

港灣構造物設計基準相關條文修訂

胡啟文	交通部運輸研究所港灣技術研究中心副研究員
張欽森	台灣世曦工程顧問股份有限公司港灣工程部協理
陳建中	台灣世曦工程顧問股份有限公司港灣工程部副理
張文興	台灣世曦工程顧問股份有限公司港灣工程部副理
林俊達	台灣世曦工程顧問股份有限公司港灣工程部計畫經理
莊家碩	台灣世曦工程顧問股份有限公司港灣工程部計畫工程師

摘要

交通部於 85 及 86 年分別頒布「港灣構造物設計基準」-第一部份「防波堤設計基準及說明」及第二部分「碼頭設計基準及說明」，距今已超過 20 年，期間交通部雖曾於 89 年因應 921 地震修訂部份條文，交通部運輸研究所亦曾於 99 年及 102 年完成工程材料之混凝土與鋼鐵材料部份條文修訂工作，並報陳交通部頒布施行，惟隨著時空環境之改變，此一設計基準之內容及編排方式實有必要進行檢討修訂，期使基準能符

合國內港埠發展建設之規劃設計及維護管理所需。

本研究主要基於交通部運輸研究所 96 年完成之「港灣構造物設計基準增補研究(一)」成果，蒐集國內外相關基準及研究成果，依交通部頒布規範格式修訂條文後，各篇組成初審小組進行初審工作，並完成基準各篇章初審，提供陳報交通部辦理複審及頒布施行之參據。

一、前言

臺灣位於環太平洋地震帶，加上海島性之氣候與海象條件，使得臺灣之港灣構造物在其使用年限期間的安全性受到地震、潮流、波浪、海嘯、土壤液化、鹽分腐蝕等之影響，因此，如何考量構造物整個使用年限之經濟性，據以提出合理的設計基準，使所建造之港灣

構造物能滿足運輸安全及服務品質需求，對我國經貿發展極其重要。

交通部於民國 85 及民國 86 年分別頒布「港灣構造物設計基準」-第一部份「防波堤設計基準及說明」及第二部分「碼頭設計基準及說明」，距今已超過 20 年，期間於民國 88 年 9 月 21 日台灣

地區發生了規模 7.3 的南投縣集集大地震，造成中部地區公共建設與建物倒塌與損壞，交通部於民國 89 年因應 921 地震修訂部份條文，另於民國 99 年及民國 102 年完成工程材料之混凝土與鋼鐵材料部份條文修訂，並經交通部頒布施行。

交通部運輸研究所曾於 94 年完成「港灣構造物設計基準修訂草案」，且已將防波堤設計與港灣構造物設計合併為上下兩冊，其中對耐震設計部分進行大幅度之修改，於 96 年完成「港灣構造物設計基準增補研究(一)」除再次修訂耐震設計外，修訂(1)堤胸牆高度與

越流量(越波量)之關係；(2)設計波浪包括使用年限及其破壞機率之慣用值增列；(3)海堤工程及海岸保護工程；(4)直立壁位於水面上之揚壓力分佈；(5)確認各港水準之精度之方式。97 年完成「港灣構造物設計基準增補研究(二)－參考案例彙編」，考量修訂內容過大，並未報部列為部頒規範。上述相關研究成果因歷經時空環境的改變，相關內容須配合國內新規範及工程實務需求，進行相關條文修訂，以符合未來實務應用。期使基準能符合國內港埠發展建設之規劃設計及維護管理所需。

二、因應船舶大型化趨勢

船舶是決定港灣設施建設之主要依據，96 年增補研究雖已就 86 年部頒之大型船舶之主要尺寸參考表進行修訂，惟至今亦已近 10 年，因應國際船舶大型化，國內亦已新建深水碼頭或提升卸貨設施等因應。

隨著航運環境改變及造船能力的提升，船舶朝向大型化發展已是趨勢，截至 2018 年 6 月已下水之各類最大船舶噸位，例如貨櫃輪 21,413TEU、散裝輪 403,919DWT、油輪 442,470DWT、駛上駛下輪(RO-RO)100,430GT、汽車輪 (PCC)76,420GT、液化石油船 (LPG)57,494GT、液化天然氣船

(LNG)169,253GT、客輪 228,081GT 等，從以上數據明顯反映出船舶朝向大型化發展之趨勢。

因此，為能準確反映船舶大型化之發展，本研究除參考日本國土交通省港灣局出版的「港灣の施設の技術上の基準同解説」對各類船舶的統計資料外，亦根據 Clarkson Research Services Limited 公司的「Clarksons Ship Register」船舶資料庫(截至 2018 年 6 月)，來補充統計船舶大型化的資料，讓各類船舶尺寸的統計能更具完善，如表 1 所示。

表 1 船舶大型化統計建議修訂內容

種類	噸數	全長 (m)	船寬 (m)	滿載吃水 (m)	種類	噸數	全長 (m)	船寬 (m)	滿載吃水 (m)
客輪 (4)	(GT)				油輪	(DWT)			
	2,000	83	15.6	4.0		1,000	61	10.2	4.0
	3,000	新增	新增	新增		2,000	76	12.6	4.9
	4,000	102	18.5	4.9		3,000	87	14.3	5.5
	5,000	新增	新增	新增		5,000	102	16.8	6.4
	7,000	130	21.3	6.2		10,000	127	20.8	7.9
	10,000	147	23.2	6.6		15,000	144	23.6	8.9
	20,000	180	25.7	8.0		20,000	158	25.8	9.6
	30,000	207	28.4	8.0		30,000	180	29.2	10.9
	50,000	248	32.3	8.0		50,000	211	32.2	12.6
	70,000	278	35.2	8.0		70,000	235	38.0	13.9
	100,000	新增	新增	新增		90,000	254	41.1	15.0
	10,000	新增	新增	新增		100,000	新增	新增	新增
	140,000	新增	新增	新增		150,000	新增	新增	新增
	220,000	新增	新增	新增		300,000	新增	新增	新增
渡輪 (3)	(GT)				汽車輪	(GT)			
	400	50	11.8	3.0		500	70	11.8	3.8
	700	63	13.5	3.4		1,500	94	15.2	5.0
	1,000	72	14.7	3.7		3,000	114	18.8	5.8
	2,500	104	18.3	4.6		5,000	130	21.5	6.6
	3,000	新增	新增	新增		12,000	165	27.0	8.0
	5,000	136	21.6	5.3		18,000	184	30.0	8.8
	7,000	新增	新增	新增		20,000	新增	新增	新增
	10,000	148	23.0	5.7		25,000	200	32.2	9.5
	13,000	新增	新增	新增		30,000	新增	新增	新增
	15,000	新增	新增	新增		40,000	新增	新增	新增
貨輪	(DWT)				散裝上散下輪	(GT)			
	1,000	67	10.9	3.9		1,000	70	11.2	5.0
	2,000	83	13.1	4.9		2,000	82	14.3	5.9
	3,000	94	14.6	5.6		3,000	99	16.1	6.6
	5,000	109	16.8	6.5		5,000	117	18.6	7.5
	10,000	137	19.9	8.2		10,000	145	22.7	9.0
	12,000	144	21.0	8.6		15,000	165	25.5	10.2
	18,000	161	23.6	9.6		20,000	181	27.7	11.0
	30,000	185	27.5	11.0		30,000	206	31.2	12.0
	40,000	200	29.9	11.8		50,000	242	36.1	13.5
	55,000	218	32.3	12.9		80,000	新增	新增	新增
	70,000	233	32.3	13.7		100,000	新增	新增	新增
	90,000	249	38.1	14.7		120,000	新增	新增	新增
	100,000	256	39.3	15.3		140,000	新增	新增	新增
	120,000	新增	新增	新增		160,000	新增	新增	新增
	150,000	286	44.3	16.9					
	200,000	新增	新增	新增					
	250,000	新增	新增	新增					
	300,000	新增	新增	新增					
貨櫃輪	(DWT)				散裝上散下輪	(DWT)			
	10,000	新增	新增	新增		200	25	13.6	3.8
	20,000	新增	新增	新增		1,500	92	16.4	4.7
	30,000	218	30.2	11.1		2,500	115	18.5	5.5
	40,000	244	32.3	12.2		3,000	新增	新增	新增
	50,000	266	32.3	13.0		4,000	134	20.2	6.3
	60,000	286	36.5	13.8		5,000	新增	新增	新增
	100,000	新增	新增	新增		6,000	154	22.0	7.0
	120,000	新增	新增	新增		10,000	182	25.0	7.4
	140,000	新增	新增	新增		20,000	新增	新增	新增
	160,000	新增	新增	新增		40,000	新增	新增	新增
	180,000	新增	新增	新增		60,000	新增	新增	新增
	200,000	新增	新增	新增		70,000	新增	新增	新增
						80,000	新增	新增	新增

註：黃色部分重新檢視；紅色部分新增

1. 船舶繫靠建議修訂內容

(1) 船舶靠船能量

為確保大型船舶繫靠深水碼頭之安全性，船舶於靠岸或繫泊時，作用於繫泊設施（碼頭或繫泊浮筒等）之外力，應考量計畫靠泊船舶尺寸(噸位、船長、船寬、船深、吃水等)、靠岸方法及靠岸速度、繫泊設施結構、繫泊方法、及繫泊系統性質等，並就風、波、水流等之影響，採用適宜之方法計算之。

由相關規範演變，BS 規範已修訂靠船曲線之下限以確保設計之安全性，參酌 Spanish ROM Standard 0.2-90(如表 2)及國內設計防舷材一般設定經驗速度，整理如表 3，另漁船靠泊速度可參考表 4。

考量人為操作所造成之操船不確定性、船舶故障或異常天候所造成之異常碰撞船舶靠岸能量(abnormal berthing energy)，可參考 PIANC “ Guidelines for the Design of Fender System ” 2002 中 4.2.8.5 節之異常碰撞係數(Factor for abnormal impact)及 BS 6349-4” Code of practice for design of fendering and mooring systems” 之靠泊能量係數(berthing energy factor)。

(2) 船舶繫纜

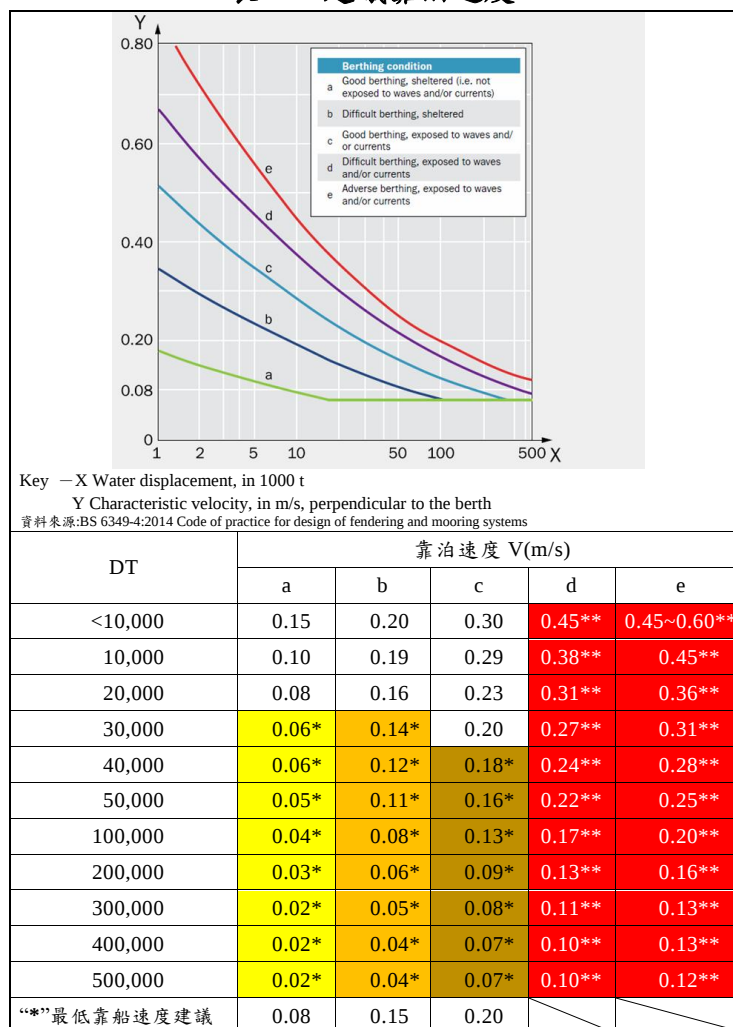
依前述統計建議船型(表 1)進行檢視，建議修訂船舶總噸數(50,000～100,000)之曲柱容量由 100T 曲柱改為 150T 曲柱，另增列船舶總噸數(100,000～150,000)之直柱及曲柱容量如表 5 所示。

表 2 建議靠船速度(ROM)

Suggested Approach Velocity (Mean Values)m/s (Taken from the Spanish ROM Standard. 0.2-90)			
Vessel displacement in tonnes	Favourable Condition	Moderate Conditions	Unfavourable Conditions
Under 10,000	0.2-0.16	0.45-0.3	0.6-0.40
10,000-50,000	0.12-0.08	0.3-0.15	0.45-0.22
50,000-100,000	0.08	0.15	0.2
Over 100,000	0.08	0.15	0.2

資料來源：PIANC，Guidelines for the Design of Fender Systems:2002. Table 4.2.1

表 3 建議靠泊速度



等級 a：遮蔽良好，靠泊容易

等級 b：遮蔽良好，靠泊困難

等級 c：遮蔽條件差，靠泊容易

等級 d**：遮蔽條件差，靠泊條件尚可

等級 e**：遮蔽條件差，靠泊條件差

**：特殊狀況下採用，如看天型碼頭

表 4 漁船建議靠泊速度

噸數 GT	靠泊速度 V(m/s)
<20	0.5
≥ 20 且 <40	0.4
≥ 40 且 <90	0.35
≥ 90	0.3

表 5 船舶作用於繫船柱之拉力

船舶總噸數	作用於直柱之拉力 (tf)	作用於曲柱之拉力(tf)	備註
200～ 500	15	15	
500～ 1,000	25	25	
1,000～ 2,000	35	25	
2,000～ 3,000	35	35	
3,000～ 5,000	50	35	
5,000～ 10,000	70	50 (25)	
10,000～ 20,000	100	70 (35)	
20,000～ 50,000	150	100 (50)	
50,000～100,000	200	100 (50) 150 (75)	修訂
100,000～150,000	400	200(100)	增列

註：()內數值表示船席一定，位於船舶中間部份之繫船柱，其所繫倒纜(Spring Line)不超過二條時，作用於繫船柱之拉力。

三、耐震設計

台灣位屬於太平洋火環地震帶，火環帶之國家受地震所擾，各國對於地震對構造物之影響不斷投入心力以避免震災所產生之影響，民國 96 年完成之港灣構造物設計基準增補研究(一)已就結構物之地震力予以修訂更新，惟至今

亦已 10 年，國內不管是建築物、公路橋、鐵路橋等規範均已更新，比對 96 年版與現行台灣耐震設計規範，就全台灣鄰海鄉鎮市區之水平譜加速度係數予以比對更新，並就 96 年版之起始降伏地震力放大倍數 α_y 及結構系統地震

力折減係數 F_u 更新並增補。

1. 水平譜加速度係數建議修訂內容

新北市之震區分為臺北盆地微分區及一般震區，如圖 1 所示，臨海鄉鎮市區適用臺北盆地微分區之區域，如淡水區及八里區之部分里已納入台北微

分區，其工址水平譜加速度修訂如表 6 所示，其他新北市區域之震區水平譜加速度係數則依最新部頒之建築物耐震設計及橋梁耐震設計(建築物與橋梁一致)予以修正如表 7 所示。

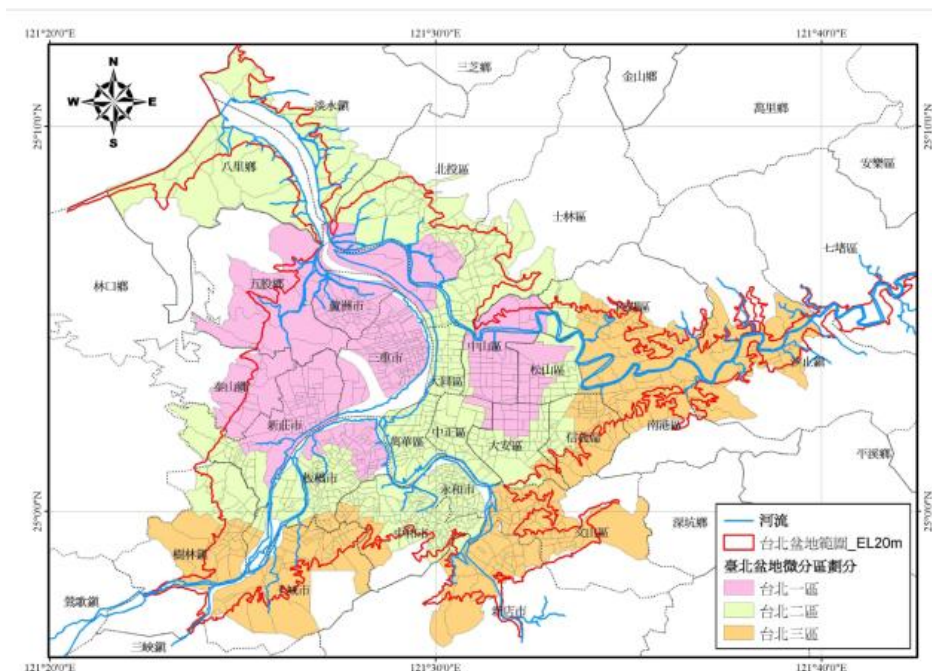


圖 1 臺北盆地設計地震微分區圖

表 6 新北市臨海鄉鎮市區臺北盆地微分區之 S_{DS} 、 S_{MS}

縣 市	區	里	微分區
新北市	淡水區	福德里、竹園里、民生里、八勢里、竿蓁里、鄧公里、長庚里、清文里、草東里、永吉里、民安里、新生里、文化里、油車里、沙崙里 (共 15 里)	臺北二區 $S_{DS}=0.6$; $S_{MS}=0.8$
	八里區	龍源里、米倉里、大崁里、埤頭里、頂罌里、舊城里、訊塘里、荖阡里、下罌里 (共 9 里)	

表 7 新北市臨海鄉鎮市區一般震區震區水平譜加速度 S_s^D 、 S_1^D 、 S_s^M 與 S_1^M 值

縣 市	鄉鎮市區	S_s^D	S_1^D	S_s^M	S_1^M	適 用 區 域
台北縣 新北市	淡水鎮	0.5	0.3	0.7	0.40 0.45	中和里、屯山里、賢孝里、興仁里、蕃薯里、義山里、忠山里、崁頂里、埤島里、新興里、水碓里、北投里、水源里、忠寮里、樹興里、坪頂里、中興里、協元里 (共 18 里)
	瑞芳鎮	0.6	0.35	0.9	0.55	全區所有里
	林口鄉	0.5	0.3	0.7	0.40 0.45	全區所有里
	三芝鄉	0.5	0.3	0.7	0.40 0.45	全區所有里
	石門鄉	0.5	0.3	0.7	0.40 0.45	全區所有里
	八里鄉	0.5	0.3	0.7	0.40 0.45	長坑里
	貢寮鄉	0.7	0.4	0.9	0.55	全區所有里
	金山鄉	0.5	0.3	0.7	0.40 0.45	全區所有里
	萬里鄉	0.5	0.3	0.8	0.45 0.50	全區所有里

2. 起始降伏放大倍數建議修訂內容

就鋼管樁及 PC 樁所組成之非剛性結構分別探討如下：

鋼管樁

基樁承受上部結構傳來之荷重以及本身之自重，其主要應有軸力及彎矩，可視為梁柱構材進行設計，其公式為：

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0 \quad (3-1)$$

f_a ：載重引致之軸壓應力；

F_a ：容許軸壓應力；

f_b ：載重引致之彎曲應力；

F_b ：容許彎曲應力

依港灣設計基準鋼管樁可分 SKK400 及 SKK490 二種強度，其降伏強度 F_y 分別為 2400kgf/cm² (SKK400) 及 3200kgf/cm² (SKK490)，其容許應力如表 8 所示。

表 8 鋼管樁(SKK400 及 SKK490)之容許應力

F _a ：容許軸壓應力	
SKK400	SKK490
$\frac{L}{r} \leq 20$ 1,400	$\frac{L}{r} \leq 15$ 1,900
$20 < \frac{L}{r} < 93$ $1,400 - 8.4 \left(\frac{L}{r} - 20 \right)$	$15 < \frac{L}{r} < 80$ $1,900 - 13 \left(\frac{L}{r} - 15 \right)$
$\frac{L}{r} \geq 93$ $\frac{12,000,000}{6,700 + \left(\frac{L}{r} \right)^2}$	$\frac{L}{r} \geq 80$ $\frac{12,000,000}{5,000 + \left(\frac{L}{r} \right)^2}$
F _b ：容許彎曲應力	
SKK400	SKK490
1400kgf/cm ²	1900kgf/cm ²

一般棧橋鋼管樁設計 SKK400 細長比會控制在 $20 < L/r < 93$ ，而 SKK490 細長比會控制在 $15 < L/r < 80$ ，以此推算鋼管之容許軸壓應力 SKK400 約在 1,000~1,200kgf/cm²，而 SKK490 鋼管約在 1250~1600kgf/cm²。

對於碼頭結構考慮載重為靜載重，地震時之堆載及地震力，在考量地震力短期作用下，其材料強度可提高 1.5 倍，可將(3-1)式寫成

$$\left(\frac{f_{aD}}{F_a} + \frac{f_{bD}}{F_b} \right) + \left(\frac{f_{aE}}{F_a} + \frac{f_{bE}}{F_b} \right) = 1.5 \quad (3-2)$$

f_{aD}：靜載及堆載引致之軸壓應力；

f_{bD}：靜載及堆載引致之彎曲應力；

f_{aE}：地震引致之軸壓應力；

f_{bE}：地震引致之彎曲應力

$$\text{令 } \left(\frac{f_{aD}}{F_a} + \frac{f_{bD}}{F_b} \right) = A \quad (3-3)$$

為 A 值最小為 0，最大為 1，代表結構之靜載效應，與靜載重及碼頭功能(堆載能力)大小不同而有所差異。

結構之靜載及堆載作用下引致之彎曲應力與軸壓應力之比值可以下式之 m 值表示

$$m = \frac{f_{bD}}{f_{aD}} \quad (3-4)$$

結構之設計地震力作用下引致之彎曲應力與軸壓應力之比值可以下式之 n 值表示

$$n = \frac{f_{bE}}{f_{aE}} \quad (3-5)$$

由(3-3)和(3-4)可得

$$f_{aD} = \frac{F_a \times F_b}{F_b + F_a m} A \quad (3-6)$$

$$f_{bD} = \frac{F_a \times F_b \times m}{F_b + F_a m} A \quad (3-7)$$

由(3-2)(3-3)(3-5)可得

$$f_{aE} = \frac{(1.5 - A) \times F_a \times F_b}{F_b + F_a n} \quad (3-8)$$

$$f_{bE} = \frac{(1.5 - A) \times F_a \times F_b \times n}{F_b + F_a n} \quad (3-9)$$

在靜載、堆載及地震力作用下，當地震力變為設計地震之 α_y 倍時，構材達到降伏， α_y 可用下式求之

$$\left(\frac{f_{aD}}{F_y} + \frac{f_{bD}}{F_y}\right) + \alpha_y \left(\frac{f_{aE}}{F_y} + \frac{f_{bE}}{F_y}\right) = 1.0 \quad (3-10)$$

$$\alpha_y = \frac{F_y - \left(\frac{F_b \times F_a}{F_b + F_a m}\right)(1 + m)A}{(1 + n)(1.5 - A)\left(\frac{F_b \times F_a}{F_b + F_a n}\right)} \quad (3-11)$$

由上列計算，分析各情況如下：

①情況 1：m=0，n=0

$$\alpha_y = \frac{F_y - (F_a)A}{(1.5 - A)F_a} \quad (3-12)$$

A=0→SKK400， $\alpha_y=1.33\sim1.60$ ，

SKK490， $\alpha_y=1.33\sim1.71$

A=1→SKK400， $\alpha_y=2.00\sim2.80$ ，

SKK490， $\alpha_y=2.00\sim3.12$

②情況 2：m=0，n=∞

$$\alpha_y = \frac{F_y}{(1.5 - A)(F_b)} \quad (3-13)$$

A=0→SKK400， $\alpha_y=1.14$ ，

SKK490， $\alpha_y=1.12$

A=1→SKK400， $\alpha_y=1.71\sim2.00$ ，

SKK490， $\alpha_y=1.68\sim2.05$

③情況 3：m=∞，n=0

$$\alpha_y = \frac{F_y - F_b A}{(1.5 - A)F_a} \quad (3-14)$$

A=0→SKK400， $\alpha_y=1.33\sim1.60$ ，

SKK490， $\alpha_y=1.33\sim1.71$

A=1→SKK400， $\alpha_y=1.67\sim2.00$ ，

SKK490， $\alpha_y=1.63\sim2.08$

④情況 4：m=∞，n=∞

$$\alpha_y = \frac{F_y - AF_b}{(1.5 - A)F_b} \quad (3-15)$$

A=0→SKK400， $\alpha_y=1.14$ ，

SKK490， $\alpha_y=1.12$

A=1→SKK400， $\alpha_y=1.43$ ，

SKK490， $\alpha_y=1.37$

- 由以上 4 種極端狀況分析 α_y 值介於 1.12~3.12 之間。
- 對於固定的 m 與 A 值而言，若 n 值越大，則所得之 α_y 越小。
- 就結構物而言，比較斜撐棧橋、直樁棧橋及單樁構造受地震力影響：
 - 斜樁棧橋：軸力大，彎矩小，n 最小
 - 單樁構造：幾乎無軸力，以彎矩為主，n 最大
 - 直樁結構：介於上述兩者中間
 - 因此 α_y 以具斜樁結構最大，單樁最小。
- 對於固定的 m 與 n 值而言，若 A 值增加，則 α_y 值將增大，設計時靜載效應(A)較大，亦即地震效應較小，則構材達到降伏階段， α_y 值自然較大。
- 對於固定的 n 與 A 而言，若 m 值增加，則 α_y 值將稍微減小。

一般而言，港灣結構堆載較一般其他構造物為重，基樁之(靜載+堆載)與地震效應之比例約介於 30~50%之間，即靜載效應 A 值介於 0.45~0.75 之間，經分析統整不同強度及容許應力下之起

始降伏放大係數如表 9~表 12，其 α_y 值 1.2~1.4 計算設計地震最小總橫力，應屬介於 1.20~2.31 之間。基此，取 α_y 值為 合理。

表 9 SKK400($F_a=1,000\text{kfg/cm}^2$)， α_y 值與 A、m、n 之關係

A	m=0.1 n=0.1	m=0.2 n=0.2	m=0.4 n=0.4	m=0.6 n=0.6	m=0.8 n=5	m=1.0 n=15	m=5.0 n=30	m=0.6 n=30	m=5 n=0.1
0.30	1.70	1.65	1.59	1.54	1.31	1.25	1.21	1.24	1.63
0.45	1.80	1.75	1.67	1.61	1.37	1.31	1.25	1.31	1.68
0.60	1.93	1.87	1.78	1.71	1.45	1.38	1.30	1.39	1.75
0.75	2.12	2.05	1.94	1.86	1.57	1.49	1.37	1.50	1.84
0.90	2.40	2.31	2.17	2.07	1.74	1.65	1.47	1.68	1.98
1.00	2.68	2.57	2.41	2.29	1.91	1.81	1.57	1.85	2.12

表 10 SKK400($F_a=1,200\text{kfg/cm}^2$)， α_y 值與 A、m、n 之關係

A	m=0.1 n=0.1	m=0.2 n=0.2	m=0.4 n=0.4	m=0.6 n=0.6	m=0.8 n=5	m=1.0 n=15	m=5.0 n=30	m=0.6 n=30	m=5 n=0.1
0.30	1.40	1.38	1.35	1.33	1.23	1.21	1.19	1.21	1.36
0.45	1.45	1.43	1.40	1.37	1.27	1.25	1.22	1.25	1.40
0.60	1.53	1.50	1.46	1.44	1.33	1.30	1.26	1.31	1.45
0.75	1.63	1.60	1.56	1.52	1.41	1.38	1.32	1.39	1.51
0.90	1.79	1.75	1.70	1.65	1.53	1.49	1.41	1.51	1.61
1.00	1.95	1.90	1.84	1.79	1.64	1.60	1.49	1.63	1.71

表 11 SKK490($F_a=1,250\text{kfg/cm}^2$)， α_y 值與 A、m、n 之關係

A	m=0.1 n=0.1	m=0.2 n=0.2	m=0.4 n=0.4	m=0.6 n=0.6	m=0.8 n=5	m=1.0 n=15	m=5.0 n=30	m=0.6 n=30	m=5 n=0.1
0.30	1.82	1.76	1.67	1.61	1.31	1.24	1.19	1.24	1.73
0.45	1.93	1.87	1.77	1.70	1.38	1.30	1.23	1.30	1.78
0.60	2.09	2.02	1.90	1.81	1.47	1.39	1.28	1.39	1.85
0.75	2.31	2.22	2.08	1.98	1.60	1.50	1.35	1.52	1.95
0.90	2.63	2.52	2.35	2.22	1.79	1.67	1.45	1.70	2.10
1.00	2.96	2.83	2.62	2.46	1.97	1.84	1.55	1.89	2.25

表 12 SKK490($F_a=1,600\text{kfg/cm}^2$)， α_y 值與 A、m、n 之關係

A	m=0.1 n=0.1	m=0.2 n=0.2	m=0.4 n=0.4	m=0.6 n=0.6	m=0.8 n=5	m=1.0 n=15	m=5.0 n=30	m=0.6 n=30	m=5 n=0.1
0.30	1.39	1.37	1.34	1.32	1.21	1.19	1.17	1.19	1.36
0.45	1.45	1.43	1.39	1.36	1.25	1.23	1.20	1.23	1.39
0.60	1.52	1.50	1.46	1.42	1.31	1.28	1.23	1.28	1.43
0.75	1.63	1.60	1.55	1.51	1.38	1.35	1.28	1.36	1.49
0.90	1.79	1.75	1.68	1.64	1.49	1.45	1.36	1.47	1.58
1.00	1.94	1.89	1.82	1.76	1.61	1.56	1.44	1.59	1.67

(2) PC 樁

$$\frac{f_a}{\sigma_{ca}} + \frac{f_b}{\sigma_{ca}} + \frac{f_{ce}}{\sigma_{ca}} \leq 1.0 \quad (3-16)$$

f_a ：載重引致之軸壓應力；

f_b ：載重引致之彎曲應力；

f_{ce} ：混凝土有效預應力，以預製 PC 樁約 $0.1f_c'$ ；

σ_{ca} ：PC 樁容許彎曲壓應力 $= 1/3f_c'$ ；

f_c' ：混凝土設計強度

$$\left(\frac{f_{aD} + f_{bD}}{\sigma_{ca}}\right) + \left(\frac{f_{aE} + f_{bE}}{\sigma_{ca}}\right) + \frac{f_{ce}}{\sigma_{ca}} = 1.5 \quad (3-17)$$

f_{aD} ：靜載及堆載引致之軸壓應力；

f_{bD} ：靜載及堆載引致之彎曲應力；

f_{aE} ：地震引致之軸壓應力；

f_{bE} ：地震引致之彎曲應力

$$\text{令 } \left(\frac{f_{aD} + f_{bD}}{f_{aE} + f_{bE}}\right) = A \quad (3-18)$$

將(3-18)帶入(3-17)得

$$f_{aE} + f_{bE} = \frac{0.4f_c'}{1 + A} \quad (3-19)$$

$$f_{aD} + f_{bED} = \frac{0.4f_c'}{1 + m} A \quad (3-20)$$

PC 樁之標稱強度約為 $0.85f_c'$ ，考量此狀況下剩餘的鋼鍵中的預力約為有效預力的 60%，因此標稱強度酌以降低為 $0.85f_c' - 0.6 \times f_{ce} = 0.79f_c'$ 。

$$\left(\frac{f_{aD} + f_{bD}}{0.79f_c'}\right) + \alpha_y \left(\frac{f_{aE} + f_{bE}}{0.79f_c'}\right) + \frac{0.06f_c'}{0.79f_c'} = 1.0 \quad (3-21)$$

將(3-19)(3-20)代入(3-21)

$$\alpha_y = \frac{0.73 - \frac{0.4B}{1+B}}{\frac{0.4}{1+B}} \quad (3-22)$$

一般而言，港灣結構堆載較一般其他構造物為重，基樁之(靜載+堆載)與地震效應之比例約介於 30~50%之間，即靜載重效應 B 值介於 0.4~1.0 之間，其時 α_y 值介於 2.16~2.65 之間(表 13)，惟港灣設施採用 PC 樁多採打擊方式施工，其樁頭如有受龜裂，在此嚴酷的自然條件下，建議 α_y 值可保守取 1.4~1.6 計算設計地震最小總橫力，應屬合理。

表 13 PC 樁， α_y 值與 B 之關係

B	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
α_y	1.91	1.99	2.07	2.16	2.24	2.32	2.40	2.49	2.57	2.65

(3) 小結

鋼管樁採容許應力法設計時，起始降伏放大係數 α_y 建議修訂為 1.2~1.4；PC 樁採容許應力法設計時，起始降伏放大係數 α_y 建議修訂為 1.4~1.6。

α_y 值之決定在工作應力法時，其大小取決於材料本身之容許應力值及

地震時允許提高之大小有關，各規範在此設定不同，因此所得之 α_y 亦有所差異，說明如下。

① 容許應力差別

以鋼材而言，建築物容許應力為 $0.66F_y$ ，橋梁容許應力為 $0.55F_y$ ，港灣結構物則因基樁之細長比所造成之折

減，容許應力介於 $0.4 \sim 0.5F_y$ 之間。容許應力越低，離降伏點越遠， α_y 越高。

②地震提高倍數

建築物及橋梁，其地震時所能提高之強度均為 1.33 倍，而港灣結構所允許提高之強度為 1.5 倍，因此建築物及橋梁可允許之 α_y 值較大。

3.結構系統地震力折減係數建議修訂內容

結構系統地震力折減係數 F_u 與結構系統韌性容量 R 及結構基本振動週期 T 有關，而 R 值與抵抗地震力之各種結構系統有關，可依其進入非彈性後相對消散能量的能力決定。96 年增補研究雖已針對港灣設計基準 89 年修訂版進行調整，並刪除不隨結構型態不同而異

之結構系統特性係數 R^* ，然對於韌性容量 R 並無明訂，如此對工程師執行設計工作有所困擾，建議予補充增訂。

有關港灣構造物之非剛性結構物，以棧橋碼頭及樁檣式構造為主，其主要系統組成分為直樁式棧橋碼頭及具斜樁組棧橋碼頭，如圖 2 所示。基樁的材料則分為鋼筋混凝土(含預力混凝土)及鋼材兩大類，其行為模式與建築物多層剪力屋架系統不同，而是與橋梁之多構架式橋墩類似，因此參酌公路橋梁耐震設計規範，建議港灣非剛性結構物之結構系統韌性容量 R 可採 $3 \sim 4.2$ 。另就本次修訂納入臺北盆地微分區之新北市地區增列容許韌性容量如下。

$$\text{臺北盆地：} R_a = 1 + \frac{(R - 1)}{2.0}$$

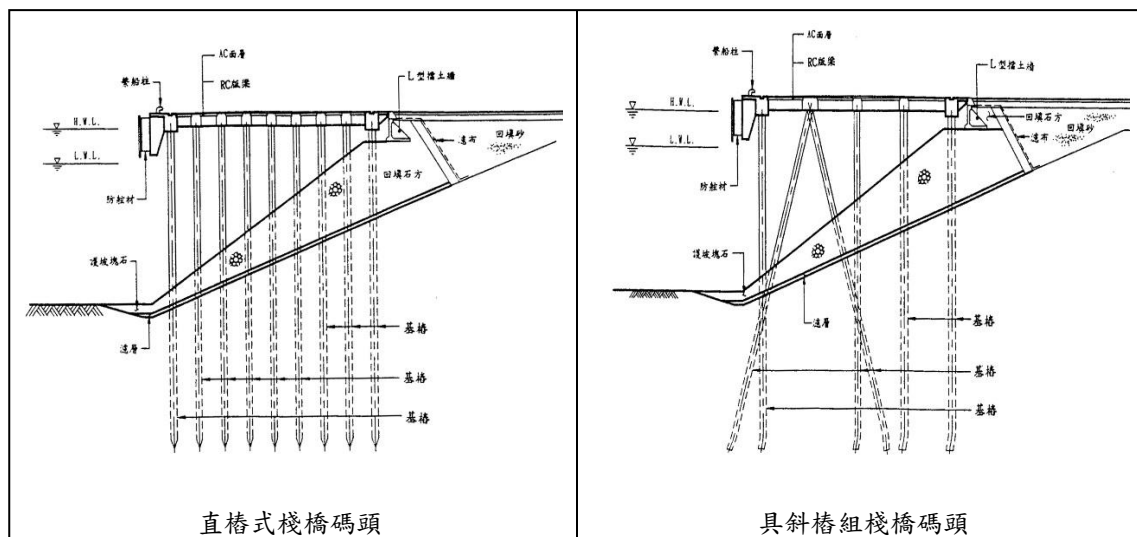


圖 2 結構系統示意圖

四、混凝土構造物強度設計法

目前港灣構造物之設計，是依據民國 86 年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強度折減係數及載重係數，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朝此方向修訂之必要。

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結構之強度設計法設計，但其餘兩項因其載重型態較複雜，如碼頭結構之繫靠力及防波堤之波浪力具較多不確定因素，目前均採用工作應力法設計。

現行港灣構造物設計基準翻修自

1989 年版日本港灣基準，而民國 96 年版修訂之構造物設計基準已導入強度設計法概念，則主要以 1999 年版日本港灣基準為藍本，將載重分為永久載重、變動載重及偶發載重，並就不同狀態下之不同載重分類給予不同載重因子，其相較於國內其他規範及大專院校養成所採之美系設計理念而有所落差，另考量國內頒混凝土設計規範精神採美國土木 ASCE 7 及美國混凝土 ACI 318 為基礎，為能加速港灣人才養成及跨領域整合合作以提升港灣技術，將參考 ASCE7-02 及美軍 UFC4-152-01 規範，訂定屬於港灣構造物之設計載重組合。

1. 美日規範彙整

對於強度設計法之設計理念，美日規範大體一致，採構件強度計算時折減強度，均對構件受力情形予以折減，日本在撓曲採用 $\gamma_b=1.15$ ，等於是折減為 $0.87(=1/1.15)$ ，美國撓曲 $\phi=0.9$ ；日本剪力採用混凝土 $\gamma_b=1.3$ ，等於是折減為 $0.77(=1/1.3)$ ，剪力筋 $\gamma_b=1.15$ ，有效梁深 d 折減 1.15，等於是折減為 $0.76(=1/1.15/1.15)$ ，而美國在剪力之折減 $\phi=0.75$ ，由上述分析，兩國在構件受力情形之折減量接近，惟日本對於材料本身再予以折減一次 γ_m ，以鋼筋混凝土而言，日本的設計混凝土強度僅為抗壓強度 0.77 倍 $(=1/1.3)$ ，意即日本對於鋼筋混凝土所能提供之設計強度較為保留，兩者比較如表 14 所示。

表 14 強度折減係數對照表

構件受力情形	強度折減係數		小 結
	日 本 γ_b 、 γ_m	美 國 ϕ	
撓 曲	0.87	0.9	日本規範折減較多，較保守
混凝土抗剪	0.77	0.75	
剪力鋼筋	0.76		
	尚須對混凝土強度折減 0.77倍	不用折減	

而對於載重部分，日本的載重係數已含載重因數及結構物係數 ($\gamma_f \cdot \gamma_e$)，就棧橋及防波堤分別說明如下：

(1) 棧橋

靜載重永久載重 D

($1.1 \cdot 1.2 = 1.32$ ； $0.9 \cdot 1.2 = 1.08$)；

變動載重活載重 L

($1.2 \cdot 1.2 = 1.44$)；

偶發載重地震力 EQ ($1.0 \cdot 1.0$)

(2) 防波堤

靜載重永久載重 D

($1.1 \cdot 1.0 = 1.1$ ； $0.9 \cdot 1.0 = 0.9$)；

變動載重波力 L

($1.3 \cdot 1.1 = 1.43$)；

偶發載重地震力 EQ ($1.0 \cdot 1.0$)

美國則是靜載重 $D = 1.2$ (or 0.9)；活載重 $L = 1.6$ ；地震力 $EQ = 1.0$ 。

經上述分析並整理如表 15 所示，日本除在棧橋的永久載重較保守，採較高之載重係數外，其他載重則以美國較保守，至於地震等偶發載重則兩國採相同係數處理。

表 15 載重係數對照表

載重型式		載重係數		小 結
		日 本	美 國	
棧橋	靜載重永久載重D	1.32 (1.08)	1.2 (0.9)	美日對地震所產生之偶發載重採相同係數，但對變動載重或其他偶發載重，如繫靠力等，美國採較高載重因數
	變動載重活載重L	1.44	1.6	
	偶發載重地震力EQ	1.00	1.00	
防波堤	靜載重永久載重	1.1 (0.9)	1.2 (0.9)	
	變動載重波力	1.43	1.6	
	偶發載重地震力EQ	1.00	1.00	

小結上述，整理強度設計法設計概念如圖 3，日本用 2 個參數折減構件強

度，用 3 個參數放大設計載重，而美國則簡化為 1 個參數折減構件強度，1 個

參數放大設計載重。整體而言美國雖然提高的設計載重較日本略高約 10%，但

日本對於材料的折減而言高於美國，相對設計較為保守。

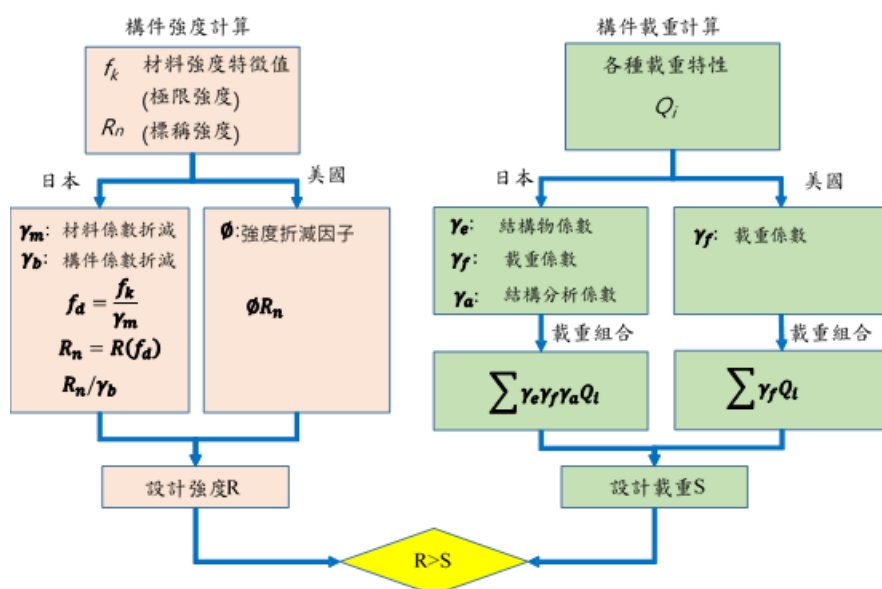


圖 3 強度設計法設計概念圖

2. 建議修訂內容

各國混凝土設計多源自土木學會，如美國 ASCE、日本 JSCE、中國土木水利工程學會。

日本港灣設計規範之混凝土強度設計法亦不例外，比對日本 JSCE 之混凝土標準示方書〔設計篇〕、日本鐵道綜合技術研究所編鐵道構造物等設計標準及解說〔混凝土結構物〕、道路橋梁示方書，就日本港灣構造、建築物、橋梁及鐵路等公共建設而言，所採用之構件強度的折減參數-材料係數(γ_m)及構件係數(γ_b)並無不同；提高設計載重之參數-結構物係數(γ_e)皆落於 1.0~1.2、結構分析係數(γ_a)均可取 1.0 及載重係數(γ_f)除變動載重中波力變動較大，採 1.3 外，其餘載重最大 1.2

均無不同。此顯示除應用於防波堤沉箱結構受載重型態較複雜外(暫置起浮、拖航、安放、填砂等不同階段，至後續防波堤承受颱風波浪等不確定性因子高)，與日本其他構造物設計並無不同。

經分析美日規範強度設計法設計理念及實際案例驗算，美國及目前台灣規範之載重因子提高較多，而日本則較著重於折減構件材料強度，兩者在彎矩設計上所得之結果差異有限，但在剪力折減強度之差別為大，為能與國內其他公共工程設計規範一致，採用美國海軍規範以 ASCE 為基礎所研訂之載重組合納入本次修訂(如表 16~表 18)，並搭配國內混凝土結構之強度折減因子及構件設計公式應屬得宜。

$$U_i = f_D(D) + f_L(L_c + \text{或 } L_u) + f_{Be}(Be) \\ + f_B(B) + f_C(C) + f_E(E) + f_{EQ}(EQ) \\ + f_W(W) + f_{Ws}(Ws) + f_T(T) + f_S(S)$$

U_i : 強度設計法；

f_x : 載重因子，詳如表 14 建議；

D : 自重； L_u : 活載重(均佈)；

L_c : 活載重(集中)；

I : 衝擊載重(與集中活載重 L_c 一併考量)；

B : 浮力；

Be : 靠船力；

C : 流力作用於結構體；

E : 土、水壓力；

EQ : 地震力；

W : 風力作用於結構體；

Ws : 風力作用於船體；

T : 溫度、潛變、乾縮與不等沉陷等之效應；

S : 冰雪載重

表 16 載重組合-強度設計法(無船靠泊時)

無船靠泊時	D	L	B	Be	C	Cs	E	EQ	W	Ws	T	S
U1	1.4	-	1.4	-	1.4	-	-	-	-	-	-	-
U2	1.2	1.6	1.2	-	1.2	-	1.6	-	-	-	1.2	0.2
U3	1.2	1	1.2	-	1.2	-	-	-	-	-	-	-
U4	1.2	-	1.2	-	1.2	-	-	-	0.8	-	-	-
U5	1.2	1	1.2	-	1.2	-	-	-	1.6	-	-	1
U6	1.2	1	1.2	-	1.2	-	-	1	-	-	-	-
U7	0.9	-	0.9	-	0.9	-	1.6	-	1.6	-	-	1
U8	0.9	-	0.9	-	0.9	-	1.6	1	-	-	-	-

資料來源：UFC 4-152-01

表 17 載重組合-強度設計法(靠泊時)

靠泊時	D	L	B	Be	C	Cs	E	EQ	W	Ws	T	S
U1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
U2	1.2	1.6	1.2	1.6	1.2	-	1.6	-	-	-	1.2	0.2
U3	1.2	1	1.2	1	1.2	-	-	-	-	-	-	-
U4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
U5	1.2	1	1.2	1	1.2	-	-	-	1.6	-	-	1
U6	1.2	1	1.2	1	1.2	-	-	1	-	-	-	-

資料來源：UFC 4-152-01

表 18 載重組合-強度設計法(繫纜後)

繫纜後	D	L	B	Be	C	Cs	E	EQ	W	Ws	T	S
U1	1.4	-	1.4	-	1.4	1.4	-	-	-	-	-	-
U2	1.2	1.6	1.2	-	1.2	1.2	1.6	-	-	-	1.2	0.2
U3	1.2	1	1.2	-	1.2	1.2	-	-	-	-	-	-
U4	1.2	-	1.2	-	1.2	1.2	-	-	0.8	0.8	-	-
U5	1.2	1	1.2	-	1.2	1.2	-	-	1.6	1.6	-	1
U6	1.2	1	1.2	-	1.2	1.2	-	1	-	-	-	-
U7	0.9	-	0.9	-	0.9	0.9	1.6	-	1.6	1.6	-	1
U8	0.9	-	0.9	-	0.9	0.9	1.6	1	-	-	-	-

資料來源：UFC 4-152-01

五、工程材料之完整性及耐久性

材料的強度與品質已不斷提昇及更新，本次基準修訂將重新檢討 96 年增補內容及港灣構造物設計基準 99 年修訂之內容。針對鋼鐵材料除納入日本與歐規之規格強度，增加鋼鐵材料可多元化設計外，並針對犧牲陽極防蝕法設計程序做修訂，使工程師於設計鋼構造物時有更加完整之參考依據。針對混凝土，主要將港灣構造物所處環境分為 3 等級，並針對各等級規定適當之混凝土保護層厚度，以保護其內之鋼筋。

1. 鋼鐵材料建議修訂內容

(1) 鋼材設計強度

因應國內大水深碼頭需求，熱軋鋼板樁國內可生產之尺寸為能與國際接軌，除國內 CNS 規範訂定之熱軋鋼板樁品質規格外，建議納入日本 JIS A5528 及歐規 EN10248 之規格強度，亦得採用符合歐盟 EN 1993-5 標準之鋼板樁，建議增補修訂如表 19。另外考慮到發生不同外力或極端狀況，如地震、颱風時，前述鋼板樁容許應力可提高比率如表 20。

表 19 鋼板樁容許應力

鋼鐵材料 種類 應力種類	SY295	SY390	S240GP	S270GP	S320GP	S355GP	S390GP	S430GP
最小降伏強度 (降伏點)	3,000 (295)	4,000 (390)	2,500 (240)	2,750 (270)	3,250 (320)	3,620 (355)	4,000 (390)	4,380 (430)
彎曲拉應力 (依淨斷面積 計算)	1,800 (180)	2,400 (235)	1,500 (144)	1,650 (162)	1,950 (192)	2,170 (213)	2,400 (235)	2,600 (258)
彎曲壓應力 (依總斷面積 計算)	1,800 (180)	2,400 (235)	1,500 (144)	1,650 (162)	1,950 (192)	2,170 (213)	2,400 (235)	2,600 (258)
剪應力(依總 斷面積計算)	1,000 (100)	1,300 (125)	800 (80)	900 (90)	1,080 (105)	1,200 (118)	1,300 (125)	1,450 (143)

表 20 容許應力提高比率

載 重 狀 態		提高比率
常時(作業時)	-	1.00
	考慮溫度效應影響	1.15
地震、颱風及靠岸時		1.50

(2) 鋼材之防蝕處理

a. 防蝕面積計算

96 年港灣構造物設計基準增補研究只針對鋼材位於不同位置，如：海水中、拋石中或海底土層中計算其防蝕面積。防蝕面積建議依鋼樁形式於不同位置分別計算，如鋼板樁及鋼管樁，如使用鋼板樁，計算防蝕面積所使用之鋼板樁周邊係數可參考交通部運輸研究所「港灣構造物陰極防蝕準則草案」中之日本各類鋼板樁周邊係數。

b. 防蝕電流計算

結構物鋼材所需防蝕電流依下式計算之。

所需防蝕電流(mA)＝防蝕面積(m²)×初始防蝕電流密度(mA/m²)

初始防蝕電流密度的選用因構造物所在的環境而不同，依據 96 年港灣構造物設計基準增補研究中「裸鋼材之陰極防蝕初始時之防蝕電流密度」(表 21)，建議增補於一般環境中海水、石礫及海底土在外海之初期防蝕電流密度以及於特殊海域中具不同流速之初期防蝕電流密度。

表 21 裸鋼材之陰極防蝕初始時之防蝕電流密度(mA/m²)

環 境			初期防蝕電流密度 (mA/m ² 裸鋼面積)
一般環境	港灣	海水	100
		石礫	50
		海底土	20
	外海	海水	150
		石礫	75
		海底土	30
特殊海域	污染	海水	150
		石礫	75
		海底土	30
	流速	1m/sec	160
		2m/sec	230
		3m/sec	270

資料來源：港灣構造物陰極防蝕準則草案

c. 犧牲陽極發生電流量計算

為計算陽極塊使用個數，需先計算每塊犧牲陽極之發生電流，96 年港灣構造物設計基準增補研究中並未明訂如何計算犧牲陽極發生電流量，參酌港灣構造物陰極防蝕準則，犧牲陽極發生的電流量如下式。

$$I_g = \frac{E}{R_a} \times 1000 \quad (5-1)$$

I_g = 每塊犧牲陽極的發生電流，mA

E = 有效電位差(驅動電壓)，V，鋅合金陽極為 0.2 V，鋁合金陽極為 0.25 V

R_a = 犧牲陽極對海水的電阻， Ω

式中犧牲陽極對海水電阻之計算，依犧牲陽極的形狀，如長條棒狀陽極、板狀陽極及其他形狀之陽極分別計

算，其詳細計算式可參考「港灣構造物陰極防蝕準則草案」中之規定。

d. 陽極塊個數計算及配置

由以上結構物於不同環境所需防蝕電流計算及每塊犧牲陽極的發生電流，所需陽極塊個數依下式計算之。

$$N_i = \frac{i_i \times A_i}{I_g} \quad (5-2)$$

N_i = 浸入海水中(或海土中)被保護部位所需犧牲陽極的塊數

i_i = 各環境採用之防蝕電流密度(初始極化防蝕電流密度)，mA/m²

A_i = 海水中(或海土中)之保護構造物面積，m²

I_g = 每塊犧牲陽極的發生電流，mA

$N = \sum N_i \times (1 + \text{餘裕係數})$ 餘裕係數為 10%~20%

e. 陽極塊使用年限

一般陽極塊均標示有其形狀尺寸、重量，陽極消耗量、初始電流及陽極利用率等，陽極塊使用年限可依下式估算之。

$$L = \frac{N \times W \times U}{Q \times I_{avg}} \quad (5-3)$$

L= 陽極使用壽命，year (yr)

N= 被保護設施所需陽極總塊數

W= 每塊陽極原始重量，kg

Q= 陽極消耗量，kg/A·yr

I_{avg} = 構造物在保護期間內之平均保護電流，A；通常約為極化保護電流密度計算出總電流之 0.5 ~ 0.55 倍，在污染海域中約為 0.67 倍

U= 陽極利用率，長條棒狀陽極為 0.90 ~ 0.95，鐲式(Bracelet)陽極為 0.75 ~ 0.80，其他形狀為 0.75 ~ 0.90

2. 混凝土建議修訂內容

混凝土的耐久性主要與混凝土品質及其內之鋼筋有關，港灣構造物因地處嚴酷腐蝕環境，保護層不足時，混凝土中的鋼筋或鋼腱則易發生鏽蝕。港灣構造物設計基準部頒規範於 99 年已針對混凝土耐久性來修訂混凝土最小保護層厚度及混凝土配比條件，然保護層厚度與結構重要性及混凝土本身強度無關聯性，對於部分次要結構或主要結構採高強度混凝土等無搭配關係，建議加以細分以達合理性及經濟性。

土中的鋼筋或鋼腱則易發生鏽蝕。港灣構造物設計基準部頒規範於 99 年已針對混凝土耐久性來修訂混凝土最小保護層厚度及混凝土配比條件，然保護層厚度與結構重要性及混凝土本身強度無關聯性，對於部分次要結構或主要結構採高強度混凝土等無搭配關係，建議加以細分以達合理性及經濟性。

依結構重要性及所處環境等級，參酌結構混凝土施工規範及公路橋梁耐久性設計規範對於鹽害環境之區分，以港區範圍內為主要港灣構造設施範圍，並將環境等級分為 3 級，各級別條件如下：

- 環境等級 1：海水直接接觸部分
- 環境等級 2：海水可能沖刷部分、飛沫作用區域
- 環境等級 3：港區範圍內

對於環境等級 1~環境等級 3 之主要結構如基樁及大樑，場鑄保護層採 10cm，預鑄保護層採 7cm，其他依其構造性質及混凝土強度細分增訂，對應構件型式之保護層建議如表 22 及表 23。

表 22 預鑄鋼筋混凝土最小保護層厚度表

構件 區域	預 鑄 鋼 筋 混 凝 土 (cm)				預力套管保護層(cm)
	基樁及大梁 (含冠牆)	棧橋面版	沉箱、方塊、L 型擋牆等型塊	其他附屬設施 (輪檔、欄杆等) “▲”	
混凝土強度 (kgf/cm ²)	280 以上	280 以上	280 以上	280 以上	
環境等級 1	7	7	7	7	9
環境等級 2	7	7(6*)	7	4	9
環境等級 3	7	7(6*)	7	4	9

說明：1.” * ” 為特殊保護措施處理
2.” ▲ ” 廠內施作者

表 23 場鑄鋼筋混凝土最小保護層厚度表

區域 \ 構件	場 鑄 鋼 筋 混 凝 土 (cm)		
	基樁及大梁 (含冠牆)	棧橋面版	其他附屬設施 (輪檔、欄杆等)
混凝土強度 (kgf/cm ²)	280 以上	280 以上	280 以上
環境等級 1	10	10	10
環境等級 2	10	10(7.5*)	7(5*)
環境等級 3	10	10(7.5*)	5(4*)

說明：1.”*” 為特殊保護措施處理

混凝土抗壓強度 280kgf/cm² 已廣泛用於國內其他公共工程，對於無筋混凝土部分結構構材，其設計強度仍使用 210kgf/cm²，如表 24 所示。建議於混

凝土配比條件及抗壓強度中增加說明如無筋混凝土表面有耐磨、美觀或其他特殊要求時，得提高混凝土設計強度為 280kgf/cm² 及其水膠比。

表 24 混凝土配比條件及抗壓強度

種類	結構構材之種類	配合條件		最小混凝土設計強度*4 (kgf/cm ²)
		最大水膠比	粗粒料最大尺寸(mm)	
無筋混凝土	防波堤上部結構、蓋版混凝土、混凝土方塊、異型塊(消波、被覆)、護基方塊、碼頭上部結構、胸牆、繫船直柱基礎(重力式)	0.5*1	40	280*1
		0.55	40	210
鋼筋混凝土	繫船柱基礎(樁式)、錨碇版、胸牆、碼頭上部結構*2	0.5	25 (20)*3、 40	280
	棧橋上部結構、沉箱、空心方塊、L 型塊、消波方塊	0.45	25 (20)*3、 40	280
岸肩鋪面		0.5	25 (20)*3、 40	280

*1 無筋混凝土表面有耐磨、美觀或其他特殊要求時，得提高最小混凝土設計強度為 280 及水膠比。

*2 除棧橋上部結構以外。

*3 粗粒料的最大尺寸，只要不妨礙鋼筋之配筋或各結構斷面，應儘可能採用最大尺寸之粒料。一般常用粗粒料以礫石及碎石為主，使用礫石時其最大尺寸為 25 mm，碎石時其最大尺寸為 20 mm。

*4 本表最小混凝土設計強度為最低要求，設計時應視需求予以調整。

六、基樁植入工法之承載力

近年港灣構造物陸續改建，為了降低對既有構造物、鄰近構造物之影響，以及因應港都合一等都會區施工干擾，原打擊式工法施作樁基礎已不敷使用，國內建築物基礎構造設計規範及公路橋梁設計規範均已將植入式基樁之承載力計算列入標準中，本研究就植入式工法對基樁軸向極限承載力適用於港灣構造進行探討。

1. 植入式工法建議修訂內容

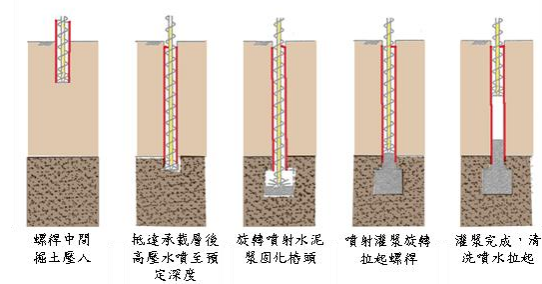


圖 4 中掘工法示意圖

(2) 預鑽孔工法

預先以鑽桿排土或攪拌鑽孔，然後將樁蕊植入鑽孔中，如圖 5 所示。

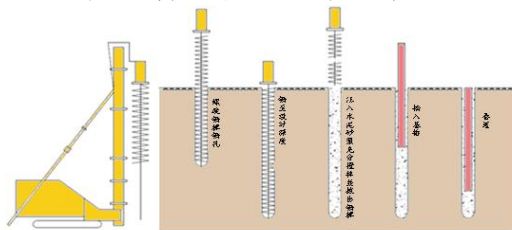


圖 5 預鑽孔工法示意圖

(3) 鋼管複合水泥樁工法(Steel Pipe Soil Cement Pile Installation Method)

鑽桿鑽頭噴射水泥漿與土壤混合形成攪拌水泥樁並將具突肋之肋紋鋼管沉入，因此，可以將攪拌水泥樁的直

徑視為有效直徑（樁直徑），並且可以獲得大於鋼管直徑垂直承載力與摩擦力，如圖 6 所示。然所需之肋紋鋼管目前國內並未生產，且未實際進行樁載重試驗以驗證其軸向承載力，故此工法目前國內尚未使用。

(1)中掘工法

由樁蕊中空部份鑽掘排土，同時植入樁蕊，如圖 4 所示。

徑視為有效直徑（樁直徑），並且可以獲得大於鋼管直徑垂直承載力與摩擦力，如圖 6 所示。然所需之肋紋鋼管目前國內並未生產，且未實際進行樁載重試驗以驗證其軸向承載力，故此工法目前國內尚未使用。

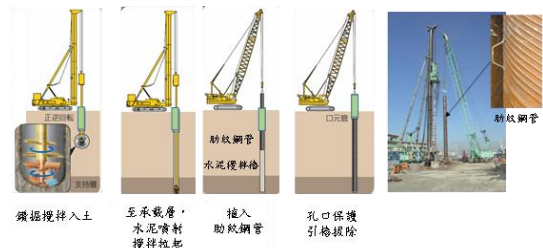


圖 6 鋼管複合水泥樁工法示意圖

2. 基樁軸向極限承載力建議修訂內容

港灣構造基樁打擊工法考量構造重要性、施工性及地質特性，基樁軸向極限承載力利用貫入試驗推估之方式主要參酌「日本港灣施設技術上基準・同解説」修訂，其適用性已經港灣多年基樁載重試驗驗證，因此就其他工法之承載力推估，建議參照同一標準，並參酌建築物基礎構造設計規範及公路橋

梁設計規範。

考量鋼管複合水泥樁工法目前國內尚未使用，故建議先行增補中掘工法及預鑽孔工法之軸向極限承载力推估，待日後國內正式引進鋼管複合水泥

樁工法並進行相關載重試驗後再進行討論增補。植入式工法基樁最大表面摩擦阻力及樁尖極限承载力詳如表 25 所示。

表 25 基樁最大表面摩擦阻力及樁尖極限承载力(tf/m^2) (KN/m^2)

工法 承载力	打撃式 工法	植入式工法	
		中掘工法	預鑽孔工法
樁身摩擦 f_s	$\bar{N}/5$ $2\bar{N}$	$\bar{N}/5$ $2\bar{N}$	$\bar{N}/2$ $5\bar{N}$
樁底支承 q_b	30N $300N$	15N $150N$	15N $150N$

N：樁端地層之 N 值

$\bar{N}$ ：基樁入土全長之平均標準貫入實驗值(N)

七、結論

為符合國內港灣環境特性及順應世界港埠發展趨勢，本次修訂或增補，以符合現行法規與安全需要，而非創新制訂新的基準，因此將以「必要、安全、實用、簡單」為修訂或增補之指導原則。經檢討必須要進行增補之項目如下：

1. 船舶大型化
2. 耐震設計
3. 設計理念
4. 材料更新及耐久性
5. 構造型式更新

6. 工法更新

本研究依前述原則並蒐集分析國內外相關基準及研究成果，完成第一至第六篇章之條文內容修訂及初審工作，提供交通部運輸研究所陳報交通部辦理複審並頒布施行之參據。

修訂基準經交通部頒布施行後，可供交通部航港局、臺灣港務公司、縣市政府、工程顧問公司…等相關單位使用，提昇港灣構造物性能，滿足運輸安全需求。

參考文獻

1. 交通部，『港灣構造物設計基準—防波堤設計基準及說明』，1996。
2. 交通部，『港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明』，1997。
3. 交通部運輸研究所，『港灣構造物設計基準—耐震設計之修訂』，2002。
4. 交通部，修訂『港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明』，2010。
5. 交通部，修訂『港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明』，2013。
6. 台灣省政府交通處港灣技術研究所，『港灣及海岸結構物設計基準』，1997。
7. 交通部，『公路橋梁設計規範』，2015。
8. 交通部，『公路橋梁耐震設計規範』，2009。
9. 內政部，『建築物耐震設計規範及解說』，2011。
10. 內政部，『基礎構造設計規範(含解說)』，2001。
11. 內政部，『結構混凝土施工規範』，2002。
12. 內政部，『混凝土結構設計規範』，2017。
13. 中國土木水利工程學會，『混凝土工程施工規範與解說(土木402-94 a)』，2013。
14. 陳桂清、饒正、柯正龍、羅俊雄、翁榮洲、王瑞坤、張英傑、劉益雄、江淑慈，『港灣構造物陰極防蝕標準則(草案)』，交通部運輸研究所，2004。
15. 曾志煌、翁國和、徐順憲、李賢華、陳素惠、蕭清木、錢中弘、張勝評、余宗鴻、鍾沛穎、孫宏華、洪麗珍，『港灣構造物設計基準修訂』，交通部運輸研究所，2005。
16. 曾志煌、翁國和、郭一羽、許泰文、蕭松山、廖學瑞、張憲國、翁文凱、郭世榮、岳景雲、張欽森、朱志誠、辛志勇、張君名、陳蔚瑋、莊世璿、吳建緯、蘇昱維，『港灣構造物設計基準增補研究(一)』，交通部運輸研究所，2007。
17. 陳桂清、柯正龍、羅建明、張道光，『港灣構造物生命週期與維護之研究(2/2)』，交通部運輸研究所，2011。
18. 『港灣設施維護管理計畫制定範例彙編』，社團法人海洋工程學會，2018。
19. 『港灣設施巡檢診斷指南與實施要領彙編』，社團法人海洋工程學會，2018。
20. 蔡瑤堂、邱永芳，『港灣設施維護管理計畫制定指南』，社團法人海洋工程學會，2016。
21. ASTM E833-97b, Standard practice for measuring life-cycle costs of buildings and building systems, 2006.
22. 美國工程兵團海岸工程研究中心，Coastal Engineering Manual，2012.
23. 美國土木工程學會 ASCE，Min Design Loads for Buildings and Other Structures，ASCE7-02.

24. 美國陸軍工兵團 (USACE)、海軍設工程指揮部(NAVFAC) 及空軍土木工程支援局 (AFCEA)」，統一設施準則 (Unified Facilities Criteria, UFC)・DESIGN: PIER AND WHARVES ， UFC 4-152-01 ， 2012(2017).
25. PIANC ， Guidelines for the Design of Fender Systems:2002.
26. European Standard(EN), EN10248, 1996.
27. European Standard(EN), EN1993-5, 2007.
28. Japanese Industrial Standard, JIS A5528, 2012.
29. 日本港灣協會，港灣の施設の技術上の基準・同解説，1999(2007)。
30. 日本全國漁港協會，漁港の技術指針，1999。
31. 『道路橋示方書・V 耐震設計編』，2002，日本道路協會。(日文)
32. “British Standard Code of Practice for Maritime Structures” BS6349.
33. BSi “Maritime structures-Part4 : Code of practice for design of fendering and mooring systems” ， BS6349-4:2014.
34. Clarkson Research Services Limited ， Clarksons Ship Register ， 2018 年 6 月。
35. Seed,H.B.,Tokimatsu,K.,Hardev,L.F., "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations," Journal of Geotechnical Engineering, Vol.111, No.12, December, pp.1425 -1445, 1985.
36. Seed, H. B., and Idriss, I.M., "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM9, pp.1249-1273, 1971.
37. Seed,H.B., Idriss,I.M. and Arango,Ignacio,"Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data," Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, No.3, March, pp.458-482, 1983.
38. Committee on Earthquake Engineering, "Liquefaction of Soil During Earthquake," National Research Council, Report No.CETS-EE- 001, 240p, 1986.
39. Mitchell, J. K., "Densification and Improvement of Hydraulic Fills," Hydraulic Fill Structures, Geotechnical Special Publication, No. 21, Published by ASCE, pp.606-663, 1988.