的作法是甚至能提供復育及創造棲息地，本海岸工程手冊特別以專章來討論海岸棲息地和資訊資源的提供。相反的為了考量生態保護，海岸工程之規劃及設計亦會受到某些限制。

就一般我們較熟悉的海岸構造物，由於產生對環境的改變及提供硬體設施，對生態會有正面和負面的影響，如離岸堤或潛堤由於減少波能進入其與海灘間之水域，可能改變堤後棲息種類，原來習慣棲息於高能量碎波帶之生物，可能遷離，而遷入喜歡低能量之漁類。而堤身塊石或消波塊則提供藻類生長及無脊動物之棲息場所。突出水面部份則可提供給群棲海鳥。其他如接岸防波堤、突堤群、海堤、護岸由於其型式不同、佔有空間不同、對波流場、地形所造成之影響不同，亦會對生態造成不同的影響。此外港口航道、潮口和導流堤、碼頭、船渠等亦對不同的生物有所影響，在海岸工程手冊裡均有詳細說明，可作為今後規劃設計之參考。

#### 四、信賴性設計

信賴性設計是近年來在海岸構造物發展出來的設計觀念，因傳統設計基本上是決定性的，即建立在荷重不應該超過構造物強度的概念上。設計荷重是定義為在機率基礎上的一個特徵值，如 100 年回歸期事件上的期待值(平均值)。但是這樣的選擇往往沒有考慮其所涵蓋的不確定性。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，而不是以極限作用力或變形來表示。這是因為大部份可用的公式只提供了波浪特性和構造物反應的關係，如遡升、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。

幾乎所有海岸構造物設計公式都是半經驗公式，並且均由模型試驗結果置入的中央值得來，而顯著的資料散佈並不考慮在內，因公式只是用平均值表示。因此所得到構造物的抗阻能力特徵值是一個平均值，而非一般土木工程界所使用之下限值。

目前在選擇迴歸期時，對於構造物壽年內可能遭遇設計荷重之機率作適當考量，即在構造物的壽年內遇到設計荷重或超出之機率(如下表所示)，這是邁向機率設計方法一個主要步驟。

在構造物壽年遭遇到相當或超過某回歸期設計外力之機率(%)

設計外力回歸年(年)	構造物壽年(年)					
	2	5	10	25	50	100
2	75	97	100	100	100	100
5	36	67	89	100	100	100
10	19	41	65	93	99	100
25	8	18	34	64	87	98
50	4	10	18	40	64	87
100	2	5	10	22	39	63

除了設計荷重的機率，也可能使用安全係數，在這種情況下，此方法屬決定性/類似機率法，但這種方法不允許作信賴性決定(或稱為破壞機率)，因此，不可能做最適設計，或避免過度安全設計，為了避免這些問題，必須把更進步的機率方法應用到荷重及構造物阻抗能力內的不確定因素。

#### 五、海岸工程之監視和維修

老舊海岸/港灣結構物要能保持其原有之功能，必須靠適當的維修，而

這種維修工作必須在其壽命內一直持續，維修工作必須從事下列工作：

- 1.定期檢視和監測環境和構造物的反應。
- 2.評估檢視及監測資料去瞭解構造物狀況和其功能。
- 3.根據評估結果採取適當行動，包括
  - 不需做任何處理
  - 作全面或部份整修使其回復至良好運作功能
  - 對腐朽、破壞已失去大部份功能的構造物作部份或全部修理

但辦理維修工作最困難的問題是：

- 要檢視和監視什麼
- 如何評估檢視監視資料
- 是否要採取預防措施或修正動作
- 如何評估修護結果之經濟效益

由於海岸工程之多樣性和其所在環境之複雜性，要制定一套通用的維修計畫是不容易的，因此過去維修類似工程的經驗是一個很好的指引。

目前運輸研究所所編之港灣構造物維護手冊大多參考日本資料，在本手冊專章說明之海岸工程監視和維修，亦可提供我們參考

## 日本港灣構造物設計準則介紹

廖學瑞<sup>1</sup> 張欽森<sup>2</sup> 丁金彪<sup>3</sup>

### 摘 要

1995 年元月 17 日日本兵庫縣神戶地區發展規模 7.2，深度 14 公里之淺層地震，造成當地設施、建築、房舍、人員、財產相當大之破壞與損失。有鑑於此，日本政府為記取教訓並配合歷年來新技術開發與經驗累積，舊規範實有調整之必要，乃大幅度編修「港灣 施設 技術上 基準」，經過 4~5 年之研擬，於西元 1999 年(平成 11 年)4 月頒布實施。

### Introduction to Japanese Harbor Facilities Design Code

S. R., Liaw<sup>1</sup> C. S., Chang<sup>2</sup> J. B., Ding<sup>3</sup>

### ABSTRACT

The Kobe Earthquake happened on Jan. 17, 1995 in Kyogo-Ken and Kobe County area, Japan. Its Richter Magnitude was 7.2 and the hypocenter is shallow, in only 14 km depth. The damage of facilities, building, houses, humans and properties were very serious. For this admonition and the technology been developed and renovated for years passing, the old specification needs to be modified. Japanese Government compiles the specification in a wide change. For 4-5 years close study and discussion, the new specification was promulgated to practice on April, in 1999.

---

<sup>1</sup> 中華顧問工程司 港灣部 經理

<sup>2</sup> 中華顧問工程司 港灣部 副理

<sup>3</sup> 中華顧問工程司 港灣部 組長

## 一、前言

日本政府於公元 1999 年 4 月頒布之「港灣 施設 技術上 基準□同解説」計分上、下兩冊，其中省令 5 章，16 條，告示分 9 章，136 條，基準□同解説分 14 篇，上冊 5 篇，下冊 9 篇，上冊主要內容包括設計條件篇(如船舶、風、浪、流、潮地盤、地震、液化、土壓及水壓、載重、磨擦係數等)、材料篇(如鋼材及防蝕、混凝土、瀝青材料、石材、木材及其他材料等)、預鑄混凝土篇(如預鑄沉箱、L 型方塊、中空方塊、消波沉箱、複合沉箱等)、基礎篇(如淺基、深基、沉陷、圓弧滑動、地盤改良等)。下冊主要內容包括水域設施篇(如航道、泊地、維護管理等)、外廓設施篇(如防波堤、其他形式防波堤、閘門、防淤設施、護岸等)、係留設施篇(如施設諸元、形式、重力式係船岸、矢板式係船岸、棚式係船岸、鋼板圓筒式係船岸、鋼板圓筒式係船岸、直樁式橫棧橋、斜樁式橫棧橋、離岸式平台、浮棧橋、樁叢、其他形式係船岸、附帶設備等)、其他港灣 施設篇(如臨港交通、裝卸施設、保管施設、旅客施設、航行補助施設等)、專門碼頭篇(如貨櫃碼頭、渡輪碼頭)、遊艇碼頭篇(如尺寸、水域、外廓、係留、公共及交通施設等)、超大型石油輪用設施篇(如位置選定計畫、規模決定、構造型式、設計外力及荷重、固定式係留施設設計、浮標式係留施設設計、裝卸施設設計、附帶設備設計及施設維護管理等)、海底管線篇(如路線選定、設計外力與荷重、材料導管設計、防蝕、導管敷設、試驗檢查、保安設備等)、海上貯油施設篇(如場所選定及施設配置、設計外力與荷重、材料、水域、外廓、係留施設設計、保管施設、附帶設備及施設維持管理等)。由於該基準內容非常多且專業領域廣泛，囿於篇幅與時程，謹就其中較重要者且較常使用之相關部份提出說明。

## 二、設計條件

### 2.1 船舶

#### 2.1.1 對象船舶

港灣碼頭設施主要係供船舶靠離、裝卸使用，規劃設計時係依對象船舶之相關尺寸，進行一系列之規設作業。如對象船舶固定，則依該特定船舶之尺寸進行規劃設計，如對象船舶並無固定，則貨物船、貨櫃輪、油輪等可參考表 1 之尺寸。

表 1 對象船舶無特定之船舶主要尺寸

1.貨物船

載重噸(DWT)	全長(L)m	船寬(B) m	滿載吃水(d) m
1,000	67	10.9	3.9
2,000	83	13.1	4.9
3,000	94	14.6	5.6
5,000	109	16.8	6.5
10,000	137	19.9	8.2
12,000	144	21.0	8.6
18,000	161	23.6	9.6
30,000	185	27.5	11.0
40,000	200	29.9	11.8
55,000	218	32.3	12.9
70,000	233	32.3	13.7
90,000	249	38.1	14.7
100,000	256	39.9	15.1
150,000	286	44.3	16.9

2.貨櫃

載重噸(DWT)	全長(L)m	船寬(B) m	滿載吃水(d) m
30,000	218	30.2	11.1
40,000	244	32.3	12.2
50,000	266	32.3	13.0
60,000	286	36.5	13.8

3.油輪

載重噸(DWT)	全長(L)m	船寬(B) m	滿載吃水(d) m
1,000	61	10.2	4.0
2,000	76	12.6	4.9
3,000	87	14.3	5.5
5,000	102	16.8	6.4
10,000	127	20.8	7.9
15,000	144	23.6	8.9
20,000	158	25.8	9.6
30,000	180	29.2	10.9
50,000	211	32.3	12.6
70,000	235	38.0	13.9
90,000	254	41.1	15.0

2.1.2 船舶靠岸力

船舶靠岸時產生之外力如下式：

$$E_f = \left( \frac{M_s V^2}{2} \right) C_e C_m C_s C_c$$

$E_f$  : 船舶靠岸能量(KN · m)

$M_s$  : 船舶質量(t)

$V$  : 船舶靠岸(m/s) , 0.15~0.3 m/s

$C_e$  : 偏心係數

$C_m$  : 假想質量係數

$C_s$  : 柔軟性係數(一般 1.0)

$C_c$  : 船席形狀係數(一般 1.0)

### 2.1.3 船舶牽引力

船舶靠岸時，其纜繩對碼頭直柱或曲柱產生之拉力值，可參考表 2 所示。

表 2 船舶牽引力

船舶總噸數	直柱牽引力(kN)	曲柱牽引力(kN)
200 500	150	150
500 1,000	250	250
1,000 2,000	350	250
2,000 3,000	350	250
3,000 5,000	500	350
5,000 10,000	700	500
10,000 20,000	1,000	700
20,000 50,000	1,500	1,000
50,000 100,000	2,000	1,000

## 2.2 風壓力

### 2.2.1 建築物

依建築基準法施行令規定辦理。

$$W = qCA \quad (\text{kgf})$$

$$h \leq 16\text{m} \quad q = 60 \sqrt{h} \quad (\text{kgf/m}^2)$$

$$h \geq 16\text{m} \quad q = 120 \sqrt[3]{h}$$

$h$  : 離地盤面高度(m)

C : 風力係數  
A : 受風面積(m<sup>2</sup>)

### 2.2.2 固定式起重機

$$W=qCA$$

起重機作業時  $q=83\sqrt[4]{h}$  (N/m<sup>2</sup>)

起重機停止時  $q=980\sqrt[4]{h}$  (N/m<sup>2</sup>)

h : 受風面距地面高度(m)

$$h < 16m \Rightarrow h = 16m$$

### 2.2.3 移動式起重機

$$W=qCA \quad (\text{kgf})$$

$$q = \frac{U^2}{30} \sqrt[4]{h} \quad (\text{kgf/m}^2)$$

u : 風速(m/s)

h : 受風面距地面高度(m)

$$h < 15m \Rightarrow h = 15m$$

## 2.3 波力

### 2.3.1 直立壁波壓

直立壁波壓以靜水面處 P<sub>1</sub> 為最大，以上 η\* 處為 0，海床為 P<sub>2</sub>，各壓力分佈如圖 1 所示，計算步驟如下：

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos\beta)\lambda_1 H_{\max}$$

$$P_1 = 1/2(1 + \cos\beta)(\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \alpha_2 \cos^2\beta)W_0 H_{\max}$$

$$P_2 = \frac{P_1}{\cosh(2\pi\alpha h)}$$

$$P_3 = \alpha_3 P_1$$

$$P_4 = \alpha_4 P_1$$

η\* : 波壓作用在靜水位以上高度 (m)

P<sub>1</sub> : 靜水位之波壓強度 (t/m<sup>2</sup>)

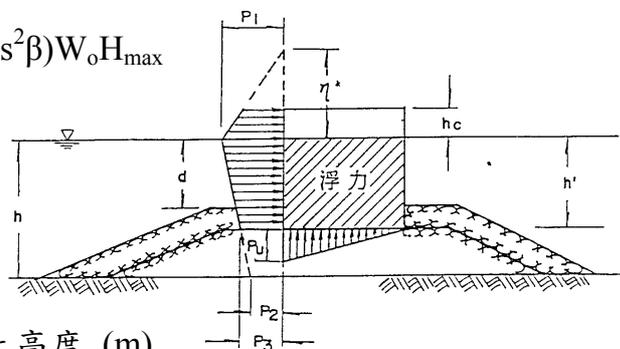


圖 1 直立壁波壓分佈

- $P_2$  : 海底之波壓強度 ( $t/m^2$ )  
 $P_3$  : 堤底之波壓強度 ( $t/m^2$ )  
 $P_4$  : 胸牆頂之波壓強度 ( $t/m^2$ )  
 $h$  : 堤趾水深 (m)  
 $h_b$  : 堤前 5 倍  $H_{1/3}$  距離處之水深 (m)  
 $h'$  : 直立部份之水深 (m)  
 $W_0$  : 海水單位重 ( $t/m^3$ )  
 $L$  : 水深  $h$  處之波長  
 $\min\{a,b\}$  :  $a,b$  中取較小值

### 2.3.2 浮力及上揚力

浮力僅考慮直立堤身於設計水位以下部份。上揚力則假設為三角形分佈，作用於直立堤身底部；最大上揚力  $P_u$  作用於海側堤趾，港側堤趾則為零，其計算公式如下：

$$P_u = 1/2(1 + \cos\beta) \lambda_3 \alpha_1 \alpha_3 W_0 H_{\max}$$

### 2.3.3 海中構造物受波力

海中構造物斷受波力分為拖曳力、慣性力及垂直浪方向之水平揚力三種，波揚力一般不大，可不予考慮。

$$\vec{F}_N = \vec{F}_D + \vec{F}_M = \frac{1}{2} C_D \rho_0 |\vec{u}_n| \vec{u}_n D \Delta S + C_M \rho_0 \vec{\alpha}_n A \Delta S$$

$\vec{F}_N$  : 垂直波向微小長  $\Delta S$  之波力(KN)

$\vec{u}_n \cdot \vec{\alpha}_n$  : 水粒力之速度及加速度值(m/s,  $m/s^2$ )

$|\vec{u}_n|$  :  $|\vec{u}_n|$  之絕對值(m/s)

$|\vec{u}_n|$  :  $\vec{u}_n$  之絕對值(m/s)

$C_D$  : 抗力係數

$C_M$  : 慣性力係數

$D$  : 垂直波向構材寬(m)

$A$  : 垂直軸方向橫切面斷面積( $m^2$ )

$\rho_0$  : 海水密度( $1.03 t/m^3$ )

### 2.3.4 覆面石質量

拋石坡面保護抵抗入侵波浪所需覆面石質量按下式計算。

$$M = \frac{\rho r H^3}{N_s^3 (Sr - 1)^3}$$

- M : 覆面石所需質量(t)  
 $\rho r$  : 覆面石密度質量(t/m<sup>3</sup>)  
H : 穩定計算所用波高(m)  
N<sub>s</sub> : 穩定係數  
Sr : 覆面石對水之比重

## 2.4 潮位

可利用過去之觀測資料或推算得之。一般之設計潮位係指對構造產生最不利之潮位而言。

最高潮位	H.H.W.L.
朔望平均高潮位	H.H.W. ≡ H.W.O.S.T. 大潮平均高潮位
平均潮位	M.S.L.
朔望平均低潮位	L.W.L. ≡ L.W.O.S.T. 大潮平均低潮位
最低潮位	L.L.W.L.

上述潮位依構造物使用目的及設計計算目的之不同，其設計潮位亦異。如考量越波量則以最高潮位為設計潮位，如安定計算校核，則以低潮位為設計潮位。

## 2.5 流

### 2.5.1 抗力及揚力

水流經過水中構造物時，將對構造物產生抗力及揚力，其計算如下：

$$\text{抗力 } F_D = \frac{1}{2} C_D \rho_o A U^2 \quad (\text{KN})$$

$$\text{揚力 } F_L = \frac{1}{2} C_L \rho_o A_L U^2 \quad (\text{KN})$$

- $F_D$  : 物體流方向之抗力  
 $C_D$  : 抗力係數  
 $\rho_o$  : 水密度(t/m<sup>3</sup>)  
A : 流方向物體投影面積(m<sup>2</sup>)  
U : 流速(m/s)  
 $F_L$  : 垂直水流方向之揚力

$C_L$  : 揚力係數

$A_L$  : 垂直水流方向物體投影面積( $m^2$ )

## 2.5.2 水流作用覆面石安定質量

受水流作用所需覆面石之質量可以水工模型實驗決定或按下式計算之。

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

$M$  : 覆面石安定質量(t)

$\rho_r$  : 覆面石密度( $t/m^3$ )

$u$  : 作用於覆面石之水流速度(m/s)

$g$  : 重力加速度( $m/s^2$ )

$y$  : Isloash 係數，表層採 0.86，裏層取 1.2

$S_r$  : 覆面石對水之比重

$\theta$  : 斜面傾角( $^\circ$ )

## 2.6 地盤

### 2.6.1 地盤條件決定

- 調查地點、位置、間隔、深度
- 調查方法：資料蒐集分析現地踏勘、鑽探試驗、物理探查、音波探查
- 標準貫入試驗

### 2.6.2 土壤物理性質

- 單位重
- 含水量
- 顆粒分析
- 阿太堡試驗
- 孔隙比
- 相對密度
- 壓密係數
- 透水係數
- 土質分類

### 2.6.3 土壤力學性質

- 彈性係數
- 壓縮壓密特性
- 剪力特性

### 2.6.4 N 值解釋方法

- N 值影響因子
- N- $\phi$
- N-Dr

### 2.6.5 標準貫入以外探測方法

- 十字片剪試驗
- 荷蘭錐試驗
- 孔內水平載重試驗

### 2.6.6 土壤動力性質

- 動力變形係數  
應力—應變曲線、剪斷彈性係數—衰減定數
- 動力特性  
土壤動力三軸試驗

## 2.7 地震及地震力

### 2.7.1 耐震性能

新版基準針對港灣設施耐震性能區分為 Level 1 及 Level 2 兩類，Level 1 之地震係指設施使用期間地震發生機率很高者，於此地震作用下，設施須確保安全健全，機能不得有損傷。Level 2 之地震係指設施使用期間發生機率低但強度大之地震，於此地震作用下，設施受損輕微且所期待之機能可維持該設施所期待之機能設施之耐震性能如表 3 所示。

表 3 設計地震等級與港灣設施耐震性能

地震等級	耐震設計考慮之地震	目標設施	耐震性能
Level 1	迴歸期 75 年之地震	全部設施(其他基準等另有規定者除外)	設施健全、機能無損
Level 2	迴歸期數百年之地震	耐震強化設施	所期待之機能可維持

### 2.7.2 震度法

結構物固有振動週期比較短，減衰性大之港灣設施可以震度法設計之，惟海底隧道不得採用。

$$\text{地震力} = \text{自重} \times \text{震度}$$

$$\text{地震力} = (\text{自重} + \text{載荷重}) \times \text{震度}$$

### 2.7.3 設計震度

$$\text{設計震度} = \text{地域別震度} \times \text{地盤種別係數} \times \text{重要度係數}$$

地域別震度依 A~E 地區分別為 0.15、0.13、0.12、0.11、0.08。地盤種別依第一~第三種之不同，其係數分別為 0.8、1.0、1.2。重要度係數依構造物特定、A~C 級之種別，其係數分別為 1.5、1.2、1.0、0.8。

適用震度法設計之設施，如為耐震強化設施，則其重要度取為 1.5。適用 Level 2 地震之設施經動態解析結果，如其加速度值  $\alpha \leq 200 \text{ Gal}$ ，則其水平震度  $K_n = \alpha/g$ ；如  $\alpha > 200 \text{ Gal}$ ，則  $K_h = \frac{1}{3}(\alpha/g)^{1/3}$ 。

### 2.7.4 地震反應解析

針對港灣特別重要設施或過去相關類似案例，除依 2.7.2 震度法設計外，尚須以地震反應解析予以檢討其耐震性。

#### 1. 地盤入射波

根據設施建設地點位置特性，選取適當之地震入射波資料如圖 2 及圖 3 所示。或依強震觀測儀所測得資料進行危害度分析適當選取。

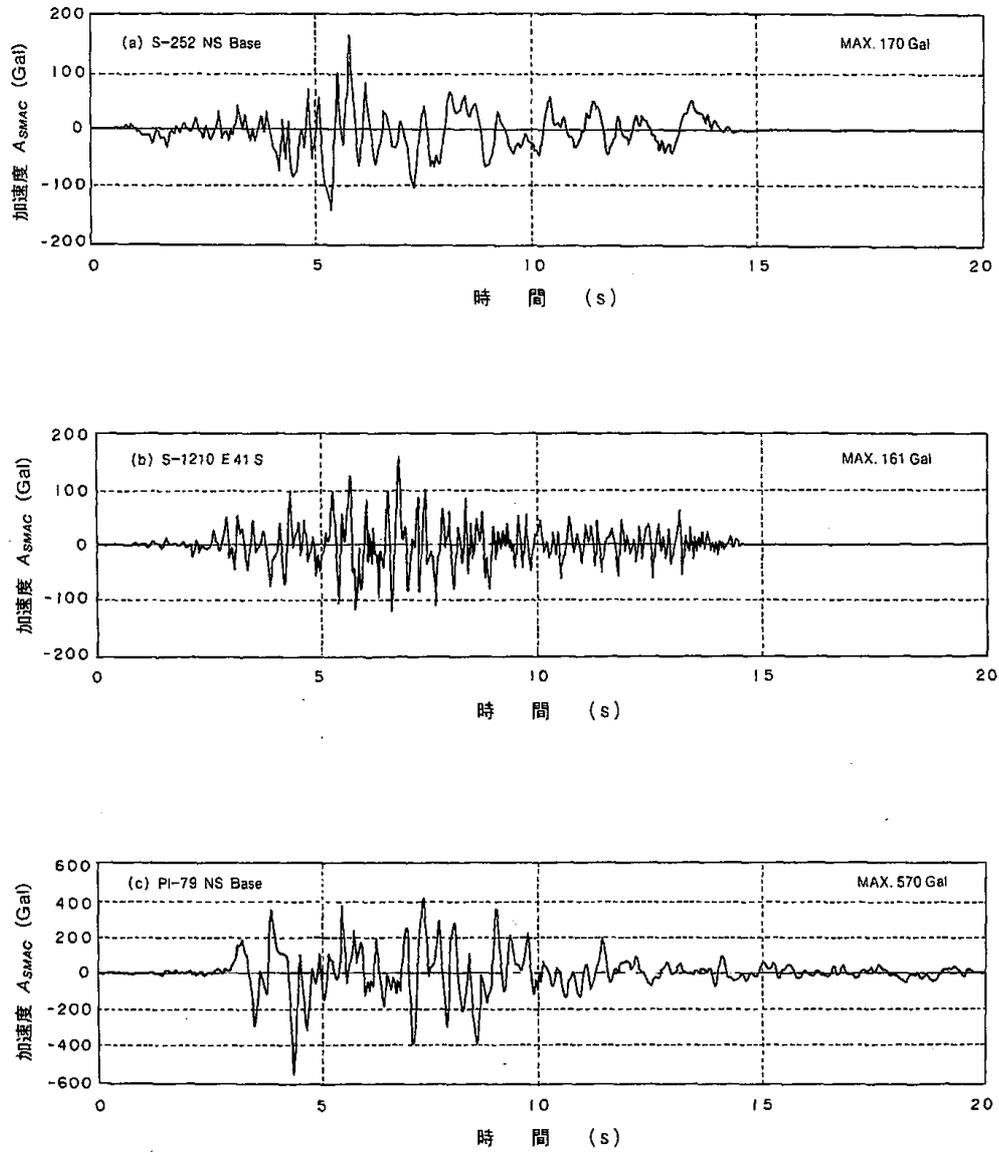


圖 2 地盤入射波形

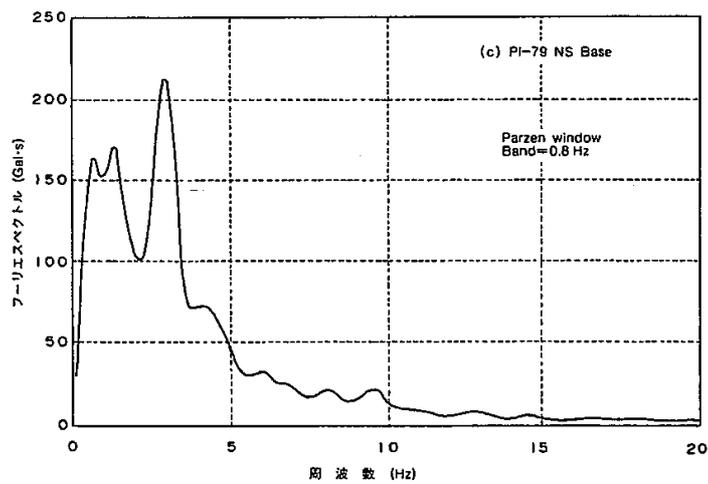
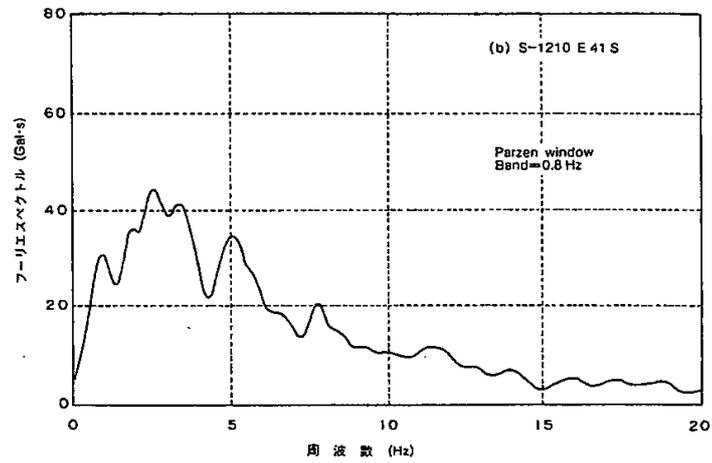
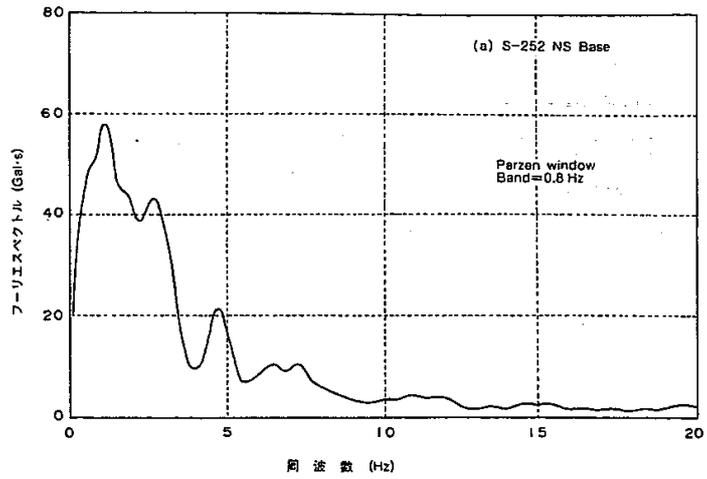


圖3 地盤入射波

## 2. 地震反應分析

其解析方法可採有效應力解析法或全應力解析法，並分一維、二維或三維解析，一般採二維即可，計算之模式可採重複反射模式、質點模式或有限元素模式，材料特性可為線形、等價線形或非線形，計算領域可採時間歷時法或反應譜法。

### 2.7.5 變位反應法

對於地下管狀構造物等設施(如海底隧道、油管)，地震入侵時之變形與周邊土壤變位之互制行為，宜採變位反應法解析，予以檢討相關之應力及變位情形。

## 2.8 地盤液化

1995 年阪神大地震造成港灣設施大規模破壞，其原因極大部份為液化所導致，因此新版基準針對液化分析時增列塑性指數或細粒料含量之多寡與其對應之等價 N 值判別修正。

1. 狀況 1：塑性指數 10 以下，細粒料含量 15%以下，等價 N 值(修正後) $= (N)_{65} / C_N$
2. 狀況 2：塑性指數 10~20，細粒料含量 15%以上，等價 N 值(修正後) $= (N)_{65} / C_N$  及  $N + \Delta N$   
 $\Delta N = 8 + 0.4 \times (I_p - 10)$
3. 狀況 3：塑性指數 20 以下，細粒料含量 15%以上，等價 N 值(修正後) $= N + \Delta N$

根據修正後之等價 N 值，依不同地盤 I ~ IV 分類，參照圖 4 得取等價加速度後，進行後續液化分析之判別。

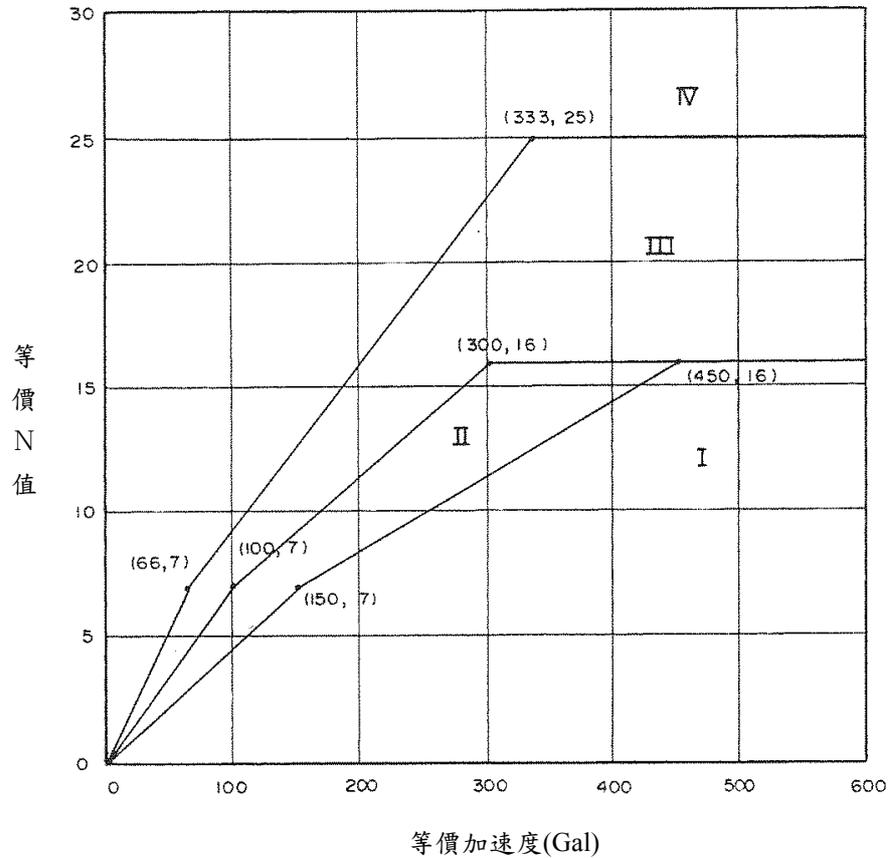


圖 4 不同土層等價 N 值與等價加速度圖

## 2.9 土壓及水壓

構造物所受土壓(如圖 5)，依土質性質、主、被動狀態及常時、地震時等狀況予以計算。

### 2.9.1 常時土壓

#### 1. 砂質土

(1) 主動土壓及破壞面與水平面夾角

$$P_{ai} = K_{ai} \left[ \sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi$$

$$\cot(\xi_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta)}}$$

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

(2) 被動土壓及破壞面與水平面夾角

$$P_{pi} = K_{pi} \left[ \sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi$$

$$\cot(\xi_i - \beta) = -\tan(\phi_i - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i + \beta)}}$$

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

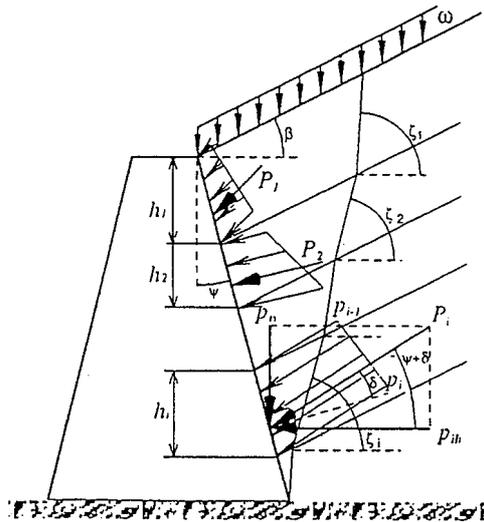


圖 5 土壓示意圖

## 2. 粘性土

(1) 主動土壓

$$p_a = \sum \gamma_i h_i + w - 2c$$

(2) 被動土壓

$$p_a = \sum \gamma_i h_i + w + 2c$$

## 2.9.2 地震時土壓

### 1. 砂質土

(1) 主動土壓及破壞面與水平面夾角

$$P_{ai} = K_{ai} \left[ \sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi$$

$$\cot(\xi_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}}$$

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

(2) 被動土壓及破壞面與水平面夾角

$$P_{pi} = K_{pi} \left[ \sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi$$

$$\cot(\xi_i - \beta) = -\tan(\phi_i - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta - \theta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}}$$

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

### 2. 粘性土

(1) 主動土壓及破壞面與水平面夾角

$$P_a = \frac{(\sum \gamma_i h_i + w) \sin(\xi_a + \theta)}{\cos \theta \sin \xi_a} - \frac{c}{\cos \xi_a \sin \xi_a}$$

$$\xi_a = \tan^{-1} \sqrt{1 - \left( \frac{\sum \gamma_i h_i + 2w}{2c} \right) \tan \theta}$$

## 2.9.3 假想震度

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

$k'$  : 假想震度

$k$  : 震度

## 2.9.4 水壓

### 1. 殘留水壓

$$y \leq h_w \quad P_w = \gamma_w y$$

$$y \geq h_w \quad P_w = \gamma_w h_w$$

### 2. 地震時動水壓

#### (1) 動水壓

$$p_{dw} = \pm \frac{7}{8} k \gamma_w \sqrt{H_y}$$

#### (2) 動水壓合力及作用點位置

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{12} k \gamma_w H^2$$

$$h_{dw} = \frac{3}{5} H$$

## 2.10 上載荷重

### 2.10.1 自重

構造物本身之荷重。

### 2.10.2 載荷重—積載荷重及活荷重

#### 1. 積載荷重

依堆取貨種、面積、堆載時間、作業方法等不同，其積載荷重亦異，一般採用  $10 \sim 30 \text{ kN/m}^2$  案例較多，與地震力合併考量時，其值取  $1/2$ 。

#### 2. 活荷重

(1) 火車荷重

(2) 卡車荷重

(3) 作業機具荷重

(4) 群眾荷重— $5 \text{ kN/m}^2$

### 三、材料

#### 3.1 鋼材

##### 3.1.1 鋼材材質

鋼材材質依其種類適用日本工業規格(JIS)相關規定或同等以上之品質。

##### 3.1.2 鋼材參數

楊氏模數	$E=2.0 \times 10^{10} \text{ N/mm}^2$
剪斷彈性係數	$G=7.7 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
包生比	$\nu=0.3$
線膨脹係數	$\alpha=12 \times 10^{-6}$

##### 3.1.3 鋼材容許應力

鋼材容許應力依該編 2.3.2 構造用鋼材，2.3.3 鋼樁及鋼管板樁及 2.3.4 鋼板樁等所定數值為標準。

##### 3.1.4 防蝕

###### 1. 鋼材腐蝕速度

	腐蝕環境	腐蝕速度(mm/年)
海側	H.W.L.以上	0.3
	H.W.L.~L.W.L.-1m	0.1 0.3
	L.W.L.-1m~海底	0.1 0.2
	海底泥土中	0.03
陸側	陸上大氣中	0.1
	土中(殘留水位以上)	0.03
	土中(殘留水位以下)	0.02

###### 2. 防蝕法

###### (1) 電氣防蝕法

###### ① 適用範圍

平均低潮位(M.L.W.L.)以下為原則。

###### ② 適用工法

犧牲陽極或外加電源皆可。

## (2) 塗覆裝工法

### ① 適用範圍

朔望平均低潮位(L.W.L.)-1m 以上部分。

### ② 適用工法

- 塗裝
- 有機披覆
- 無機披覆
- 石油膏毯

## (3) 工法選定

- ① 環境條件
- ② 防蝕範圍
- ③ 耐用年限
- ④ 維護管理
- ⑤ 施工條件
- ⑥ 其他

## 3.2 混凝土

新版基準將混凝土構造物之設計方法採取異於舊基準之容許應力法方式，其將構造物之所處狀態，分為使用限界、終局限界及疲勞限界三方面加以規範，並考量荷重之變動性、材料特性歷時變化、構造解析精度之不確實性、構材尺寸、耐力計算之不確實性及構造物之重要度與對社會之影響性等因素綜合考量，提出不同之安全係數供規劃設計遵照。其安全係數列如表 4 所示。

表 4 安全係數

安全係數		限界狀態類別		
		終局限界	使用限界	疲勞限界
材料係數 ( $\gamma_m$ )	混凝土	1.3	1.0	1.3
	鐵筋及 PC 鋼材	1.0	1.0	1.05
	上列以外鋼材	1.05	1.0	1.05
荷重係數 ( $\gamma_f$ )	永久荷重	1.0~1.1 (0.9~1.0)	1.0	1.0
	變動荷重			
	波力	1.3	1.0	1.0
	施工時變動荷重	1.0	—	—
	上列以外荷重	1.0~1.2 (0.8~1.0)	1.0	1.0
	偶發荷重	1.0	—	—
構造解析係數( $\gamma_a$ )		1.0	1.0	1.0
部材係數		1.0~1.3	1.0	1.0
構造物係數		1.0~1.2	1.0	1.0

( )內數字表示使用較小係數時對構造物反而不利之情形  
其中，

- 終局限界：係指構造物或構材之破壞，引起傾倒、挫曲、大變形等情形而致其安定機能消失之狀態。
- 使用限界：係指構造物或構材過度龜裂、變位、變形、震動等情形，不利正常使用而致耐久性之損失狀態。
- 疲勞限界：係指構造物或構材承受往復之變動荷重作用，而產生疲勞破壞之狀態。

## 四、基礎

### 4.1 淺基礎

#### 4.1.1 砂質土地盤基礎支持力

$$q_a = \frac{1}{F_s} (\beta \gamma_1 B N_r + \gamma_2 D N_q) + \gamma_2 D \quad (\text{KN/m}^2)$$

$F_s$ ：支持力安全係數(2.5 以上)

- $\beta$  : 基礎形狀係數  
 $\gamma_1$  : 基礎底面下土壤單位重(KN/m<sup>3</sup>)  
B : 基礎最小寬度(m)  
N<sub>r</sub>,N<sub>q</sub> : 支持力係數  
 $\gamma_2$  : 基礎底面以上土壤單位重(KN/m<sup>3</sup>)  
D : 基礎埋入深(m)

#### 4.1.2 粘性土地盤基礎支持力

$$q_a = N_{co} \left(1 + n \frac{B}{L}\right) \frac{C_o}{F_s} + \gamma_2 D \quad (\text{KN/m}^2)$$

- N<sub>co</sub> : 對應帶狀基礎支持力係數  
n : 基礎形狀係數  
C<sub>o</sub> : 基礎底面粘性土非排水剪力強度(KN/m<sup>2</sup>)  
F<sub>s</sub> : 粘性土支持力安全係數(1.5 以上)

#### 4.1.3 偏心傾斜荷重支持力

重力式構造承受偏心傾斜荷重，其支持力之檢討簡易 BISHOP 圓弧滑動分析為之。

$$F_s = \frac{1}{\Sigma w \sin \alpha + \left(\frac{1}{R}\right) \Sigma H a} \Sigma \frac{(c b + w' \tan \phi) \sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi) / F_s}$$

F<sub>s</sub> : 安全係數，常時 1.2，異常時 1.0 以上。

## 4.2 深基礎支持力

### 4.2.1 垂直支持力

- $q_a = q_{a1} + \Delta q_a \quad (\text{KN/m}^2)$   
q<sub>a</sub> : 深基礎容許垂直支持力  
q<sub>a1</sub> : 基礎底面容許支持力(KN/m<sup>2</sup>)  
 $\Delta q_a$  : 基礎側面抵抗容許支持力增加值(KN/m<sup>2</sup>)

#### 4.2.2 砂質土地盤側摩擦抵抗

$$\Delta q_a = \frac{1}{F} \left(1 + \frac{B}{L}\right) \frac{D^2}{B} K a \gamma_2 \mu$$

F : 同  $q_{a1}$

D : 基礎根入長(m)

$\mu$  : 摩擦係數,  $\mu = \tan \frac{2}{3} \phi$

#### 4.2.3 粘性土地盤側面摩擦抵抗

$$\Delta q_a = \frac{2}{F} \left(1 + \frac{B}{L}\right) \frac{D_a}{B} C_a$$

$D_a$  : 地下水位以下基礎埋入長(m)

$C_a$  : 平均黏著力(KN/m<sup>2</sup>)

### 4.3 樁基礎支持力

#### 4.3.1 單樁軸向極限支持力

##### 1. 打擊工法

###### (1) 砂性土

$$R_u = 300 N_a p + 2 \bar{N} A_s \quad (\text{KN})$$

###### (2) 粘性土

$$R_u = 8 C_p A_p + C_a A_s \quad (\text{KN})$$

##### 2. 中掘工法

$$R_u = 25 \bar{N} A_p + 2 N A_s \quad (\text{KN})$$

##### 3. 安全係數

常時 2.5

地震時 支持樁 1.5

摩擦樁 2.0

### 4.3.2 單樁最大拉拔力

1. 砂質

$$R_{ut} = 2 \bar{N} A_s \quad (\text{KN})$$

2. 粘性土

$$R_{ut} = \bar{C}_a A_s \quad (\text{KN})$$

3. 安全係數

常時 3

地震時 2.5

### 4.3.3 群樁支持力

1. 砂質土

$$R_{gu} = q_d A_g + \bar{S} u L \quad (\text{KN})$$

$$R_a = \frac{1}{\eta F} (R_{gu} - \gamma_2' A_g L) \quad (\text{KN})$$

2. 粘性土

$$R_a = \frac{1}{\eta F} \left[ 5.7 C A_g \left( 1 + 0.3 \frac{B}{B_1} \right) + c u L - \gamma_2 A_g L \right]$$

## 五、港灣設施分析設計

### 5.1 重力式(沉箱為例)

#### 5.1.1 設計流程

沉箱式構造物之設計流程如圖 6 所示。

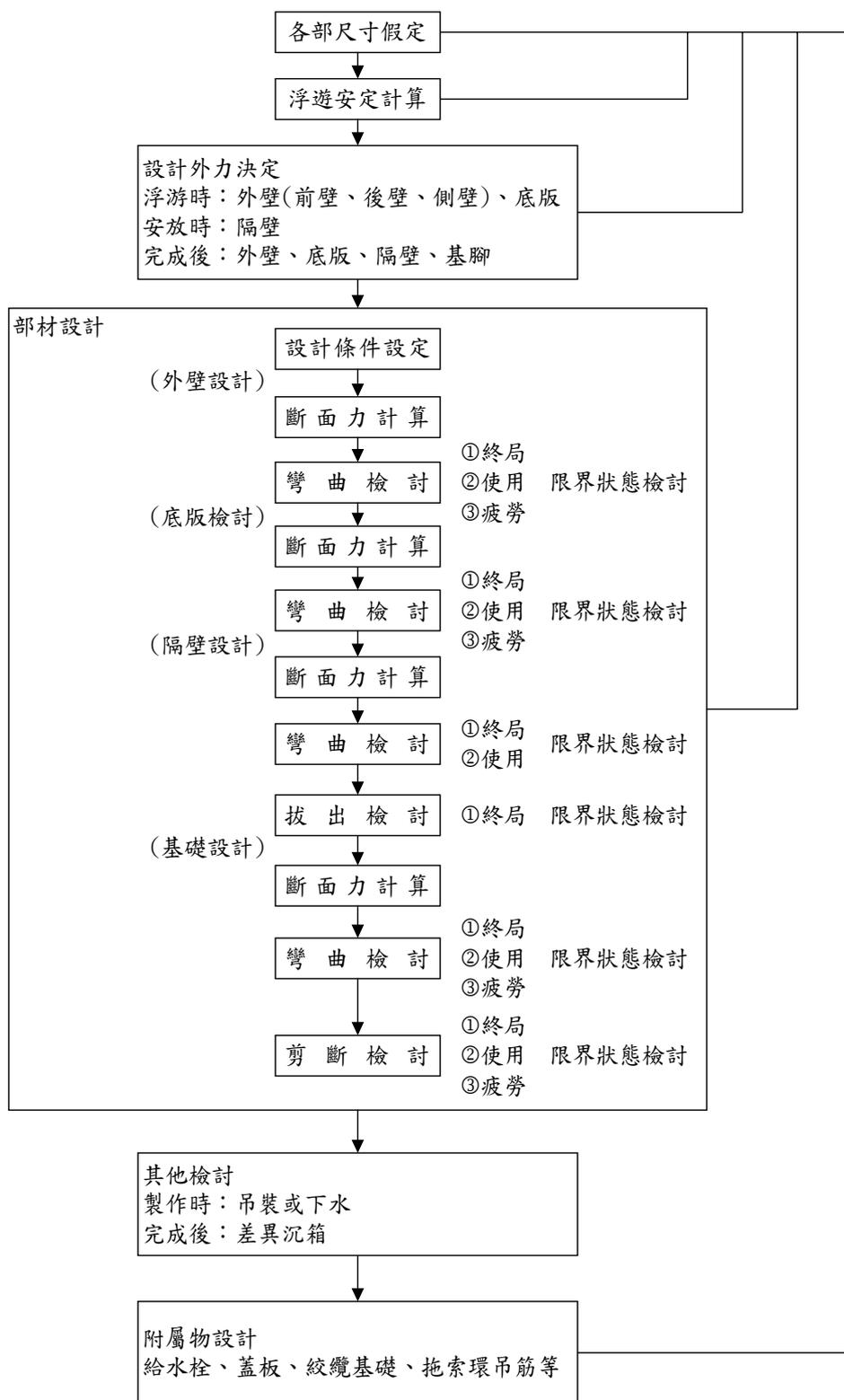


圖 6 沉箱設計流程

### 5.1.2 各部尺寸之決定(如圖 7)

1. 沉箱製作設施能力
2. 吃水與安放場所水深
3. 自力浮遊時之安定
4. 施航及安放時作業條件(潮流、波浪、風等)
5. 沉箱安放後檢討作業條件(填充及上部工施工)
6. 差異沉陷
7. 沉箱受力檢討

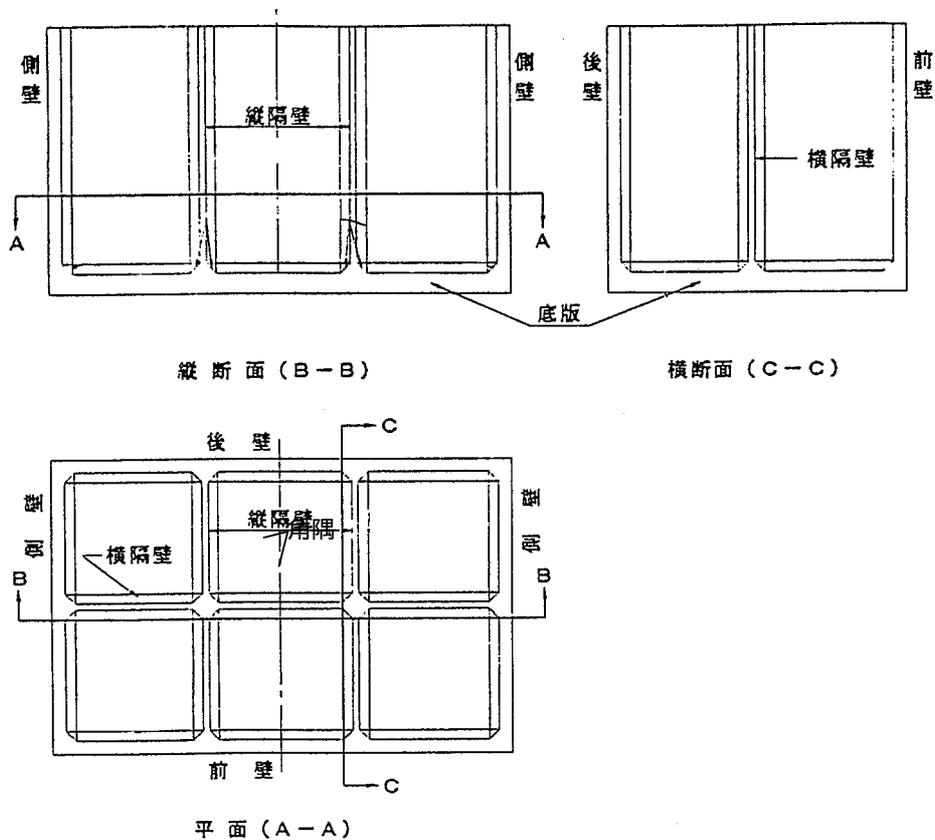


圖 7 沉箱各部名稱

### 5.1.3 浮遊安定

沉箱自力浮遊時(如圖 8)，其浮遊時傾覆安定以下式計算：

$$\frac{1}{V} - \overline{CG} = \overline{GM} > 0.05 \times \text{吃水}$$

- V : 排水容積(m<sup>3</sup>)  
I : 吃水面對長軸斷面二次力矩(m<sup>4</sup>)  
C : 浮心  
G : 重心  
M : 傾心

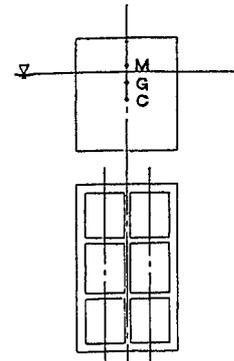


圖 8 沉箱浮遊安定

若  $\overline{GM}$  不符規定，則須以適當材料壓艙至符合規定，另平面作心亦須選擇適當艙位壓艙。

### 5.1.4 設計外力

#### 1. 荷重組合

防波堤或碼頭之沉箱，其考量之荷重組合如表 5 所示。

表 5 荷重組合

#### (1)防波堤

狀態	自重	靜水壓	內部土壓	常時底板反力	常時內部水壓	揚壓力	底板反力變動	內部水壓變動	波力	隔室間靜水壓差	備註
常時	0.9 (1.0)	1.1 (1.0)		1.1 (1.0)							(底板)
			1.1 (1.0)		1.1 (1.0)						(側壁)
波力作用時	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)		1.1[0.9] (1.0)		1.3[0.7] (1.0)	1.2[0.8] (1.0)				(底板)
			0.9 (1.0)						1.3 (1.0)		(側壁)
施工時	0.9 (0.5)	1.1 (0.5)									(底板) 浮遊時
		1.1 (0.5)						1.2 (1.0)			(側壁) 浮遊時
										1.1 (0.5)	(隔壁) 安放時

(2) 岸壁

狀態	自重	靜水壓	內部水壓	內部土壓	永久荷重時 底版反力	上載荷重	地震時 底版反力	施工荷重時		備註
								安放時	靜水時	
常時	0.9 (1.0)	1.1 (1.0)			1.1 (1.0)	0.5 (0.8)				底版
			1.1 (1.0)	1.1 (1.0)						側壁
地震時	1.0 (-)	1.0 (-)				1.0 (-)	1.0 (-)			底版
施工中	0.9 (0.5)								1.1 (0.5)	(底版) 浮遊時
									1.1 (0.5)	(側壁) 浮遊時
								1.1 (0.5)		(隔壁) 安放時

2. 沉箱外力

(1) 外壁

① 前壁(法線平行方向港外側)

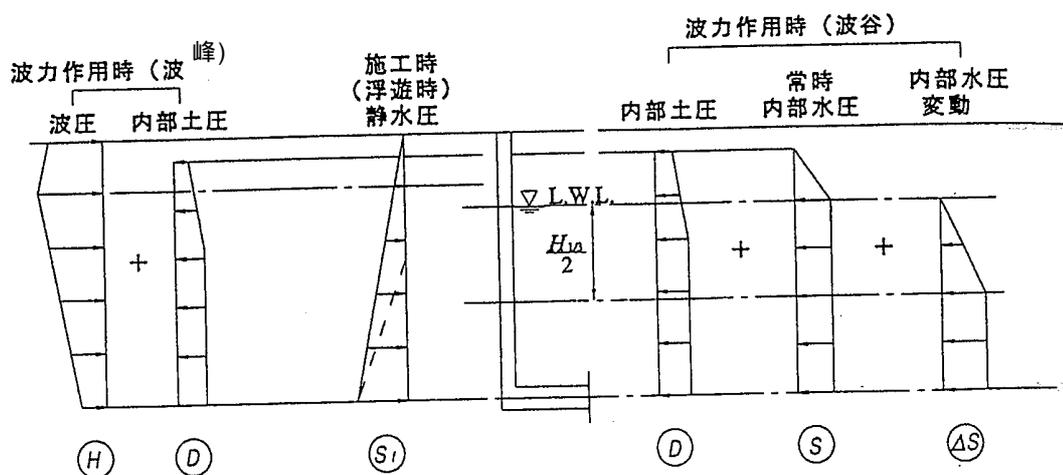


圖 9 前壁設計荷重(防波堤)

荷重組合

荷重方向	檢討狀態	終局限界狀態	使用限界狀態
外部荷重	波峰作用時	$1.3H \sim 0.9D$	$1.0H \sim 1.0D$
	浮遊時	$1.1 S_t$	$0.5 S_t$
內部荷重	波谷作用時	$1.1D + 1.1S + 1.2\Delta S$	$1.0D + 1.0S + 1.0\Delta S$

②後壁(法線平行方向港內側)

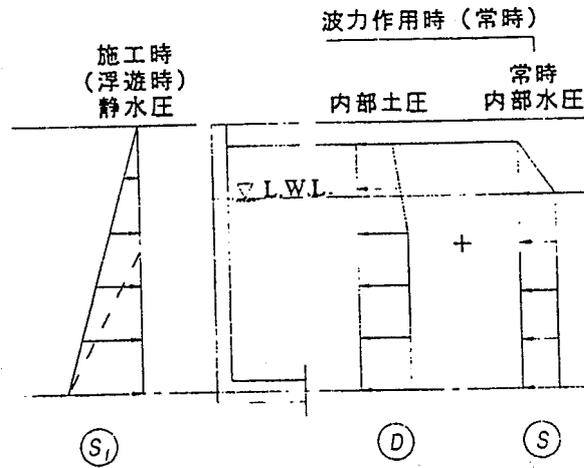


圖 10 後壁設計荷重(防波堤)

荷重組合

荷重方向	檢討狀態	終局限界狀態	使用限界狀態
外部荷重	浮遊時	$1.1 S_t$	$0.5 S_t$
內部荷重	常時(靜穩時)	$1.1D+1.1S$	$1.0D+1.0S$

③側壁(法線直角方向)

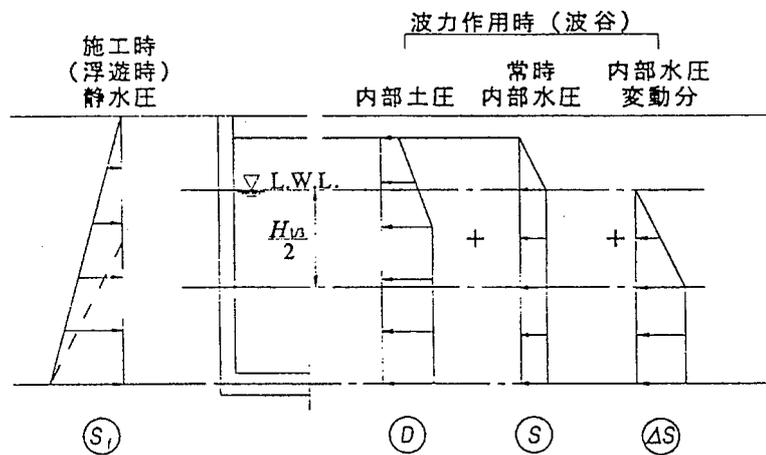


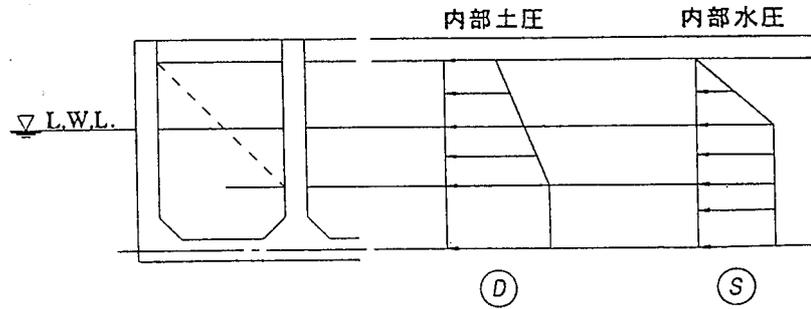
圖 11 側壁設計荷重(防波堤)

荷重組合

荷重方向	檢討狀態	終局限界狀態	使用限界狀態
外部荷重	浮遊時	$1.1 S_t$	$0.5 S_t$
內部荷重	波谷作用時	$1.1D+1.1S+1.2\Delta S$	$1.0D+1.0S+1.0\Delta S$

④碼頭沉箱外壁

A. 常時



B. 浮遊時

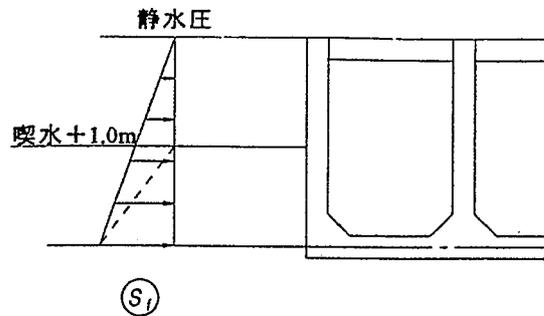


圖 12 外壁設計荷重(岸壁)

荷重組合

荷重方向	檢討狀態	終局限界狀態	使用限界狀態
外部荷重	常 時	$1.1D+1.1S$	$1.0D+1.0S$
內部荷重	浮 遊 時	$1.1 S_t$	$0.5 S_t$

(2) 底版

①防波堤沉箱底版外力

防波堤沉箱底版所受外力組成如圖 13 及表 5 表 6 所示。

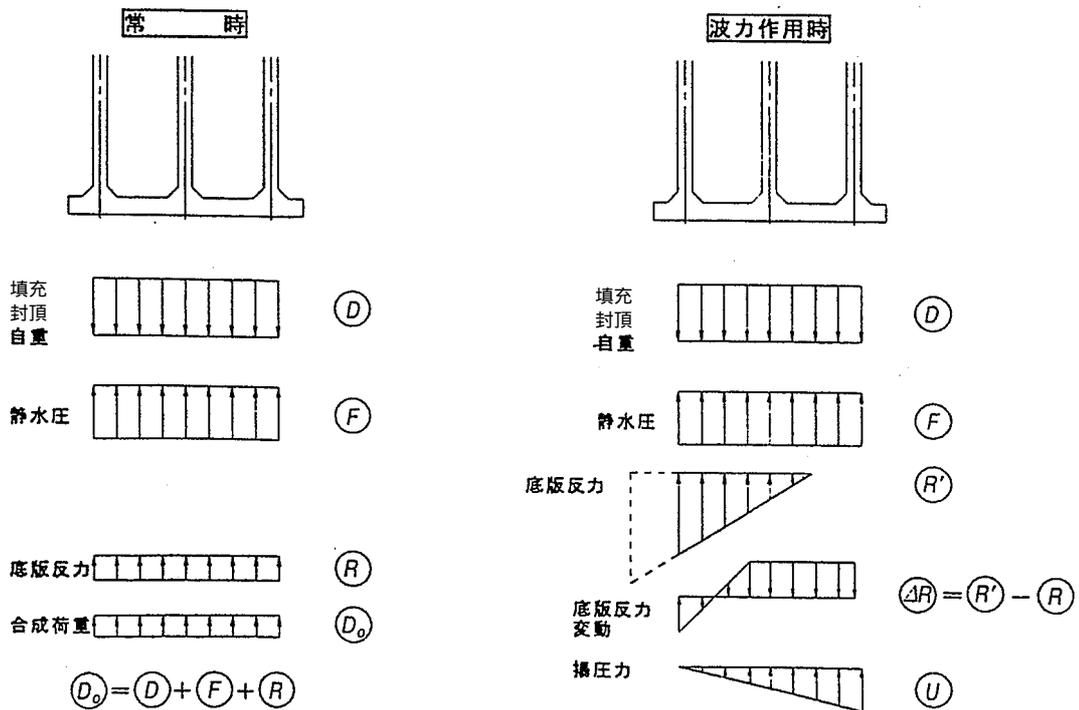


圖 13 底板設計荷重(防波堤)

表 5 波力作用時荷重分類(防波堤)

荷重分類	荷 重
永久荷重	靜穩時合成荷重 $D_0$
變動荷重	底板反力變動 $\Delta R$ ，揚壓力 $U$

表 6 荷重組合(防波堤)

限界狀態	狀態	$\Delta R$ 及 $W$ 向	荷重係數及荷重組合
終局限界	波	$\Delta R \uparrow$ $W \uparrow$	$1.1D_0 + 1.2\Delta R + 1.3U$
		$\Delta R \downarrow$ $W \uparrow$	$1.1D_0 + 0.8\Delta R + 1.3U$
	峰	$W \downarrow$	$0.9D_0 + 1.2\Delta R + 0.7U$
		$\Delta R \uparrow$ $W \uparrow$	$1.1D_0 + 1.2\Delta R + 0.7U$
	谷	$W \downarrow$	$0.9D_0 + 10.8\Delta R + 1.3U$
		$\Delta R \downarrow$ $W \uparrow$	$1.1D_0 + 1.2\Delta R + 0.7U$
使用限界	全	全	$1.0D_0 + 1.0\Delta R + 1.0U$

②碼頭沉箱底版外力

碼頭沉箱底版所受外力如圖 14 及表 7 所示。

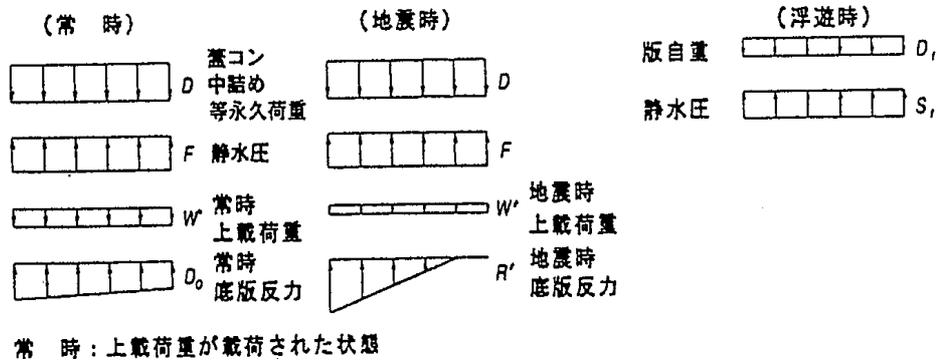


圖 14 底版設計荷重(碼頭)

表 7 荷重組合(岸壁)

	終局限界狀態	使用限界狀態
常 時	$0.9D+1.1D_0+1.1F+0.8W$	$1.0D+1.0D_0+1.0F+0.5W$
地震時	$1.0D+1.0F+1.0R'+1.0W'$	不必檢討
浮遊時	$0.9D_t+1.1S_t$	$0.5D_t+0.5S_t$

(3) 隔壁設計外力

隔壁之設計外力係考慮安放填充時，隔壁間之靜水壓差。另須考慮外壁、底版與隔壁之拔出檢討。

5.1.5 部材設計

1. 部材設計方法

- (1) 三邊固定一邊自由版(外壁/隔壁)
- (2) 四邊固定版(底版)
- (3) F.E.M.

2. 外壁

- (1) 三邊固定一邊自由版計算
- (2) 邊長比：5 以上者，採 1：5 之係數值
- (3) 外壁與底版接合處可用彎矩分配法調整
- (4) 跨距採中心至中心之值

(5) 主筋保護層

外側 7cm 以上

內側 5cm 以上

3. 隔壁

(1) 三邊固定一邊自由版計算

(2) 拔出拉力安全校核

(3) 跨距採中心至中心之值

(4) 主筋保護層：5cm 以上

4. 底版

(1) 四邊固定版計算

(2) 主筋保護層

外側 7cm 以上

內側 5cm 以上

(3) 基腳採懸臂計算

5. 其他

沉箱產生不均勻沉陷或淘空情形時，以沉箱整體為梁方式檢討，即

$$\sigma = \frac{M}{I} y < \sigma_a$$

## 5.2 鋼板樁岸壁

### 5.2.1 設計流程

鋼板樁岸壁設計流程如圖 15 所示。

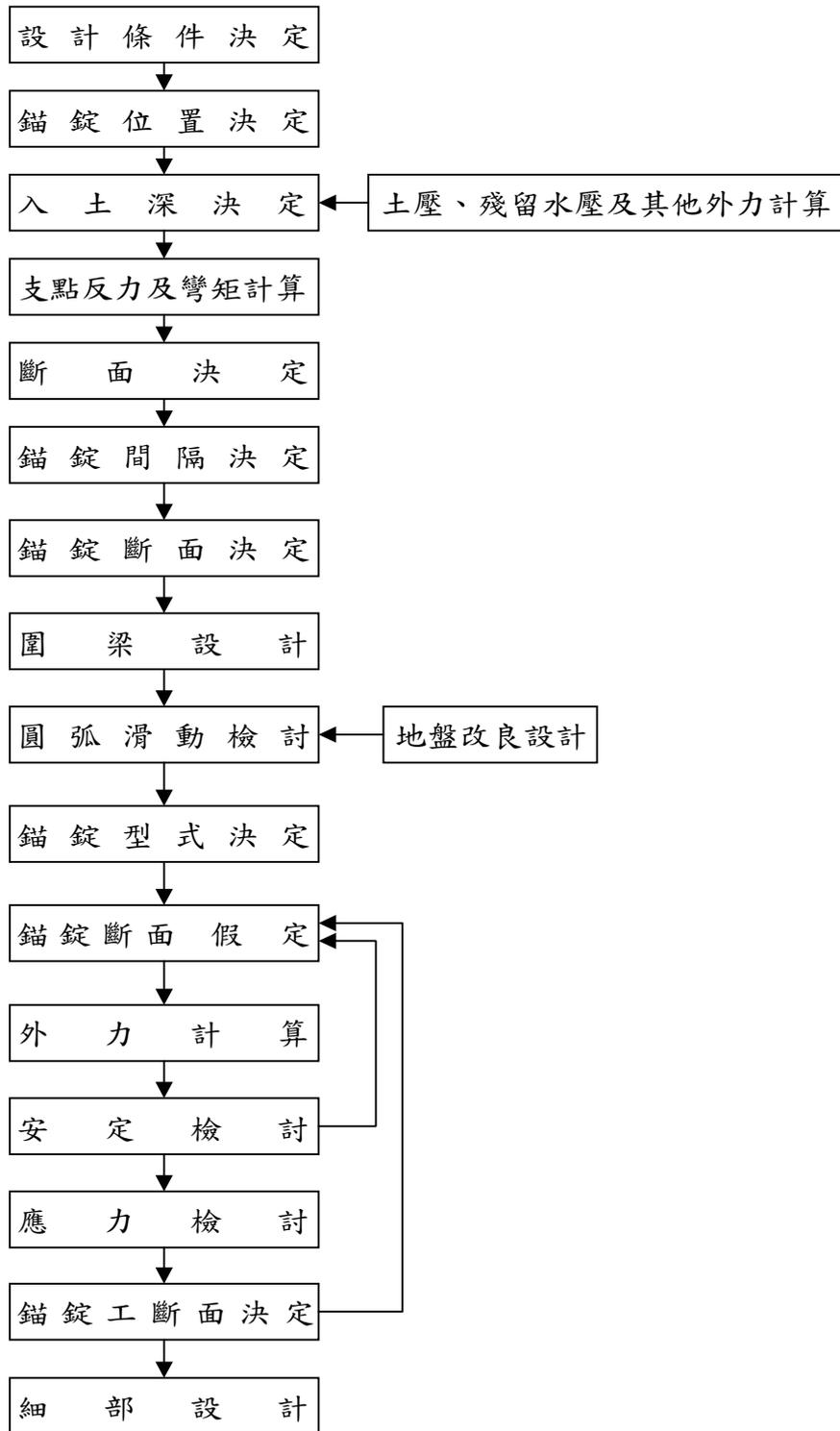


圖 15 鋼板樁岸壁設計流程

## 5.2.2 分析設計方法

1. 自由端支撐法(Free Earth Support Method)
2. 固定端支撐法(Fixed Earth Support Method)
3. 入土部彈性支承分析法(P.W. Rowe Method)
4. 彈塑性分析法(如 RIDO 等)

## 5.2.3 鋼板樁作用外力

1. 土壓(常時/地震時)
  - (1) 主動土壓
  - (2) 被動土壓
2. 殘留水壓  
殘留水壓=L.W.L.+2/3(H.W.L.-L.W.L.)
3. 積荷重
4. 地震時動水壓
5. 船舶牽引力
6. 防衝設施反力

## 5.3 鋼板樁設計

依據前述之作用外力，採取適當分法，以分析鋼板樁之拉桿力、入土長及最大彎曲力矩，選取最適當之結構斷面，完成相關設計。

### 5.3.1 拉桿位置

拉桿設置位置之高低，將影響鋼板樁之入土長及力矩。設置低，則主樁力矩及入土長可較小，但拉桿力將增大，反之效果相反。其設置位置應考量施工之便利性，一般而言，以設置於殘留水位處較佳。

### 5.3.2 入土長

鋼板樁之穩定主要係靠入土部份之被動抵抗來達成。平衡時，主動側所有外力對拉桿處取力矩(Ma)。為確保安全，規範規定決定入土長時，應考量適當之安全係數，即  $M_p = F M_a$ ，F 值常時砂質土取 1.5，異常時 1.2 以上，粘土質時皆取 1.2 以上。

### 5.3.3 反力及力矩

作用於鋼板樁之最大彎曲力矩及拉桿反力，應以適當方法計算。如以假想梁法分析，則拉桿處與海底面視為兩個支點之簡支梁，主動側之所有外力為作用於該梁之荷重，依結構分析方法，得出拉桿之反力值，並計算剪力為零處之力矩，得出鋼板樁作用之最大彎曲力矩  $M_{max}$ 。

### 5.3.4 鋼板樁斷面

依前節所得  $M_{max}$ ，除以鋼板樁容許應力，可得出所需斷面模數  $Z$ ，按各生產廠商之產品型錄，選取最適斷面。

$$Z_{\text{pro'd}} \geq \frac{M}{\sigma_a} = Z_{\text{req'd}}$$

## 5.4 拉桿設計

### 5.4.1 拉桿之拉力

拉桿之力為前述計算所得之單位長(m)之反力( $A_p$ )與設置間隔( $\ell$ )之乘積並以傾斜角修正，即  $T = A_p \ell \sec \theta$ ，如考量船舶牽引力( $P$ )時，其  $T = (A_p \ell + p/4) \sec \theta$ 。

### 5.4.2 拉桿之斷面

拉桿所需之斷面  $A = \frac{T}{\sigma_s}$ ， $\sigma_s$ ：拉桿容許拉力強度。

## 5.5 圍梁設計

圍梁所受力矩  $M = \frac{T \ell}{10}$ ，其所需斷面  $Z \geq \frac{M}{\sigma_a}$ 。

## 5.6 錨錠位置

錨錠設施需設置於主、被動破壞面以外，一般離法線位置約等於碼頭總深之 1.4~1.6 倍之距離。

## 5.7 直樁棧橋式碼頭

### 5.7.1 設計流程

直樁棧橋式碼頭設計流程如圖 16 所示。

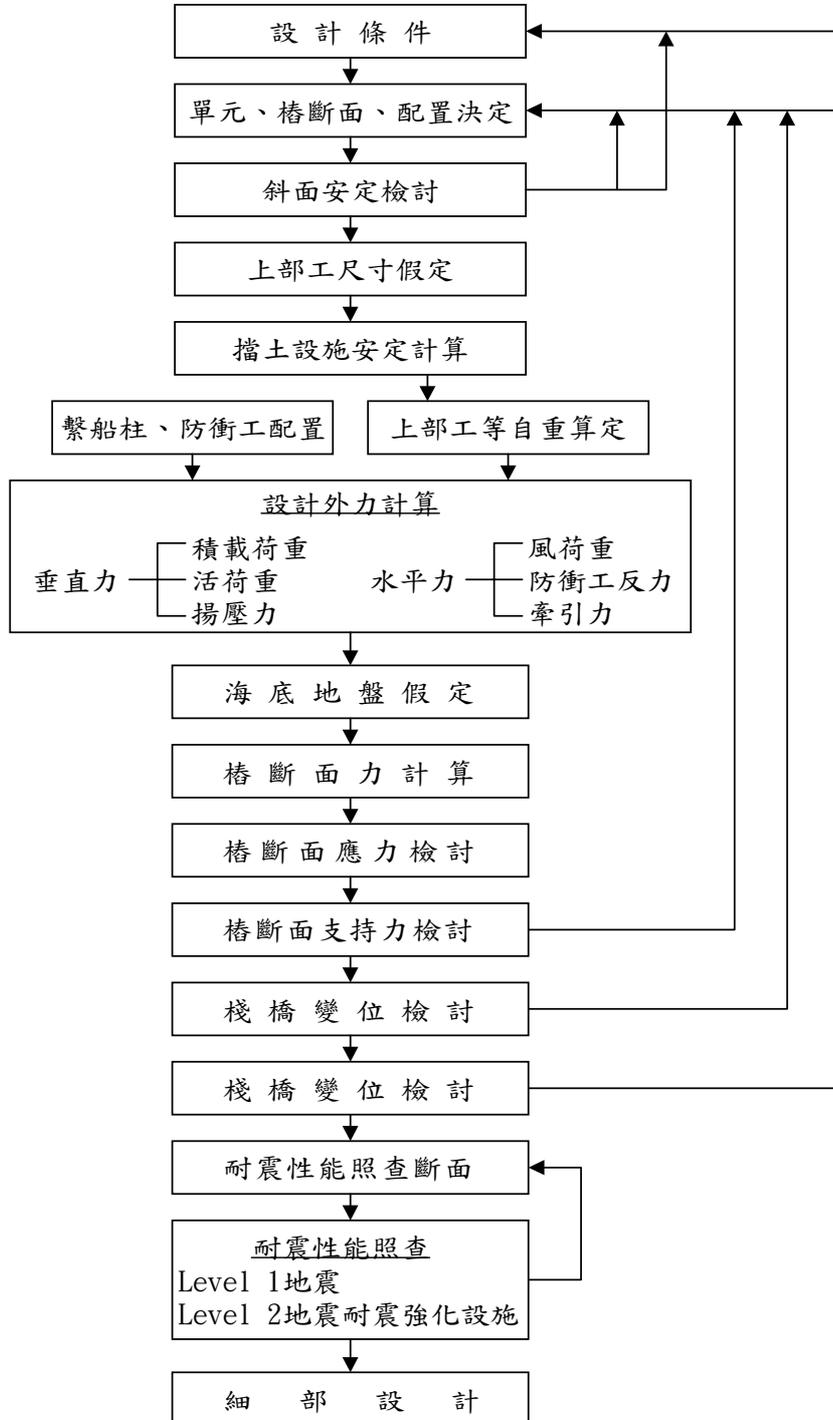


圖 16 直樁棧橋設計流程

## 5.7.2 設計外力

棧橋設計外力包括垂直力及水平力如下：

### 1. 垂直力

- (1) 自重
- (2) 積載荷重
- (3) 活荷重
  - ① 火車荷重
  - ② 卡車荷重
  - ③ 作業機具荷重
  - ④ 群眾荷重
- (4) 船舶牽引力
- (5) 提壓力

### 2. 水平力

- (1) 自重地震力
- (2) 積載荷重地震力
- (3) 活荷重地震力
- (3) 活荷重風荷重
- (4) 防衝工反力
- (5) 船舶牽引力

### 3. 防衝工反力

防衝設施所需能量依基準第 2 編 2.2 船舶靠岸力計算，按該能量選取適當產品之防舷材，並依該產品之特性曲線，得出相對應之反力值，作為棧橋靠船水平力分析值。

## 5.7.3 海底地盤相關假定

### 1. 斜面坡度

斜面之坡度須防止地震時之滑動，一般棧橋碼頭為縮小面寬，皆採拋石保護，拋石坡面水平傾角依下式決定。

$$\alpha = \phi - \varepsilon$$

$\phi$ ：摩擦角

$\varepsilon$ ： $\tan^{-1}k_h'$

$k_h'$ ：水中水平震度

## 2. 假想地面

斜坡面各樁軸線假想地面線係採碼頭水深與實際坡面間 1/2 高位置處為入土標準。

### 5.7.4 樁設計

#### 1. 橫向地盤反力係數

$$k_h = 1.5N \quad (\text{N/cm}^3)$$

N 為地盤  $\frac{1}{\beta}$  附近之平均 N 值

#### 2. 假想固定點

樁之假想固定點係位於假想地面下  $\frac{1}{\beta}$  處。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h D}{4EI}} \quad (\text{cm}^{-1})$$

$K_h$  : 橫向地盤反力係數( $\text{N/cm}^3$ )

D : 樁徑

EI : 樁彎曲剛性( $\text{N} \cdot \text{cm}^2$ )

#### 3. 各樁作用力

##### (1) 有限元素套裝程式分析

- ① 建立座標系標
- ② 建立梁、柱、版系統
- ③ 建立載重資料
- ④ 建立材料性質、斷面特性
- ⑤ 荷重組合
- ⑥ 分析
- ⑦ 擷取最不利之作用力組合( $P_{\max}, M$ ), ( $P_{\min}, M$ ), ( $P, M$ )

##### (2) 按基準規定計算分析

- ① 計算各樁分配水平力
- ② 計算棧橋整體變位量及各樁變位置
- ③ 計算各樁樁頭彎曲力矩

$$M_i = \frac{1}{2} \left( h_i + \frac{1}{\beta_i} \right) H_i \quad (\text{KN.m})$$

④ 計算各樁軸力

$$P_i = nP_i + vP_i \quad (\text{KN})$$

#### 4. 樁斷面應力

(1) 軸應力  $\sigma_c = \frac{P}{A}$  (N/mm<sup>2</sup>)

(2) 彎曲應力  $\sigma_b = \frac{M}{Z}$  (N/mm<sup>2</sup>)

(3) 樁容許應力依基準第 3 編 2.3.3 節校核

① 拉張情形

$$\sigma_t + \sigma_{bt} \leq \sigma_{ta}, \quad -\sigma_t + \sigma_{bc} \leq \sigma_{ba}$$

② 壓縮情形

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{ba}} \leq 1.0$$

#### 5. 入土長檢討

(1) 以假想地表面以下之土層為有效支持層

(2) 依基準第 5 編 4.1 抗軸向容許支持力校核

(3) 如承受波之上揚力時，相關之拉拔抵抗應予以檢討

(4) 橫向抵抗以 Young 式計算，其所需樁長最少  $\frac{3}{\beta}$ 。

(5) 橫向抵抗以港研方式計算，其最小入土長為  $1.5l_{m1}$ 、 $l_{m1}$  為樁頭固定，第 2 彎曲為 0 之點之深度。

### 5.7.5 耐震性能照查

#### 1. 震度設定

Level 1 之震度可由地盤固有週期， $T_g = 4 \sum \frac{H_i}{V_i}$  及棧橋固有週期

$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \sum k H_i}}$ ，對照不同地區(A 地區~E 地區)之照查震度圖，得出設定震度。

Level 2 地震宜利用地盤動力反應解析方法求得。

## 2. 保有耐力照查

### (1) 簡便性

$$Ra \geq K_h W$$

Ra : 棧橋地震保有耐力

K<sub>h</sub> : 照查震度

W : 地震時之自重及上載荷重

$$Ra = \sqrt{2\mu_a - 1 + \theta(\mu_a - 1)^2} P_y$$

μ<sub>a</sub> : 容許塑性率

θ : 塑性段斜率與彈性段斜率之比，通常取 θ=0

P<sub>y</sub> : 降伏水平力 = 0.82 P<sub>uwall</sub>

$$P_{uwall} = \sum \frac{2M_{pi}}{\left(h_i + \frac{1}{\beta_i}\right)}$$

P<sub>uwall</sub> : 達全塑性時能承受之最大水平力

Level 1 地震容許塑性率標準值如下表所示。

重要度	容許塑性率(μ <sub>a</sub> )
特定	1.0
A 級	1.3
B 級	1.6
C 級	2.3

Level 2 地震容許塑性率按下式計算：

$$\mu_a = 1.25 + 62.5(t/D) \leq 2.5$$

t : 鋼管樁厚度(mm)

D : 鋼管樁直徑(mm)

### (2) 彈塑性解析保有耐力照查

利用彈塑性分析，得出荷重—變位、力矩—曲率關係如圖 17～圖 19 所示。為簡化計算，可採用虛線所示近似解求得塑性率 μ。

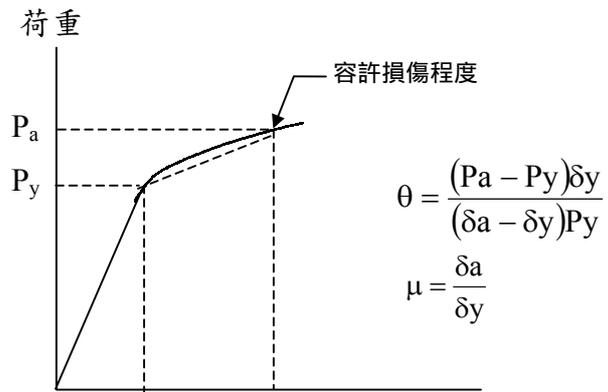


圖 17 彈塑性分析保有耐力照查圖

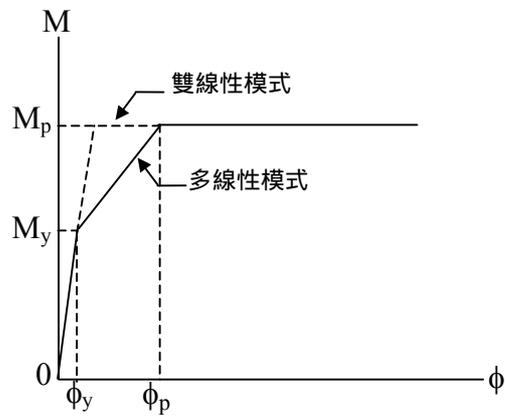


圖 18 鋼管樁力矩一曲率關係圖

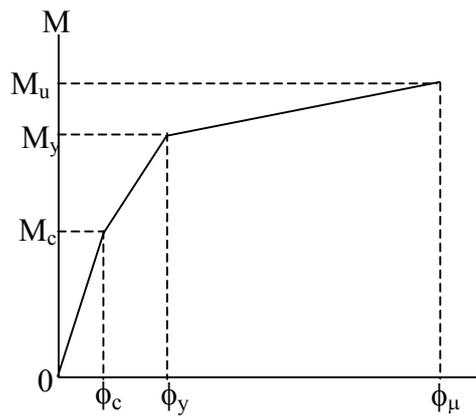


圖 19 混凝土結構力矩一曲率關係圖

### ①鋼管樁

全塑性力矩  $M_p$ ，降伏力矩  $M_y$ ，降伏曲率  $\phi_y$  及全塑性  $\phi_p$  則以下式求得。

$$M_p = M_{p0} \cos\left(\frac{\alpha\pi}{2}\right)$$

$$M_y = \left(f_y - \frac{N}{A}\right) Z_e$$

$$\phi_y = \frac{M_y}{EI}, \quad \phi_p = \frac{M_p}{M_y} \phi_y$$

$M_{p0}$ ：不考慮軸力時，鋼管樁全塑性力矩

$$M_{p0} = Z_p f_y \text{ (N}\cdot\text{mm)}$$

$Z_p$ ：鋼管樁塑性斷面( $\text{mm}^3$ )

$$Z_p = 4/3[r^3 - (r-t)^3]$$

$r$ ：鋼管樁半徑(mm)

$t$ ：鋼管樁厚度(mm)

$\alpha$ ：不考慮力矩時，作用軸力  $N$  與降伏軸力  $N_0$   
( $N_0 = A f_y$ )之比

$A$ ：鋼管樁斷面積( $\text{mm}^2$ )

$Z_e$ ：鋼管樁彈性斷面模數( $\text{mm}^3$ )

$EI$ ：鋼管樁彎曲鋼性( $\text{N}\cdot\text{mm}^2$ )

$F_y$ ：鋼管樁保證降伏點強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

### ②混凝土

$M_c$  為開裂力矩， $M_y$  為鋼筋降伏之力矩， $M_u$  為極限力矩，依第三篇第三章混凝土限界狀態設計法求得。一般上部混凝土結構如發生剪力破壞時，其保有之耐力將急速下降，故設計時需由彎曲破壞先發生，以確保必要之安全性。

## 六、結論與建議

### 6.1 結論

1. 平成 11 年新版日本港灣基準內容非常豐富，涵蓋面廣，具有相當參考價

值。

2. 混凝土構造之設計導入極限設計、疲勞設計之方法，惟與歐美一般慣用方式有所差異，引用時須加注意。
3. 鋼板樁分析中之假想梁法係取海床為支點，其結果可能導致結構物偏不安全，設計時須謹慎。

## 6.2 建議

1. 新版基準與舊版之內容差異大，慣用舊版者宜作適度修正。
2. 基準係條文式敘述，對某些規定之意涵及計算內容較不易了解，建議配合港灣構造物設計事例集研讀，較能深入與貫通。

## 參考文獻

1. 日本 施設技術上 基準□同解説(上卷)，平成 11 年 4 月。
2. 日本 施設技術上 基準□同解説(下卷)，平成 11 年 4 月。

# 動力分析導入港灣構造設計基準之說明

李賢華<sup>1</sup>

## 摘要

在各類結構物的分析及設計的演進中，港灣構造物的分析及設計概念可以說是相對保守的，固然因為相較於其他結構物，尤其是以人的活動及居住的建築物而言，港灣構造物的破壞似乎較不易造成人命損傷；而與其他大型結構如水壩、橋樑、發電廠、大型公共相關之構造物比較，其使用者的侷限性、及所處位置的偏僻，港灣構造物的破壞似乎也相對的較被忽略。港灣構造物的分析及設計的方法相對保守到底好不好，相對保守代表是否為相對安全？表面看來似乎是肯定，但並非絕對肯定，結構物的型式、使用的設計方法及設計條件的決定等均可能造成影響。目前「港灣構造物設計基準」正在交通部的主導下研議修訂中，其中有關耐震設計的部分正為修正的重點之一。為因應此一結構設計的發展趨勢，讓未來碼頭結構的設計能更安全之外，並能兼顧「功能」性與「經濟」性，尤其是「避震」及「減震」觀念之進一步導入，將更有助於未來滿足新型碼頭設計的需求。因此傳統較保守的港灣構造物設計及分析方法，在新的設計基準中將有進一步調整的必要，如強度設計法應用於鋼筋混凝土結構之設計，動力分析在非剛性結構之要求等。本文將針對未來及現行在港灣構造有關地震力之推導、應用做介紹；。

參考「建築物耐震規範及解說修訂草案」將動力分析時機、分析方法與三種耐震設計目標導入港灣構造物設計流程，最後並以實例進行解說。

依現行的港灣結構物之設計基準，剛性結構物(如重力式碼頭)在 475 年回歸期之地震發生時，不得產生滑動、傾覆，亦不得產生結構體強度與基礎承載力不足之破壞；非剛性結構物(如棧橋式碼頭)在 475 年回歸期之地震發生時，容許產生塑性變形，但其韌性比不得超過其容許韌性容量。

## 一、前言

依我國現行港灣結構物之設計基準，對於地震地表水平加速度係數  $Z$  之

---

<sup>1</sup> 國立中山大學海洋環境及工程學系 教授

設計，其設定為工址需抵抗回歸期 475 年之大地震，意即在碼頭結構物預計使用的 50 年壽命，只有百分之十的機會碰到比此更大的地震。剛性結構物如重力式碼頭而言，在 475 年回歸期之地震發生時，不得產生滑動、傾覆，亦不得產生結構體強度與基礎承载力不足之破壞。對非剛性結構物如棧橋式碼頭而言，在 475 年回歸期之地震發生時，容許產生塑性變形，但其韌性比不得超過其容許韌性容量。

但在新版『建築物耐震規範及解說修訂草案』中對於地震水準及耐震設計目標區分為三種，除了舊規範中規定的 475 年回歸期之地震之外，另外規定了震度較低的 30 年回歸期的中小度地震，及 475 年回歸週期之最大考量地震，以便從事結構物耐震設計時能有更周全的考量。

以下則將此三種地震水平及相對的設計目標列述之。

- 1、中小度地震：為回歸週期約 30 年的地震，其 50 年超越機率約為 80% 左右，因為結構在此使用年限中遭遇中小度地震的機率甚高，因此要求結構物在此震度水平下結構體維持在彈性限度內，地震過後，建築結構體沒有任何損壞。
- 2、設計地震：為回歸週期 475 年之地震，其 50 年超越機率為 10% 左右。在此地震水平下結構物不得產生嚴重損壞，造成嚴重的人命及財產損失。設計地震下容許建築物在特定位置產生塑性鉸如樑之端部，藉此消耗地震能量並降低建築物之地震反應，但結構物產生的韌性比不得超過容許韌性容量。
- 3、最大考量地震：為回歸週期 2500 年之地震，其 50 年超越機率為 2% 左右。設計目標為在此強烈地震作用下建築結構不產生崩塌。在此設計目標下允許使用之韌性可達到其韌性容量。

## 二、港灣構造之設計地震力

### 2.1 非剛性結構物之設計地震力

依港灣結構物設計基準中所述，非剛性結構物，如棧橋式碼頭等，其設計地震力  $V$  可依下式計算：

$$V = \frac{ZI}{1.2\alpha_y} \times \left(\frac{C}{F_u}\right) \times W \quad (1)$$

$$\text{式中 } \frac{C}{F_u} \leq 1.1 \quad (2)$$

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， $\alpha_y$  為始降伏地震力放大倍數。結構物地震時水體作用之力，包括曳力及附加質量效應應予考慮。

而在『建築物耐震規範及解說修訂草案』中，針對一般性結構物，其所受地震之最小設計水平總橫力  $V$  依下式計算：

$$V = \frac{S_{ad} I}{1.4 \alpha_y F_u} W \quad (3)$$

因港灣結構物設計基準中所述非剛性結構物的設計地震力，如(1)所示與建築設計規範中之設計地震力具一致性，故建議(3)式可直接引用為非剛性碼頭結構的設計地震力。(3)式中之各項參數如(1)式中之說明所示，主要的改變除了折減係數由 1.2 增加至 1.4 之外，在於(3)式中以  $S_{ad}$  值替代了  $CZ$  值(工址正規化水平加速度反應譜係數 $\times$  工址水平加速度係數)。 $S_{ad}$  為工址設計水平譜加速度係數，為工址水平向之設計譜加速度與重力加速度  $g$  之比值。工址設計水平譜加速度係數  $S_{ad}$ ，隨結構物基本震動週期  $T$  與工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數  $S_{DS}$  與  $S_{D1}$  而改變。

$\frac{S_{ad}}{F_u}$  得依(4)式修正，修正後命為  $\left[ \frac{S_{ad}}{F_u} \right]_m$  如下：

$$\left[ \frac{S_{ad}}{F_u} \right]_m = \begin{cases} \frac{S_{ad}}{F_u} & ; \frac{S_{ad}}{F_u} \leq 0.3 \\ 0.52 \frac{S_{ad}}{F_u} + 0.144 & ; 0.3 < \frac{S_{ad}}{F_u} < 0.8 \\ 0.70 \frac{S_{ad}}{F_u} & ; \frac{S_{ad}}{F_u} \geq 0.8 \end{cases} \quad (4)$$

則

$$V = \frac{I}{1.4 \alpha_y} \left[ \frac{S_{ad}}{F_u} \right]_m W \quad (5)$$

其中

$S_{ad}$ ：工址設計水平譜加速度係數，為工址水平向之設計譜加速度與重力加速度  $g$  之比值。

$I$ ：用途係數。

$W$ ：結構物全部靜載重。

$\alpha_y$ ：起始降伏地震力放大倍數。

$F_u$ ：結構系統地震力折減係數。

由上述(4)式可知，在考量斷層效應的影響下，其  $S_{ad}/F_u$  值之設定比起現行港灣結構物設計基準中  $C/F_u \leq 1.1$  (即 2 式)之單一限定具有較大彈性，其中工址設計水平譜加速度係數值  $S_{ad}$  隨著工址地盤種類與所在區域不同而有所調整。然而，對於整體結構之設計地震力而言，除了考量上述近斷層效應之影響外，亦須考慮在中小度地震作用下，結構體不得降伏，而在最大考量地震作用下結構體不致崩塌，三者合併分析評估，尤其是針對所謂近斷層區域的工址而言。

### 三、港灣構造動力分析方法說明

#### 3.1 動力分析方法使用的時機

現行的港灣構造物設計基準中並未明訂動力分析方法使用的時機，但在新修訂中的建築設計規範，「建築物耐震設計規範及解說草案」中明訂動力分析使用時機為：若結構物之幾何形狀、質量分布、勁度變化等屬於不規則時，以靜力分析方法難以反映結構物在地震作用下的動態行為，應採用動力分析方法設計之。在動力分析的方法上，現行的港灣構造物設計準則中規定為使用多震態反應譜疊加法(Modal analysis)，該方法的應用限定於線性及彈性結構物的分析，其不同時間點或位置的反應與作用力之作用，允許使用線性疊加關係。但若考慮材料的塑性行為或非線性行為時，如材料的滯後(遲滯)行為(Hysteretic behavior)代表了材料對於輸入能量的吸收能力，在考慮結構物的耐震能力或進行減震設計時必須加以考慮，因此、進行動力分析時則不再適用多震態反應譜疊加法，而必須將耦合之聯立方程式以歷時分析法(Time history analysis)直接求解，此時所使用的動力分析法為直接解法，由於考慮材料的非線性及塑性行為，通常必須使用數值方法求解。

#### 3.2 設計水平加速度反應譜係數

動力分析採用韌性折減之加速度反應譜係數  $(S_{ad}/F_u)_m$ ，其定義與第二節

相同。動力分析之調整係數為  $I/(1.4\alpha_y)$ ，但為避免中小度地震時結構物過早降伏，對於一般工址與近斷層區域，調整係數不得低於  $IF_u/(4.2\alpha_y)$ 。如設計地震力由  $V_M$ ，避免最大地震崩塌之設計地震力所控制時，動力分析採用之加速度反應譜係數用  $(S_{aM}/F_{uM})_m$ ，調整係數用  $I/(1.4\alpha_y)$ 。

一般工址或近斷層區域之設計水平加速度反應譜係數  $S_{aD}$ ，隨結構物基本振動週期  $T$  與工址短週期與一秒周期之設計水平譜加速度係數  $S_{DS}/B_S$  與  $S_{D1}/B_1$  而改變，如表 1 所示。其中，短週期與中週期的分界  $T_0$  由下式計算：

$$T_0 = \frac{S_{D1}B_S}{S_{DS}B_1} \quad (6)$$

表 1 一般工址設計水平加速度反應譜係數  $S_{aD}$

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0$	$0.2T_0 < T \leq T_0$	$T_0 < T \leq 2.5T_0$	$2.5T_0 < T$
$S_{aD} = S_{DS} \left[ 0.4 + \left( \frac{1}{B_S} - 0.4 \right) \frac{T}{0.2T_0} \right]$	$S_{aD} = \frac{S_{DS}}{B_S}$	$S_{aD} = \frac{S_{D1}}{B_1 T}$	$S_{aD} = \frac{0.4S_{DS}}{B_1}$

### 3.3 多振態反應譜疊加法

動力分析時，結構物之模擬及結構動力分析模式應儘量反映實際情形，因此要力求幾何形狀之模擬、質量分析、構材斷面性質及土壤與基礎結構之互制之模擬能夠準確。結構物之動力分析，主要以多振態反應譜疊加法進行。所考慮之振態數目應使  $x$  向， $y$  向及扭轉方向之有效質量和均已超過結構物總質量的 90%。

結構物甚不規則時，地震輸入的方向應多考慮幾個角度。進行振態間之疊加時，宜採用 CQC(Complete quadratic combination)法則，惟若振態間之週期不甚相近，可採用 SRSS(square-root-of-sum-squares)疊加法。

多振態反應譜疊加法為，利用不同地震（單一方向）分量之反應譜作疊加計算，而得出同一構件或位置在受到不同地震分量同時作用下之整體反應，所得出之結果雖然與地震作用時之真實反應值並不完全一致，但在從事結構設計時卻足以代表結構之動力行為。多振態反應譜疊加法之計算步驟可分述如下：

- 1、決定結構系統參數：包括結構之質量矩陣  $m$ 、勁度矩陣  $k$  及系統之阻尼

$\zeta_n$  , 系統阻尼以振態阻尼比 ( Modal damping ratio ) 之方式表示。

- 2、決定結構系統之自然頻率  $\omega_n$  及相對應之振態  $\phi_n$  , 其計算方式為以 Eigen value 求對應之 Eigen vector
- 3、計算第 n 個振態之最大反應(Peak response) , 其步驟如下 :

- a、從對應之自然頻率、阻尼比以及地震反應譜 ( 或設計反應譜 Design spectrum ) 中求出變形 (Deformation)  $D_n$  及擬加速度 (Pseudo acceleration)  $A_n$  值。

- b、從下式中計算出相關位移

$$u_{jn} = \Gamma_n \phi_{jn} D_n \quad (7)$$

$$\text{其中 } \Gamma_n = \frac{\sum m_j \phi_{jn}}{\sum m_j \phi_{jn}^2} \quad (8)$$

- c、計算出等量之靜側向力(E quivalent static lateral force) $f_n$  如下式

$$f_n = s_n A_n \quad (9)$$

$$\text{其中 } f_{jn} = \Gamma_n m_j \phi_{jn} A_n \quad (10)$$

$$\text{及 } s_n = \Gamma_n m \phi_n \quad (11)$$

- d、利用靜力分析法 , 將上述側向力作用時之各構件之剪力及彎矩力求出。

- 4、最後利用多振態反應譜求出之反應值疊加為所需之反應值  $r_0$  , 方法包括 CQC(Complete quadratic combination)法則 , SRSS(square-root-of-sum-squares)疊加法等。

CQC 法 :

$$r_0 \cong \left( \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \rho_{ij} r_{io} r_{jo} \right)^{1/2} \quad (12)$$

$$\text{其中 } \rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\zeta_i \zeta_j} (\zeta_i + r \zeta_j) r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\zeta_i \zeta_j r (1+r^2) + 4(\zeta_i^2 + \zeta_j^2) r^2} ; \quad (13)$$

$$r = \frac{\omega_j}{\omega_i} \quad (14)$$

SRSS 法：

$$r_0 \cong \left( \sum_{n=1}^N r_{no}^2 \right)^{1/2} \quad (15)$$

### 3.4、歷時分析法

#### 1. 輸入地震要求

至少三個與設計反應譜相符之水平地震紀錄，其應能確切反應工址設計地震(或最大考量地震)之地震規模、斷層距離與震源效應。

針對任一個水平地震紀錄，計算其 5% 阻尼之反應譜。同時，調整地震紀錄使得位於 0.2T 至 1.5T 週期範圍內任一點之譜加速度值不得低於設計譜加速度值之 90% 及於此週期範圍內之平均值不得低於設計譜加速度值之平均值，其中 T 為建築物基本模態之振動週期。

#### 2. 線性歷時分析

線性歷時分析之調整係數為  $I/(1.4\alpha_y F_u)$ ，但為了避免中小度地震時結構物過早降伏，對一般工址與近斷層區域，調整係數不得低於  $I/(4.2\alpha_y)$ 。對多組地震紀錄分析所得之反應值，採最大反應值進行設計。

#### 3. 非線性歷時分析

進行非線性歷時分析，結構之模擬應儘量反映實際情形，構材之非線性分析模型須要能確切反映構材真實之非線性行為；非線性歷時分析所得之反應值不得再以調整係數  $I/(1.4\alpha_y F_u)$  予以折減。

## 四、動力分析之案例說明及討論

如圖 1 所示為一鋼筋混凝土構構造之平面構架，特性下列所示：  
 $E = 3 \times 10^3, I = 1000 \text{ in}^4, h = 10 \text{ ft}, L = 20 \text{ ft}$

現在以多振態反應譜疊加法，設計頻譜如圖(二)所示、但假設震度(最大地表加速度)為 0.5g，求出結構物各樑、柱兩端之側向位移及彎矩。

步驟一：決定結構之質量矩陣及勁度矩陣

$$m_u = m \begin{bmatrix} 2 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$\hat{k}_u = \frac{EI}{h^3} \begin{bmatrix} 54.88 & -17.51 \\ -17.51 & 11.61 \end{bmatrix}$$

## 步驟二：計算結構之基本頻率及對應之振態向量

其計算式為特徵方程式如下

$$\det(\hat{k}_u - \omega^2 m_u) = 0 \quad (\text{E } 1)$$

由 (E 1) 式可得  $\omega_1, \omega_2$  如下

$$\omega_1 = 2.198 \sqrt{\frac{EI}{mh^3}} \quad \omega_2 = 5.850 \sqrt{\frac{EI}{mh^3}}$$

將結構物特性代入上式，可得  $\omega_1 = 4.023 \text{ rad/sec}$ 、 $\omega_2 = 10.71 \text{ rad/sec}$

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$$

將  $\omega_1$  及  $\omega_2$  代入上式，可得  $T_1 = 1.562 \text{ sec}$ 、 $T_2 = 0.5868 \text{ sec}$

$$[\hat{k}_u - \omega_n^2 m_u] \Phi_n = 0 \quad (\text{E } 2)$$

$$\omega_1 = 2.198 \sqrt{\frac{EI}{mh^3}} \quad m_u = m \begin{bmatrix} 2 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad \hat{k}_u = \frac{EI}{h^3} \begin{bmatrix} 54.88 & -17.51 \\ -17.51 & 11.61 \end{bmatrix} \text{ 代入 (E } 2) \text{ 式}$$

$$\text{可得 } \frac{EI}{h^3} \begin{bmatrix} 45.217 & -17.51 \\ -17.51 & 6.778 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Phi_{11} \\ \Phi_{21} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}, \text{ 求出 } \Phi_{11} = 0.3871, \Phi_{21} = 1$$

$$\omega_2 = 5.850 \sqrt{\frac{EI}{mh^3}} \quad m_u = m \begin{bmatrix} 2 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad \hat{k}_u = \frac{EI}{h^3} \begin{bmatrix} 54.88 & -17.51 \\ -17.51 & 11.61 \end{bmatrix} \text{ 代入 (E } 2) \text{ 式}$$

$$\text{可得 } \frac{EI}{h^3} \begin{bmatrix} -13.565 & -17.51 \\ -17.51 & -22.612 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Phi_{12} \\ \Phi_{22} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}, \text{ 求出 } \Phi_{12} = -1.292, \Phi_{22} = 1$$

$$\Phi_1 = \begin{bmatrix} 0.3871 \\ 1 \end{bmatrix} \quad \Phi_2 = \begin{bmatrix} -1.292 \\ 1 \end{bmatrix}$$

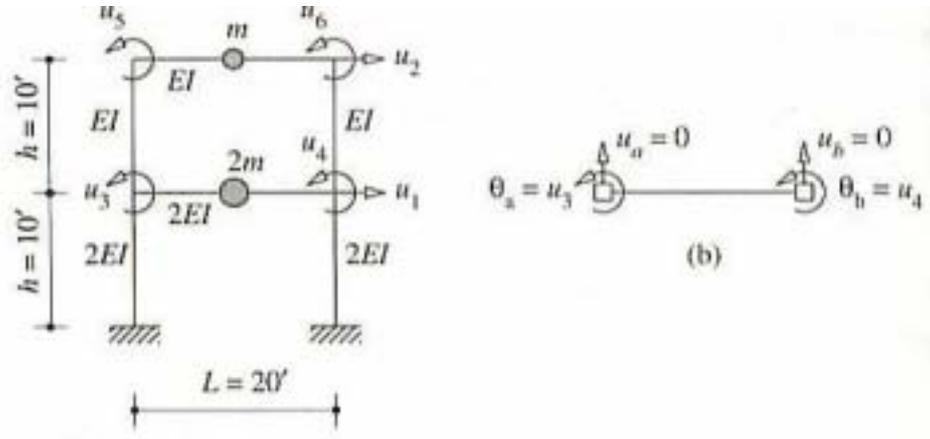


圖 1

**步驟三 A：由地震設計反應譜得出對應週期各自由度之最大位移**

根據步驟二所得週期，由圖 2 可以查出  $T_1, T_2$  所對應的值，其中加速度、速度及位移之關係式如下：

$$\frac{a}{\omega_n} = v = \omega_n D \quad (E3)$$

由  $T_1 = 1.562 \text{ sec}$  查圖 2，可得知此頻率範圍位於速度控制區，速度為常數值  $v = 110.4 \text{ in/sec}$ ，將  $\omega_1 = 4.023 \text{ rad/sec}$  代入 (E3) 式，可得對應第一振態之位移  $D_1 = 13.721 \text{ in}$ 。

由  $T_2 = 0.5868 \text{ sec}$  查圖 (二) 可得知此頻率範圍位於加速度控制區，加速度為常數值  $a = 2.71g$  ( $1g = 386 \text{ in/sec}^2$ )，將  $\omega_2 = 10.71 \text{ rad/sec}$  代入 (E3) 式，可得對應第二振態之位移  $D_2 = 4.536 \text{ in}$ 。

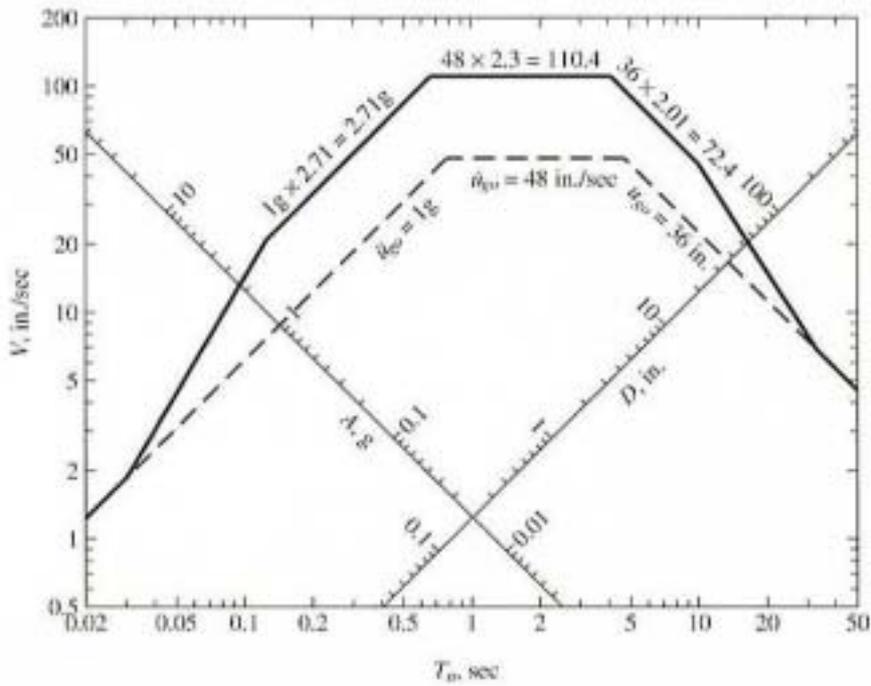


圖 2

**步驟三 B：求出有效地震力之振態擴張值(Modal expansion)**

有效地震力之振態擴張值為  $\Gamma_n$  依下式計算

$$\Gamma_n = \frac{L_n^h}{M_n} \quad (E4)$$

其中  $L_n^h = \sum_{j=1}^N m_j \Phi_{jn}$  及  $M_n = \sum_{j=1}^N m_j \Phi_{jn}^2$

計算結果如下：

$$L_1^h = 2m(0.3871) + m(1) = 1.774m$$

$$M_1 = 2m(0.3871)^2 + m(1)^2 = 1.300m$$

$$\Gamma_1 = \frac{1.774m}{1.300m} = 1.365$$

$$L_2^h = 2m(-1.292) + m(1) = -1.584m$$

$$M_2 = 2m(-1.292)^2 + m(1)^2 = 4.338m$$

$$\Gamma_2 = \frac{-1.584m}{4.338m} = -0.365$$

#### 步驟四：利用 SRSS 疊加法求出各自由度最大位移

對應於各振態之各層樓地板位移可用下式求出

$$u_{jn}(t) = \Gamma_n \Phi_{jn} D_n(t) \quad (E5)$$

將上面所求出的  $\Gamma_1, \Gamma_2, \Phi_1, \Phi_2, D_1, D_2$  代入 (E5) 式可得

$$u_1 = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix}_1 = 1.365 \begin{Bmatrix} 0.3871 \\ 1 \end{Bmatrix} 13.721 = \begin{Bmatrix} 7.2501 \\ 18.7292 \end{Bmatrix} in$$
$$u_2 = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix}_2 = -0.365 \begin{Bmatrix} -1.292 \\ 1 \end{Bmatrix} 4.536 = \begin{Bmatrix} 2.1391 \\ -1.6556 \end{Bmatrix} in$$

使用 SRSS 法 (平方和的方根值法, Square Root of Sum of Square) , 求出各層樓地板最大總位移量為

$$u_1 \approx \sqrt{(7.2501)^2 + (2.1391)^2} = 7.5591in$$

$$u_2 \approx \sqrt{(18.7292)^2 + (-1.6556)^2} = 18.8022in$$

## 參考文獻

1. Anil K. Chopra 1997, Dynamics of Structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice Hall
2. Roy R. Craig Jr 1981, Structural Dynamics, John Wiley & Sons.
3. 交通部運輸研究所, 「港灣構造物設計基準」。
4. 內政部建築技術審議委員會, 「建築物奈振設計規範及解說修訂草案」2002年。

## 港灣構造物之強度設計法

郭世榮<sup>1</sup> 賴瑞應<sup>2</sup>

### 摘要

目前港構造物之設計法，是依民國八十六年部頒之港灣構造物設計基準，其中 R.C.構造物設計則仍是採用工作應力法。工作應力法使用方便，長久以來廣受世界各國採用，但此方法無法分析承受極限載重時之桿件行為。強度設計法主要是探討結構物在使用年限內可能遭遇之最大載重，及構材達到破壞所能承受之極限強度，依據可靠度理論所訂定的一種設計方法。此設計法是考量桿件破壞的極限狀態將安全度係數分成載重係數及強度折減係數，其假設之桿件行為及載重型態更接近真實情況，因此可提供一個較為合理及經濟的設計方法。隨著工程技術之發展，歐美各國大都已改採用強度設計法；我國之港灣構造物設計基準，主要是以日本的設計規範為藍本，但日本為因應國際化之趨勢，在民國八十八年時亦將原本最為保守之港灣構造物 R.C.結構設計更改為強度設計法，因此為因應時代之需求，達到合理的設計，未來我國港灣構造物設計基準勢必朝此方向修改。本文首先說明工作應力法與強度設計法的差異，接著依據可靠度理論，探討載重係數及強度折減係數，最後收集日、美兩國有關港灣 R.C.結構物使用強度設計法的情形，瞭解各國規範的設計準則，並比較其載重係數及強度折減係數的差異。強度設計法的載重係數及強度折減係數等安全度係數的決定，與結構型式、載重及構件強度的機率分佈有關，由於國內缺乏載重及構件強度等相關資料的調查及統計，因此現階段無法針對國內港灣實際狀況，以可靠度理論的方法，對規範的安全度係數做一訂定。本文將藉由等效載重係數的方法，探討國內與日本規範其安全度係數的差異，作為未來規範修訂的參考。

---

<sup>1</sup> 國立台灣海洋大學河海工程系 教授

<sup>2</sup> 交通部運輸研究所港灣技術研究中心 副研究員

## Strength Design Method of the Harbor facilities

S. R. Kuo<sup>1</sup>, J. Y. Lai<sup>2</sup>

### ABSTRACT

The method currently used for the design of harbor facilities and costal structures is based on the design specification issued by the Ministry of Transportation in 1997. For the design of reinforced concrete structures, this specification adopts the philosophy of allowable stress design, which is almost obliterated in engineering practice. Design philosophy based on different limit states of a structure is extensively used in many fields of structural engineering. The success of the limit-state design is primarily attributed to the fact that it incorporates the concept of probability in the estimation of material strength and loading conditions. This research is a preliminary project intended for revising the design specification of harbor facilities and costal structures. Attention is focused on the application of the strength design method for the design of reinforced concrete structures such as pier and caisson wharfs. To gain insight into the design process, a number of the related design specifications are studied first, and the basic concepts that underline the philosophy of limit-state designs are discussed in this report. Case studies are made for the modification of the load factors and the strength reduction factors of the structural members. After a series of consultant meeting, several items are proposed for revising the design method of reinforced concrete structures.

### 一、前言

目前港灣構造物之設計，是依據民國八十六年部頒之港灣構造物設計基準，其中 R.C.構造物之設計方法則仍是採用工作應力法。工作應力法係將混凝土視為一完全彈性的材料，並且控制結構物各部份桿件在工作載重下所造成的應力，不超過材料的容許應力值；此設計方法理論簡單易於瞭解及應用方便，因此長久以來廣受世界各國採用。而強度設計法主要是探討結構物在使用年限內可能遭遇之最大載重，及構材達到破壞所能承受之極限強度，依據可靠度理論所訂定的一種設計方法；此設計法將安全係數分成載重係數及強度折減係數，並考量桿件破壞的極限行為，其假設之桿件行為及載重型態更接近真實情況，因此理論上較工作應力法合理。隨著工程師對混凝土材料受力行為的瞭解，歐美各國大都已改採強度設計法來設計 R.C.構造物；因此

為因應時代之需求，達到合理的設計，未來我國港灣構造物設計基準有必要朝此方向修訂。

港灣構造物包括陸上結構物、臨海結構物（如碼頭）及海上結構物（如防波堤）三種。陸上結構物如房屋、倉庫、信號台等，其載重均很明確，故可直接引用建築設計規範之強度設計法設計，但其餘兩項因其載重型態較複雜，具較多不確定因素，目前均採用工作應力法設計，本文將以此二類港灣結構物為主要對象，探討強度設計法應用於此結構物的相關問題。

## 二、工作應力法與強度設計法之比較

本章先藉由介紹鋼筋混凝土樑的力學行為，以便瞭解鋼筋混凝土樑從施加载重到構件破壞，混凝土與鋼筋之應力應變關係。接著介紹鋼筋混凝土設計方法的演變，說明工作應力法及強度設計法的精神，並進而比較分析工作應力法及強度設計法的差異。

### 2.1 鋼筋混凝土梁構件之力學分析

本節是簡介鋼筋混凝土梁的力學行為，藉此以瞭解工作應力法及強度設計法的差異。混凝土的抗壓強度，通常以  $f'_c$  來表示。該值是以直徑 15 公分高 30 公分的混凝土圓柱，澆置 28 天後，按照正常加壓速率，在試驗機上量出的極限抗壓強度。此抗壓試驗同時可繪出混凝土受壓時的應力-應變曲線如圖 1 所示。由圖中可知混凝土並非一完全的彈性體，其應力與應變亦不成正比例關係。但充分乾燥後，若載重所產生的應力不超過  $0.5 f'_c$  時，為了應用上的方便，可視為彈性體。換言之，在  $0.5 f'_c$  以下時，應力與應變曲線可視為一直線。混凝土極限應變  $\epsilon_{cu}$  約為 0.003~0.005，而混凝土達到最大應力  $f'_c$  的應變約為 0.002。與混凝土比較，鋼筋是一種高強度材料。一般鋼筋的使用抗拉與抗壓強度（即降伏強度）約為混凝土抗壓強度的 10 倍；或混凝土抗拉強度的 100 倍。如圖 2 所示， $\epsilon_y$  為鋼筋降伏點應變， $f_y$  為降伏應力。鋼筋在降伏以前應力-應變為線彈性關係，亦即應力  $f_s$  和應變  $\epsilon_s$  成正比。各種等級鋼筋其彈性模數  $E_s$  幾乎相同，大約為  $2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  [2,5,9]。

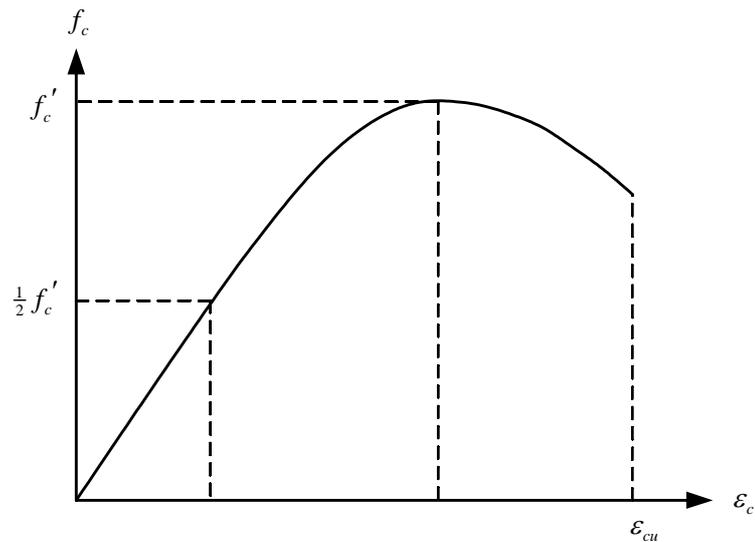


圖 1 混凝土受壓時之應力-應變曲線

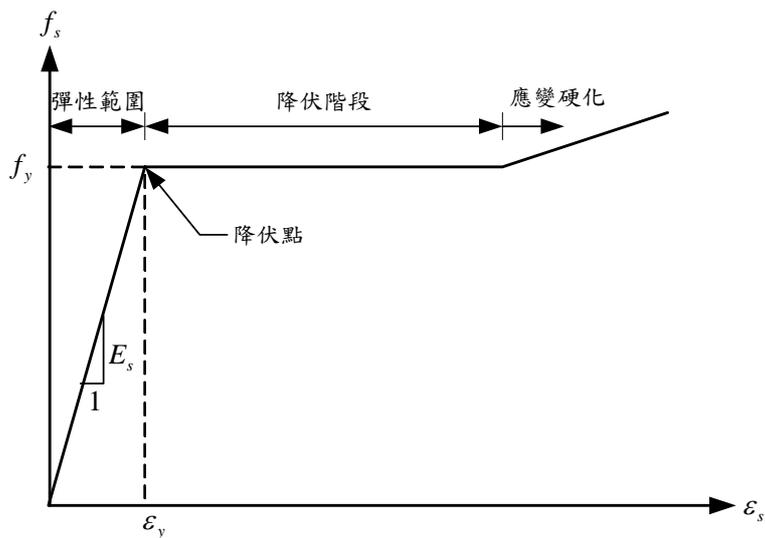


圖 2 鋼筋受拉之應力-應變曲線

由於純混凝土梁彎曲時的抗拉強度，遠小於其抗壓強度，故不適宜作為受撓構件(flexural member)。因此，在載重不大時，混凝土壓力側的強度尚未完全發揮以前，在受拉側早已破壞，故在受拉側必須埋設鋼筋。這種鋼筋混凝土梁中的鋼筋，主要是用來抵抗由彎矩所產生的拉力，而壓力則由混凝土來抵抗。本節接下來將以圖 3 所示一單筋矩形梁為例，說明在各受力階段鋼筋及混凝土的應力與應變的行為。當梁上載重逐漸由零增至破壞強度時，可區分有未開裂斷面、開裂斷面的彈性應力、極限撓區強度等三個階段<sup>[9]</sup>，現說明如下：

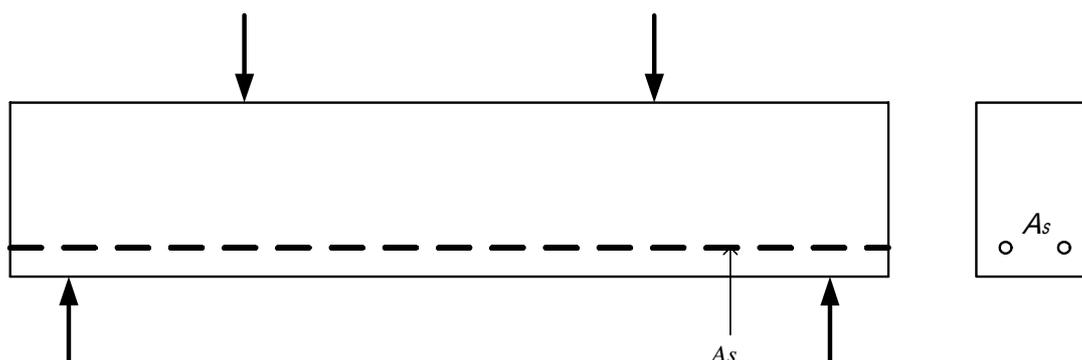


圖 3 單筋矩形梁示意圖

### 1. 未開裂斷面之彈性應力分析

當載重小於混凝土的抗拉強度時，只要混凝土中的拉應力小於破壞模數時的應力，整個混凝土剖面皆可承受應力。此時，中性軸的一邊承受壓力，另一邊則承受拉力；並且，鋼筋與其周圍的混凝土產生相同的變形，與混凝土同受拉力，並均在彈性範圍內，其鋼筋與混凝土的應力與應變分佈情形，如圖 4 所示。此時應力-應變分佈情形與均質梁的情況類似，唯一差別的是多一種材料，即鋼筋。

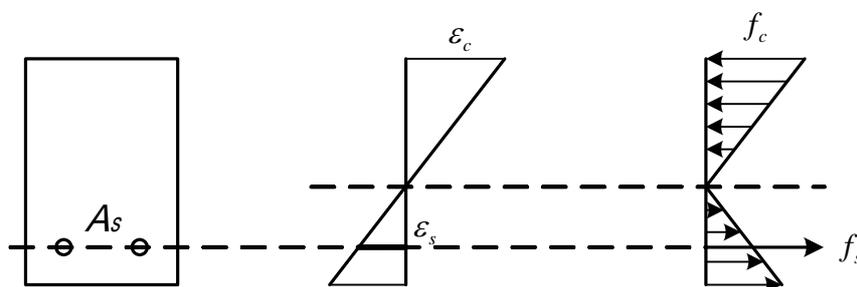


圖 4 未開裂斷面之應力與應變分佈

### 2. 開裂斷面的彈性應力

當載重增大，拉應力超過混凝土的抗拉強度時，即開始產生裂紋。這些拉力破裂的一般形狀與其分佈如圖 5 所示。設計良好的梁，其裂縫通常都很小(屬毛細裂縫)，故並不妨害外面的美觀與防蝕性能，但對構件的承載行為影響很大。例如圖 5 梁的 a-a 剖面上，混凝土顯然已無法傳遞任何拉應力，因而所有拉力都由鋼筋來承受。若混凝土應力略小於  $0.5 f_c'$ ，而鋼筋應力未達降伏點時，兩者的作用皆為彈性，或接近彈性。一般結構物在常時載重下，都是在這種狀態。在此受力階段，為求簡單，

假定混凝土已發生拉裂縫並延伸至中性軸；同時又假定斷面在構件受彎前後，均為平面。這些假定可能造成的誤差並不大，其應力與應變的分佈情形，則如圖 6 所示。

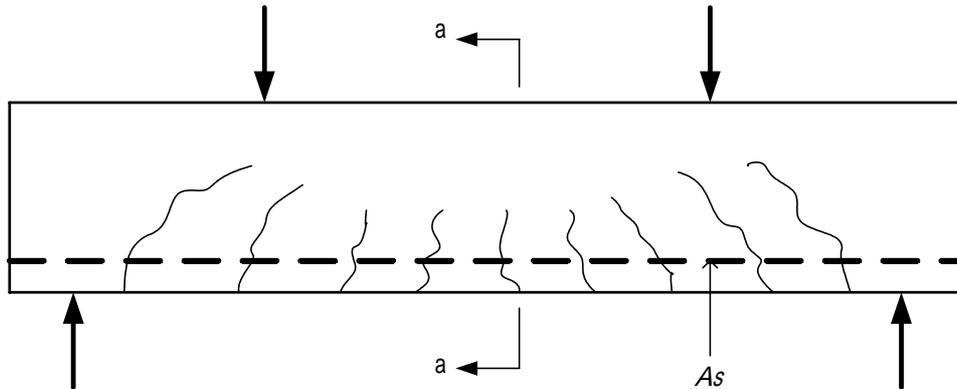


圖 5 梁之裂縫分佈示意圖

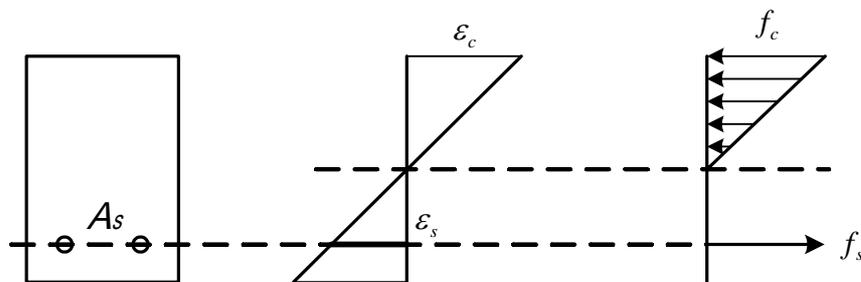


圖 6 開裂梁斷面之應力與應變分佈

### 3. 極限撓曲強度

當載重繼續增加，則此時混凝土應力與應變的關係將呈非線性，而鋼筋也會降伏，最後到達極限強度時，梁即破壞，此時在極限彎矩作用下的應力與應變分佈情形如圖 7 所示。圖中可知在極限強度或接近時，應力與應變不是線性關係，因此必須採非彈性的分析方法較為合理。

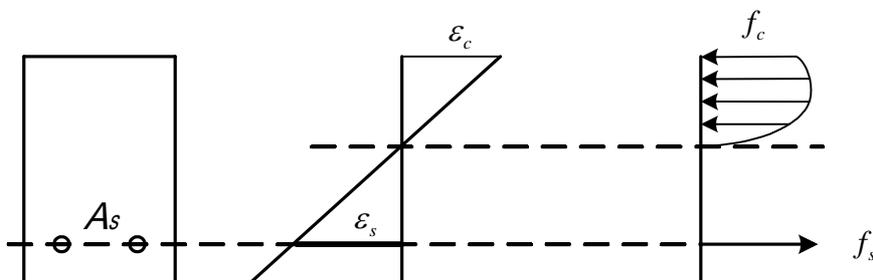


圖 7 極限載重時的應力與應變分佈圖

綜合以上所述各階段之受力狀態，可繪出鋼筋混凝土梁承受彎矩作用時的彎矩-曲率圖，如圖 8 所示。圖中， $A$  點的  $M_{cr}$ 、 $\psi_{cr}$  為混凝土開裂時之斷面彎矩、曲率， $C$  點的  $M_y$ 、 $\psi_y$  為鋼筋降伏時之斷面彎矩、曲率，而  $D$  點的  $M_u$ 、 $\psi_u$  為鋼筋混凝土梁的極限彎矩和曲率。鋼筋混凝土梁承受較小之載重，在受拉側混凝土尚未開裂之階段，此時材料之應力-應變都還是線性關係，梁之彎矩-曲率關係如圖 8 之  $OA$  段呈線性關係。

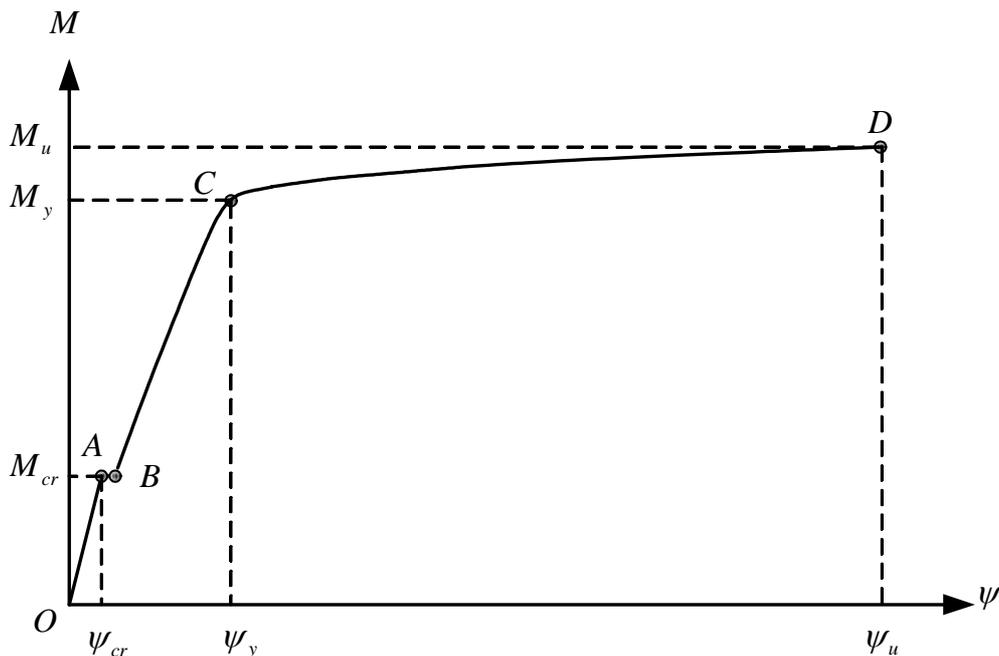


圖 8 鋼筋混凝土梁之彎矩-曲率圖

當梁斷面承受開裂彎矩時，受拉側混凝土開裂，此時的彎矩作用下梁的撓度會有小幅度的增加而發展出圖中  $AB$  段開裂時之彎矩-曲率關係。混凝土開裂後至拉力鋼筋降伏前，鋼筋混凝土梁之彎矩-曲率會近似於線性關係發展，如圖中之  $BC$  段所示，在這一階段受壓側混凝土之應力-應變關係正由線彈性關係漸漸步入非線性階段，而鋼筋之應力-應變關係仍然維持線性。在鋼筋進入降伏階段後，鋼筋已無法承受額外的拉力，在此階段，梁之彎矩-曲率關係如圖中  $CD$  段所示<sup>[2,9]</sup>。

## 2.2 鋼筋混凝土設計法的演變

鋼筋混凝土的使用，最早起源於十九世紀中期的歐洲，當時人們已經以金屬來固定結構元件的外型及加強其剛度，但是對於鋼筋混凝土的行為及設

計的方法並不瞭解<sup>[6]</sup>。美國方面，Hyatt 在 1850 年鋼筋混凝土梁的實驗，鐵棒已正確的放在拉力區，並在支承處上彎錨定於壓力區，但其研究結果卻延至 1877 年才發表。早期鋼筋混凝土領域的工程師將建造及計算的方法視同商業機密，整個 1850-1900 年間，鋼筋混凝土相關的研究發表很少，因此在設計程序上出現了缺乏統一性的多種系統與方法。1903 年，美國所有致力於鋼筋混凝土的組織代表組成一聯合委員會，開始將設計方法及原理予以統一。在 20 世紀的最初十年，鋼筋混凝土快速發展，如伊利諾大學的 Arthur N. Talbot，威斯康辛大學的 Frederick E. Turneure 與 Mortom O. Withey，以及德國的 Bach 等，以廣泛的試驗確定了梁的力學行為及混凝土抗壓強度和彈性模數。大約從 1916 年至 1930 年代中期，研究重心集中在軸載重柱的行為。1930 年代末期及 1940 年代，偏心載重柱、基腳，及梁的極限強度才受到注意。早期的設計方法，主要是以線彈性理論的工作應力法為主，自 1950 年代中期開始，由於對鋼筋混凝土結構承受超過使用載重時之實際行為有了更深入之了解，因此，鋼筋混凝土設計由工作應力法轉至強度法<sup>[7]</sup>。1956 年 ACI-ASCE Committee 327，首次承認並允許強度設計法。1963 年 ACI 規範將工作應力法與強度設計法置於同等地位。及至 1971 年 ACI 規範中僅保留一小部份之工作應力法之外，此時強度設計法已完全地被採用。在強度設計法中所使用的強度折減係數及載重係數，分別是用來縮小桿件的極限強度及放大外力載重。早期規範對這些係數大小的決定，係依照過去的經驗、協商及主觀判斷，如 1983 年的 ACI 規範。在結構設計過程中，由於各種所關心的物理量具有不確定性，或是模式誤差，或經驗不足，常造成實際與預期的設計目標有所偏差。若結構設計成過分安全則會不符合經濟性，因此利用可靠度理論，把結構在使用年限內破壞的機率，控制在可接受的範圍內，使其符合預期及具有一致的安全程度。AISC 規範所頒佈的載重與強度係數設計法(Load and Resistance Factor Design，簡稱 LRFD)，便是以可靠度為基準考慮材抵抗力與載重效應所具有之不確定性，合理決定強度折減係數、各種載重及其對應的載重係數的一種設計方法。

工作應力法之彈性觀念，可用來計算常時使用載重下之結構物的撓度，但不適用於承受極限載重下之撓度。在結構設計中，使用性(serviceability)是必須被考慮，諸如過大之撓度、有害的龜裂、過大的振幅或頻率，及過大的噪音傳播等使用性因素，有些情況和強度之考量是同等重要。設計者必須同時考慮強度及使用性。對於強度及使用性因素任何一種或二者，均可作為結構物適用性判斷之準則<sup>[5]</sup>。

### 2.3 工作應力法概述

本法又名容許應力設計法(allowable stresses design)，其載重係使用工作載重(working loads)，亦即規範的標稱載重(nominal loads)，其安全檢核格式如下所示：

$$\frac{R_n}{F.S.} \geq \sum_i Q_i \dots\dots\dots(2.1)$$

其中  $R_n$  為構材的標稱強度， $F.S.$  為安全係數， $Q_i$  為各種標稱載重。上式的左右兩邊除以斷面積後即為應力檢核型式，其中左邊項目即為容許應力。此法假設材料之容許應力為實際強度折減至線彈性範圍內，且由工作載重所造成的實際應力不超過容許應力。至於容許應力的大小視材料種類而定，一般是由過去的經驗來判斷。以鋼筋混凝土梁為例，工作應力法所考量的設計彎矩位於圖 8 的  $\overline{BC}$  段內，圖中可知其彎矩-曲率近似於線性關係，在此階段受拉側之混凝土已開裂，拉力鋼筋及受壓混凝土的應力-應變皆在彈性範圍。此法的優點為行之多年，一般工程師較為熟悉，且由於此法所設計的結構較為保守，因此比較容易滿足功能性的要求。其缺點為在工作載重作用下，對於所有結構很難保證會有一致性的安全程度，並且無法得知結構物承受多大載重後，此構材會產生破壞。

### 2.4 強度設計法概述

強度設計法主要是探討結構物在使用年限內可能遭遇之最大載重，及構材達到破壞所能承受之極限強度，依據可靠度理論所訂定的一種設計方法。此方法係考量桿件強度及載重效應所具有的不確定性，以可靠度為基準，合理決定各種載重組合及其對應的載重係數，以及強度折減係數，使得結構物在使用年限內，能符合預期及具有一致的安全可靠度。另外強度設計法根據結構物承載極限載重下，構材斷面之鋼筋及混凝土應力或應變達到該材料之規定極限值為基準的設計方法<sup>[9]</sup>，此方法構件材料之應力應變關係為非直線關係，以鋼筋混凝土梁為例，如圖 8 所示，主要是求  $D$  點桿件彎曲破壞的極限彎矩，由圖中可知此時彎矩曲率的關係成非線性，在此階段拉力鋼筋已經降伏，而受壓混凝土達到極限應變產生壓碎破壞。ACI 在 1956 年出版之規範裡首次訂定本設計方法之規範，並稱為極限強度設計法(ultimate strength design)，簡稱 U.S.D.，1971 年經修改後稱為強度設計法。

### 2.4.1 強度設計法之安全條款

以結構安全的角度，構件最重要的特性是其桿件強度，這種強度必須大得足以抵抗結構使用期間的各種載重作用，不造成破壞(failure)或其他損害。工程師在設計結構物時，無法對該結構物在使用年限內可能發生之各種災害做準確的預估，需在不確定情形下進行設計，因此須設計結構物在其完工後之實際強度，大於該結構物需要強度的若干倍，來保障結構物的安全，此種強度之差一般稱為安全度(safety margine)<sup>[5]</sup>。影響結構安全因素可區分為兩大類，即載重超載因素與強度不足因素。基於這兩類因素，強度設計法的安全檢核格式，可表示如下：

$$\phi R_n \geq \sum_i \gamma_i Q_i \dots\dots\dots(2.2)$$

其中  $\phi$  為強度折減係數， $R_n$  為構材的標稱強度， $\gamma_i$  為不同的標稱載重  $Q_i$  所對應的載重係數。此法具有下列的主要優點：

1. 對於不同的設計情況下（例如張力構件、壓力構件等，或不同的載重組合），保持預先設定的安全性或可靠度。
2. 此法可由設定的可靠度來反應預期的破壞型式。例如設定梁構材比柱構材先達降伏，可提供預警作用。
3. 設計者經由可靠度設計的步驟，能更了解功能需求與結構行為的互相關係。

以下就載重係數及強度折減係數的基本特性，分別說明。

### 2.4.2 載重係數

載重係數的大小，反應於載重可預期性的精確程度，當載重大小及分佈可準確建立，則可乘上一較小的載重係數；反之，若大小變化不定或無法準確預測其實際的載重值，則應乘上一較大的載重係數。一般結構物，作用之載重可歸納有永久載重、變動載重及偶發載重三大類<sup>[14]</sup>。永久載重乃持續性作用於構造物之載重，其變異性極小，如構造物自重。由於永久載重其值極為固定，變異性小，故載重係數可取較小值。變動載重乃其載重變動頻繁且持續性發生，其與載重平均值之差異性不可忽視者稱之，即變異性大，如活載重。由於其作用頻率高又變動性大，載重估算準確度較低，故其載重係數須採較高值。偶發載重為構造物於使用期間發生之頻率極少，但其對結構物之影響非常大之載重，如地震力所造成的載重。

### 2.4.3 強度折減係數

強度折減係數大小的決定，是依據桿件破壞對結構的影響、桿件力學行為及強度計算的瞭解程度、桿件的延展性、材料強度的不確定性、結構物破壞對社會所造成的影響等因素。國內混凝土設計規範<sup>[3]</sup>僅以 $\phi$ 一個係數考量強度折減係數的整體影響。而日本港灣構造物設計基準<sup>[14]</sup>，則是將此安全折減係數細分為材料係數、構造解析係數、構件係數、構造物係數。關於日本的規範，在第四章將會有較深入的說明。

## 2.5 各種設計方法的比較

本節主要是將強度設計法與工作應力法及極限設計法之間的差異做一比較，並由此了解強度設計法的一些限制。

### 2.5.1 強度設計法與工作應力法的差異

綜合前面章節的說明，可將強度設計法與工作應力法的差異性總結成以下幾點：

1. 構造物構件之斷面設計，工作應力法是採用彈性理論，所以較適合於使用載重下之結構行為之分析，而結構物在極限載重作用下之極限狀態行為，使用強度設計法較為合理。
2. 工作應力法對各種載重一律採用相同的載重係數，因此無法正確考量不同載重的變異性，例如活載重的載重變化量比靜載重大，所以工作應力法設計載重預估的可靠性比強度設計法差。
3. 結構物之安全性，在工作應力法是採用使用載重下之構材應力不得高於規定之容許值作為安全性之確保條件，因此組成結構物之各個構材之安全度各不相同，所以對整體結構物之安全度無法明確表示。
4. 結構物如使用高強度鋼筋，以強度設計法設計斷面，可得較經濟有效之結果。對於梁深較小之雙筋斷面梁，可以減少抗壓鋼筋之使用量。
5. 強度設計法可以用來評估材料應力在非彈性範圍之結構體之延展性，這對考慮結構體之彎曲力矩再分配問題時是很重要的。
6. 工作應力法無法預估桿件所能承受的最大極限載重。
7. 強度設計法可反應預期的破壞形式。

不論使用上述任一種設計方法，使用性(serviceability)都必須考慮。諸如過大之撓度、有害的龜裂、鋼筋腐蝕、過大的振幅或頻率，及過大的噪音傳

播等使用性因素，甚至和強度之考量同等重要。設計者必須同時考慮強度及使用性。對於強度及使用性因素任何一種或二者，均可作為結構物適用性判斷之準則。

### 2.5.2 強度設計法與極限設計法的差異

強度設計法之斷面設計是考慮材料之非彈性性質處理，但所依據之外力如彎曲力矩、剪力等則使用構架之彈性分析結果，因此內力與外力在分析理論上有不一致性。由於鋼筋混凝土並不是完全彈性之材料，所以鋼筋混凝土構架之彈性分析結果與真實構架對外力反應會有差異。再者鋼筋混凝土構架常會發生開裂，EI值實際上是個變數，構架接頭處梁EI值會變大等因素。強度設計法計算時並不考慮其影響，但實際上其影響結構行為卻相當大。

極限設計法(limit design method)是將鋼筋混凝土超靜定結構建造成具有韌性之構架，當構架受力時，構架中桿件斷面最大應力之鋼筋最先開始降伏，該斷面如設計妥當，具有旋轉能力則形成所謂之塑性鉸(plastic hinge)，載重如再增加，內力會轉移至附近較小應力之斷面來承擔，產生所謂之力矩再分配(moment redistribution)，如此隨著載重增加將由更多之斷面來承擔，一直到構架變為不穩定。自第一個斷面之鋼筋降伏到全構架崩坍為止，常保持有相當大之承載強度，以此法求構架之強度會更接近實際情形，其設計結果將更經濟。

極限設計之理念使用於板之設計，一般稱為降伏線理論(yield line theory)此種設計法雖有其好處，但還需要更多之研究作為設計方法之依據，目前沒有完全被規範採用<sup>[5]</sup>。

## 三、載重係數及強度折減係數探討

在結構設計過程中，由於各種所關心的物理量具有不確定性，或是模式誤差，或經驗不足，常造成實際與預期的設計目標有所偏差。然而若將結構設計成過份安全則會不符合經濟性，因此利用可靠度理論，把結構在使用年限內破壞的機率，控制在可接受的範圍內，如此不但安全且能符合預期的可靠度目標。此理論假設各構件需滿足所有極限狀態，若構件安全則整體結構也會安全。首先定義各種不同的極限狀態函數作為判定構件壞的準則，利用可靠度的方法，依照目標可靠度指標(target reliability index)求出各變數標稱值(nominal value)及其相對應的載重係數及強度折減係數<sup>[1,4,8,11,12]</sup>，以作為工程師於結構設計時的依據。如此所設計的結構才能符合預期預期的目標與均勻的可靠度。本節首先簡介構件抵抗強度及載重效應，其平均值和變異係數

的決定方式，與載重組合的特性，接著說明載重係數及強度折減係數的推導。最後對可靠度設計方法做一簡單概述。

### 3.1 構材抵抗強度的平均值和變異係數

在結構物中各構件的抵抗強度  $R$ ，是一隨機變數可以假設為下列形式：

$$R = R_n \cdot (P_r \cdot M_a \cdot F_a) \dots\dots\dots(3.1)$$

其中  $R_n$  為標稱強度，係使用標稱的材料特性與標稱的結構尺寸，根據所採用的公式所計算出的抵抗強度。係數  $P_r$ 、 $M_a$  與  $F_a$  為用來修正實際抵抗強度與標稱抵抗強度的誤差，其中  $P_r$ (professional factor)代表理論分析或模式的不確定性； $M_a$ (material factor)代表材料強度的變異性； $F_a$ (fabrication factor)代表製造過程中桿件尺寸變異性的誤差。若考慮一階近似式，且各隨機變數彼此統計獨立，則由(3.1)式可得  $R$  的平均值  $\bar{R}$  與變異係數  $V_R$  為

$$\bar{R} \approx R_n (\bar{P}_r \cdot \bar{M}_a \cdot \bar{F}_a) \dots\dots\dots(3.2)$$

$$V_R \approx \sqrt{V_P^2 + V_M^2 + V_F^2} \dots\dots\dots(3.3)$$

其中  $\bar{P}_r$ 、 $\bar{M}_a$  與  $\bar{F}_a$  分別為  $P_r$ 、 $M_a$  與  $F_a$  的平均值； $V_P$ 、 $V_M$ 、 $V_F$  分別為  $P_r$ 、 $M_a$  與  $F_a$  的變異係數。

### 3.2 載重效應的平均值和變異係數

某一載重效應  $Q_i$  是一隨機變數，可以下式表示：

$$Q_i = C_i B_i q_i \dots\dots\dots(3.4)$$

其中  $C_i$  為結構分析可能造成誤差的影響係數(influence coefficient)， $B_i$  為載重分佈模式的參數(modeling parameter)， $q_i$  為結構使用期限的最大載重，如靜載重或活載重。各變數  $C_i$ 、 $B_i$ 、 $q_i$  彼此統計獨立，載重效應的平均值  $\bar{Q}_i$  與變異性係數  $V_{Q_i}$  可分別以下式表示：

$$\bar{Q}_i \approx \bar{C}_i \cdot \bar{B}_i \cdot \bar{q}_i \dots\dots\dots(3.5)$$

$$V_{Q_i} \approx \sqrt{V_{C_i}^2 + V_{B_i}^2 + V_{q_i}^2} \dots\dots\dots(3.6)$$

上式中  $\bar{C}_i$ 、 $\bar{B}_i$  與  $\bar{q}_i$  分別為  $C_i$ 、 $B_i$  與  $q_i$  的平均值； $V_{C_i}$ 、 $V_{B_i}$  與  $V_{q_i}$  分別為  $C_i$ 、 $B_i$  與  $q_i$  的變異係數。

### 3.3 載重組合

由於大部份作用於結構物的載重會隨時間變化(time varying loads)，依照其發生時間的長短，這些載重主要可以分為

1. 永久載重：

指變化非常小或維持在某固定範圍之內的載重，如圖 9-a 所示，通常指靜載重。

2. 變動載重：

指在各雜散的片段時間內維持相對的定值，也有可能在某些時間完全沒有載重作用，如圖 9-b 所示，通常指活載重。

3. 偶發載重：

其發生的頻率相當小，而且載重作用時間比起前面兩種亦非常小，但其值卻相對較大，通常指地震載重。

結構物在使用期限內，當同時有多種載重作用時，幾乎不可能各種載重在同一時刻皆到達其最大值，如圖 9-d 所示。因此結構物設計時所使用的總載重，應該小於所有載重最大值的總和。為了方便實際上做可靠度分析，一般將各種載重視為隨機變數(random variable)，而不是隨機過程(random process)。近年來關於隨機過程中超越門檻(up-crossing rates)之載重組合研究顯示，Turkstra(1972)<sup>[1]</sup>所提出的載重組合模式在許多實際例子上為一個良好的近似法，且國內外的規範大都引用此種格式，其具有簡易及規則性等優點。Turkstra(1972)所提出的載重組合模式，係考慮當某一種載重到達其極大值時，加上其他載重任一時間值(Arbitrary point in time load)。以數學模式表示為

$$Y(t) = X_1(t) + X_2(t) + \dots + X_n(t) \dots\dots\dots (3.7)$$

其中  $X_1(t)$ 、 $X_2(t)$ 、 $\dots$ 、 $X_n(t)$  是各隨機過程載重， $Y(t)$  是總載重，則最大載重為

$$\max Y(t) = \max_i \left[ \max_T X_i(t) + \sum_{j \neq i, j=1}^n X_{apt,j} \right] \dots\dots\dots (3.8)$$

其中  $X_{apt,j}$  為  $X_j(t)$  中任一時間的隨機變數值。依照 Turkstra 的載重組合模式，即可求得多種載重組合後的平均值及變異係數。

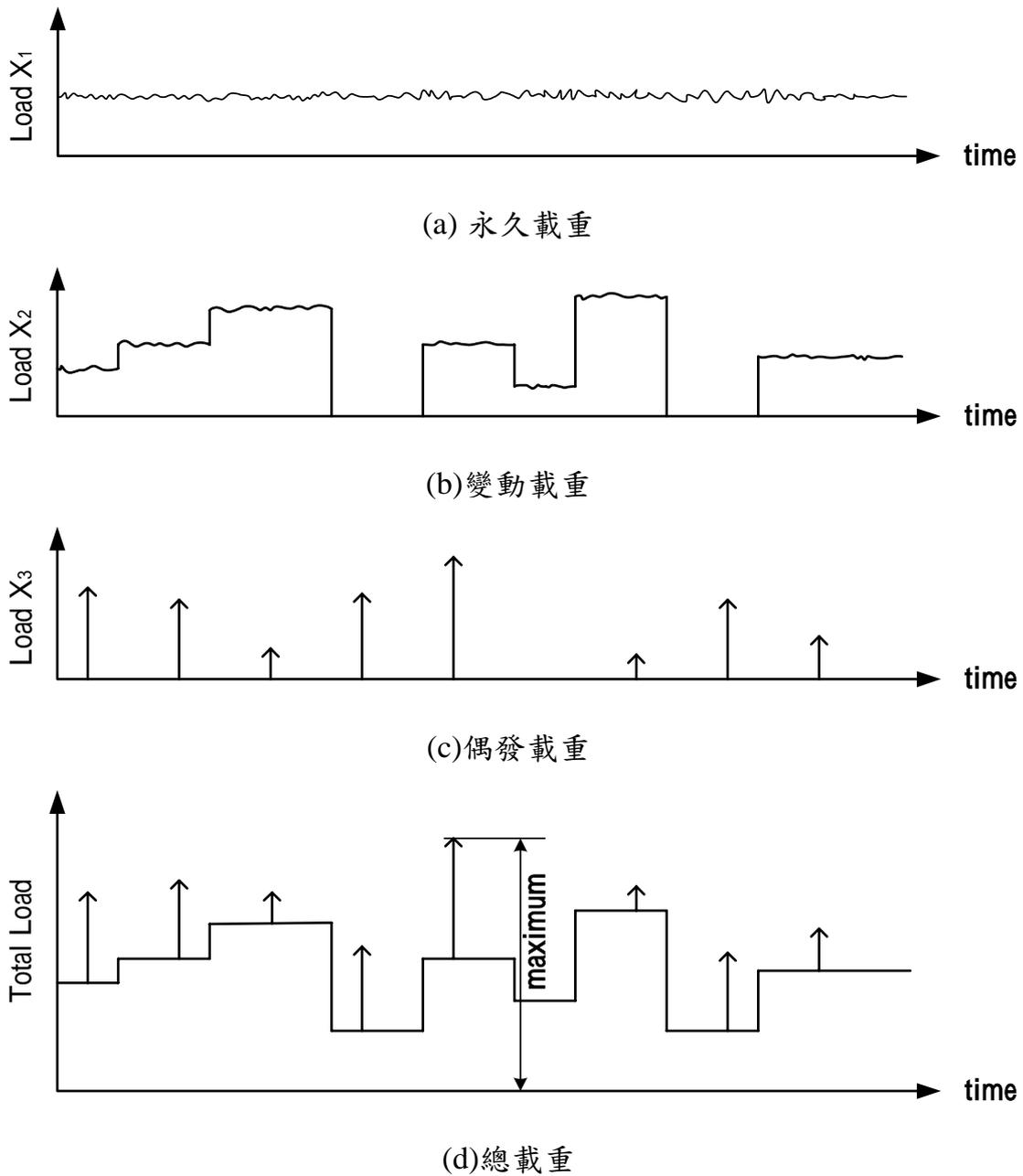


圖 9 載重組合示意圖

### 3.4 載重係數及強度折減係數的推導

構件抵抗強度  $R$  及組合載重效應  $Q$  兩個隨機變數，其安全邊際(Safety margin)為  $M=R-Q$ ，依照可靠度理論，如圖 10 所示其破壞機率  $P_f$  為

$$P_f = P(R < Q) = \int_0^{\infty} F_R(x) f_Q(x) dx \dots\dots\dots (3.9)$$

其中  $F_R(r)$  為構材抵抗強度  $R$  的累計機率分佈函數(CDF);  $f_Q(q)$  為組合載重效應  $Q$  的機率密度函數(PDF)。現將安全邊際  $M=R-Q$  予以公式化, 因  $R$ 、 $Q$  均為隨機變數, 所以  $M$  亦為一 隨機變數, 而當  $M < 0$  時結構產生破壞, 故此時破壞機率為

$$P_f = \int_{-\infty}^0 f_M(m) dm = F_M(0) \dots\dots\dots (3.10)$$

若  $R$  與  $Q$  皆為常態分佈且假設彼此統計獨立, 則  $M$  亦為常態分佈, 故  $\bar{M} = \bar{R} - \bar{Q}$ 、 $\sigma_M^2 = \sigma_R^2 + \sigma_Q^2$  由式(3.10)可得

$$P_f = F_M(0) = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta) \quad , \quad \beta = \frac{\bar{M}}{\sigma_M} \dots\dots\dots (3.11)$$

由以上二式可發現破壞機率為  $\bar{M}/\sigma_M$  的函數, 因此定義  $\beta$  為可靠度指標 (reliability index) 或安全指標 (safety index)<sup>[1,11]</sup>, 亦即

$$\beta = \frac{\bar{M}}{\sigma_M} = \frac{\bar{R} - \bar{Q}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \dots\dots\dots (3.12)$$

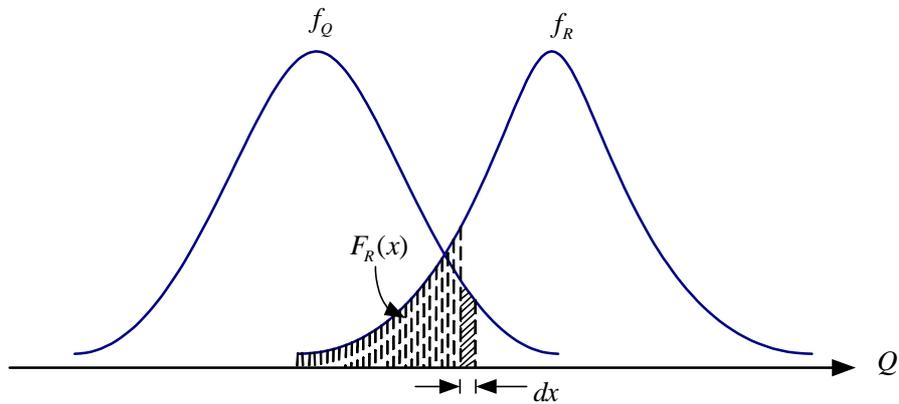


圖 10 載重和構件強度機率函數示意圖

上式中  $\bar{R}$ 、 $\bar{Q}$  分別為  $R$ 、 $Q$  的平均值,  $\sigma_R$ 、 $\sigma_Q$  分別為  $R$ 、 $Q$  的標準差;  $\Phi[ ]$  為標準常態分佈的 CDF。現今參數  $\alpha_R$  及  $\alpha_Q$  分別是

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \dots\dots\dots (3.13)$$

$$\alpha_Q = \frac{\sigma_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \dots\dots\dots (3.14)$$

將上式帶入(3.12)式，整理後可得

$$(1 - \alpha_R \beta V_R) \bar{R} = (1 + \alpha_Q \beta V_Q) \bar{Q} \dots\dots\dots (3.15)$$

由上式可令

$$\phi R_n \geq \gamma Q_n \dots\dots\dots (3.16)$$

$$\phi = (1 - \alpha_R \beta V_R) \frac{\bar{R}}{R_n} \dots\dots\dots (3.17)$$

$$\gamma = (1 + \alpha_Q \beta V_Q) \frac{\bar{Q}}{Q_n} \dots\dots\dots (3.18)$$

上式中  $\phi$  為強度折減係數， $\gamma$  為載重係數， $R_n$ 、 $Q_n$  分別為構件標稱強度及標稱載重。載重平均值  $\bar{Q}$ 、標稱載重  $Q_n$  及設計載重  $\gamma Q_n$  之間的關係如圖 11 所示，而圖 12 則表示構材強度平均值  $\bar{R}$ 、標稱強度  $R_n$  及設計強度  $\phi R_n$  之間的關係。由上述推導可知，安全指標  $\beta$  越大，則強度折減係數  $\phi$  越小，載重係數  $\gamma$  越大，即結構物的安全性越高。

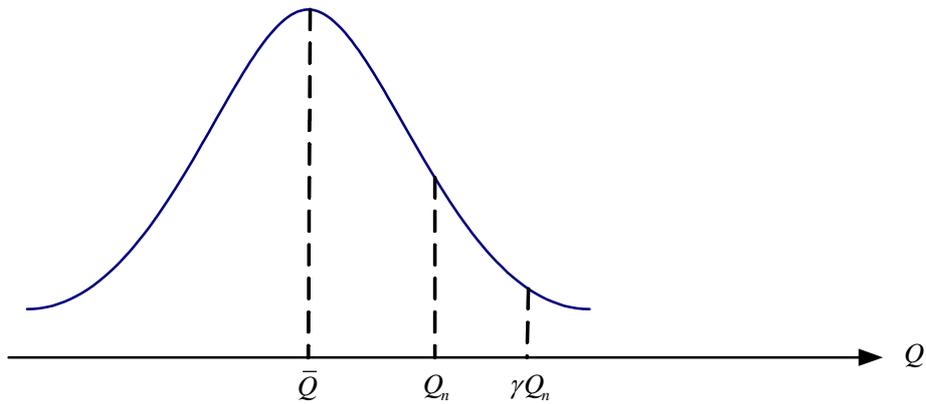


圖 11 標稱載重、載重平均值、設計載重關係示意圖

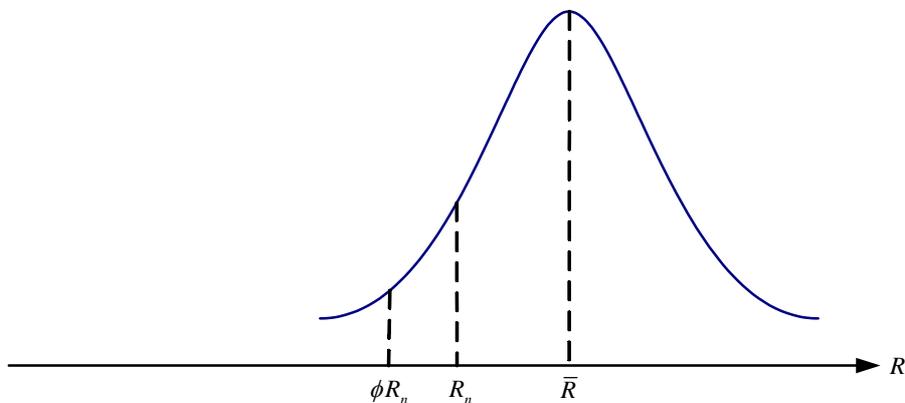


圖 12 標稱強度、強度平均值、設計強度關係示意圖

上述是依據機率密度函數為常態分佈，所推得的載重係數及強度折減係數，當機率密度函數是非常態分佈，此時可藉由等效常態分佈的轉換方法，其精神是令轉換前與轉換後設計點的累積分佈函數及機率密度函數值相等的近似方法，此時可藉由一階二次矩近似法(First Order Second Moment Approach，簡稱 FOSM)以迭代的方式求得設計點及 $\alpha_R$ 、 $\alpha_Q$ 值<sup>[8,11]</sup>，最後代入(3.17)式及(3.18)式求得載重係數及強度折減係數，綜合上述說明，載重係數及強度折減係數的計算流程可表示如圖 13。

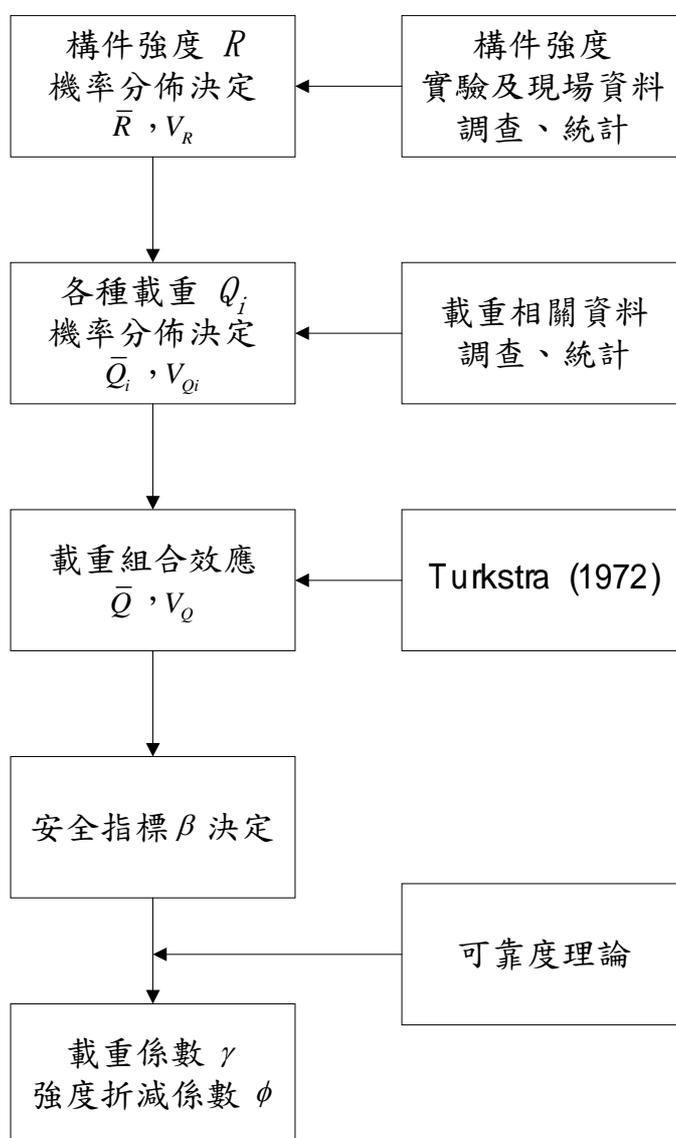


圖 13 載重係數及強度折減係數的計算流程圖

### 3.5 可靠度設計法概述

本節主要是說明規範中所採用強度設計法與可靠度設計法之間的關係。可靠度設計法可分成三個等級<sup>[12,13]</sup>，分別說明如下：

#### 1. 一級可靠度設計

一級可靠度設計法，是最簡便的可靠度設計法，也是現行各國規範所採用的設計方法，其安全檢核格式，可表示如下：

$$\phi R \geq \sum \gamma_i Q_i \dots\dots\dots (3.19)$$

上式與(3.1)式完全相同。其強度折減係數及載重係數的決定，在前面已經做了說明。此方法亦即為載重與強度係數設計法(Load and Resistance Factor Design ; LRFD)

#### 2. 二級可靠度設計

此設計法首先是將各隨機變數之或然率分佈，近似轉換成正規化常態分佈，由載重及構件抵抗強度的平均值和標準偏差，如(3.12)式，求出可靠度指標  $\beta$ ，其安全檢核格式可表示如下：

$$\beta \geq \beta_T \dots\dots\dots (3.20)$$

上式中  $\beta_T$  是容許的可靠度指標。

#### 3. 三級可靠度設計

此法是藉由載重及構件強度的機率密度函數，採用(3.9)式的數值積分，求得破壞機率  $P_f$ ，再將此值控制在小於容許的破壞機率。

上述三種可靠度設計，以第三級計算最複雜，但也最為嚴謹，主要應用在特殊而重要的結構（如核能電廠），一般結構設計採用最多的設計方法是一級可靠度設計，此設計方法即各國規範強度設計法所採用的方式。

## 四、美、日港灣 R.C.構造物強度設計法概述

結構物從規劃設計、施工建造一直到完成使用的過程中，由於施工順序的改變、或於設計過程中過於簡化計算而導致超載；或由於材料品質不佳、施工技術及管理的缺失而導致材料強度的不足等等，皆會影響結構物的安全性。為確定結構物的安全性，各國規範中一般均訂有安全條款。本章分別就日本及美國兩國的港灣構造物規範，有關強度設計法的規定做一簡要說明。

#### 4.1 日本規範說明

日本為因應國際化的趨勢，在民國 88 年(平成 11 年)修訂之港灣設施技術基準・同解說<sup>[3,13]</sup>，將港灣構造物設計由工作應力法改為強度設計法，其極限狀態分為終局、使用及疲勞等三類。其安全檢核格式，可表示如下：

$$\frac{R}{\gamma_b \gamma_e \gamma_a} \geq \sum \gamma_i Q_i \dots\dots\dots (4.1)$$

上式中  $R$  為標稱強度， $\gamma_i$  為不同設計載重  $Q_i$  所對應載重係數，而  $\gamma_b$  是構件係數， $\gamma_e$  是構造物係數， $\gamma_a$  是構造解析係數，其設計流程如圖 14 所示，上式中  $(\gamma_b \gamma_e \gamma_a)$  三個係數的倒數，可視為強度折減係數  $\phi$ 。本節現就日本規範中安全度係數、材料強度及三種極限狀態檢核等相關規定，分別說明如下：

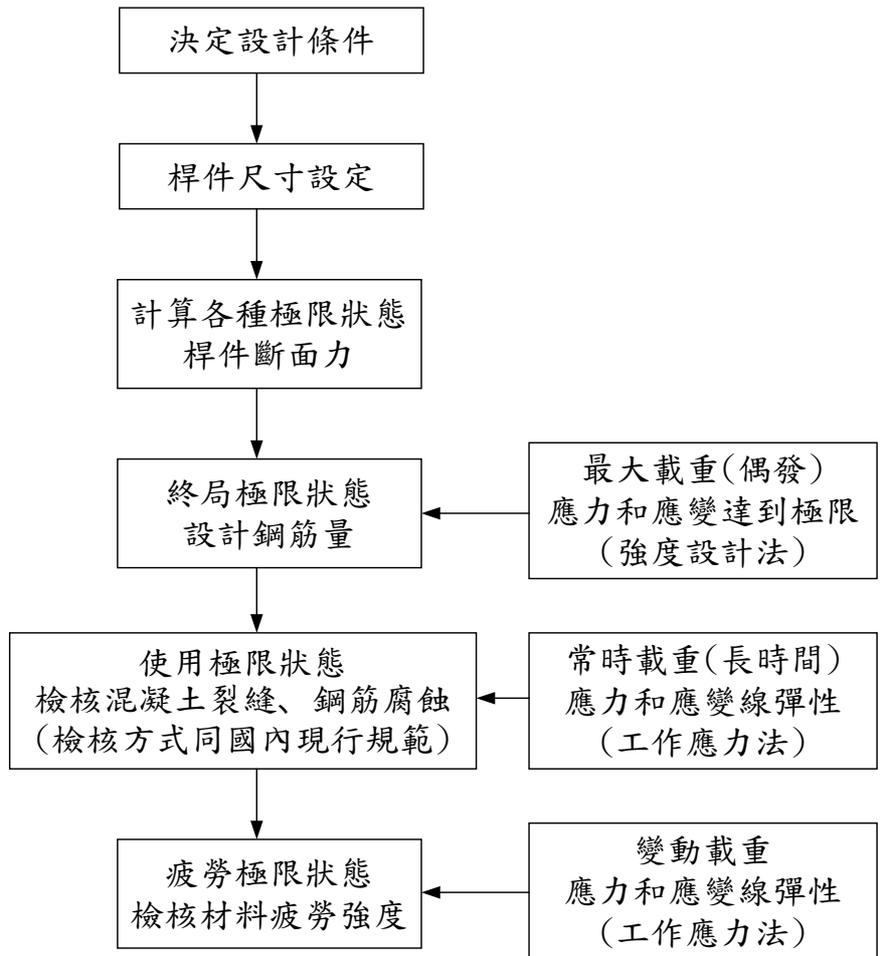


圖 14 日本規範的設計流程圖

#### 4.1.1 安全度係數

極限狀態檢核所用的安全度係數可分為材料係數 $\gamma_m$ 、載重係數 $\gamma_i$ 、構造解析係數 $\gamma_a$ 、構件係數 $\gamma_b$ 、構造物係數 $\gamma_e$ 等，如表 1 所示，其中構件係數 $\gamma_b$ ，是為了反應構件強度計算上的不確定性及構件破壞對整體結構的影響。構造物係數 $\gamma_e$ ，則是考慮各結構物的重要度，破壞後對社會所造成的影響。材料係數 $\gamma_m$ ，是為了反應材料強度不確定性的影響。構造物解析係數 $\gamma_a$ ，是反應結構力學的解析和真實情況的差異性，一般而言，因對港灣結構物已有相當程度的了解，日本將構造物解析係數定為 1.0，即不在構造物解析係數上對強度進行折減。而載種係數 $\gamma_i$ 則反應載重種類、作用頻率及變異性的影響，以下就安全度係數的規定分別說明如下：

表 1 安全度係數

安全度係數		極限狀態的類別		
		終局極限	使用極限	疲勞極限
材料係數 ( $\gamma_m$ )	混凝土	1.3	1.0	1.3
	鋼筋及 PC 鋼材	1.0	1.0	1.05
	上述之外的鋼材	1.05	1.0	1.05
載重係數 ( $\gamma_i$ )	永久載重	1.0~1.1 (0.9~1.0)	1.0	1.0
	變動載重			
	波力	1.3	1.0	1.0
	施工時的變動載重	1.0	-	-
	上述之外的載重	1.0~1.2 (0.8~1.0)	1.0	1.0
	偶發載重	1.0	-	-
構造解析係數 ( $\gamma_a$ )		1.0	1.0	1.0
構件係數 ( $\gamma_b$ )		1.0~1.3	1.0	1.0
構造物係數 ( $\gamma_e$ )		1.0~1.2	1.0	1.0

#### 1. 載重係數 (載重分類)

載重係數會隨著載重種類及載重作用條件而變化，且也會因極限狀態的種類而有不同。依據發生頻率及變動程度，將載重區分為永久載重、變動載重及偶發載重等三大類，再由載重類別訂出載重係數，分述如下。

### (1) 永久載重

永久載重乃持續性作用於構造物之載重，其變異性極小，載重變動的大小與其平均值之差異甚小可忽略不計，此種載重包括構造物構件自重、靜水壓力、內部水壓力、殘留水壓力、土壓力等。由於永久性載重其值極為固定，變異性小，故其載重係數可取較小值。

### (2) 變動載重

變動載重乃其載重變動頻繁且持續性發生，其與平均值之差異大，即變異性大，不可忽視者稱之，如活載重（含操作機械載重）、波力、揚壓力等。由於其作用頻率高又變異性大，載重估算準確度較低，故其載重係數須採較高值。

### (3) 偶發載重

偶發載重為構造物於使用期間發生之頻率極少，但其對結構物之影響非常大之載重，如地震力、船舶靠岸力、船舶繫泊力、棧橋上部結構揚壓力、風力等，由於其發生機率小，當與其他載重組合時，其本身之載重係數可取較小之標準。

載重係數的變化是依據作用在防波堤的波力、堤體形式、設置水深、海床坡度及波高極大值的分佈情況等因素決定。在目前沉箱式防波堤及一般防波堤日本規範的載重係數是取 1.3，對於特殊形狀的曲形堤，因其載重係數會再變大，所以有必要透過模型實驗來做適當的決定。永久載重的載重係數，考量重力式碼頭底版在地震作用時的係數是採用 1.0，在其他情況下是採用 1.1 (0.9)。當記載著如 1.2 (0.8) 含括弧的載重係數，其括弧內的數值則適用於考慮載重組合時，對構件的威脅較大者。水平載重作用，當垂直載重較小時，有些柱構件受拉力會較大，此時須以此受力條件對構件進行安全檢核。

## 2. 構件係數

終局極限狀態檢討時的構件係數，可採用下列的數值。其中，( ) 內的數值適用重力式碼頭底版在地震時的安全性檢查。

- (1) 計算彎曲及軸力強度..... 1.15 (1.0)
- (2) 計算軸壓力的上限值..... 1.3
- (3) 計算混凝土的剪力強度..... 1.3 (1.15)
- (4) 計算剪力箍筋的剪力強度..... 1.15(1.0)

發生地震時，在檢核重力式岸壁底版構件的安全性，考率岸壁主體地震作用的慣性力，地震時土壓力及相位差等影響，與底版會受到地震時的土壓力計算誤差，根據過去的受害事例解析中得知，採用標準安全度係數時，有可能會出現過大的設計，因此發生地震時的重力式岸壁底版（含底座）的設計載重標準值應做一適當的折減。構件係數屬於應考慮到原有計算構件耐力時的不確實性，不過在設計均衡上考率載重的不確定因素，採用構件係數予以涵蓋。

### 3. 構造物係數

構造物係數是取決於各項構造物的程度，以及到達極限狀態時的社會影響度。表中所示的數值，是基於和其他構造物做比較後，並檢討工作應力法之安全性後，所制定而成。表中的數值屬於標準值，可採用其他方法適度制定其安全度係數。

- (1) 關於終局極限狀態下的構造物係數，可採採用下列的值。
- (2) 棧橋碼頭上部構造…… 偶發載重作用時 1.0, 其他場合時 1.2
- (3) 防波堤…… 波力作用時 1.1, 其他場合時 1.0
- (4) 碼頭…… 地震載重作用時 1.0, 其他場合時 1.1

### 4. 材料係數

混凝設計抗壓強度  $f'_{cd}$  及鋼筋設計強度  $f_{yd}$ ，可分別表示如下：

$$f'_{cd} = f'_c / \gamma_{mc} \dots\dots\dots(4.2)$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{ms} \dots\dots\dots(4.3)$$

上式中  $f'_c$  混凝抗壓強度，而  $f_y$  是鋼筋降伏強度， $\gamma_{mc}$  是混凝土強度的材料係數，在終局極限狀態取 1.3，而  $\gamma_{ms}$  是鋼筋強度的材料係數。

#### 4.1.2 極限狀態檢核

港灣R.C.構造物在使用年限內，可能遭到破壞的極限狀態可分三類，一為結構物使用年限內所發生之最大載重，造成結構物破壞的極限狀態。二為結構在長期承受常時載重作用下，因混凝土的拉力裂縫造成鋼筋腐蝕而達到不適用的極限狀態。三為在耐用期限內，因重複載重產生材料疲勞破壞的極限狀態。綜合上述各種破壞因素，日本規範將極限狀態檢核分成終局極限狀態、使用極限狀態及疲勞極限狀態。以下就各種極限狀態的作用力、破壞形式及檢核方式作一說明：

### 1. 終局極限狀態下之探討

終局極限狀態下之檢討，主要是檢核結構在使用年限內所發生之最大載重時，如偶發載重的地震力、颱風作用，是否能提供足夠的強度來防止破壞發生。此狀態所檢討的載重，作用時間短，發生機率不高，但作用時很可能對結構物產生極大的破壞，因此是以材料應力、應變達到極限的強度設計法，檢核桿件的斷面尺寸及鋼筋量。終局極限狀態之檢討之概念如圖15所示，圖中 $R$ 表示構件設計強度，而 $S$ 表示設計載重大小。

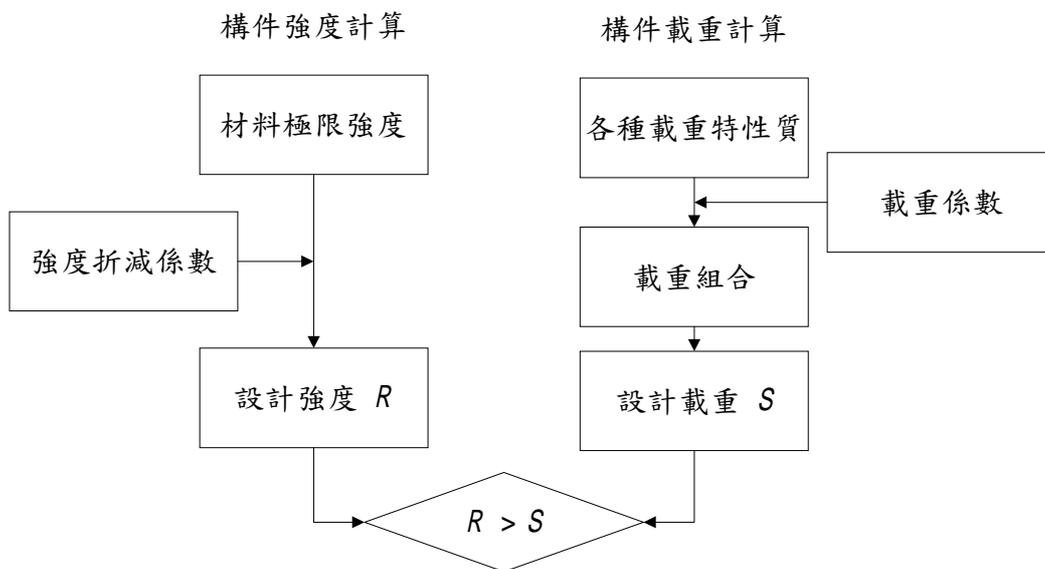


圖 15 終局極限狀態之檢討之概念圖

### 2. 使用極限狀態下之探討

使用極限狀態的檢討，原則上要確認該極限狀態下設計載重所產生的構件龜裂寬度，引起鋼材腐蝕導致耐用性降低的檢討，一般是限制裂縫寬度需低於容許寬度。使用極限狀態的載重是指結構物使用年限內，長時間承受的永久性載重及變動性載重，如靜載重、活載重、波力等。此極限狀態主要是考慮長時間作用的常時載重，此時結構材料的應力與應變成線性關係，因此是以工作應力法檢討常時載重作用下之桿件裂縫與結構變位。台灣地區混凝土的鹽害造成鋼筋鏽蝕問題極為顯著，因此將來規範的訂定，應採用更嚴格的容許裂縫寬度，可能較為恰當。

### 3. 疲勞極限狀態下之探討

疲勞極限狀態的設計，主要是針對結構在使用期限內，因變動性載重如波力、裝卸載重等外力的反覆作用下，是否造成材料疲勞破壞的極

限狀態檢核。一般可分為防波堤構造物波浪力的反覆作用，及棧橋式碼頭上部結構移動載重作用所產生的疲勞破壞。疲勞破壞之安全性檢核，是將重覆作用的載重做適當分類，再依各種載重的變動振幅及作用次數，計算疲勞破壞的損傷程度，最後總和其損傷程度，以便對疲勞破壞做安全性的判斷。對疲勞安全性有影響的不只是載重大小，其重覆作用次數及載重變動振幅也有很大的影響，此極限狀態考慮長時間作用的反覆載重，此時結構材料應力與應變是成線性關係，因此是以工作應力法檢討反覆載重作用下的疲勞破壞。

## 4.2 美國規範概述

美國規範對於安全條款的規定，主要分為超載係數及強度不足係數兩種，即一般所稱載重係數及強度折減係數，美國規範的安全檢核格式可表示如下。

$$\phi R_n \geq \sum_i \gamma_i Q_i \dots\dots\dots (4.4)$$

其中為  $\phi$  強度折減係數， $R_n$  為構材的標稱強度，即構件所能承受之彎矩、軸力、剪力或扭力， $\gamma_i$  為不同的標稱載重  $Q_i$  所對應的載重係數。由於施工技術或管理的缺失(如構件尺寸不正確、混凝土澆置產生蜂窩等)、材料強度的不足及其他原因致使各構件的強度與其理論承載能力有所差異。另外在工程設計時，由於所使用之設計方法的不準確性也可能造成強度的不足。且不同構件在結構中其重要程度也不儘相同，在受載後之韌性與可靠程度也都有所差異。美國海軍規範以強度折減係數，考慮上述的不確定性。載重係數的決定，則取決於載重的變異係數及載重組合效應的影響。美國海軍規範<sup>[10]</sup>，主要是檢核結構物使用期間發生最大載重的承載極限狀態，現就其強度折減係數及載重係數的規定，分別說明如下：

### 4.2.1 強度折減係數

強度折減係數乃是隨著構件擔負之承載能力不同而異，若承受載重時，其延展性大、可靠程度高、重要性低的構件，則強度折減係數較大；反之，若延展性小、可靠程度低、重要性高的構件，則強度折減係數值較小。例如柱之強度折減係數值較梁為小，係因柱之延展性較差、一經破壞所造成之災害較梁之破壞更為慘重。又螺筋圍箍筋具有較大的延展性及韌性，故其折減係數值較一般方箍筋為高。將美國規範中訂定之強度折減因子數值製成表 2。

表 2 強度折減因子

構件受力情形	$\phi$
撓曲，軸拉力，撓曲或軸拉力共同作用	0.9
受軸壓力或受撓曲合併作用(以螺筋圍箍者)	0.75
受軸壓力或受撓曲合併作用(非螺筋圍箍者)	0.70
剪力與扭力	0.85
混凝土承壓	0.70
無筋混凝土受撓曲、壓力及承壓	0.65

#### 4.2.2 載重係數

載重係數的大小，反應於設計載重可預測的準確程度。若一載重大小可準確預測，則可乘上一較小的載重係數；若一載重大小無法準確預測，則乘上一較大的載重係數。現將美國規範中對港灣結構之載重組合及載重係數製成表 3。

表 3 載重組合及載重係數

載重組合 載重	U1	U2	U3	U4	U5	U6	U7	U8	U9
D <sup>a</sup>	1.3	1.3	1.3	1.3	1.25	1.25	1.3	1.3	1.2
L <sub>C</sub> + I or L <sub>U</sub>	1.7 <sup>c</sup>	0.17	1.3	1.3		1.25	b	1.3	
B	1.3	1.3	1.3	1.3	1.25	1.25	1.3	1.3	1.2
Be		1.7							
C			1.3	1.3	1.25	1.25			1.2
E	1.3	1.3	1.3	1.3	1.25	1.25	1.3	1.3	1.2
Eq							1.3		
W			0.3		1.25	0.3			1.2
Ws			0.3		1.25	0.3			
R+ S+ T				1.3	1.25	1.25			
Ice								1.3	1.2

註：a 採用 0.9 用於檢核最小軸力及最大彎矩。

b 為 0.0、0.1 或 0.2，其值取決於地震力計算時所採用的活載重。

c 對於起重機造成的最大移動載重採用 1.3。

D：呆載重 L<sub>U</sub>：均佈活載重 L<sub>C</sub>：集中活載重 I：衝擊荷重  
B：浮力 Be：靠船力 C：水流力 E：土壓力  
Eq：地震力 W：風力(作用於結構) Ws：風力(作用於船)(繫纜力)  
R：潛變 S：收縮力 T：溫度載重 Ice：雪、冰壓力

### 4.3 國內與日本規範安全程度的比較

本節主要是比較日本及國內規範的安全度係數，由強度設計法的安全檢核可知，強度折減係數和載重係數分別位於等號的兩邊，由此可知二者有相互關係的，故若單獨拿出強度折減係數或載重係數來比較，會顯得沒有意義。所以本文是在相同的斷面、材料強度和鋼筋量的條件下，比較各種規範的安全程度。現以日本規範的設計強度為基準，比較與國內等規範的差異。首先令日本規範中之標稱強度為 R<sub>1</sub>，國內規範在相同斷面、材料及鋼筋量之標稱強度為 R<sub>2</sub>，由日本及國內的設計理論可得以下二式：

$$R_1 / \gamma_b \gamma_e \geq \sum (\gamma_{i1} Q_i) \dots\dots\dots(4.5)$$

$$\phi R_2 \geq \sum (\gamma_{i2} Q_i) \dots\dots\dots(4.6)$$

在此定義  $\phi R_2$  和  $R_1 / \gamma_b \gamma_e$  之比值為設計強度比  $\varepsilon$ ，可表示成

$$\varepsilon = \frac{\phi R_2}{R_1 / \gamma_b \gamma_e} \dots\dots\dots(4.7)$$

由上式及(4.6)式可知

$$(R_1 / \gamma_b \gamma_e) = \frac{\phi}{\varepsilon} R_2 \geq \frac{1}{\varepsilon} \sum (\gamma_{i2}) Q_i = \sum \frac{1}{\varepsilon} (\gamma_{i2}) Q_i = \sum (\bar{\gamma}_{i1}) Q_i \dots\dots\dots(4.8)$$

$$\bar{\gamma}_{i1} = \frac{1}{\varepsilon} \cdot \gamma_{i2} \dots\dots\dots(4.9)$$

此處定義  $\bar{\gamma}_{i1}$  為國內規範之等效於日本規範的載重係數，在此簡稱本國等效載重係數。亦即使用此修正後之等效載重係數，配合日本規範之強度折減係數的規定，求得的鋼筋量，與完全依照本國規範的規定，在相同的構件

尺寸及材料強度的條件下所求出的鋼筋量相等。由此可知只要比較  $\gamma_{il}$  和  $\overline{\gamma_{il}}$  之關係即可了解日本與本國規範安全程度的差異。並可求出國內規範之等效於日本規範的載重係數，及比較日本規範和國內現行規範安全程度的差異。圖 16 所示是國內規範與日本規範對應各種材料強度和鋼筋比所求出的設計強度比。由圖中可得國內規範和日本規範之設計強度比，於常時載重作用時，設計強度比的最大值約為 0.69。依上述的設計強度比，可求得國內等效載重係數，如表 4、表 5 所示，而表中 [] 內的值為日本規範的載重係數。比較表 4 及表 5，日本規範之載重係數與國內等效載重係數的比值可知，國內規範很明顯是較保守的，其中國內現行規範棧橋式碼頭及沈箱式防波堤的載重係數分別約為日本規範的 1.1-1.3 倍及 1.2-1.56 倍。

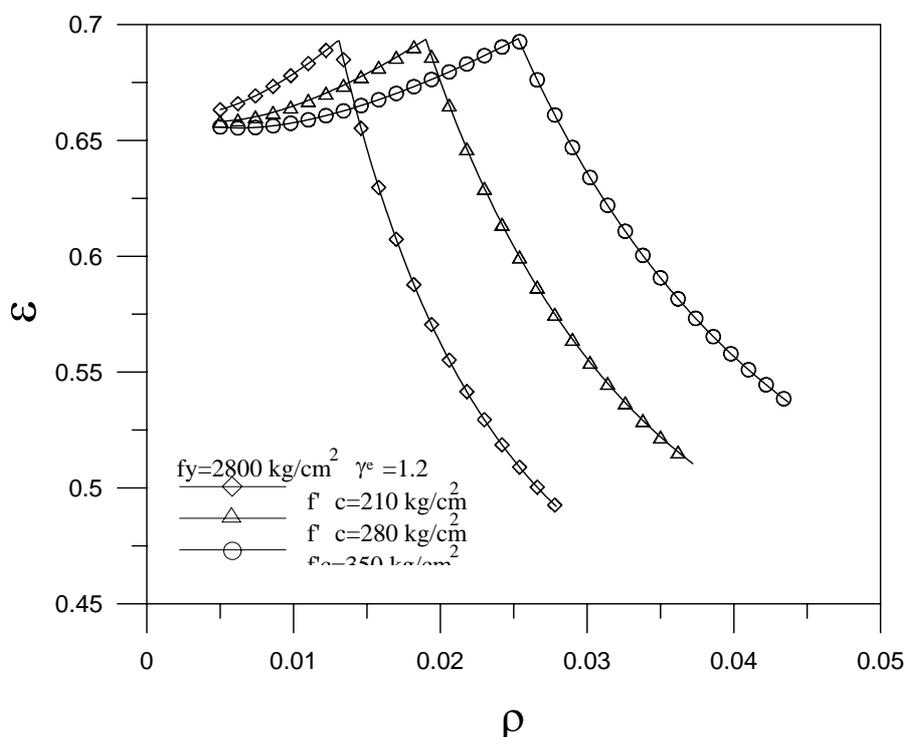


圖 16 本國-日本設計強度比(棧橋式碼頭-常時)

表 4 等效載重係數表（棧橋式碼頭）

載重組合 外力及載重	組合 1	組合 2	組合 3	組合 4	組合 5	組合 6	組合 7
結構自重	1.1 [1.45]	1.1 [1.45]	1.1 [1.29]	1.1 [1.29]	1.1 [1.29]	1.1 [1.29]	0.9 [1.29]
裝載載重	1.2 [1.45]		1.2 [1.29]	1.2 [1.29]	1 [1.29]		
活載重		1.2 [1.45]					
船舶拉力			1 [1.29]				
船舶衝擊力				1 [1.29]			
地震力					1 [1.29]		
風力						1 [1.29]	
上揚力							1 [1.29]

表 5 等效載重係數表（沈箱式防波堤）

狀態	自重	靜水壓	內部土壓	常時之底板反力	常時之內部殘留水壓	揚壓力	底板反力變動量	內部水壓變動量	波力	隔室間靜水壓差	備注
常時	0.9 [1.72]	1.1 [1.72]		1.1 [1.72]							(底板)
			1.1 [1.72]		1.1 [1.72]						(側牆)
波力作用時	1.1 [1.56]	1.1 [1.56]		1.1 [1.56]		1.3 [1.56]	1.2 [1.56]				(底板)
			0.9 [1.56]						1.3 [1.56]		(側牆)
施工時			1.1 [1.56]		1.1 [1.56]			1.2 [1.56]			(側牆) 浮游時
	0.9 [1.72]	1.1 [1.72]									(底板) 浮游時
		1.1 [1.72]								1.1 [1.72]	(隔牆) 安放時

## 五、結論

日本港灣 R.C.構造物強度設計法之設計理念，是將安全度係數分成載重係數及構件強度折減係數，分別考量在使用(serviceability limit state)、終局(ultimate limit state)及疲勞(fatigue limit state)等各種極限狀態，檢核所要設計之構造物是否安全。因此，為使強度設計法適用於國內港灣 R.C.構造物，須先依載重性質加以分類，並決定其在各種極限狀態(limit state)下的載重係數及檢核方法。目前我國港灣構造物設計基準之訂定為翻修自日本 1989 年版之基準(除了耐震設計部分外)，而日本自 1979 年依港灣法正式發佈技術基準後，大約每隔十年即進行檢討修訂，新版基準(1999 年版)與 1989 年版之基準最大差異，除了導入了耐震功能性設計外，也將港灣 R.C.構造物的設計方法由工作應力法改為強度設計法。有鑑於國內缺乏港灣構造物相關之統計資料，無法以本土之統計資料以可靠度理論訂定相關之係數，所以本文建議參考日本現行規範來修訂我國港灣 R.C.構造物之強度設計法，但長遠來看，未來應加強港灣構造物的現場調查研究，並將收集到的統計資料，經由可靠度理論研訂適用本國港灣 R.C.構造物之相關安全度係數。

## 參考文獻

1. 蔡益超，"可靠度為基準之結構設計—載重及強度折減係數設計法"，結構工程期刊第 3 卷第 3 期，民國 77 年 7 月。
2. 陳宏謀，"鋼筋混凝土觀念分析"，標竿出版社，1993。
3. 中國土木水利工程學會，"混凝土工程設計規範與解說"，科技圖書股份有限公司，1998。
4. 陳麒任，"可靠度為基礎之載重因子與強度折減係數研究"，國立台灣科技大學營建工程學系碩士學位論文，民國 88 年 7 月 16 日。
5. 陳文雄，"結構混凝土—力學行為與設計"，文京圖書有限公司，1999。
6. Hans Straub. " A History of Civil Engineering" , Cambridge, Massachusettes, M.I.T. Press, 1964.
7. C.K. Wang, C.G. Salmon, " Reinforced concrete design" , New York ,T. Crowell, 1979.
8. H-S.A. Alfredo,H.T. Wilson, " Probability concepts in engineering planning and design." , New York,Wiley, 1984.

9. A.H. Nilson, G. Winter. " Design of concrete structures" New York, McGraw-Hill, 1986.
10. Piers and Wharfs, " US Navy Military Handbook 1025/1" , 1987年 10 月 30 日 (美國海軍規範)。
11. S.N. Andrzej , and R.C. Kevin, " Reliability of Structures" , McGraw-Hill, 2000.
12. 星谷勝、石井清, "構造物 信賴性設計法", 鹿島出版會, 1997 年 5 月 30 日。
13. 財團法人 沿岸開發技術研究 , "港灣構造物設計事例集", 平成 11 年 4 月。
14. 社團法人 日本港灣協會, "港灣 施設 技術上 基準・同解説", 日本運輸省港灣局監修, 1999 年 4 月。

# 港灣構造物功能性設計法

賴瑞應<sup>1</sup> 薛強<sup>2</sup> 張景鐘<sup>3</sup>

## 摘要

功能性設計法之目標在於使構造物之規劃、設計、評析、營造以及使用維護能確保它在各種規模的荷載作用時，其功能性可滿足業主、使用者或社會大眾對構造物之各種使用、運作、安全、經濟、文化及歷史之需求。本課程首先藉由過去的震害災損案例說明傳統設計方法之不足，繼而介紹功能性設計法之基本理念、設計流程及相關內容，最後亦探討功能性水準之定性與量化(功能性參數可接受標準值)、功能目標之建立及檢核方法。期望經由本課程的說明，可以讓港灣工程界的先進們瞭解功能性耐震設計的精神所在。

## Performance-Based Seismic Design Method of Port Structures

The purpose of performance-based design is to ensure the plan, design, evaluation, construction and maintenance of engineered facilities of which performance under common and extreme earthquake ground motions would match the diverse needs and objectives (service, operation, safety, economy, cultural and historical impact) of the owners, users and society. In this workshop, the deficiency and insufficiency of the classical seismic design method are first described by the case study of previous earthquake disasters. Then, the fundamental methodology, design procedures and related subjects of performance-based seismic design are introduced. Both qualification and quantification of performance levels (the acceptance criteria of performance parameters), the establishment of performance objectives and the checking procedures are also investigated. It is expected that the performance-based seismic design method can be fully understood by the engineers in harbor and marine field.

<sup>1</sup>交通部運輸研究所港灣技術研究中心 副研究員

<sup>2</sup>財團法人中興工程顧問社 研究員

<sup>3</sup>國立台灣海洋大學河海工程系 教授

## 一、前言

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

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

入量化的說明，並分別對其在不同設計地震力下應具備的功能訂有相關的規定。

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

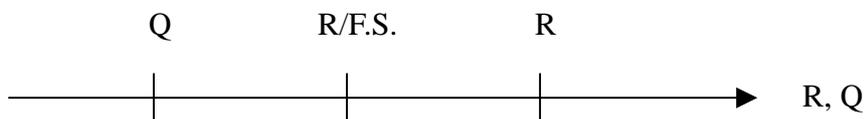
## 二、傳統設計方法介紹

傳統設計方法不論是工作應力法、塑性設計法、強度設計法等均是以強度的觀點出發，也就是結構物的設計強度只要大於所設定的外力強度就可以了，至於地震力作用下結構物的行為（變位、轉角等）均較不重視。茲將傳統設計方法之演進與精神及不足之處說明如下：

### 2.1 傳統設計方法演進

影響結構安全的因素甚多，傳統設計方法主要考量的因素為材料強度及載重預估。因結構物之設計、施工至使用過程中有甚多的不確定因素，均可能導致結構物進入極限狀態，一般設計規範均以安全係數來加以防範，而過去常用的設計理念乃以折減材料之強度來作為設計之安全係數，此即為容許應力設計法（Allowable Stress Design）；亦有將工作載重乘上一載重係數以涵蓋設計上之不確定因素，如塑性設計法（Plastic Design），但近年來設計方法逐漸傾向採取可靠度理論為基礎之強度設計法（Strength Design），此法以機率模式將材料強度與載重之變異性當作決定強度折減係數與載重係數的依據，使結構物整體的安全性較能達到一致之水準。各方法表達方式如下：

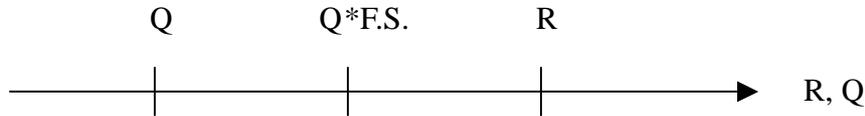
#### 1. 容許應力設計法(ASD)



$$\frac{R}{F.S.} \geq Q$$

其中 R：材料標稱強度  
Q：標稱載重  
F.S.：安全係數（大於 1）

## 2. 塑性設計法 (PD)



$$R \geq Q * F.S.$$

其中 R : 材料塑性強度  
Q : 標稱載重  
F.S. : 安全係數 (大於 1)

## 3. 強度設計法(SD)

$$\phi_i R_i \geq \sum r_i Q_i$$

其中  $\phi_i$  : 材料折減係數 (小於 1)  
 $R_i$  : 材料標稱強度  
 $r_i$  : 載重係數 (大於 1)  
 $Q_i$  : 標稱載重

### 2.2 傳統耐震設計方法之不足

上述以強度的供需關係為基礎的傳統設計法，配合構件的韌性設計，並以特定地震力為主要考量之外力來設計構造物，就是傳統的耐震設計方法。該方法以承受單一特定地震力作用下之人命安全為唯一設計目標，雖此一假設使設計方法大為簡化；但若遭遇不同之地震頻率或強度，所設計的構造物是否能滿足預期功能及構造物之行為如何等均為未知，而其耐震能力也可能不夠，更重要的是，由過去的災損顯示，結構之損壞不僅與其強度有關，也與其變形之大小有著密切的關係，特別是某些構造物發生塑性變形後，微小之強度變化就可能導致很大的變形，這對重要的內裝設備與維生管線等都可能產生很大的破壞。

傳統耐震設計係要求構造物在使用年限內，有足夠的能力抵抗某一可能發生之大地震而不造成生命損失。人命安全固然最重要，但更多的經濟損失來自於構造物或其附屬設施之損壞所帶來的維修、補強，以及正常工作的中斷或營運停頓等。為滿足構造物整個使用期間之綜合經濟利益，功能設計法增加了結構物使用期間之破壞控制指標 (稱為耐震目標)，讓設計者及使用者均能掌握構造物在遭遇不同強度的地震力作用下，結構之反應

及其所具有的耐震能力。

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

所以，為克服上述缺陷，功能性耐震設計法引進定量的功能性耐震目標，同時考慮結構整體、結構構件及非結構構材與設備之功能性耐震要求；除生命安全要求外，增加結構使用期之破壞控制；考慮不確定因素，配合或然率理論進行地震風險評估；考量結構在大地震下可能之塑性變形，應用非線性分析法；並以與結構破壞直接相關之地震反應參數(如應力或應變、韌性比、變形、能量或其他破壞指標等)之接受值為限制條件，進行功能性耐震設計或評估。功能性設計法並不完全排斥工作應力法與強度設計法，而是根據構造物在外力作用下之預期行為選用恰當之設計與分析方法，強調檢核所設計構造物在設計載重下之功能性是否滿足設計目標。功能性耐震設計也強調構造物之適當的結構形式與佈置(如考慮使用隔減震裝置)和優良的營造品質等，均是構造物達到功能性耐震設計標的之保證，結構物良好的維護和監測亦是保持其原有功能性耐震之必要條件<sup>[3]</sup>。

### 三、功能性耐震設計介紹

為了讓工程師、業主甚至使用者能較清楚了解構造物在各種規模地震力作用下之耐震能耐，以及確保構造物整個使用年限之綜合經濟利益，功能性設計法要求構造物在各種規模地震力作用下，能滿足其預期之量化功能性設計目標(如圖 1 所示)。相較於傳統耐震設計規範僅定性以“至少抵抗 475 年迴歸期之地震，即：在 475 年迴歸期之設計地震力下，剛性結構物如重力式碼頭不得產生滑動、傾覆、結構強度與基礎承载力不足之破壞；

而非剛性結構物如棧橋式碼頭，發生塑性變形後，其韌性比不得超過其容許韌性容量”為單一設計目標，功能設計法則為考量地震中，因維修、補強，以及正常工作的中斷或營運停頓所帶來的經濟損失，而從結構使用階段到接近倒塌過程中，增設多個耐震設計目標檢核點，並加以量化，作為保護重要設施、降低維修時間、減少運作障礙或保護歷史文物之手段或方法。由於功能設計流程是一“設計+檢核”之循環過程，為了避免設計過程中計算量較大，可採用以少量功能目標進行初步設計，而對較多功能目標進行檢核，以保證其整個使用年限之功能性要求。

所以，功能性設計法之研究中，首要任務是根據構造物之重要性及發生破壞後可能引發之危害度，去建立各等級地震力下之功能性耐震設計目標(如圖 2 所示)，包括各地震力等級(以一定年限內地震出現之超越機率或相當之迴歸期劃分)和對應的功能性水準或功能性等級。除對各等級功能性定性加以說明以外，為明確量化構造物之耐震設計要求，功能設計法要求以直接、透明且與結構破壞直接相關之地震反應參數(如應力或應變、韌性比、變形、能量或其他破壞指標等)表達構造物之破壞狀態或耐震功能性，建立這些參數之可接受標準值，並以之作為滿足功能性之限制條件，即以『在各設計地震力下，計算所得之量化耐震功能性(如強度、變形、能量或特別之破壞指標)小於等於該等級地震力下，預定之功能性可接受標準值』代表滿足功能性要求，來對新建構造物進行功能性耐震設計或對既有構造物進行耐震功能性評估。

### 3.1 功能性耐震設計流程

進行功能性耐震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 乃功能性耐震設計法流程架構。

功能性耐震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。

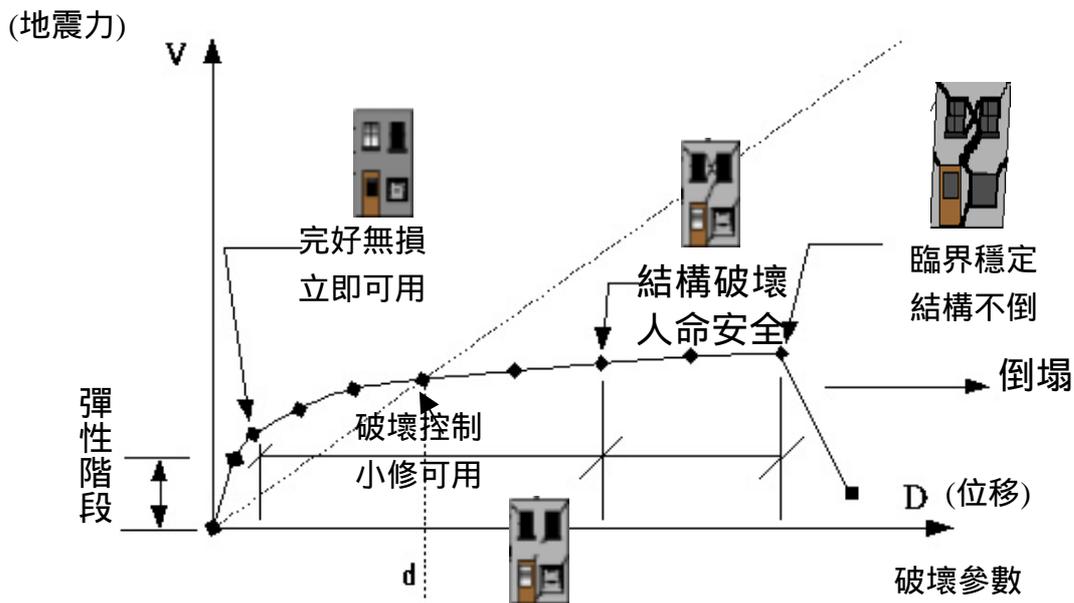


圖 1 建築物整個使用年限之耐震功能性

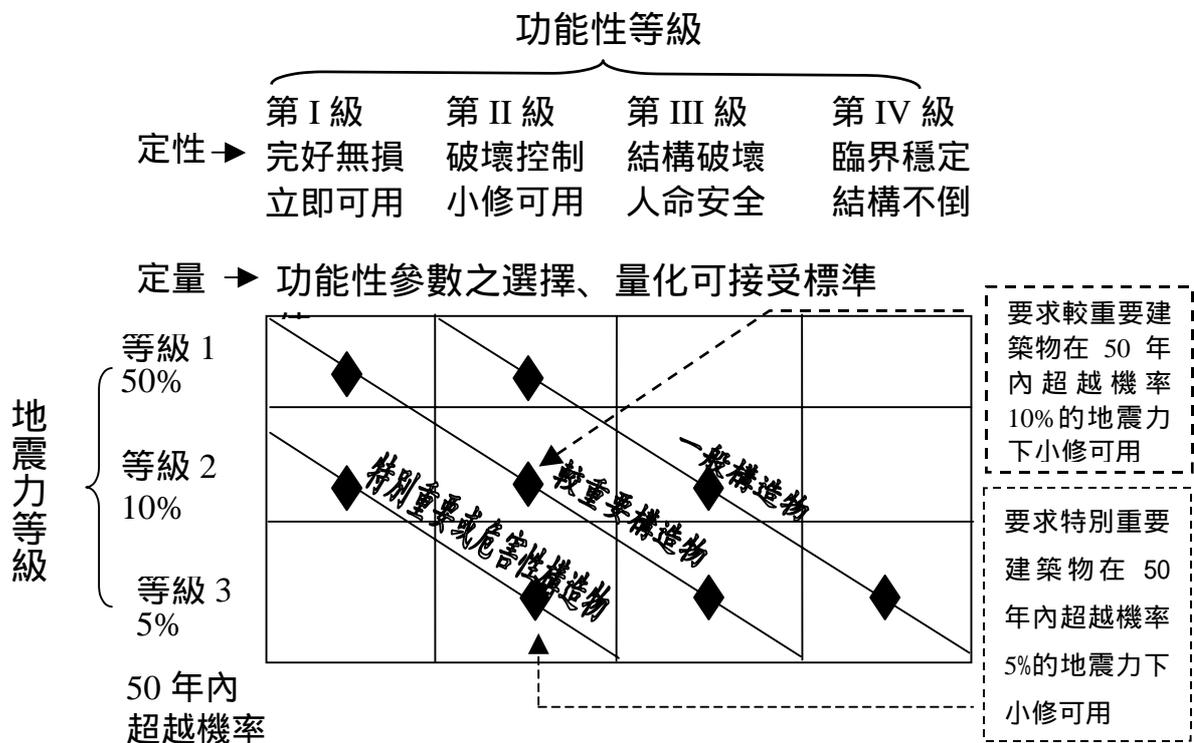


圖 2 建築物功能性目標之建立

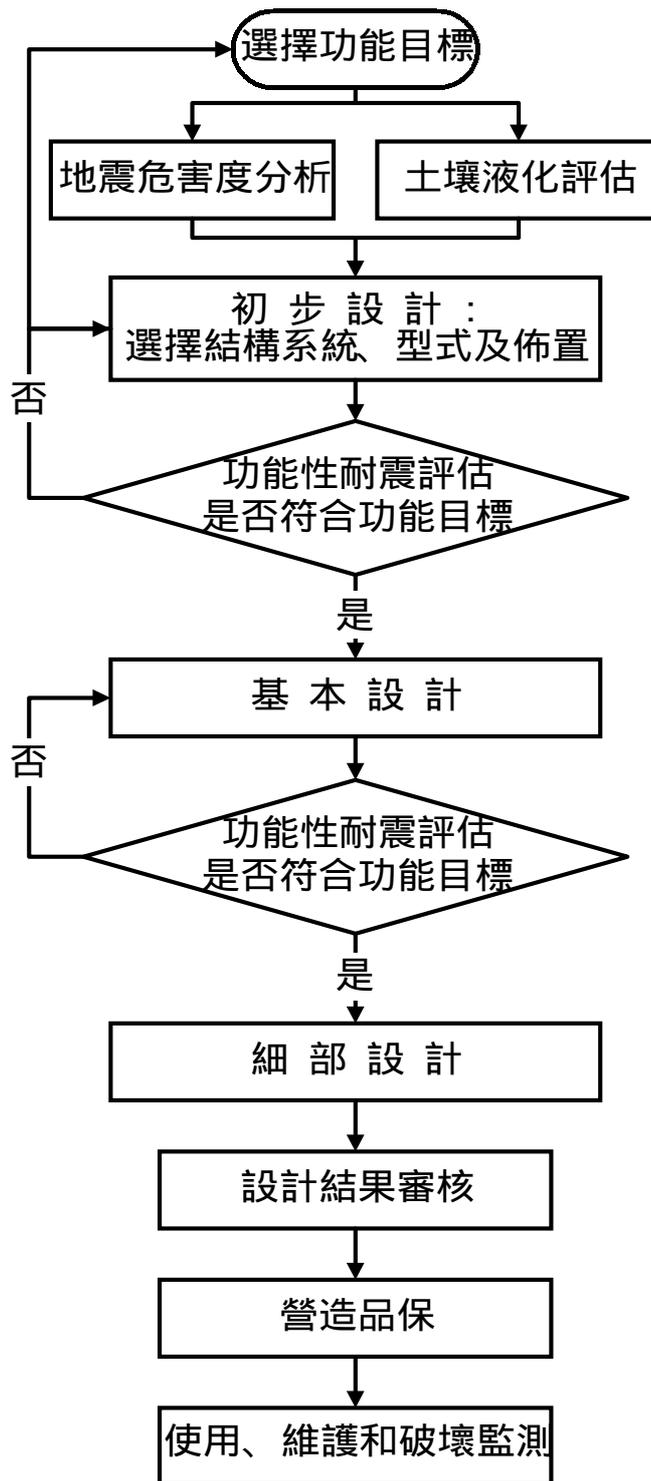


圖 3 功能性耐震設計法流程架構

### 3.2 功能目標之選定

功能性耐震設計中，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，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<sup>[1]</sup>與 INA<sup>[2]</sup>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說明如下：

#### 3.2.1 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」<sup>[1]</sup>中，引入功能性耐震設計之理念，該基準首先定義設計時考量兩種地震力等級，如表 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。

表 1 日本港灣協會地震力等級與對應之設施及耐震功能

地震力等級	迴歸期	設施	耐震功能
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

[資料來源：日本港灣協會 1999<sup>[1]</sup>]

此外，此基準更由過去災損案例的資料統計出以使用上之觀點來看碼頭變位量，如表 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。

表 2 日本港灣協會由使用上觀點訂定岸壁法線變位置

	受災變位置：最大變位與最大岸肩下陷量			
結構型式	重力式碼頭		板樁式碼頭	
碼頭水深	超過-7.5m	未滿-7.5m	超過-7.5m	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

[資料來源：日本港灣協會 1999<sup>[1]</sup>]

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，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 4，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，結構無損壞或輕微損壞，不需緊急修復或只要簡單修復即可回復功能，在等級二（迴歸期 475 年）地震力作用下，則可能已有顯著損壞，且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，結構無損壞或輕微損壞，不需緊急修復或只要簡單修復即可回復功能，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；至於為確保災後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。

**表 3 日本港灣協會功能性等級(定性)**

容許受損程度 (功能性等級)	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

[資料來源：王慶福 2000<sup>[4]</sup>]

**表 4 日本港灣協會功能目標**

功能目標			
地震力等級	功能性等級		
	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<sup>[1]</sup>]

### 3.2.2 INA-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<sup>[2]</sup>一書，針對港灣構造物之功能性耐震設計之流程架構、

功能性目標的訂定與分析評估方法等均有詳細的說明，表 5 即其建議之地震力等級，分為 L1 與 L2 兩個等級，L1 為迴歸期 75 年之地震力（50 年內超越機率 50% 之地震力），L2 為迴歸期 475 年之地震力（50 年內超越機率 10% 之地震力）。

**表 5 INA 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：INA 2001<sup>[2]</sup>]

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 6 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，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 6 INA 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功能
等級 可修復	控制內的破壞	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：INA 2001<sup>[2]</sup>]

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；如圖 4 為重力式碼頭常見的破壞型式及其功能性參數表達方式，表 7 即為該書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、岸肩朝海側傾斜角等之相關參考數據，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。

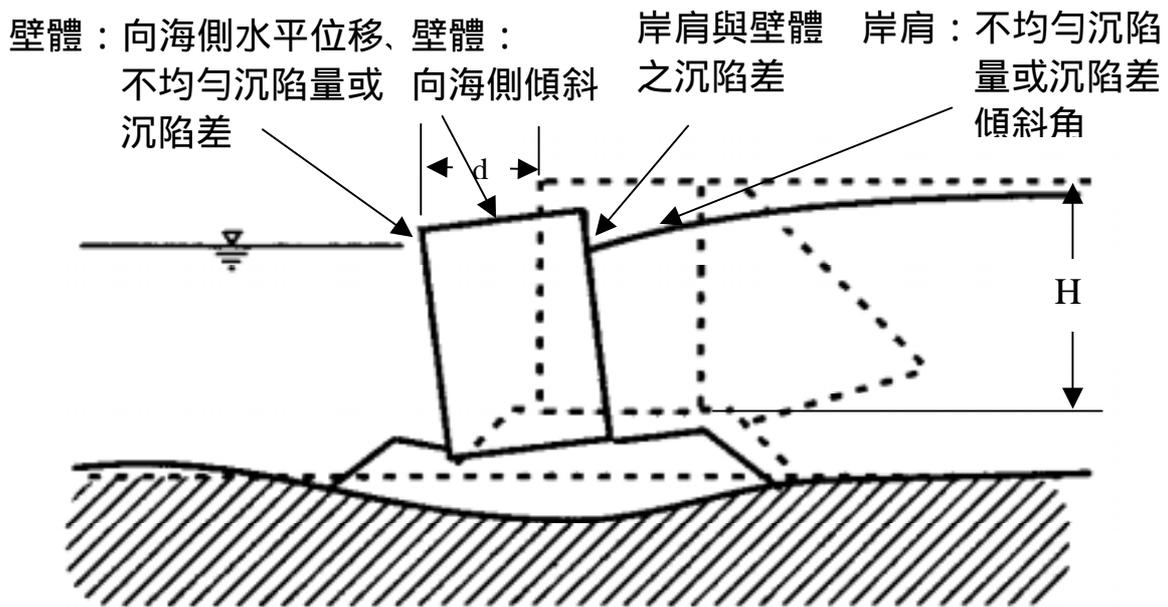


圖 4 重力式碼頭之功能性參數

[資料來源：INA 2001<sup>[2]</sup>]

圖 5 為板樁式碼頭常見的破壞型式及其功能性參數表達方式，表 8 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 7 INA 重力式碼頭功能性等級(定量)

損壞等級(功能性等級)		等級	等級	等級	等級
壁 體	正規化水平位移 d/H	<1.5%	1.5~5%	5~10%	>10%
	朝海側傾斜角	<3°	3~5°	5~8°	>8°
岸 肩	不均勻沈陷量	<0.03~0.1m	待定	待定	待定
	岸肩與後線陸地沈陷差	<0.3~0.7m	待定	待定	待定
	朝海側傾斜角	<2~3°	待定	待定	待定

[資料來源：INA 2001<sup>[2]</sup>]

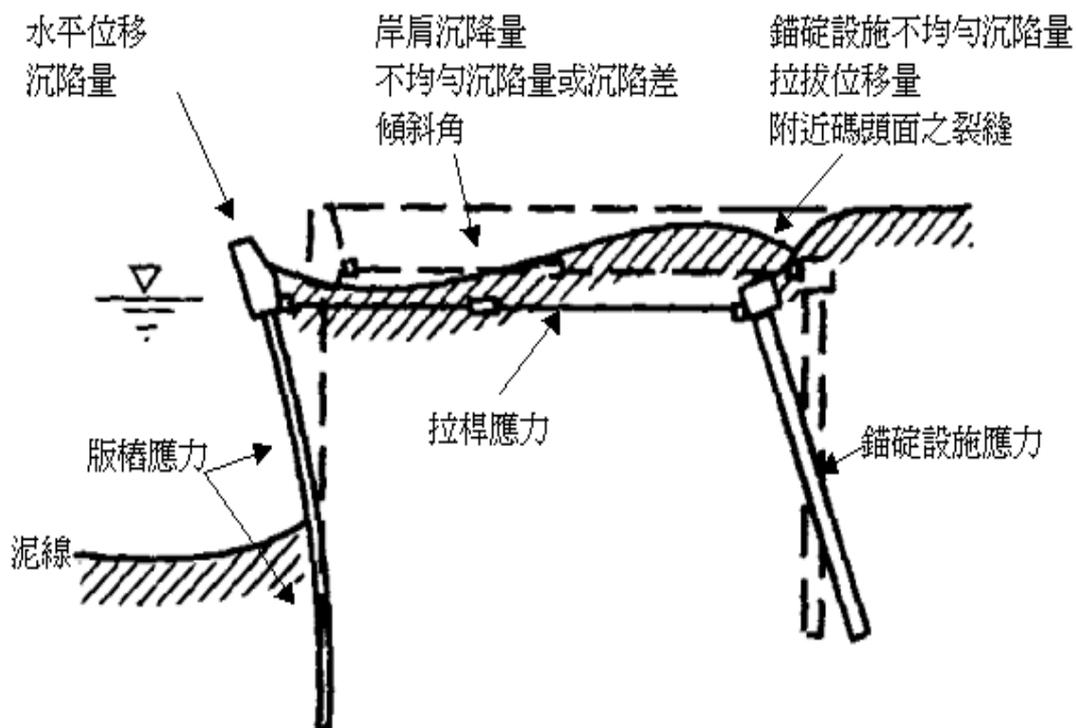


圖 5 板樁式碼頭之功能性參數

[資料來源：INA 2001<sup>[2]</sup>]

表 8 INA 板樁式碼頭功能性等級(定量)

損壞等級(功能性等級)			等級	等級	等級	等級
殘留變位	壁體	正規化水平位移 $d/H$	$<1.5\%$	待定	待定	待定
		朝海側傾斜角	$<3^\circ$	待定	待定	待定
	岸肩	不均勻沈陷量	$<0.03\sim 0.1$ m	待定	待定	待定
		岸肩與後線陸地沈陷差	$<0.3\sim 0.7$ m	待定	待定	待定
		朝海側傾斜角	$<2\sim 3^\circ$	待定	待定	待定
最大應力 或應變反 應值	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)
		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)

[資料來源：INA 2001<sup>[2]</sup>]

圖 6 為棧橋式碼頭常見的破壞型式及其功能性參數表達方式，表 9 為棧橋式碼頭定量之功能性等級，板樁式碼頭亦屬此類，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。

值得一提的，上述表 7、表 8、表 9 這些功能性定量值為最低設計要求，工程實務中，除了參照這些最低標準值以外，還需考量相關之附屬設施及業主之實際要求加以修訂。

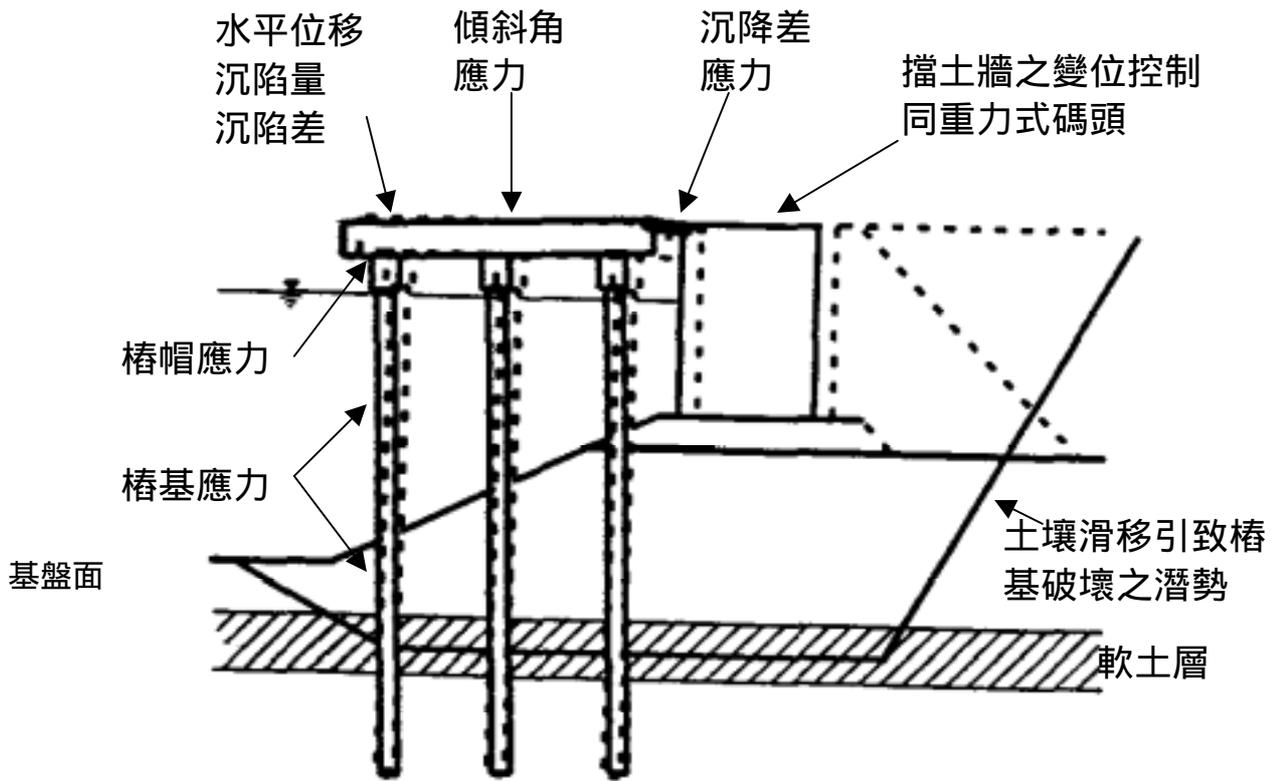


圖 6 棧橋式碼頭之功能性參數

[資料來源：INA 2001<sup>[2]</sup>]

表 9 INA 棧橋式碼頭功能性等級(定量)

損壞等級(功能性等級)		等級	等級	等級	等級
殘留變位	岸肩與後線陸地沈陷差	<0.1~0.3m	待定	待定	待定
	朝海側傾斜角	<2~3°	待定	待定	待定
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，但至少剪力破壞發生前需先彎矩破壞

[資料來源：INA 2001<sup>[2]</sup>]

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 10 所示，表中 S、A、B、C 可透過表 11 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，而在遭受地震力等級 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 10 INA 功能目標

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

[資料來源：INA 2001<sup>[2]</sup>]

**表 11 INA 構造物等級**

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

[資料來源：INA 2001<sup>[2]</sup>]

### 3.2.3 功能性設計目標簡例

台中港 1 號沉箱式雜貨碼頭，依據貨種與用途，參考表 11 國際航海協會之構造物等級劃分為 B 級結構物，若作為新碼頭設計目標，參照表 10 之功能目標要求：在等級一地震力作用下持有第 I 等級功能性水準、在等級二地震力作用下持有第 III 等級功能性水準，也即是：在 75 年迴歸期之地震力下，碼頭必需維持繼續運作狀態(Serviceable)，對應表 7 之功能性定量要求，為該地震力下計算所得之壁體正規化水平位移 $<1.5\%$ 及向海側傾斜角 $<3^\circ$ ；在 475 年迴歸期之地震力下，碼頭結構嚴重破壞，運作長期中斷甚至完全中斷之臨界倒塌狀態(Near Collapse)，要求該地震力下計算所得之壁體正規化水平位移 $<10\%$ 及向海側傾斜角 $<8^\circ$ ，如表 12 所示，滿足以上要求即表示設計目標滿足。

**表 12 台中港 1 號碼頭之功能性目標**

功能水準 地震力	第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
	壁體 $d/H < 1.5$ 向海側傾斜角 $<3^\circ$		壁體 $d/H < 10\%$ 向海側傾斜角 $<8^\circ$	
等級一 (75 年)	B			
等級二 (475 年)			B	

### 3.3 耐震評估方法之介紹

國際航海協會 INA 於 2001 年出版之[Seismic Design Guidelines for Port Structures]<sup>[2]</sup>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 13 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 功能性耐震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，為三類分析方法中較為複雜之方法，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 14 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，分析其耐震功能；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功能；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，以下即對各種評估方法進行說明。

表 13 各功能目標對應之評估方法

評估方法 \ 功能目標	C	B	A	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

[資料來源：INA 2001<sup>[2]</sup>]

表 14 各型式碼頭對應之評估方法

碼頭型式 \ 評估方法	簡便分析	簡便動力分析	動力分析
重力式碼頭	擬靜力分析	Newmark Type (滑動塊體法) 或 簡易圖表法	FE M / FDM
板樁式碼頭			
棧橋式碼頭	反應譜法	側推分析與反應譜法	

[資料來源：INA 2001<sup>[2]</sup>]

### 3.3.1 簡便分析法

#### 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  $k_t$ ，則構造物抵抗實際發生之地震具有安全係數  $F_s = \frac{k_t}{k_e}$ ，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 15 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：

(1) 給定設計地震係數  $k_h$

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

$$k_h = k_e = \frac{a_{\max}}{g}, \quad a_{\max} < 0.2g \dots\dots\dots(1)$$

$$k_h = k_e = \frac{1}{3} \left( \frac{a_{\max}}{g} \right)^{\frac{1}{3}}, \quad a_{\max} > 0.2g \dots\dots\dots(2)$$

(2) 計算殘留水位

(3) 以 Mononobe-Okabe 理論求地震時動土壓，如下

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

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

$K_{ae}$ ：地震主動土壓係數

$P_{ae}$ ：主動土壓

$\phi_{eq}$ ：背填土壤等值內摩擦角

$\psi$ ：地震合成角  $(= \tan^{-1} k'_h)$  .....(5)

$\delta$ ：壁面與背填土間之摩擦角

$q_{sur}$ ：地震時之超載

$$\gamma_{eq}：背填土壤之等值單位重 \left( = \gamma_{wet} \left[ 1 - \left( \frac{H_{sub}}{H} \right)^2 \right] + \gamma_b \left( \frac{H_{sub}}{H} \right)^2 \right) \dots\dots\dots(6)$$

$k_h$  : 水平向地震係數

$k_v$  : 垂直向地震係數

$H$  : 碼頭高度

$k'_h$  : 修正後之地震係數

對於部分飽和之土壤

$$k'_h = \frac{q_{sur} H + \frac{1}{2} \gamma_{wet} H_{sur}^2 + \gamma_{wet} H_{sub} H_{sur} + \frac{1}{2} \gamma_{sat} H_{sub}^2}{q_{sur} H + \frac{1}{2} \gamma_{wet} H_{sur}^2 + \gamma_{wet} H_{sub} H_{sur} + \frac{1}{2} \gamma_b H_{sub}^2} k_h \dots\dots\dots(7)$$

對於飽和之土壤

$$k'_h = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_b} k_h \dots\dots\dots(8)$$

$\gamma_{sat}$  : 飽和土壤之單位重

$\gamma_b$  : 土壤在水中之單位重 (=  $\gamma_{sat} - \gamma_w$ ) .....(9)

$\gamma_{wet}$  : 潮濕土壤之單位重

$H_{sub}$  : 殘留水位之高度

$H_{sur}$  : 殘留水位至碼頭頂之高度

(4) 由 Westergaard' s expression 計算地震時動水壓  $P_{dw}$

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

$\gamma_w$  : 海水單位重

$H_w$  : 海水深度

(5) 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

(6) 計算作用於碼頭結構之垂直力，包括碼頭本身以及背填土

(7) 計算殘留水壓與上揚力

- (8) 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  $F_{ss} > 1.0$ ， $F_{so} > 1.1$
- (9) 逐漸增加  $k_h$ ，重複步驟(1)~(8)，直至滑動或傾覆之臨界狀態，取其  $k_h$  為  $k_t$
- (10) 得碼頭構造物之安全係數  $F_s = \frac{k_t}{k_e}$  .....(11)

其中  $k_e$  為最初之設計地震係數，透過表 15 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 7 INA 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。

**表 15 非液化工址重力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 $d(\text{cm})$	$d = -74.2 + 98.2(1/F_s)$	0.34	130
沈陷量 $s(\text{cm})$	$s = -16.5 + 32.9(1/F_s)$	0.50	30
正規化水平位移 $d/H(\%)$	$d/H = -7.0 + 10.9(1/F_s)$	0.38	13

[資料來源：Uwabe 1983<sup>[5]</sup>]

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 7 INA 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 7 INA 重力式碼頭功能性等級(定量)，反推構造物之安全係數  $F_s$ ，計算臨界安定地震係數  $k_t$ ，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，其安定計算所得之安全係數  $F_s$  與各變位參數可由表 16 之經驗公式換算，安全係數  $F_s$  之計算方法則參考重力式碼頭；將換算後之變位參數與表 8 INA 板樁式碼頭功能性等級(定量)相對照，便可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 16 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<sup>[5]</sup>]

### 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：

$$EI \frac{d^4 \Delta}{d\xi^4} = -P = -pD_p \dots\dots\dots(12)$$

$EI$ ：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  $\xi$  處之側向變位

$P$ ：與地面距離  $\xi$  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  $1/\beta$  處固定

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

$k_{h-sub}$  : 側向抵抗係數

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

$W_g$  : 面版之超載與呆載重

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

$g$  : 地表加速度

$l$  : 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  $P_y$

$$P_y = 0.82P_u \dots\dots\dots(16)$$

$$P_u = \sum \frac{2M_{pi}}{l_i + 1/\beta_i} \dots\dots\dots(17)$$

$P_u$  : 所有基樁在樁頂與樁底都產生塑性鉸時之極限側向力

$M_p$  : 形成塑性鉸時樁之彎曲強度

$$\text{在無軸力時為 } M_{p0} = Z_p \sigma_y \dots\dots\dots(18)$$

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

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

$r$  : 鋼樁半徑

$t$  : 鋼樁厚度

$\sigma_y$  : 降伏應力

$$N_{y0} : \text{彎曲強度為 } 0 \text{ 時之降伏軸力} \left( = \sigma_y (2\pi r t - \pi t^2) \right) \dots\dots\dots(21)$$

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。

### 3.3.2 簡便動力分析

#### 1. 重力式碼頭

##### (1) 滑動塊分析

將構造物理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初始滑動加速度表示，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  $a_t$ ，如下式計算[Richards and Elms 1979<sup>[6]</sup>]

$$a_t = \left( \mu_b - \frac{P_{ae} \cos \delta - \mu_b P_{ae} \sin \delta}{W_g} \right) g \dots\dots\dots(22)$$

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  $a_t$  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  $a_t$  時，壁體與背填土系統便開始滑動，將超越  $a_t$  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)<sup>[7]</sup> 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  $a_t$  及設計地震最大地表加速度  $a_{max}$  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<sup>[8]</sup> 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  $\frac{a_t}{a_{max}} \geq 0.3$  的情況，Richards and Elms<sup>[6]</sup> (1979) 提出一個簡化的公式計

算永久側向位移  $d$  (cm)，如下：

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

式中  $v_{\max}$  (cm/s) 為最大地表速度， $a_{\max}$  (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：

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

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，

$$k_h = \frac{a_{design}/g}{r_{EC}} \dots\dots\dots(25)$$

$$k_v = 0.5k_h \dots\dots\dots(26)$$

$r_{EC}$ ：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。

## (2) 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，lai et al.<sup>[9]</sup> (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，國內必須先由本地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

### (1) 滑動塊分析

假設壁體與背填土壤合為一體做剛體運動，則地震時主動土壓係數  $K_{ae}$  與被動土壓係數  $K_{pe}$ ，以及極限錨錠反力  $T_e$  可表示如下

$$K_{ae} = K_a + \Delta K_{ae} = K_a + \frac{3}{4}k_h \dots\dots\dots(27)$$

$$K_{pe} = K_p + \Delta K_{pe} = K_p - \frac{17}{8}k_h \dots\dots\dots(28)$$

$$T_e = T_s \frac{K_{pe} - K_{ae}}{K_p - K_a} \dots\dots\dots(29)$$

$K_a$ ：常時主動土壓係數

$K_p$ ：常時被動土壓係數

$T_s$ ：常時極限錨錠反力

臨界滑動水平震度則可表示為

$$k_t = \frac{a \tan \alpha_{ae} - b + \tan(\phi - \alpha_{ae})(1 + b \tan \alpha_{ae})}{1 + c \tan \alpha_{ae}} \dots\dots\dots(30)$$

$$a = \frac{mT_s + P_p + \frac{1}{2}\gamma_w(H_w + D_{emb})^2 + \Delta U_p}{W_m} \dots\dots\dots(31)$$

$$b = \frac{\frac{1}{2}\gamma_w(H_w + D_{emb})^2 \tan \phi + \Delta U_a \sin \alpha_{ae}}{W_m} \tan \psi \dots\dots\dots(32)$$

$$c = \frac{1}{W_m} \left[ \frac{23mnT_s}{8(K_p - K_a)} + \frac{17P_p\gamma_{sat}}{8K_p\gamma_b} + \frac{7}{12}\gamma_w H_w^2 \right] \dots\dots\dots(33)$$

$$W_m = \frac{1}{2} \left[ \gamma_{sat}(H_w + D_{emb})^2 + \gamma_{wet}(H - H_w)(H + 2D_{emb} + H_w) \right] \dots\dots\dots(34)$$

$m$ ：錨錠完全有效時為 1，無效時為 0

$P_p$  : 靜態被動土壓力

$\Delta U$  : 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  $\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_b}$ ，在水位以上則為 1

$\alpha_{ae}$  : 主動破壞面與水平面之夾角

$H_w = H_{sub}$

$D_{emb}$  : 板樁在土中埋設之長度

在得到臨界滑動水平震度  $k_t$  後，接下來便如同重力式碼頭，利用 Newmark<sup>[10]</sup>滑動塊分析原理，求取構造物之滑動位移進行評估。

## (2) 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

棧橋式碼頭之簡單動力分析採用側推分析與反應譜法。將棧橋式碼頭理想化為一單自由度系統，由設計地震力之歷時或反應譜施加於系統，估算其動力反應，當結構反應超過彈性極限，會由於降伏而表現出非線性之反應，非線性反應通常由線性反應譜與韌性因子來表達，韌性因子乃最大變位除以降伏變位；而這種近似的方法已經廣泛應用於建築結構與橋樑結構之設計。

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 7。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  $F_y$ ，最大位移為  $d_m$ ，則因常數能量之假設，圖 7 中  $OA'B'$  之面積會與  $OYAB$  之面積相等，韌性因子  $d_m/d_y$  以  $\mu$  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  $(1/2)F_y d_y (2\mu - 1)$ ，若線

性系統之勁度以  $k$  表示，可得到以下結果：

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

而  $F_y$  與  $F'$  的關係也得以表示如下

$$F_y = \sqrt{1/2\mu-1}F' \dots\dots\dots(36)$$

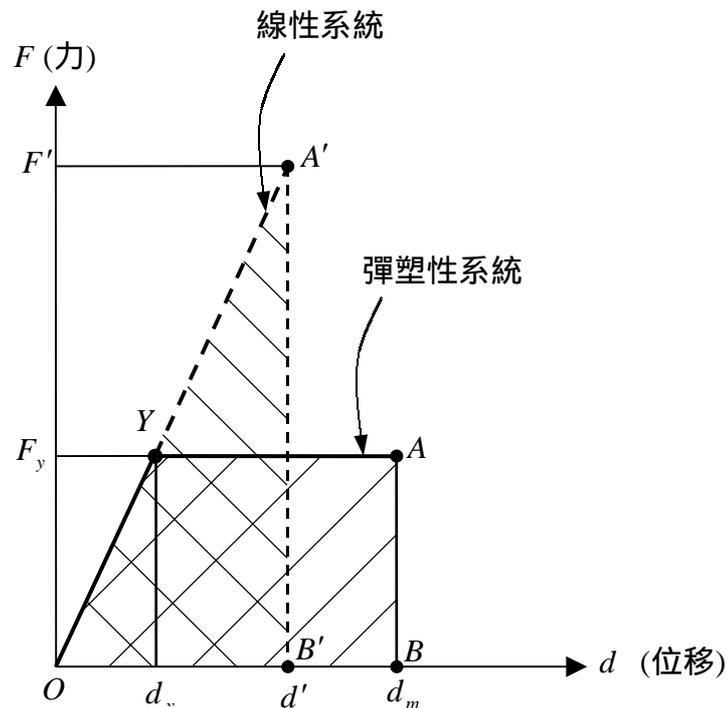
除此之外，慣性力與加速度乃成比例的，因此(36)式可轉換為

$$a_y = \sqrt{1/2\mu-1}a' \dots\dots\dots(37)$$

圖 7 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側。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。

### 3.3.3 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。



[資料來源：INA 2001<sup>[2]</sup>]

圖 7 常數能量假設下之彈塑性系統力-位移反應圖

#### 四、 功能性設計法與傳統設計法之比較

由前面的介紹後，可規納出功能性耐震設計法與傳統耐震設計法之主要區別在於<sup>[3]</sup>：

##### 1. 多等級耐震功能性設計目標 vs. 單一耐震設計目標

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

耐震功能性設計法增加破壞控制功能等級，作為保護重要設施，降低維修時間，減少運作障礙或保護歷史文物之手段或方法，以保證整個設計施工、使用和維護生命週期之綜合經濟利益。

- (2) 直接明確定量 vs. 間接隱含定性的功能性表達方式

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

### (3) 特定工址多等級地震力 vs. 單一地震力

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

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

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

## 五、結論與建議

簡單的說，功能性設計流程為一「設計+檢核」的循環過程，設計者除考慮主結構物外，還要考慮次要結構及附屬設施(如管線、裝卸設施、倉儲設施等)在各等級地震力下之各破壞指標(如應力、應變、韌性比、變形、能量等)容許上限值，並以之作為滿足功能性耐震設計之限制條件，也就是功能目標，來對新建構造物進行功能性耐震設計或對既有構造物進行功能性耐震評估。

功能性設計法是根據構造物在外力作用下之預期行為選用恰當之設計與分析方法，強調檢核所設計構造物在設計載重下之功能性是否滿足設計目標，所以並不完全排斥工作應力法與強度設計法；一般實務設計，可採用傳統耐震設計法來決定初步尺寸，再選擇適合之檢核方法來評估所設計

的結構物之相關破壞參數是否在所預期的限制值範圍內。

功能性耐震設計也強調構造物之適當的結構形式與佈置(如考慮使用隔減震裝置)和優良的營造品質等,均是構造物達到功能性耐震設計標的之保證,結構物良好的維護和監測亦是保持其原有功能性耐震之必要條件。

功能性耐震設計可謂本世紀耐震設計之趨勢,世界各國之產官學界無不致力於功能性耐震設計基準之研訂,雖然目前還沒有一很完整的基準出現,但國內應該及早進行功能性耐震設計基準之研訂以提昇國內之耐震設計水準。

## 參考文獻

1. 社團法人 日本港灣協會, "港灣 施設 技術上 基準 同解説", 日本運輸省港灣局監修, 1999 年 4 月。
2. International Navigation Association, PIANC(原名), [2001], *Seismic Design Guidelines for Port Structures*, A.A Balkema Publishers / Lisse / Abingdon / Exton (PA) /Tokyo.
3. 賴瑞應、薛強等, "港灣構造物功能性設計分析方法之研究 - 碼頭結構物功能性設計分析方法之研究", 交通部運輸研究所, 2004 年 3 月。
4. 王慶福, "港灣構造物設計基準檢討", 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。
5. Uwabe, T. [1983], "Estimation of Earthquake Damage Deformation and Cost of Quaywalls based on Earthquake Damage Records," *Technical Note of Port and Harbour Research Institute*, No.473, 197p. (in Japanese).
6. Richards, R. Jr. and Elms, D. [1979], "Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls," *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE 105(GT4):449-464.
7. Franklin, A. G. and Chang, F. K. [1977], "Earthquake Resistance of Earth and Rockfill Dams", Report 5: *Permanent displacements of earth dams by Newmark analysis*, US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Miscellaneous Paper 2-71-17.
8. Nagao, T., Koizumi, T. Kisaka, T., Terauchi, K., Hosokawa, K., Kadowaki, Y. and Uno, K. [1995], *Evaluation of Stability of Caisson Type Quaywalls*

- based on Sliding Block Analysis*, Technical Note of Port and Harbour Research Institute, No. 813, pp.306-336 (in Japanese).
9. Iai, S., Ichii, K., Sato, Y. and Liu, H. [1999], “Residual Displacement of Gravity Quaywalls – parameter study through effective stress analysis,” *Proc. 7<sup>th</sup> U.S.-Japan workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction*, Seattle, MCEER-99-0019, pp.549-563.
  10. Newmark, N. M. and Hall, W. J., [1982], *Earthquake Spectra and Design*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley.