序

本屆港灣技術研討會計有12篇專題論文，內容涵蓋建港資料調查、研析、規劃、設計、操船模擬，施工等等一系列運作，可謂結合各類港灣技術於一堂。希藉助研討會促進國內港灣界交流，進而提昇是項科技層次。

感謝主講先生們百忙之中撥冗賜稿，而研討會內容及方式尤有待全體與會人士不吝指正，以期往後更臻完美。

梁　乃　匡　　謹識

中華民國七十七年九月

高雄港
72號碼頭穀倉工程規劃與設計

康乃恭*

一、前　言

高雄港現有散裝穀倉碼頭三座，71號碼頭設計水深14公尺，穀倉容量8萬噸，可供6萬噸級散裝穀船停靠卸穀，年作業能量約180萬噸；其餘33號與44號二座碼頭設計水深爲10.5公尺，穀倉容量爲4萬噸，僅能停靠3萬噸級以下穀船，又兼原有卸穀機械設備陳舊效率低落，二座碼頭之總作業能量不過100萬噸。由高雄港進口之散裝穀物每年在400萬噸之譜，且裝運之穀類船大部份爲6萬噸級大型船，所以常造成壅塞現象。本局爲提高散裝穀類碼頭作業能量及服務品質，奉准於72號碼頭增建8萬噸散裝穀倉一座，以應迫切需要，於76年5月開工，預定於78年10月竣工。

本穀倉計畫設置於72號碼頭後綫，鄰71號碼頭現有之遠東倉儲公司穀倉，用地面積縱深110公尺，寬300公尺。72號碼頭已於73年底建造完成，爲預力混凝土基樁棧橋式結構，碼頭面寬19公尺，預設軌距9公尺卸穀機軌道一條，設計水深14公尺，以靠泊65,000噸級以下散裝穀船爲對象。

穀倉之容量爲8萬噸，年儲運能量180萬噸，其計劃功能爲進口穀物之短時性的卸存儲轉運，以一船一貨分類儲存，多種穀類同時存儲需要，倉桶之配置，依散裝船之每一艙間容量三千噸左右，估算主倉每一倉桶之容量1,500噸，副倉每一倉桶300噸。配合基地地形，並考慮倉體結

* 高雄港務局總工程司

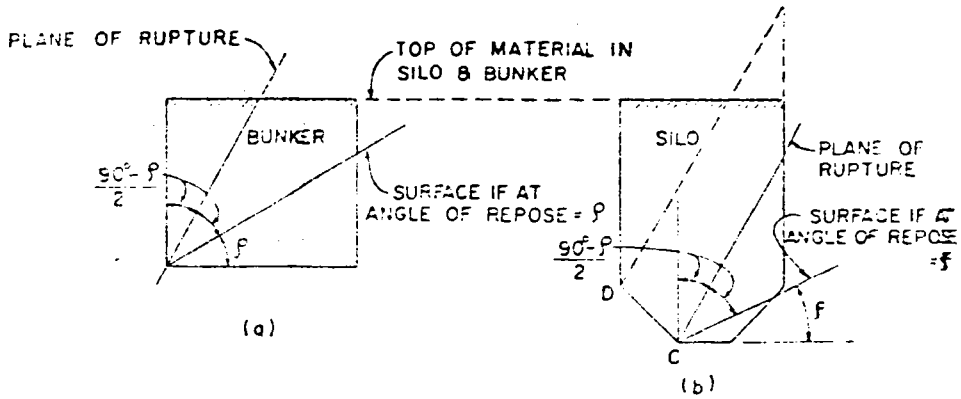
構設計以及輸送機械設備之有效使用，倉體採用圓倉， 4 排 12 列分二組排列，計主倉 48 個，中間副倉 3 排 11 列計 30 個，總容量爲 8 萬噸。圓倉內徑 9 公尺，連倉頂工作間全高 48 公尺。

在穀倉之西側配置工作塔，其次爲卡車裝載站，預留日後擴建之空地，暫先布置爲綠地，以美化環境。機械塔高十層， 54 公尺，面積 37×17 公尺約 629 平方公尺，與倉體保持適當之安全距離，並將斗昇機置於開放空間，以減除塵爆危險。卡車裝載線共設 11 條，重直碼頭法線方向配置。穀倉區域內共設鐵路五線道，以二股道作爲火車裝載線，一股道爲調車線，一股道爲通行線，並爲避免日後與遠東穀倉調車干擾影響作業，再設一股道作爲臨時佔用線。

穀倉附設鏈條式卸穀機二台，以便利卸船，進倉及轉運設置之主要機電設備包含進倉輸送系統、出倉輸送系統、翻倉系統、集塵系統、電腦及自動控制系統、電力及照明系統、通信及廣播系統，消防、防爆及警報系統與衞生及給、排水系統等。

二、穀倉壓力

穀倉在設計理論上分成兩類型，一爲深倉（ deep bin 或稱 Silos ），一爲淺倉（ shallow bin 或稱 bunkers ），穀物施加於穀倉壁體與底版之壓力，須引用不同之設計方式計算。穀倉一般均採用深倉，穀倉所裝載穀物之重量則大部份由倉壁與穀物間之摩阻力所支持，傳遞至倉底之重量較小。依倉高H與倉徑D之比，若H／D＞1.5 ；視爲深倉；若H／D＜1.5 視爲淺倉。依穀物在倉內之破壞面（ Rupture Plane），若與倉壁相交則爲深倉，若與穀物頂面相交則爲淺倉，如附圖－1 所示。實際上倉高與倉徑比（ H／D ）之值愈大愈好，應不小於 3.5 ，則倉底所支持之穀物重約 13 %，則倉底之厚度不致過大。



圖一　穀倉分類圖

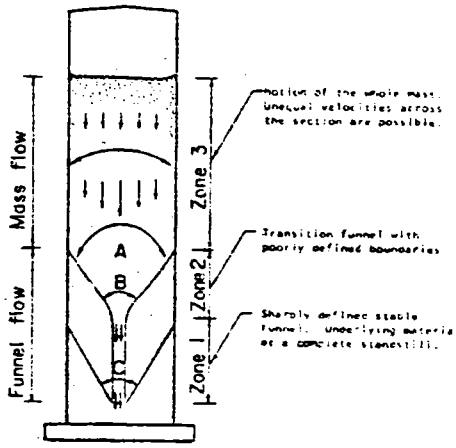


Fig. 2. Flow patterns during emptying. (From Ref. 14.)

H.A. Janssen 于 1985 年最先發展出深倉靜止倉壓力理論，依O.F. Theimer（ 1968 ）研究結果，認爲在早期興建之穀倉，採用較低容許應力，安全因數可保持 2.5 程度，依 Janssen's 式設計，雖然倉壓力較實際壓力爲低，而仍屬安全。近年來因採高強度鋼筋與混凝土，同時採用較高容許應力，仍用 Jansen's 式設計，安全限界減低，必將有相當程度的危險性。

歐美各國研究結果，穀物在進出倉之流動狀態時所施於倉體之壓力，顯然與穀物貯存於倉內靜止狀態時之壓力不同，以出倉時之壓力遠較 Janssen's 公式計算之靜止壓力爲大，不論是德國規範ＤＩＮ 1055 ，sheet 6 ，或美國ＡＣＩ - 313 均已考慮此項超壓力（ overpressures ）因素。

K. Pieper（ 1977 ）說明穀物出倉時，在倉體內之流動模式，如圖－２所示，分爲三個區域：在第三區，穀物可能爲（ mass blow ），但截面各點之速度有所不同；在第二區爲（ funel flow ），只有中心部份

穀物向倉口（ outlet ）流動；在第一區穀物完全靜止不動。每一區域之高度可能不同，亦可能消失。在區域A，由於穀物之斷面急劇變化，橫向倉壓最大。在區域B，形成穹頂（ domes ）可能抑制穀物流動， domes 遂即破壞而產生衝擊連續衝擊現象形成錘擊效應（ hammering effect ）。在區域C，漏斗之邊壁作爲 domes 之堅強支撐，而阻止穀物流動。

穀物儲存於倉內，作用於倉壁之豎向及橫向靜止壓力與豎向摩阻力，最常用 Janssen's method、Reimbert's method 計算，如附表－1所示。附圖－3所示爲倉體尺寸及代表符號的含義。

德國DIN－1055（參閱附表－1）採用 Janssen Formula，並考慮穀物流動之影響，規定二組 μ' 與 k 值，分別用於進倉或出倉壓力之計算。將 Janssen value 乘以係數 C_1 以計算出倉壓力，C_1 之值依下表計算之。

$$C_1 = 1 + 0.2\left(C_2 + \frac{eL}{1.5A}\right)$$

式中 C_2 ＝ 1 有機物　　A＝倉體截面積

0 無機物　　L＝倉體周長

e ＝出口偏心距

TABLE 1 Material Pressures in Bins

Value at depth Y for	Janssen (static values only)	Reimbert (static values only)	DIN 1055, Sheet 6 (dynamic effects included) Filling	Emptying
Vertical pressure q	$\gamma Y_0(1 - e^{-Y/Y_0})$	$\gamma\left[Y\left(\frac{Y}{C}+1\right)^{-1} + \frac{h_s}{3}\right]$	$\gamma Y_{0f}(1 - e^{-Y/Y_{0f}})$	$\gamma Y_{0e}(1 - e^{-Y/Y_{0e}})$
Lateral pressure p	qk	$p_{max}\left[1 - \left(\frac{Y}{C}+1\right)^{-1}\right]$	$q_f k_f$	$c_1 q_e k_e$
Vertical frictional force per unit width of wall V	$(\gamma Y - q)R$*	$(\gamma Y - q)R$	$(\gamma Y - q_f)R$	$c_1(\gamma Y - q_e)R$

*Reference 13 gives this as $(\gamma Y - 0.8q)R$. The coefficient 0.8 was introduced so that the formula would give about the same values as the Reimbert formulas.

Notation:

γ = weight per unit volume of stored material (Tables 4 and 5, also Sec. 23, Table 2)
Y = depth defined in Fig. 5
Y_0 = $R/\mu' k$
Y_{0f} = $R/\mu_f' k_f$, filling
Y_{0e} = $R/\mu_e' k_e$, emptying
R = hydraulic radius of horizontal cross section of storage space = A/L (Table 6)
A = cross-sectional area of silo (Table 6)
L = perimeter of silo (Table 6)
μ' = coefficient of friction between stored material and wall (Table 5, also Sec. 23, Table 2)
μ_f' = coefficient of friction between stored material and wall during filling (Table 2)
μ_e' = coefficient of friction between stored material and wall during emptying (Table 2)
c = roughness factor (Table 3)
c_1 = coefficient given by Eq. (1)
k = p/q = $(1 - \sin\rho)/(1 + \sin\rho)$, Janssen and Reimbert
k_f = p_f/q_f (Table 2)
k_e = p_e/q_e (Table 2)
ρ = angle of internal friction or (approximately) angle of repose ϕ (Tables 4 and 5, also Sec. 23, Table 2)
C = characteristic abscissa for Reimbert's formula (Table 8)
h_s = height of sloping top surface of stored material (Fig. 5)
p_{max} = Reimbert's maximum static pressure (Table 8)

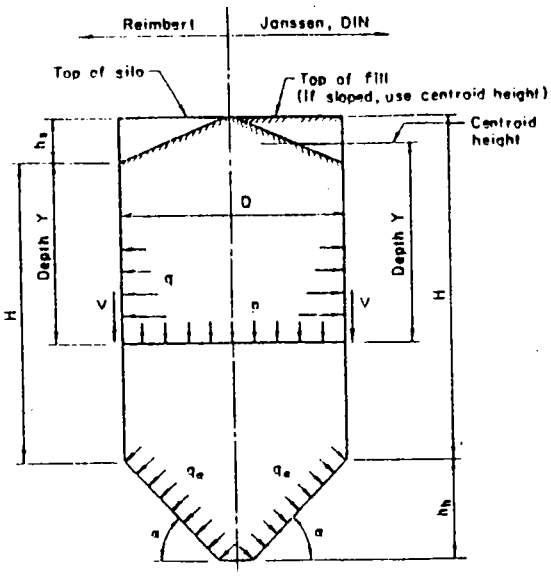


Fig. 3 Silo dimensions and pressures.

TABLE 2 Values of k and μ': DIN 1055[12] and Pieper[14]

	DIN 1055		
	Grain material, avg diam > 0.2 mm	Powder material, avg diam < 0.06 mm	Pieper
k_f	0.5	0.5	$1 - \sin \rho_f$*
k_e	1	1	$1.5\ k_f$
μ'_f	$\tan 0.75\ \rho_f$	$\tan \rho_f$	$\tan \rho_f c$
μ'_e	$\tan 0.60\ \rho_f$	$\tan \rho_f$	$\tan 0.8\ \rho_f c$

See Table 1 for notation, Table 3 for values of c, Table 4 for values of ρ_f.
*Use $1 - \sin 1.5\ \rho_f$ for flour.

TABLE 3 Values of Roughness Factor c (From Ref. 14)

	Roughness category[a]				
Stored material	1[b]	2[c]	3[d]	4[e]	5[f]
Dustlike[g]	0.85	0.90	0.95	0.95	
Fine-grained[h]	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95
Coarse-grained[i]		0.75	0.80	0.85	0.95

[a]For stored material that makes silo walls smoother, the value of c for the calculation of q and p should be reduced by 0.05, except for roughness category 1. When designing against buckling of silo walls, increase c by 0.05.
[b]Glass and enamel with smooth joints, few in number, welded aluminum, coatings of synthetic materials.
[c]Plywood with few joints, riveted or bolted (round heads) aluminum, welded steel, finished concrete, wood (planed boards with vertical joints).
[d]Riveted or bolted steel, perforated steel sheets, wood (unplaned boards with horizontal joints), unfinished concrete.
[e]Corrugated steel sheets, fine-mesh wire screen.
[f]Coarse-mesh wire screen.
[g]Grain diameter < 0.1 mm. Grain flour, finely ground rock, cement.
[h]Maximum grain diameter < 1 cm. Sand, grain, soybeans, granulated artificial materials.
[i]Gravel, cement clinker, coke, ore.

TABLE 4 Physical Properties of Storage Materials[a]

	Unit weight, lb/ft³						
	γ_{min}	γ_{max}	γ_1[b]	γ_2[b]		k_f[d]	
Grain	50	56	54	52	31	0.485	0.727
Grain flour	37	50	46	42	29	0.312	0.467
Rice	50	56	54	52	33	0.455	0.683
Corn	46	52	50	48	28	0.530	0.796
Quartz sand	91	104	100	96	34	0.441	0.661
Cement	75	112	100	87	28	0.530	0.796
Cement clinker	100	128	119	109	36	0.412	0.618
Limestone powder	66	82	77	71	27	0.546	0.819
Gravel	87	125	112	100	32	0.470	0.705
Sugar, refined	52	62	59	56	34	0.441	0.661

[a]Adapted from Ref. 1a.
[b]Use is determined by h_i; see Eqs. (2).
[c]For the angle of internal friction during emptying, take $p_e = 0.8\ p_f$.
[d]$k_f = 1 - \sin p_f$, except for grain flour where $k_f = 1 - \sin 1.5\ p_f$.
[e]$k_e = 1.5\ k_f$.

TABLE 5 Physical Properties of Granular Materials[a]

	γ, lb/ft³	ϕ, deg	μ' Against concrete	μ' Against steel
Cement, clinker	88	33	0.6	0.3
Cement, portland	84–100	24–30	0.36–0.45	0.30
Clay	106–138	15–40	0.2–0.5	0.36–0.7
Coal, bituminous	50–65	32–44	0.50–0.60	0.30
Coal, anthracite	60–70	24–30	0.45–0.50	0.30
Coke	38	40	0.80	0.50
Flour	38	40	0.30	0.30
Gravel	100–125	25–35	0.40–0.45	
Grains, small[b]	44–62	23–37	0.29–0.47	0.26–0.42
Gypsum in lumps, limestone	100	40	0.5	0.3
Iron ore	165	40	0.50	0.36
Lime, burned (pebbles)	50–60	35–55	0.50–0.60	0.30
Lime, burned, fine	57	35	0.5	0.3
Lime, burned, coarse	75	35	0.5	0.3
Lime, powder	44	35	0.50	0.30
Manganese ore	125	40		
Sand	100–125	25–40	0.40–0.70	0.35–0.50
Sugar, granular	63	35	0.43	

[a]From Table 4A of Ref. 13. The properties listed here are illustrative of values which might be determined from physical testing. Ranges of values show the variability of some materials. Design parameters should preferably be determined by test on samples of the actual materials to be stored.
[b]Wheat, corn, soybeans, barley, peas, beans (navy, kidney), oats, rice, rye.

TABLE 6 Geometry of Silo Cross Sections

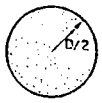
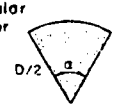
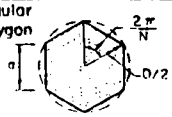
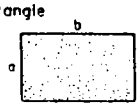
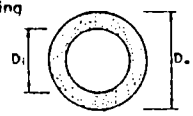
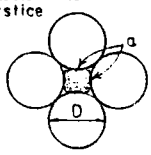
Cross section		Area A	Perimeter L	Hydraulic radius R
Circle 		$\frac{\pi}{4}D^2$	πD	$\frac{D}{4}$
Circular sector 	α, Radians	$\frac{\alpha D^2}{8}$	$(\frac{\alpha}{2}+1)D$	$\frac{D/4}{1+2/\alpha}$
	α, Degrees	$0.00218\,\alpha D^2$	$(0.0087\alpha+1)D$	$\frac{D/4}{1+114.6/\alpha}$
Regular polygon 		$\frac{ND^2}{8}\sin\frac{2\pi}{N}$	$ND\sin\frac{\pi}{N}$	$\frac{D}{4}\cos\frac{\pi}{N}$
		$\frac{ND^2}{4}\cot\frac{\pi}{N}$	Na	$\frac{a}{4}\cot\frac{\pi}{N}$
Rectangle 		ab	$2(a+b)$	$\frac{ab}{2(a+b)}$, Long Side $\frac{a}{4}$, Short Side
Long rectangle 		—	—	$\frac{a}{2}$
Ring 		$\frac{\pi}{4}(D_e^2-D_i^2)$	$\pi(D_e+D_i)$	$\frac{(D_e-D_i)}{4}$
Interstice 		$(1-\frac{\pi}{4})D^2$	πD	$\frac{a}{4}=0.104D$

TABLE 7 Values of $1-e^{Y/Y_0}$

Y/Y_0	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0	0	0.095	0.181	0.259	0.333	0.393	0.451	0.503	0.551	0.593
1	0.632	0.667	0.699	0.727	0.753	0.777	0.798	0.817	0.835	0.850
2	0.865	0.878	0.889	0.900	0.909	0.918	0.926	0.933	0.939	0.945
3	0.950	0.955	0.959	0.963	0.967	0.970	0.973	0.975	0.978	0.980
4	0.982	0.983	0.985	0.986	0.988	0.989	0.990	0.991	0.992	0.993

TABLE 8 Values of p_{max} and C in the Reimbert Formulas

Silo	p_{max}	C	Remarks
Circular	$\frac{\gamma D}{4\mu'}$	$\frac{D}{4\mu' k}-\frac{h_s}{3}$	
Polygonal, of more than four sides	$\frac{\gamma R}{\mu'}$	$\frac{L}{\pi}\frac{1}{4\mu' k}-\frac{h_s}{3}$	R from Table 6
Rectangular, on shorter wall a	$\frac{\gamma a}{4\mu'}$	$\frac{a}{\pi\mu' k}-\frac{h_s}{3}$	
Rectangular, on longer wall b	$\frac{\gamma a'}{4\mu'}$	$\frac{a'}{\pi\mu' k}-\frac{h_s}{3}$	$a'=\frac{2ab}{a+b}$

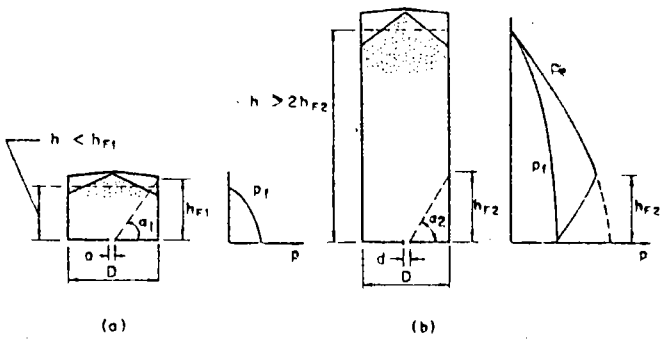


Fig. 4 (*a*) Shallow silo; (*b*) tall silo.

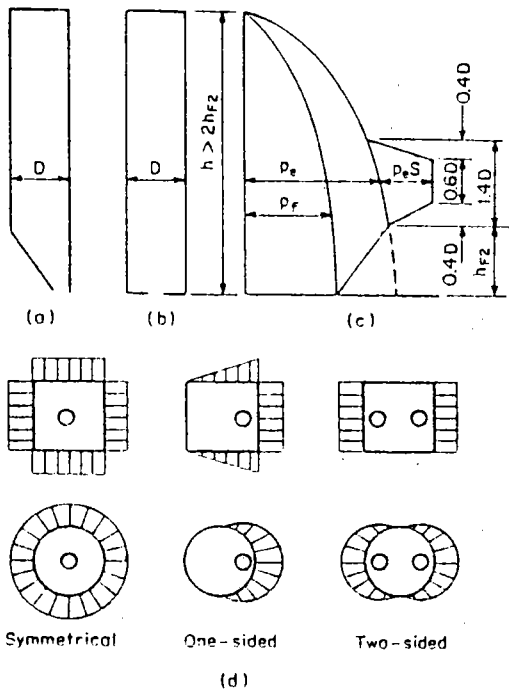


Fig. 5 Emptying pressure increase in tall silos.

若爲散糖（ sugar ）$C_1 = 1$ ，若爲玉米C_1計算值須乘以 1.3 ，因玉米含有大量塵灰與碎粒。

爲考慮倉體底版之荷重折減效果，DIN規定認可在出口上 1.2 D高度範圍，但不得超過 0.75 h ，可減低出倉壓力。即自出口處之進倉壓力，以直線變化增大至壓力折減區頂之出倉壓力。

piher 爲計算出倉壓力，將穀倉分爲淺倉、中倉與高倉。若

$h < h_{F1}$

爲淺倉，（附圖 4a ）。式中， $h_{F1} = \frac{1}{2}(D - d)\ \mathrm{tam}\ \alpha_1$

$$\alpha_1 = 29\ \sqrt[4]{P_f}\,c$$

出倉壓力較進倉壓力並無增大，其設計僅考慮進倉壓力。若

$h \geqq 2\ h_{F2}$

爲高倉，（附圖 4b ）。式中， $h_{F2} = \frac{1}{2}(D - d)\ \tan\alpha_2$

$$\alpha_2 = 32\ \sqrt[4]{P_f}\,c$$

設計壓力必須考慮出倉壓力。在出口高程與 h_{F2} 高度間，壓力自 h_{F2} 點之出倉壓力以直線遞減至出口之進倉壓力（附圖 4 b ）。若

$h_{F1} < h < 2\,h_{F2}$

爲中倉，壓力遞減帶之高以下式，取 h_{F1} 與 h_{F2} 之中間值。

$$h_F = h_{F1} + \frac{h_{F2} - h_{F1}}{2\,h_{F2} - h_{F1}}(h - h_{F1})$$

位於高倉與中倉壓力遞減帶之區域，出倉壓力超過 P_e ，如附圖－ 5 c 所示之簡化豎向壓力加大分布圖，出口位於中心之 h_{F2} 也可適用於偏心出口。中心倉口、偏心倉口或雙倉口之壓力加大分布，如附圖5d。因數 S 之值，依矩形倉體試驗結果，石英砂與小麥在中心出口之 0.15 至偏心出口之0.25 ，偏心長孔出口可能達 0.40 － 0.90 。

穀物在進出倉時，穀物流動所產生之動壓力及衝擊壓力等影響，使倉體所承受之總壓力大過靜壓力甚多，如前述。依美國ACI - 313 規定，將

TABLE 9 Recommended Minimum Overpressure Factor C_d*

Portion of silo	$\frac{H}{D} < 2$		$2 = \frac{H}{D} < 3$		$3 = \frac{H}{D} < 4$		$4 = \frac{H}{D} < 5$		$\frac{H}{D} \geq 5$	
	J	*R*	*J*	*R*	*J*	*R*	*J*	*R*	*J*	*R*
Upper zone, H_1 high	1.35	1.10	1.45	1.20	1.50	1.25	1.60	1.30	1.65	1.35
Next zone, $(H-H_1)/4$ high	1.45	1.20	1.55	1.30	1.60	1.35	1.70	1.40	1.75	1.50
Next zone, $(H-H_1)/4$ high	1.55	1.45	1.65	1.55	1.75	1.60	1.80	1.70	1.90	1.75
Next zone, $(H-H_1)/4$ high	1.65	1.65	1.75	1.75	1.85	1.85	1.90	1.90	2.00	2.00
Lower zone, $(H-H_1)/4$ high	1.65	1.65	1.75	1.75	1.85	1.85	1.90	1.90	2.00	2.00
Hopper†										
Bottom:										
Concrete	1.35	1.50	1.35	1.50	1.35	1.50	1.35	1.50	1.35	1.50
Steel	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75

*Adapted from Ref. 13.

†For hoppers use pressure for zone above, uniform throughout h_h, or reduce pressure in accordance with *R*. Pressures for hopper-forming fill may be reduced linearly from top of fill to top of flat slab.

J = Janssen, *R* = Reimbert.

H = height defined in Fig. 2

$H_1 = D \tan \rho$ for circular silos

$H_1 = a \tan \rho$ and $b \tan \rho$ for rectangular silos

C_d applies to the lateral pressure at bottom of each height zone.

Bottom pressures need not be considered larger than the pressure from the weight of silo contents.

Values in this table are too small for mass flow.

In the region of a flow-correcting insert (e.g., Buhler Nase) lateral pressures may be much larger than static pressures, and values in this table are too small.

Hanssen 或 Reimbert 靜壓力乘以超壓因數（ overpressure factor ）C_d，或衝擊因數（ impact factor's ）C_i 作爲設計壓力，即設計壓力（ Pdes , Qdes ）C_d = ×靜壓力（ P,Q ）用於 Janssen Formula 超壓係數 C_d 值，係參考 Soviet Silo Code 決定；用於 Reimbert Formula 之 C_d 值係由 Safarian 計算，可由附表－9 求得，C_i 由附表－10 求得。引用此二表時，應注意：1. C_d 值，係最小值可視需要酌量增加。2. 倉高 H 分成五個壓力區，超壓力係數應乘以壓力區最低端之靜壓力，作爲全壓力區之設計壓力。3. 若 $H_1 < H \leq 2H_1$，則取第二壓力區之 Cd 值，作爲全倉高之 C_d 值。4. C_d 值若用以計算倉底壓力時，須再乘以 0.75 。同時

TABLE 10 Recommended Minimum Impact Factor C_i*

Ratio of volume dumped in one load to silo capacity	1:2	1:3	1:4	1:5	1:6 and less*
Concrete bottom	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0
Steel bottom	1.75	1.6	1.5	1.35	1.25

*Adapted from Ref. 9.

倉底壓力，亦不得大於倉內儲物之全重。5. 若 C_d 值小於衝擊因數 C_i 時，則應取 C_i 值代替 C_d 值。

偏心出口倉體底所受之橫壓力，因穀物偏心流動，至少較靜或進倉壓力增加 25 %，偏心愈小或愈向倉頂，增加值愈減少，至倉頂爲 0 。則任一高度 Y 之設計壓力

$$P = C_d P_f + 0.25 P_f \frac{e\,Y}{Y\,H}$$

式中，Y_2 倉體之半徑。圓形倉可假定增加之環張力爲均勻分佈。

三、高雄港 72 號穀倉倉體設計

高雄港 72 號碼頭穀倉之配置參閱附圖 6 ，倉體係屬鋼筋混凝土結構，由每一倉群有 24 個主倉與 15 個副倉之二組倉群所構成。每一主倉均爲圓

形，內徑 9.30 m，壁厚爲 25 cm；每一副倉爲位於四個主倉間之近似菱形斷面。主倉與主倉相連接處之壁體長度爲 3.20 m，最小厚度爲 0.40 m。穀倉全高爲 47 m，包含倉頂工作間高 6.0 m，倉身高 34.23 cm及裙墻高 6.77 m，另主倉下漏斗高度爲 4.57 m，每一個漏斗下有四個支柱，柱高 2.20 m，支柱斷面是梯形 108 cm × 83 cm，漏斗出口孔徑爲 50 cm。參閱附圖 7。

穀倉設計包含：(1)倉體穩定分析，(2)倉體結構動力分析，(3)基礎設計，(4)倉筒頂版，(5)倉筒壁體，(6)漏斗，(7)倉筒裙墻（ skirtwall ），以及(8)其他如倉頂工作間附屬設施，墻版開口等設計。除(5)(6)兩項外，其設計荷重之考量因素及設計方法，均與一般土木建築大同小異，本文僅就穀倉壁體結構及漏斗版兩項之設計，加以說明。

圓倉群之結構設計均假設各倉相互獨立。即主倉壁之設計假設主倉滿倉，副倉空倉之狀態。副倉之倉壁則視爲以副倉與主倉之交點爲固定端之連續樑或撥設計之。主倉與副倉共同壁之設計，須考慮二種條件：(1)主倉滿倉副倉爲空倉時所產生環張力，(2)主倉空倉副倉滿倉時，則假定四個交點爲固定而視每一圓弧形副倉壁爲固定端之拱形樑，求軸向力及彎距。設計條件：

(1)本穀倉預定儲存穀物包括玉米、大豆、小麥、大麥、高粱等爲目標。

(2)穀物單位重量

$\gamma = 0.8\ T/m^3$ ……用於倉體結構計算

$\gamma = 0.72\ T/m^3$ ……用於倉體容量計算

(3)穀物之安息角 $\phi = 23° \sim 26°$。

(4)穀物與倉壁間之摩擦角 $\phi' = 17.2° \sim 24.9°$

穀物與倉壁間之摩擦係數 $\mu' = 0.310 \sim 0.464$

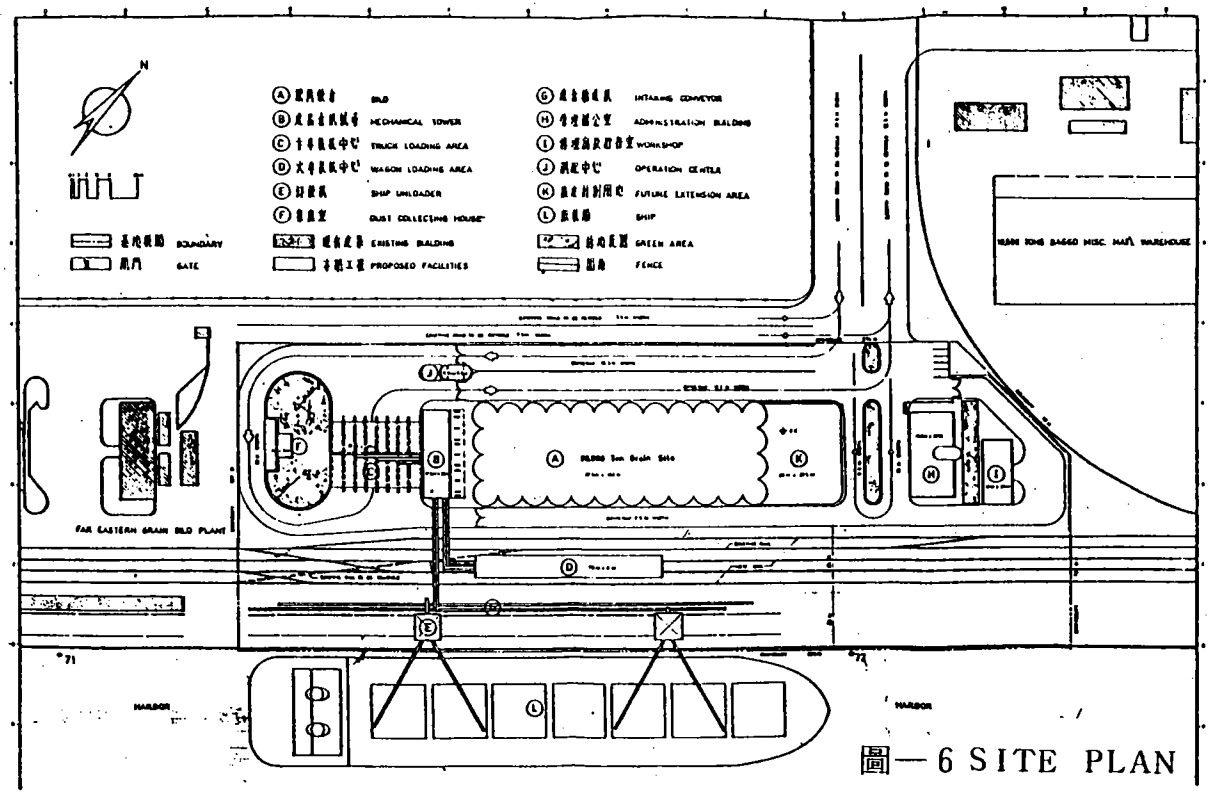
$\tan 17.2° \sim \tan 24.9°$

(5)混凝土柱體 28 天抗壓強度

$f_c' = 280\ kg/cm^2$

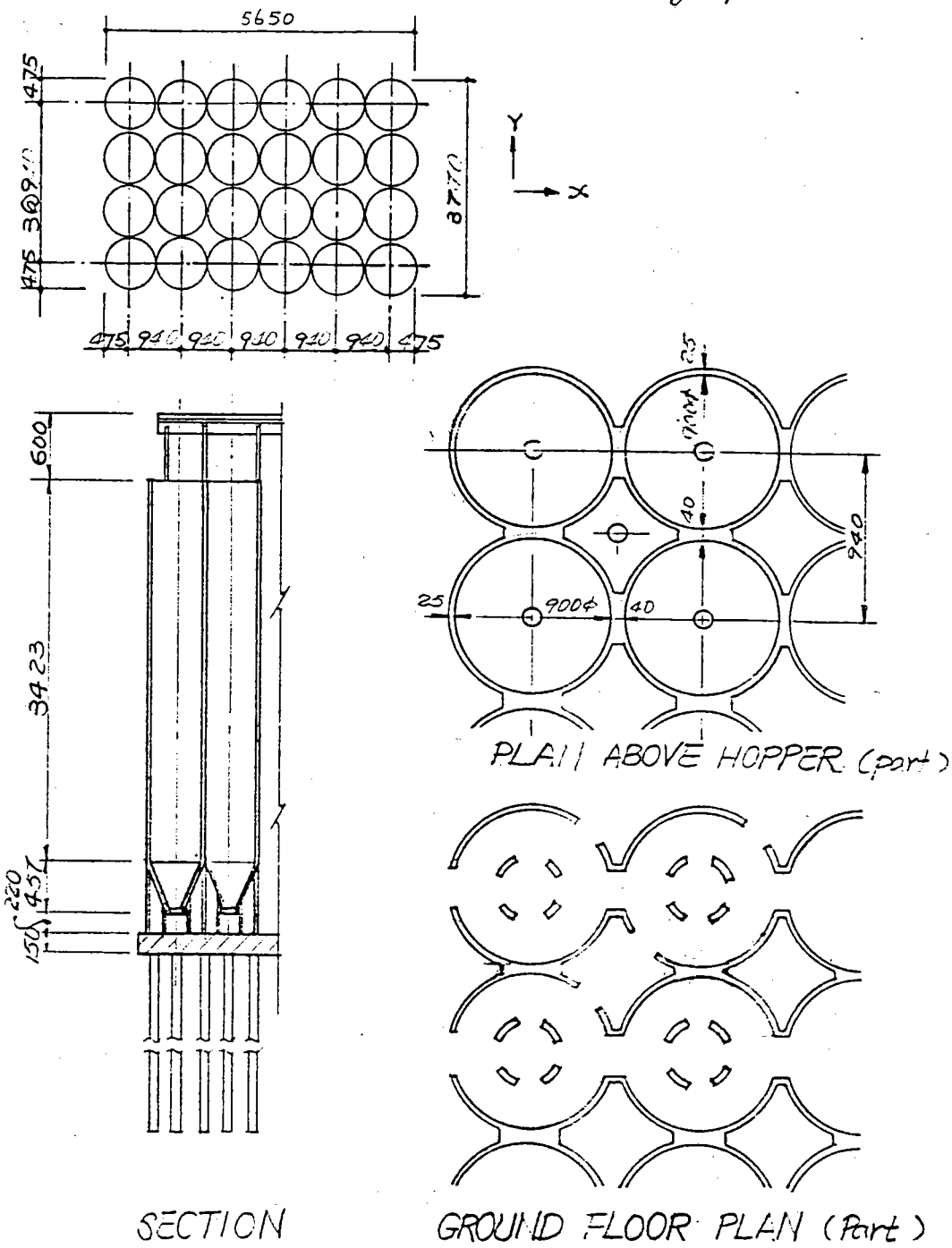
(6)鋼筋降伏強度

$f_y = 2800\ kg/cm^2$ ……適用於 3 # ～ 6 # 鋼筋


N
BILD
MECHANICAL TOWER
TRUCK LOADING AREA
WAGON LOADING AREA
SHIP UNLOADER
DUST COLLECTING HOUSE
INTAKING CONVEYOR
ADMINISTRATION BUILDING
WORKSHOP
OPERATION CENTER
FUTURE EXTENSION AREA
SHIP
BOUNDARY
GATE
EXISTING BUILDING
PROPOSED FACILITIES
GREEN AREA
FENCE
FAR EASTERN GRAIN SILO PLANT
HARBOR
HARBOR

圖—6 SITE PLAN

: Dimension of circular silo group



圖—7

$f_y = 4200\ kg/cm^2$ ……適用於 7 #～10 #鋼筋

(7)設計方法採用極限強度法（USD）

壁體結構設計

(一)主倉壁體設計—荷重條件爲主倉滿倉，副倉空倉，參閱附圖 8。採用 Janssen's methods 計算應力，依ACI-313-77 規範設計。

$\gamma = 0.80\ T/m^3$

$\mu' = \tan 17.2° = 0.31$

$\phi = 28°$

$$k = \frac{1 - \sin \phi\ 28°}{1 + \sin \phi\ 28°} = 0.361$$

$R = D/4 = 9.0/4 = 2.25\ m$

$Y_0 = R/\mu' k = 2.25/0.31/0.361 = 20.1$

$q = \gamma Y_0 (1 - e^{-Y/20.1}) = 20.1 \times 0.8 (1 - e^{-Y/20.1})$

$P = qk = 16.08 (1 - e^{-Y/20.1}) \times 0.361$

$= 5.8065 (1 - e^{-Y/Y_0})$

$P_{des} = C_d P$

本穀倉因倉容甚大，衝擊力影響較小，故僅考慮超壓係數 C_d。

$H = 34.23\ m$（漏斗高不計）

$H/D = 34.23/9.0 = 3.80$

$H' = \tan \phi = 9 \times \tan 28° = 4.79\ m$

$H' = (H - H_1)/4 = 7.36\ m$

由附表－9 可求得各區段之 C_d 值如附表－11。

表－11　C_d 值

H／D	y＝26.87～34.23 m	y＝19.51～26.87 m	z＝12.15～19.51 m	z＝4.79～12.15 m	z＝0～4.79 m
	Ⅴ壓力區	Ⅳ壓力區	Ⅲ壓力區	Ⅱ壓力區	Ⅰ壓力區
3	1.75	1.75	1.65	1.55	1.45
4	1.85	1.85	1.75	1.60	1.50
3.8	1.83	1.83	1.73	1.59	1.49

壁體最大環向張力 F_u

$$F_u = 1.7 \times P_{des} \times (D/2)$$

倉壁所需鋼筋量 A_s (req)

$$A_s(\text{req}) = \frac{F_u}{\phi f_y}$$

一般混凝土設計時，折減因子(capacity reduction)取 0.90，此處依ACI - 313 - 77 規定，須再乘以 0.95 亦即

$$\phi = 0.95 \times 0.90 = 0.855$$

計算結果爲表－ 12，參閱附圖 11。

㈡副倉壁體設計

主倉與副倉間之共同壁體之設計荷重條件爲主倉空倉、副倉滿倉、四個主倉壁之交點視爲固定端，則倉壁呈一弧形，如附圖 10 所示。

因每一副倉係由四個圓形主倉所圍堵而成，呈近似菱形。設計時係假設爲等量圓(equivalent circle)等量圓之直徑爲 Di ，則

$$Di = \sqrt{\frac{4 \times 9.4 \times 9.4}{\pi} - (9.0 + 2 \times 0.25)^2} = 4.72\ \text{m}$$

$$Ri = Di / 4 = 1.18\ \text{m}$$

$$H = 31.45\ \text{m}$$

$$H/Di = 31.45 / 4.72 = 6.17$$

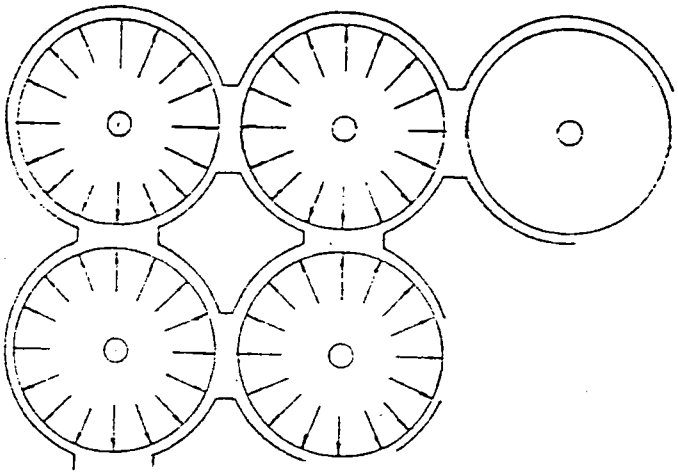
$$H_1 = Di \tan\phi = 4.72 \times \tan 28^\circ = 2.51\ \text{m}$$

$$\frac{(H - H_1)}{4} = \frac{31.45 - 2.51}{4} = 7.24\ \text{m}$$

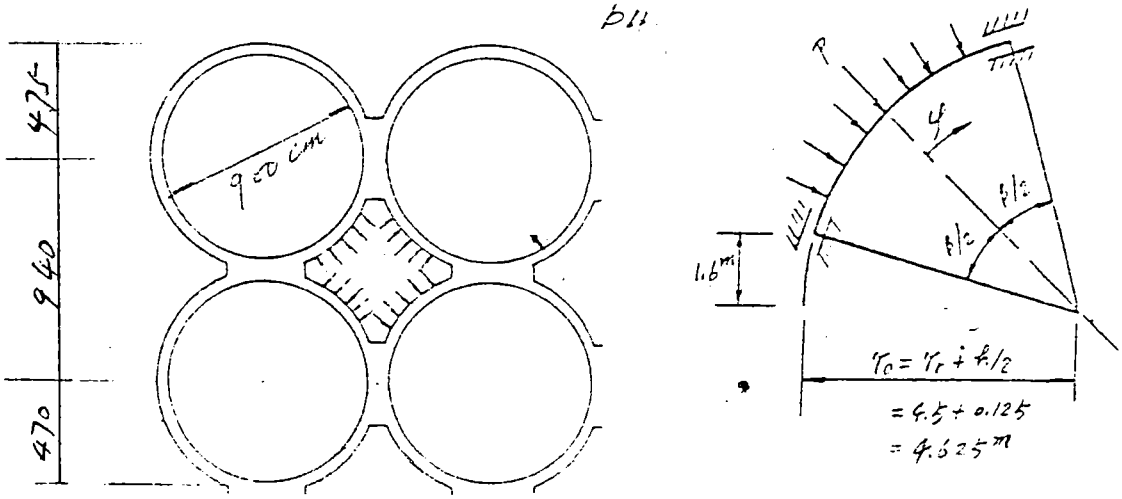
可求得各區域之 C_d 值爲下：

$z = 0 \sim 2.5$ m	$C_d = 1.50$
$z = 2.5 \sim 9.74$ m	$C_d = 1.60$
$z = 9.74 \sim 16.98$ m	$C_d = 1.75$
$z = 16.98 \sim 24.21$ m	$C_d = 1.85$
$z = 24.21 \sim 31.45$ m	$C_d = 1.85$

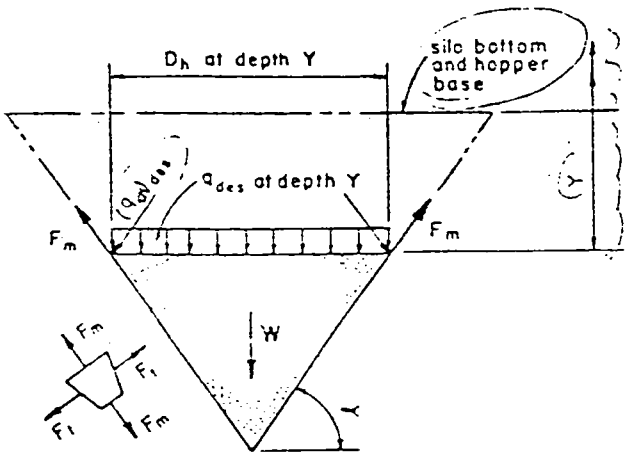
$$\gamma_0 = \frac{D}{2} + \frac{h}{2} = 4.50 + \frac{0.25}{2} = 4.625\ \text{m}$$



圖－8



圖－9



Conical Hopper

圖－10

表－12　環向張力及鋼筋計算表

距倉頂之距離 z（m）	橫向單位壓力 P (ℓ/m²)	超壓係數 C_d	設計橫向壓力 P_{des}（t／m²）	環張力 F_u (T/m)	鋼筋零要量 A_s（req）（cm²/m）	環張力 F_e (T/m)	設計鋼筋量 A_s （cm²／m）
2.5	0.68	1.49	1.01	7.73	3.23	15.4	12.70 11SE 2-#4@20
H_1 = 4.79	1.23	1.49	1.83	14.02	5.86		12.70 2-#4@20
5.0	1.28	1.59	2.03	15.54	6.49	23.6	12.70 2-#4@20
7.5	1.81	1.59	2.87	21.98	9.18	27.7	12.70 2-#4@20
10.0	2.27	1.59	3.62	27.66	11.15	32.0	16.44 2-4@15
12.15	2.63	1.59	4.18	32.02	13.37		16.44 2-4@15
15.0	3.25	1.73	5.28	40.38	16.87	38.4	23.0 2-#@18
17.5	3.37	1.73	5.84	44.64	18.65	40.7	23.0 2-#5@18
19.51	3.60	1.73	6.24	47.70	19.93		23.0 2-#5@18
22.5	3.91	1.83	7.15	54.72	22.86	47.8	26.40 2-#5@15
25.0	4.13	1.83	7.56	57.82	24.15	48.1	26.4 2-#6@15
26.87	4.28	1.83	7.83	59.91	25.02		26.4 2-#5@15
30.0	4.50	1.83	8.23	62.99	26.31	48.9	26.4 2-#5@15
32.5	4.65	1.83	8.51	65.12	27.20	49.6	28.28 2-#5@14
34.23	4.75	1.83	8.69	66.46	27.76	48.5	28.28 2-#5@14

註：表中 F_e 欄係因地震引起之環向張力。

TABLE 13 Interstice wall force & required As

Depth from top surface r (m)	Lateral static unit press. P (t/m)	over press factor Cd	Pdes (t/m)	At support F=0 V (t/m)	M (t-m/m)	req'd As cm /m	At crown V=0 F (t/m)	M (t-m/m)	req'd As (cm /m)	Added bar for negative moment
2.5	0.64	1.5	0.96	-2.06	-1.14	4.53	0.45	0.58	2.29	Insert #4 @20
5.0	1.15	1.6	1.84	-3.92	-2.18	8.65	0.86	1.10	4.37	"
7.5	1.55	1.6	2.48	-5.29	-2.94	11.66	1.16	1.48	5.89	"
9.74	1.84	1.6	2.94	-6.26	-3.48	13.81	1.37	1.76	6.98	#4@15
12.15	2.08	1.75	3.64	-7.77	-4.32	17.14	1.71	2.18	8.66	"
15.0	2.31	1.75	4.04	-8.63	-4.79	19.02	1.89	2.42	9.61	#5@18
16.98	2.44	1.75	4.26	-9.09	-5.05	20.05	2.0	2.55	10.13	"
19.51	2.57	1.85	4.75	-10.13	-5.63	22.33	2.22	2.84	11.28	"
22.5	2.68	1.85	4.97	-10.59	-5.89	23.35	2.32	2.97	11.80	#5@15
24.21	2.74	1.85	5.07	-10.81	-6.0	23.82	2.37	3.03	12.04	"
25.0	2.76	1.85	5.11	-10.89	-6.05	24.02	2.39	3.06	12.14	"
26.87	2.81	1.85	5.19	-11.08	-6.15	24.42	2.43	3.11	12.34	"
30.0	2.87	1.85	5.31	-11.32	-6.29	24.95	2.48	3.18	12.61	"
31.45	2.89	1.85	5.35	-11.41	-6.34	25.15	2.50	3.20	12.71	#5@14

Compare this results with table 2 for hoop reinforcing, at the crown point the provided hoop steel are very enough to take the positive moments at each level, but at the support its not enough, SO we must added another steel bar.

$\gamma = 0.8\ T/m^3$　　$\phi = 28°$　　$\mu' = \tan 17.2° = 0.31$

$k = 0.361$

設 $x = \mu' Rz / Ki = \dfrac{0.31 \times 0.361}{1.18} z = 0.0948\ z$

$$q = \Upsilon Y_0 \left(1 - e^{-y/Y_0} \right) = 0.8 \times 10.544 \left(1 - e^{-y/10.544} \right)$$

$$= 8.4353 \left(1 - e^{-y/10.544} \right)$$

$$h = qk = 3.0452 \left(1 - e^{-z/10.544} \right)$$

$$P_{des} = C_d P$$

副倉倉壁承受側壓力 P_{des} 後，產生之剪力，彎曲力矩及軸向壓力分別依下列各式計算。

$$(\text{剪力})\ V = -\frac{P_{des}\ T_o\ \sin\phi}{\cos(\beta/2)}$$

$$(\text{彎曲矩})\ M = \frac{P_{des}\ \Upsilon_o^2 \left[0.5\beta \cos\phi - \sin(\beta/2) \right]}{0.5\beta \cos(\beta/2)}$$

$$\text{軸向壓力}\ F = P_{des}\ T_o \left[\frac{\cos\phi}{\cos(\beta/2)} \right]$$

式中 $T_o = 4.625\ m$

$$\beta/2 = 45° - \sin^{-1}(1.6/4.625) = 24.76° = 0.4321 rad$$

副倉壁體應力及所需鋼筋量計算結果如附表－13 所示。

㈢主倉圓錐形漏斗版之設計

作用於漏斗版膜之水平壓力 P 及垂直壓力 q，依 Janssen's Formula 計算時，漏斗之水力半徑 R 值將隨深度之增加而變小，但一般均取與圓倉同值，亦即 $R = 2.25\ m$。超壓係數取漏斗頂端處之 C_d 值，即 $C_d = 1.83$。則

$$q = 16.08 \left(1 - e^{-z/20} \right)$$

$$P = 5.80 \left(1 - e^{-z/20} \right)$$

$$q_{des} = C_d \cdot q = 29.43 \left(1 - e^{-z/20.1} \right)$$

$$P_{des} = C_d \cdot P = 10.62 \left(1 - e^{z/20.1} \right)$$

垂直於漏斗版面上之壓力為 $q\alpha$ (des)

$$q\alpha(\text{des}) = q_{des} \cos^2\alpha + P_{des} \sin^2\alpha$$

式中α爲漏斗斜度，$\alpha = 45°$

$\therefore q\alpha(des) = 20.20(1 - e^{-z/20.1})$

承受垂直壓力作用後，在漏斗版產生兩種版膜張力（Tensile membrane force）其一爲徑向張力Fm（meridional force），即平行於從漏斗頂至錐口之方向。另一爲切線張力Ft（Tangential force）或稱環向張力（Hoopforce）即與漏斗版面相切之水平張力。如附圖－11所示，在深度y處，漏斗版單位寬度徑向力F_m，係依其下漏斗重量所產生之荷重平衡力計算而得。漏斗重量應包含漏斗本身之重量及其內所儲存穀物之重量。最大版膜張力計算如下：

$$F_{mu} = 1.70\left[\frac{q_{des} \cdot D_h}{4\sin\alpha} + \frac{W_m}{\pi h \sin\alpha}\right] + 1.4\left[\frac{W_g}{\pi D_h \sin\alpha}\right]$$

$$F_{tu} = 1.9\left[\frac{q\alpha(des)\,D_h}{2\sin\alpha}\right]$$

式中D_h：爲圓錐形漏斗之內徑（隨深度而異）

α：爲漏斗斜度，$\alpha = 45°$

W_m：漏斗內穀物重量（t）

W_g：漏斗本身之重量

所需鋼筋$As(req) = \dfrac{F}{0.9fy}$

漏斗版應力及配筋計算如附表－14所示

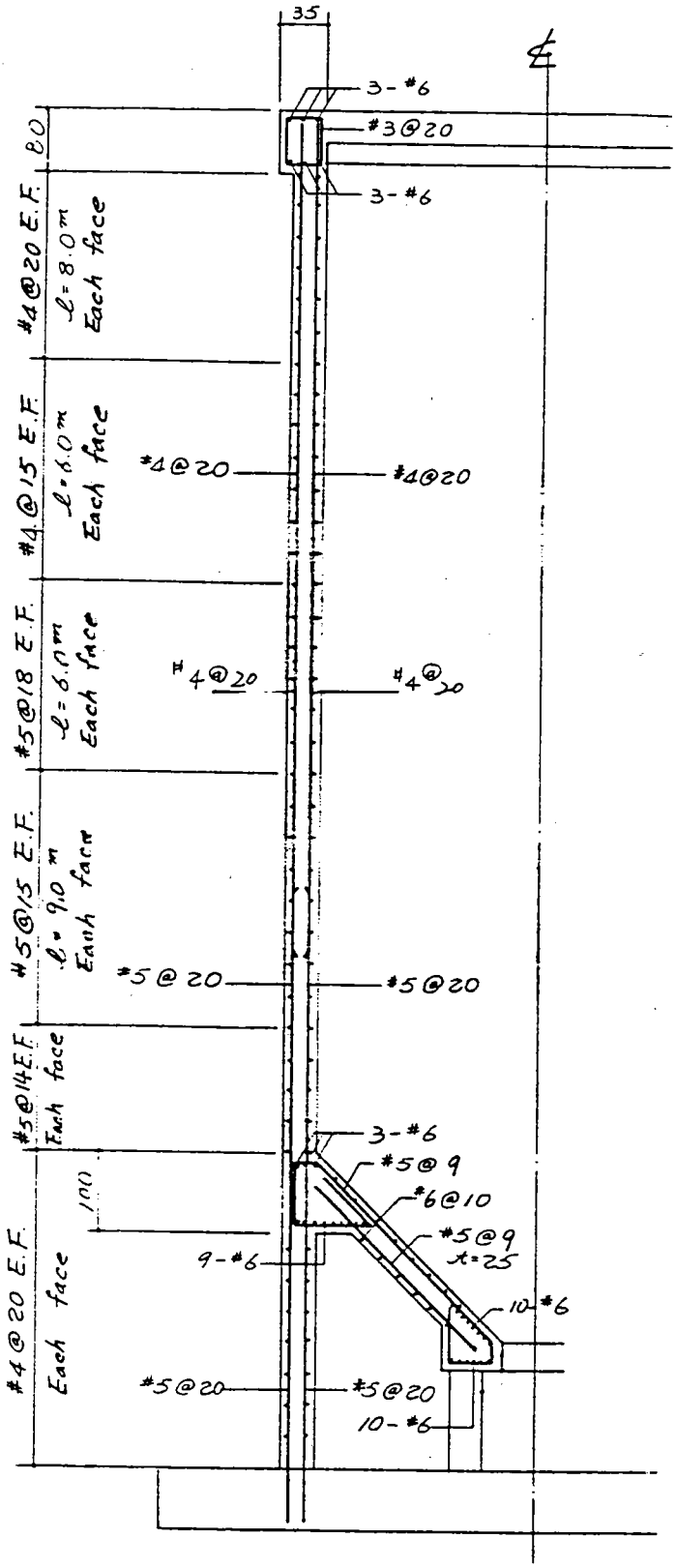

35
3-#6
#3@20
3-#6
80
#4@20 E.F.
ℓ=8.0m
Each face
#4@15 E.F.
ℓ=8.0m
Each face
#4@20
#4@20
#5@18 E.F.
ℓ=8.0m
Each face
#4@20
#4@20
#5@15 E.F.
ℓ=9.0m
Each face
#5@20
#5@20
#5@14 E.F.
Each face
3-#6
#5@9
#6@10
100
#5@9
t=25
9-#6
10-#6
#4@20 E.F.
Each face
#5@20
#5@20
10-#6

圖 11

表－14 圓錐形漏斗應力及鋼筋量計算表

深度 y (m)	過壓係數 C_d	水平設計壓力 f_{des}	垂直設計壓力 g_{des}	斜面上之設計壓力 q_{α} (des)	最大環向張力 F_{tu}	最大徑向張力 F_{mu}	所需環向鋼筋量 (cm^2/m)	所需徑向鋼筋量 (cm^2/m)
34.23	1.83	8.69	24.06	16.38	177.16	140.52	For Ring Beam Reinforcing See Another Calculation	
34.73	1.83	8.73	24.20	16.47	158.34	124.90		
35.23	1.83	8.78	24.32	16.55	139.29	109.27	55.27	43.36
35.73	1.83	8.83	24.45	16.54	120.0	93.63	47.62	37.15
36.23	1.83	8.87	24.57	16.72	100.50	77.99	39.88	30.95
36.23	1.83	8.91	24.69	16.80	80.79	62.36	32.06	24.75
37.23	1.83	8.96	24.81	16.88	60.88	46.74	24.16	18.55
37.73	1.83	9.00	24.92	16.96	40.77	31.14	16.18	12.36
38.23	1.83	9.04	25.03	17.03	20.48	15.55	8.13	6.17

㈣壁體熱應力鋼筋

穀倉內儲物若具有高溫，常會使倉壁產生過熱而龜裂，因此需要考慮設置熱應力鋼筋，以抗拒這種熱應力產生之附加彎曲力矩。ACI 規定，內外溫差低於 80° F（ 44.5° C ）時，可予忽視不計。因此若倉內所儲存物體具有高溫使穀倉內外溫差超過上述之值時，採取之倉內設計溫度，即爲

$$(Ti)_{des} = (Ti - 80°F)$$

或 $(Ti)_{des} = (Ti - 44.5°C)$

儲存顆粒狀之穀物，在倉內之溫度分佈並不是很均勻。據實測資料顯示，愈靠近倉壁則溫度會有顯著下降。其下降幅度視穀物進倉時之熱度，穀物進出倉之頻度，穀物之熱傳導係數以及季節性之溫度變化等而定。若穀倉內儲物具有高溫，溫差大於 80° F，則穀倉壁體附加之彎曲力距，可依下式計算

$M_{xt,u} = 1.4\ E_c h^2\ \alpha_t \times \triangle T / (1-\nu)$

式中 E_c = 混凝土之彈性係數 $57,500\sqrt{f_{ci}}$ (psi)

α_t = 混凝土之膨脹係數 5.5×10^{-6} (in / in / °F)

h = 倉壁厚度 (in)

$\triangle T$ = 倉壁內外溫度差 (°F)

ν — 混凝土 (Poison's ratio) ($\nu = 0.3$)

熱應力鋼筋

$$As.t = \frac{M x A.\mu}{fz(d-d'')}$$

附加之熱應力鋼筋 As.t ，必須單獨配置。其鋼筋配置應靠近倉壁較冷之一面，一般爲倉壁外側。若倉壁配有雙層主環向鋼筋，則全部熱應力鋼筋 As.t 均應增置在外層主筋上。唯爲施工方便，在雙層鋼筋上均增加 As.t ，可避免雙層鋼筋之大小及間距不同而增加施工困難。

穀倉作業一般規定倉內穀物不得超過 35°C，若穀物存倉過久，溫度升高達 30°C時打開倉頂蓋，讓倉內熱氣散發，優先出倉或施行翻倉。

㈤倉壁厚度

圓形倉筒的穀倉，設計時係假設承受均勻之輻射荷重 (Radial load)，壁體僅承受張力，而此等張力完全由鋼筋承擔。因之所需壁厚理論上僅需供給承受垂直荷重及鋼筋保護層則足夠，不需太厚。然而，實際上，穀倉內因穀物進倉之不對稱流動以及偏心進倉，使產生不均勻荷重，壁體產生不易估算之附加力距，以及施工上之誤差等，因此均取較理論值爲大之壁厚。ACI 規範若使用活動模板施工之倉壁；厚度不得小於 15 cm(6吋)；若倉壁厚度超過 23 cm (9吋)時，應配置雙層鋼筋。

倉壁最小厚度可依下列計算：

$$hmin = \left[\frac{m\,Es + f_s - n f_{c1} \tan}{f_s f_c \tan}\right] PD/2$$

式中m爲混凝土之乾縮係數 (Shrinkage Coefficient) m = 0.0003

$E_s = 2.1 \times 10^6\ kg/m^2$ (鋼筋之彈性模數)

$f_s = 1120\ kg/m^2$ (鋼筋允許應力可取0.4～ 0.5 fz)

f_{c1} tan = 28 kg／cm² （混凝土拉張應力，可取 0.1 f_c' ）

$$h_{min} = \left[\frac{0.0003 \times 2.1 \times 10^6 + 1120 - 8 \times 28}{1120 \times 28 \times 100}\right] \times 8.69 \times 10^3 \times \frac{9.00}{2}$$

$$= 19 \text{ cm}$$

壁體厚度除依上述公式核算外，尚須核算承受垂直壓應力不得超過如下之值

f_c, vert ≤ 0.385 fc'

另混凝土裂痕亦不得超過規定值，本穀倉工程規範規定壁體裂痕不得超過 0.2 mm，壁體厚度爲 25 cm。

參考文獻

1. Gurfinkel, German: Reinforced Concrete Bunkers and Silos, Sec. 22, Structural Engineering Handbook, 1979.
2. ACI 313, 77: Recommended Practice for Design and Construction of Concrete Bin, Silos, and Bunkers for Storing Granular Materials.
3. Safarian S.S., et al.: Design and Construction of Silos and Bunkers.
4. Reimbert, M.L.,: Silos Theory and Practice 1976.
5. 高雄港務局：高雄港八萬噸穀倉規劃與設計之研究， 1987.

海上浮標系統之設計

郭秀吉*

摘　要

浮標系統包括浮體艙，碇泊索及錨碇，設置於寬濶的海域中或海岸地區，受散亂海況之作用，其荷重分析究竟須以靜力或動力來考慮？其設計準則究竟須以正常操作條件或較惡劣之留存條件來考慮？此等設計考慮因素，尤其動力分析之理論及重要性將於本文予以探討。

一、緒　論

海上浮標如同浮動結構，無論是否自由漂流、抑或錨碇或動力持位，最重要的是須在某一要求水線具有直立浮動的能力，因此適當之保留浮力（Reserve Buoyance）及自有穩定性（Intact Stability）等靜態水力計算亦爲浮標整體設計之一環節。

浮標設置於寬濶海中或海岸地區，首先應考慮浮標之操作需求，此決定了浮標之大小及型式等基本特色，而操作需求包括在風、浪及流等操作海況（Normal or Operational Sea）下達到浮標之操作功能之需求，故靜水壓力計算，亦須考慮海況之影響。

由於海況爲一散亂現象，浮標之反應或績效最好以在某一操作期間遭遇超過某一反應值之概率大小加以表示。基本上，吾人可藉助類似解析船體運動之數值模式或試驗（Hoffman etc（1973））求得各不同週期波之反應譜，爾後以統計手法求浮標之績效。

如同任一浮動結構體之設計，浮標設計除了須考慮操作需求外，尚須

* 中油公司海域石油探勘處工程組副組長

考慮極端海況（Extreme Sea）下浮標體能免於嚴重破損、沉沒或流失之留存條件（Survival Condition）。

本文主要探討導航警示浮標之錨碇分析，特別強調所需之動力理論計算或試驗及其簡化之類似靜力或靜力計算之選擇。

二、浮標系統

就定義而言，浮標系統必須具備某一特定功能之浮體，姑不論其功能如何，依Snyder（1969）大略以浮體之位置不同，而分爲海面浮標系統（Surface- Supported Buoy System）、水中浮標系統（Subsurface-Supported Buoy System）及組合浮標系統（Two-parts Buoy System）等三種，其中海面浮標系統又可分爲：(1)自由標浮式（Free Drifting）圖1之如派克電傳浮標（Parker Telemetry Drogue Buoy）、(2)鬆碇泊式（Slack-Moored）如圖2之美國海岸防衛隊之導航浮標（U.S。Coast Guard Navigation Buoy）、(3)半緊碇泊式（Semi-Tant-Moored），如圖3之李察遜浮標系統（Richardson Buoy System）、(4)繃緊碇泊式（Taut-Moored），如圖4之福方（Fofonoff）海流儀串浮標系統。

以下主要以鬆碇泊浮標系統之設計加以探討。

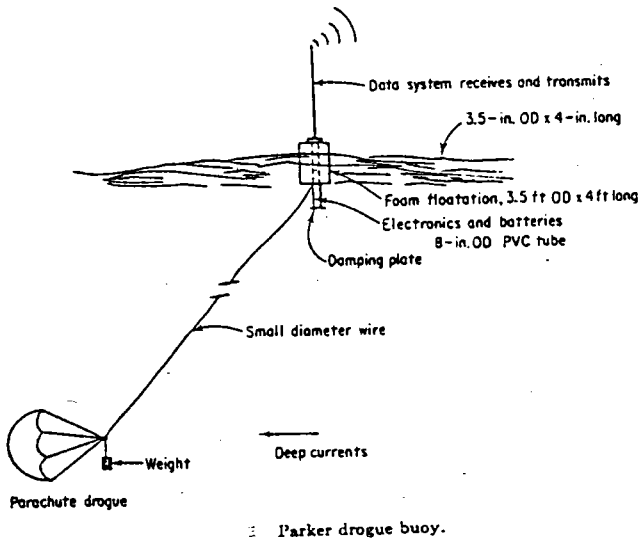


圖1. 自由標浮式(Free Drifting)之浮標系統

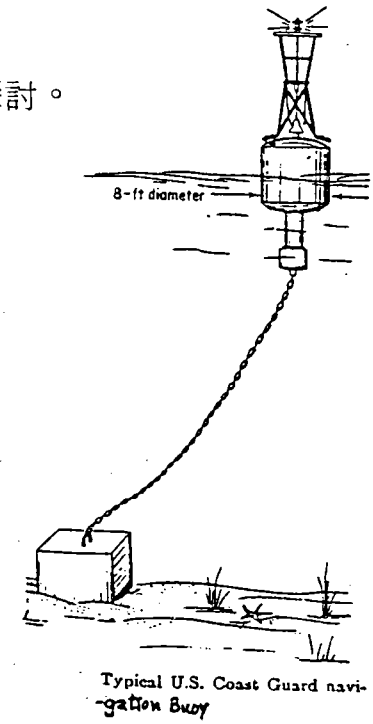
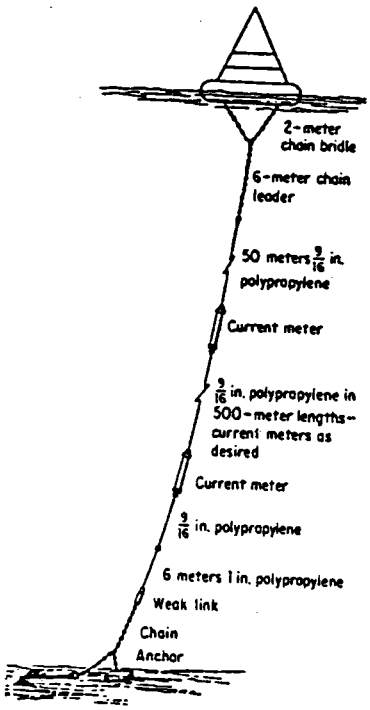
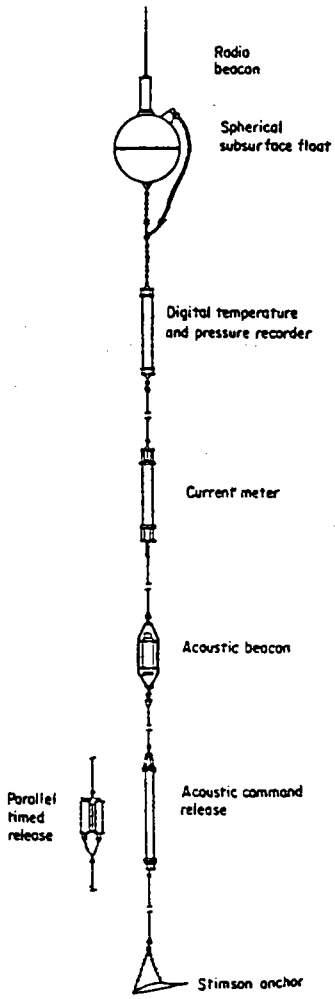


圖2. 鬆碇泊式(Slack Moored)之浮標系統



Richardson buoy system.

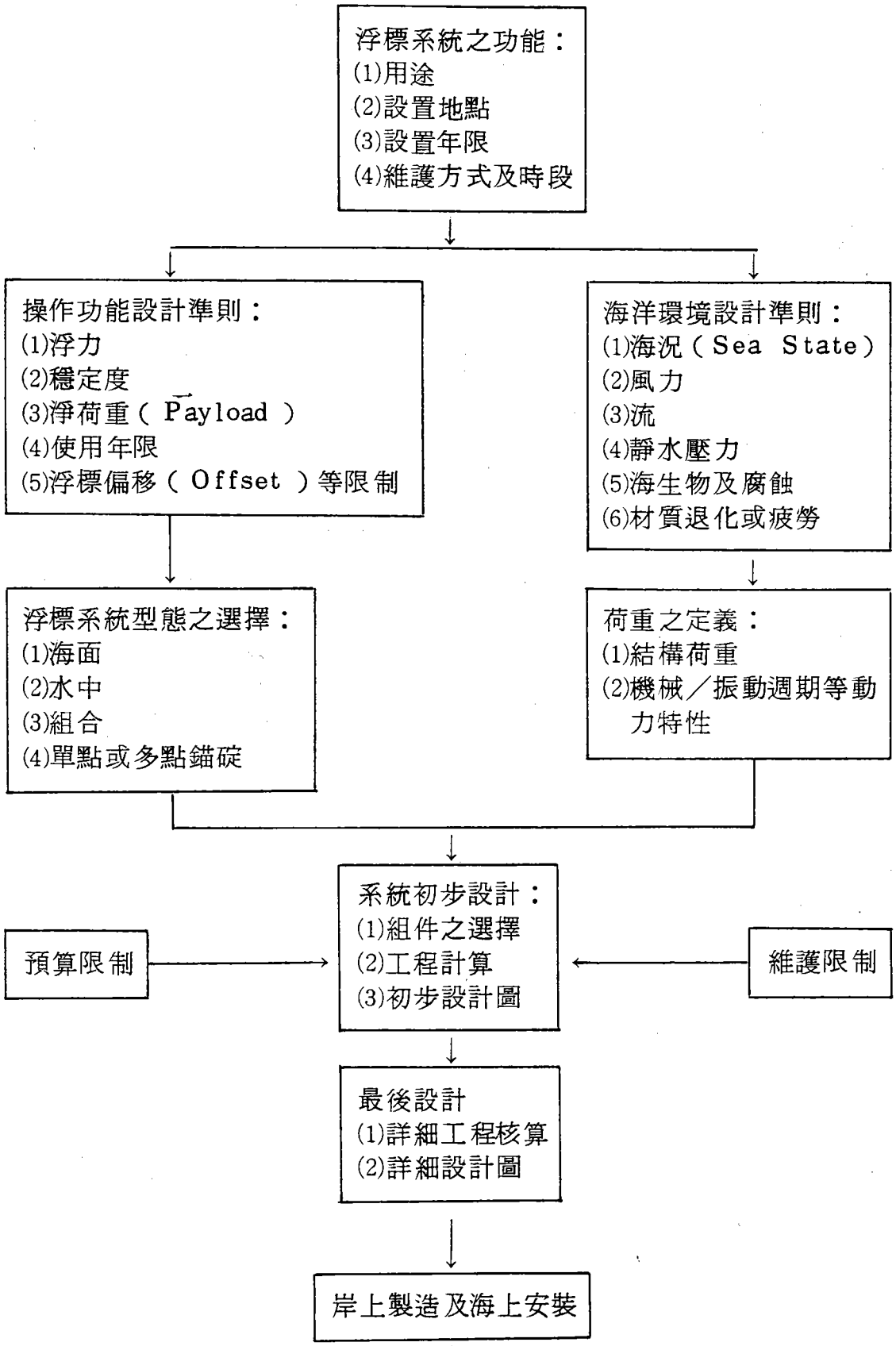
圖 3. 半繃緊碇泊式
(Semitaut Moored)之浮標系統



Fofonoff taut-moored current-meter string.

圖 4. 繃緊碇泊式(Taut Moored)
之浮標系統

圖 5. 浮標系統之設計程序



三、浮標系統之設計

由於海域浮動平台結構有關技術之迅速發展，允許吾人將浮標系統視爲小型浮動平台加以設計。如圖 5.所示，浮標系統之設計，首先須定義系統之型態及組件等相關規範，此即依系統功能及環境限制等擬訂設計準則，再初步選擇不同系統及作大略之工程計算及費用估算，最後決定浮標型式及組件，作最後工程核算及細部設計圖，爾後據以製造及安裝。

㈠設計準則：可依操作功能需求及環境條件說明如下：

1.操作功能設計準則：

依浮標系統之型式、用途及位置等因素而異。一般而言，浮標系統須錨碇於某一特定地點，係暫時性或長期性使用，抑爲警示或標示或電傳資料之用途，此等因素對浮艙（ Buoy Hull ）及錨碇系統之設計分析方程式選擇皆有相當之影響。例如警示浮標對於燈光、突出水面之顏色標示高度、電力型式及維護時段或錨碇偏移距離（ Offset ）等需求，對浮標系統之設計構成相當之影響，表 1.爲一般之寬濶海域作業之警示浮標設計準則。

表 1. 海域油氣 P - 16 之警示浮標設計規範

項　　目	規　　定
1.電力／／耐用期	蓄電池／／一年
2.浮體及蓄電池重	465 公斤
3.保留浮力	1,000 公斤 （其浮體形狀如圖 6.所示）
4.最大垂直鐵鍊荷重	390 公斤
5.漂浮時之輕舷高（Freeboard）	70 公分
6.浮體材料（抗蝕）	玻璃加強塑膠（ Glass Petnforced Plastic ）
7.警示設置	雷達反射片（3至4海浬）、標示及燈示
8.燈具照度／距離	B85燈具之照度（T=0.74）／2.6至6海浬
9.聚光面高度（Focal Plane Height）	1.8 米
10.碇泊系統	如圖 6.所示包連接環鐵鍊、萬向接頭及 7 噸之混凝土沉塊

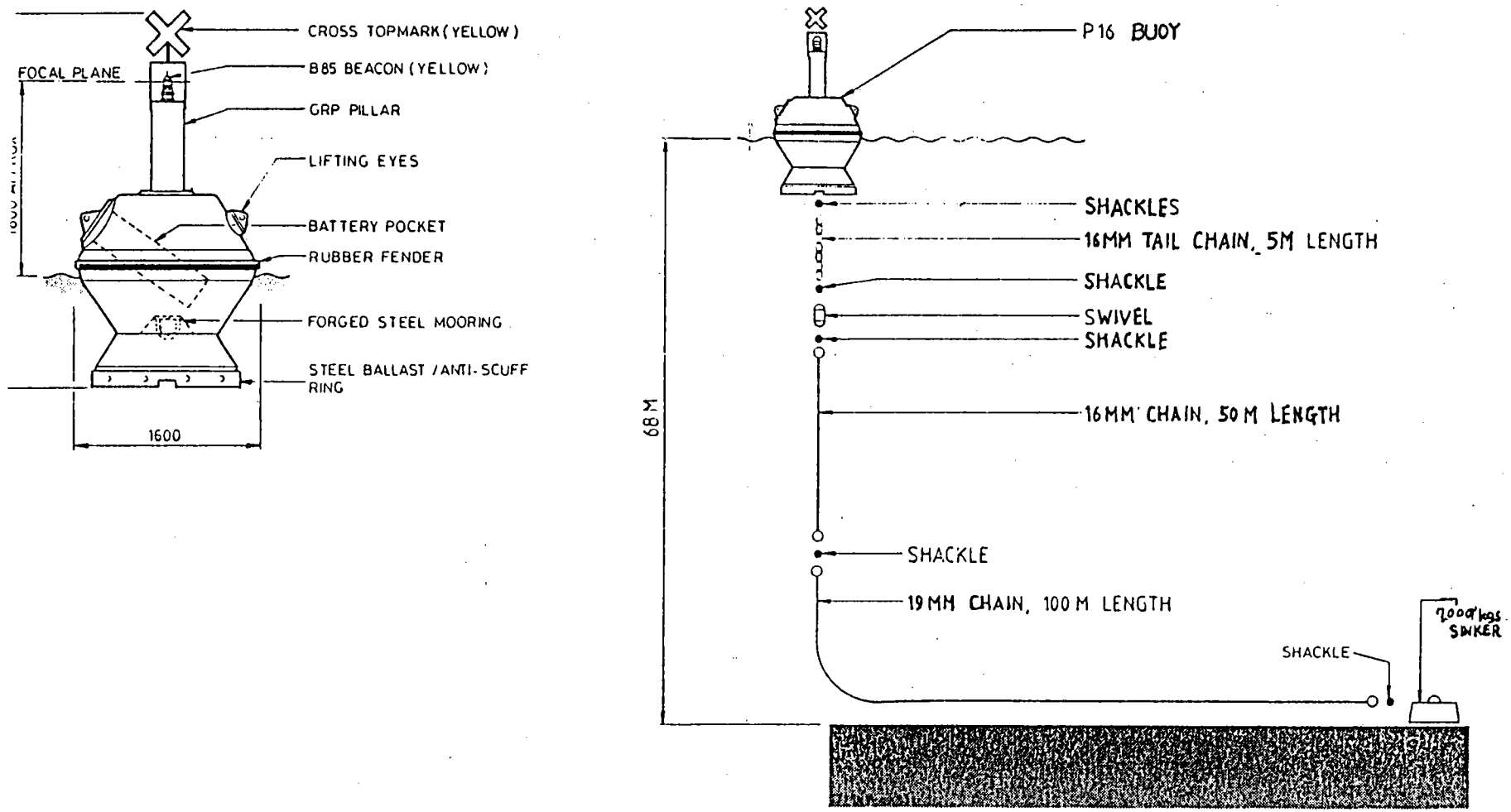


圖 6. 外海警示浮標之規範舉例

2.海洋環境設計準則

一般海洋結構物，無論浮動或固定，其在使用年限之遭遇大於設計事件之或然率，EP,約爲 10 %至 15 %之間。準此，如浮標系統有一定之保養期限設爲一年，故設使用年限，L,爲一年，依Borgman（1963）之如下公式可反求設計復現期，TR：

$$EP = 1 - \left(1 - \frac{1}{TR}\right)^{L}$$

令L＝1（年），Ep＝0.1，得TR＝ 10（年）故可以10年之復現期（ Return Period ）所對應之海況及風等氣象條件爲設計準則。表 2.爲復現期爲10年之相對環境設計參數。

外海浮標之設計參數

風速（持續）	40 m／sec
波高	Hmax ＝ 15 m
波浪週期	T＝ 10sec
海流流速	4 Knots

㈡浮標艙體之特性

人類對於外海深水浮標之使用及研究開始於美國海岸及大地測量局於 1888～ 1889 研究灣流（ Gulf Stream）開始，至今約有一世紀，然大規模之研究，卻因美國商務部國家海洋及大氣署（ National Oceance and Atmospheric Administration, NOAA），於 1967 年開始著手建立海洋資料浮標系統網，以遙控收集相關海洋資料，經多年測試，才漸漸有所收獲，依其研究結果，Hoffman（1973）建議以下列無因次設計參數C，代表浮標之細長比：

$$C = \frac{Aw/h}{\nabla^{1/3}}$$

其中　Aw＝水面面積

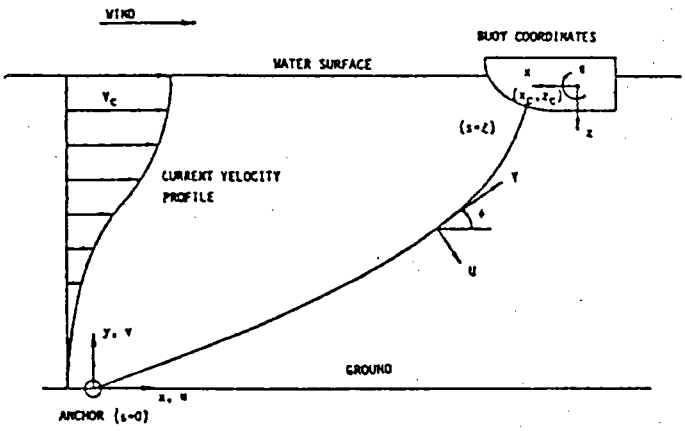
h ＝吃水深

▽＝浮力體積

表 3. 浮標艙船體形之特徵

Full-scale buoy characteristics

PAYLOAD	MINIMUM	LIMITED CAPABILITY							HIGH CAPABILITY			
	Small Spar & Cone	Sphere With Cylinder	Disc	Spar	Boat	Cata-maran	Cylinder With Damping	Horiz. Cylin-der	Deep Keel Hull	Spar	Disc	
Principal Dimen-sions in Feet & Inches	2'-0"	3'-10"	8'-0"	1'-4"			5'-6"			5'-6"	40'-0"	Diameter
					10'-0"	10'-0"		12'-2"	29'-2"			Length
					4'-9"	9'-6"		4'-8"	9'-8"			Beam
	14'-1"	7'-6"	1'-6"	24'-9"	3'-8"	3'-8"	9'-7"	4'-6"	10'-0"	99'-0"	7'-6"	Depth
Draft	13'-1"	5'-7"	0'-9"	20'-7"	2'-6"	2'-6"	8'-8"	2'-3"	6'-10"	82'-6"	3'-9"	Feet, S. W.
Displace-ments	209	1613	1630	2080	2540	2540	3685	6040	63315	123120	208000	Pounds
Reserve Buoyancy	140	942	2360	416	2670	2670	1390	6040	41600	24624	301500	Pounds
Res. Buoy / Displace-ment	0.67	0.58	1.45	0.20	1.05	1.05	0.38	1.00	0.66	0.20	1.45	
$\frac{A_w/h}{\nabla^{1/3}}$	0.07	0.70	22.8	0.02	3.91	3.91	0.71	5.35	3.02	0.02	22.8	



Buoy-cable coordinate systems

圖 7. 浮標系統之分析座標圖

表 3.爲NOAA已測試浮標之主要特徵參數表，其中C值從大型碟形浮標（Disc-Type Buoy）之22.8減至柱狀浮標（Spar）之0.02。

依據此無因次設計參數，可大略區分浮標艙體之形狀，再配合必要之力學分析，以選擇所需之浮標艙體。

㈢力學分析

本文主要檢討受碇泊之海面浮標系統，如圖7.所示浮艙可能在其上各種位置與碇泊索連接，該碇泊索可能由單段或多段不同大小及彈性特徵之鋼索或尼龍索或塑鋼索所組成。在此暫時簡化爲單點碇泊索加以討論。

一碇泊浮標通常受風、浪和流等綜合作用，其中風僅作用於暴露於海面上之浮體部份，其影響透過浮體連接點傳至碇泊索，而海流則直接作用於浮體及碇泊索，對於此等風及海流之作用力，可簡化視爲穩定作用力，則將使碇泊浮標系統產生一靜力平衡狀態，而波力作用將使浮標系統起動力反應，此即所謂類似靜力分析（Quasi-Static）。以下分別就其靜力及動力分析加以說明。

1.碇泊索靜力分析

穩定流和風對浮標系統所引起之靜力及靜力矩，必須與浮體重、浮力及在連接點之碇泊索張力等呈平衡。

(1)靜平衡方程式：

如圖7.所示，就水平及垂直方向之力平衡，以及浮體重心之力矩平衡，可得下列三個平衡方程式：

$$Da + Dc = T\cos\phi$$
$$La + Lc + B(\theta.h) = Wb + T\sin\phi$$
$$Ma + Mc = T(Xc^2 + Zc^2)^{1/2}\sin\left(\phi + \theta + \tan^{-1}\frac{Zc}{Xc}\right) + B(\theta, h)\overline{GZ}(\theta, h) \qquad (1)$$

其中　Da＝風之拖曳力

Dc＝流之拖曳力

La, Lc＝分別爲風及流之舉力

Ma,Mc ＝分別爲風及流之力矩

B（θ，h）＝浮體之浮力

h ＝浮體之平均潛水深或吃水深

θ＝縱標（Pitch）

ϕ ＝碇泊索與水平之交角

Xc,Zc ＝連接點與浮體重心之水平及垂直距離

$\overline{GZ}$ ＝浮體之靜水壓校正臂矩

(2)穩定流之作用力：

$$Dc = Cd\ (\theta,\ h,\ Vc) + \frac{1}{2}\rho\ A\ Vc^2 \qquad (2)$$

$$Lc = Cl\ (\theta,\ h,\ Vc)\ \frac{1}{2}\rho\ AVc^2 \qquad (3)$$

$$Mc = Cm\ (\theta, h,\ Vc)\ \frac{1}{2}\rho\ ALVc^2 \qquad (4)$$

其中Cd,Cl,Cm 分別爲海流之拖曳、上舉及力矩等係數

L ＝爲浮體之特徵長度

Vc ＝流速

(3)風作用力

依Saunders（1957）

$$Da = k'\ Aa\ Va \qquad (5)$$

$$Ma = Da\ La \qquad (6)$$

其中　k′＝風拖曳係數

La＝風壓有效中心至浮體重心之距離

Aa＝浮體之受風投影面積

(4)解法

靜平衡方程式(1)，有T、ϕ、h、θ等四個未知數，如先假設一h值，則可解T、ϕ及θ，爾後所計算之T及ϕ值，再代入碇泊索積分式爲初期條件，如此疊代程序，繼續至海床條件滿足爲止，該條件通常要求碇泊索切於海床面。

2.碇泊索動力分析

(1)碇泊索運動方程式：

對於連續性且具撓曲性之碇泊索運動方程式，如考慮重力、浮力及水動力作用，以圖 7.之座標（Hoffman（1973）），可表示如下：

$$\mu_1 \frac{\partial U}{\partial t} - \mu V \frac{\partial \phi}{\partial t} = -T \frac{\partial \phi}{\partial s} + Wc \cos\phi + (1-\epsilon) F'' \quad (7)$$

$$\mu \frac{\partial V}{\partial t} + \mu_1 U \frac{\partial \phi}{\partial t} = \frac{\partial T}{\partial s} - Wc \sin\phi + (1-\epsilon) G'' \quad (8)$$

$$\frac{\partial U}{\partial s} - V \frac{\partial \phi}{\partial s} = -(1-\epsilon) \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad (9)$$

$$\frac{\partial V}{\partial s} + U \frac{\partial \phi}{\partial s} = \frac{\partial \epsilon}{\partial t} \quad (10)$$

其中 ϵ ＝碇泊索應變

ϕ ＝碇泊索與水平之夾角

μ ＝沿碇泊索切線方向之單位長度質量

μ_1 ＝垂直於碇泊索之單位長度質量與附加質

U ＝相對於地表之碇泊索垂直速度

V ＝相對於地表之碇泊索切線速度

T ＝碇泊索張力

s ＝沿非伸張碇泊索之距離

F″ ＝垂直於碇泊索之單位水動力

G″ ＝平行於碇泊索之單位水動力

(2)應變方程式

依Reid（1968）碇泊索之應變方程式可以下式表示：

$$Z\,Yo \frac{\partial \epsilon}{\partial t} + AcEc\epsilon = T + Z \frac{\partial T}{\partial t} \quad (11)$$

其中 Ac ＝碇泊索受力截面積

Ec，ϵ ＝碇泊索之有效彈性模數及應變

Yo ＝單位應變之力，爲一常數

Z ＝時間常數

(3)水動力

水動力係由於碇泊索與水體相對運動而產生。

$$F'' = \frac{1}{2}\rho CCn[(Vc-U\sin\phi-V\cos\phi)^2 + (-U\cos\phi+V\sin\phi)^2]\sin^2(\phi-\alpha) \quad (12)$$

$$G'' = \frac{1}{2}\rho CCt[(Vc-U\sin\phi-V\cos\phi)^2 + (-U\cos\phi+V\sin\phi)^2]\cos^2(\phi-\alpha) \quad (13)$$

$$\alpha = \tan^{-1}\left[\frac{U\cos\phi - V\sin\phi}{Vc-U\sin\phi-V\cos\phi}\right] \quad (14)$$

其中 ρ ＝ 水之質量密度

c ＝ 沿海流作用面之碇泊索截面厚度

Cn ＝ 碇泊索之垂直拖曳阻力

Ct ＝ 碇泊索之切線拖曳阻力

依Whicker (1957)，Cn 及Ct 可表示如下：

$$Cn = Cr\left(a + \frac{b}{\sin\phi}\right) \quad (15)$$

$$Ct = Cr\left(d + \frac{e}{\cos\phi}\right) \quad (16)$$

其中 Cr ＝ 當水流垂直碇泊索之拖曳阻力

a , b , c , d ＝爲實驗常數，

（當碇泊索爲一圓截面鋼索時 a ＝ 1.0 , b ＝ 0 ,

d ＝－ 0.035, e ＝ 0.083, Cr ＝ 1.2 ）

(4)線性穩定解

浮體與碇泊索動力關聯方程式可以線性穩定方式予以解得，此即浮標系統可假設先受一穩定風及海流之作用，首先達到一靜力平衡狀態，爾後受到浪之作力而在靜力平衡點附近擾動（ Perturbation ），並作穩定反應，此時碇泊索有關變數可表示如下：

$$
\begin{aligned}
U &= Uo\,(s) + U'\,(s,t) \\
V &= Vo\,(s) + V'\,(s,t) \\
T &= To\,(s) + T'\,(s,t) \\
\phi &= \phi o\,(s) + \phi'\,(s,t) \\
\epsilon &= \epsilon o\,(s) + \epsilon'\,(s,t)
\end{aligned} \tag{17}
$$

且穩定動力反應量爲一正弘函數：

$$
\begin{aligned}
U'(s,t) &= \overline{U}(s)\,e^{iwt} \\
V'(s,t) &= \overline{V}(s)\,e^{iwt} \\
T'(s,t) &= \overline{T}(s)\,e^{iwt} \\
\phi'(s,t) &= \overline{\phi}(s)\,e^{iwt} \\
\epsilon'(s,t) &= \overline{\epsilon}(s)\,e^{iwt}
\end{aligned} \tag{18}
$$

其中$\overline{U}$，$\overline{V}$，$\overline{T}$，$\overline{\phi}$，$\overline{\epsilon}$爲穩定複變振幅

同理水動力F″ 及G″ 可以泰勒展開式近似線性表示之：

$$F'' = Fo + FuU' + FvV' + F_{\phi}\,\phi' \tag{19}$$

$$G'' = Go + GuU' + GvV' + G_{\phi}\,\phi' \tag{20}$$

以上述之線性化技巧，吾人可導出碇泊索擾動方程（Perturbation Equation for the Cable），並經消去ϵ後，可得下列4個一階常微分聯立方程式：

$$
\begin{Bmatrix} \dfrac{d\overline{\phi}}{ds} \\ \dfrac{d\overline{T}}{ds} \\ \dfrac{d\overline{U}}{ds} \\ \dfrac{d\overline{V}}{ds} \end{Bmatrix} = [B] \begin{Bmatrix} \overline{\phi} \\ \overline{T} \\ \overline{U} \\ \overline{V} \end{Bmatrix} \tag{21}
$$

其中〔B〕＝爲一與平衡量及水動力等有關之係數距陣

此方程式之4個未知數$\overline{\phi}$，$\overline{T}$，$\overline{U}$及$\overline{V}$可由已知之碇泊索端點邊界條件U′和V′以及平衡條件而解得。

3.浮體運動方程式

如圖 7.，浮體由於波力、碇泊索恢復反力及力鉅等所引起之垂直面包括縱移（Surge）X，起伏（Heave）Z，及縱搖（Pitch）θ，等運動方程式，可假設分別由浮體漂流作用及碇泊作用等兩疊加而成，則其穩定動力反應依Hoffman（1973）爲：

$$\begin{Bmatrix} \overline{X} \\ \overline{Z} \\ \overline{\theta} \end{Bmatrix} = [A]^{-1} \begin{Bmatrix} \overline{X}_m + \overline{X}_w \\ \overline{Z}_m + \overline{Z}_w \\ \overline{M}_m + \overline{M}_w \end{Bmatrix} \tag{22}$$

$$[A] = \begin{bmatrix} A_{13} & 0 & A_{17} \\ 0 & A_{24} & A_{27} \\ A_{31} & A_{34} & A_{37} \end{bmatrix} \tag{23}$$

(2)碇泊索之作用力：

由碇泊索張力所引起之碇泊作用力可如下表示。

$$\begin{aligned} X_m &= T\cos\phi \\ Z_m &= T\sin\phi \\ M_m &= z_c X_m - x_c Z_m \end{aligned} \tag{25}$$

而由於碇泊作用和波浪作用分別引起之穩定浮體反應亦可以泰勒展開式如下：

$$\begin{aligned} \overline{X}_{m,w} &= \frac{\partial x}{\partial w} + \frac{\partial x}{\partial t}\overline{T} + \frac{\partial x}{\partial \phi}\overline{\phi} \\ \overline{Z}_{m,w} &= \frac{\partial z}{\partial w} + \frac{\partial z}{\partial t}\overline{T} + \frac{\partial z}{\partial \phi}\overline{\phi} \\ \overline{\theta}_{m,w} &= \frac{\partial \theta}{\partial w} + \frac{\partial \theta}{\partial t}\overline{T} + \frac{\partial \theta}{\partial \phi}\overline{\phi} \end{aligned} \tag{26}$$

其中$\overline{X}w$，$\overline{Z}w$及$\overline{\theta}$之值可得自不同浮體艙形之波浪激動力Xw，Zw，及Mw代入(22)，令$\overline{X}m=\overline{Z}m=\overline{M}m=\overline{T}=\overline{\phi}=0$而$\overline{X}m$，$\overline{Z}m$，及$\overline{\theta}m$之值則得自式(22)及(26)，其張力偏導數令$\overline{X}w=\overline{Z}w=\overline{M}w=\overline{\phi}=0$及$\overline{T}=1$，而夾角偏導數令$\overline{X}w=\overline{Z}w=\overline{M}w=\overline{T}=0$及$\overline{\phi}=1$。

而其線性化後之穩定碇泊作用力之最後簡化式如下：

$$\overline{X}m=\overline{T}(\ell)\cos\phi_0(\ell)-T_0(\ell)\sin\phi_0(\ell)\,\overline{\phi}(\ell)$$
$$\overline{Z}m=\overline{T}(\ell)\sin\phi_0(\ell)+T_0(\ell)\cos\phi_0(\ell)\,\overline{\phi}(\ell) \qquad (27)$$
$$\overline{M}m=zc\,\overline{X}m-xc\,\overline{Z}m$$

其中（　）$=0_0$ 表示靜平衡情況，即穩定碇泊作用力爲連接點碇泊索之張力及夾角有關之函數。

(3)邊界條件：

(A)碇泊索上連接點之運動量：

碇泊索上端點與浮體連接點之垂直及切線連度等之擾動變量可表示如下：

$$U'=u\sin\phi_0-v\cos\phi_0$$
$$V'=u\cos\phi_0+v\sin\phi_0 \qquad (28)$$

其中 $u=-\dot{X}-Zc\,\dot{\theta}$

$v=-\dot{Z}+Xc\,\dot{\theta}$

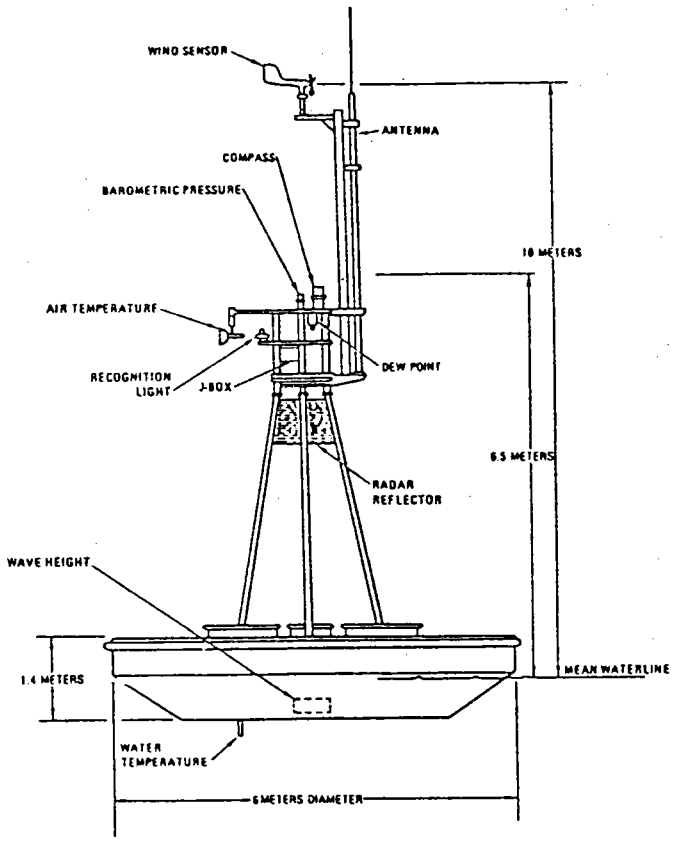
而其振幅值分別爲

$$\overline{U}=U_w+U_T\overline{T}+U_\phi\overline{\phi}$$
$$\overline{V}=V_w+V_T\overline{T}+V_\phi\overline{\phi} \qquad (29)$$

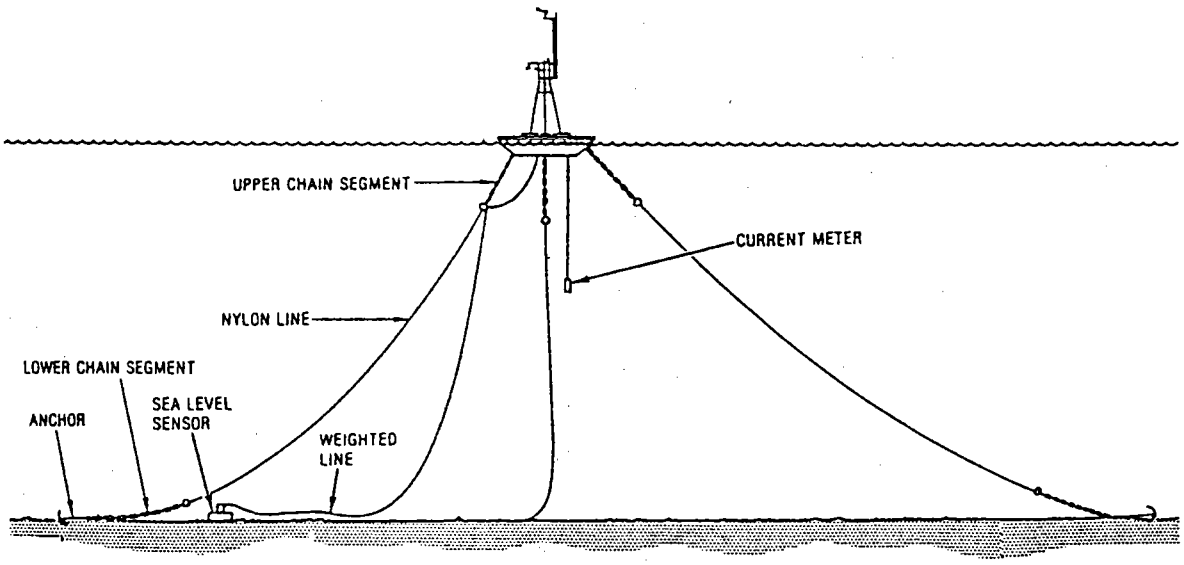
上式之偏導數爲Xc，Zc及ϕ_0和X，Z，θ之W，T，ϕ等偏導數之複數函數。式(29)並構成碇泊索方程式並須滿足之連接點邊界條件。

(B)碇泊索下連接點之邊界條件：

①在緊拉條件下（$\phi_0\neq0$），碇泊索與海床或錨碇之連接點爲固定，其$U'=V'=U_0=V_0=U=V=0$　at $s=0$



. GENERAL ARRANGEMENT OF OGS OCEAN DATA STATION



OCEAN SENSORS AND THREE POINT MOORING OF OGS BUOY SYSTEM

圖 8. a　波浪激動放大作用舉例

(1)Maximum Environmental Condition

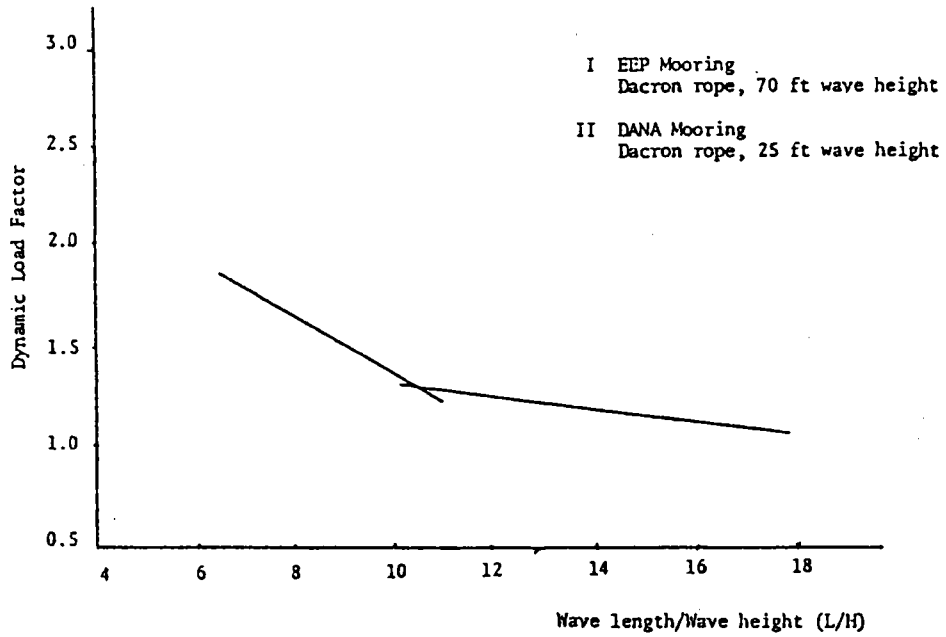
Buoy System	MCI	A	OGS B	C
Water depth	100m	40m	90m	140m
Wind speed	50m/s	49m/s	56m/s	56m/s
Wave height	22.5m	11.6m	11m	11m
Current speed	4.1m/s	1.5m/s	1.5m/s	1.5m/s

(2) Mooring Analysis Results

Buoys	Scope	Rope	Wind	Current	Waves	M. Tension
MCI	4	2" Dacron	50m/s	4.1m/s	h/L=0.1	40000kgs
	7	2" Dacron	"	"	"	31200
	4	3" Dacron	"	"	"	48000
	5	2" Nylon	"	"	"	22700
	4	2" Nylon	"	"	"	25400
	3	2.5"Nylon	"	"	"	32800

(3) MCI Buoy Steady Analysis

Mooring	Three-point moor		Single-point moor	
Rope	2.5"Nylon	2"Dacron	2.5"Nylon	2"Dacron
Scope	3	2	3	2
M. Tension	11800kgs	11700kgs	5670kgs	6270kgs
Watch Cr.	240m	116m	720m	408m



DYNAMIC LOAD FACTOR AND WAVE STEEPNESS

圖 8. b　動力放大與波浪尖銳度

②在鬆碇泊情況下（$\phi_0 = 0$），其長度或與海床接觸點往往隨波浪及碇泊索組成而變動。

(4)動力反應計算：

爲求得波浪激動所引起之浮標系統動力反應，方程式(21)必須予以積分並滿足上下連接點之邊界條件，因邊界各有 4 個$\overline{\phi}$、$\overline{T}$、$\overline{U}$，及$\overline{V}$參數並未給定，故無法直接積分。而是在上下點僅各給定 2 個邊界條件，而形成 2 點邊界值問題（ Goodman etc′（1972），可先行轉換成起始值問題（ Initial Value Problem），則先對式(21)積分 2 次決定在下連接點之碇泊索夾角及張力，然再依下連接點之起始條件再積分，而在上連接點由式(29)所得之垂直與切線速度邊界條件，可與上述積分所得值核算，以疊代方式達到其必要之準確性。

四、結　論

(一)本文所引述之Hoffman（1973）有關碇泊浮標系統之理論分析，係頻率領域之分析，其他之分析方法尚有時序領域分析或以彈簧組予以堆質化（ L mp-Mass ）或有限元素法（ Choo & Casarella（1973）），本文所討論之頻率反應分析法，可用於推算實際散亂、海況之長期反應，其他則僅能探討個別之瞬時狀況。

(二)浮標系統中碇泊系統之動力特徵如自然振動頻率，對於碇泊系統之設計影響很大，尤其當浮體結構小如警示浮標，整個浮標系統之動力反應端視碇泊系統之動力性質而定，即此時必須考慮動力分析，依 Tsai（1973） 有關碟形浮標之動力反應如圖 8. a 及 8. b，依波浪尖銳度而有不同之動力反應係數值，此值之定義爲最大動力張力與穩定張力之比值，當尖銳度從 0.06 增至 0.14 時，而此動力反應係數從 1.1 增至 1.8，故浮標系統之設計不可不考慮其動力反應。

(三)碇泊索如尼龍、鋼索及鐵鍊等皆受到反復荷重及海洋腐蝕而有強度衰減之現象，故如以靜力分析來設計，通常碇泊索之安全係數必須考慮疲勞，腐蝕及動力等因素而提高至 3 到 6 之間。

(四)爲簡化，方程式(24)可假設爲非關聯方程式，則依 Price（1976） 其反

應振幅因子（Response Amplitude Operators）可由理論或模型試驗求之，但如浮標爲碇泊情況，則問題無論以理論或試驗方程式下手，並不簡單。

(五)本文所述之碇泊浮體結構系統反應，同樣可用於解決碇泊船之反應問題（郭（1983））.

參考文獻

Borgman L. E. (1963), "Risk Criteria", J. Waterway Harbor Div., ASCE, 89 (ww3).

Choo Y. I. & Casarella M. J. (1973) "A survey of Analytical Methods for Dynamic Simulation of Cable-Bouy System J. of Hydrenatics. No.4

Hoffman, D. etc. (1973) "Mathematical Simulation And Model Tests in the Design of Data Bouys" SNAME, Transaction, Vol. 81.

Price, D. (1976) "Bouy Response Ampeitude Operators Obtained From Step Response Tests" OTC 2467.

Reid, R.O. (1968) "Dynamics of Deep-Sea Mooring Lines" Report 68-11F, Texas A & M University.

Saunders, H.E. (1957) "Hydro Dynamics in Ship Design", VOL I & II. SMANE.

Snyder, R.M. (1969) "Bouys And Bouy Systems", Section 9. "Handbook of Ocean And Underwater Engineering" ed. by J. J. Myers. etc.

Tsai, N.T. (1973) "Design of Moored Bouy System in Shallow Waters" Oceans '77.

Whicker, L.F. (1957) "The Oscillatory Motion of Cable Towed Bodies", Univ. of California, Institute of Engineering Research. Series 82. Issue 2.

郭秀吉等（1983）“鑽井船幅射碇泊系統之電腦分析”第七屆海洋工程研討會。

操船運動模擬計算系統之應用

邱逢琛* 曾國正**

一、前　言

近年來，隨著船舶之趨向大型化與專業化，各型船舶之操縱性能差異甚大，而海上交通往來又日益頻繁。因此船舶操縱性能不良所引起之海事案例也日益增多。隨著海上人命安全及環境保護要求之提升，及海運保險環境之變遷，船舶操縱性能必須加以評估及改善之共識乃逐漸在船廠、船東及法規公約團體之間形成。

爲維護航行安全，國際海事組織（International Maritime Organization，簡稱I.M.O.）已聯合U.S.C.G.積極進行船舶控制性能基準之擬定，該基準預定於九〇年代初期完成〔1〕。在該基準完成並開始執行後，船舶操縱性能將正式受到規範，而操縱性能不良之船舶在營運上也必將遭遇困難。因此，船東在建造新船或改裝舊船時，必將要求該船須滿足IMO之操縱性能規範。面對此種趨勢，船廠應速謀因應，建立船舶操縱性能之理論預估能力，在設計初期即能針對船舶之操縱性能詳細檢討，一則可避免建造或改裝後因變動設計而造成成本增加，二則可確保該船能滿足船東對操縱性能之要求。

操縱性能相關項目衆多，影響因素也甚複雜。隨著操縱性能要求之提升，傳統上習用之經驗公式或圖表已不能滿足設計之需求。若欲提供如IMO操船手册之操縱性能資料，或針對特定船進行設計評估與性能分析，其可行的估算方法，有下列三種：

---

* 國立台灣大學造船工程學研究所副教授
** 國立台灣大學造船工程學研究所碩士班研究生

1. 自航船模試驗（ free-running model test ）〔 2 〕———利用遙控之相似船模，進行各式操縱運動試驗，記錄相關運動資料，配合實船船模相關連（ shipmodel correlation）技巧，修正因試驗與實航狀況不同所造成之尺度效益（ scale effect ），以推算實船之操縱性能。

2. 操縱性能模擬計算（ manoeuvering simulation ）配合拘束模型試驗（ captive model test ）〔 3 〕———利用拘束模型試驗，如迴旋臂試驗（ rotating arm test ），平面機構試驗（ planar motion mechanism test ），斜航試驗（ oblique towing test ）及其他相關試驗，量測操縱運動數學模式中各流體力係數（ hydrodynamic coefficient ），於考慮尺度效應之修正後，進行操縱性能模擬計算。

3. 操縱性能模擬計算配合流體力係數預估法〔 4 〕———操縱模擬所需之流體力係數，除可由拘束模型試驗直接量測外，亦可間接由實船試航或自航船模試驗結果利用系統鑑定（ system identification ）技巧反求之〔 5 〕。對於某些線性流體力係數，亦可由理論計算求得〔 6 ， 7 ， 8 〕。本法爲選擇適當參數，歸納分析上述諸法所累積之資料，將之整理成方便實用之經驗公式或資料庫，用以預估操縱模擬所需相關係數，以便進行模擬計算。

就船舶設計之應用而言，上述三種方法各有優劣，其使用時機亦各不相同〔 1 〕。方法(1)與方法(2)雖較方法(3)爲可靠，但因船模試驗價格昂貴且費時，故一般商船在初步設計（ preliminary design ）初期很少採用。而方法(3)因不必進行船模試驗，又可彈性地針對不同設計進行操縱性能之比較分析，故較適合作爲初步設計之輔助工具。除非船形或操船要求特殊，或於初步設計後期難以決定如何變更設計時，才考慮進行模型試驗，並依方法(1)或方法(2)推算實船之操縱性能。

相對於方法(1)之物理模擬，方法(2)與方法(3)皆屬於數學模擬。其優點在於，只要建立操縱運動數學模式，並求得流體力及諸外力，便可利用計算機進行各式操縱運動模擬，而不必重覆進行船模試驗。除了可輔助船舶設計外，並可進一步應用於港灣規劃、操船模式評估、海上交通規劃及海事案例之評估分析等。

爲因應上述目的，台大造船研究所在中國造船公司支助下，初步開發完成一套操縱性能模擬計算系統以供評估船舶操縱性能之用，並進而擴充完成一套港內操船運動模擬計算系統以供輔助港灣、航道規劃、操船模式評估及進出港操船安全性評估之用。

二、操船運動之數學模式

本文所採用之操船運動數學模式主要參考日本MMG之研究成果〔9，10〕，除考慮船舶縱移、橫移及平擺三個自由度之運動外，並針對細瘦型高速船（如貨櫃船（container））及船艢面積大易受風而橫搖之船型（如液化天然氣運輸船（LNGC）及汽車搬運船（PCC））等進行操船模擬之需要，考慮橫搖對操縱運動之影響。亦即，運動方程式乃縱移、橫移、平擺及橫搖四個自由度之藕合運動方程式。此外，並針對不同型式之主機（蒸汽渦輪機（steam turbine）及低速柴油機（low speed Diesel）），考慮操船過程中之主機轉速變動。

文獻〔11〕顯示，本模式除適用於深水中之操船運動模擬外，若能適當考慮相關流體力係數之淺水效應，則亦可適用於淺水中之操船運動模擬。唯受限於該淺水效應估算資料之缺乏，本文暫且以深水中操船模擬爲限。以下將簡述數學模式，至於模式中各流體力係數及相關數據之實用估算法則詳見於文獻〔12〕。

2.1 座標系與運動方程式

座標系如Fig.1 所示。採用二組座標系，即地面固定座標系（earth-fixed coordinate）$Ox_0y_0z_0$ 與船體固定座標系（body-fixed coordinate）Gxyz。其中O爲地面上任一點，G爲船體重心；Oz_0 軸垂直指向地心；Gx 軸位於船體左右對稱面上，並與水平面平行。根據上述定義，並假設：

(a)地球自轉及公轉運動對船舶操縱運動之影響甚小，可忽略。

(b)操船過程中之起伏（heave）與縱搖（pitch）運動甚小，可忽略。

(c)Gxyz 軸近似於船體之慣性主軸（principal axes）則可由牛頓第二運動定律（Newton's second law of motion）推得以船體

固定座標系來描述之操縱運動方程式如下：

$$\left.\begin{aligned} m(\dot{u}-vr)&=X \\ m(\dot{v}+ur)&=Y \\ I_{zzG}\dot{r} &=N \\ I_{xx}\dot{p} &=K \end{aligned}\right\} \quad (1)$$

（1）式中X，Y，N，K分別代表作用於船體之x向力，y向力，z向力矩及x向力矩；m爲船體質量；I_{zzG}與I_{xx}分別爲船體繞Gz軸與Gx軸之質量慣性矩（mass moment of inertia）；u、v分別爲船體重心G之移動速度在Gx軸與Gy軸之分量；p、r分別爲船體固定座標系之轉動角速度在Gx軸與Gz軸之分量。一般而言，船舶航行速率不大，地球曲率（curvature）之影響可忽略，故p與橫搖角速度，r與平擺角速度之關係可簡化如下：

$$\left.\begin{aligned} p &=\dot{\phi} \\ r\cos\phi &=\dot{\psi} \end{aligned}\right\} \quad (2)$$

同理，重心移動速度在地面固定座標系之分量$\dot{x}_0$，$\dot{y}_0$與在船體固定座標系之分量u，v間有下列關係：

$$\left.\begin{aligned} u&=\dot{x}_0\cos\psi+\dot{y}_0\sin\psi \\ v&=-\dot{x}_0\cos\phi\sin\psi+\dot{y}_0\cos\phi\cos\psi \end{aligned}\right\} \quad (3)$$

因一般操船運動橫搖角ϕ不大，$\cos\phi \doteqdot 1$，故$r \doteqdot \dot{\psi}$。因此，（1）式可近似表成：

$$\left.\begin{aligned} m(\dot{u}-vr)&=X \\ m(\dot{v}+ur)&=Y \\ I_{zzG}\ddot{\psi} &=N \\ I_{xx}\ddot{\phi} &=K \end{aligned}\right\} \quad (4)$$

而（3）式亦可近似表成：

$$\left.\begin{aligned} \dot{x}_0&=u\cos\psi-v\sin\psi \\ \dot{y}_0&=u\sin\psi+v\cos\psi \end{aligned}\right\} \quad (5)$$

至於螺槳轉動方程式可表示如下：

$$(I_{prop}+I_{ps})\dot{n}=Q \quad (6)$$

（6）式中Q爲作用於推進軸系（含螺槳）之扭矩；I_{prop}爲螺槳之極

慣性矩（ polar moment of inertia ）；I_{ps} 爲連接主機與螺槳之軸系之極慣性矩。

（ 4 ）及（ 6 ）式等號右邊諸外力項視其發生之原因，可進一步分解爲：

$$\left.\begin{aligned} X&=X_H+X_P+X_R+X_W+X_{WV}+X_B+X_F \\ Y&=Y_H+Y_P+Y_R+Y_W+Y_{WV}+Y_B+Y_F \\ N&=N_H+N_P+N_R+N_W+N_{WV}+N_B+N_F \\ K&=K_H+K_P+K_R+K_W+K_{WV}+K_B+K_F \\ Q&=Q_E+Q_P \end{aligned}\right\} \quad (7)$$

（ 7 ）式中下標H，P，R，W，WV，B，E，F分別代表船體（ hull ），螺槳（ propeller ），舵（ rudder ），風（ wind ），波浪（ wave ），主機（ engine ），邊岸（ bank ）及其他力源（如拖船及側推器等）。由（ 4 ）式，（ 6 ）式及（ 7 ）式可得考慮船舶縱移、橫移、平擺、橫搖及螺槳轉動之藕合運動方程式如下：

$$\left.\begin{aligned} m(\dot{u}-vr)&=X_H+X_P+X_R+X_W+X_{WV}+X_B+X_F \\ m(\dot{v}+ur)&=Y_H+Y_P+Y_R+Y_W+Y_{WV}+Y_B+Y_F \\ I_{ZZG}\ddot{\psi}&=N_H+N_P+N_R+N_W+N_{WV}+N_B+N_F \\ I_{XX}\ddot{\phi}&=K_H+K_P+K_R+K_W+K_{WV}+K_B+K_F \\ (I_{prop}+I_{ps})\dot{n}&=Q_E+Q_P \end{aligned}\right\} \quad (8)$$

（ 8 ）式中雖未論及洋流對操船運動之影響。但若假設洋流爲定向定量，且不因位置而異，則可於解出聯立運動方程式（ 8 ）式後，進行空間座標系與船體固定座標系之轉換時，將重心G相對於水之速度，轉換成相對於地球之速度，亦即

$$\left.\begin{aligned} \dot{x}_0&=u\cos\psi-v\sin\psi+u_C \\ \dot{y}_0&=u\sin\psi+v\cos\psi+v_C \end{aligned}\right\} \quad (9)$$

（ 9 ）式中 u_C，v_C 分別代表洋流速度在 Ox_0 軸與 Oz_0 軸之分量。

（ 8 ）式等號右邊諸作用力與船舶運動及螺槳轉動狀態間之關係，若能以簡單數學模式來表示，則給定初始條件後，即可利用數值積分法（ numerical integration ）聯立解得每一瞬間之船舶運動與螺槳轉動狀態。經由（ 9 ）式之轉換，得船舶重心G相對於地面固定座標系之速度，

最後可積分得重心G之運動軌跡。而相關資料如航向、航速之變化及偏流角（drift angle）等亦可由每瞬間之運動狀態一一求得。以下將分別說明各作用力之數學模式。

2.2 主船體之流體動力

參考文獻〔5〕，可得考慮橫搖運動時之主體流體動力表示法如下：

$$\left.\begin{aligned}
X_H &= -m_x\dot{u} + (m_y + X_{vr})vr + \tfrac{1}{2}\rho L^2U^2(X_{vv}'v'^2 + X_{rr}'r'^2 \\
&\quad + X_{vvvv}'v'^4) + X_0(u) \\
Y_H &= -m_y\dot{v} - m_x ur + \tfrac{1}{2}\rho L^2U^2(Y_\beta'\beta' + Y_r'r' + Y_{\beta|\beta|}'\beta'|\beta'| \\
&\quad + Y_{\beta|r|}'\beta'|r'| + Y_{r|r|}'r'|r'| + Y_\phi'\phi' + Y_{\beta|\phi|}'\beta'|\phi'| \\
&\quad + Y_{r|\phi|}'r'|\phi'|) \\
N_H &= -J_{zz}\dot{r} + \tfrac{1}{2}\rho L^3U^2(N_\beta'\beta' + N_r'r' + N_{r|r|}'r'|r'| + \\
&\quad N_{\beta\beta r}'\beta'^2r' + N_{\beta rr}'\beta'r'^2 + N_\phi'\phi' + N_{\beta|\phi|}'\beta'|\phi'| + \\
&\quad N_{r|\phi|}'r'|\phi'|) \\
K_H &= -J_{xx}\ddot{\phi} - N(\dot{\phi}) - mg\cdot\overline{GZ}(\phi) - Y_H\cdot Z_H
\end{aligned}\right\} \quad (10)$$

上式中 $\beta' = -\tan^{-1}(v/U)$，$r' = rL/U$，$X' = X/\frac{1}{2}\rho L^2U^2$，

$Y' = Y/\frac{1}{2}\rho L^2U^2$，$N' = N/\frac{1}{2}L^3U^2$，$v' = v/U$。

m_x ：縱移附加質量

m_y ：橫移附加質量

J_{zz} ：平擺附加質量慣性矩

J_{xx} ：橫搖附加質量慣性矩

$X_0(u)$：船舶直進阻力

$N(\dot{\phi})$：橫搖阻尼力矩

Z_H ：主船體流體橫移力作用點與重心G之垂直距離

2.3 舵力

操舵不僅產生舵力，且會在舵前方之主船體上誘導產生另一交叉流（cross flow），而有額外之橫移力與平擺力矩作用於主船體上〔9〕。設此部份誘導作用力作用點之 x， z 座標分別爲 x_{HR} ， z_{HR} ，而誘導力與舵橫向力 $F_N\cos\delta$ 之比值爲 a_H ，則總舵力可表示如下：

$$\left.\begin{aligned} X_R &\fallingdotseq X_{RO}(u)-(1-t_R)F_N\sin\delta \\ Y_R &\fallingdotseq -(1+a_H)F_N\cos\delta \\ N_R &\fallingdotseq -(x_R+a_H x_{HR})F_N\cos\delta \\ K_R &\fallingdotseq -(z_R+a_H z_{HR})F_N\cos\delta \end{aligned}\right\} \quad (11)$$

式中，$-X_{RO}(u)$ 是舵之單獨阻力而 t_R 稱爲舵之阻力減少係數，δ 爲舵角。舵正向力 F_N 之表示法如下：

$$F_N=\frac{1}{2}\rho A_R U_R^2 C_N \quad (12)$$

式中 C_N 爲舵正向力係數，A_R 爲舵面積，U_R 爲舵之有效入流速度。依據 Fujii 之實驗研究〔14〕，C_N 可表成

$$C_N=\frac{6.13\Lambda}{\Lambda+2.25}\sin\alpha_R \quad (13)$$

式中 Λ 爲舵之幾何展弦比，α_R 爲舵之有效入流攻角。

2.4 螺槳力

螺槳之運轉狀態可分爲四個象限，即

第一象限：$u>0$，$n>0$

第二象限：$u>0$，$n<0$

第三象限：$u<0$，$n<0$

第四象限：$u<0$，$n>0$

定義螺槳 0.7 R 處之入射水動力角（hydrodynamic angle of incidence）$\beta_P=\tan^{-1}\left(\frac{V_A}{0.7\pi n D_P}\right)$，則一、二、三、四象限分別對應於

$$0^\circ \leqslant \beta_P \leqslant 90^\circ$$

$$90^\circ \leqslant \beta_P \leqslant 180^\circ$$

$$180^\circ \leqslant \beta_P \leqslant 270^\circ$$

$$270^\circ \leqslant \beta_P \leqslant 360^\circ$$

螺槳在四個象限中之推力與扭矩可表示爲

$$X_P=(1-t_P)\frac{1}{2}\rho\{[u(1-\omega_P)]^2+(0.7\pi n D_P)^2\}$$

$$\left.\begin{aligned} &\times\frac{\pi}{4}D_P^2 C_T(\beta_P) \\ Q_P=&-2\pi J_{PP}\dot{n}-\frac{1}{2}\rho\{[u(1-\omega_P)]^2+(0.7\pi nD_P)^2\} \\ &\times\frac{\pi}{4}D_P^3 C_Q(\beta_P) \end{aligned}\right\} \quad (14)$$

式中 t_p 爲推力減少係數，ω_p 爲有效跡流係數。進行停船運動模擬時，因 $u>0$，$n<0$，必須採用 C_T，C_Q 曲線。

正常航行狀況下 $u>0$，$n>0$，螺槳推力與扭矩可表示爲

$$\left.\begin{aligned} X_P&=(1-t_P)\rho n^2 D_P^4 K_T(J_P) \\ Q_P&=-2\pi J_{PP}\dot{n}-\rho n^2 D_P^5 K_Q(J_P) \end{aligned}\right\} \quad (15)$$

上述諸式中，n，D_p，V_A 及 J_p 分別爲螺槳轉數，直徑，軸向有效入流速度及前進比。

前進中之船舶，當螺槳正轉時，螺槳力主要爲推力及扭矩，橫移力與平擺力矩甚小。但當螺槳倒轉，產生反向流（reverse flow）流經船尾部時，船體左右二舷不對稱之壓力分佈，誘導產生一不平衡側向力 Y_p 及伴隨該力作用於船體之平擺力矩 N_p。若無外在擾動存在時，Y_p 及 N_p 是造成停船時船舶側移及航向變化之主因；實際停船時，外在擾動經常存在，Y_p 及 N_p 造成船舶之航向不安定性，故停船時常有不可預測之運動軌跡出現。Y_p 與 N_p 受螺槳負荷度及船體平面運動之影響〔15〕，若暫不考慮平面運動之影響，則 Y_p 及 N_p 可表示如下：

$$\left.\begin{aligned} Y_P&=\rho n^2 D_P^4 Y_p^*(J_S) \\ N_P&=\rho n^2 D_P^4 L_{PP} N_P^*(J_S) \end{aligned}\right\} \quad (16)$$

式中 $J_s=U/np$。數種船型之 Y_p^*，N_p^* 模型試驗結果詳見於文獻〔15〕。

2.5 主機扭矩

2.5.1 正轉時之主機扭矩

正轉時之主機扭矩特性，因主機型式而異。針對低速柴油機與蒸汽渦輪機，分別敘述如下：

(a)低速柴油機

柴油機噴油量固定時，其扭矩隨轉速之變動不大，故一般稱爲定扭矩機械（ constant torque machine ）。因此 100 % P_{m_0} 時之扭矩可近似視爲定值，謂之柴油機之扭矩極限（ torque limit ）（ Q_E ）$_{max}$ ，其值可由MCR 100 %RCM求得。

依上述，可將低速柴油機之扭矩特性，表示如下〔16〕：

$$Q_E = \begin{cases} |Q_P| \ , \ \dot{n}=0 \ , \ \text{if} \ \ (Q_E)_{max} \geqslant |Q_P| \\ (Q_E)_{max} \ , \ \dot{n}<0 \ , \ \text{if} \ \ (Q_E)_{max} < |Q_P| \end{cases} \qquad (17)$$

(b)蒸汽渦輪機

蒸汽渦輪機之特性是，主機扭矩與轉速之關係由蒸汽量（ steam flow rate ）大小唯一決定。蒸汽量不同時，主機扭矩與轉速之關係亦不同。正轉時蒸汽渦輪機之轉速與扭矩關係可表示如下〔17〕：

$$\left.\begin{aligned} n^* &= \left(\frac{PS^*}{PS_{NOR}}\right)^{1/3} \cdot n_{NOR} \\ Q^* &= \left(\frac{PS^*}{PS_{NOR}}\right)^{2/3} \cdot Q_{NOR} \\ Q &= \left(\frac{-n+2n_{NOR}}{-n^*+2n_{NOR}}\right) Q^* \end{aligned}\right\} \qquad (18)$$

式中 PS^* 表主機所產生之馬力。

2.5.2 倒轉時之主機特性

(a)低速柴油機

停船時，主機作停止、倒轉之操作。若主機係採用低速柴油機，則其倒轉過程一般可分爲下列三階段〔18〕：

第一階段：下令倒俥後，切斷主機之燃料供給，軸系轉速自由降低，

$Q_E = Q_F$ （ n ， t_0 ）

第二階段：待軸系轉速降至某大小，約爲 15～30 RPM〔19〕，起動煞陣空氣（ braking air ），以加速停止軸系之正轉，並使軸系倒轉，$Q_E = Q_A$（ n ， t_0 ）

第三階段：待軸系倒轉轉速增加至某大小時，開始噴油燃燒，加速軸

系倒轉，$Q_E = Q_O(n, t_o)$

故主機倒轉時之扭矩大小因軸系轉速及下令倒俥之後多久時間 t_o 而異。

一般低速柴油機之最大倒俥馬力約爲最大正俥馬力之 85％〔20〕。

(b)蒸氣渦輪機

倒轉時蒸汽渦輪機之轉速與扭矩關係可表示如下〔17〕：

$$\left.\begin{aligned} n^* &= \left(\frac{PS^*}{PS_{CON}}\right)^{1/3} n_{CON} \\ Q^* &= \left(\frac{PS^*}{PS_{CON}}\right)^{2/3} Q_{CON} \\ Q &= \left(\frac{2.5\, n_{NOR} + n}{2.5\, n_{NOR} + n^*}\right) Q^* \end{aligned}\right\} \quad (19)$$

式中下標CON代表倒俥連續最大輸出（ continuous maximum astern ）。

2.6 風力

作用於船舶之風力與風力矩可表示爲：

$$\left.\begin{aligned} X_W &= X_W'(\gamma_R)\frac{1}{2}\rho_a A_f V_R^2 \\ Y_W &= Y_W'(\gamma_R)\frac{1}{2}\rho_a A_s V_R^2 \\ N_W &= N_W'(\gamma_R)\frac{1}{2}\rho_a A_s L_{PP} V_R^2 \\ K_W &= K_W'(\gamma_R)\frac{1}{2}\rho_a \left(\frac{A_s^2}{L_{PP}}\right) V_R^2 \end{aligned}\right\} \quad (20)$$

（ 20 ）式中風力係數 X_W'，Y_W'，N_W'，K_W' 爲相對風向角 γ_R 之函數，A_f 及 A_s 分別代表水面上船體之正向及側向投影面積。

2.7 波浪漂流力

規則波（ regular wave ）中之航行船舶除受一階振盪力（ first order oscillation force ）作用外，尚受二階穩態漂流力（ second

order steady state drifting force ）之作用。爲簡化起見，暫不考慮振盪力對操縱運動之影響。波浪漂流力之表示法如下：

$$\left.\begin{aligned} X_{wv} &= X_{wv}' \frac{1}{2}\rho g L_{PP} \zeta_A^2 \\ Y_{wv} &= Y_{wv}' \frac{1}{2}\rho g L_{PP} \zeta_A^2 \\ N_{wv} &= N_{wv}' \frac{1}{2}\rho g L_{PP}^2 \zeta_A^2 \end{aligned}\right\} \quad (21)$$

$$K_{wv} = 0$$

（21）式中ζ_A爲波高，X_{wv}'，Y_{wv}'，N_{wv}'爲船速、波長船長比及相對波向角之函數。

2.8 邊岸吸引力

若水道兩岸互相平行，且船舶平行於水道移動，則作用於船舶之邊岸吸引力爲水道寬船寬比W／B，中心線偏離量船比ξ／B之函數。邊岸吸引力係數之定義

$$C_F = F / \frac{1}{2}\rho L T U^2$$

F代表邊岸吸引力。G_F之迴流水槽（circulating water channel）試驗結果詳見於文獻〔21〕。

若水道二岸並非平行，或船舶並非平行邊岸移動時，則作用於船體之吸引力及平擺力矩可如下估算〔22〕：

1. 將船舶在船長方向等間隔區分成10段。
2. 由此十區段之寬度、水道在該區段之寬度及各區段之中心線偏離量，分別計算此十個區段所受之吸引力。
3. 由各區段之位置及其所受邊岸吸引力，計算該區段所產生之平擺力矩。
4. 將各區段所受之邊岸吸引力及其所產生之船體平擺力矩相加，得作用於船體之總吸引力及平擺力矩。

三、模擬計算之有效性驗核

1979年Crane〔23〕發表了278000 DWT VLCC ES SO OSAKA於三種水深中之系列操縱性能實船試航實測結果，以便國際間共同針對ESSO OSAKA進行相關之操縱性能研究。爲驗證本文之操縱運動模擬計算系統之可靠性，本研究亦針對ESSO OSAKA進行若干實船深水中試航項目之模擬計算，並比較模擬計算與試航實測結果，顯示本模擬計算系統可提供可信度良好之船舶操縱性能預估，詳見於文獻〔12〕。其中，10° － 10° Z形試驗之平擺角速度時間歷程計算結果與實測結果之比較示於Fig.2。除了Z形試驗後期之模擬結果較實測結果之反應略慢之外，其定性與定量之預估皆顯示與實測有良好之一致。

四、操縱性能模擬計算系統

本系統之流程示於Fig.3。其功能係針對IMO 操船手冊規定之各項操縱性能進行模擬計算，包括下列各項操船運動試驗及性能測試之模擬：

1.迴旋試驗

2.Z形試驗

3.Pull Out 試驗

4.初始迴旋試驗

5.螺旋試驗

6.航道變更性能試驗

7.平行航道操船

8.停船試驗

9.風力作用下之操船界限

Fig.4～Fig.6分別爲本系統以305000載重噸礦砂兼油輪HNO.327爲例進行之螺旋試驗，停船試驗及風力作用下之操船界限的模擬計算結果。

五、港內操船運動模擬計算系統

本系統之流程示於Fig.7。操船者可依分段模擬方式藉由操舵及控制主機轉數進行船舶在風、波、潮流等外力環境下之進出港操船模擬。

Fig.7及Fig.8爲本系統以278000 DWT VLCC ESSO OSAKA

爲供試船，以近似台中港爲例進行之進出港操船模擬計算結果。本系統可使操船者依分段模擬方式由繪圖終端機之螢幕上所顯示之港口幾何及船行軌跡決定下一分段之操船指令，而於完成模擬之後輸出港口圖形，操船指令、船行軌跡及運動狀態時序列資料。

六、結　論

本文依據MMG數學模式，配合利用流體力係數經驗預估法及相關資料之實用計算法，建立一套深水域船舶操縱性能模擬計算系統，並進而擴充完成一套港內操船運動模擬計算系統。前者可供船舶操縱性能預估及輔助初步設計之應用，後者則可供輔助港灣、航道規劃、操船模式評估及進出港操船安全性評估等之應用。唯爲求進一步擴充上述系統之功能，除了提升深水域模擬計算之精度外，應再進行淺水域及低速域中之操船運動模擬計算系統之建立。

本操船運動模擬系統對一般船型在深水域中之操船運動提供了可信度良好之預估結果，然爲求更加提升精度，則有賴配合實船數據回饋以修正流體力係數或進一步改進數學模式。

參考文獻

1. Barr, R. A., "An Increased Role of Controllability in Ship Design", Marine Technology, Vol. 24, No. 4, 1987.
2. Kawano, K., Murata, Y. and others, "Some Model Experiments and Ship Correlation in Respect to Manoeuvrability", Jour. Soc. Nav. Archit. Japan, Vol. 113, 1963.
3. Eda, H. and Crane, C. L., "Steering Characteristics of Ships in Calm Water and Waves", Trans. SNAME, Vol. 73, 1965.
4. Mikelis, N. E., "A Procedure for the Prediction of Ship Manoeuvering Response for Initial Design"

, International Conference on Computer Applications in the Automation of Shipyard Operation and Ship Design, 1985.

5. Abkowitz, M. A., "Measurement of Hydrodynamic Characteristics from Ship Manoeuvering Trials by System Identification", Trans. SNAME, Vol. 88, 1980.

6. Mikelis, N. E. and Price, W. G., "Calaulations of Acceleration Coefficients and Correction Factors Associated with Ship Manoeuvering in Restricted Waters", Trans. RINA, Vol. 123, 1981.

7. Inoue, S., Hirano, M. and others, "The Hydrodynamic Derivatives on Ship Manoeuvering in Even Keel Condition", Trans. West-Japan Soc. Nav. Archit., No. 57, 1979.

8. Fuwa, T., "Hydrodynamic Forces Acting on Ship in Oblique Towing", Jour. Soc. Nav. Archit. Japan, Vol. 134, 1973.

9. Fujino, M., "An Introduction to Ship Manoeuvrability-----Safety of Navigation and Prediction of Manoeuvering Performance", Lectures held at National Taiwan University, Taipei, 1986.

10. “船の操縱性能の推定”，日本造船學會誌，第六六八號。

11. Yoshimura, Y., "Mathematical Model for the Manoeuvering Ship Motion in Shallow Water", Jour. Kansai Soc. Nav. Archit. Japan, No. 200, 1986.

12. 邱逢琛，曾國正“船舶操縱性能預估法之探討”NTU-JNA-Tech. Rept. 275，1988年6月。

13. Hirano, M. and Takashina, J., "A Calculation of Ship Turning Motion Taking Coupling Effect due to Heel into Consideration", Trans. West-Japan Soc. Nav. Archit., No. 59, 1980.

14. Fujii, H. and Tuda, T., "Experimental Researches on Rudder Performance(Part 2)", Jour. Soc. Nav. Archit. Japan, Vol. 110, 1961.

15. Fujino, M. and Kirita, A., "On the Manoeuverability of Ships while Stopping by Adverse Rotation of Propeller(Part 1)", Jour. Kansai Soc. Nav. Archit. Japan, No. 169, 1978.

16. Inoue, S., Kijima, K. and Takashina, J., "A Practical Calculation Method of Ship Manoeuvering Motion", International Shipbuilding Progress, Vol. 28, No. 325, 1981.

17. Tanaka, M. and Miyata, H., "Simulation Program for manoeuvrability of Ships and its Application", Japan Shipbuilding and Marine Engineering, Vol. 11, No. 4, 1977.

18. Hirano, M., Takashina, J., Fukushima, M. and Moriya, S., "A Computer Program System for Ship Manoeuvering Motion Prediction", Mitsui Technical Bulletin, Sept. 1985, pp. 1-15.

19. Crane, C. L., "Manoeuvering Safety of Tankers : Stopping, Turning and Speed Selection", Trans.

SNAME, Vol. 81, 1973.

20. Clarke, D. and Wellman, F., "The Stopping of Large Tankers and the Feasibility of Using Auxiliary Breaking Devices", The Naval Architect, April, 1971.

21. Schoenherr, K. E., "Data for Estimating Bank Suction Effects in Restricted Water and on Merchant Ship Hulls", DTMB Report 1461, 1960.

22. Day, D., Uohage, U. and Schimidt, M., "Models for Shipbuilding Simulations", Proceedings of the 2nd International Conference on Marine Simulation, 1981.

23. Crane, C. L., "Manoeuvering Trials of a 278,000-DWT Tanker in Shallow and Deep Waters", Trans. SNAME, Vol. 87, 1979.

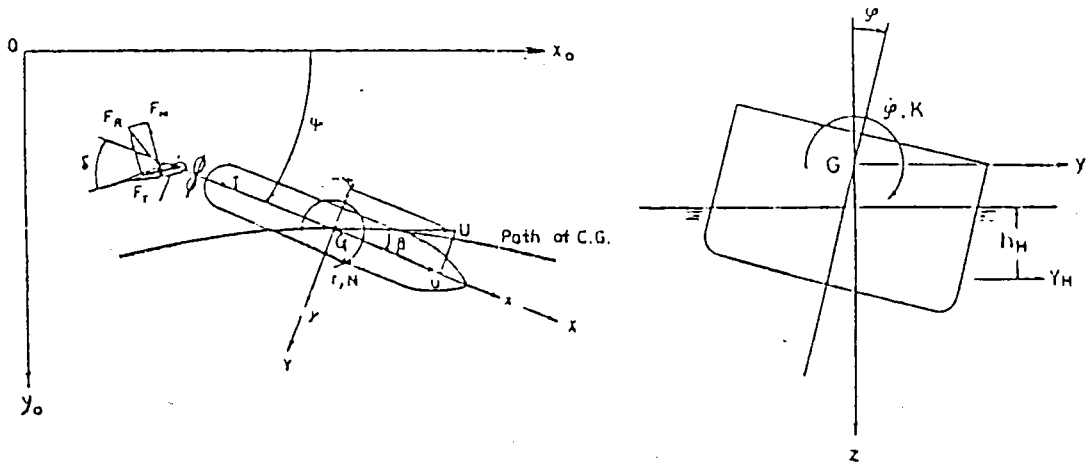


Fig. 1 Coordinate system

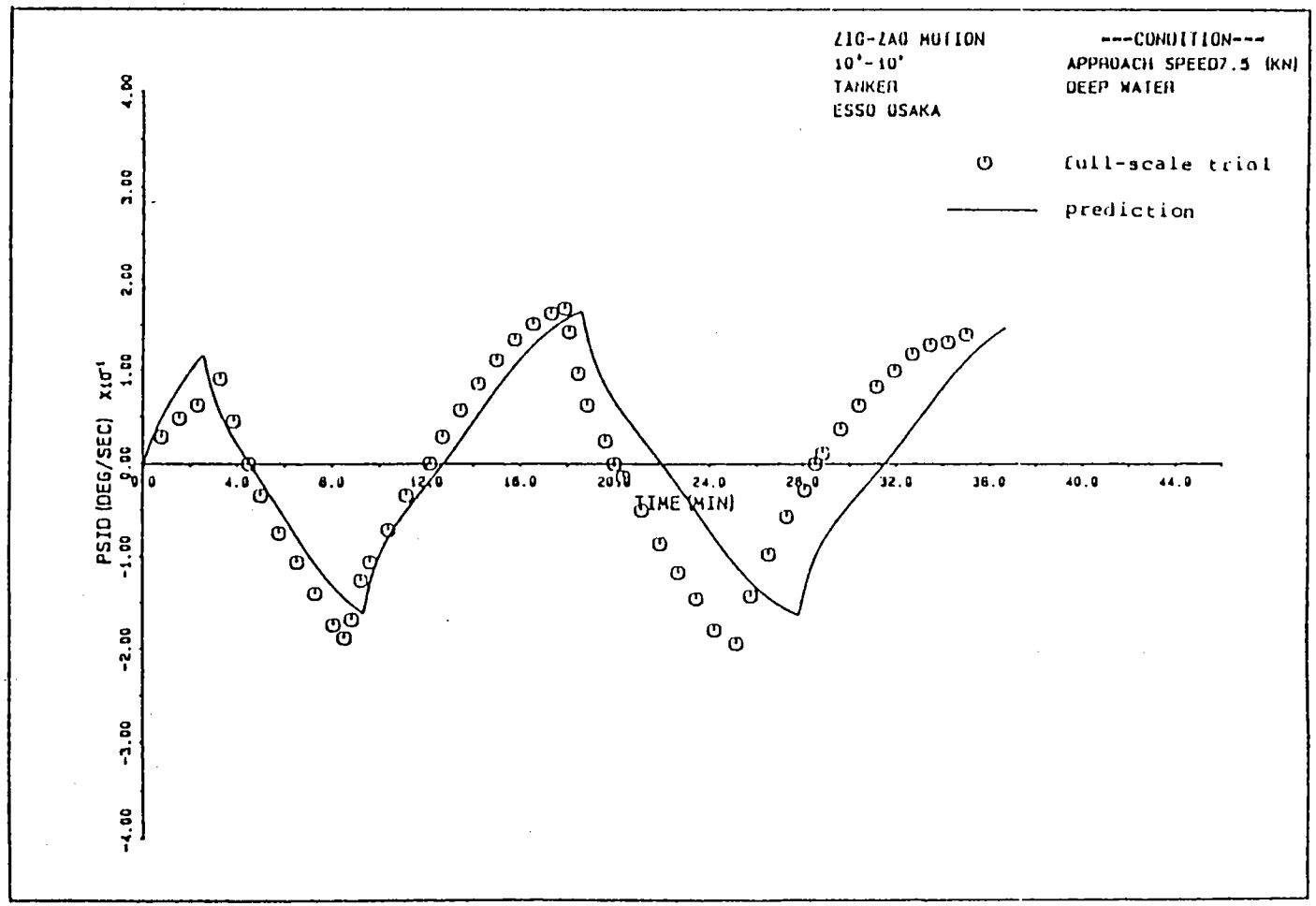


Fig. 2 Computed and measured yawing rate of ESSO OSAKA 10°-10° Zig-Zag test

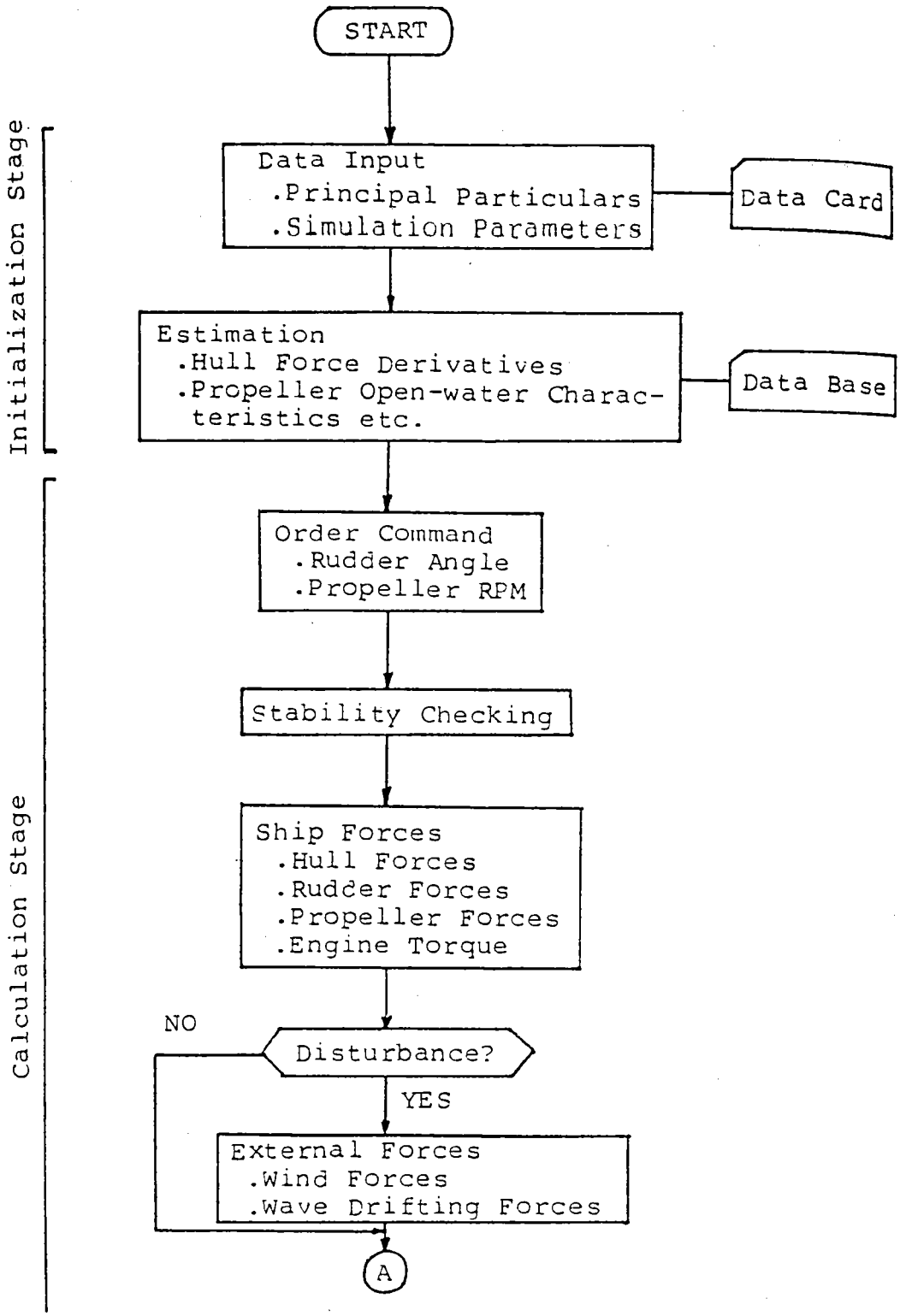


Fig. 3 Flow diagram

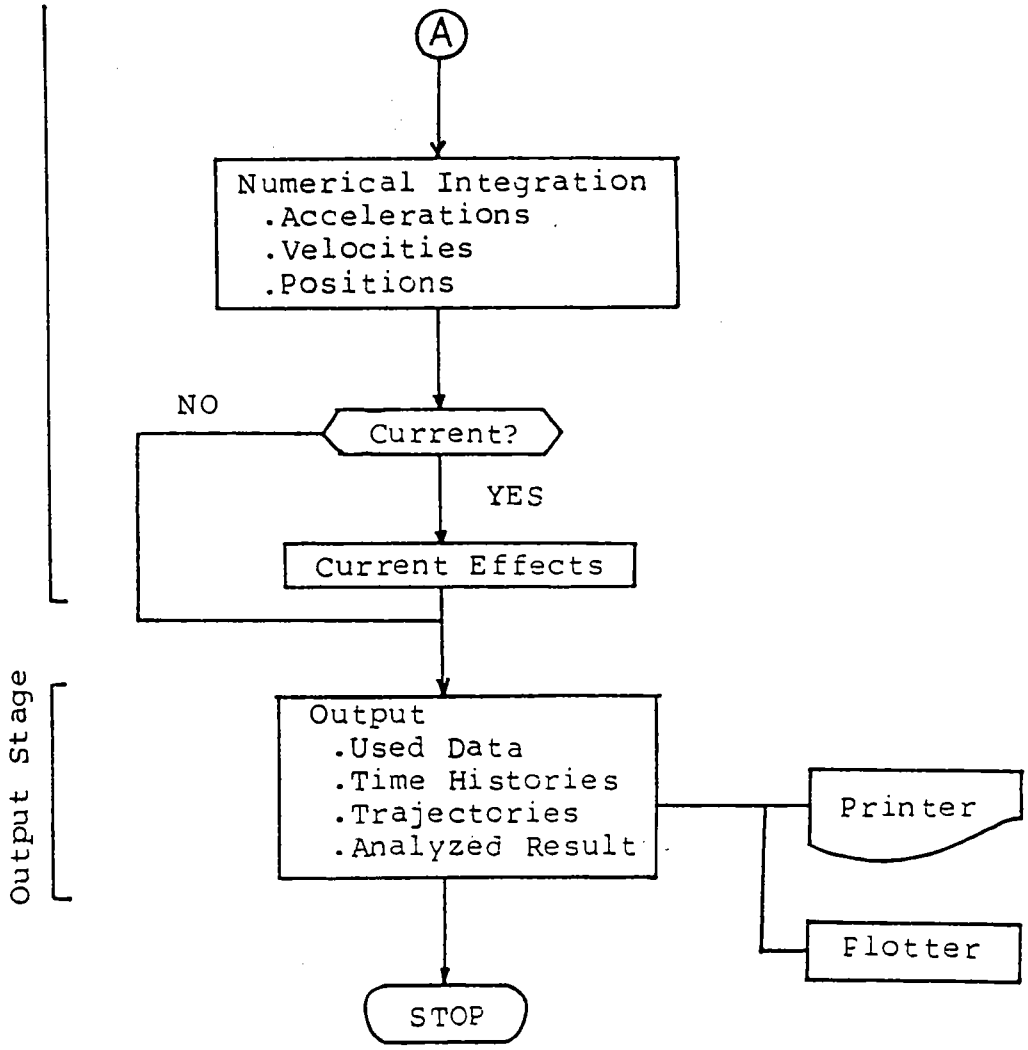

A
Numerical Integration
.Accelerations
.Velocities
.Positions
NO
Current?
YES
Current Effects
Output Stage
Output
.Used Data
.Time Histories
.Trajectories
.Analyzed Result
Printer
Plotter
STOP

Fig. 3 (cont.)

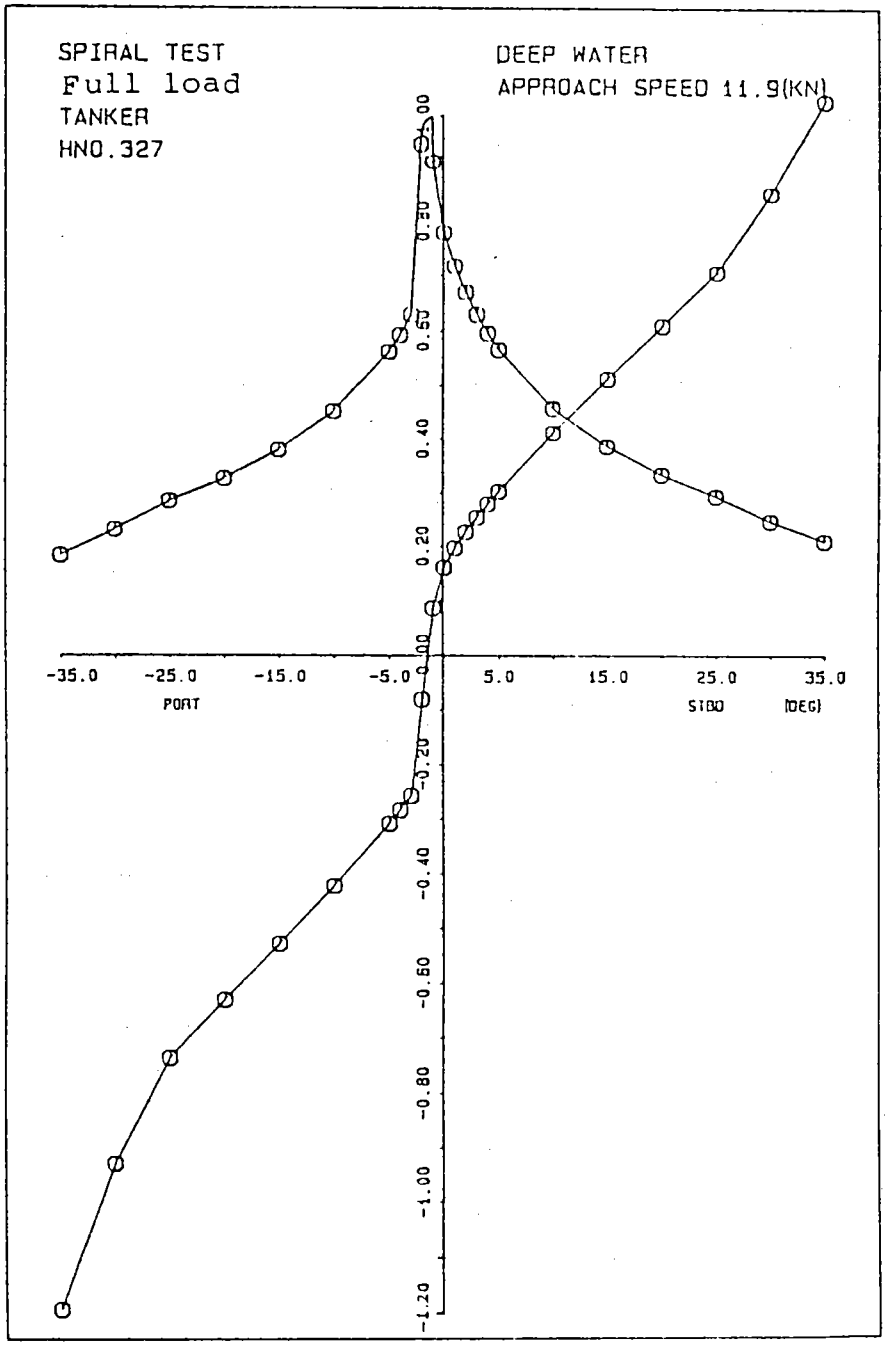


Fig. 4 Rudder command and computed result of HNO.327 spiral test in deep water

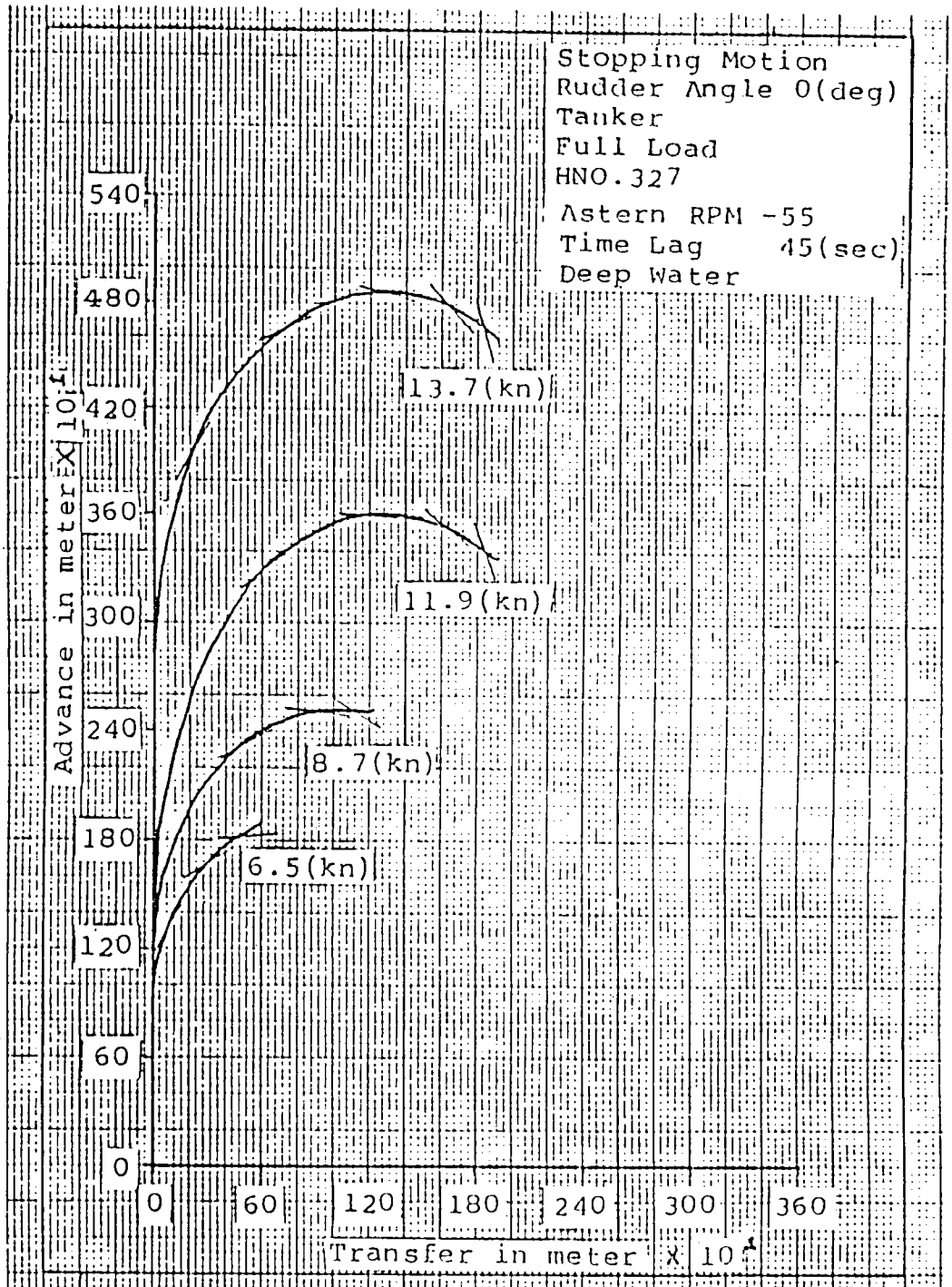


Fig. 5 Trajectory of crash stop test from various approach speed for HNO.327

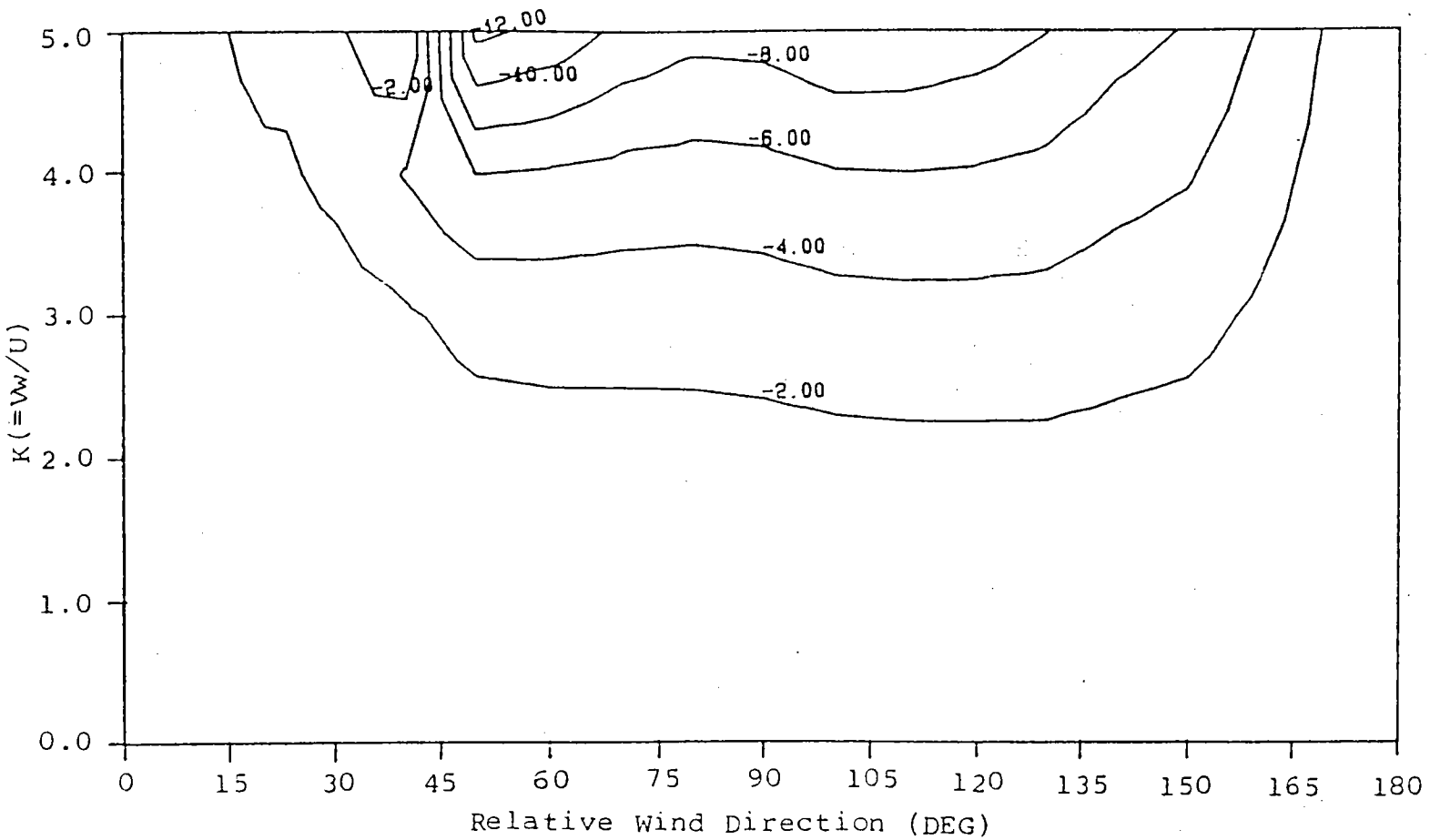


Fig.6 Coursekeeping limitation of HNO.327 under steady wind

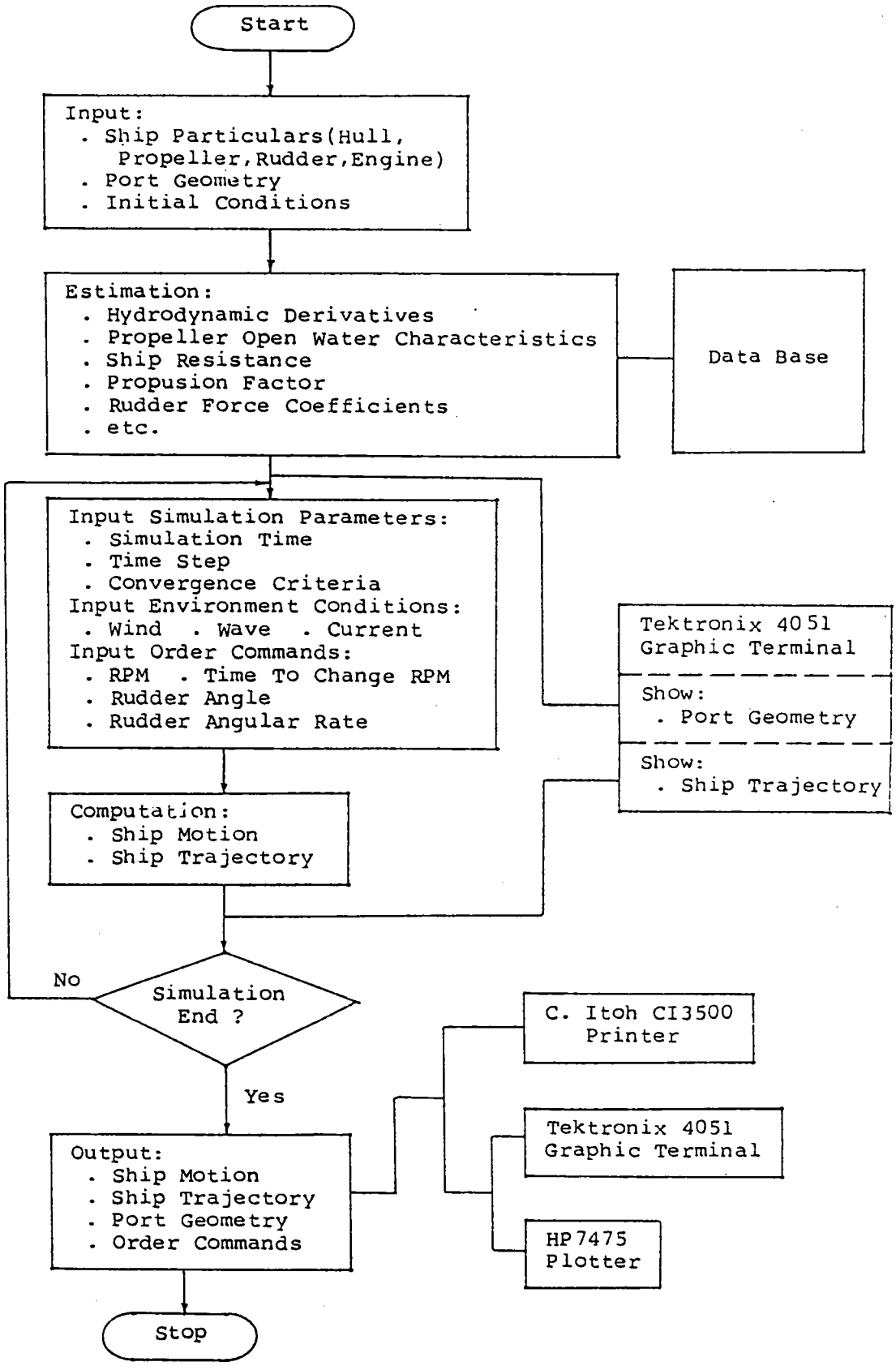
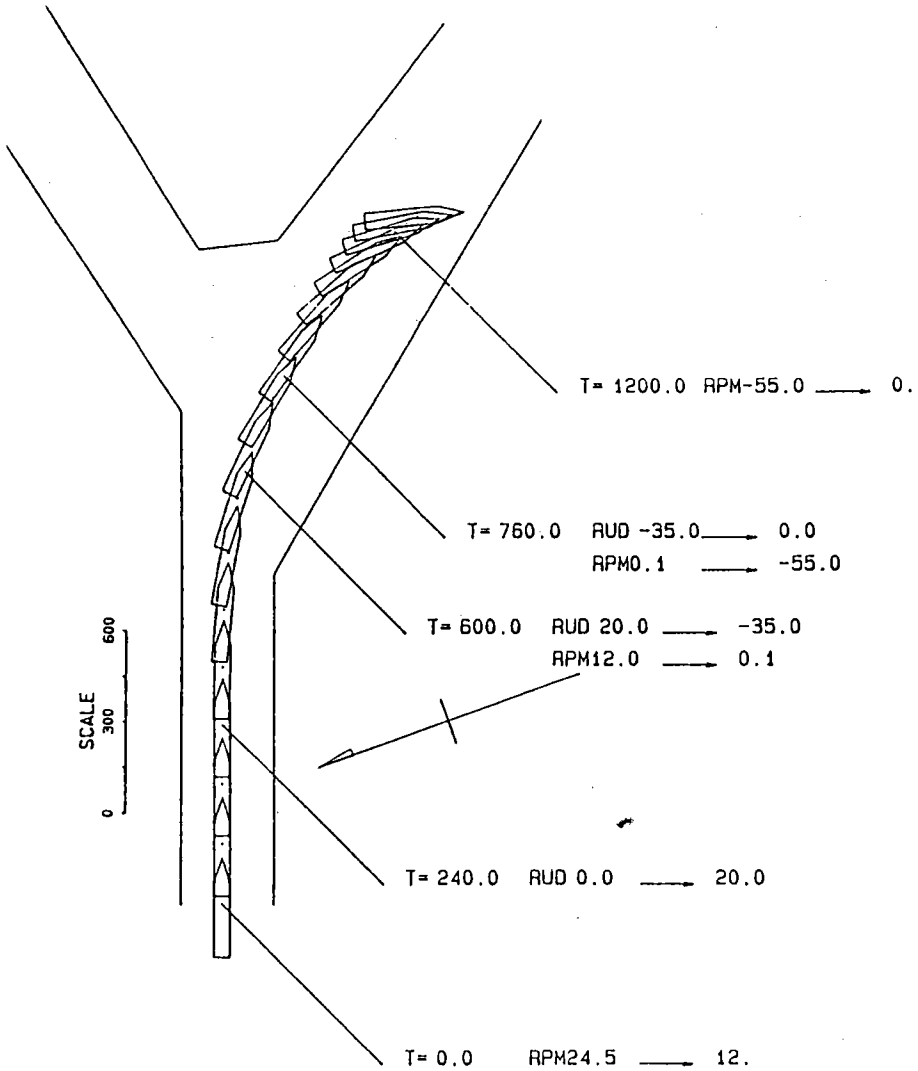
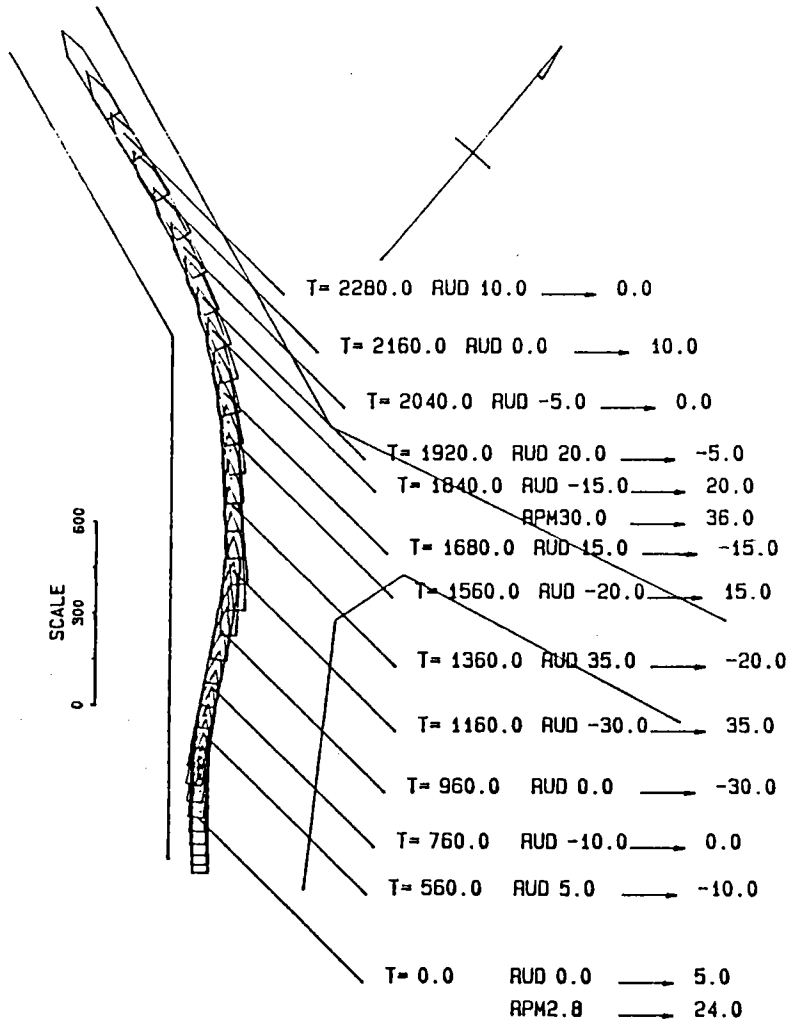


Fig. 7 Flow chart of the simulation system



TIME SEC	VS KNOT	DRIFT DEG	PSID DEG/S	PSI DEG	PRP RPM	RUD DEG	ADVNC M	TRSFR M
0	4.9	0.0	0.00	0.0	24.5	0	0	0
48	4.8	0.0	0.00	0.0	12.0	0	120	0
96	4.8	0.0	0.00	0.0	12.0	0	238	0
144	4.7	0.0	0.00	0.0	12.0	0	356	0
192	4.7	0.0	0.00	0.0	12.0	0	473	0
240	4.7	0.0	0.00	0.0	12.0	0	589	0
288	4.6	0.5	0.02	0.5	12.0	20	704	-0
336	4.6	1.3	0.04	2.1	12.0	20	817	0
384	4.5	2.2	0.06	4.4	12.0	20	930	3
432	4.5	3.1	0.07	7.4	12.0	20	1041	9
480	4.4	4.0	0.08	10.9	12.0	20	1150	20
528	4.3	4.9	0.09	15.0	12.0	20	1257	36
576	4.3	5.6	0.10	19.5	12.0	20	1361	58
624	4.2	6.1	0.09	24.2	0.1	-35	1461	86
672	4.1	5.8	0.07	27.9	0.1	-35	1557	121
720	4.0	5.4	0.06	30.9	0.1	-35	1648	161
768	3.9	4.9	0.05	33.4	-14.6	-17	1734	205
816	3.7	5.6	0.07	36.2	-55.0	0	1816	252
864	3.4	6.9	0.09	40.0	-55.0	0	1890	297
912	3.1	8.3	0.10	44.4	-55.0	0	1956	343
960	2.8	9.9	0.10	49.1	-55.0	0	2013	387
1008	2.5	11.7	0.10	54.0	-55.0	0	2062	429
1056	2.1	13.8	0.10	59.0	-55.0	0	2103	468
1104	1.8	16.2	0.10	63.9	-55.0	0	2136	503
1152	1.5	19.3	0.09	68.6	-55.0	0	2164	534
1200	1.2	23.5	0.09	73.0	-55.0	0	2185	560
1248	1.1	23.9	0.08	76.9	0.1	0	2203	582
1296	1.1	23.4	0.07	80.3	0.1	0	2219	604
1344	1.0	22.8	0.06	83.3	0.1	0	2232	626
1392	1.0	22.3	0.06	86.0	0.1	0	2244	648

Fig. 8 Entering manoeuver in harbor (Vlcc Esso Osaka)



TIME SEC	VS KNOT	DRIFT DEG	PSID DEG/S	PSI DEG	PRP RPM	RUD DEG	ADVNC M	TRSFR M
0	0.6	0.0	0.00	0.0	2.8	0	0	0
80	0.7	0.7	0.01	0.2	24.0	5	26	-0
160	0.8	1.4	0.01	1.0	24.0	5	57	-0
240	0.9	2.1	0.02	2.2	24.0	5	92	-0
320	1.0	2.7	0.02	3.8	24.0	5	133	-0
400	1.2	3.3	0.03	5.8	24.0	5	179	1
480	1.3	3.8	0.03	8.0	24.0	5	229	4
560	1.4	4.3	0.03	10.4	24.0	5	283	9
640	1.5	3.2	0.01	12.1	24.0	-10	341	17
720	1.6	1.8	-0.01	12.1	24.0	-10	404	28
800	1.7	0.7	-0.01	11.1	24.0	0	470	40
880	1.8	0.3	-0.01	10.4	24.0	0	540	53
960	1.9	0.1	-0.00	10.1	24.0	0	615	66
1040	2.0	-2.4	-0.05	8.0	24.0	-30	694	80
1120	2.0	-5.5	-0.08	2.5	24.0	-30	774	94
1200	2.0	-7.0	-0.06	-4.4	24.0	35	857	102
1280	2.1	-4.6	-0.00	-6.8	24.0	35	941	102
1360	2.1	-1.4	0.04	-5.3	24.0	35	1027	97
1440	2.2	-1.3	-0.01	-3.7	24.0	-20	1115	92
1520	2.3	-3.1	-0.05	-6.1	24.0	-20	1206	88
1600	2.3	-4.2	-0.04	-10.5	24.0	15	1299	81
1680	2.4	-3.0	-0.01	-12.5	24.0	15	1395	68
1760	2.5	-4.1	-0.05	-14.8	30.0	-15	1494	50
1840	2.6	-6.0	-0.08	-20.4	30.0	-15	1597	28
1920	2.8	-3.8	-0.00	-23.8	36.0	20	1703	-6
2000	3.0	-3.4	-0.03	-25.2	36.0	-5	1814	-48
2080	3.2	-3.7	-0.04	-28.5	36.0	0	1931	-98
2160	3.4	-3.5	-0.04	-31.8	36.0	0	2052	-159
2240	3.6	-2.0	0.00	-33.2	36.0	10	2177	-231
2320	3.8	-0.7	0.01	-32.4	36.0	0	2305	-310
2400	4.0	-0.4	-0.00	-32.2	36.0	0	2441	-393

Fig. 9 Leaving manoeuver in harbor (Vlcc Esso Osaka)

台中港港口海象調查研究

張金機* 蘇青和** 林柏青***

一、前　言

台中港位於台灣西部海岸，是一個缺乏天然屏障的人工港。每年夏季除颱風侵襲時威脅港口外，海域十分平靜；冬季時受強烈東北季風吹襲，港口波濤洶湧，流速湍急，使船舶進出港安全遭受威脅。爲了解冬季強風時，港口附近流速分佈情形，以及流速與風速、潮汐等關係，作爲擴建港口延伸防波堤規劃之依據，辦理港口海象調查研究。

二、往昔調查研究

台中港工程局成立後爲補救過去波浪資料殘缺不全，於民國60年初在北堤外海水深 19 m處安裝超音式波高計乙台，於七月中旬開始，每隔二小時紀錄外海波浪 20 分鐘。62年台中港工程局根據60年 8.月至61.年 6.月實測資料分析結果顯示，全年約有 50 %波高小於 1 m。波高與超過率關係顯示，波高超過 6 m發生之概率爲 1×10^{-5} ，以此推算再現年數約爲23年。65.年郭金棟教授根據61.年 1.月至64.年 5.月實測波浪資料統計各月份各種示性波高發生概率，示性波高年平均超過概率如圖 2 － 1 。63.年爲台中港波浪觀測資料最完整的一年，作者選擇此一年資料分析示性波高超過概率如圖 2 － 2 。綜合上述波浪分析統計結果顯示，台中港外海波高超過 2.5 m之累積概率應小於 10 %。

台中港自49.年 5.月起即有風速紀錄，當時氣象站位於現有臨港道路東

* 港灣技術研究所副所長
** 港灣技術研究所副研究員
*** 港灣技術研究所助理研究員

側約 10 m處，所測得風速不足以代表外海風速。爲取得海面風速作爲波浪推算之依據，台中港工務局於60年 9.月在北堤附近建立完成 24 m高風速觀測塔，在塔上安裝風速儀紀錄風速、風向。爲比較 24 m與 10 m高風速並在附近設置10m高風速儀，紀錄風速、風向，62年 2.月分析實測風速資料對應關係，發現北堤 10 m風速 V_{10} 與 24 m風速 V_{24} 之比 V_{10}/V_{24} 約爲高程比 10／24 之¼次方。（即 $V_{10}/V_{24}=(10/24)^{1/4}$ ）。本所計算廻歸方程式爲 $\log V_{10}=1.075\ \log V_{24}-0.19$ 。原氣象站10 m高之風速 V_{off} 與北堤海邊 10 m高風速 V_{10} 之關係爲 $V_{10}=1.5\ V_{off}+0.8$ 。

流速觀測方面，台中港工程局曾於60年 6.月14.及 15.日在原有北防波堤南方 2500 m 、水深 9.7 m及 19.4 m處作連續 25 小時流速觀測，在風平浪靜時，取得極爲短暫之零星流速資料。經作調和分析，求得水深19.4 m處中層之恆流約爲 30 cm／sec 。71.年本所接受中油公司委託辦理港口海、氣象調查研究，觀測港口附近流速，70.年11.月 7.日20.時，風速 22 m／sec ，測得北堤堤頭海側 500 m處最大流速爲 146.3cm／sec 。70.年11.月 27.日 8.時，北堤風速爲 23 m／sec 時，測得堤頭海側 50 m處之最大流速高達 211.95cm／sec，流速受風速及漲落潮影響極爲顯著。

日據時代，新高港修建時即有台中港潮汐觀測資料，根據該項資料，民國二十九年，最高潮位爲 5.6 m，全年大潮平均高潮位爲 5.0 m，平均潮位爲 2.9 m。光復後，40.年至54.年曾斷續觀測潮汐。台中港工程局成立後，在60.年初裝設自動檢潮儀，根據60.年 3.月至65.年 2.月資料分析得台中港潮汐統計，如表 2－1 。

表2－1　台中港潮汐統計表（60年3.月～65年2.月）

項　　目	潮位值（m）	備　　註
最高潮位（H.H.W.L.）	5.86	五年間最大值
大潮平均高潮位（M.H.W.O.S.T.）	5.19	
小潮平均高潮位（M.H.W.O.N.T.）	3.91	
平均高潮位（M.H.W.L.）	4.58	
平均潮位（M.T.L.）	2.72	
平均低潮位（M.L.W.L.）	0.88	
小潮平均低潮位（M.L.W.O.N.T.）	0.71	
大潮平均低潮位（M.L.W.O.S.T.）	0.05	
最低潮位（L.L.W.L.）	－0.26	五年間最小值
最大潮差（Max.T.R.）	5.64	
平均潮差（Ave.T.R.）	3.70	

三、現場調查及基本資料處理

海象調查觀測站位置如圖3－1所示。風速觀測站位於北海堤邊距北防沙堤約500 m，距高潮位時汀線約10 m，高程爲27 m。台中港外海冬季因鋒面接連而來，風大浪高流急，辦理海象調查工作非常艱難。本所同仁經常冒七級以上強風出海作業三十五次，潮波儀、流速儀、燈標及浮標等遭受破壞，兩部流速儀因而流失。雖然如此，所獲得之資料仍相當有限。謹將資料處理結果敘述如后：

㈠流速：

流況、潮汐、風速及波浪等調查資料經輸入VAX－780電腦後，即可辦理各種統計、分析。自74年12月至76年3.月間各測站流速調查所得

資料統計結果重要特性如表3－1。測站平均流速除F站因資料太少且較靠近岸邊外，大都介於25cm/sec與35cm/sec之間。各季最大流速超過100cm/sec，三、四月間之最大流速則約在70cm/sec與90cm/sec之間，最大流速之流向大都偏西南向，最常發生之流向冬季爲SW向，三、四月季風轉型期則偏NE向。

表3－1　各測站流速、流向統計特性

附表	測站	時間	平均流速 (cm/sec)	最大流速 (cm/sec)	最大流速之流向 (°)	最大流速發生時間	最常發生流向	資料可用率 (%)	備註
I-1	BU	86/01/16-86/02/25	36.4	101.8	223.7	01/22/11	SW	100	
I-2	BU	86/03/07-86/04/03	26.5	69.5	218.1	03/23/28	NNE	100	
I-3	BU	86/04/04-86/04/23	31.5	94.1	220.0	04/11/21	NNE	100	
I-4	BD	86/01/16-86/02/25	34.8	116.7	224.9	02/07/07	SW	100	
I-5	BD	86/03/07-86/04/03	35.1	75.9	233.8	03/23/08	NNE	100	
I-6	BD	86/04/04-86/04/23	27.5	76.7	227.5	04/12/00	NNE	100	
I-7	C	86/03/11-86/04/02	18.6	43.0	37.1	03/13/09	NNE	20.4	資料太少
I-8	D	86/01/29-86/03/06	32.1	94.6	222.7	02/06/10	SSW	88.7	
I-9	D	86/03/08-86/04/03	25.8	76.3	219.4	03/23/03	NE	100	
I-10	D	86/04/08-86/04/23	9.2	33.0	43.9	04/08/19	NE	43.4	
I-11	E	85/12/27-86/01/18	38.7	184.5	219.5	12/31/21	SW	100	
I-12	F	86/01/03-86/01/05	54.8	83.3	224.7	01/15/09	NNE	100	資料太少
I-13	S	86/04/08-86/04/23	24.8	104.7	197.8	04/12/00	NNE	100	
I-14	BU	86/12/02-87/01/06	35.7	117.4	227.8	12/07/18	SW	97.2	
I-15	G	87/03/04-87/03/24	19.0	57.9	265.9	03/15/16	NNE	100	
I-16	H	87/03/05-87/03/24	14.8	37.7	49.3	03/07/15	NE	100	

㈡風速：

本所風速觀測站位北沙堤附近，距漲潮時汀線約10 m，高程27 m，氣象局台中港測候站風速計安裝在港務大樓樓頂上，高程約爲40m，兩觀測站74.與75.兩年度平均風速分佈概率如圖3－2。比較兩測站平均風速分佈顯示，本所北沙堤測站風速較氣象局台中港測候站風速略大，全年有50.%以上，風速在5 m/sec以下，大於15 m/sec則約爲5%，超過20 m/sec（含颱風）小於1%，圖3－3及3－4分別爲本所北沙堤測站與氣象局台中港測候站月平均及最大風速北較，雖然氣象局測站較高，但本所測站較靠海邊，不受地物影響。因此

，不論月平均或月最大，本所觀測值均稍微偏大。

㈢波浪

75.年12.月波浪觀測資料顯示，冬季平均示性波高約爲2 m，最常發生週期介於7與8秒間。由於波浪觀測設施屢遭破壞，資料太少，不足以作爲研判台中港外海之依據。

四、海、氣象資料相關特性

㈠流速、風速及潮位延時特性

風速與潮汐爲影響台中港外海流速之兩大主要因素，各測站流速、風速與潮位延時特性概述如下：

1. B測站：位於北防波堤堤頭海側約600 m處，低潮下水深約爲20 m，觀測時分別在水面下4 m（BU）及18 m（BD）安裝流速儀，觀測期間自75.年1.月16.日至4.月23.日，部份流速、風速與潮位延時如圖4－1。東北季風增強時，風驅流成份顯著增加；東北季風減弱時，流速主要成份爲海洋恆流與潮流，流向隨漲退潮變化。B站上層（BU）與底層（BD）兩測點流速幾乎同步，流速大小僅有些微差異。

2. C測站：位於北堤堤頭西北側約850 m，水深約爲22 m，因流速儀被漁網纏住，僅取得極少資料。

3. D測站：位於北防沙堤海側約1000 m 處，水深約爲18 m ，儀器安裝在水面下4 m，觀測期間自75.年1.月29.日至3.月6.日，流速與風速延時相關特性與B站相似，東北季風增大時，流速隨之加大，流向偏西南，沿岸流爲主要成份，平均流速約爲30 cm／sec。

4. E測站：設在北沙堤堤頭北側約400 m處，水深約爲4 m，流速儀安裝在水面下2 m處，本測站離岸甚近，受波浪碎波所產生之沿岸流影響極爲顯著，觀測時間自74.年12.月27.日至75.年1.月18.日，風速與潮位延時如圖4－2。74.年12.月31.日21.時，風速16 m／sec，測得流速爲184 cm／sec，在風

速較大時，流速隨漲落潮產生巨幅振盪，研判此測點流速，除受風速與潮汐影響外，因漲退潮使碎波帶位置改變，測點受碎波所產生沿岸流影響之強弱有直接關係，此種現象與70.年11.月在港口北防波堤海側約 50 m處所測得流速、風速與潮位延時特性極爲一致。

5. F 測站：位於北防沙堤堤頭西北側約 600 m處，水深約爲 8 m，觀測儀器受漁網纏住，僅取得短暫資料。

6. G 測站：位於北堤堤頭海側約 50 m處，與70.年觀測時 C 測站約略在同一位置，儀器安裝在水面下 4 m，觀測時間爲76.年 3.月 6.日至24.日，冬季季風期已過，流速、風速及潮位延時如圖 4 － 3 。流速隨風速增大而加大。因沿岸流受防波堤束流影響，東北風盛吹時，流向有偏西之趨勢，與70.年觀測結果極爲一致，風速較大時，流速受漲落潮影響產生巨幅振盪。

7. H 測站：位於北防沙堤西北側約 1000m處，水深約爲 17 m，流速儀安裝在水面 4 m，觀測期間與 G 測站相同，流速、風速與潮位延時變化與 G 測站相似，但受潮汐漲落影響較 G 站緩和。

8. S 測站：位港口西南側約 600 m處，流速儀安裝在水面下 4 m處，74.年 4.月 8.日起開始觀測至 4.月23.日止，流速隨風速增加，當風速減低時，流速隨漲退潮變位，振幅約爲 10 ～ 15 cm／sec 。

(二)流速與潮汐特性

潮位範圍在 0 與 5 m之間，潮位能譜分析結果如圖 4 － 4 ，主要成份爲半日潮與全日潮振幅約爲 1.6 m至 1.7 m，全日潮振幅約在 0.3 m與 0.4 m之間。半日潮能量約爲全日潮能量的二十餘倍，流速能譜顯示，除長週期能量佔極大部份比例外，當風速較小時半日週期能量較日週期能量略大，但不如潮位顯著，風速增大時日週期能量反而較大，研判此係受海底摩擦影響所致。

流速與潮位相關性分析結果顯示，除 E 測站水深較淺，流速受漲退潮

影響較顯著，高達0.52 外，其餘測站在冬季東北季風盛吹時，相關性均甚小，冬季東北季風過後，潮汐對流速影響逐漸增大。以B測站BD測點爲例，潮位與流速相交關係數如表4－1，隨冬季季節風消逝，潮位與流速交相關係數顯著增加。

表4－1　BD測點潮位與流速分量交相關係數

時　　間	01/16-01/29	02/03-02/25	03/07-04/03	04/04-04/23
E－W	0.23	0.17	0.32	0.45
N－S	0.22	0.16	0.33	0.34

㈢流速與風速相關特性

流速與風速統計方塊圖顯示，冬季約有 80 %以上風向偏NE，而同時間流速約有 60 %以上流向偏西南，絕大部份時間流速在30 cm／sec以下。冬季過後，在三、四月間，雖然東北風向仍佔大部份，但風速轉弱，流向由偏西南轉爲偏北及東北，流速大都在30 cm／sec以下。風速能譜分析結果，如圖4－5顯示日週期風速能量在向離岸分量極爲顯著，而沿岸方向則無此現象，此與台中港區風速統計特性相當一致。根據台中港區風速統計特性顯示，每天下午二時風速最大，凌晨時風速最小。

流速與相對應時間風速向量進行圖顯示，各測站流速向量進行路徑完全決定於相對應時間之風速與風向。B測站BU及BD兩測點流速向量進行特性極爲相似，如圖4－6(a)及(b)，其相對應，風速向量進行路徑如圖4－6(c)，除第 10 至 13 天及第 15 天至 16 天風速減速，進行路徑縮短，流速前進路徑偏向東北外，其餘時間吹東北風流速均往西南前進。G站因距北防波堤約只有 50 m，當東北季風增強，流速進行路徑偏向西，風速減小時，前進路徑轉爲北北東，如圖4－7。

各測站流速與風速交相關係數及延時如表4－2。

表４－２　流速與風速交相關係數與延時

測站	時間	東西分量		南北分量		沿岸分量		向(離)岸分量	
		係數	延時(hr)	係數	延時(hr)	係數	延時(hr)	係數	延時(hr)
BU	86/01/16-86/01/29	0.88	1	0.81	2	0.89	2	0.26	-
BD	〃	0.89	1	0.82	1	0.89	1	0.21	-
BU	86/02/03-86/02/25	0.88	3	0.82	3	0.89	3	0.18	-
BD	〃	0.79	2	0.73	2	0.81	2	0.21	-
BD	86/03/07-86/04/03	0.70	1	0.63	6	0.75	2	0.18	-
BD	86/04/04-86/04/23	0.63	7	0.64	9	0.69	7	0.27	-
D	86/03/08-86/04/03	0.71	5	0.60	1	0.69	3	0.18	-
E	85/12/27-86/01/18	0.76	2	0.72	2	0.82	2	0.23	-
S	86/04/03-86/04/23	0.55	5	0.69	7	0.71	5	0.28	-
G	86/03/06-86/03/24	0.64	1	0.33	-	0.57	2	0.35	-
H	86/03/05-86/03/24	0.60	2	0.46	6	0.62	2	0.20	-

除向離岸分量外，冬季東北季風盛吹時，各分量流速與風速交相關係數高達 0.8 以上，隨東北季風減弱，流速與風速相關係數逐漸減小，而流速與潮位關係逐漸提高。B測站BD測點流速與風速沿岸分量交相關係如圖4－8。在一、二月時係數高達 0.89 ，而在四月所測得資料分析結果顯示，沿岸交相關係數減爲 0.69 。東北及南北分量亦分別減爲 0.63 及 0.64 。向離岸交相關係數，除G站爲 0.35 外，其餘測站均在 0.3 以下，研判G測站係數防波堤導流影響。

本次流況調查B測站流速與風速對應，關係如圖4－9，BU與BD兩測站流速與風速關係相當一致。風速小於 6 m／sec 時，對流速影響不顯著，廻歸曲線中，流速可視爲恆流加風驅流之組合，當潮流與風驅流同向時，流速增強，反之，流速減弱。雖然此次調查未能取得風速 20 m／sec以上流速資料，利用廻歸方程式計算風速 20 m／sec時之流速爲 101cm／sec 。由資料點上限包絡線推估，風速 20 m／sec 時流速約爲 140cm／sec ，此值與70年在觀測點附近距離約 100 m處所測得資料相當符合。上限資料點與廻歸值相差約 40cm／sec。從流速與風速資料點分佈情形顯示，風速較小時，資料點分佈幅度約在廻歸線上、下 20cm／sec 範圍內，隨風速增加，資料點分佈幅度增大，由此可以研判，B測點潮流振幅約爲 20cm／sec。風速增加波浪較大，B點在低潮位轉潮時較接近碎波帶，受防波堤強制列流影響顯著增加，此種現象越靠近防波堤越顯著。70年冬季本所在北防波堤堤頭海側 50 m處，測得風速 22 m／sec時，漲落潮流速振幅超過 50cm／sec，本次調查G測站亦設在防波堤堤頭海側 50 m處，當平均風速在 8 m／sec 附近時，流速受潮汐漲落影響振幅超過 20cm／sec，而同時間在北防沙堤堤頭西北側 1000 m處之H站所測得流速顯示受潮汐漲落影響幅度約僅爲G站之一半。

本次調查各測站所測得最大流速、流向及發生最大流速時之風速、風向歸納如表4－3。除E點太靠近岸邊外，B測站BU點在風速 18 m／sec 時，測得流速 117.4cm／sec ，BD點在風速 11.9 m／sec 測得流速爲 116.7cm／sec ，其他約在 100cm／sec 左右。

表4－3　觀測期間最大流速、流向

測站	觀測期間	最大流速發生時間	最大流速(cm/sec)	最大流速流向	風速(m/sec)	風向	同時間其他測站流速(cm/sec)	備註
BU	75/01/16-02/25 75/03/07-04/23	01/22/11	101.78	SW	14.4	NE	D:94.59 BD:83.5	
BD	75/01/16-02/25 75/03/07-04/23	02/07/07	116.72	SW	11.9	NE	BU:65.64 D:66.15	
BU	75/12/02-12/30	12/07/18	117.42	SW	18.0	NE	BU:92.30	
D	75/01/29-04/23	02/06/0	94.58	SW	15.2	NE		平均流速 38.72cm/sec
E	74/01/20-75/01/18	12/31/21	184.52	SW	16.0	NE		
F	75/01/03-01/05	01/05/09	83.33	SW	15.0	NE		
S	75/04/08-04/23	04/12/00	104.69	S	12.4	NE		

㈣波浪特性

觀測期間因潮波儀屢遭破壞，共安裝六次，卻只能取得殘缺不全之波浪資料。觀測期間，測得B測站在75.年12.月22.日0時最大示性波高達5.2 m，當時風速爲12.5 m／sec，十二月份示性波高大部份集中在1 m與3 m之間，示性週期則分佈在7 sec與8 sec間。W與H測站在三、四月間所測得波高大都在1.5 m以下，週期在6 sec與8 sec之間。

五、結　論

㈠台中港港口附近海流主要可分爲恆流（如黑潮流），潮流、風驅流及沿岸流（含裂流）四個成份。冬季東北季風增大時，風驅流顯著增加，沿岸因碎波產生之沿岸流受北防波堤阻擋在港口附近造成較大之東流。北防波堤堤端100 m以內流速較大，往外延伸流速有減小之趨勢。

㈡東北季風盛吹時，海流主要成份爲風驅流，流向爲西南向，沿岸分量風速與流速之交相關係數高達0.89，延時約爲二小時，風場領先流場。當風速減弱時，流速隨之減小，流向隨潮汐漲落而改變。

㈢風速較大時，靠岸邊或在堤頭附近測點，受漲落潮碎波帶位置變化影響，低潮時碎波帶接近測點沿岸流成份加大，且與潮流同向，流速急遽增大；高潮時，碎波帶遠離測點，沿岸流成份減小，潮流與風驅流方向相反流速大幅減小，因此，流速感潮振幅較大。

㈣台中港港口附近恆流流向爲東北向，流速約爲30cm／sec。流速能譜顯示潮流主要成份爲半日潮流及全日潮流，半日潮流較全日潮流爲大，潮位與潮流延時約爲一至二小時。東北季風增強時，潮位與流速關係減弱，隨風速減小潮位與流速關係增大。

㈤本次調查雖未測得風速20 m／sec以上港口流速資料，但由B測站BU測點風速與流速關係顯示，風速在20 m／sec時，流速可達140 cm／sec以上，此結果與71.年所測得22 m／sec風速146cm／sec流速相當一致。研判防波堤堤頭100 m以內流速可達200cm／sec以上。

㈥港口B測站水面下4 m及18 m兩測點之流速延時變化及向量進行圖

極爲一致，顯示港口附近流速垂直分佈極爲均勻。

(七)潮位能譜分析顯示半日潮振幅約在 1.6 與 1.7 m之間，全日潮振幅則在 0.3 與 0.4 m間，半日潮能量約爲全日潮的二十餘倍。

(八)台中港務局60.年至65.年所測得波浪資料統計結果顯示外海波高超過 2.5 m之累積概率約爲 10 %；65.年至69.年北堤 24 m高風速超過 15 m／sec 之累積概率約爲 12 %。

六、參考文獻

(一)「台中港海岸氣象及海象調查研究」，台中港工務局，62.年 6.月。

(二)郭金棟「台中港區波浪預報方法之研究」，中興大學土木系，65.年 3.月。

(三)曾哲茂「台中港東北季風期間風、浪特性分析以及簡易波浪預報模式之推導」，台大海洋研究所碩士論文，71.年 6.月。

(四)梁乃匡等「台中港口流況調查研究」，港灣技術研究所專刊第六號，71.年 12.月。

(五)「台中港進泊十五萬噸級船舶可行性研究報告」，台中港務局，74.年 4.月。

(六)蘇青和「興達港外淺水地區海流特性及成因研究」，台大海洋研究所碩士論文稿。

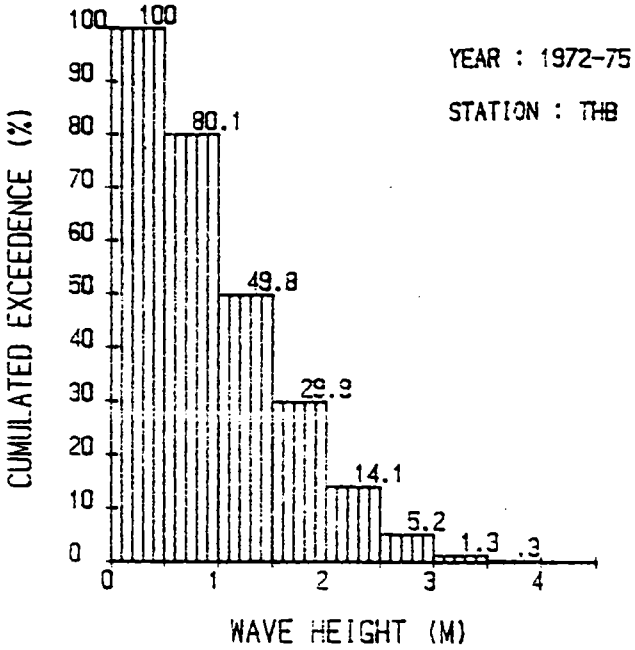


圖 2 － 1　61.至64.年示性波高概率分佈（郭）

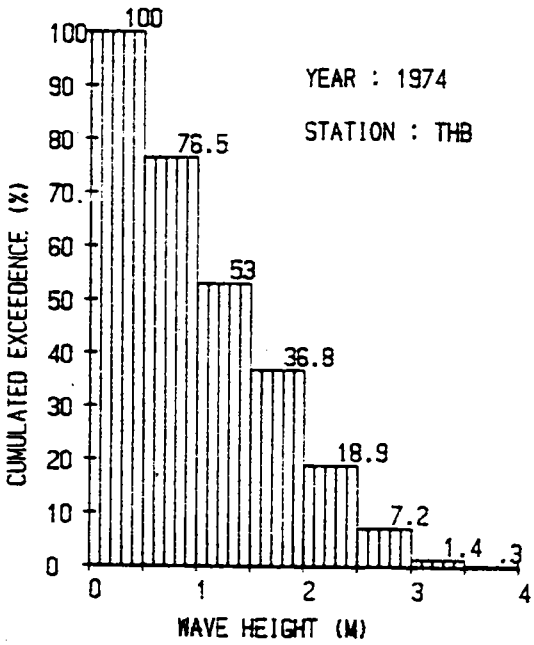


圖 2 － 2　63.年示性波高概率分佈

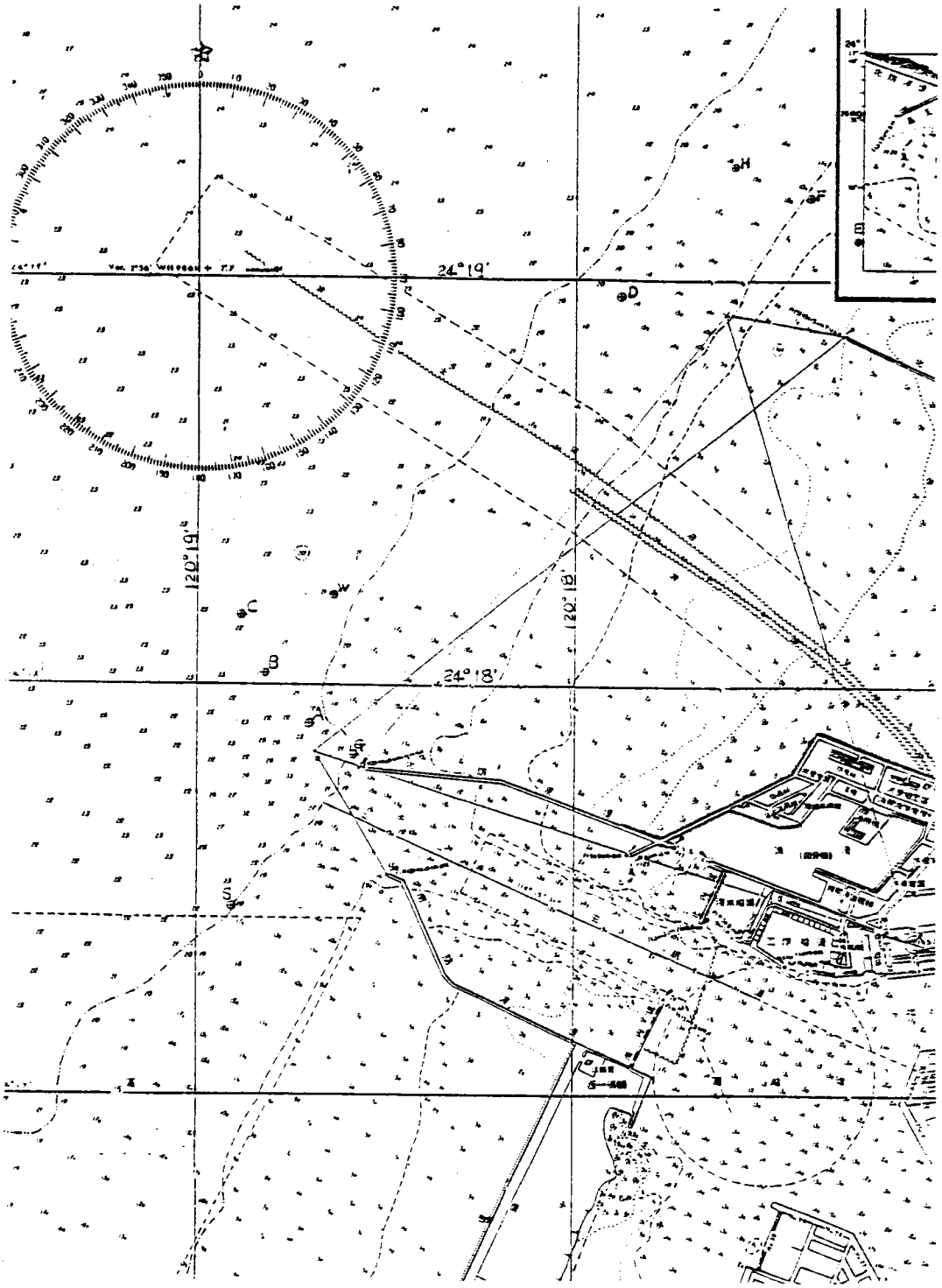
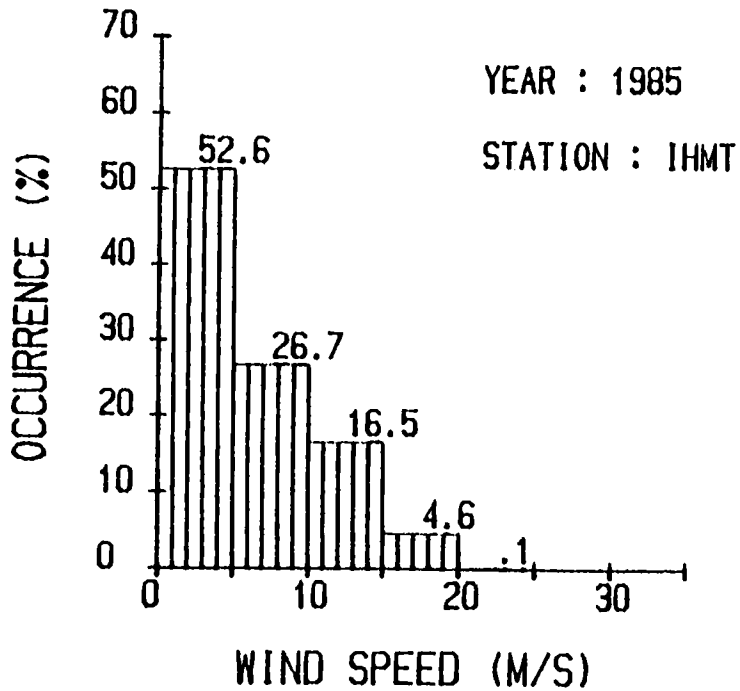


圖3－1　觀測站位置圖



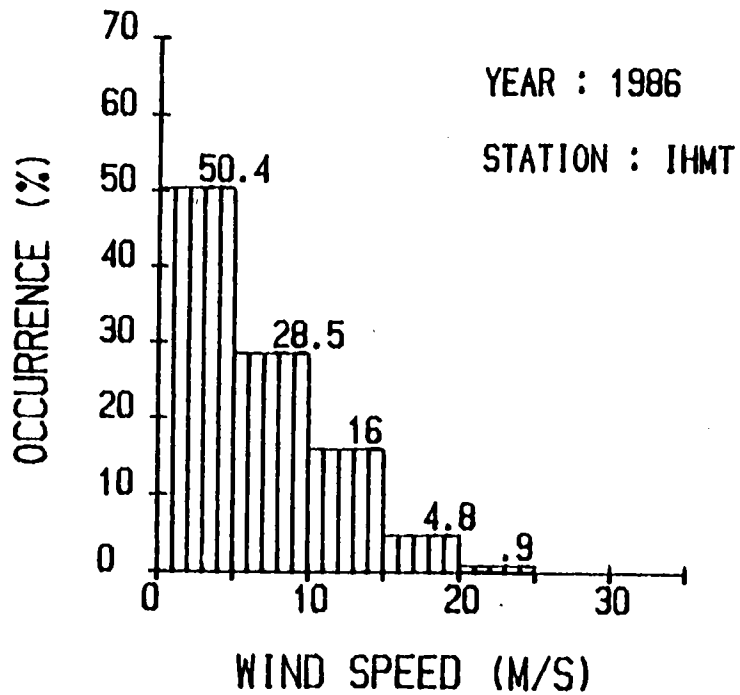
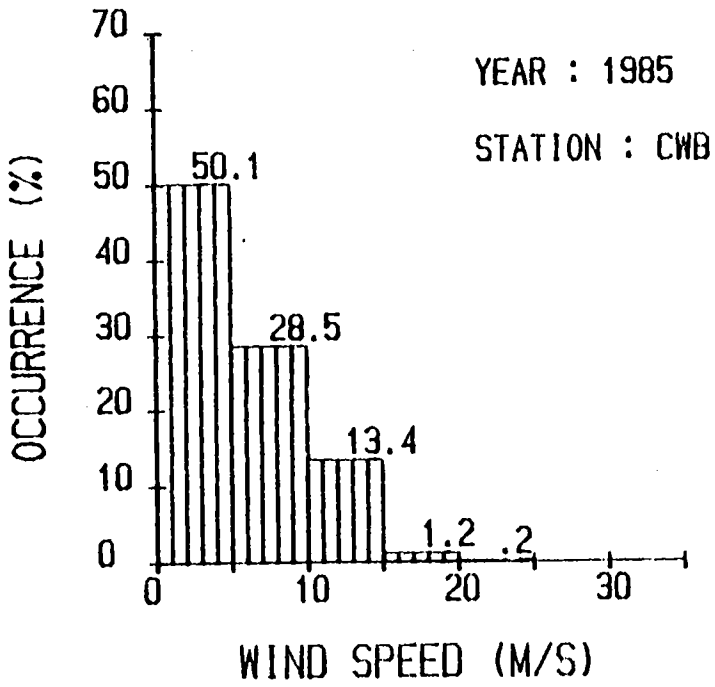


圖 3 － 2 (a)　本所北沙堤觀測站風速分佈



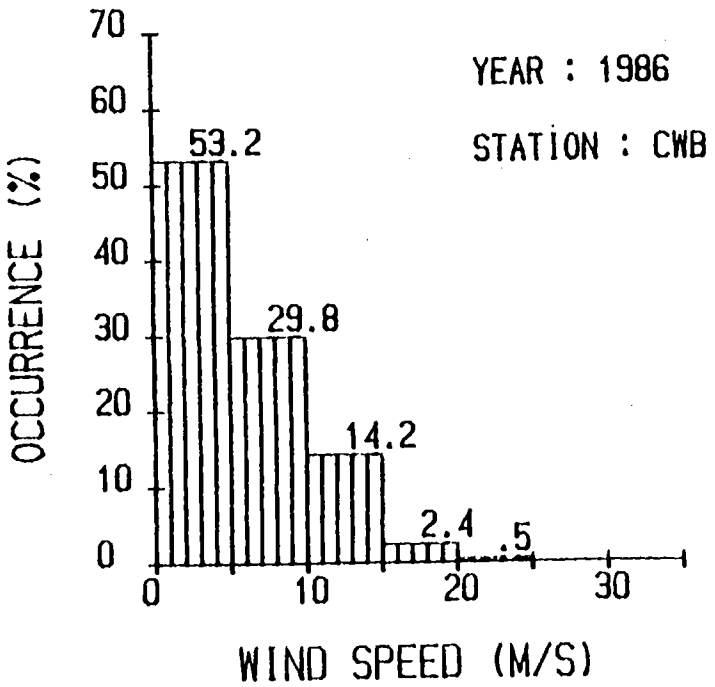


圖 3 － 2 (b)　氣象局台中港測站風速分佈

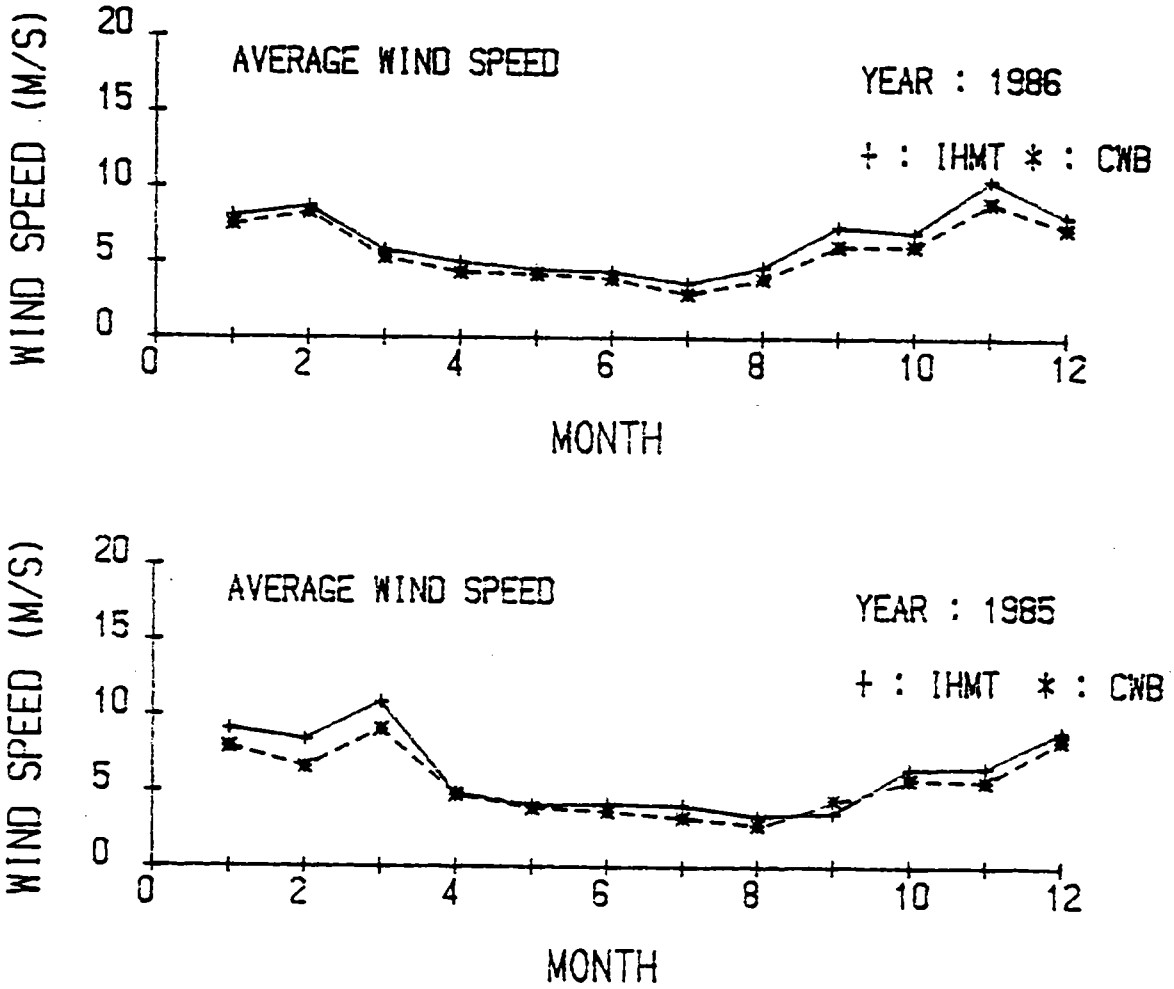
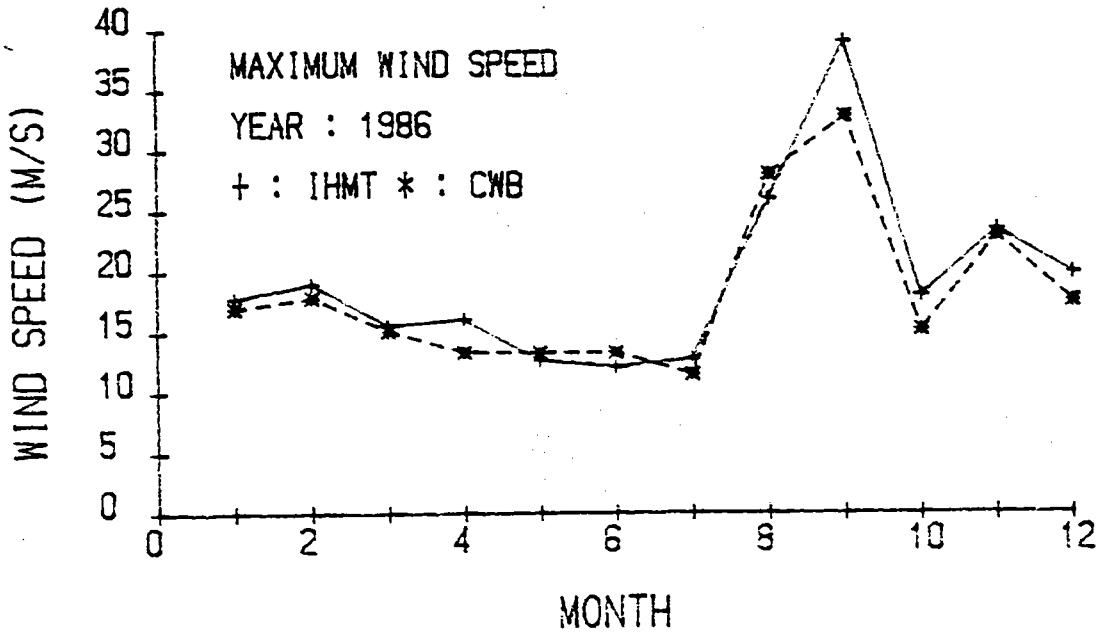


圖３－３　本所與氣象局測站平均風速比較



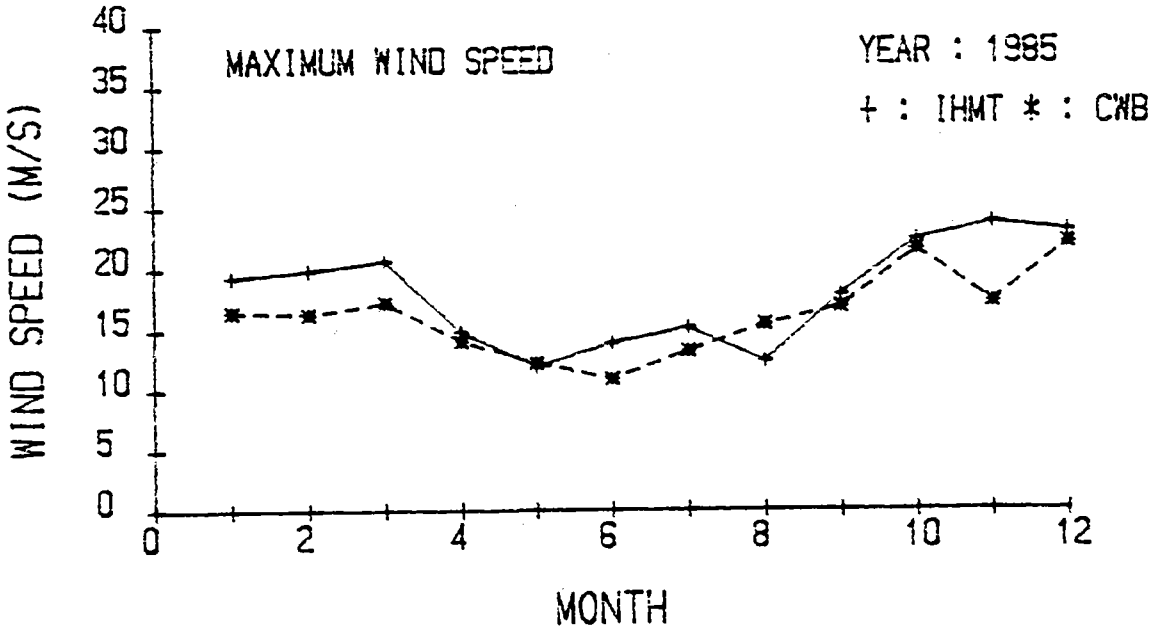


圖 3 － 4　本所與氣象局測站月最大風速比較

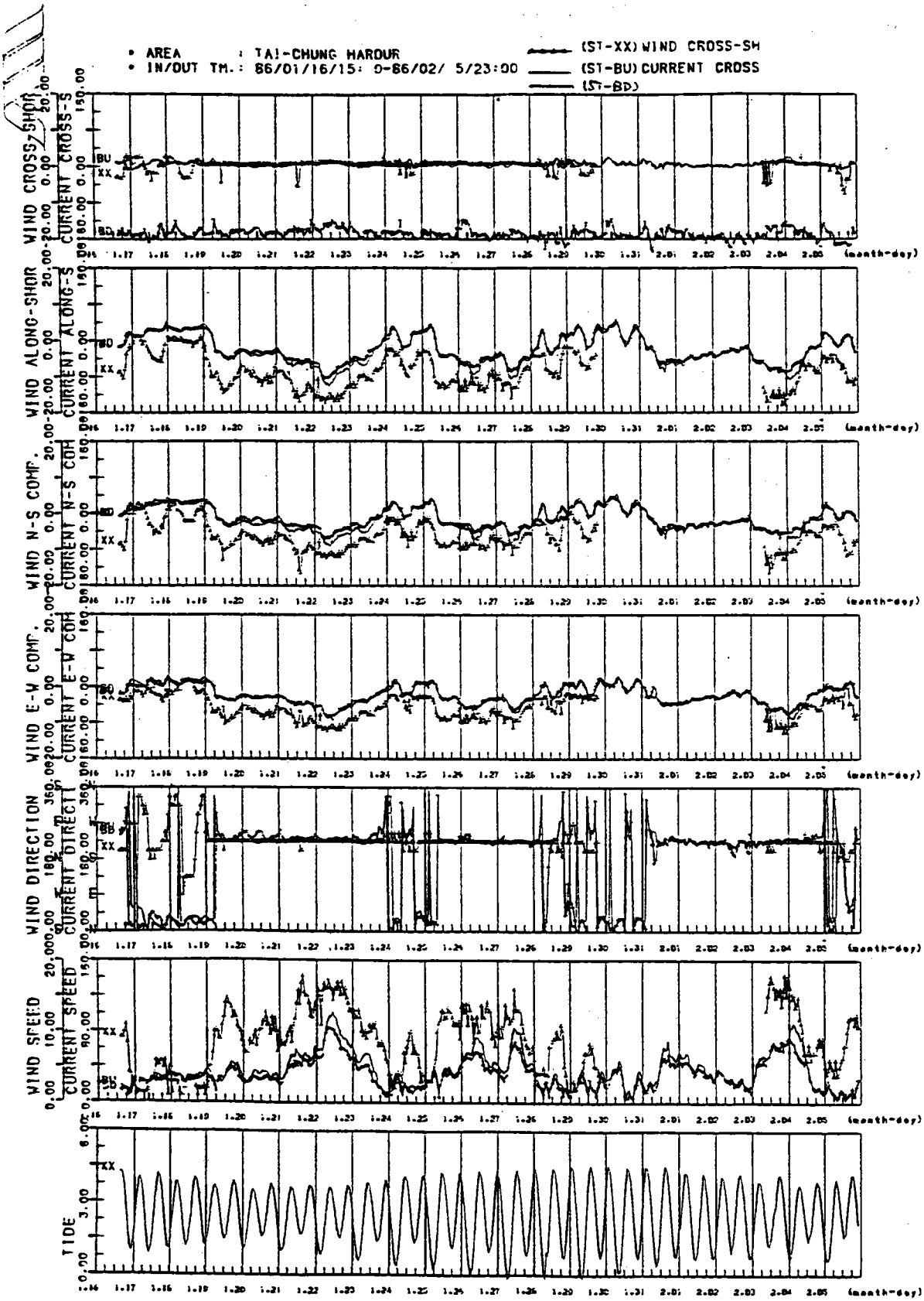


圖 4 － 1　B測站流速、潮位及風速延時變化（含分量）

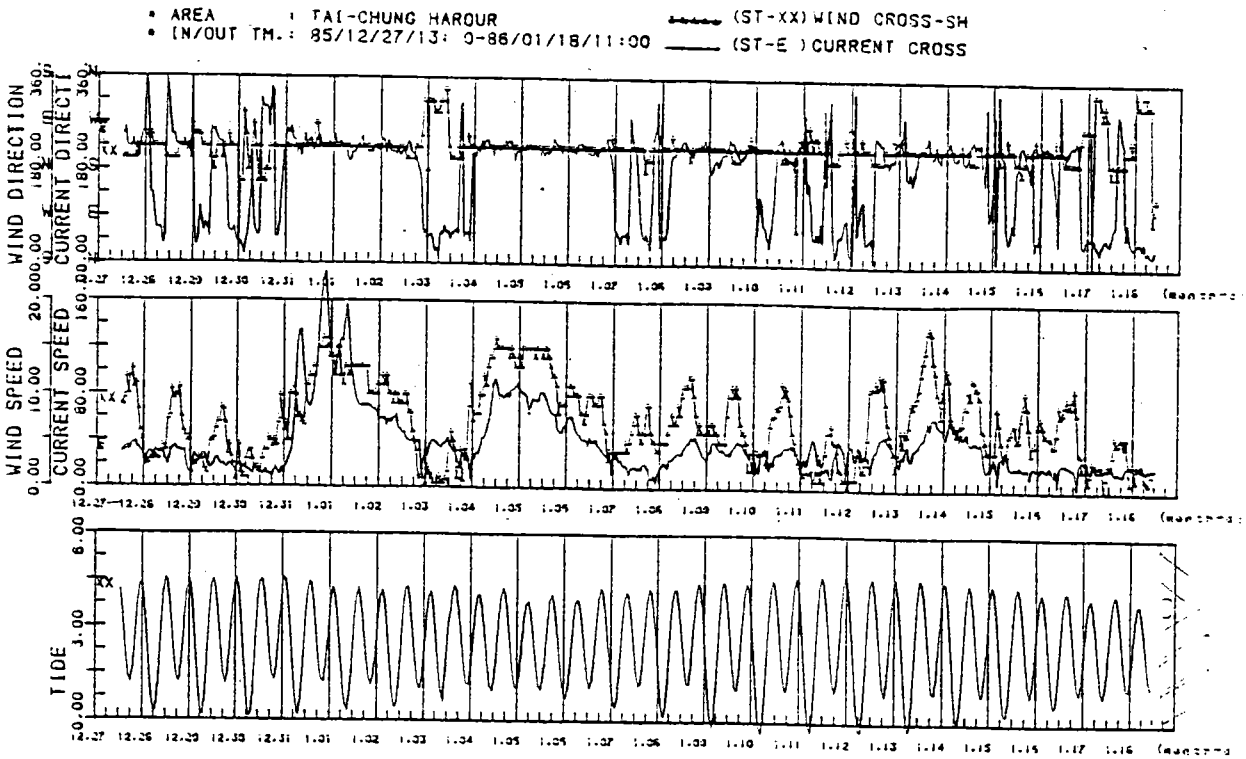


圖 4 － 2　E 測站流速、潮位及風速延時變化

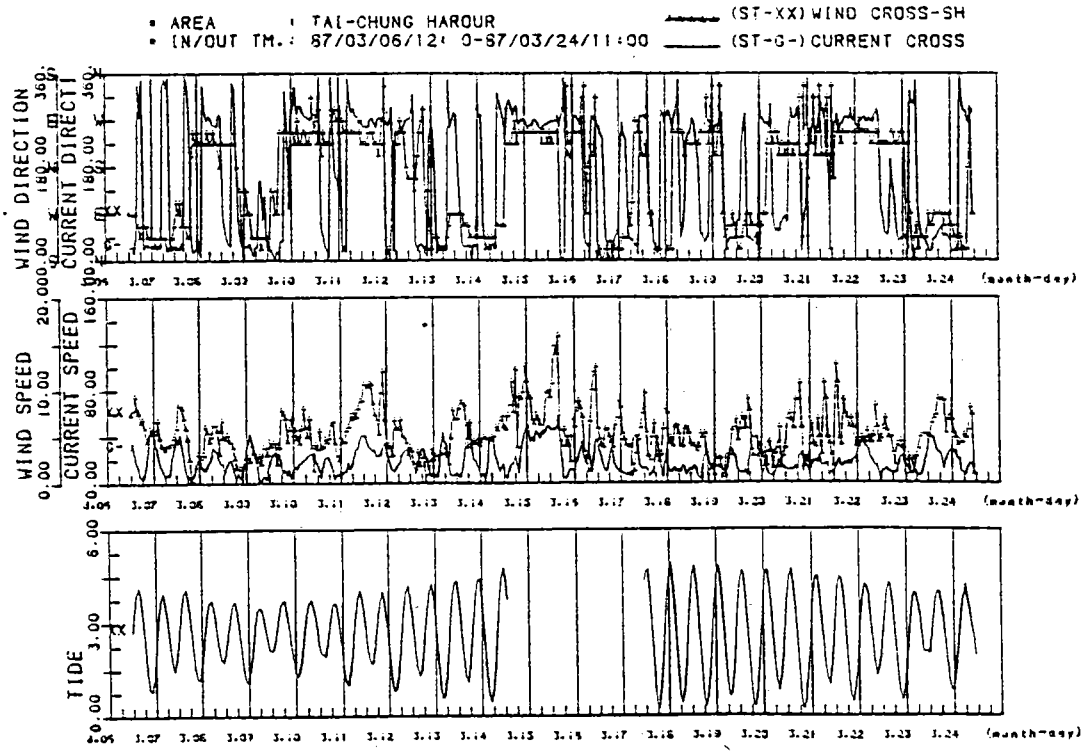


圖 4 － 3　G 測站流速、潮位及風速延時變化

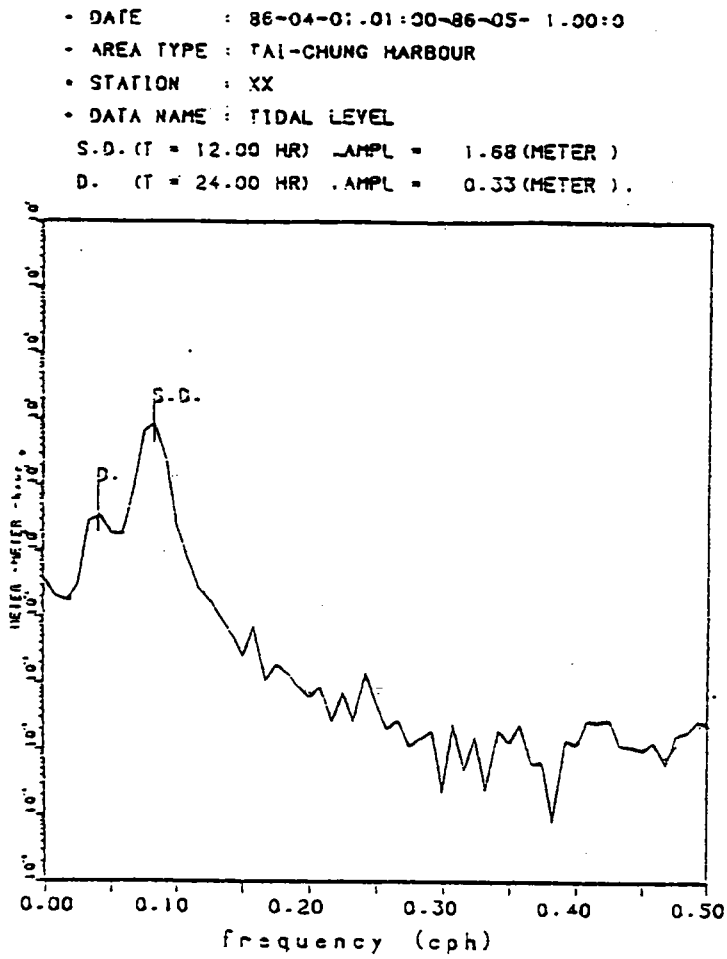


圖 4 － 4　潮位能譜分析結果

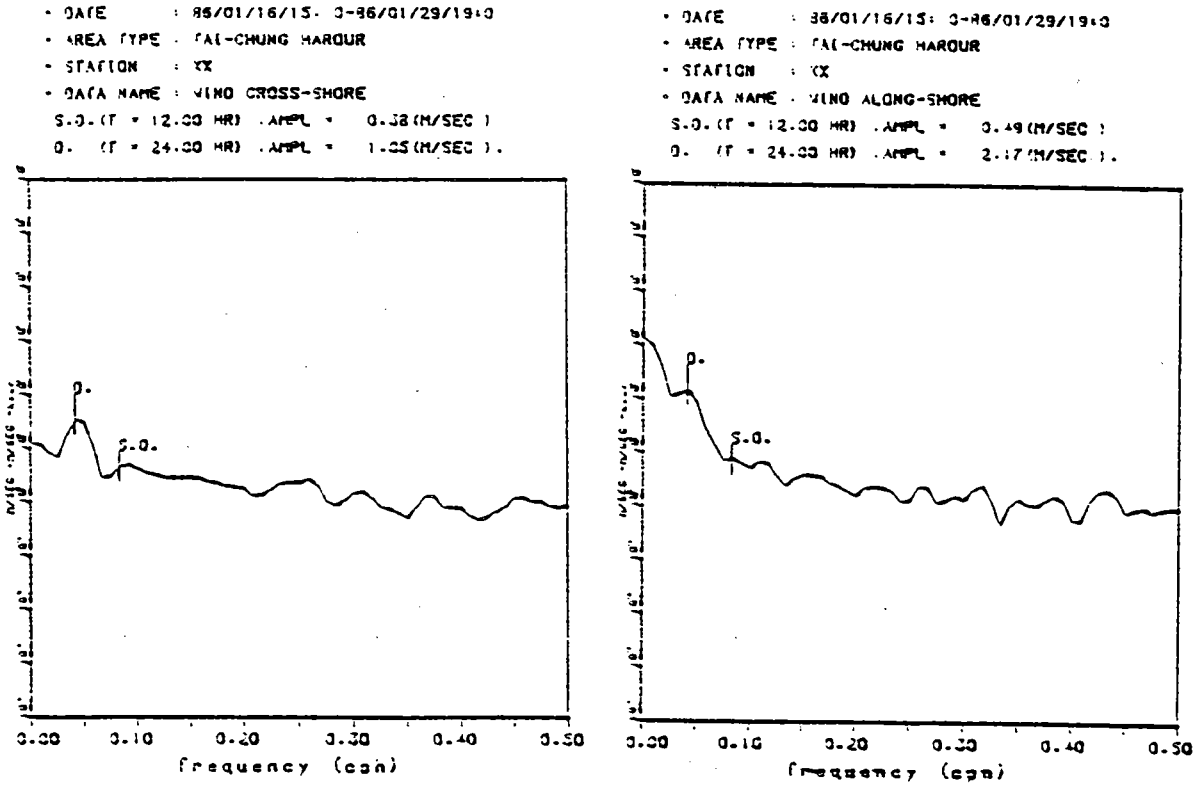


圖 4 － 5　風速能譜分析結果

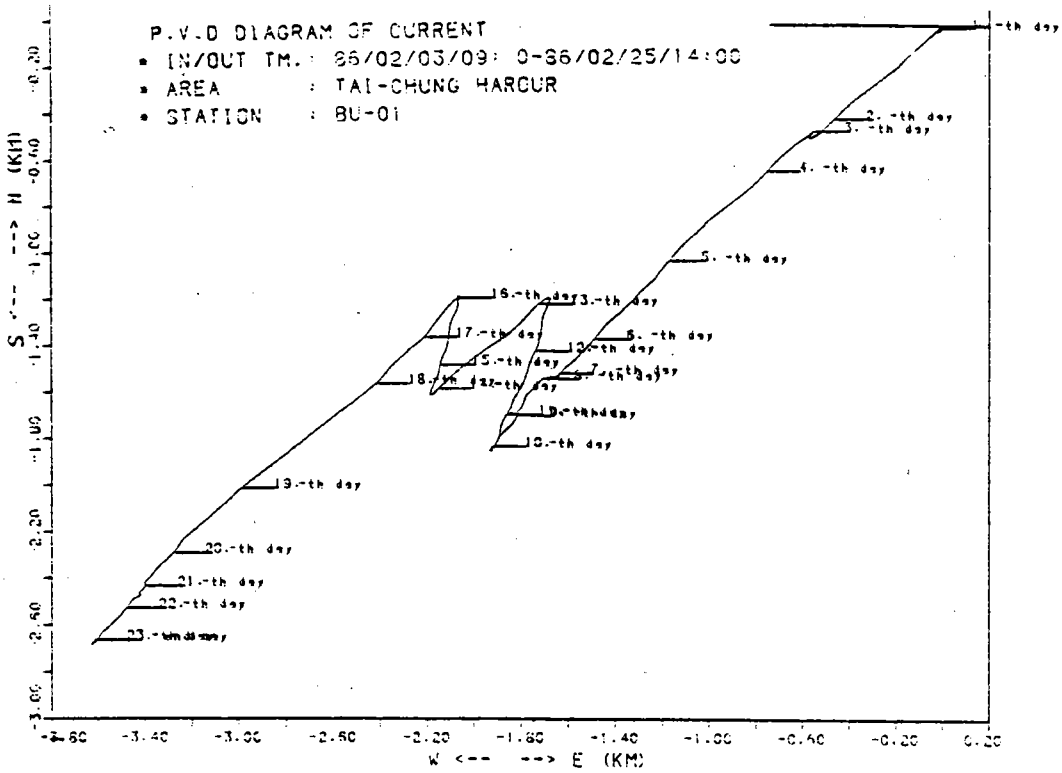


圖 4 － 6 (a)　ＢＵ測點流速向量進行圖

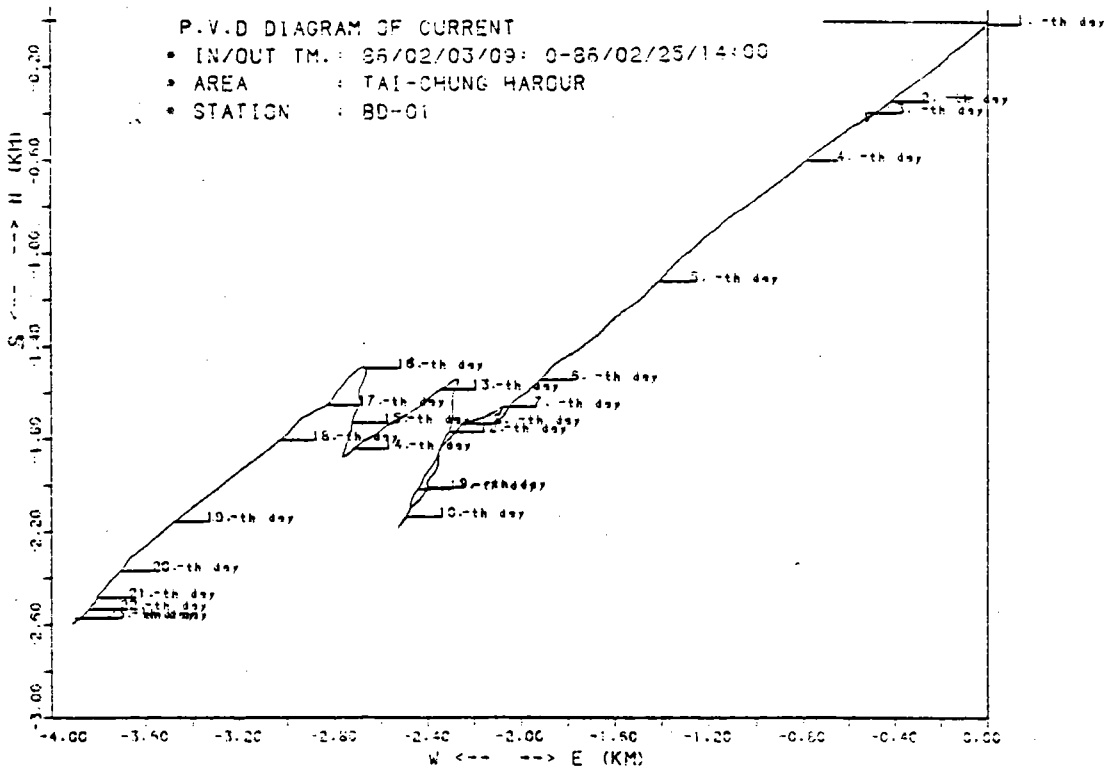


圖 4 － 6 (b)　ＢＤ測點流速向量進行圖

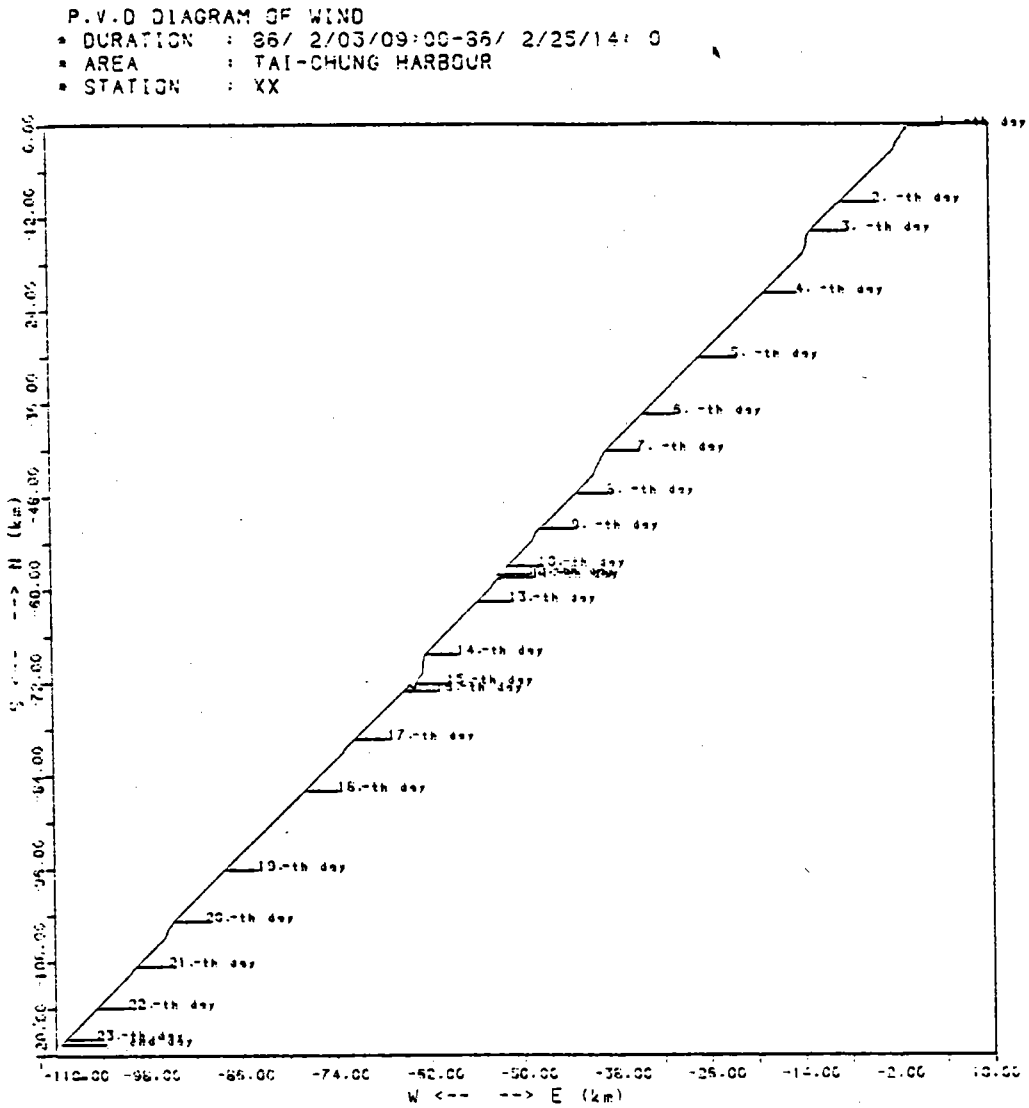


圖 4 － 6 (c)　ＢＵ與ＢＤ同時間風速向量進行圖

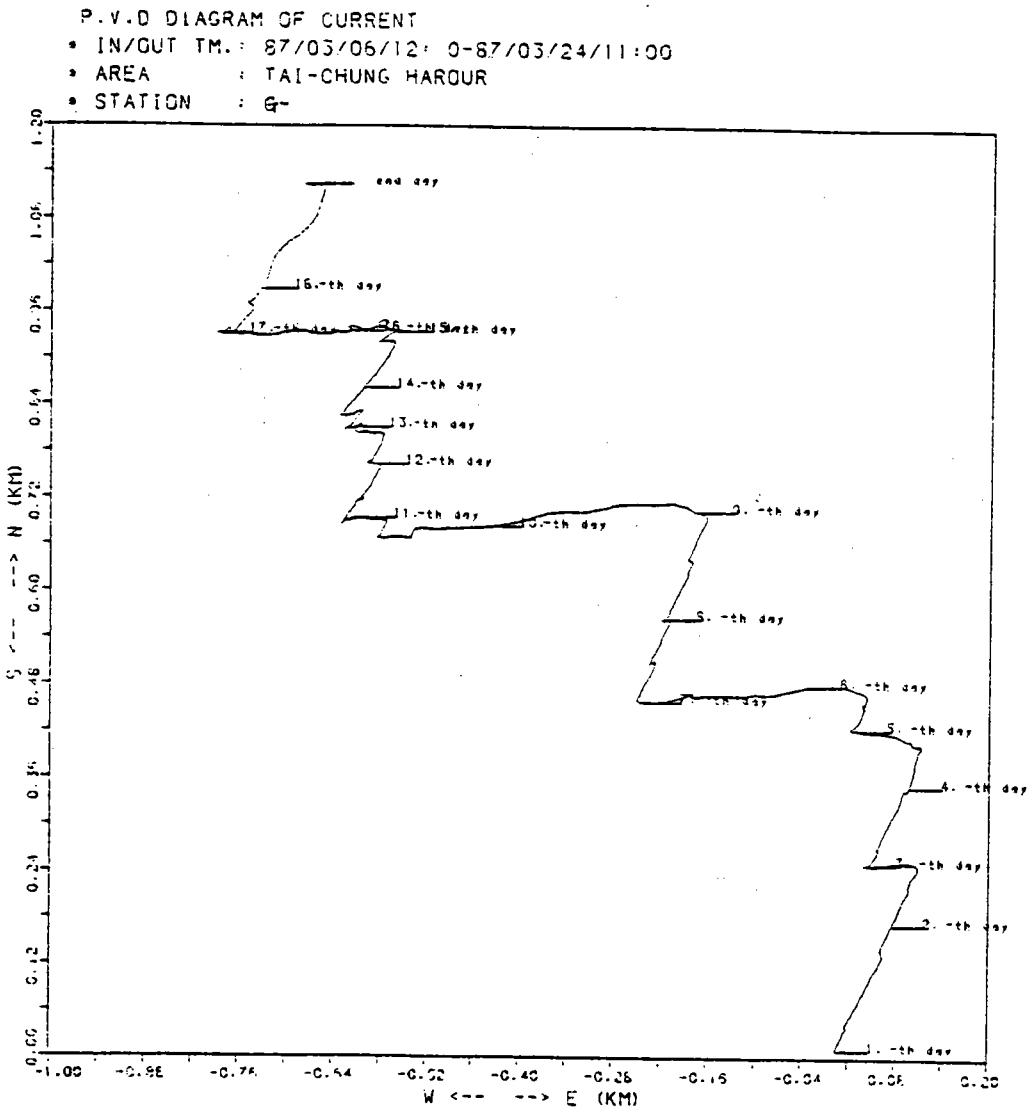


圖 4 － 7　G測站流速向量進行圖

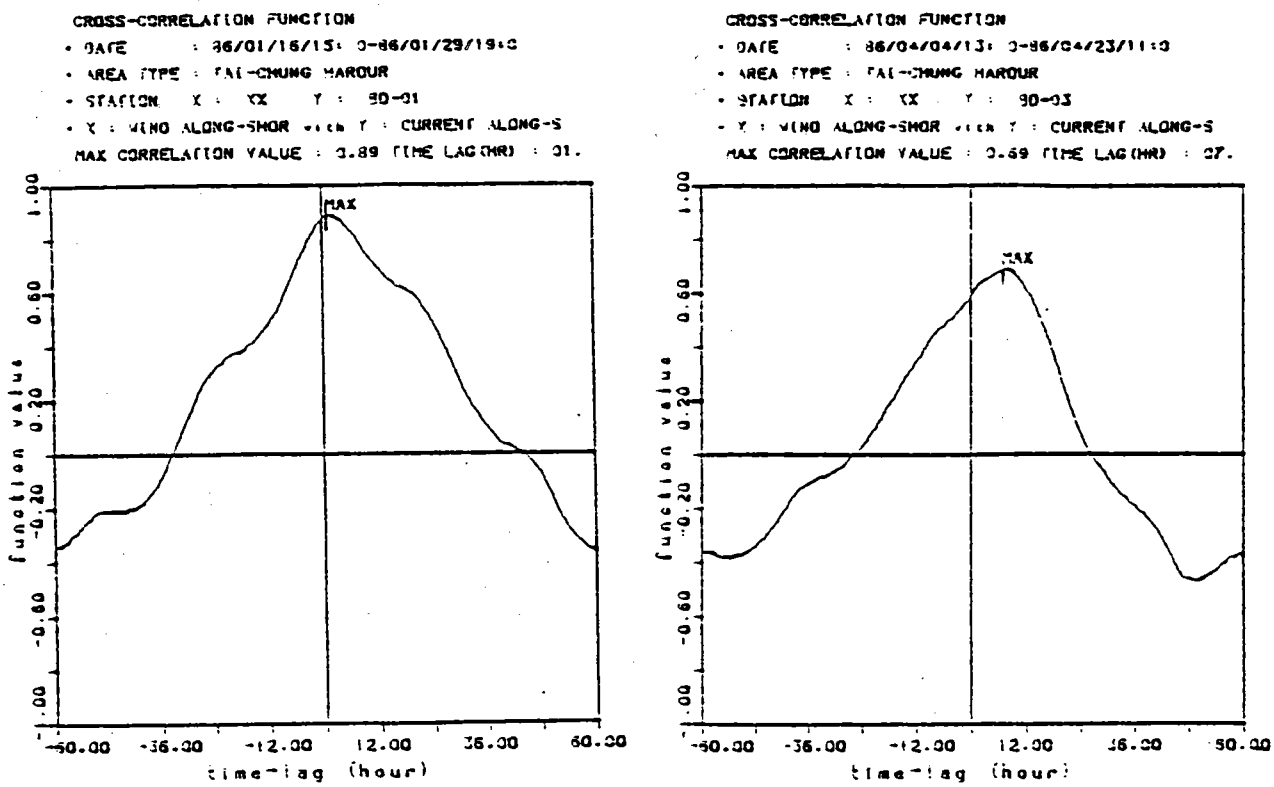


圖 4 － 8　流速與風速交相關係圖

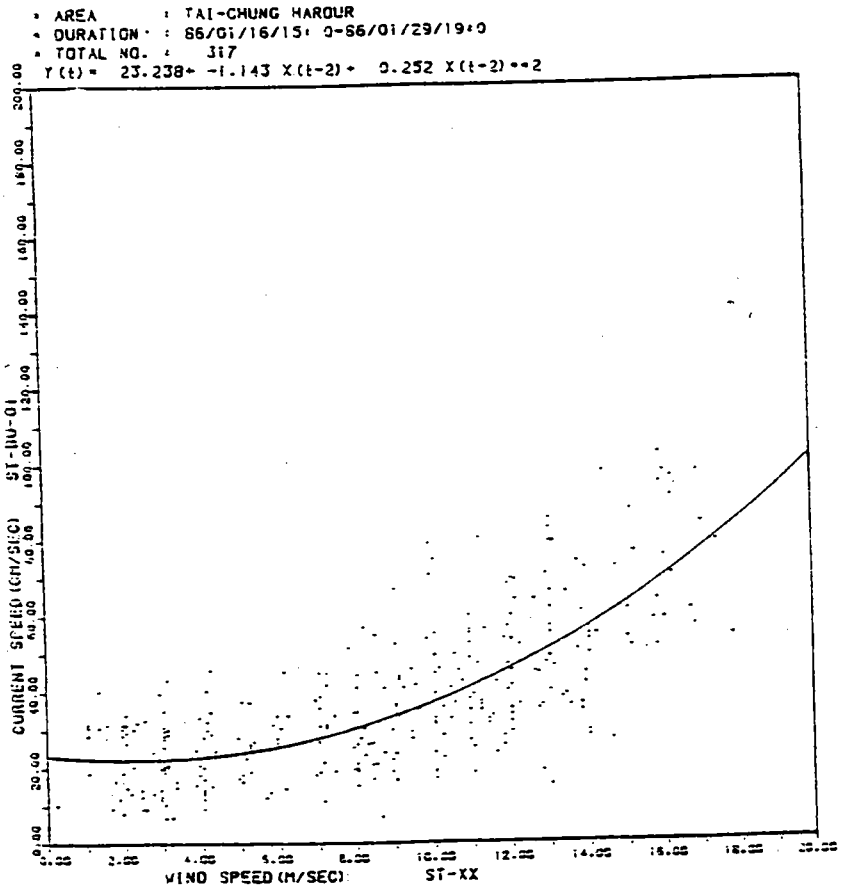


圖 4 － 9　B 測站流速與風速對應關係。

台中港港口擴建計畫評估之研究

吳啓東*

壹、前　言

台中港建港規劃係於五十八年十二月開始委請日本調查團來台辦理，並邀請國內外專家參加研究，至五十九年六月完成規劃，提出「台中港規劃報告」。此項規劃報告經委託中華顧問工程司辦理評估，於六十年三月完成評估報告。由於台中港係建造於台灣西海岸沙灘上的人工港，港口外廓堤防佈置除須考慮船舶進港之便利外尚須兼顧防浪，防沙之雙重功能，爲此本局前身台中港工程局特辦理水工模型試驗（包括外廓堤防遮蔽試驗、漂沙試驗、遮蔽檢核試驗），先後邀請日本港灣技術研究所專家來台指導協助試驗研究，並承國內專家學者經常來局指導、檢討，復承美國國際企業管理服務團義務顧問魏克爾先生來台進行評核提出報告，認爲試驗結果正確，方始確定大家公認爲最佳之外廓堤防佈置：港口方向朝西北西，港口寬度三五〇公尺，進口主航道寬三〇〇公尺；北防波堤堤頭較南防波堤向外延伸三五〇公尺，使港口能在冬季季節風時對來自北側之風浪與海流產生遮蔽作用。此一佈置經本港於六十五年啓用通航以來歷年所作之港區海域實測資料證實，對防止漂沙進港及維持港內水域平穩已獲致相當滿意之結果，同時對設計進港最大船舶五萬載重噸以下之散雜貨輪進出港口亦無困難；惟冬季季節風期，當風速達七級以上時港外風浪甚大，領港人員無法出港登輪，致偶需前往基、高兩港外海登輪再領航進入本港，確有不便。鑒於此項缺點對本港發展具有進港時效性之貨櫃運輸至爲不利，同時並爲因應台電公司台中火力電廠計劃終期以十二萬五千噸煤輪進港供煤之需要，本港亟須改進現存港口佈置，使能增進船舶在冬季季風期時進出

* 台中港務局規劃課課長

港操船之安全及便捷，消除航商心理障碍，有效突破本港貨櫃營運瓶頸；同時使進港最大船舶得以提升至 12.5 萬載重噸之巨輪，以符近年來遠洋海運船舶大型化趨勢需求，爲此特辦理本「台中港港口擴建計畫」。

貳、港口擴建計劃之研擬評估作業過程

本港口擴建計劃之擬訂，係先由本局就第一階段建港心得及多次與國內外港灣界學者、專家，資深領港等對港口擴建問題研討之結論，再參研有關港灣工程論文及規範等資料自行辦理完成「台中港進泊十五萬噸級船舶可行性研究」報告。嗣爲愼重計，再進一步委請台灣省港灣技術研究所進行現場流況調查及不規則波水工模型遮蔽試驗，船體相對運動模型試驗等，繼則交由中華顧問工程司聯合荷蘭PRC顧問公司，MARIN研究所，國立海洋學院及國內外學者專家進行評估研究，該項評估作業之主要內容包括：

一、現況資料蒐集、整理分析。

二、計畫進港船舶噸位選定及船舶特性研擬。

三、波向觀測、分析。

四、海流數值模擬。

五、擴建方案研擬。

六、操船模擬試驗。

七、三度空間立體顯相動態操船模擬視覺系統建立。

八、計畫領港登輪區預期效果分析。

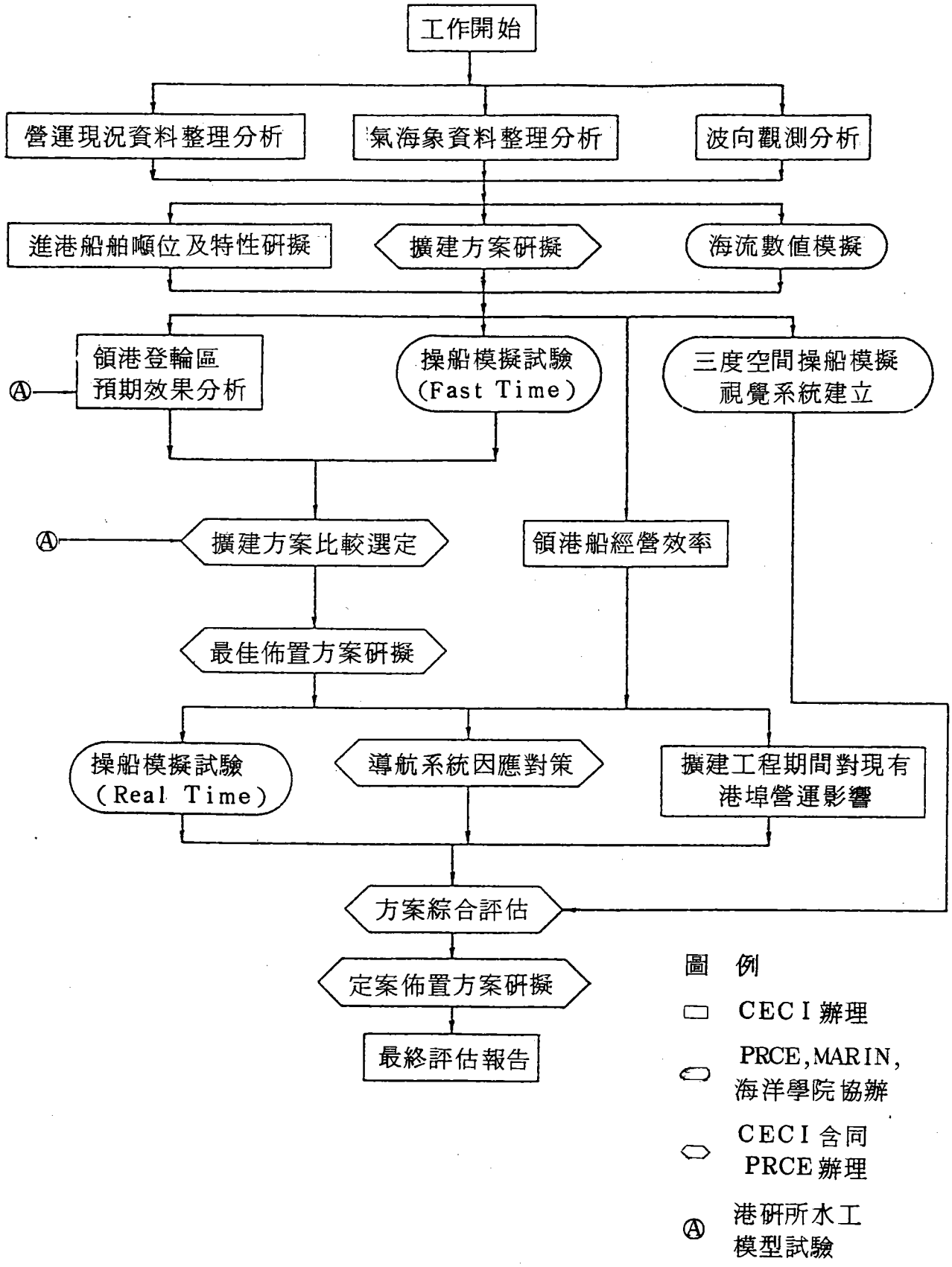
九、領港船經營效率。

十、導航系統因應對策。

十一、擴建工程期間對現有港埠營運影響。

十二、擴建方案綜合評估。

全部評估工作流程如圖一所示，本計劃一系列之研擬評估作業過程中均本著港埠建設乃服務船舶之理念，在每一重要階段均邀請國內港航專家，航商及領港等舉行研討會，前後合計三次；領港登輪拖船作業有關問題討論會，快速操船模擬試驗及海流數值模式計標工作研討會，研究成果說明及技術研討會各一次，會中航運界均曾就其切身遭遇之問題提供諸多寶



圖一　台中港港口擴建計畫評估研究作業流程

貴意見，對整個作業確有莫大助益。此外爲求評估重點工作之安全操船進港試驗研究能更爲愼重和落實，除先後兩次由中華顧問工程司，本港領港及本局有關人員實地前往荷蘭MARIN研究所進行等速操船模擬試驗工作外，更進一步請國立海洋學院操船模擬機試驗室建立本港港型、海氣象資料、設計進港船舶資料等，再向本局有關人員陪同領港至該試驗室先後共完成廿次操船進港模擬訓練，故整個評估作業至爲翔實、客觀。

叁、台中港自然環境及營運現況評估

一、台中港自然環境

㈠風力

- 每年10月至翌年3月爲東北季風盛行期，風向以北北東（NNE）爲主，風速 15～20 m／sec 之發生機率較他港爲高，約佔全冬季20%左右。
- 冬、夏季下午時刻風力均明顯增強，每日清晨風速最小，上午10點以後風速逐漸增強，至下午3、4點達最強後，再逐漸減弱。

㈡霧日

- 平均每年發生霧日7.4天，以3月份出現霧日最多，平均約2.7天。

㈢降雨

- 大於0.1 mm之降雨日數以2、3月最多，平均每月有8日。10月份降雨日數最少，平均僅2.5日。
- 降雨量多集中5～8月，年平均降雨量約1,506 mm。

㈣颱風

- 平均每年約有3.2個颱風侵襲本省，以路徑從東接近台灣，橫越台中港西進或經過台中港北邊不遠處之颱風會引發最大波浪，爲台中港海岸構造物設計波浪依據。
- 台中港東有中央山脈屏障，颱風風力較其他各地爲小，氣象局現有颱風風力記錄，最大平均風速僅33 m／sec。

㈤潮位

- 各種設計潮位基準如下：

最高高潮位：H.H.W.L. ＝5.86 m（60.9.23.）

平均高潮位：M.H.W.L. ＝4.58 m

平 均 潮 位：M.W.L. ＝2.72 m

平均低潮位：M.L.W.L. ＝0.88 m

最低低潮位：L.L.W.L. ＝－0.26 m（60.12.3.）

(六)波浪

- 冬季波高以 1.0～2.0 公尺出現機率最高，約佔全冬季 48.4 %；週期主要集中於 5～7 秒。
- 夏季波高以小於 1.0 公尺出現機率最高，約佔79%；週期集中於 4～6 秒。
- 東北季風期港口外水深20餘公尺處水域之波向絕大多數介於355°～5°（N向）之間。三月以後波高變小，西或西南向波浪出現機率增多。

(七)海流

- 台中港海域流況主要受恒流、潮流、風驅流及沿岸流等多重因素影響極爲複雜。
- 冬季海域流場主要受風驅流主導，外海最大流速約 2～3 節。而港口附近因流場束縮及受沿岸流之作用，流速最大可達 4～5 節，流向幾與航道垂直，對船隻進港影響極大。
- 冬季港口強勁橫流發生之時間與風力及潮汐關係極大，強流多發生於低潮前後 2～3 小時。
- 夏季海域流場主要受由南向北之恒流所影響，其次爲潮流，最大流速僅約一節左右。

(八)漂沙

- 北外堤北側淤沙區± 0 m 等深線目前已接近北防沙堤頭，其攔沙效果將逐漸消失。北防沙堤至北防波堤主要淤沙區之等深線正以每年 25～40 公尺之速率向外淤積，目前－15 m 等深線已接近北防波堤頭。
- 港口正前方海床受強勁橫流沖刷，形成一長約 800 公尺，寬約 350 公尺之深坑。港口南側海岸已呈明顯侵蝕現象。

- 台中港建港初期估計年漂沙量應不逾 200 萬m^3，但依歷年水深圖計算海岸地形變化量，港口以北年淤沙量達 3 ～ 4 百萬m^3；港口以南亦約以等量速度侵蝕。
- 台中港港口擴建計畫防波堤延伸 850 公尺可大幅增加淤沙區容量，近20年內港口應無淤積之虞。

二、台中港港埠設施現狀及歷年營運分析

- 現有商港碼頭29座，漁港乙處。
- 歷年進港船隻大部份爲中小型輪船，總噸位在 1 萬噸以下，佔全部進港船數之82%。
- 進港船隻以一般雜貨輪爲最多，約佔全部船數之 37.5 %。
- 民國77年台中港貨物吞吐量已達 1,300 餘萬公噸，其中以大宗物資如油品、煤炭、玉米、黃豆等成長較爲快速。

三、台中港目前船舶進港所遭遇之困難

㈠領港登輪問題

- 台中港冬季海況惡劣領港艇員及領港出海意願不高，航商爲避免船隻抵港因領港無法登輪耽誤船期，多主動要求領港遠赴基、高二港登輪。

㈡大型船舶冬季進港困難

- 依國際航海委員會（ PIANC ）規定，港口橫流大於 3 節以上時船隻進港即有潛在危險。台中港冬季鋒面過境時，在北外堤堤頭處產生異常強烈之束縮橫流，流速可高達 4 ～ 5 節，影響船隻進港操航甚大。
- 風浪大時當船隻在剛駛入港之瞬間，船艏受北外堤之遮蔽致風作用力頓時驟減，而船艉尚在港口外仍受到極力之風流作用力，此效應使船隻受到一極大之逆時鐘扭力，偶有不慎有擦撞北外堤之潛在危機。
- 船舶進入主航道後，因約與風向垂直，入港之船隻爲抵抗此種橫風橫流，不但船速須提高且船艏必須偏北，致船艏主軸與航行軌跡呈一夾角，船隻操控不明，易於主航道內蛇行有擱淺之虞。
- 目前風浪大時船舶進港爲抵抗港口橫流多以10節左右航速直衝進

港，船舶爲安全通過內堤堤口，於主航道間無法立即減速，當船舶進入迴船池後距北突堤前緣不及 1,000 公尺，停船距離嚴重不足，大型船舶需立刻倒車或拋下雙錨方可將船舶停住。

肆、擴建方案研擬、比較與定案綜合評估

一、擴建方案研擬：

㈠計畫進港船型

- 台中港爲配合台電台中火力計畫及加加強貨櫃運輸業務發展，擬擴建港口使能進泊第三代 3,000 TEO 級貨櫃輪及 12.5 萬噸煤輪。

㈡擴建替代方案

- 經考慮現況環境、船運需求、經濟合理投資、配合遠程發展等因素，共研擬下列五種初步擴建方案（如圖 2～6 所示），以進行評估研究。

擴建方案Ⅰ：北防波堤沿現有航道方向延伸 850 公尺，南防波堤拆除 168 公尺，南內堤拆除50公尺。

擴建方案Ⅱ：同方案Ⅰ，但南防波堤不拆除。

擴建方案Ⅲ：北防波堤順延 850 公尺，南防波堤拆除 168 公尺，南內堤拆除50公尺。

擴建方案Ⅳ：北防波堤沿現有航道方向延伸 750 公尺，南防波堤拆除 216 公尺，南內堤拆除50公尺。

擴建方案Ⅴ：北防波堤沿現有航道方向延伸 1,000 公尺，南防波堤拆除 168 公尺，南內堤拆除50公尺。

㈢多季季節風強勁期計畫進港航路

- 目前船隻進港爲克服港口橫波橫流，領港多習慣採 110° 航向即朝現有航道方向以較快航速直衝進港。
- 港口擴建後建議船隻循 90°航向進港，以避開北堤頭之橫流或循 40°航向慢速進入港口前遮蔽區接引領港後，由拖船協助直接進港或再繞至外海採 90°航向進港。

二、各擴建方案綜合比較

㈠延伸方向：

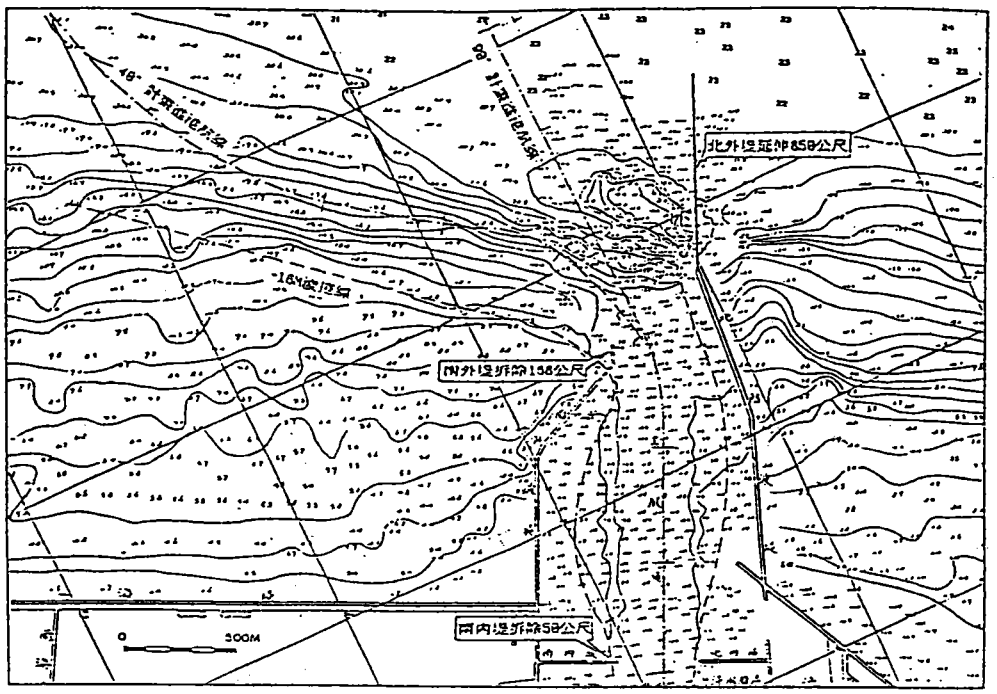
- 北防波堤延伸可大幅提高進港安全性，前述五項擴建替代方案計有兩種主要延伸方向：一、爲順現有北堤方向延伸；一、爲沿現有航道方向延伸。經考量PRC顧問公司快速操船模擬結論。並慮及下述諸理由後確定北防波堤，以沿現有航道方向延伸較佳。
- 避開目前港口外之深坑，節省工程費用。
- 降低施工船機對船隻進出台中港口造成之威脅，減低施工期對台中港營運之影響。
- 進港航行路徑有較大之選擇角度（由30～110°），且較安全。
- 船隻出港時可於內堤口對準港口全速衝出，不必考慮於港口處轉折，安全性較高。
- 萬一船隻打算先於遮蔽區接引水人員登輪後，轉頭駛向外海，再掉頭以90°航向進港，則北防波堤採現有航道方向延伸對此迴旋路徑亦較安全。
- 較有效阻止漂沙。

㈡延伸進度：

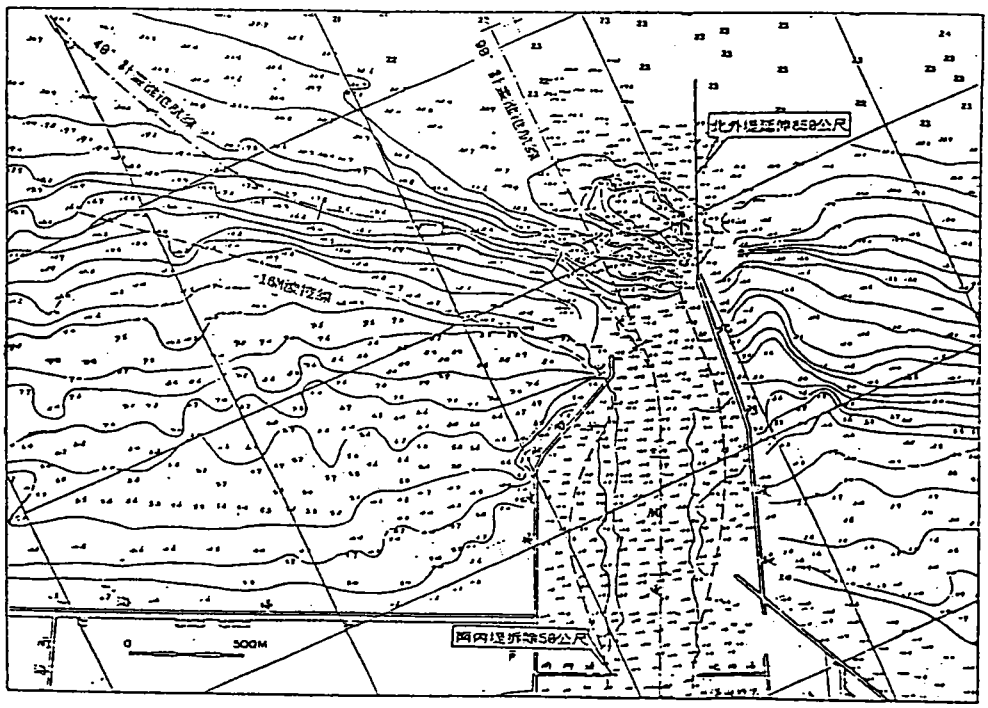
- 依PRC顧問公司快速操船模擬試驗結果得知，就操船安全性而言延伸750公尺略嫌不足，若延伸1,000公尺時其效果並未比延伸850公尺有較明顯之好處，而增加之工程費却甚鉅，不符經濟效益原則。故現階段北外堤延伸長度以850公尺爲宜。

㈢綜合比較

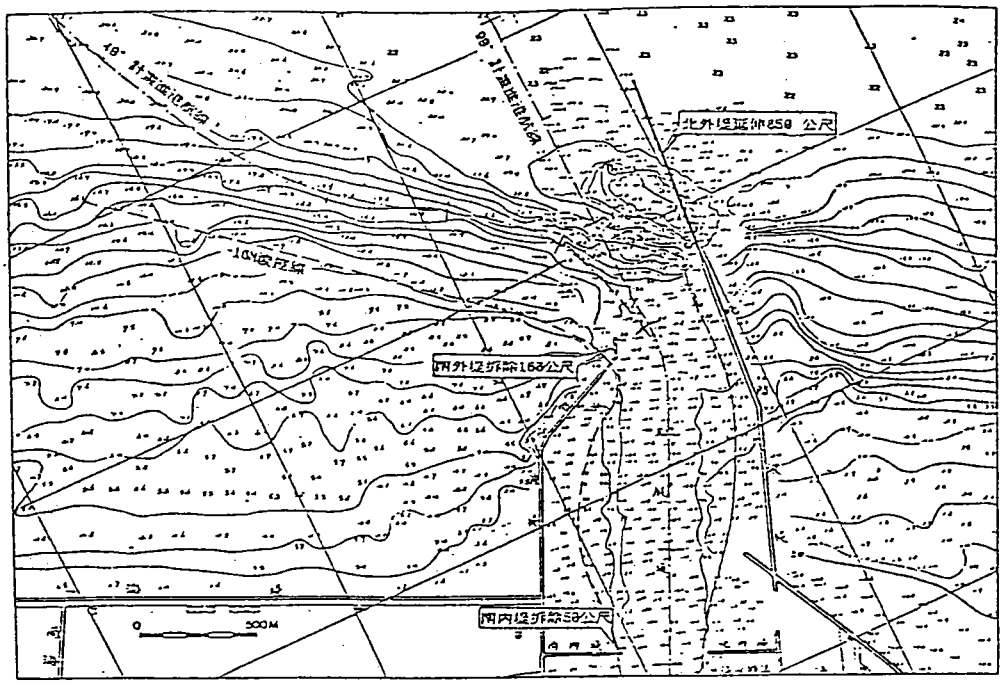
- 各擴建方案就波浪遮蔽效果、港口流況、領港登輪難易、船舶進港安全、漂沙及海岸地形影響、工期及費用等項目綜合比較，以方案Ⅰ最優。



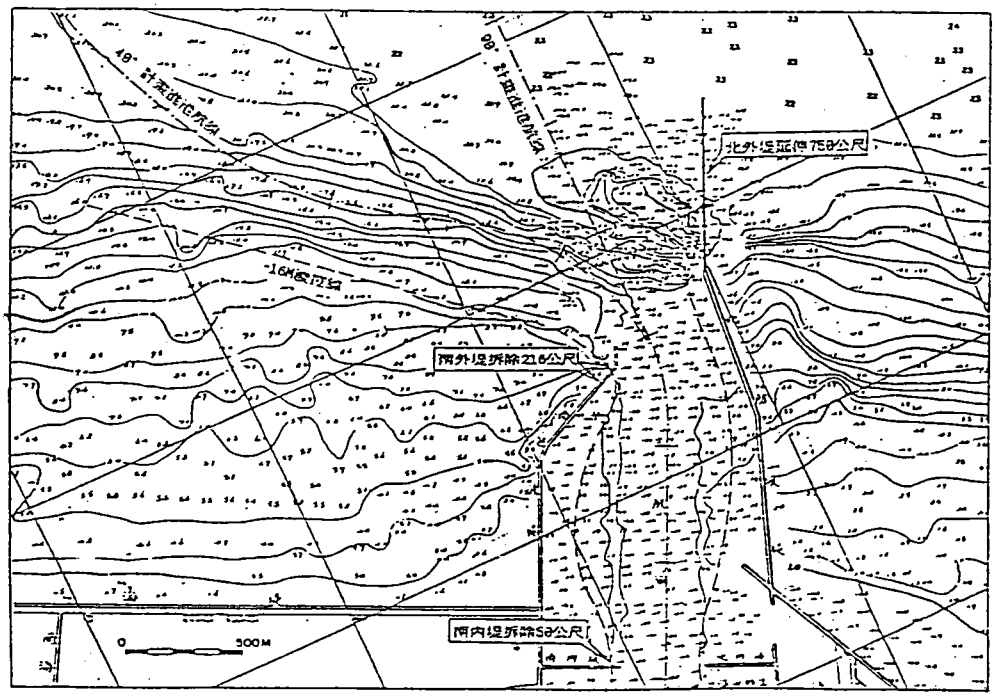
圖二　台中港港口擴建方案Ⅰ平面佈置



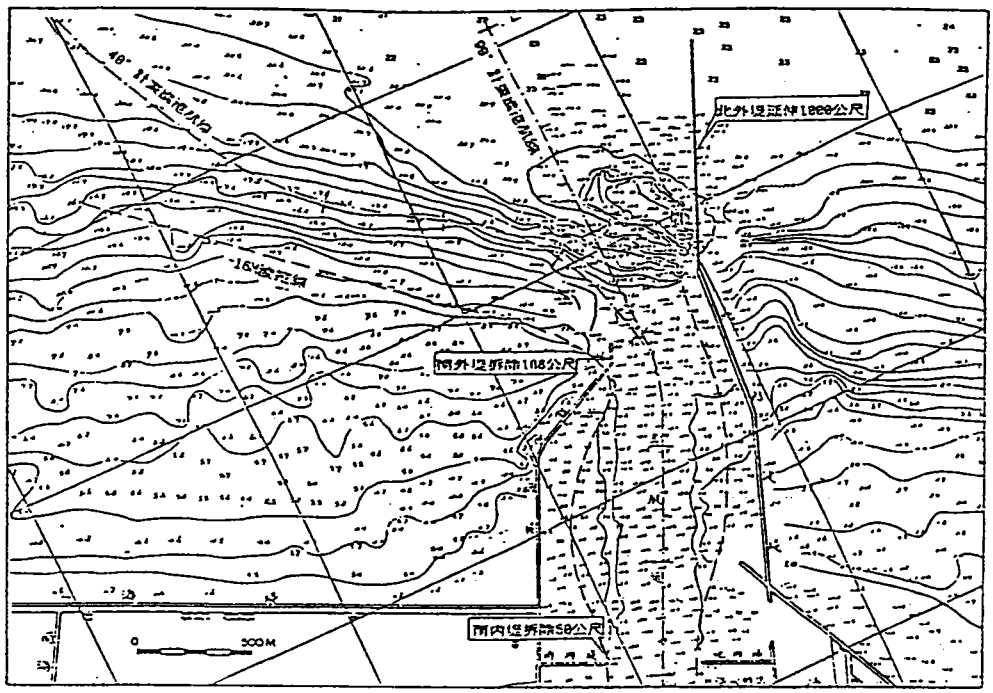
圖三　台中港港口擴建方案Ⅱ平面佈置



圖四　台中港港口擴建方案Ⅲ平面佈置



圖五　台中港港口擴建方案Ⅳ平面佈置



圖六　台中港港口擴建方案Ⅴ平面佈置

三、定案擴建方案綜合評估

㈠遮蔽效果

- 延長北防波堤可增加對來自北側波浪的遮蔽效果，冬天東北季風期港內遮蔽效果將較現況爲佳，只是在夏天，西南季風期或偶有颱風過境引發西南向波浪時，由於南防波堤拆遷七座沈箱，南內堤減少50公尺後港口寬度變大，加上北防波堤延長可產生對南來波浪導浪作用，使港內水域遮蔽效果，稍有負面影響，惟因夏季季節風浪皆小，颱風回南其時不長，港內主要水域全年仍有95%以上時間可供船隻繫泊作業，符合規範要求。
- 對港口擴建後造成商港及漁港區靜穩之負面影響，消極對策，不作任何改善措施，將來遇颱風來襲時漁港及迴船池附近暫不停船而將船隻移泊於內港避風，積極對策可將北防波堤延長段採用消波堤體，並於主航道兩側及漁港口適當處加拋消波塊或遷移漁港口等方式解決。

(二)港口流況

- 北防波堤延伸後可改變目前港域流況，使冬季季節風期之港口橫流向外海遷移，船隻進港航徑可避開此橫流增進進港安全。
- 北防波堤延伸後堤頭流速將增強，細部設計時應加強堤頭沖刷防治措施。

(三)對海岸地形之影響

- 北防波堤延伸後可大幅增加其北側淤沙區容量，近廿年內港口應無淤積之虞。
- 沿岸漂沙因完全被延伸之北防波堤阻隔，港口以南海岸侵蝕將愈趨嚴重，對此區域之海堤應審慎設計。
- 北防波堤延伸可暫時解決現階段漂沙維護問題，未來長程漂沙防治計畫仍需繼續積極研究。

(四)計畫領港登輪區效果

- 現狀港域於外海示性波高 2.0 M以上時領港登輪將感困難。
- 港口擴建完成後小型船隻領港可在外海示性波高 3.5 M以下，中型船隻領港可在外海示性波高 3.0 M以下，於港口前遮蔽區登輪。
- 計畫進港之大型船隻初次來港時因船長多不敢在沒有充分有效的協助下，主動駛近遮蔽區，冬季季節風強勁時其領港登輪問題仍需在導助航等軟體制度上改善。
- 目前進泊台中港多屬中小型船隻，故北防波堪延伸後可解決極大部份領港登輪問題。

(五)船舶進港安全

- 爲進一步了解船舶進港之安全性，本計劃於荷蘭MARIN 研究所曾進行60次等速操航模擬。
- 第三代貨櫃輪因受風面積較大，如以 40°航向進港因轉向時間及轉向幅度不易控制，加上港口橫風、橫浪、橫流作用極易碰觸北防波堤，且進入航道後因船速不足，於主航道易造成蛇行超出航道之機率較大，故採 90°航向以較快航速進港爲宜。
- 12.5 萬噸散貨輪如以 90°航向直衝進港，因停航距離不足，且

於減速過程中易使船隻偏離航向碰觸內堤。故採 40°航向在拖船協助下慢速轉向進港較爲安全。

- 第三代貨櫃輪採 90°航向，12.5 萬噸散貨輪採 40°航向，在拖船全力協助下於風速 20 m／sec 海況下仍能安全進港。但拖船若無法配合，則可能發生意外。

(六)多季船隻無法進港時間之改善

- 依領港登輪、拖船作業及船舶進港安全三要素研擬各型船舶進港所受之限制如表 1。
- 統計台中港過去同時觀測之風、浪資料可計算得各型船舶多季無法進港時間比例及船舶平均等待間時如表 2.。
- 依表 2.統計結果，現狀港口中小型船隻主要因領港登輪受波浪限制，大型煤輪除領港登輪問題另受進港時隨風力，增大而比例增使之港口橫流影響。
- 目前夜間管制船舶進港亦爲船舶進港等候時間較長之主因之一，港務局應進一步研究夜航之可行性。
- 港口擴建完成後可減少船舶進港等候時間，大幅改善上述問題。

表 1. 台中港船舶進港風浪條件限制

港口形狀	船型	領港登輪波浪限制	拖船作業波浪限制	船舶進港航行風力限制	船舶進港風浪綜合限制
現狀港口	大型船舶	Hs＜2.0M	外海示性波高 Hs 小於 2.5 M以下拖船可赴外海作業	U＜12M/S	U＜12M/S Hs＜2.0M
	2～6萬DWT 中型船舶	Hs＜2.0M		U＜18M/S	U＜18M/S Hs＜2.0M
	2萬DWT以下小型船舶	Hs＜2.0M		U＜18M/S	U＜18M/S Hs＜2.0M
擴建後港口	大型船舶	Hs＜2.0M	外海示性波高 Hs 小於 3.5 M以下拖船可赴遮蔽區作業	U＜18M/S	U＜18M/S Hs＜2.0M
	2～6萬DWT 中型船舶	Hs＜3.0M		U＜20M/S	U＜20M/S Hs＜3.0M
	2萬DWT以下小型船舶	Hs＜3.5M		U＜20M/S	U＜20M/S Hs＜3.5M

註：2萬噸以下小型船舶如船長經常進出台中港熟悉港口特性，可不受上述風浪限制。

表 2. 台中港冬季船舶平均等候進港時間

港口形狀	船型	船舶進港風浪綜合限制	無法進港時間比例(%)		平均進港等候時間（小時）	
			6:00-18:00 作業	24小時 作業	6:00-18:00 作業	24小時 作業
現狀港口	大型船舶	U＜12M/S Hs＜2.0M	76.45	48.98	15.8	9.7
	2～6萬DWT 中型船舶	U＜18M/S Hs＜2.0M	65.65	29.56	11.9	6.4
	2萬DWT以下小型船舶	U＜18M/S Hs＜2.0M	65.65	29.56	11.9	6.4
擴建後港口	大型船舶	U＜18M/S Hs＜2.0M	65.65	29.56	11.9	6.4
	2～6萬DWT 中型船舶	U＜20M/S Hs＜3.0M	52.72	5.46	4.1	0.3
	2萬DWT以下小型船舶	U＜20M/S Hs＜3.5M	51.82	3.42	3.9	0.2

註：2萬噸以下小型船舶如船長經常進出台中港熟悉港口特性，平均等候時間可較上表所列大幅減少。

伍、評估報告之結論與建議

一、台中火力電廠決定設於台中港南端工業港區內，每年需進口大量燃煤，計畫初期以 6 萬噸煤輪，終期以 12.5 萬噸煤輪運送燃煤，而此種大型煤輪之船型遠超出台中港當年規劃最大五萬載重噸級進港船型，故台中港港口擴建工程勢在必行，否則必會影響台中火力電廠之運轉且將無法滿足現階段船運趨勢需求而不能濟身現代化國際港行列。

二、台中港海域於冬季鋒面過境時風浪極大，且在北防波堤堤頭處伴隨產生一股強烈橫流，流速可高達 4～5 節，流向恰與主航道方向垂直，約與風向平行。故若北防波堤不延伸，且南防波堤不縮短，依目前領港經驗，風力達 6 級時（ 10.8～13.8 m / sec)，第三代貨櫃輪及 12.5 萬載重噸級散貨輪，將無法順利進港。北防波堤延伸後堤頭流速雖可能略為增加，但船隻入港航路可採偏南避開堤頭強流，先駛入遮蔽區再通過港口最狹處，加上對巴拿馬極限輪以下，噸位船隻因剎車距離十分充裕，可採較高航速進港。即使是受風面大之貨櫃船、汽車船，進港安全皆可大幅提高。

三、經綜合比較各擴建方案，以方案Ⅰ北防波堤順現有航道方向（N 65° 40′ 23.8″ W ）延長 850 公尺，南防波堤拆遷 168 公尺，南內堤拆遷50公尺，主航道兩側及港口以南部份水域浚挖至 -16 m，為現階段最佳之港口擴建方案。南防波堤拆遷之時機宜於北防波堤延伸工程完工前一年一次拆遷。南內堤則可俟 12.5 萬噸級煤輪通航前一年再予拆遷。

四、北防波堤延伸及南防波堤部份拆遷後，在颱風過境引發西南向波浪時，對港內及漁港水域靜穩度產生之負面影響，可於北防波堤延長段採消波堤體，並於主航道兩側適當處及漁港口加拋消波塊或遷移漁港口而獲得解決。但細部設計時應進行三度空間水工模型試驗及斷面試驗，以研求延長段最佳消波堤體及漁港遮蔽改善措施，同時並應量測堤體各部波壓，以為細部設計參用。

五、港口擴建後對 12.5 萬噸級煤輪及 3,000 TEU 級貨櫃輪而言，當

風力達 15 m / sec 以上時，必須有拖船全力協助下，才可以由西偏南方向頂風迴轉入港或東向進港。若拖船無法配合時，則此二種計畫船型進港將有安全之虞；當風力達 20 m / sec 以上時，建議船隻不必冒險進港，可暫時泊於港外俟風力較小時再進港。

六、北防波堤延伸後堤頭流速可能增強，爲防止堤頭冲刷現象，細部設計時在堤頭附近海床應設置梢工或其他防冲蝕之保護設施。

七、北防波堤延伸後可大幅增加北側淤沙區容量，節省巨額維費挖泥費用，惟爲長遠計，應繼續進行整體漂沙防治對策研究，有效利用漂沙徹底根治飛沙，至於港口以南海岸將繼續侵蝕。然南防波堤以南約 2 公里內之海岸將因防波堤延建遮蔽部份波浪侵蝕問題漸趨緩和，而更向南地區仍存有嚴重侵蝕之潛在危機，故此等區域海堤之闢建尤應審愼處理。

八、冬季惡劣天候時 12.5 萬噸級煤輪及 3,000 TEU 級貨櫃輪進港，船長必須極熟悉台中港且敢由西偏南方向自行駛近遮蔽區或港務局拖船可駛出外海完成帶纜協助計畫進港船隻緩慢駛進遮蔽區，否則領港仍需赴外海登輪。

九、台中港要徹底改善領港艇及拖船出海意願問題，唯有開放民營或公民合資以民營方式經營管理一途。但目前台中港營運尚未十分忙碌，除非政府作政策上之補助，否則民間投資經營拖船業意願必然不高。近期內唯有以增列危險津貼及工作獎金以及辦理人員保險之方式來提高拖船及領港船作業人員出港作業之意願。

十、台中港現有拖船人員皆無帶纜經驗，而在惡劣天候拖帶巨型船隻須有高度技巧，否則根本無法發揮拖船本身力量，更甚者會發生意外，因此建議現有拖船人員應及早訓練帶纜拖頂等各項操作技術。且於帶纜時，務必使用拖船上之鋼纜以策安全，拖船上之鋼纜必須定期檢視維修更換。

十一、港口擴建後海況必然有所改變，爲提高進出港安全，建議台中港領港及常進出台中港之船長應至海洋學院接受操船模擬訓練以尋求各種狀況下最佳進出港操船方式。

十二、港口擴建工程應包含各項導航燈誌之設置，爲提高航行安全建議台

中港應及早設置雷達航行管制系統（V.T.S 系統），並輔以氣象儀及海象儀。一旦船隻進入台中港區30海浬範圍內，即可接受V.T.S系統之管制。V.T.S 導航員可隨時將船位、船速、海象、風力等資訊提供領港及船長，並可藉VHF 無線電系統引領船隻進入遮蔽區接引領港，更可在船隻可能發生擱淺或碰撞意外之前先予以警告，糾正航行路徑，故此系統可更彰顯港口擴建之效能。

十三、依目前國內需求及未來船運趨勢，進港船舶噸級將日趨提高，而台中港港內因限於水深及浚填平衡已不適於再擴建進泊更大型船隻。港務局應考應以延長之 850 公尺防波堤爲基礎，研究闢建外港之可行性，以因應未來港埠之發展。

港埠最適能量之研究

朱金元* 王慶福*

一、前　言

港埠能量乃是港口利用其現有設施，如船席、裝卸機具、倉棧等給船貨主提供之服務能力。在已知之設備數量及營運管理策略下，構成該港埠之供給面，提供船貨主服務，而船貨主對此服務滿意之程度，即可反應港埠之服務水準。就港埠經營者而言，充分的使用設施，以發揮最大效益爲其目標；但如過度的使用設施，必將形成港埠之擁擠，帶給航商貨主不便，因而增加船舶之等待成本；反之，如過份顧及航商、貨主之需求，大量提高服務水準，固然可大大減低船舶之等待成本，亦必產生設備閒置之現象，造成投資之浪費。而如何同時考慮航商、貨主與港埠當局雙方面之立場，使其因港埠擁擠所造成之船舶等待成本與因港埠設施閒置所造成之閒置成本，二者均達到合理之程度，則需使用最適船席使用率來估算港埠之最適能量，而所謂最適船席使用率，在此定義爲船舶因擁擠所造成之等待成本與港埠設施閒置成本，二者總和爲最低時之船席使用率。

通常最適船席使用率之求法，爲利用等候理論（ Queuing Theory ）求出在不同之船席使用率時平均等待船席之船數，再代入成本模式，以試該法找出成本爲最低時之船席使用率。如果船舶到達之時間分佈及服務時間分佈滿足特定函數，而只想對船舶與船席間之作業作一概略了解時，利用等候模式，可以很快求得其平均等待船數，從而估算其最適船席使用率；但若船舶之到達及服務時間之分佈，並不能滿足特定之關係，或者欲了

* 港灣技術研究所規劃設計組

解港埠整體作業系統時，等候模式即無法辦到，因此藉由電子計算機，以模擬此港埠系統，即成一有效之工具。本文以民國75年台中港之貨櫃碼頭資料爲依據，僅比較分析等待理論及通用目的系統語言GPSS（General Purpose Simulation System ）二者所求出之最適船席使用率。至於影響港埠能量之其他因素，如：工作天數，每天作業時間，裝卸效率等，則不在本文討論範圍。

二、最適船席使用率

最適船席使用率之決定爲港埠船席規劃中極爲重要之一環，因爲求得最適船使用率後，即可求得港埠最適能量，從而可決定該港埠之能量是否能滿足需求。船席最適使用率係由成本模式求得，爲船席閒置成本與船舶等待成本總合爲最小時之船席使用率（如圖２－１）。

成本模式以方程式表示如下：

Minimize $C_T = S(1-U)C_S + L_q \times C_W$

式中：

C_T ：單位時間之總閒置成本

C_S ：單位時間之船席閒置成本

C_W ：單位時間之船舶等待成本

S ：船席數

U ：船席使用率

L_q ：平均等待船席之船數

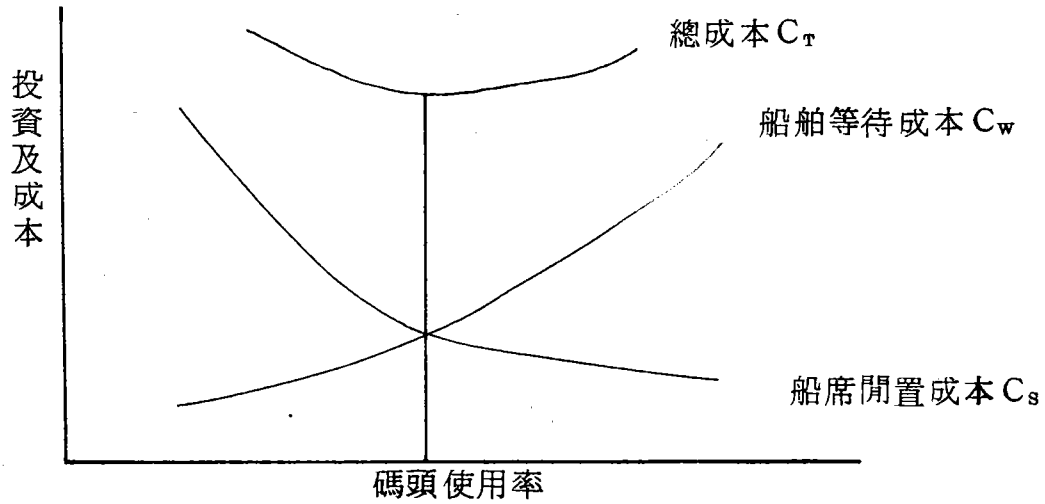


圖２－１　港埠投資成本與碼頭使用率關係圖

船席閒置成本包括：碼頭設施、裝卸機具、房舍之折舊、利息、保險費以及雇用人員之人事費用等，由於各類船席設施及使用機具不同，故其閒置成本自亦不同，依據交通部運輸研究所在民國七十六年之研究報告指出，各類船席之閒置成本如下：

船席閒置成本 C_s ：（NT$／船席／日）

雜貨船席：NT$ 90,000

穀類船席：NT$ 310,000

貨櫃船席：NT$ 410,000 —標準型，有充足CY場地，如高雄港。

NT$ 300,000 —CY場地不足，如基隆港。

船舶等待成本，包括船舶之折舊、維修、燃料費以及雇用船員之人事費、碇泊費，依Goss & Mann（1980）估出之船舶每日等待成本如下：

貨櫃輪 $C_w = 94.447$ TEU $^{0.701}$ 美元

傳統雜貨輪 $C_w = 59.639$ DWT $^{0.522}$ 美元

散貨輪 $C_w = 29.389$ DWT $^{0.568}$ 美元

DWT ：船舶載重噸位＝船舶本身重量＋載重貨物重量

至於船席使用率U及平均等待船席數 L_Q ，則分別以等待理論及GPSS系統模擬語言求出並加以比較。

三、等待理論（Queuing theory）

等待理論爲 1909 年至 1920 年間厄朗（A.K.Erlang）之早期作品，當時以研究電話線路交換及等待問題爲主，直至第二次世界大戰末期，方始將此項等待問題擴張用於其它一般問題。等待理論之概念爲擁擠問題之發生係由於某種交通流（traffic flow）受阻撓而造成明顯之遲滯現象。而此種交通流通常爲一種斷續性（discrete）之型態，如船舶到港及裝卸完後出港之分佈型態等。由於等待原理能合理的描述港埠擁擠狀況，故等待模式（Queuing model）就被廣泛應用於港埠擁擠問題研究及船舶輪次時間分析（Turn-around time）

㈠等待線系統結構

等待線問題之形成，主要係由於設備能量不足以供應需要所造成；而不足以應付需要之主要原因，係由於顧客（船舶）到達之時間間隔以

及顧客個別所需服務時間並非一致而有相當變化之緣故。換言之，有時服務人員（船席）空閒無事可作；而有時因顧客大批擁到而大排長龍。所以等待線理論所考慮者，主要係因此項到達與服務時間參差變化所引起之問題。一般之等待線系統可以圖３－１表示。

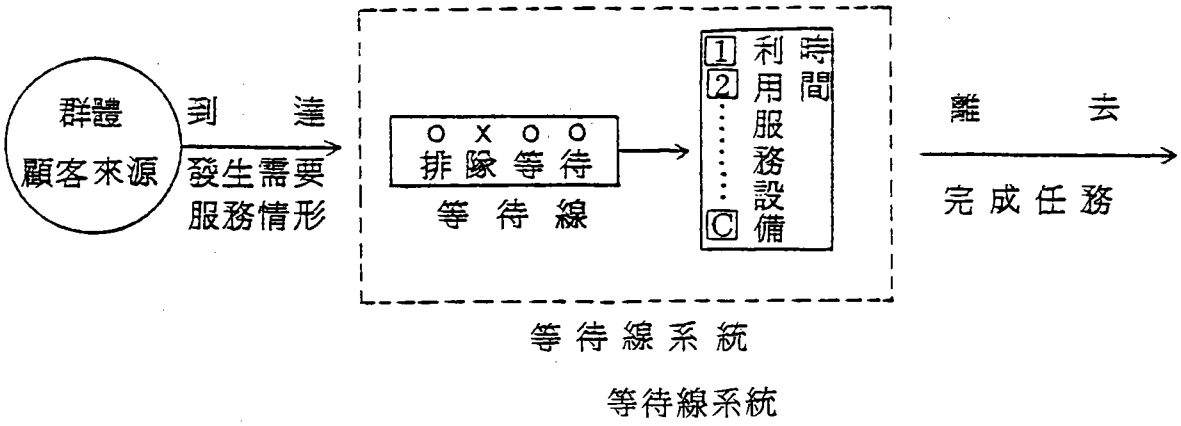


圖３－１　單條等待線多條服務線系統圖

由圖３－１，可知一等待模式，主要由下列因素所構成：

1.顧客（船舶）到達型態：如顧客按某一固定時間到達，則等待問題可以避免，然事實並非如此，到達型態往往是陸陸續續，且受外在因素之影響與控制。所以對於此一無規律之到達，爲了尋求其規律性，有人假設顧客之到達情形呈波以松分佈（ poisson dist ）（亦即彼此到達之時間間隔呈指數分佈）。亦有人假設到達之時間間隔呈 Erlang dist.（即 n 個指數隨機變數和之分佈）。

2.被服務或離開之型態：因每一個顧客被服務之時間並不固定，且各服務者之服務速度亦不同，故顧客在系統中被服務時間實難以估計，而任何時間在系統中被服務之人數亦難以確定。爲了尋求統計之規則性，乃假設每個顧客被服務之時間呈指數分佈（亦即任何時間被服務人數呈 poisson dist ），或 Erlang dist. 或爲其它之分佈。

3.服務站（船席）個數：在一個系統中服務站個數可能爲單一個或 C 個平行服務站之服務系統。

4.服務方式：到達顧客可按先到先服務（ First come first serve

FCFS）後到先服務（Last come first serve LCFS），隨機秩序（Service in random order SIRO）服務，或者按某種優先秩序（Priority）（如最短或長服務時間者）來服務。在實際現象中，非中斷性（Nonpreemptive）服務較多；而中斷性優先（preemptive）服務則較少。前者表示被服務者已完全完成服務後，優先者才准予進入被服務。而後者表優先者一到，正在被服務者馬上暫予忍讓，直到完成優先者之服務後，才再繼續未完成之服務。

5. 系統中最大容納個數：整個等待系統是由等待設備與服務設備系統所構成。例如船席數目爲有限個，錨地及浮筒之數目，亦爲有限個，則整個系統所能容納之個數亦必爲有限之數目。

6. 顧客來源：顧客來源可能爲一有限群體，亦可能爲一無限群體。於港埠系統中，我們假定船舶之來源爲一無限群體。

㈡等待系統之表示方法：

由上節所述，可知一個港埠等待系統之結構，可由下列六個不同特性來描述：

（a／b／c）：（d／e／f）

a：表到達船舶數目之分佈或任何兩艘船到達時間間隔之分佈。

b：表被服務或離開之船舶數目分佈，或被服務之時間分佈。

c：表港埠系統中船席之數目。

d：表服務之方式。

e：表整個系統（等待＋服務）所能容納之最大個數。

f：顧客來源之群體：可能爲一有限數，亦可能爲一無限數。

其次，我們常以下述符號來表示a與b分佈之特性。

M：船數之到達或被服務爲 poisson dist.；而彼此到達間隔或被服務時間爲指數分佈。

E^K：彼此到達間隔或服務時間爲 Erlang dist.。

D：固定到達或服務時間。

㈢等待模式主要隨機變數間之關係

假設下述符號：

λ ：單位時間平均到達率

$\frac{1}{\lambda}$ ：彼此到達之平均時間間隔

L ：系統中之個數

Lq ：等候設備之個數

Ls ：服務站之個數

Wq ：等待被服務之時間

S ：被服務之時間

W ：在整個等待系統中所停留之時間

上述符號彼此間之關係可以由圖 3 － 2 說明

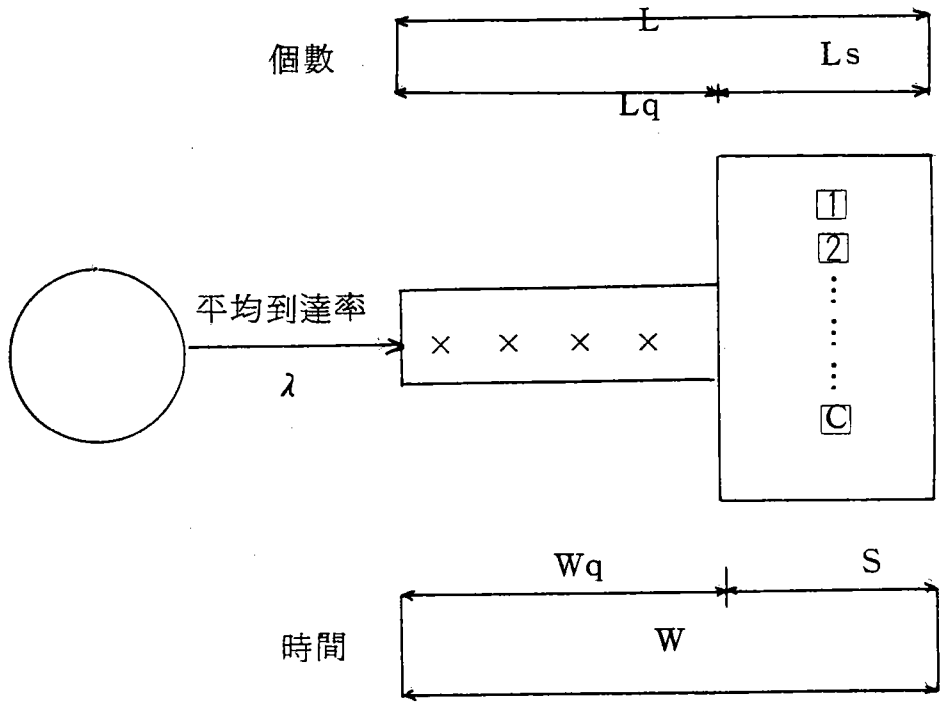


圖 3 － 2

㈣港埠系統之等待模式

有關港埠等待系統之影響因素，大概可歸納如下：

(1)船舶到港之時間間隔分佈情形。(2)船舶來源是否限量？(3)等待長度是否限量？(4)服務方法是採取何種方式？是先到先服務？後到先服務？優先權方式服務？或其它種服務規則？(5)船席數量有多少？(6)船舶

使用船席時間之分佈情形等。考慮不同之影響因素，其使用之等待模式自然亦不相同。一般之等待模式有：

(M/M/1)：(FCFS/∞/∞)，(M/M/1)：(SIRO/∞/∞)

(M/M/C)：(FCFS/∞/∞)，(M/M/C)：(FCFS/N/∞)

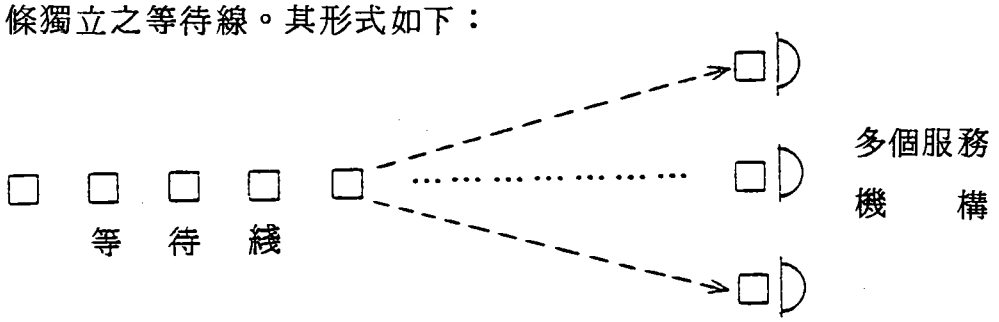
(M/E^K/1)：(FCFS/N/∞)，……等。

而服務原則雖有先到先服務(FCFS)原則，優先服務原則或隨機服務原則(SIRO)，但根據自健二於「港埠能量之計算與功能性探討」所作研究：SIRO 原則所得之結果與FCFS 原則結果完全相同，而且少數之優先情況亦可以 SIRO 原則視之，因此，一般等待系統均以FCFS 原則處理。另外據交通部運輸計劃之研究，台灣各港口雜貨船舶相當多，而這類船舶之平均等待成本亦較低，因此可視爲耐心之顧客，等待線可維持較長，所以這類船席可用(M/M/C)：(FCFS/∞/∞) 等待模式來描述；至於大型貨櫃船及穀類船因其平均等待成本較高，無法忍受太長時間之等待，其等待線是有限的，所以這類船席可以用(M/M/C)：(FCFS/N/∞)等待模式來描述。

故本文僅列出(M/M/C)：(FCFS/∞/∞)及(M/M/C)：(FCFS/N/∞) 之有關系統式子，至於其它等待模式之推導可參考港灣技術研究所民國77.年6.月「港埠最適能量之研究」期中報告。

(五)多線服務模式(M/M/C)：(FCFS/∞/∞)

本模式之所謂多線服務，係指多個服務機構，而仍然祇有一條等待線，或等待線之計算係各個服務機構綜合計算，並非各個機構各形成一條獨立之等待線。其形式如下：



(M/M/C)：(FCFS/∞/∞)有下列特性：

1.由C個平行服務站所組成，顧客之到達呈 poisson dist. 服務法則爲FCFS 。

2.每一服務站對任何顧客之服務時間爲指數分佈。

3.系統中可容納無窮多顧客。

4.在 t 至 t + Δ t 時間內，有一顧客到達系統之機率爲 $\lambda\Delta t$ 。在上述同一時間內無人到達系統之機率爲 $1-\lambda\Delta t$，而多於一個顧客到達系統之機率則爲 o 。

5.如果在系統中之顧客數 n 少於服務站數 C，($1\leq n<C$)，則在 t 至 t + Δ t 時間段內，有一顧客被完成服務之機率爲 $n\mu\Delta t$ 。而當 $n\geq c$ 時，有一顧客在 t 至 t + Δ t 時間段內，被完成服務之機率爲 $C\mu\Delta t$，且同一區間內多於一個以上之顧客被完成服務之機率爲 o 。

6.設 $\rho=\frac{\lambda}{\mu}$，如 $\rho/c<1$，則穩定狀態存在。

a、系統狀態

$$P_n=\begin{cases}\frac{\rho^n}{n!}P_o, & n=0,1,2\cdots\cdots c\\ \frac{\rho^n}{c^{n-c}\cdot c!}P_o, & n=c+1,\ c+2,\cdots\end{cases}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

$$\because\ \sum_{n=0}^{\infty}P_n=1$$

$$\therefore\ P_o=\left(\sum_{n=0}^{c}\frac{\rho^n}{n!}+\sum_{n=c+1}^{\infty}\frac{\rho^n}{c^{n-c}\cdot c!}\right)^{-1}$$

$$=\left(\sum_{n=0}^{c-1}\frac{\rho^n}{n!}+\frac{\rho^c}{c!}\frac{c}{c-\rho}\right)^{-1}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(2)$$

b、$$L_q=\sum_{n=c}^{\infty}(n-c)P_n=\sum_{n=c}^{\infty}\frac{n}{c^{n-c}\cdot c!}\rho^n P_o-\sum_{n=c}^{\infty}\frac{c}{c^{n-c}c!}\rho^n P_o$$

$$=\frac{\rho^c\lambda\mu}{(c-1)!(c\mu-\lambda)^2}\cdot P_o=\frac{\rho^{c+1}\cdot P_o}{c\cdot c!\ (1-\rho/c)^2}\quad\cdots\cdots(3)$$

c、$Wq=\frac{Lq}{\lambda}=\left[\frac{\rho^{c}\ \mu}{(c-1)!(c\mu-\lambda)^{2}}\right]\cdot Po$ ……(4)

d、$W=\frac{1}{\mu}+Wq=\frac{1}{\mu}+\left[\frac{\rho^{c}\ \mu}{(c-1)!(c\mu-\lambda)^{2}}\right]\cdot Po$ ……(5)

e、$L=\lambda W$

$$=\frac{\lambda}{\mu}+\left[\frac{\rho^{c}\ \lambda\mu}{(c-1)!(c\mu-\lambda)^{2}}\right]\cdot Po$$

$$=\rho+\left[\frac{\rho^{c+1}}{c\cdot c!(1-\frac{\rho}{c})^{2}}\right]\cdot Po \quad \cdots\cdots(6)$$

f、等待時間之機率分佈

令隨機變數 Tq 爲耗費在等待線上之時間，而 Wq（t）爲等待時間之機率分佈函數。

$Wq(o)=P(Tq=o)=p$（系統中含 c－1 或更少人）

$$=\sum_{n=o}^{c-1} Pn=Po\sum_{n=o}^{c-1}\frac{\rho^{n}}{n!} \quad \cdots\cdots(7)$$

$$\because \sum_{n=o}^{c-1}\frac{\rho^{n}}{n!}=\frac{1}{Po}-\frac{c\rho^{c}}{c!(c-\rho)} \quad \cdots\cdots(8)$$

$$\therefore Wq(o)=Po\left[\frac{1}{Po}-\frac{c\rho^{c}}{c!(c-\rho)}\right]=1-\frac{\rho c}{(c-1)!(c-\rho)}Po \quad \cdots(9)$$

$$Wq(t)=\begin{cases}1-\frac{c\rho^{c}}{c!(c-\rho)}Po, & t=o\\ \frac{\rho^{c}(1-e^{-\mu(c-\rho)t})}{(c-1)!(c-\rho)}Po+Wq(o), & t>o\end{cases} \quad \cdots\cdots(10)$$

當 c ＝ 1 時

$$Wq(t)=\begin{cases}1-\rho & , t=o\\ 1-\rho e^{-\mu(1-\rho)t} & , t>o\end{cases}$$

與（M／M／1）模式之結果相同。

g、至少有一服務站空閒之機率 $P=\sum_{n=o}^{c-1} Pn = Wq(o)$ ……(11)

h、任一服務站閒置之機率爲 $1-\frac{\lambda}{\mu c}$ ……(12)

(六)多線服務模式（M／M／C）：（FCFS／N／∞）

假若等待線模式僅能容納有限之個數N，即

$$\lambda n=\begin{cases}\lambda & , o\le n<N\\ o & , n>N\end{cases}$$

$$\mu n=\begin{cases}n\mu & , o\le n<c\\ c\mu & , c\le n\le N\end{cases}$$

a、系統狀態分佈

$$Pn=\begin{cases}\dfrac{\lambda^n}{n\mu\cdot(n-1)\mu\cdots\cdots 1\mu}Po & , o\le n<c\\[2ex] \dfrac{\lambda^n}{c\mu\circ c\mu\cdots\cdots \underbrace{c\mu}_{n-c\text{ 項}}\cdot(c-1)\mu\cdot(c-2)\mu\cdots 1\mu}Po & , c\le n\le N\end{cases}$$

$$\Rightarrow Pn=\begin{cases}\dfrac{1}{n!}\left(\dfrac{\lambda}{\mu}\right)^n Po & o\le n\le c\\[2ex] \dfrac{1}{c^{n-c}\circ c!}\left(\dfrac{\lambda}{\mu}\right)^n Po & c\le n\le N\end{cases} \quad \cdots\cdots(13)$$

$$\because \sum_{n=1}^{N} Pn = 1$$

$$\therefore \sum_{n=o}^{c-1} \frac{1}{n!} \left(\frac{\lambda}{\mu}\right)^n Po + \sum_{n=c}^{N} \frac{1}{c^{n-c} \cdot c!} \left(\frac{\lambda}{\mu}\right)^n Po = 1$$

$$\Rightarrow Po = \left[\sum_{n=o}^{c-1} \frac{1}{n!} \cdot \rho^n + \sum_{n=c}^{N} \frac{1}{c^{n-1} \cdot c!} \rho^n \right]^{-1}, \ P = \frac{\lambda}{\mu}$$

令 $Po = P / c = \dfrac{\lambda}{c\mu}$ ，則

$$Po = \begin{cases} \left[\sum_{n=o}^{c-1} \dfrac{\rho^n}{n!} + \dfrac{\rho^c}{c!} \dfrac{(1-\rho')^{N-c+1}}{1-\rho'} \right]^{-1}, & \rho' \neq 1 \\ \left[\sum_{n=o}^{c-1} \dfrac{\rho^n}{n!} + \dfrac{\rho^c}{c!} (N-c+1) \right]^{-1}, & \rho' = 1 \end{cases} \quad \cdots\cdots (14)$$

b、平均等待人數Lq

$$Lq = \sum_{n=c}^{N} (n-c) Pn = \frac{Po}{c!} \sum_{n=c}^{N} \frac{(n-c)\rho^n}{c^{n-c}}$$

$$= \frac{Po \ \rho^c \ \rho'}{c!(1-\rho')^2} \left[1-\rho'^{N-c+1} - (1-\rho')(N-c+1)\rho'^{N-c} \right] \cdots (15)$$

c、平均在系統中之人數L：

$$Lq = \sum_{n=c}^{N} (n-c) Pn = \sum_{n=c}^{N} nPn - c \sum_{n=c}^{N} Pn$$

$$= \sum_{n=o}^{N} nPn - \sum_{n=o}^{c-1} nPn - c \sum_{n=c}^{N} Pn$$

$$= L - \sum_{n=o}^{c-1} nPn - c\left(1 - \sum_{n=o}^{c-1} Pn\right)$$

$$= L - \sum_{n=o}^{c-1} (n-c) Pn - c$$

$$\therefore L = Lq + c + \sum_{n=o}^{c-1} (c-n) Pn$$

$$= Lq + c - Po \sum_{n=o}^{c-1} \frac{(c-n)(\rho' c)^n}{n!} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (16)$$

d、顧客在等待線上之時間W：

設 λ' 爲顧客眞正進 λ 系統之平均到達率，則

$$W = \frac{L}{\lambda'} \quad , \quad \lambda' = \lambda(1 - P_N) \cdots\cdots (17)$$

$$且 Wq = W - \frac{1}{\mu}$$

$$或 Wq = \frac{Lq}{\lambda'} \cdots\cdots (18)$$

四、系統模擬與GPSS 系統模擬語言

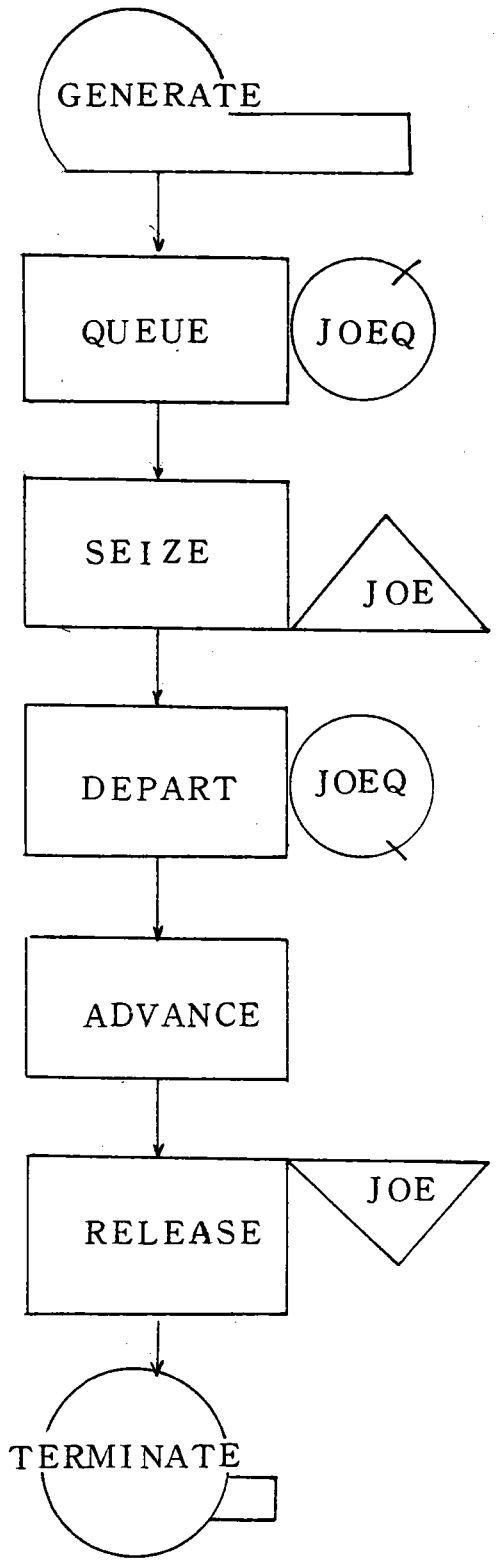
等待理論雖然當船舶到港時間及碼頭服務時間符合某種機率分佈時，可以利用公式，很簡便的即可求出船舶之等待時間及等待線長度，而作爲港埠初步規劃之參考；但由於近一、二十年來之海上運輸與港埠營運作業方式均有顯著之改變，使得該類模式之一些假設條件經常與現代港埠之實際現況不符，故造成此類模式，難以應用於現代港埠營運規劃之缺憾。例如：

1. 等待理論假設船席可以互換，也就是所有船席對所有之船舶均有相同之平均服務時間；但實際上現代港埠多已朝向專業化碼頭之作業方式，例如貨櫃、油品、化學、礦砂、煤炭、穀類等大宗貨物之碼頭，由於專業化之結果，使得船席彼此之間無法互換。當然也有在碼頭岸上設備及水深條件夠時，某些種類之船舶可以互換船席使用之情形。而且現代港埠對於不同種類、噸位之船舶其服務時間可能亦不相同，因爲較大或裝卸較快速之船舶可能享有優先權。
2. 等待模式假設船舶到達與服務時間必須符合某些特定之機率分佈型態；但由於專業化之結果，許多專業碼頭之船舶，其到達及服務情形經常不符合這些假設分佈型態之特性。
3. 船舶指派方式雖然有許多種但於一般使用之等待模式，其船席指派均依照先到先服務之準則；但現代港埠作業經常使用優先指派或承租專用碼頭之方式，而與等待模式之假設不同。

此外，等待理論模式只能處理船舶與船席間之作業情形，如欲將研究範圍擴大到進港前之各項檢查，機具與人力之調派，以及倉儲與內陸運輸轉接設施之作業，則除了系統模擬外，迄今仍無其它更適當之方法。因此自 1970 年以來，國內外即有許多港埠研究規劃文獻採用系統模擬方法。

㈡GPSS 系統模擬語言

GPSS 爲General purpose simulation system（通用目的系統模擬語言）之縮寫，由 IBM 公司開發完成，有多種版本，此系統語言可用來模擬離散事件（ discrete event ）之有關問題，一個系統之 GPSS 模式可以由方塊圖（ block ）加以串連而成，如圖 4 － 1 爲一很簡單之等待線系統，包括；1. GENERATE 方塊模擬顧客之到達（可爲既定之函數，或其它種分佈函數）。2. 要使用設備 JOE 時，先進入等待線 JOEQ 。3. 等到設備 JOE 有空檔時，進入JOE 接受服務，離開 JOEQ 。4. ADVANCE 方塊提供服務型態。5. 服務完畢，離開設備 JOE 後離去。GPSS 中有 40 多個方塊圖可供系統模擬選擇使用，每一個方塊圖即是一個副程式。當系統中之流動個體經過時，它即被呼叫。在圖中之箭頭表示流動個體之行走方向。流動個體又叫交易（ Transaction ）交易可在 GPSS 模式圖中依箭頭指向隨意走動。每一個交易都有一組之參數，這些參數可以設定代表此交易之特性，我們可以依據這些參數而控制這些交易之走向。


GENERATE
QUEUE
JOEQ
SEIZE
JOE
DEPART
JOEQ
ADVANCE
RELEASE
JOE
TERMINATE

（圖４－１）方塊圖

欲建立GPSS 模擬模式，首先必須分析實際系統中之交易有那些，並且決定模擬的最小時間單位，用到那些設備，以及這些設備所可能之排列情形。其次以 GPSS方塊圖繪出各元素間之相互關係，分析正確後寫在編碼紙（Goding sheet）上，再上機作測試。測試之結果再加以分析，不合意的還要修正 GPSS方塊圖。因此其作業流程大概可繪 如圖4－2：

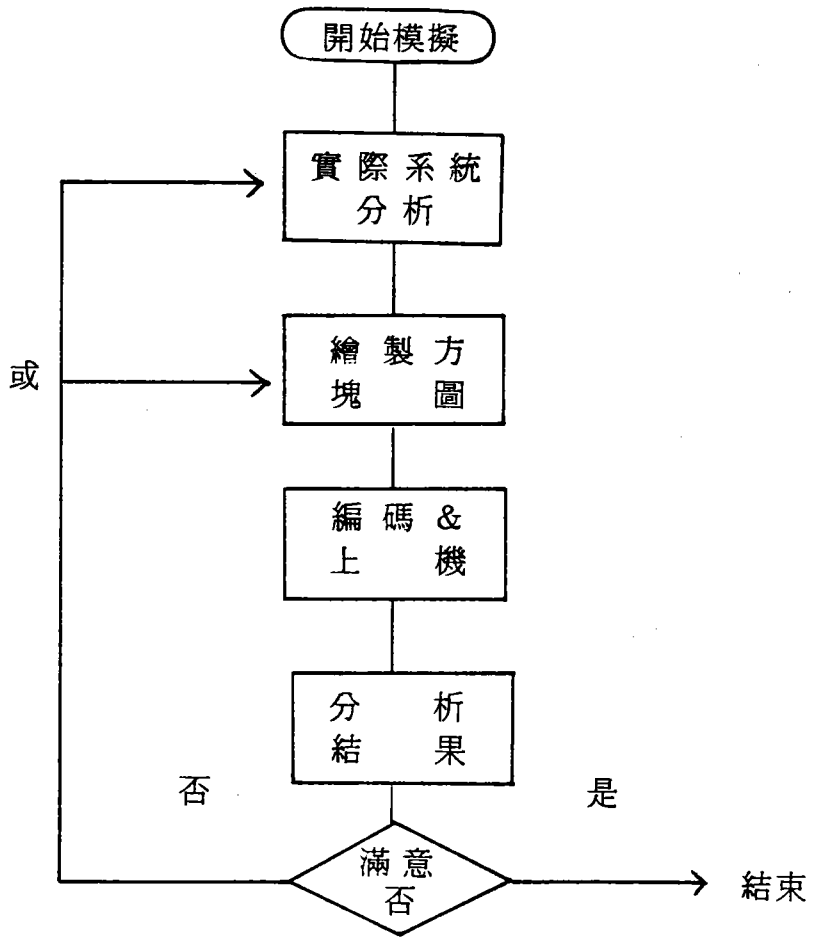


圖4－2　GPSS作業流程圖

由於 GPSS可以很成功的描述整個港埠船舶之運作狀況，所以在國外有許多文獻利用 GPSS來研究各種不同港埠之營運策略，例如1970年Nehrling 發展出一套模擬貨櫃船裝卸作業之模擬模式。在這個研究中，他把貨櫃裝卸程序分解成幾個步驟分析，且相當詳細描述了這些作業，這個模式是專以貨櫃基地作業爲討論對象，另外N.Varapr-

asad 亦於 1986 年建立一個港埠模擬模式，並用以估算新加坡國際港口之最適能量，以及分析比較貨櫃碼頭之不同營運策略，發現如將現行若干專用出租碼頭全部改爲公用碼頭可以減少船舶平均等待時間，提高服務水準。

本研究原擬利用GPSS 模擬台灣三大國際港並用以估算各國際港之最適能量，但由於時間不足及資料之不完整，目前僅能就民國75.年台中港貨櫃碼頭之船舶到達、服務、離去等作一番模擬及分析，而對於整個港埠之營運模擬，則需等有再進一步之資料時再加以分析。

㈢港埠系統描述

任何一個港埠，都是一個非常複雜之貨物轉運系統如圖4－3，由無數個次系統（Subsystem）所構成，每項次系統包括一種不同之服務型態。而本文目前所欲模擬之部份僅如圖4－4不包括領港、檢疫、拖船、航行等時間，爲最簡單之一種型態，船舶到港後在錨碇區等待船席，等到有船席時則駛往碼頭接受服務，服務完畢即駛離碼頭，以與等待模式比較，而不模擬等待領港、航行時間及裝卸貨等時間。

台中港貨櫃船席民國75.年之船舶到港時間分佈，服務時間分佈、等待時間分佈等資料列如表4－1、4－2及圖4－5，表4－2之等待時間如扣去領港上船至靠好碼頭之時間（表4－3），才是實際上等待船席之時間（表4－4），也就是從船舶到達外海至領港上船爲實際之等待時間，由表4－3資料分料顯示，航行時間平均約爲 30 分鐘。

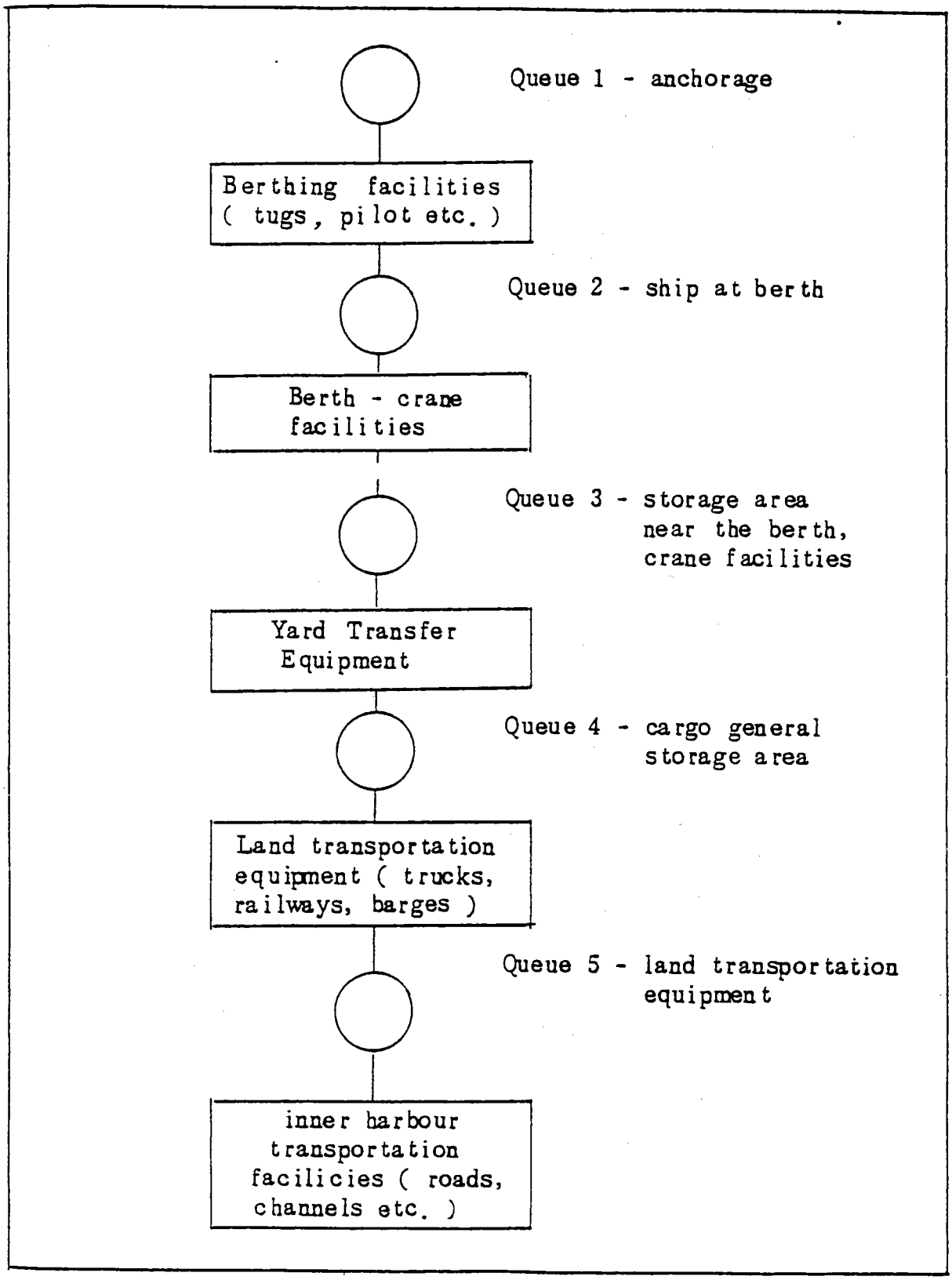


圖4－3　Basic structure of cargo-transportation system

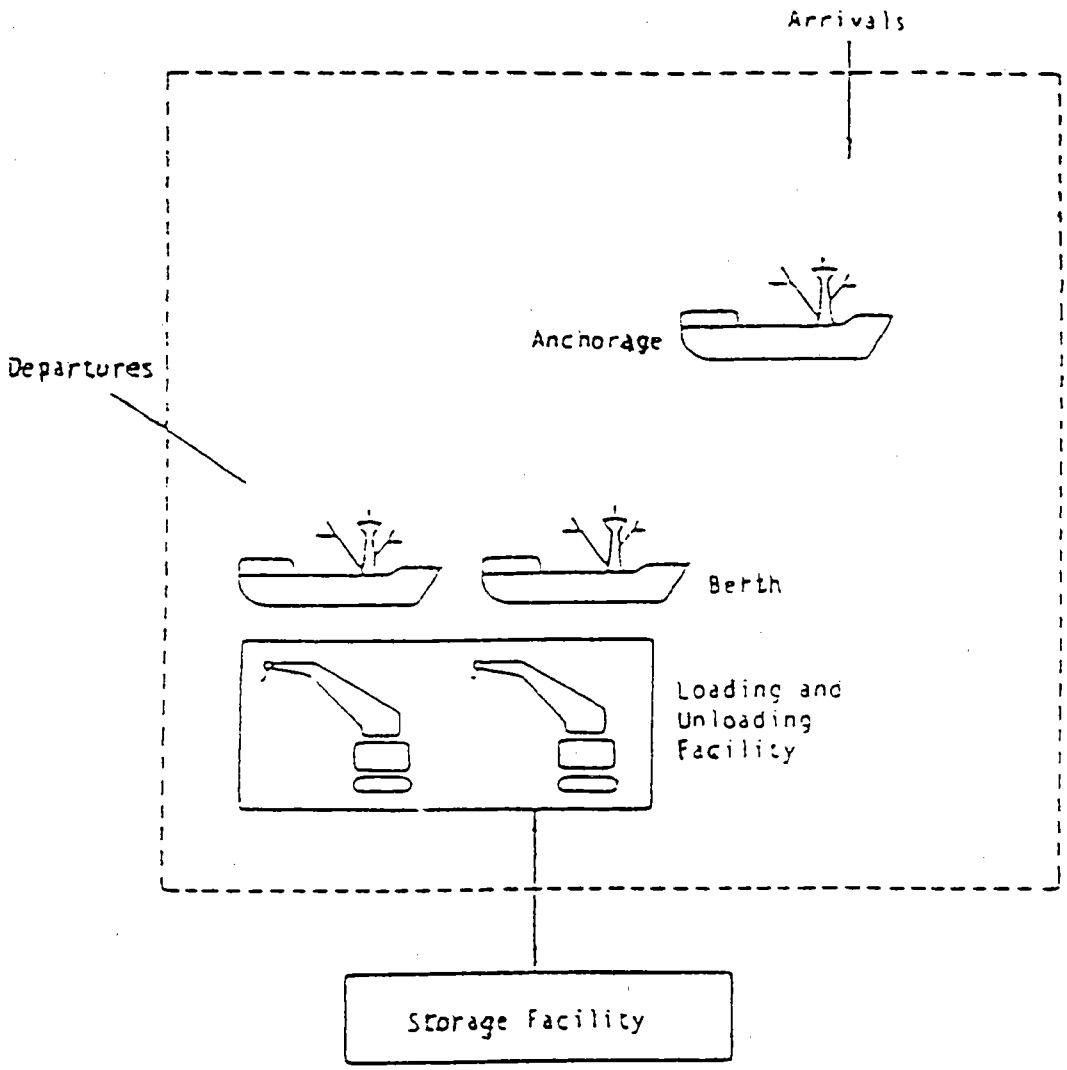


Fig 4 — 4 System Boundary

表4－1　台中港貨櫃船到達時間間隔分佈

時間間隔（天）	船數	百分比	累計百分比
0－1	74	0.363	0.363
1－2	51	0.250	0.613
2－3	42	0.206	0.819
3－4	23	0.113	0.932
4－5	11	0.054	0.986
5－6	1	0.005	0.991
6以上	2	0.009	1.000

平均值：0.56 艘／日

資料來源：台中港務局，本文分析

註：貨櫃輪資料不包括永隆航運公司之半貨櫃輪。

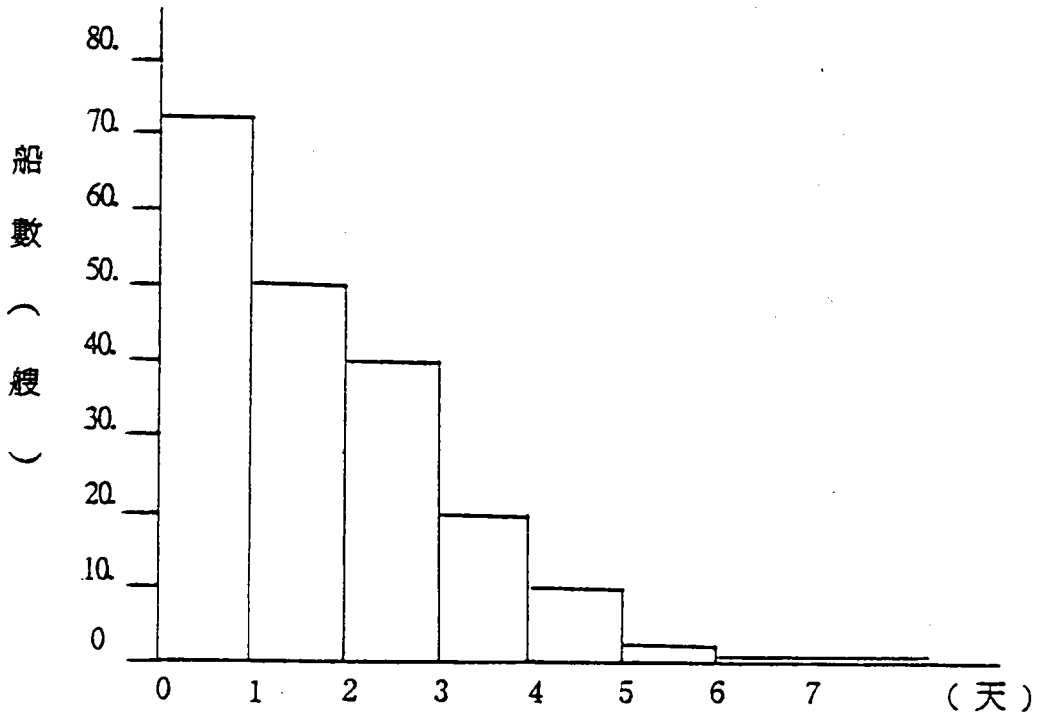


圖4－5　台中港貨櫃輪到達時間間隔

表4－2　台中港貨櫃船等待時間及服務時間表

等待時間（小時）	船數（艘）	服務時間（時間）	船數（艘）
0 － 1	107	0 － 3	0
1 － 2	51	3 － 6	30
2 － 3	8	6 － 9	68
3 － 4	8	9 － 12	34
4 － 5	6	12 － 15	22
5 － 6	3	15 － 18	7
6 － 7	4	18 － 21	8
7 － 8	2	21 － 24	6
8 － 9	4	24 － 27	5
9 － 10	2	27 － 30	10
10 － 11	5	30 － 33	7
11 以上	5	33 以上	8
總計	205		205

資料來源：台中港務局，本文分析

註：貨櫃輪資料不包括永隆航運公司之半貨櫃輪。

平均等待時間（A.W.T）＝ 2.08 小時

平均服務時間（A.S.T）＝ 11.25 小時

A.W.T／A.S.T＝ 0.18 ≒ 0.20

此處等待時間爲貨櫃船自到達外海至靠好碼頭這段時間

表4－3　台中港貨櫃船航行時間統計分析表

時間（分鐘）	船數（艘）	百分比 %	累積百分比 %
10以內	2	0.98	0.98
10－20	41	20.00	20.98
21－30	98	47.80	68.78
31－40	42	20.49	89.27
41－50	10	4.88	94.15
51－60	6	2.93	97.08
61－120	4	1.95	99.03
121－180	1	0.485	99.515
181－240	1	0.485	100

註：此處之航行時間表示自領港上船至靠碼頭這段時間。

資料來源：民國75年台中港船舶進出港動態表由本文分析

平均航行時間：29.32分≒30分

標準偏差　σ_{n-1} ＝14.05分≒14分

表4－4　台中港貨櫃船等待領港上船時間統計分析表

時間（小時）	船數（艘）	百分比（%）	累積百分比（%）
0.5以內	115	56.10	56.10
0.5－1	31	15.12	71.22
1－2	25	12.20	83.42
2－3	7	3.41	86.83
3－4	6	2.93	89.76
4－5	2	0.98	90.74
5－6	3	1.46	92.20
6－7	2	0.98	93.18
7－8	3	1.46	94.64
8－9	3	1.46	96.10
9－10	2	0.98	97.08
10以上	6	2.92	100

註：1.此統計表表示貨櫃船到達外海至領港上船這段時間。

2.根據民國75年台中港船舶進出港動態表分析，此段等待時間超過1小時者，絕大部分爲晚上或早上八點鐘以前到達外海者。

如扣除航行時間後，有百分之五十以上之貨櫃船其眞正等待之時間不超過半小時。

㈣程式設計

在建立模式時，必需先將各種有關之變數、參數、函數定義清楚，以便於設計，其定義分別如下：

Model segment 1 ：貨櫃船到達外海等待，有船席時立刻接受服務（不計航行時間），服務完後立即離去之流程。

Model segment 2 ：模擬進行之時鐘時間，本文先模擬一天，待系統穩定後，再模擬 365 天。

ARIVE：貨櫃船到港之時間間隔分佈函數。（如表 4 － 1 ）

SERVE：貨櫃船席之服務時間分佈函數。（如表 4 － 2 ）

WAIT ：等待線（等待船席以接受服務）。

BERS ：貨櫃船席數目。

RESID：船舶至到達外海至裝卸完畢離開碼頭之總計時間分佈表。

INARI：模擬之船舶到達時間間隔分佈表。

SERDI：碼頭之服務時間分佈表。

GPSS ：模擬之流程圖如圖 4 － 6 表示。

(a) Block diagrom

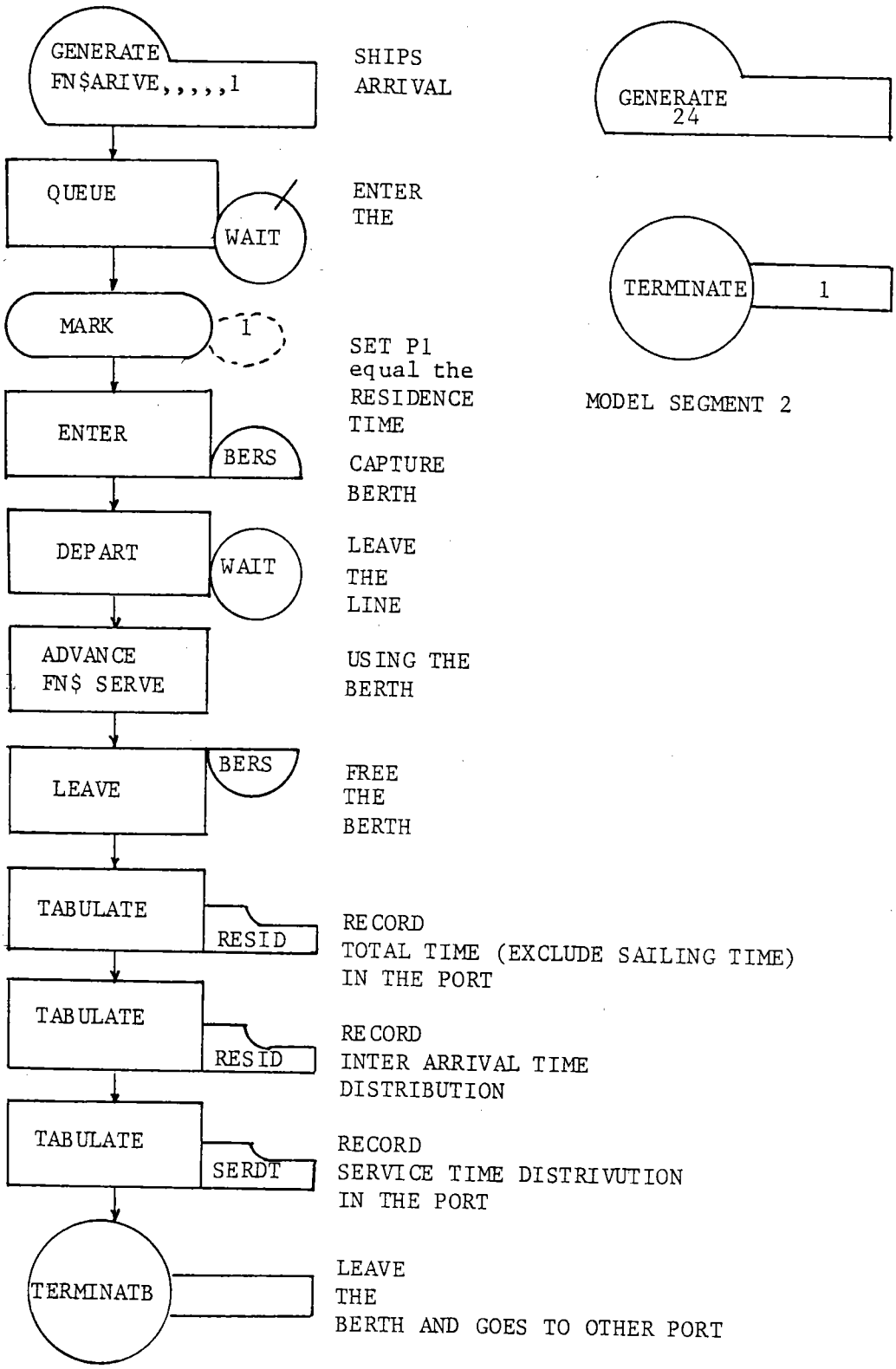


図 4 — 6

(c)模擬結果分析

由上節GPSS 之模擬結果與實際船舶到達情形比較後，概略分析如下：

1.船舶到達船數

民國75.年台中港實際到達之貨櫃船數爲 205 艘，而本程式模擬之結果爲 191 艘，誤差率 6.8％。

2.船舶到達時間間隔

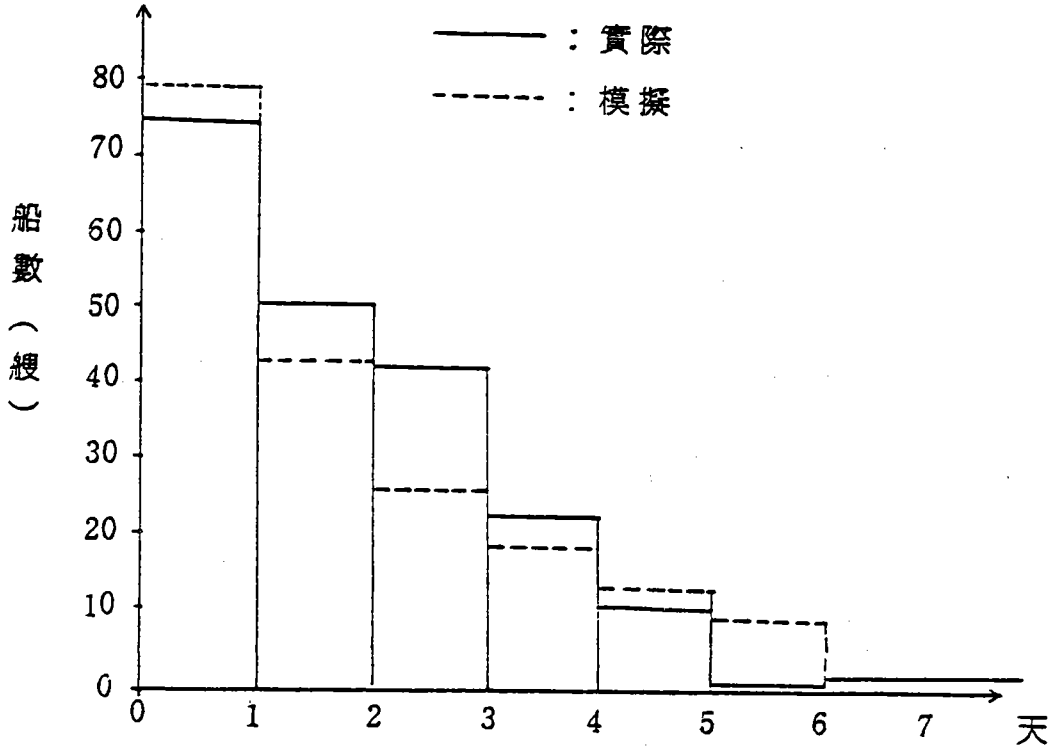


圖4－7　台中港貨櫃輪到達時間間隔比較圖

表4－5　台中港貨櫃輪到達時間間隔比較表

時間間隔（天）	船數（艘）（實際）	船數（艘）（模擬）
0－1	74	79
1－2	51	43
2－3	42	26
3－4	23	19
4－5	11	13
5－6	1	9
6以上	2	2

3.船舶等待時間

本處所指之船舶等待時間爲等待船席接受服務之時間，而不包括航行時間，也就是船舶外海等待而一有船席即能接受服務，經模擬結果：當有 2 個貨櫃船席時，其等待時間爲 0 ，等待線長度亦爲 0 ；如改爲 1 個貨櫃船席時其平均等待線長度爲 0.009 艘／時；而在模擬到達之船舶 191 艘中有 178 艘不必等待，僅有 13 艘需等待，也就是有 93.2 % 之船舶可直接接受服務。

但由表 4 － 4 可知有 2 個船席時，船舶仍需等待，其原因可歸納如下：

(a)船舶到達外海，必須等待領港上船，才能入港，故其等待時間，實際上爲等領港上船。

(b)有些船舶晚上到達不願立刻入港，因爲夜間之裝卸費用較貴。

(c)可能有些半貨櫃船佔據船席使用。半貨櫃船之裝卸時間均很久，有長達數天的，而這些半貨櫃船之移碼頭時間在資料上均沒有記載，故在模擬時無法加以考慮。

4.船席服務時間

不同之船席數其服務時間之分佈情形，比較如下表 4 － 6

服務時間（小時）	船席數			
	實際 2	模擬 1	模擬 2	模擬 3
3 小時以下	0	12	13	13
3 － 6	30	33	39	39
6 － 9	68	53	57	57
9 － 12	34	24	19	19
12 － 15	22	21	18	18
15 － 18	7	12	9	9
18 － 21	8	5	5	5
21 － 24	6	3	3	3
24 － 27	5	7	7	7
27 － 30	10	9	9	9
30 － 33	7	7	7	7
33 以上	8	5	5	5

由表 4 － 6 可發現，當模擬船席數爲 1 與 2 時其服務時間分佈稍有不同；而當模擬船席數爲 2 與 3 時，其服務時間分佈爲一樣，因爲當船席數爲 2 時，所有到船舶已無需等待，故船席數爲 2 或 3 對船舶而言已無多大區別。

5.船席使用率

民國75.年之貨櫃船席使用率實際上大約爲 0.1316 ，而經模擬後，其可能之使用率爲：

1 個船席時： 0.261

2 個船席時： 0.130

3 個船席時： 0.087

平均在港隻爲：

1 個船席時： 0.261 艘／小時

2 個船席時： 0.261 艘／小時

3 個船席時： 0.261 艘／小時

就船席使用率而言，模擬之結果比實際稍低（因爲模擬之船舶到達數較少），但差異甚小，所以此模擬結果令人滿意。

五、等待模式與GPSS 結果比較分析

由於港埠作業爲一多站等待系統，故其船席使用率及平均等待船席之船數可用等待模式計算，根據交通部運輸計劃研究所之研究指出，台灣港口之現象大部份均屬於（M／M／C）等待模式，根據此一模式，平均船席使用率及等待船席之船數 Lq 之計算公式爲：

$$U = \frac{A}{DS}$$

$$Lq = \left\{ \frac{(A/D)^{s}(A/DS)}{S!\,[1-(A/DS)]^{2}} \right\} \left\{ \frac{1}{\sum_{n=0}^{S-1} \frac{(A/D)^{n}}{n!} + \frac{(A/S)^{s}}{[1-(A/DS)]S!}} \right\}$$

其中　A＝平均船舶到達率＝到達船數／日

D＝平均船舶服務率＝服務船數／船席日

S＝船席數

民國75年之實際每日船舶到達率爲 0.56 艘

另根據交通部運輸計劃研究所「台灣地區國際港埠營運與管理初步研究」中之貨櫃船（ 1846 TEU）等待成本爲NT$740,000元，貨櫃船席之開置成本爲NT$410,000 元，則將上述資料代入成本模式，可計算如表 5－1。

表5－1　台中港最適船席使用率計算表

A	U	$S(1-U)C_s$	Lq	$Lq \cdot C_w$	C_T
0.56	0.1313	720,534	0.0042	3,108	723,642
0.80	0.1875	666,250	0.01355	10,027	676,277
1.0	0.2344	627,792	0.02448	18,115	645,907
1.4	0.3282	550,876	0.07750	57,352	608,228
1.6	0.3751	512,418	0.11946	88,400	600,818
1.8	0.4219	474,124	0.1784	132,016	606,140
2.2	0.5159	397,126	0.3565	263,810	660,936

則根據表5－1之計算，台中港貨櫃碼頭之最適船席使用率約爲 0.38 大於實際之 0.13。

但是實際上來台中港之貨櫃輪均爲載重噸位較小之船舶，其承載之 TEU 數很少超過 1000 TEU的（可以說沒有）。來台中港之貨櫃輪以萬海公司爲例，其貨櫃輪也只能承載七、八百TEU 而已，而其它公司也有只承載二、三百 TEU 的，所以本文以承載 500 TEU 之貨櫃輪估算其船舶每日之等待成本以符合實際，依Goss 和Mann（1980）估出之貨櫃船舶每日等待成本如下：$C_w = 94.447\ TEU^{0.701}$。

則 500 TEU 之貨櫃輪，每日之等待成本約爲：

$C_w = 94.447 \times 500^{0.701} \doteqdot 7365$ 美元 $\doteqdot 221,000$ 台幣

如以此標準，則台中港貨櫃碼頭之最適船席使用率計算如下表5－2。

表5－2　台中港最適船席使用率計算表（根據M／M／C模式，2個船席）

A	U	S(1—U) C_s	Lq	Lq・C_w	C_T
0.56	0.1313	720,534	0.0042	928	721,462
1.00	0.2344	627,792	0.02448	5,410	633,202
1.60	0.3751	512,418	0.11946	26,400	538,818
1.80	0.4219	474,124	0.1784	39,426	513,550
2.20	0.5157	397,126	0.3565	98,787	495,913
2.40	0.5626	358,668	0.4936	109,087	467,756
2.60	0.6095	320,210	0.6776	149,750	469,960
2.80	0.6564	281,752	0.9276	205,000	486,752
3.00	0.7032	243,376	1.2740	281,554	524,930

則最適船席使用率約爲0.5626 ＝ 0.56，由於實際之船席使用率小於0.56，所以如果以單一個船席來運轉時，其船席使用率及成本計算如下表5－3。

表5－3　台中港最適船席使用率計算表（1個船席）

A	U	S(1—U)・C_s	Lq	Lq・C_w	C_T
0.5	0.234	314,060	0.056	12,376	326,436
0.57	0.267	300,530	0.097	21,437	321,967
0.7	0.328	275,520	0.117	25,857	301,377
0.8	0.375	256,250	0.158	34,918	291,168
1	0.469	217,710	0.271	59,891	277,601
1.2	0.563	179,170	0.443	97,922	277,093
1.5	0.703	121,770	0.926	204,646	326,416
2	0.938	25,420	6.882	1,520,922	1,546,342

最適船席使用率約爲0.57。

並將表5－2及5－3之資料，繪如圖5－1，由圖可以發現台中港之貨櫃碼頭，使用2個船席時，其最適船席使用率約爲0.56，如只使用1個船席時，其最適船席使用率約爲0.57，此與一般現象，當船席數愈多，最適船席使用率有愈高之趨勢，不盡符合。

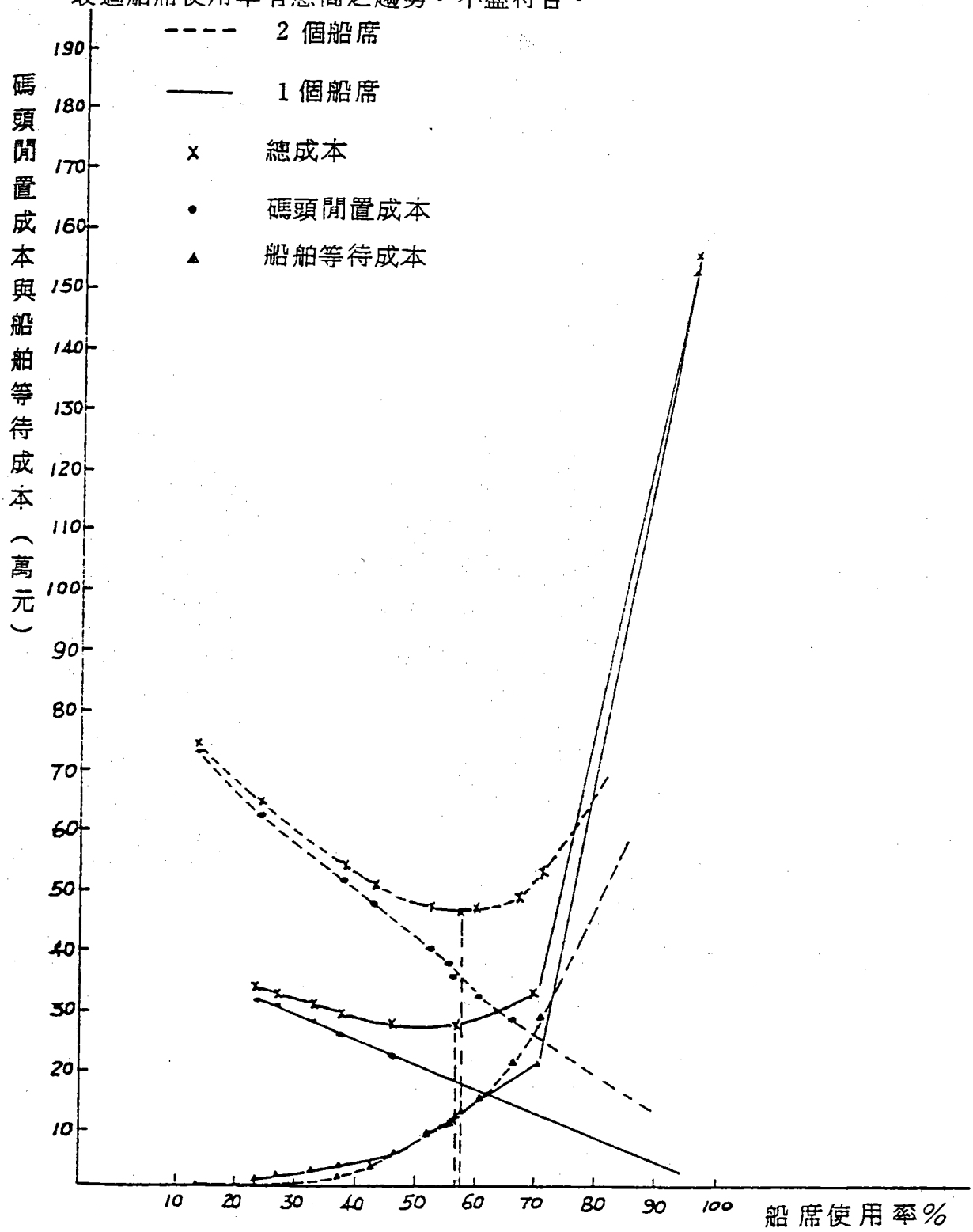


圖5－1　台中港貨櫃碼頭最適船席使用率分析圖（利用表5－2，5－3資料）

由表5－1及表5－2之分析，可以發現影響最適船席使用率之因子很多，包括船席數、船舶到達率、平均等待船數、碼頭閒置成本以及船舶等待成本等。利用GPSS 系統模擬除了可以了解整個港埠運轉操作之情形外，在代入成本模式計算最適船席使用率時，亦可求得平均之等待線長度 Lq 及碼頭之使用率情形，表5－4、5－5爲GPSS 模擬之結果：

表5－4　GPSS 模擬2個貨櫃船席之統計表

到達時間間隔（小時）	到達率（艘／日）	最大等待長度（艘）	平均等待長度（艘）	不須等待之百分比（%）	船席使用率（%）
6	4	48	23.286	0	100
8	3	6	0.947	33.246	81.3
10	2.4	5	0.510	60.714	61.5
12	2	5	0.226	65.354	54.1
18	1.5	3	0.068	80.120	35.8
24	1	3	0.029	86.885	26.5
30	0.8	2	0.018	89.474	20.6
36	0.7	2	0.008	93.671	17.2
42	0.57	1	0.003	96.875	14.4
48	0.5	1	0.000	98.182	12.6

表5－5　GPSS 模擬1個貨櫃船席之統計表

到達時間間隔（小時）	到達率（艘／日）	最大等待長度（艘）	平均等待長度（艘）	不須等待之百分比（%）	船席使用率（%）
12	2	24	11.605	0	100
18	1.5	5	0.789	28.916	72
24	1	5	0.318	43.443	53.1
30	0.8	4	0.188	56.842	41.1
36	0.7	3	0.136	60.759	34.3
42	0.57	3	0.091	60.938	28.9
48	0.5	2	0.062	62.273	25.2

將表5－2，表5－3，表5－4及表5－5之資料，繪如圖5－2可發現，當船舶到達率小於2艘／日（2個船席），或1艘／日（1個船席）時，利用等待模式與系統模擬之平均等待長度沒有顯著之差別，但當船舶到達率超過該值時，平均等待長度兩者之差異即越來越顯著，而且當2個船席數時利用等待模式求出之平均等待長度超過GPSS 求出之結果，此與Kenneth及Usamah於1977年分析PUERTO CORTES 之結果吻合，而且當船席數越多船舶到達率越大時，此值差異更大。至於船席使用率如圖5－3雖然亦隨著船舶到達率之增加而有所差異，但大體而言，差異較小。

如根據表5－4、5－5之資料，分析台中港貨櫃碼頭最適船席使用率，則如圖5－4所示。

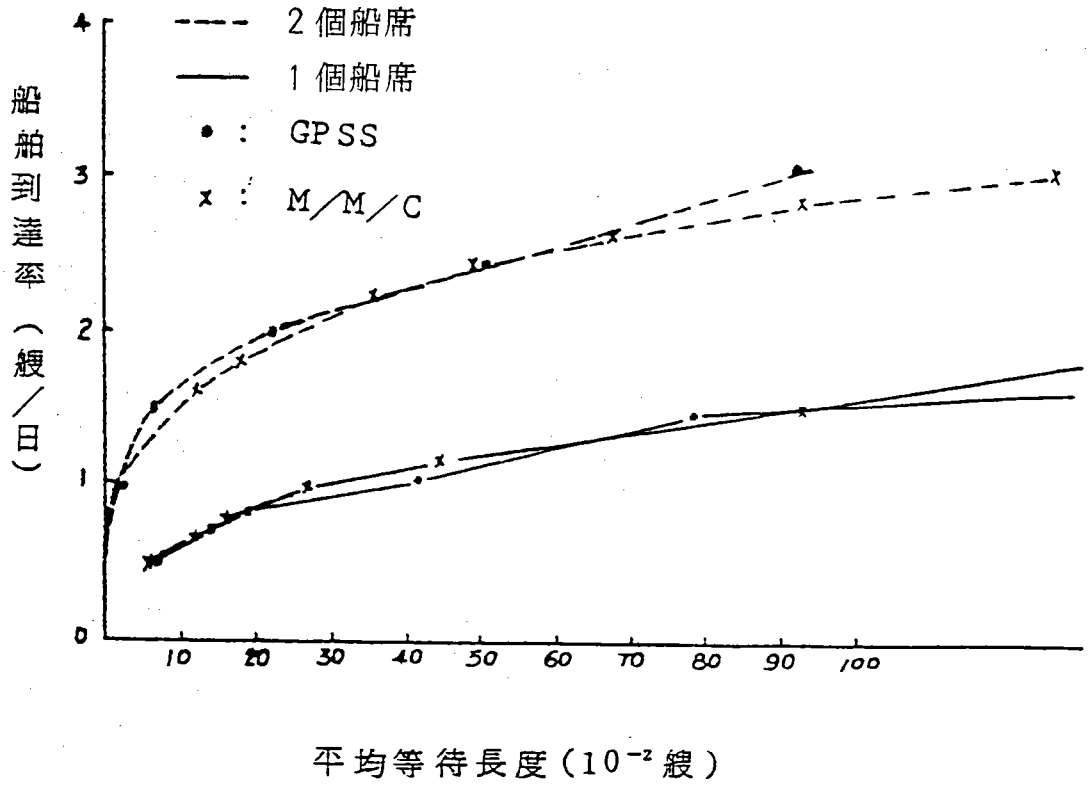


圖5－2　平均等待長度（M／M／C等待模式與GPSS系統模擬）比較圖

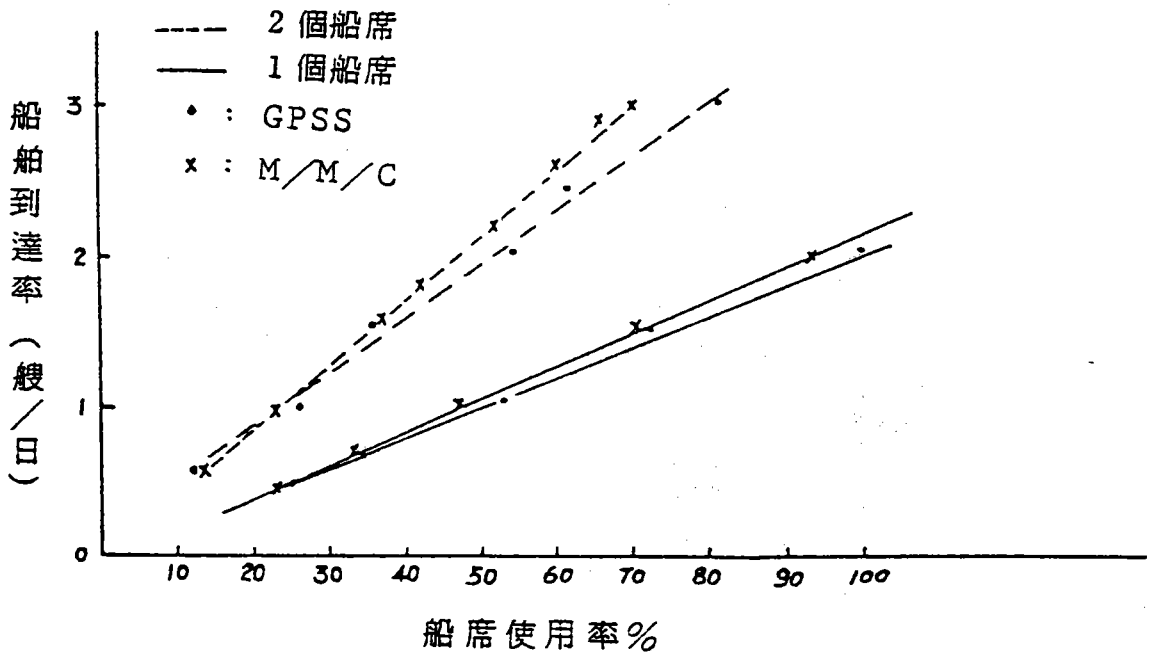


圖5－3　船席使用率（M／M／C等待模式與GPSS系統模擬）比較圖

由圖5－4之分析，當只用1個船席時之最適船使用率約爲 0.58，這結果與使用M／M／C等待模式之結果0.56 差異很小，而使用2個船席時約爲0.82 與M／M／C等待模式求出之結果差異很大，但利用圖5－4分析之結果較符合實際之狀況，也就是當船席數越多時，其最適船席使用率有逐漸升高之趨勢。

由表5－4及5－5可以發現，以民國75年船舶之到達情形0.56 艘／日，即使使用1個船席，其平均等待長度亦不超過0.1艘／日，而且約有60%之船不須等待即可接受服務。當然，爲了提高服務水準可以使用2座船席，但如果要再增建則爲時過早，因爲目前之船席使用率，離其最適船席使用率，尚有一段距離。

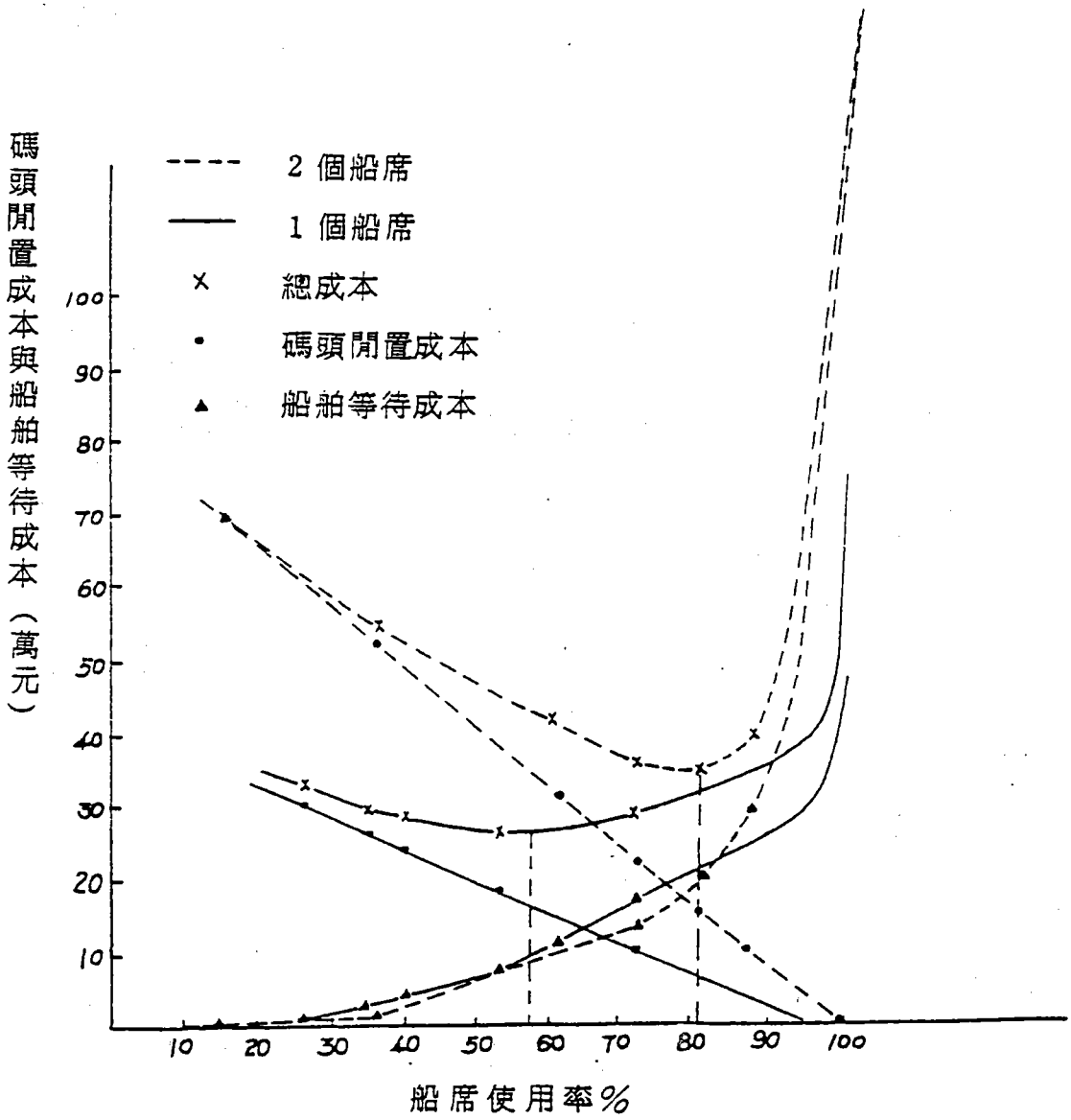


圖５－４　台中港貨櫃碼頭最適船席使用率分析圖（利用ＧＰＳＳ資料）

六、結論與建議

由本文之分析，我們可以獲致下列之結論及建議：

1. 等待模式比較缺乏彈性，尤其在使用時必須先作適合性檢驗（Goodness of fitting），如果不滿足某些數學函數關係時，則無法使用該模式。
2. 等待模式只能使用於較簡單之狀況，當需對整個操作系統作瞭解時，等待模式則無法滿足需求。
3. 如在規劃初期，只需對船席使用率作一大概認識以作爲參考時，則等待模式可以作一概算。
4. 系統模擬方法於分析一較複雜之狀況時可以滿足需求，但所需之資料必需比較精細，如此，模擬出來之結果才更具參考價值。
5. 利用系統模擬，可以對不同之港埠營運策略預先作一瞭解，可以得出一個較佳之港埠經營方針。
6. 當船舶到達率較大時，如利用等待模式計算其可能之等待長度，通常均較大，如此會導致碼頭設備之過早投資；但當船舶到達率較低時，利用等待模式通常可以得到令人滿意之結果。
7. 經本文分析後，證明台中港之貨櫃作業系統，可以GPSS 系統模擬語言加以描述。
8. 台中港貨櫃碼頭之最適船席使用率如用等待模式計算約爲 0.56；而利用GPSS 計算約爲0.82 。
9. 台中港目前實際之船席使用率爲0.13 ，所以如要增建必須再詳加研究。
10. 於計算最適船席使用率時，有關之成本分析愈準確愈好，因爲不準確之成本，所得出之結果可能是錯誤的。
11. 由於電腦科技之進步以及各種軟體語言之強化，建議對於港埠之營運與規劃能多利用系統模擬之方法預先作一通盤之瞭解以免作無謂之投資。
12. 爲能對各港埠之運轉操作系統作更詳盡之瞭解，建議各港務局對於各項記錄及統計資料能作較精確之統計。

七、參考文獻

1. 黃承傳，「系統方法分析港埠問題之探討」，運輸計劃，一卷三期，民國61.年 6.月。
2. 王慶瑞，「等待原理應用於港埠問題之研究」，運輸計劃，一卷四期，民國61.年 9.月。
3. 蘇立恒，「多目標港口作業系統之模擬」，國立交通大學運輸研究所碩士論文，民國68.年 6.月。
4. 「台灣地區港埠能量調查分析與預測」，交通部運輸研究所，民國75.年 6.月。
5. 「台灣地區國際港埠營運與管理初步研究」，交通部運輸研究所，民國76.年 6.月。
6. 黃承傳，「系統模擬在港埠規劃之應用」，第二屆港埠整體規劃論文集，民國77.年 3.月。
7. 洪韋生、鄧漢忠「工程或然率」，中國土木水利工程學會，民國68.年 2.月。
8. 楊超然，「作業研究」，三民書局。
9. 自健二，「港埠能量之計算與功能性探討」，運輸計劃。
10. Kenneth O. Nilsen & Usamah Abdus-samad, "Simulation And Queuing Theory in Port Planaing", PORTS'77
11. N. Varaprasad, "Optimum port Capacity and operating policies, A simulation study" Transport policy and decision making 297-312(1986)
12. Thomas J. Schriber, "Simulation Using GPSS"，開發圖書有限公司。
13. 張眞誠，「GPSS／H 講義」國立中興大學電子計算機中心，民國76.年 3.月。
14. 台灣省交通處港灣技術研究所，「台中港港口擴建對貨櫃營運效率之影響研究」，民國76.年12.月。
15. 台灣省交通處港灣技術研究所，「港埠最適能量之研究」期中報告，民國77.年 6.月。

重力波被不均勻流阻塞及反射現象

徐進華*

摘　要

水面波逆行在一個大尺度的流上，若其逐漸變化的群速度與流速在某一點上達到平衡，則波的能量將無法繼續前進，表一種阻塞的現象。在本文裡我們將無需像以往那樣對阻塞點附近的解做事先假設，即可導出顯示波浪在阻塞點被反射成不同波長的近似解。有兩種近似解分別從一個能均勻適用於每一點且做爲二尺度近似的常微分方程導出，其中WKBJ 解能清楚地顯示入射波和反射波的相對大小，而另一種級數解則能提供在阻塞點附近的水面高度變化。此兩種解在遠離阻塞點區域，經數值計算證實乃極爲接近，皆顯示當流在水平方向輻合時，反射過程將使水面尖銳度顯著增加，甚或造成波浪在阻塞點下游破碎的現象。

一、前　言

當水面波逆行於一個大尺度且在水平方向爲輻合的流上，將愈變愈短及愈陡，此種過程很早即被人（如Unna（ 1942 ））視爲與在一般河口，或其它出海口當發生退潮時，所產生的水面波濤洶湧的現象有關。最早針對此做有系統的研究始於 Longuet-Higgins（ 1960,1961 ），他採用一般擾動法的方式，導出行進在一個非旋性流上相對短的重力波之波長與振幅變化的解。另一種完全不同的處理是由Whitham所發展的Variational method（參考Whitham（ 1974 ）），此種方法除適合研究非線性波以外，也特別適合研究任何性質作緩慢變化的介質中的波動現象。

當波浪行進於一個速度在空間但非時間上作緩慢變化的流上，Longuet

* 港灣技術研究所副研究員

- Higgins 和Whitham的兩種不同的解法皆導致相同的結果，即：

$$(U+Cg)\frac{E}{\sigma} = \text{constant} \qquad (1.1)$$

其中U和Cg分別代表任何一點上的流速及波的群速度，E和σ代表波在當地的能量密度及眞實頻率（ intrinsic frequency ）。此項結果符合漸變理論中的action守恒原理，但它在波浪行進於一個逆向的流時，卻產生奇異（ singular ）的現象；由於在此種情況下U和Cg符號相反，故波浪行進到某一點，當U和Cg互相平衡，則由（ 1.1 ）式，乃預測$E\rightarrow\infty$。

早先對此種奇解的推論是，波浪行進到此點以前，會因振幅遽增而無可避免地產生破碎，但新近也有人因預期此種奇解乃屬一般漸變理論中的WKBJ形式的解所共同具有的性質，故建議實際的解在阻塞點附近可能顯示一種反射的過程（ Smith 1975, Peregrine 1976 ）。的確，當考慮一個緩慢變化的波之能量傳送速度及其運動學可以明顯看出，波的能量是有可能在阻塞點被反射成相反方向進行，一個有關這方面較詳細的解說將有助於對目前的問題獲得一個迅速且通盤的瞭解。

首先根據波的運動守恒原理

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \frac{\partial n}{\partial x} = 0 \qquad (1.2)$$

其中k表當地的波數，n表觀測頻率（ observed frequency），其與眞實頻率σ之間的關係爲

$$n = \sigma + Uk \qquad (1.3)$$

在（ 1.2 ）式和（ 1.3 ）式裡我們僅考慮一個二度空間的波浪場及流場，故可避免採用向量的表示法，且由於所考慮之流向與波進行的方向相反，故U在（ 1.3 ）式及以下的討論裡皆爲負。爲簡化起見，我們且視流暢爲穩定，故（ 1.2 ）和（ 1.3 ）式可合併簡化爲

$$n = \sigma + Uk = \text{constant} \qquad (1.4)$$

式中的定值在以下將表爲 n_o。另外從離散關係（ dispersion relation ）

$$\sigma = \sqrt{gk} \qquad (1.5)$$

故由（ 1.4 ）和（ 1.5 ）可求出一個單一的波列（ n_o 爲固定），當行進於一緩慢變化的流上，其波數與頻率隨U變化的情形，此項解的特性可由圖形法簡單的表示。

圖 1 上的曲線表（ 1.5 ）式，直綫代表函數

$$m = n_o - Uk$$

故其效率爲－U。然依照（ 1.4 ）式

$$n_o - Uk = \sigma$$

故 k 以及 σ 的解乃爲圖上的曲線與直線的交點，此交點有二：A與B點，在A點上的曲線斜率大於｜U｜，故 $U + Cg > 0$，（由於 $Cg = \partial\sigma / \partial k$），表一向上游行進的波，但在B點的曲線斜率小於｜U｜，表 $U + Cg < 0$，故其能量將被流掃向下游。

當波的能量行進到不同的位置，因U改變，其當地的 k 和 σ 解可由改變圖上的直線斜率同樣獲得（截距 n_o 當然不改變），但值得注意的是當｜U｜逐漸增加到如圖一的虛線所顯示者，則A和B兩個解將合而爲一，且在此點上 $U + Cg = 0$，故表上述之阻塞點。此時若U更進一步增加，則A和B的實解將不存在，顯示頻率爲 n_o 的波無法進入到阻塞點的另一方。但從能量進行的觀點來看，A波的確有可能在阻塞點上被反射成較短的B波，使能量朝相反的方向傳遞。

上面所敘述的屬於一般所謂的射線理論（ ray theory ），實際將無法應用在阻塞點附近，故要證實以上有關反射現象的提議，必須解出一個能均勻適用於阻塞點附近的近似解明白顯示此種反射的過程。有關這方面的理論很多，較具代表性的有 Smith（ 1975 ）的理論，此項理論相當完整而優雅，但一個深入的分析可發現其基本假設在阻塞點附近無法成立，表 Smith 的解實際仍無法應用於阻塞點及其附近，故其有關反射波的結論實未經證實。

在本篇裡我們將採用一種與以前的理論截然不同的處理方式，首先從一組正確的控制方程導出一個做爲二尺度近似（ two - scale approximation ），且能均勻適用於阻塞點附近的常微分方程，此方程式當描述重力波的水面高度變化，乃直接顯示反射過程發生的可能性，其反射波的大小則經由一般常用的WKBJ法求得。最後爲了方便比較及提供阻塞點附近的水面起伏的狀況，我們且求出另外一種反射過程的級數解，並做一個簡單的模擬數值計算。

二、近似微分方程

在本節裏我們將從原來的一組正確控制方程式，有系統地導出一個僅包含空間座標爲獨立變數的近似常微分方程；由短波所引起的水面高度變化乃爲其非獨立的變數。

由於考慮重力波行進在一個僅在空間上作緩慢變化的非旋性流上，黏滯的效應應可忽略，而另一方面由於水面的流速會改變，依照伯努利定理，水面高度亦將隨之變化，其幅度與較短之重力波的波長相比恐不算小，故若要毫無疑義地導出一個應用廣泛之二尺度近似，宜採用一組正交曲線座標，在此座標內未受波擾動的水面乃爲其中的一條座標線。另外要強調的是以下的討論亦將適用於由長波所引起的流，因其流場可經由選擇一移動座標而轉爲穩定（ steady ）。在本篇裡我們且依照慣例假設短波的振幅很小，故其非線性項可暫時忽略。

爲了方便起見，我們選擇Longuet - Higgins（ 1953 ）所採用如圖2所示的一組曲線座標，在這組座標裡， n = constant 的座標線乃爲一組平行的曲線，其中 n = 0 表未受重力波擾動的水面。在這樣的座標系統裡，我們可以定在 n 方向的尺寸係數（ scale factor ）hn 在各點均爲 1，且定在 s 方向的尺寸係數 hs 于水面上各點亦均爲 1，故其在 n 方向的變化爲

$$hs = 1 - \frac{n}{R} \qquad (2.1)$$

其中 $R = O(L^2/A)$ 表未受擾動的水面之曲率半徑；L 和 A 分別表流在水平方向變化的代表性長度及所引起之最大水面高度變化。採用此種座標

將有利於找出原方程式的近似。

首先討論重力波的流勢函數（velocity potential）ϕ 所滿足的 Laplace equation，在所選擇的座標裡，其正確形式爲

$$\nabla^2 \phi = \frac{1}{hs^2}\frac{\partial^2 \phi}{\partial s^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial n^2} + \frac{1}{hs}\frac{\partial hs}{\partial n}\frac{\partial \phi}{\partial n} = 0 \qquad (2.2)$$

或可改寫爲

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial s^2} + hs\frac{\partial}{\partial n}\left(hs\frac{\partial \phi}{\partial n}\right) = 0 \qquad (2.3)$$

此時我們可以定義一個新的獨立變數 r，使

$$hs\frac{\partial}{\partial n} = \frac{\partial}{\partial r} \qquad (2.4)$$

故（2.3）式可轉換爲

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial s^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} = 0 \qquad (2.5)$$

上式的通解可表爲

$$\phi = f(s - ir) + h(s + ir)$$

其中 f 和 h 做爲一個獨立變數的函數（此變數再分別以 s − ir 和 s + ir 代入）乃爲任意可被二次微分的函數，但目前我們已知 f 和 h 至少在遠離阻塞點的地區，在 s 方向上具有振盪的性質，因此它們其中有一個將在 r 方向上作指數增加，而另一個則將作指數衰減。我們現在若設定波的相位在正的 s 方向上增加，例如 $f \alpha e^{i(s-ir)}$，則 f 將愈往底部（r 愈負）愈小，故滿足深水底部的邊界條件，但 h 則否，因此可以確定

$$\phi(s, r) = f(s - ir) \qquad (2.6)$$

由於上一節所討論的入射波及反射波的相位皆在同一個方向增加（因圖 1 上的 k_1 和 k_2 兩者皆爲正），故上式可代表反射過程的所有情況。由（2.6）的形式可立刻得到

$$\frac{\partial \phi}{\partial s} = i \frac{\partial \phi}{\partial r}$$

代入（ 2.4 ）及（ 2.1 ）後產生

$$\frac{\partial \phi}{\partial s} = i \left(1 - \frac{n}{R} \right) \frac{\partial \phi}{\partial n}$$

故最後可得以下的關係式

$$\frac{\partial \phi}{\partial s} = i \frac{\partial \phi}{\partial n} \qquad \text{當 } n = 0 \qquad (2.7)$$

上式僅適用於深水波，但此項限制不會造成嚴重的影響，因我們所考慮的波乃行進於一個大尺度的流上，且另一方面，深水波的近似又可應用到水深相對於波長來講相當小的情況。因此（ 2.7 ）式將在以後被用來把兩個水面邊界條件之近似組合成一個方程式。

水面運動邊界條件在曲線座標中的正確形式是

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \left(U + \frac{1}{hs} \frac{\partial \phi}{\partial s} \right) \left(\frac{1}{hs} \frac{\partial \eta}{\partial s} \right) = W + \frac{\partial \phi}{\partial n}, \quad (n = \eta) \qquad (2.8)$$

其中 η 表由重力波所引起水面在 n 方向的位移（參考圖 3 ）；U和W分別代表流在 s 和 n 方向的速度分量。（ 2.8 ）式可對 n = 0 作泰勒級數展開，且式中的 hs 可用（ 2.1 ）代入，其結果在省略了波的非線性項以後可得

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + U \frac{\partial \eta}{\partial s} - \frac{\partial \phi}{\partial n} = \eta \frac{\partial W}{\partial n}, \quad (n = 0) \qquad (2.9)$$

上式中，W（ n = 0 ）乃被省略；儘管一個深入的分析可發現它在阻塞點附近，由於短波的存在，將具有一個 $O\left(\frac{a^2}{l^2}\right)$ 的量，其中 a 和 ℓ 分別表短重力波之振幅與波長。另外要注意的是上式中的 $\eta \frac{\partial W}{\partial n}$ 乃經常被人忽略，但它實際具有 $O\left(\frac{a}{l} \frac{Al}{L^2}\right)$ 的量，而在下面我們將發現此種量級亦代表波性質作緩慢變化的特徵速率。

由連續方程式在曲線座標裡的形式又可得到

$$\frac{\partial W}{\partial n}=-\frac{\partial U}{\partial s}, \quad (n=0)$$

故行進在一個已知但不均勻的流場上的線性短重力波之運動邊界條件最後可近似表爲

$$\frac{\partial \eta}{\partial t}+U\frac{\partial \eta}{\partial s}-\frac{\partial \phi}{\partial n}+\eta\frac{\partial U}{\partial s}=0, \quad (n=0) \qquad (2.10)$$

動力邊界條件的近似亦可同樣地獲得，首先，從大氣壓力爲定值的條件可以得到

$$\frac{\partial \phi}{\partial t}+g(\overline{\zeta}+\eta\cos\theta)+\frac{1}{2}\left[\left(U+\frac{1}{hs}\frac{\partial \phi}{\partial s}\right)^2+\left(W+\frac{\partial \phi}{\partial n}\right)^2\right]=\text{const}, \quad (n=\eta) \qquad (2.11)$$

其中$\overline{\xi}$和θ如圖 3 所示，分別代表僅由流所引起的水面高度及坡度。上式除忽略表面張力項以外爲正確無誤。若代入（ 2.1 ）式，將各項展開，並省略波的非線性項以後，可得

$$\left[g\overline{\zeta}+\frac{1}{2}U^2\right]+\left[\frac{\partial \phi}{\partial t}+g'\eta+U\frac{\partial \phi}{\partial s}\right]=\text{const}, \quad (n=0) \qquad (2.12)$$

其中$g'=g\cos\theta+U^2/R$乃爲 Phillips（ 1981 ）所建議之有效重力加速度（ effective gravitational acceleration ），它包含眞正重力加速度 g 在垂直於流的表面方向之分量，加上由此表面的曲率所引起之離心力，後者乃由$\eta U\cdot\partial U/\partial n$一項及非旋性流的$\partial U/\partial n=U/R$的關係求得。此項對重力加速度所做的修正具有一個$O(A^2/L^2)$的量級，故若流引起一個顯著的水面起伏時（例如由一個有限振幅的長波所引起者），則 g 必須用 g' 來取代，且在以後的討論裡必須考慮，dg'/ds 一項。但目前僅討論重力波被一般流所阻塞的現象，故可以預期A^2/L^2極小，因此可用原來的 g 做爲g'的近似。另外由於$W(n=0)$甚小，故在（ 2.12 ）式裡$W\frac{\partial W}{\partial n}\eta$於任何一種情況皆可忽略。

上式乃爲包含波及流兩者的動力邊界條件之近似，若沒有波的擾動，第一個中括號的和代表流的動力邊界條件將爲定值，但即使有波存在，其變化可證明將用以平衡短波之非線性項，因此對於一個線性的短波，由上式我們可以獲得

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + g\eta + U\frac{\partial \phi}{\partial s} = 0 \ , \ (n = 0) \qquad (2.13)$$

上式與（ 2.10 ）式乃爲在一個不均勻的流場行進的波之兩個近似的邊界條件，兩者皆正確到O（$\frac{a}{l}\frac{Al}{L^2}$）。

接下來我們將利用（ 2.7 ）式將兩者組合成一個僅包含η爲未知變數的方程式。爲此我們僅考慮一個包含入射波及反射波的穩定波列（ stable wave train ），故

$$\eta \ , \phi \ \alpha \ e^{-in_{\circ} t}$$

其中 $n_{\circ}$ 爲入射及反射波的觀測頻率，且爲定值。在此種情況下（ 2.10 ）和（ 2.13 ）式可首先改寫爲

$$-in_{\circ}\eta + U\frac{\partial \eta}{\partial s} - \frac{\partial \phi}{\partial n} + \eta\frac{\partial U}{\partial s} = 0 \ , \ (n = 0) \qquad (2.14)$$

與 $-in_{\circ}\phi + g\eta + U\frac{\partial \phi}{\partial s} = 0 \ , \ (n = 0)$

微分後者將產生

$$-in_{\circ}\frac{\partial \phi}{\partial s} + g\frac{\partial \eta}{\partial s} + \frac{\partial}{\partial s}\left(U\frac{\partial \phi}{\partial s}\right) = 0 \ , \ (n = 0) \qquad (2.15)$$

另一方面由（ 2.7 ）和（ 2.14 ）

$$\frac{\partial \phi}{\partial s} = i\frac{\partial \phi}{\partial n} = i\left(-in_{\circ}\eta + U\frac{\partial \eta}{\partial s} + \eta\frac{\partial U}{\partial s}\right) ,$$

$$(n = 0) \qquad (2.16)$$

故將（ 2.16 ）代入（ 2.15 ）並展開後，可得一常微分方程

$$\frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} + \left(-i\frac{2n_{\circ}U + g}{U^2} + \frac{3}{U}\frac{\partial U}{\partial x}\right)\frac{\partial \eta}{\partial x} - \left(\frac{n_{\circ}^2}{U^2} + 2i\frac{n_{\circ}}{U^2}\frac{\partial U}{\partial x}\right)\eta = 0$$

$$(z=0) \qquad (2.17)$$

上式中爲了配合習慣，我們在不慮發生混淆的情況下將座標（ s,n ）的符號改爲（ x , z ），我們且忽略 $i\eta U \frac{\partial^2 U}{\partial s^2}$ 和 $i\eta(\frac{\partial U}{\partial s})^2$ 兩項，它們可以證明分別具有 $O(\frac{a}{l}\frac{Al}{L^2}\frac{l}{L})$ 和 $O(\frac{a}{l}(\frac{Al}{L})^2)$ 的量。由於我們在下節所尋求（ 2.17 ）式的近似解（其正確解乃無法獲得）僅正確到 $O(\frac{a}{l}\frac{Al}{L^2})$，故無需保留以上兩項即可獲得一貫之近似解。

上式乃爲原方程式嚴密之線性及二尺度近似，跟以前的理論不一樣的是它可均勻適用於阻塞點附近，且明白地顯示阻塞點不爲一個奇點（ Singularity ），表以往認爲波浪行進到阻塞點將不可避免地破碎乃爲不正確。在下兩節裡我們將求出（ 2.17 ）式的具有相同準確度的近似解，顯示波浪一旦被阻塞將的確被反射成不同的波長。

三、WKBJ 近似解

由於（ 2.17 ）式的係數不爲定值，故在一般的情況無法求其正確解。在本節以及下一節我們將利用（ 2.17 ）式的係數爲緩慢變化的性質，求其近似解，但首先要將（ 2.17 ）式改寫成較有意義的形式。

由重力波的離散關係式

$$n_o = \sqrt{gk} + Uk$$

故展開後可得

$$k^2 - \frac{2n_o U + g}{U^2} K + \frac{n_o^2}{U^2} = 0$$

由上式直接可得到兩個根 k_1 和 k_2 的和與積爲

$$k_1 + k_2 = \frac{2n_o U + g}{U^2}$$

$$k_1 k_2 = \frac{n_o^2}{U^2} \qquad (3.1)$$

因此原（ 2.17 ）式可改寫爲

$$\frac{\partial^2\eta}{\partial x^2}+[-i(k_1+k_2)+Q]\frac{\partial\eta}{\partial x}+[-k_1k_2+P]\eta=0 \qquad (3.2)$$

其中

$$Q=\frac{3}{U}\frac{\partial U}{\partial x}$$
$$P=-2i\frac{n_0}{U^2}\frac{\partial U}{\partial x} \qquad (3.3)$$

上式，特別是其主要的項，乃直接顯示其兩個獨立的解將分別爲 k_1 和 k_2 兩分量，但要得到此兩個性質作緩慢變化的解，且決定它們在阻塞過程裡的大小相對，必須依靠有效的WKB J 法。由於我們主要的興趣在於物理的現象而非數學的細節，故在以下我們僅簡單的介紹此種方法並獲得所需要的解，詳細的有關此種方法的介紹可參閱Mathews and Walker（ 1970 ），和Morse and Feshbach（ 1953 ）以及其它有關量子力學的書。

WKB J 法乃直接應用到無一階導函數項的二階微分方程，因此我們要將（ 3.2 ）式中的一階導函數項消去，這可以經由變數的轉換獲得，亦即令

$$\eta=\upsilon(x)e^{-in_0t}\exp\{-\int[-i(k_1+k_2)+Q]/2dx\} \qquad (3.4)$$

代入（ 3.2 ）式後可產生

$$\frac{d^2\upsilon}{dx^2}+\upsilon(H+G)=0 \qquad (3.5)$$

其中

$$H=\frac{1}{4}(k_1-k_2)^2$$

$$G=i\frac{1}{2}\frac{g}{U^3}\frac{\partial U}{\partial x} \qquad (3.6)$$

在得到（ 3.5 ）式，我們仍舊忽略掉比 $O(\frac{a}{l}\frac{Al}{L^2})$ 更高階的項，例如

$\frac{3}{U}\frac{\partial^2 U}{\partial x^2}\upsilon$。另外要注意的是G乃爲純虛數，且代表較小的量。故依照WKBJ法，從（3.5）式首先得到兩個獨立的解

$$\upsilon_{\pm} \approx (H+G)^{-1/4} \exp\left[\pm i \int \sqrt{H+G}\, dx\right] \qquad (3.7)$$

或準確到相同的量級

$$\upsilon_{\pm} \approx H^{-1/4} e^{-G/4H} \exp\left[\pm i \int \left(\sqrt{H} + G/2\sqrt{H}\right) dx\right] \qquad (3.8)$$

由於$H \gg G$。

上式已知無法應用在阻塞點附近（將上式代入（3.5）式將產生額外的項，這些項在遠離阻塞點的地區爲很小，但在阻塞點上將變爲無窮大），且在阻塞點的上游（如前言所描述的情況），k_1 和 k_2 將是複數，且互爲共軛，故由（3.6）H將爲負，導致$\sqrt{H}$爲純虛數，因此在此區域內（3.8）式乃分別代表振幅呈指數增加和指數衰減的兩個解。實際的解在阻塞點兩邊皆爲（3.8）式的線性組合，但要找出其正確的組合，必須連接阻塞點兩邊的近似解，使其能代表相同的一個正確解。由於我們已知指數增加的解必須爲零方能代表實際的現象，因此經由此種連接的過程我們將可以找出在波浪行進的一方其兩個獨立的解，亦即入射和反射波，之相對的大小。

爲了固定以下的討論，將阻塞點的位置定爲 $x=0$，且當 $x<0$ 時，$H>0$，表波浪行進的一方。現在爲了找連接的公式，我們將解出與（3.8）式相反，適用於阻塞點附近的解，然後嚐試與外圍的解（3.8）連接。

首先在極靠近阻塞點，$H+G$ 可近似表爲

$$H+G = -\beta x + G_{\circ} = \beta\left(-x + G_{\circ}/\beta\right)$$

其中 $\beta = dH(x=0)/dx$ 和 $G_{\circ} = G(x=0)$ 皆爲定值，且 β 爲正。故原（3.5）式此時可表爲

$$\frac{d^2\upsilon}{dx^2} + \beta\left(-x + \frac{G_{\circ}}{\beta}\right)\upsilon = 0$$

若定義

$$\xi = \beta^{1/3}\left(-x + \frac{G_o}{\beta}\right) \qquad (3.9)$$

則上式可改寫爲

$$\frac{d^2 \upsilon}{d\xi^2} + \xi \upsilon = 0 \qquad (3.10)$$

此方程式能滿足當 $x \to \infty$ 時 $\upsilon \to 0$ 的解爲

$$\upsilon(\xi) = Ai(-\xi) \qquad (3.11)$$

其中Ai表Airy function，此函數在 $|\xi|$ 很大，且 $|\arg \xi| < 2\pi/3$ 時具有以下的近似

$$\upsilon(\xi) \approx \pi^{-1/2} \xi^{-1/4} \sin\left(\frac{2}{3}\xi^{3/2} + \pi/4\right)$$

若再用（3.9）式取代 ξ，可得

$$\upsilon(x) \approx \pi^{-1/2}\beta^{-1/12}(-x + G_0/\beta)^{-1/4} \sin\left[\tfrac{2}{3}\beta^{1/2}(-x + G_0/\beta)^{3/2} + \pi/4\right], \quad (x < 0) \qquad (3.12)$$

如今我們假設（3.11）和（3.8）兩種解所適用的範圍具有一個重疊的區域，故在此區域內（3.11）式可用（3.12）式做爲近似，而（3.8）式亦可近似表爲

$$\begin{aligned}\upsilon_{\pm} &\approx (-\beta x)^{-1/4} e^{G_0/4\beta x} \exp\left\{\pm i \int_x^0 \left(\sqrt{-\beta x} + G_0/2\sqrt{-\beta x}\right) dx\right\} \\ &= (-\beta x)^{-1/4} e^{G_0/4\beta x} \exp\left\{\pm i \tfrac{2}{3}\beta^{1/2}\left[(-x)^{3/2} + \tfrac{3}{2}G_0\beta^{-1}(-x)^{1/2}\right]\right\}\end{aligned} \qquad (3.13)$$

比較（3.12）和（3.13）且利用

$$\begin{cases} \left(-x + \dfrac{G_0}{\beta}\right)^{3/2} \approx (-x)^{3/2} + \dfrac{3}{2}\dfrac{G_0}{\beta}(-x)^{1/2} \\ \left(-x + \dfrac{G_0}{\beta}\right)^{-1/4} \approx (-x)^{-1/4} e^{G_0/4\beta x} \end{cases}$$

（因在（3.11）和（3.8）兩者皆適用的區域，$H \gg G$，且 $H \approx \beta x$，$G \approx G_o$）的關係可以確定，在波浪行進的一方且遠離阻塞點。

$$\upsilon(x) = e^{-i(\pi/4)}\upsilon_+ + e^{i(\pi/4)}\upsilon_-. \qquad (x < 0) \qquad (3.14)$$

其中 $\upsilon_{\pm}$ 乃爲（ 3.8 ）式中的兩個獨立的解。採用同樣比較的方法也可以得到，在阻塞點的另一方，與（ 3.14 ）對應的指數衰減的解爲

$$\upsilon(x) = (-H)^{-1/4} e^{-G/4H} \exp\left[-\int_0^x (\sqrt{-H} - G/2\sqrt{-H})\,dx\right], \qquad (x > 0)$$

代入以上所求得的 υ（ x ）到（ 3.4 ）式，並利用（ 3.6 ）式可得

$$\begin{aligned}\eta = {} & H^{-1/4} \exp\left[\int_x^0 (-Q + iG/\sqrt{H})/2\,dx\right] \cdot \exp i\left[\int_x^0 k_1\,dx - n_0 t - \pi/4 + iG/4H\right] \\ & + H^{-1/4} \exp\left[\int_x^0 (-Q - iG/\sqrt{H})/2\,dx\right] \cdot \exp i\left[\int_x^0 k_2\,dx - n_0 t + \pi/4 + iG/4H\right],\end{aligned}$$

（ $x < 0$ ）（ 3.15 ）

以及較不重要的在 $x > 0$ 區域內的解。在得到（ 3.15 ）時我們且定 $k_1 > k_2$ ，此項設定不影響解的一般性。

以上的解明白地顯示在阻塞過程裡，阻塞點下游的波乃爲 k_1 和 k_2 兩分量之疊加，故證實反射現象的發生。（ 3.15 ）式也清楚地顯示入射波 k_2 和反射波 k_1 之相對的大小，其眞正的大小乃爲（ 3.15 ）式乘上某一個固定的常數；後者可由入射波的振幅來決定。對於個別的入射及反射波，（ 3.15 ）式所代表的振幅的變化可被證明滿足 action 守恒原理，此原理在目前可表爲

$$(U + Cg)\,\frac{E}{\sigma} = \text{constant}$$

式中等號左邊表 action flux 。我們甚且可證明入射波及反射波的 action fluxes 乃爲數量相等，方向相反，表wave action 即使在阻塞點上亦爲守恒。由於涉及大量的代數運算及爲篇幅所限，以上兩項證明乃予以省略。

四、級數解及數值計算

WKBJ 解的形式頗能清楚地表現其物理意義，但無法適用於阻塞點附近。在以上的討論裡我們也看到當極靠近阻塞點，水面的起伏無法用一般的函數來代表，即使是Airy function也以一種特殊的型態出現，且解於複數平面上。此乃說明與目前不同的處理方法以往爲何無法求出阻塞過程的解。

我們在上一節裡曾找出極靠近阻塞點的解（ 3.11 ）與（ 3.9 ）式，但對於它與WKBJ解有一個重疊的適用範圍的假設乃屬權宜之計（爲啓發式地導出連接的公式）。在本節裡我們將導出一個能均勻適用於包括阻塞點在內的每一點上的近似解，此近似解在極靠近阻塞點將轉化爲（ 3.11 ）與（ 3.9 ），而在遠離阻塞點的區域，經數值計算可證明與WKBJ 解吻合。

所要解的方程式依然是（ 3.5 ）式

$$\frac{d^2 v}{dx^2}+v(H+G)=0$$

但如今定義一個新的獨立變數 ξ 和一個新的相依變數 w，使滿足

$$\xi\left(\frac{d\xi}{dx}\right)^2=(H+G),\qquad v=\left(-\frac{d\xi}{dx}\right)^{-1/2}w. \tag{4.1}$$

我們仍假設當 $x<0$ 時，$H>0$，且將（ 4.1 ）裡的第一式之積分固定爲

$$\begin{aligned}\frac{2}{3}\xi^{3/2}&=\int_x^0(H+G)^{1/2}dx+\frac{2}{3}\beta^{-1}(G_0)^{3/2}, \qquad (x\le 0)\\ \frac{2}{3}(-\xi)^{3/2}&=\int_0^x(-H-G)^{1/2}dx+\frac{2}{3}\beta^{-1}(-G_0)^{3/2}, \qquad (x\ge 0)\end{aligned} \tag{4.2}$$

其中 G_0 和 β 具有與以前相同的意義。（ 4.2 ）式乃決定 x 和 ξ 之間的一對一關係，而當 $x\to 0$，由於 $H\approx-\beta x$，$G\approx G_0$，上式可化簡爲

$$\xi=\beta^{1/3}(-x+G_0/\beta)$$

故與（ 3.9 ）式完全相同。將（ 4.1 ）代入（ 3.5 ）式後可得

$$\frac{d^2 w}{d\xi^2}+[\xi+\psi(\xi)]w=0 \tag{4.3}$$

其中

$$\psi(\xi)=\frac{5}{16\xi^2}+\left\{4(H+G)\frac{d^2}{dx^2}(H+G)-5\left[\frac{d}{dx}(H+G)\right]^2\right\}\frac{\xi}{16(H+G)^3}$$

ψ（ ξ ）可被證明在各處皆可忽略（ Olver 1974 ），但由於牽涉到相當複雜的數學理論，故此項證明將予以省略。因此，由（ 4.3 ）式我們可得

到一個更簡單又能均勻適用於每一點之微方

$$\frac{d^2w}{d\xi^2}+\xi w=0$$

上式滿足 $x\to\infty$ 時 $w\to 0$ 條件的解乃爲

$$w(\xi)=Ai(-\xi). \qquad (4.4)$$

將（4.1），（4.2）與（4.4）甚至（3.4）合在一起代表阻塞過程的另一種近似解。

在實際應用裡，我們將首先利用（4.2）式及數值積分計算各點所對應的 ξ 值，然後利用 Ai（ξ）的 Taylor series 計算 w（ξ）= Ai（$-\xi$）到合理的程度，再由（4.1）式換算爲 υ 的值，最後代入到（3.4）並取其實部可得 η 在某一點上的大小，重複使用以上的步驟將可以求出包括阻塞點在內每一點上的 η 值。由於此種解不具有封閉的形式，我們且稱它爲級數解。

上述級數解除可以適用於阻塞點附近，在其它地區應與WKBJ解極爲接近，故我們在最後乃針對一個假想的情況，實際計算兩種解在各點的數值做爲比較。我們假設不均勻流的流速變化爲 U = − 2 − 0.01 x（m／s），重力波的觀測頻率 n_o = 1.225 rad／sec，故在 x = − 50 m 處仍將滿足 $\left|\frac{l}{U}\frac{\partial U}{\partial x}\right| \ll 1$ 的所謂緩慢變化的條件。

實際計算的結果如圖 4 所顯示；當入射波（折線）往上游前進時，逐漸變短及變陡，一旦接近阻塞點，入射波及反射波變爲不可分，此時必須採用級數解（點線）做爲近似。當反射回來以後波變得更短，因此更陡，故實際水面在遠離阻塞點的地區將如圖上的實線（表WKBJ解）或點線（表級數解）所顯示者；兩者在此區域內果如原先所預料的非常接近。最後在阻塞點的上游，圖 4 顯示由波浪所引起的擾動僅及於一段很短的距離。

五、結　論

波浪反射的過程將顯著地增加水面的尖銳度，其程度遠超過僅由調變

（modulation）過程所產生者，故極有可能導致波浪破碎於阻塞點的下游，但並非如以往所預測的一定破碎在阻塞點上。另一方面，當水面流速往下游方向增加（表輻散），則圖 1 中的 k_1 分量亦有可能在下游某一點被反射成能量往上游行進的 k_2 的分量，此時水面將變爲較平靜，而它的解亦可由（3.15）式，將積分的上下限互調立即獲得。

以上兩種現象皆說明逆向的流對水面狀況的影響即深且巨，此種影響對於有海上工作經驗的人恐不陌生，而目前的解乃提供其理論的依據，並且可輕易地被用來做數值的計算。最後要強調的是此種反射的過程可發生於任何長度的波，包括毛細管波；僅有在水面流速小於最小的群速度（大約爲 18 cm／sec）時，水面波的反射現象才無法發生。

（本篇是從作者的博士論文中有關重力阻塞的一部份改寫而來，故希望在此感謝 Professor Owen M. Phillips 對本研究所做的指導。）

六、參考文獻

Longuet-Higgins, M. S. 1953 Mass transport in water waves. Phil. Trans. A, 245, 535-581.

Longuet-Higgins, M.S. and Stewart, R.W. 1960 Changes in the form of short gravity waves on long waves and tidal currents. J. Fluid Mech. 8, 565-583.

Longuet-Higgins. M. S. and Stewart, R.W. 1961 The changes in amplitude of short gravity waves on steady non-uniform currents. J. Fluid Mech. 10, 529-549.

Mathews, J. and Walker, R.L. 1970 Mathematical Methods of Physics, 2nd edn.

Morse, P. M. and Feshbach, H. 1953 Methods of Theoretical Physics (2 vols). New York: McGraw-Hill.

Olver, F. W.J. 1974 Asymptotics and Special Function New York: Academic Press.

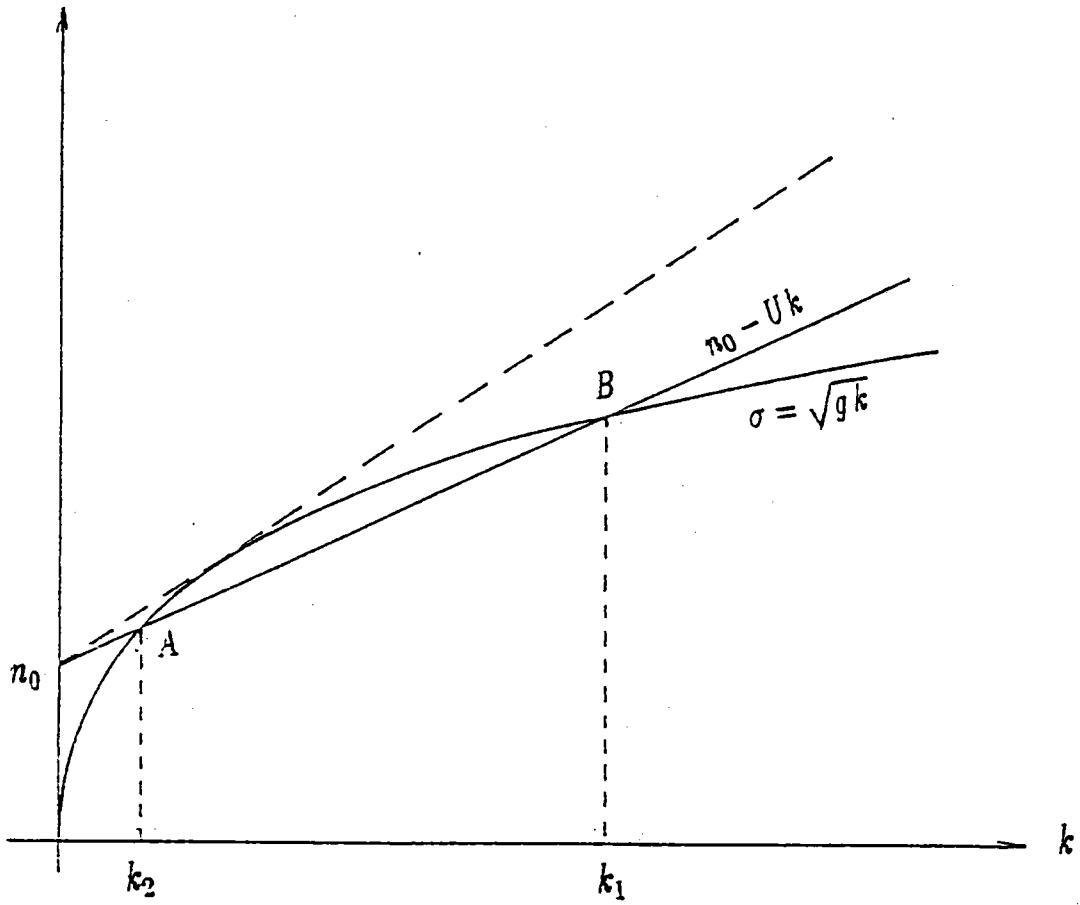
Peregrine, D.H. 1976 Interaction of water waves and currents. Adv. Appl. Mech. 16, 10-117.

Phillips, O. M. 1977 The Dynamics of the Upper Ocean, 2nd edn. Cambridge University Press.

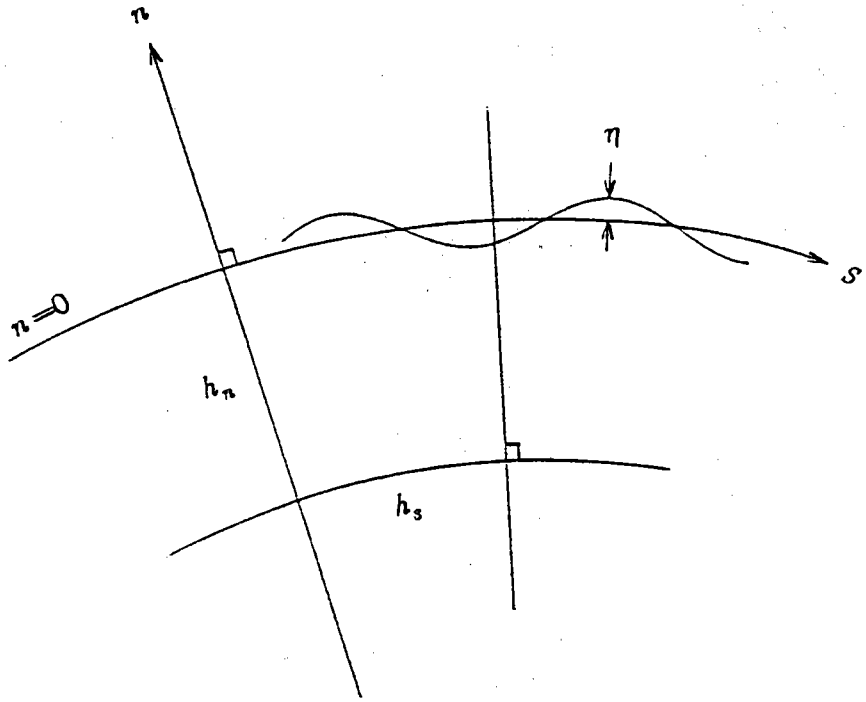
Phillips. O.M. 1981 The dispersion of short wavelets in the presence of a dominant long wave. J. Fluid Mech. 107, 465-485.

Smith. R. 1975 The reflection of short gravity waves on a non-uniform current. Math Proc. Camb. Phil. Soc. 78, 517-525.

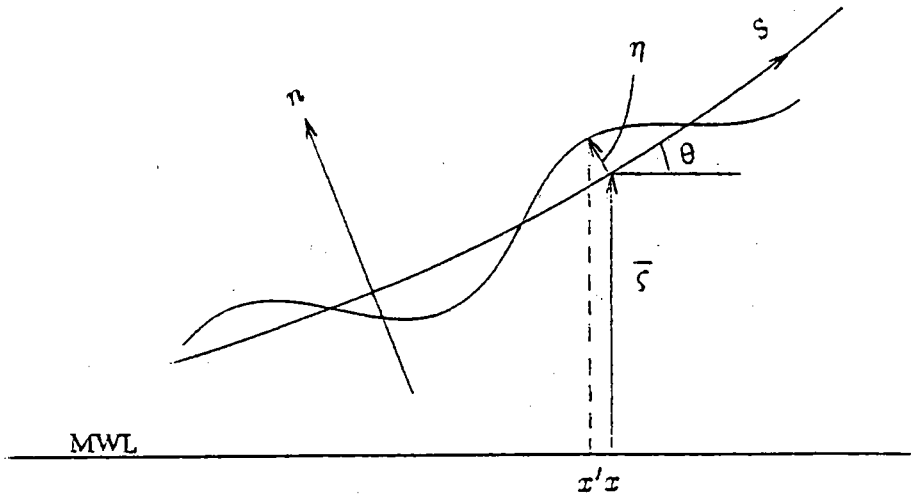
Whitham, G.B. 1974 Linear and Nonlinear Waves. New York: Interscience.



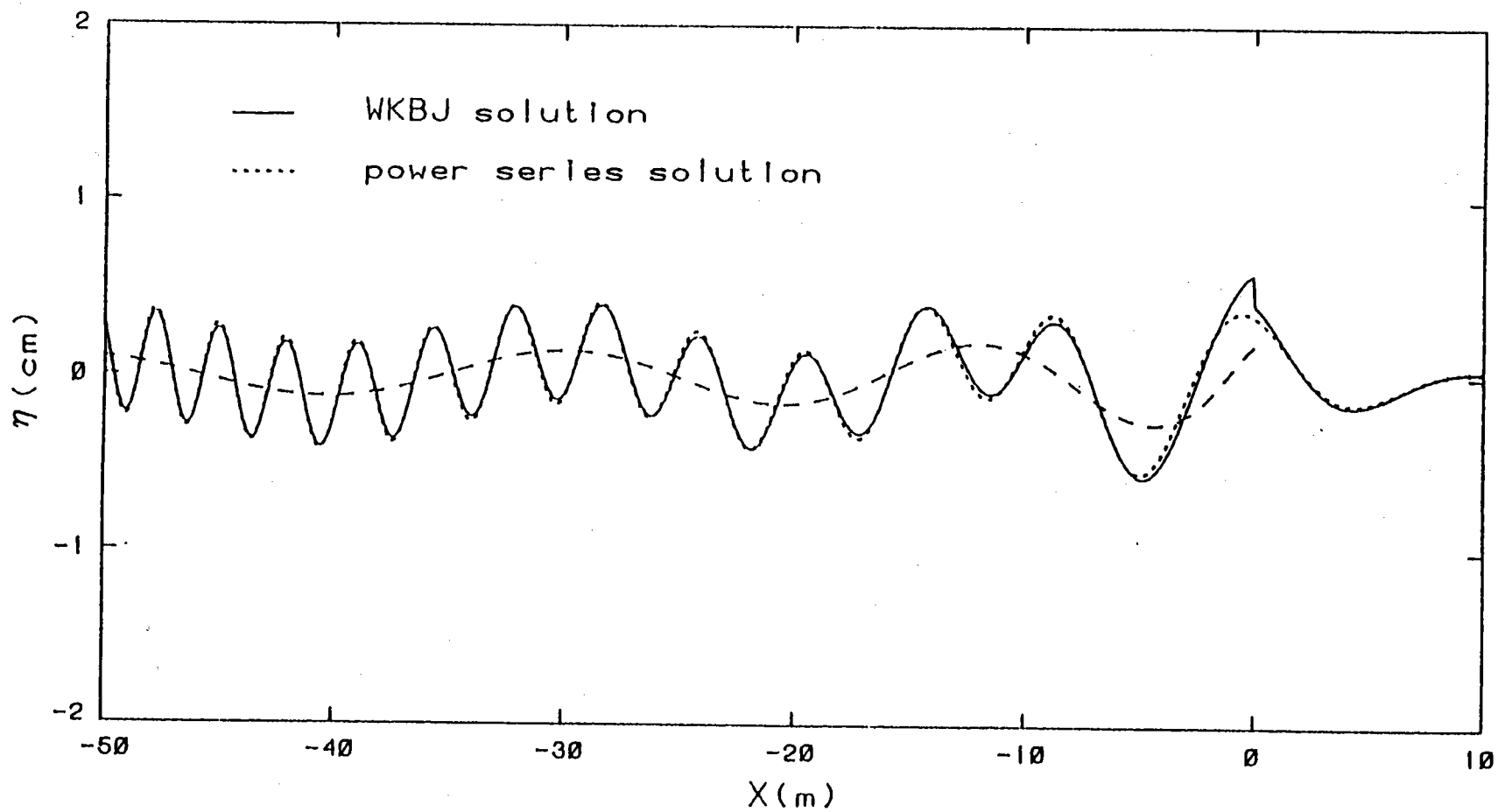
圖一　運動守恒公式之圖解法



圖二　正交曲線座標定義



圖三　定義說明



圖四　阻塞過程之水面變化（流向朝左）

無害事業廢棄物填築新生地技術探討

徐順憲*

一、前　言

國內於民衆之環保意識日益高漲，以往事業單位所產生之無害事業廢棄物之處理方式已漸漸受到民衆之質疑，爲消弭民衆之反對，以免造成事業單位運作之困擾，須對目前處理方式之可能替代方案加以研究，本文提出以無害事業廢棄物加以處理後作爲築堤材料在海邊圍築海堤，堤防內側之區域供填築未經處理之無害事業廢棄物，此舉不但可解決無害事業廢棄物之處理問題，並可爲未來海堤施工提供一較便宜之施工材料同時解決山中開採塊石所引起之景觀及環保等問題。

二、無害事業廢棄物之物化特性

國內目前數量較多之無害事業廢棄物主要爲中鋼之爐石及台電各燃煤電廠之煤灰，目前此二種無害事業廢棄物之處理方式主要是以船隻運至預定之深海區域拋放，其他方式爲輔，爲進一步了解此二種無害事業廢棄物，現將其物化特性作簡單之介紹：

1.煤灰：

依其產生過程與使用鍋爐不同，一般可將煤灰分爲飛灰（ Elyash ）與底灰（ Bottomash ）。飛灰爲利用靜電集塵器（ Electrostotic precipitators ）所收集得通過煙道之煙氣中較細灰料，底灰則由鍋爐之爐底收集而得之較粗灰料。

---

* 中華顧問工程司港灣部海工組組長

(1)煤灰中對其物理特性有影響之化學成份

依據台電電力研究所之試驗報告，台電煤灰之主要化學成份如表2－1所示。

其間差異爲燃煤產地，取樣季節及加油助燃等因素而致其化學成份比例不盡相同。至目前所知煤灰之化學成份中對其工程特性影響較大者爲氧化鐵與氧化鈣。其中氧化鐵之含量影響煤灰之比重大小，而氧化鈣則影響煤灰之普特蘭反應（ Pozzolanic Reaction ）。

表2－1　煤灰之化學成份表

成　　分	含量、重量百分率（%）	
	飛　　灰	底　　灰
SiO_2	50.47(52.09)	52.82
Al_2O_3	30.30(24.08)	26.03
Fe_2O_3	4.31 (7.68)	6.57
CaO	0.88 (1.18)	1.49
MgO	1.45 (0.71)	1.45
SO_3	0.82 (3.89)	0.22
K_2O	0.49 (0.32)	0.62
Na_2O	0.42 (0.19)	0.63
CuO	0.02 (0.34)	0.05
TiO_2	2.58 (1.34)	1.94
V_2O_5	0.17 (0.78)	0.19
ZnO	0.03 (0.07)	0.02
PbO_2	0.05	0.04
Cr_2O_3	0.05 (0.06)	0.13
Mno	0.11 (0.03)	0.15
Moo	0.18 (0.04)	0.19
P_2O_5	0.01 (0.44)	0.01
Ig.Loss	5.14(10.22)	2.13

註：1.根據台電電力研究所之試驗報告。

2.括弧（ ）內之值爲72.2.1.之試驗結果，其餘之值則爲72.4.11.之試驗結果。

(2)一般物理特性

以一般土壤試驗方法進行台電興達電廠之煤灰物理性質分析，其結果如表2－2所示。

表2－2　台電煤灰之物理特性

項目＼煤灰種類	飛灰	底灰
1.顆粒組成，%		
粒徑＝0.074 mm－4.76 mm（類似砂顆粒粒徑）	（18±2）	（97±1）
粒徑＝0.005 mm－0.074 mm（類似沉泥顆粒粒徑）	（76±3）	（3±1）
粒徑＜0.005 mm（類似粘土顆粒粒徑）	（6±2）	（0）
2.阿太堡限度		
液性限度	－	－
塑性限度	NP	NP
3.比重	2.28±0.01	2.31±0.03

註：括弧內表重量百分比

※飛灰的顆粒粒徑分佈主要在0.074 mm至0.005 mm之間，相當於土壤分類中的沉泥顆粒，飛灰無塑性，比重平均約爲2.28。

※底灰的顆粒粒徑分佈（包含夯實後的顆粒變細）主要在4.76 mm至0.074 mm之間，相當於土壤中之砂土顆粒，底灰無塑性，比重平均爲2.31。

2.爐石：

鋼廠在煉製銑鐵過程將產生高爐石，而在鍊鋼爐中精鍊銑鐵時會產生

鍊鋼爐石或稱轉爐爐石。由於生產過程不同故其性質亦有所差異，現將其有關之特性概述如后：

(1)高爐爐石：

一般高爐石依其冷却方式不同，又可分爲「氣冷高爐石」及「水淬高爐石」。

氣冷高爐石仍是在爐前或爐外利用空氣自然緩緩冷却爐石，其構造一般都是堅硬且緻密，其物理特性及一般物性如下所示：

外形及構造：呈灰色，爲多角、多孔的塊狀。

硬　　度：近Mohs 硬度 7，表面粗糙、防滑。

耐　溫　性：爐石熔融溫度1400° C以上，故能承受高溫。

壓　縮　性：爐石壓縮時下陷可達 50 %，但往後幾無沉陷。

耐　久　性：爐石不含有機物，不受氣候變化影響，經久耐用。

表 2 － 3　中鋼氣冷高爐石之一般物性

	體積重量 T/m^3	吸水量 %	抗壓強度 T/cm^2	Mohs 硬度	健性損失 硫酸鈉 %	磨損率 洛杉磯 %	PH 值	導電係數 10^{-2}u/cm
氣冷高爐石	1.78 *	3.27*	0.5	5 ～ 7	2.65*	44.2 *	8.8	14.2

水淬高爐石仍是以高壓水流噴入熔融爐渣將爐渣造粒和遽冷。其爲一種非結晶形且玻璃質含量高，當其磨至 400 到 600 m^2／Kg Blaine 時具膠結性強之爐石，其一般物理性質如下：

單位重（乾基）：1.0 ～ 1.2 T／M^3

含水量　　：7 ～ 12 %

玻璃質率　　：＞95 %

平均粒徑　　：1.0 ～ 1.3 m/m

比　重　　：2.90

(2)轉爐爐石：

氣冷轉爐爐石去冷却方式與氣冷高爐石相同，其一般物性如下表：

表２－４　中鋼轉爐石之一般物性

	壓實單位體積重量 T/m^2	吸水量 %	抗壓強度 T/cm^2	Mohs硬度	硫酸鈉健性損失 %	洛杉磯磨損率 %	PH值	導電係數 $10^{-3}u/cm$
轉爐石	2.77 *	1.29 *	1.2	7	1.33 *	17.6 *	9.6	20.6

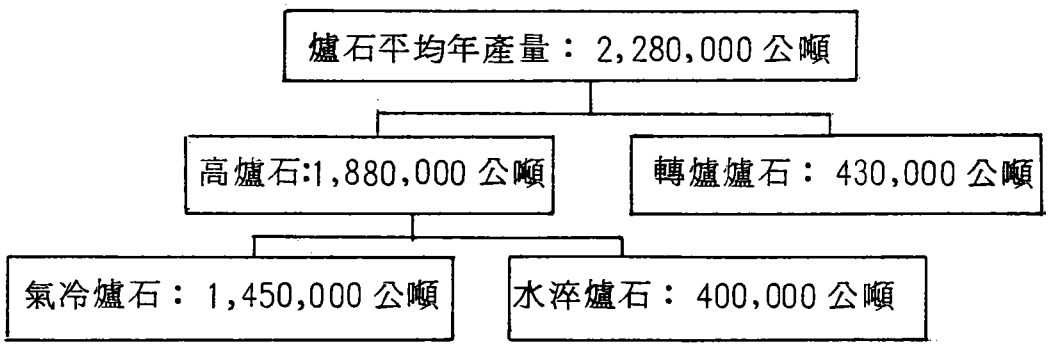
必須注意的是轉爐石因其自由氧化鈣及氧化鎂含量高，在大氣中會吸收水份產生風化作用，較不適合作爲塡築材料，故不在本文之討論範圍內，惟其中含有P_2O_5可加工作爲農業肥料。

三、大宗無害事業廢棄物之處理狀況

1.中鋼公司

(1)種類及產量

中鋼公司爐石產量平均年產2,280,000公噸，其中高爐石產量1,880,000公噸，轉爐爐石產量430,000公噸，高爐石依不同之冷却方式又區分爲氣冷爐石及水淬爐石，高爐石平均年產量中氣冷爐石約爲1,450,000公噸，水淬爐石爲400,000公噸，將其爐石產量以圖表表示如下：



(2)現有處理方式

鋼鐵爐石的利用概況及中鋼爐石歷年利用情形如下二表所示：

表3－1　中鋼爐石利用概況

- 鋼鐵爐石 SLAG
  - 高爐爐石 BF SLAG
    - 氣冷高爐石 AIR-COOLED BF SLAG
      - 道路用 Road Aggregate
      - 混凝土粗骨材 Coarse Aggregate for Concrete
      - 水泥生料 Cement Raw Material
      - 矽酸鈣鹽肥料 Silicate Fertilizer
    - 急冷高爐石（水淬爐石）WATER QUENCHED BF SLAG
      - 卜特蘭水泥 Type I Portland Cement
      - 高爐水泥 Blast Furnace Cement
      - 混凝土混合材 Cement Substitute
      - 地盤改良材 Soil Stabilizer
      - 混凝土細骨材 Fine Aggregate for Concrete
      - 矽酸鈣鹽肥料 Silicate Fertilizer
      - 陶瓷用 Ceramic Tiles Raw Material
  - 轉爐爐石 BOF SLAG
    - 氣冷爐石 AIR-COOLED BOF SLAG
      - 道路用 Road Aggregate
      - 港灣材料 Filling Material
      - 地盤改良材 Soil Stabilizer
      - 土木用（填地、整地）Land Amendments

表3－2　中鋼爐石歷年利用情形

用途		七十三年	七十四年	七十五年	七十六年
水泥	水泥生料 Raw Material for Cement	160000	180000	113400	175000
	普通水泥 Type I Portland Cement	0	0	50	5500
	高爐水泥 Blast Furnace Cement	0	0	2200	0
	爐石粉 Slag Powder	100	200	2850	1000
道路 Road		5200	0	0	60000
海港拋石 Harbor Basement		77000	64000	50000	50000
水淬爐石外銷 Export of Water Quenched BF Slag		17100	3000	18500	75000
玻璃原料 Glass Making Raw Material		120	510	590	590
耐火板原料 File Proof Panels		0	2000	3000	3000
瓷磚原料 Tile Making Raw Material		0	1000	3300	2000
贈送（填地等） Donation		357700	158750	185300	250000
CSC自行使用	回收利用 Recycling	10020	47000	16000	20000
	拋海 Dumping	200000	484000	379400	560000
	擴建整地 Expansion Landscaping	450000	440000	835000	600000

2. 水泥廠：

水泥廠所使用煤炭乃以碾碎方式加入石灰石中一起燃燒，所產生之煤灰已包含入水泥產品中。

3. 台電：

台灣電力公司目前有五座以煤炭做爲燃料之發電廠，各廠皆採用微粉燃煤方式。煤炭含灰量平均約 15 %，燃燒後發生之灰量，以75年之總燃煤量 7,258,703 T 估算，則年煤灰量約 109 萬噸，其中約五分之一爲爐底灰渣（底灰），五分之四爲飛灰，飛灰以靜電集塵器乾式收集。各電廠煤灰產量與處理方式如下（以75年之燃燒量計算）：

(1)深澳發電廠：

燃煤電廠機組	煤灰年產量（公噸）		
	飛　　灰	底　　灰	總　灰　量
深澳一號機	23,298	5,825	29,123
深澳二號機	38,248	9,562	47,810
深澳三號機	54,317	13,577	67,894
深澳電廠合計	115,863	28,964	144,827

處理和利用情形：

飛灰可以袋裝及散裝供利用。
底飛排放處理，目前裝備無法收集利用。

(2)林口電廠：

燃煤電廠機組	煤灰年產量（公噸）		
	飛　　灰	底　　灰	總　灰　量
林口一號機	71,518	17,879	89,397
林口一號機	16,322	4,081	20,403
林口電廠合計	87,840	21,960	109,800

處理和利用情形：

飛灰目前以散裝提供利用。
不能利用之灰，將以築堤設灰塘填放。

(3)南部電廠：

燃煤電廠機組	煤灰年產量（公噸）		
	飛　　灰	底　　灰	總　灰　量
南部一號機	13,263	3,316	16,579
南部二號機	13,266	3,316	16,582
南部三號機	35,680	8,920	44,600
南部電廠合計	62,209	15,552	77,761

處理和利用情形：

飛灰以袋裝及散裝提供利用。約有30～40％供民間業者使用底灰也可收集供利用。多餘尚不能利用之煤灰以船運至海洋拋棄處理。

(4)大林電廠：

燃煤電廠機組	煤灰年產量（公噸）		
	飛　　灰	底　　灰	總　灰　量
大林一號機	73,750	18,438	92,188
大林二號機	61,084	15,271	76,355
大林電廠合計	134,834	33,709	168,543

處理和利用情形：

飛灰可以袋裝及散裝提供利用。
不能利用之飛灰和底灰主要以海洋拋棄處理，少量填地處理。

(5)興達電廠：

燃煤電廠機組	煤灰年產量（公噸）		
	飛　　灰	底　　灰	總　灰　量
興達一號機	123,323	30,831	154,154
興達二號機	131,764	32,941	164,705
興達三號機	121,546	30,386	151,932
興達四號機	93,674	23,419	117,093
興達電廠合計	470,307	117,577	587,884

處理和利用情形：

飛灰可以袋裝及散裝提供利用。 底灰以海水冲入灰塘，多餘尚不能利用之飛灰以船運至海洋拋棄及陸運作塡地處理。

4.國外先進國家煤灰及爐石處理及利用現況

目前煤灰之利用已受世界各國之普遍重視，對煤灰利用於水泥混合材料、人工輕質骨材、隔熱材料、通路材料及掩埋材料等已進行詳盡之開發研究；而爐石之利用則早已非常普遍，在國外其利用率相當高，現簡介如后：

(1)煤灰：

由表3－3可知國外煤灰之利用率及使用項目，煤灰利用率最高者爲作爲通路材料，其次是水泥用料等，至於應用於骨材方面則不多，然由於目前環保意識抬高，天然骨材日漸缺乏，利用煤灰作爲骨材或人工輕質骨材爲一必然之趨勢，故煤灰之利量量預計將會日漸增加。

表3－3　各國煤灰利用狀況

項目＼國名	英國	法國	西德	美國	日本
年	1977	1977	1976	1976	1975
總產量（千噸）	12,336	4,828	4,374	61,900	1,873
利用灰量（千噸）	5,070	2,006	2,413	12,400	386
利用率（%）	41.1	41.5	55.1	20.0	20.6
灰用途（%）					
水泥混合	0.6	42.7	6.4	5.2	47.1
水泥原料		19.6			
混凝土用	2.5		12.9	7.3	30.1
磚		0.3	9.7		
道路用	36.7	23.9	8.2	22.9	
噴塗用及混凝土塊	11.8		11.1	9.8	
灌漿用	2,8				
填舖用	8.1				
人工輕質骨材	6			1.6	
控制冰雪用				4.5	
灰渣販售	9.1				
其他	20.4	4.3	51.7	13.1	22.8
填築		9.2			
處理後利用				23.7	
供應工程				12.1	
合計	100	100	100	100	100

備註：發電產生之煤灰。

(2)爐石：

世界主要產鋼國家高爐石之利用狀況如表3－4所示，由表中可知高爐石之利用率相當高，達 80 %以上。

表3－4　世界主要產鋼國家高爐爐石之利用狀況（1979）

國名＼用途	道路用		水泥用		混凝土用		肥料用		其他用		合計		利用率
	千噸	%	千噸	%	千噸	%	千噸	%	千噸	%	千噸	%	%
二十國合計	61,334.3	44.9	42,848.0	31.4	11,336.0	8.3	799.0	0.6	20,203.2	14.3	136,520.5	100	92.1
西德	7,510.0	71.5	2,128.0	20.3	—	—	139.0	1.3	727.0	6.9	10,504.0	100	100.0
法國	6,068.0	50.9	2,942.0	24.7	287.0	2.4	—	—	2,632.0	22.0	11,931.0	100	100.0
俄國	17,000.0	36.7	22,665.0	49.0	—	—	—	—	6,600.0	14.3	46,265.0	100	88.1
美國	18,230.0	70.5	136.0	0.5	4,600.0	17.3	62.0	0.2	2,818.0	11.0	25,846.0	100	100.0
日本	13,000.0	49.5	6,500.0	24.7	3,500.0	13.3	720.0	2.7	2,550.0	9.8	26,270.0	100	100.0
其他十五國小計	7,036.0	26.8	10,605.0	40.5	2,947.0	11.2	17.0	0.1	5,603.2	21.4	26,208.5	100	86.3

（取自：聯合國ＥＣＥ資料，1980年6月）

四、填築新生地設計須考慮之因素

填築新生地亦即海埔新生地之開發和一般海岸工程中海岸構造物之設計相似，主要爲海堤之設計，而以事業廢棄物填築新生地在目前環保意識日漸高漲之狀況下尚須考慮環境保護及污染防治之問題，現就設計時須考慮及注意之事項分下列五項概述如后：

- 基本資料蒐集與分析
- 深海設計波之決定
- 設計水位之決定
- 海堤工程之設計流程
- 對環境之可能影響及污染防治措施

1.基本資料蒐集與分析

表4－1爲設計一般海洋工程所需調查之自然現象項目，分析結果及應用之範圍：

表4－1　自然條件調查項目、分析結果及應用範圍

類別		調查項目	分析之結果	應用之範圍
海象	潮汐	● 潮位 ● 潮流（流向、流速） ● 高潮	● 潮流橢圓圖 ● 天文潮之最高水位 ● 氣象潮之最大潮位偏差	● 建設用地之選定 ● 外廓設施之配置 ● 繫留設施之檢討
	波浪	● 波高 ● 波高 ● 週期	● 可能發生之最大波的波高，週期、波向。 ● 各方向之最大波高的波高的波高、週期。 ● 發生頻率最高之波浪的波高、週期、波向。	● 決定設計波 ● 建設地點之選定 ● 外廓設施之配置 ● 胸牆高度之檢討

	流況	● 離岸流（方向、流速、季節的變化 ● 沿岸流（方向、流速、季節的變化）	● 各季節之海域流況變化圖	● 建設用地之選定
氣象	風	● 風向 ● 風速	● 風玫瑰圖 ● 風速與風向之頻率百分比	● 建設用地之選定 ● 防波堤配置之檢討
	颱風	● 規模 ● 路徑 ● 氣壓	● 年平均通過頻率 ● 侵襲路徑統計 ● 颱風風速大小變化	● 建設用地之選定 ● 防波堤配置之檢討
	氣溫濕度雨量霧日	● 大小 ● 次數	● 季節變化、月變化、年變化 ● 平均值	● 建設用地之選定 ● 工作計畫之擬定
漂砂	漂砂	● 數量 ● 方向	● 卓越方向 ● 漂砂量 ● 漂砂源 ● 漂砂粒徑	● 建設用地之選定 ● 外廓設施配置之檢討
地震	地震	● 大小 ● 來源	● 震度（水平、垂直） ● 發生頻率 ● 震源保度	● 建設地點之選定 ● 結構安全之檢討
地質	地質	● 岩盤種類 ● 岩盤厚度 ● 岩盤強度 ● 岩盤之密度沈陷	● 岩石種類分佈 ● 土質柱狀圖 ● N值 ● 三軸壓縮強度 ● 壓密係數	● 建設地點之選定 ● 設施配置之檢討

2. 深海設計波之決定

颱風之波浪發生屬於隨機之現象，故合理之設計波高應以機率分析法決定之，不宜用傳統方式逕採某一推算值，爲此，特依下述過程推估不同廻歸期之設計波高。

(1)篩選適宜之颱風。

(2)依現有之理論以數值方法推算所選取之颱風所形成之波浪。

(3)推算所得結果，依合理之極端值分佈理論求取不同廻歸期之設計波。

而新生地之海堤一般均離岸不遠，因此波浪經淺化，海底坡度變化和碎波因素之影響，可以合田良實（Yoshimi Goda）計算式求得淺水區之波高（$H_{1/3}$及H_{MAX}）。

3. 設計水位之決定

設計水位＝平均高潮位＋暴潮水位

而暴潮水位與颱風強度及路徑有關，因此，以篩選過之颱風記錄，選擇適宜之模型颱風，用數值方法加以推算，配合合理之極端值分佈理論求得不同廻歸期之設計水位。

4. 海堤工程之設計流程

(1)初步斷面之假定

根據上述設計條件，並參酌施工地點情況及材料取得之程度，擬定一最合適的斷面。

(2)外力計算

依防波堤型式，波浪條件等採用合適之波力公式計算由波浪所產生之外力。

(3)直立部份之滑動核算

由(2)計算所得之外力核算斷面中直立部份之滑動安全係數。

(4)直立部份之傾斜計算

由(2)計算所得之外力所造成之力矩，核算直立部份之傾倒安全係數。

(5)消波設施之檢討及護面消波塊之核算

依Hudson 公式或其他公式核算拋石堤護面石塊之重量。

(6)堤防整體之滑動核算

由外力及堤身自重核算堤身整體滑動之安全係數。

(7)標準斷面之決定

依上述核算結果，對每一斷面作適度之修正，以求得最佳斷面。

海堤斷面設計流程如圖 4 － 1 所示。

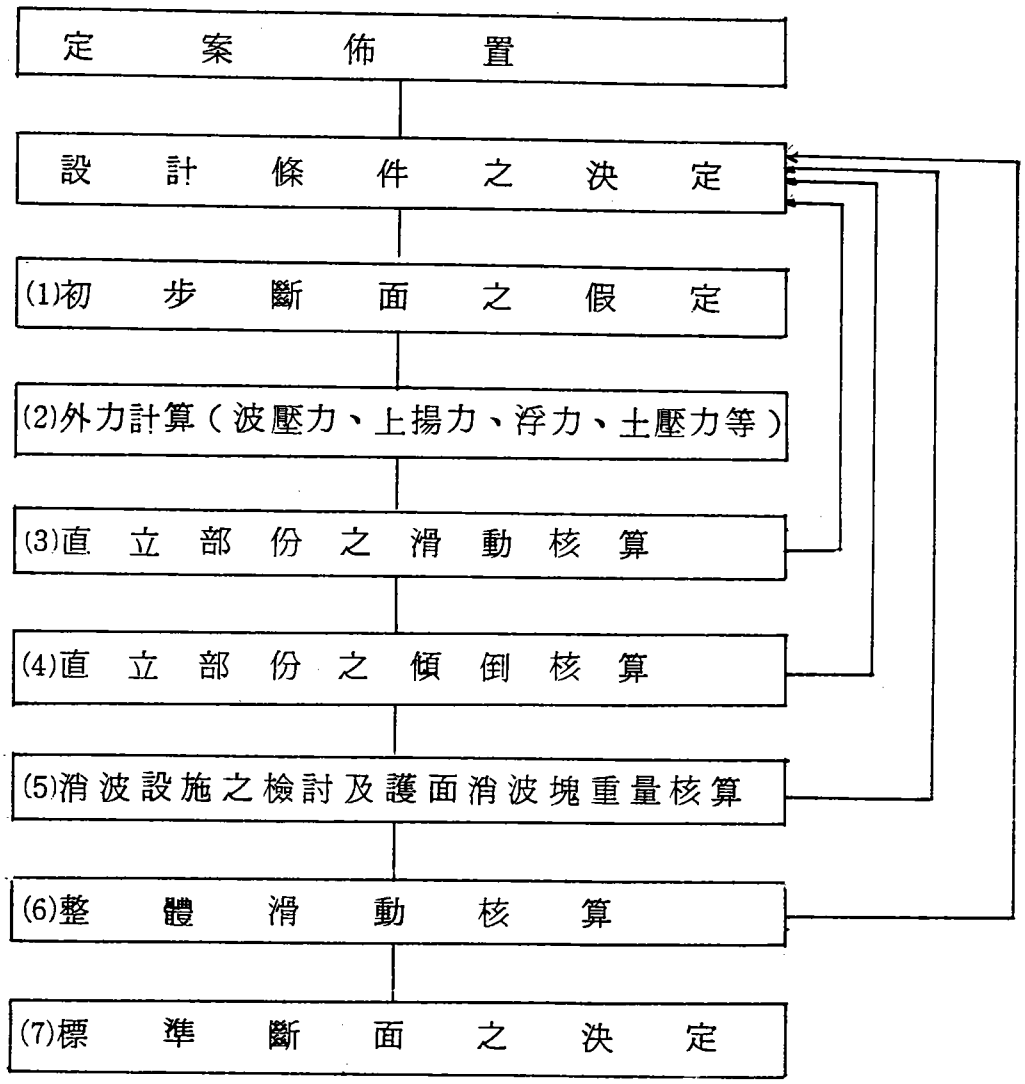


圖 4 － 1　海堤斷面設計流程圖

5.事業廢棄物處置系統可能對環境產生之影響及防治措施：

(1)事業廢棄物處置系統可能對環境之影響大致可分爲三類：

①施工期之環境影響

- 海岸築堤所引起之局部海水混濁。
- 卡車、施工機具所引起之噪音、震動及空氣污染等。

②運行中之環境影響

- 卸運時所引起之噪音、震動及空氣污染等。
- 運載卡車冲洗之污水對環境之影響。
- 廢棄物塡埋所引起之地下水質改變及加大海水中之ＰＨ值，微量元素含量變化。

③完工後之環境影響

- 對附近海岸地形可能造成之侵蝕或淤積之影響。
- 因築堤而造成附近海洋漁類生態及其食物鏈之改變。
- 因海洋結構物之形成造成附近流況之改變而對物質擴散可能造成之影響。
- 對附近船隻航行安全之顧慮。

(2)減少或避免頁面環境影響措施

①施工期所引起之海水污染、噪音及空氣污染爲不可避免之環境影響，唯仍可以種植林帶，減少此種污染，茲介紹下列二種方法以供參考。

Ａ、防風、防潮綠地

在上風處種植防風、防潮林帶，不但可改變風向降低風速，防止強風之不斷吹襲，同時可怯除海風中之鹽分，並保護堤後之設施。

一般防風林帶之防風效果，其距離是位於防風林帶上風側 6 ～ 10 倍樹高至下風側 25 ～ 30 倍樹高之間，而最佳效果則顯現於下風側距離 3 ～ 5 倍樹高附近，其風速減低率可達 35 %左右。圖４－２圖４－３及表４－２所示爲防風林附近之流場及防風林帶之風速減少率。

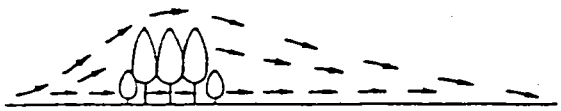
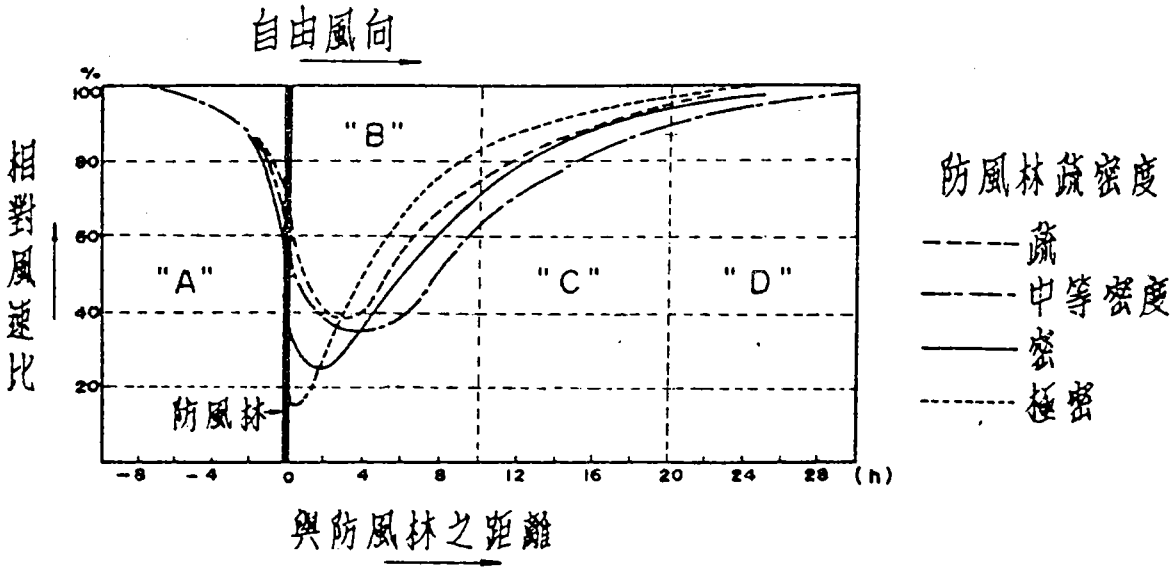


圖４－２　防風林附近之風場



註：1.相對風速比＝被漏減風速／自由風速

2.本表爲地表上 1.4 m高處之紀錄

3. h 代表防風擋樹高

圖 4 － 3　防風擋疏密與風速比之關係

表 4 － 2　防風林滯減風速範圍

相對風速比	上風側距離	下風側距離
100 %	8h(8h)	24h-30h(30h)
90	3h(3h)	13h-21h(21h)
80	2h(2h)	9h-16h(16h)
70	1.5h-1h(1.5h)	7h-12h(12h)
60	0	5h-9h(9h)

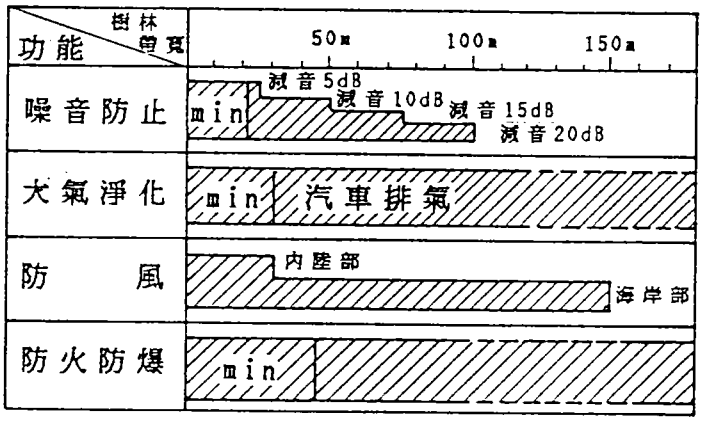
註：包弧內數字表中等密度（ 60 %～ 80 %）防風林之情況

B、緩衝綠地

緩衝綠地之種植不但可防止施工中及填廢棄物時各項活動、機具所引起之噪音、飛砂、空氣污染，並可阻隔附近居民與施工場所間之不良景觀。

緩衝綠地對不良環境污染所能改善之程度端視所樹木密度，排列方法，樹木種類及枝業密度而定，其樹林帶寬可參考表4－3。

表4－3　環境影響因素對緩衝林帶寬度之基準



②運行中之環境影響

卸運時所引起之噪音、震動及空氣污染等，除以種植林帶確可減少部份影響外；對於沖洗卡車所產生之污水應裝設污水處理設備，以減降其對環境之污染。而關於地下水質、海水ＰＨ值及微量元素之變化情形，雖然文獻上指出一般之事業廢棄物，如火力電廠產生之煤灰、飛灰，煉鋼廠所產生之爐石，於掩埋時對於地下水質、海水ＰＨ值等影響都不大，然爲善盡公害防治及環境保護之社會責任，應設置水質監測站，追踪掩埋場之水質變化情況及ＰＨ值，確實做好環境污染防治的措施。

③完工後之環境影響

海洋結構物一般而言工程均相當浩大且所費不貲，一旦完工，便很難加以改變，因此事前的調查作業及規劃作業皆須力求完善，

方能一勞永逸。

而築堤之後，可能造成的海岸地形變化，流況情形及對船隻航行安全之影響，設計之前應配合模型試驗及數值模擬分析，再驗證現場實測之資料，便可得到一較佳之堤線佈置，減少可能造成之海岸景觀破壞及流況改變造成之污染範圍擴增，並對航行安全也提供了較佳之保障。至於漁類生態的影響，可在適當位置拋放人工漁礁，恢復其食物鏈，並增加漁民之漁獲量。

五、事業廢棄物作為築堤材料之研究

隨著經濟的進步，社會的發展，事業廢棄物之數量亦將日愈龐大，且又於環保意識日趨抬頭的今日，如何有效的處理事業廢棄物，將成爲往後發展的重要課題。而又以如何利用事業廢棄物以填築新生地，更將成爲島國處理事業廢棄物最佳方法之一。一般而言填築新生地可分爲海邊填築及陸上填築，前者以築堤填築創造新生地，而後者則於沼澤低窪地或深山填築。然因事業廢棄物數量過於龐大，欲尋求一較大之低窪或深山地，以供長期填築，似乎不易尋得，因此一般皆以海邊填築爲之。

海邊填築一來可創造土地資源，一來又可防止沿岸地區受波浪侵襲及海水倒灌。然而於填築之前，務必先行築堤以防止事業廢棄物之流失，並避免造成二次污染；但因事業廢棄物之數量過於龐大，所需圍堤之長度非一般海堤所能比擬，且其堤址亦較深，因此若以傳統構造物之材料構築之，則其造價將相當可觀。而事業廢棄物中亦不乏可滋利用之材料，如爐石及煤灰，皆具有波索蘭效應之材料，因此如何有效利用事業廢棄物以構築海堤，將爲其造價高昂與否之決定因素，故設計時，務必考量其經濟性。

雖然爲達經濟原則而採用事業廢棄物爲構築材料，但此等材料畢竟有其不同與傳統材料之處（詳如表５－１），因此如何增加其強度以達到工程之安全性，亦將爲使用此等材料與否之參考。除了上述經濟及安全之考量外，亦需考慮事業廢棄物所含之物化性質，可能對環境造成之影響。今茲就經濟性、安全性及環保要求加予探討，詳述如后：

表5－1　傳統混凝土材料與建議之混凝土材料之比較表

性質＼別類	傳統混凝土材料	建議混凝土材料
水　　泥	一般波特蘭水泥	高　爐　水　泥
填　加　劑	視需要而定	一般波特蘭水泥
粗　骨　材	河　　石	氣　冷　爐　石
細　骨　材	河　　砂	底灰、海砂、或其他
早期強度		較　　差
七日後強度		較　　強
抗　酸　鹼	不　　佳	佳

1.經濟性

一般爐石及飛灰之物化性質如表5－2所示，由表知其所含之成份與波特蘭水泥相近，皆具波索蘭效應（如圖5－1），因此知此二種材料皆具潛在之膠結能力，若加以適當之催化，將可激發其水化活性（如圖5－2），會產生與水泥相似之性質，因此可用來取代部份水泥，或爲水泥填加料。

有關煤灰之粒徑及物理性質如圖5－3及表5－3所示，由表知其與自然砂頗爲相近，但較細、較輕，可作爲細骨材使用。而爐石則可大可小，目前中鋼所生產之氣冷爐石可分爲粒徑大於 35 ㎜或小於 35 ㎜二種，若給予適當氧化，其硬度將超過一般砂石，可充當爲普通石料使用。

至於如表5－1所示之傳統混凝土及爐石混凝土其價格爲何，目前爐石混凝土台灣使用較少且生產量有限，據現有之市場調查知其每噸之價格約爲傳統混凝土之一半，若往後大量生產後其價格將更爲便宜，因此使用爐石混凝土爲構築材料將較傳統混凝土爲經濟，且更具有防酸鹼之功效，適用於海土構造物之構築。

表5-1　高爐熟料及飛灰等材料之化學成分及物理性質

化學氧化物(%)	台泥品牌第一種卜特蘭水泥	高爐熟料		飛灰		鋼爐渣	
		一般	中鋼+	一般	台電++	一般	台電++
氧化矽(SiO_2)	20.69	28~38	34.35	20~60	56.14	35	34.30
氧化鋁(Al_2O_3)	6.04	8~24	13.80	10~35	22.26	3	3.83
氧化鐵(Fe_2O_3)	3.29	—	0.42	5~35	7.48	52	53.72
氧化鈣(CaO)	63.91	30~50	41.67	1~20	3.26	2	7.91
氧化鎂(MgO)	2.04	1~18	7.45	0.3~4	1.36	1	0.94
氧化硫(SO_3)	1.81	1~2.5	0.878	0.1~1.2	0.58	—	3.02
燒失量(LOI)	1.06	—	—	4~6.5	4.55	—	—
物理性質							
細度(cm^2/g)	3400						
%停留在#325號					15		
比重	3.15	—	2.93-3.0	—	1.9-2.2	—	3.55

*+及++由台灣水泥公司、中國鋼鐵公司及台灣電力公司提供

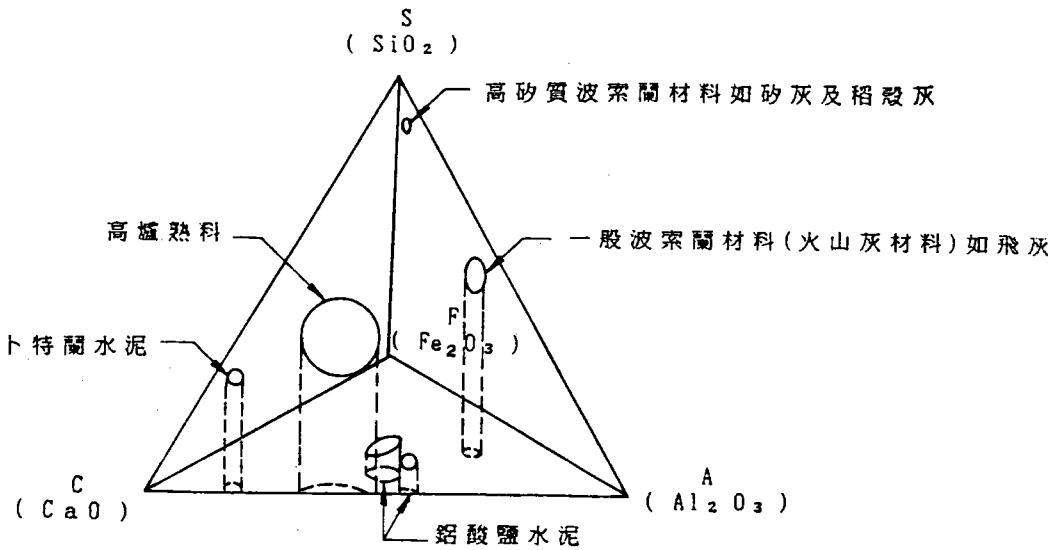
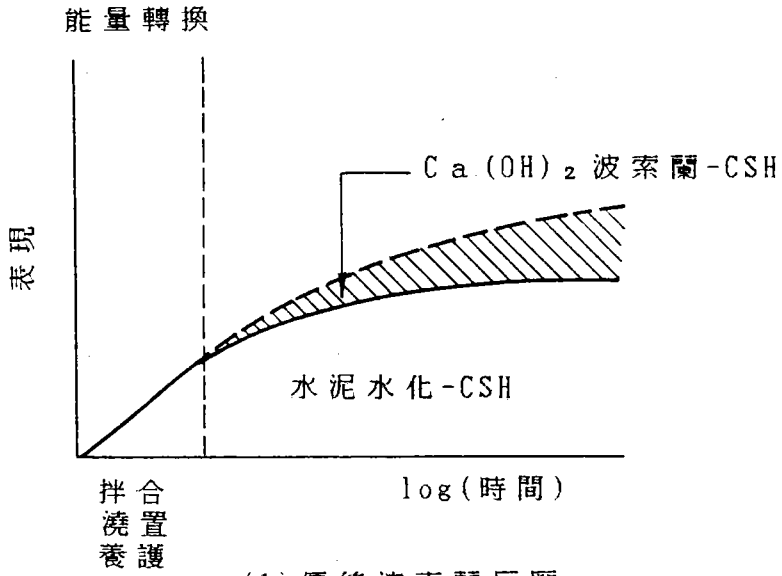
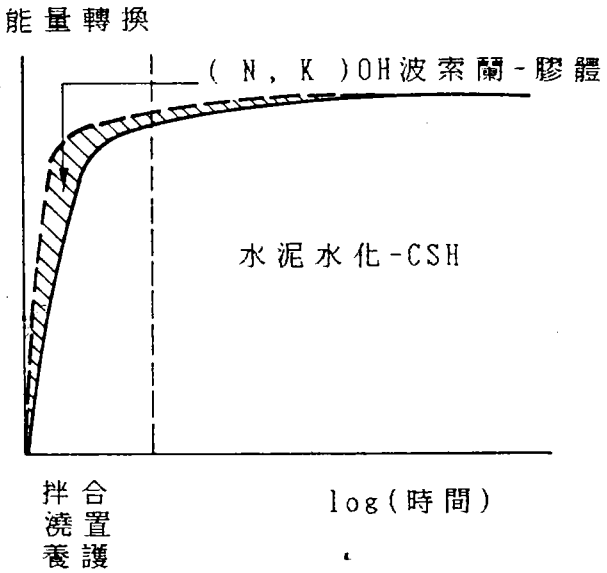


圖5-1　高爐熟料及普通卜特蘭水泥成分之C－A－S－F相位平衡圖

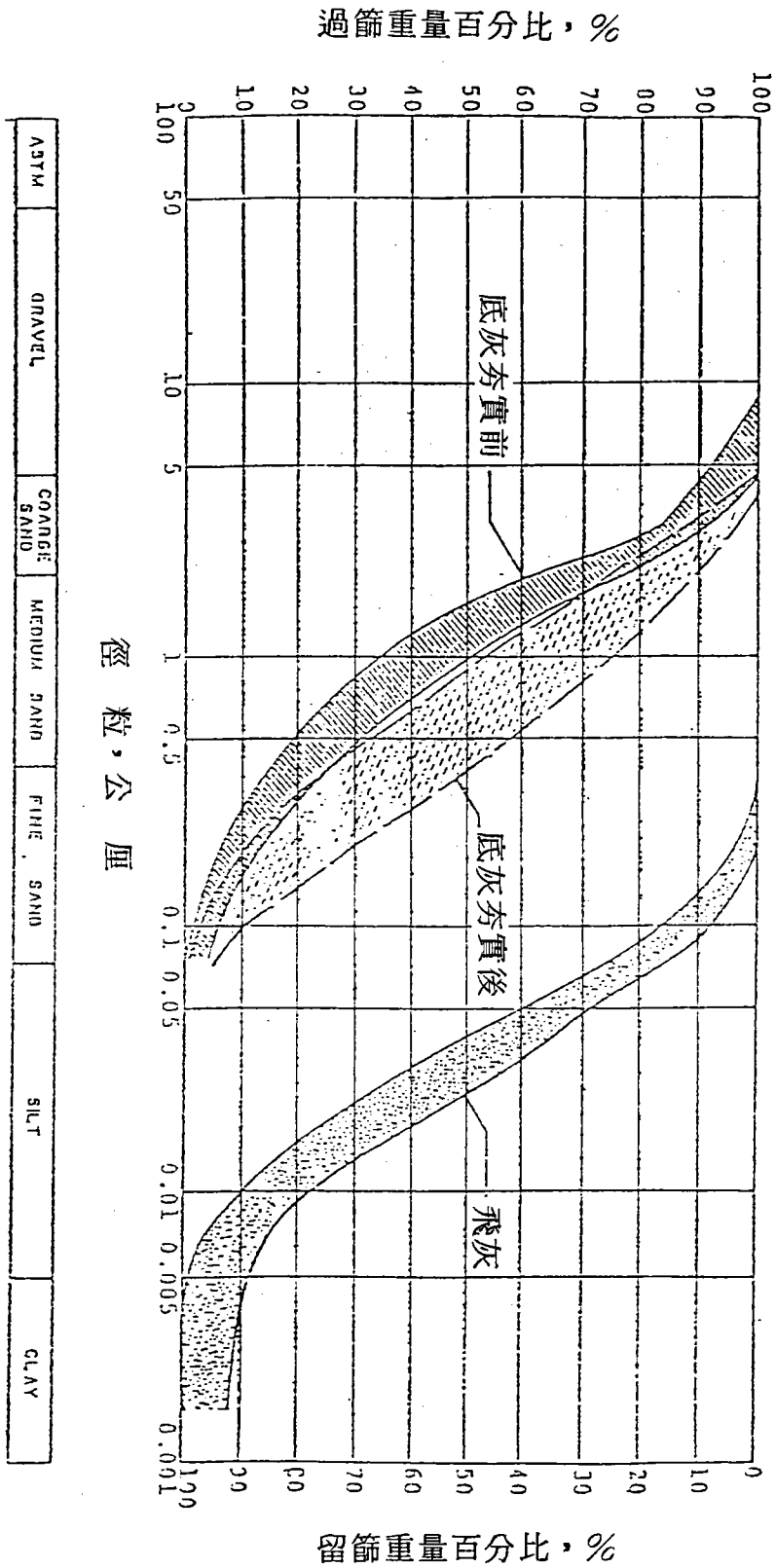


(1)傳統波索蘭反應



(2)高爐熟料交互反應

圖5-2　(1)傳統波索蘭反應(Pozzolanic Reaction)與(2)高爐熟料反應動力學特性之示意



一般土壤粒徑範圍

圖5－3　煤灰之粒徑分佈範圍

表5－3　煤灰試驗之一般物理性質綜合表

項目 ＼ 煤灰種類	飛灰	底灰
1.顆粒組成，%		
粒徑＝0.074 mm－4.76 mm（類似砂顆粒粒徑）	（18±2）	（97±1）
粒徑＝0.005 mm－0.074 mm（類似沉泥顆粒粒徑）	（76±3）	（3±1）
粒徑　＜0.005 mm（類似粘土顆粒粒徑）	（6±2）	（0）
2.阿太堡限度		
液性限度	－	－
塑性限度	NP	NP
3.比重	2.28±0.01	2.31±0.03

註：括弧內表重量百分比。

2.安全性

一般海堤之構築皆以拋石堤爲主，今擬採用事業廢棄物爲材料，故建議之斷面如圖5－4所示，以爐石爲堤心，料以爐石混凝土爲方塊或巨積混凝土。因海堤需直接承受波浪之作用，故構造物之強度需足夠抵抗侵襲之波浪，因此需同傳統混凝土一樣要求其強度，以達到海堤之安全性。

以爐石取代部份水泥，其混凝土強度隨爐石含量而有所不同如圖5－5所示，而飛灰混凝土亦如圖5－6所示，由此二圖知除早期強度較低於傳統混凝土外，隨著時間之增長，其強度將超過傳統混凝土，而海堤之構築，其早期強度不需過於要求，如需早期強度增強則可用濕養、添加物或其他適當方法增加之，因此知此二種混凝土皆可達到所需之要求，其安全性應無問題，唯一尚需檢討的是：爲達到某一強度其所需之配比爲何，則有待再進一步研究。

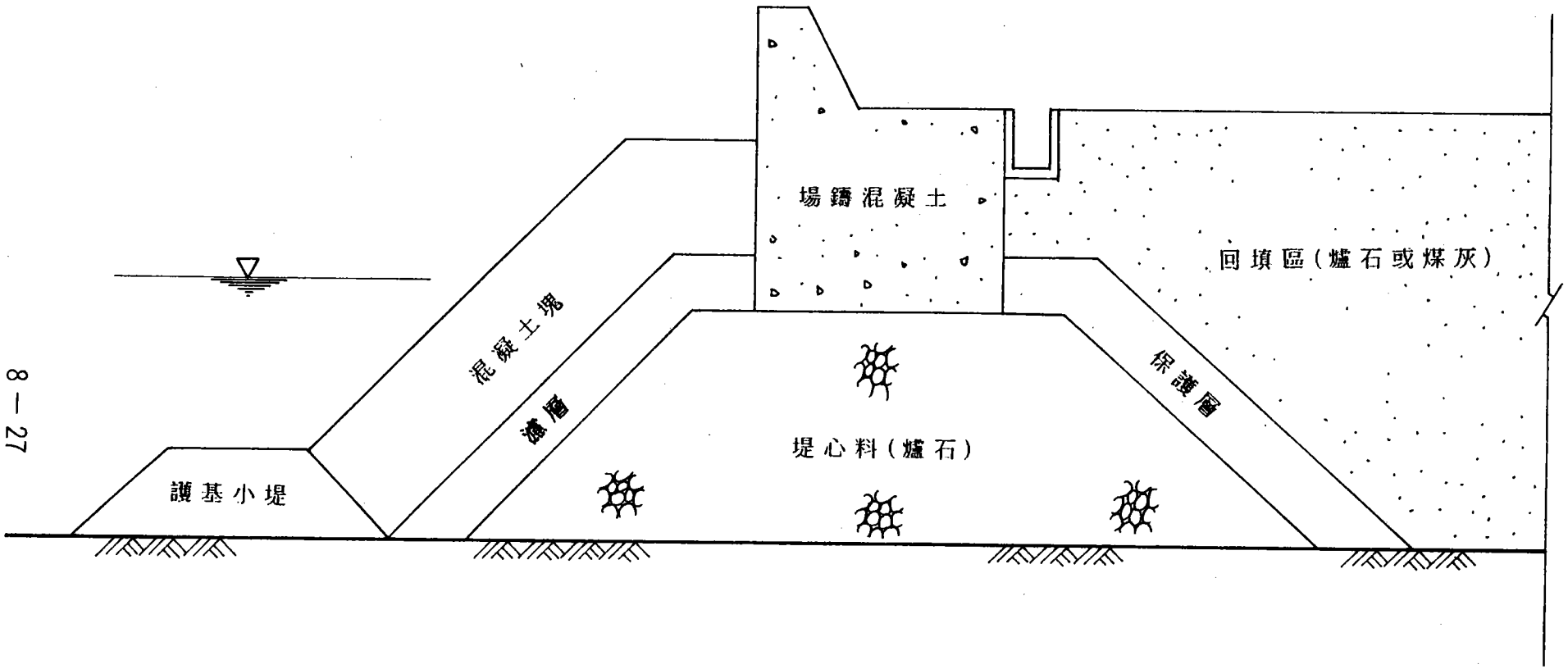
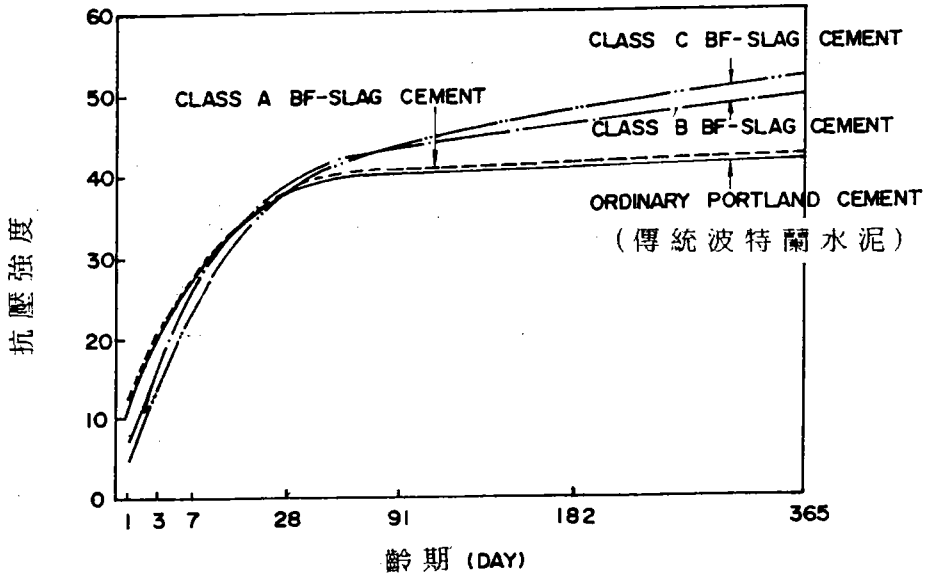


圖5－4　海堤斷面示意圖



別類 \ 齡期(天)	1	3	7	28	91	182	365	爐石含量
ORDINARY PORTLAND	84	197	270	382	406	412	417	0%
CLASS A BF-SLAG CEMENT	86	200	271	387	413	415	421	5-30%
CLASS B BF-SLAG CEMENT	55	154	246	400	437	466	495	30-60%
CLASS C BF-SLAG CEMENT	38	143	240	379	440	479	521	> 60%

圖5-5a 一組不同爐石含量之混凝土與傳統混凝土於海水中濕養其抗壓強度之比較圖

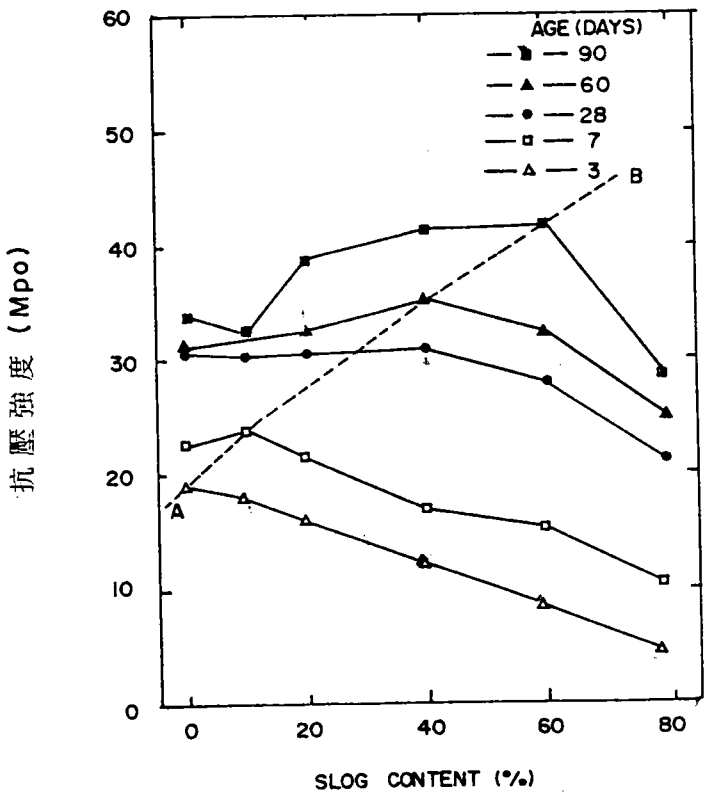


圖5-5b 不同爐石含量之強度發展過程

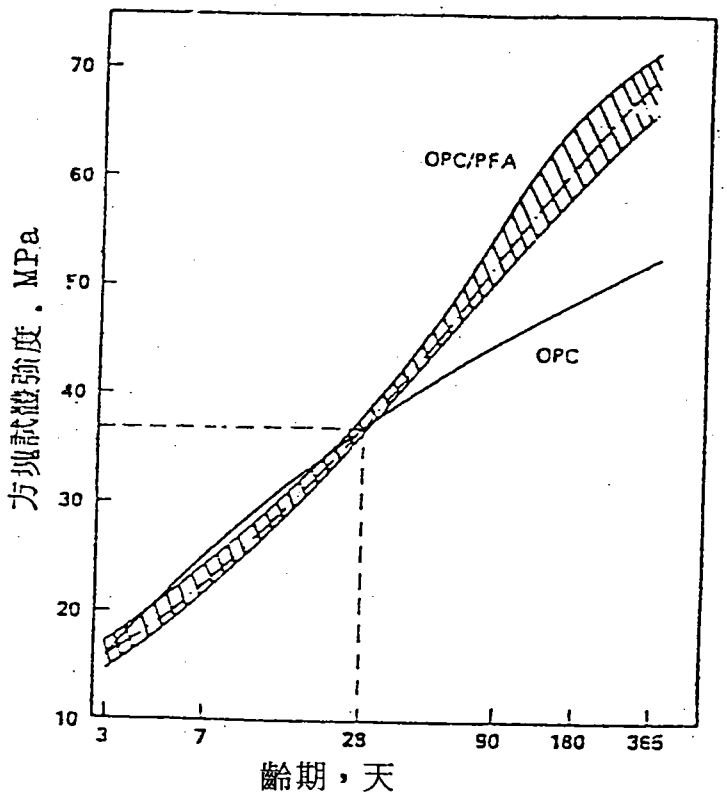


圖５－６　普通及摻加飛灰混凝土強度發展關係圖

3.環保要求：

無論爐石及煤灰皆含有額外之物化性質，如爐石含硫量頗高，若未和空氣充分氧化而堆棄海中將與海水發生作用，產生黃色液體而將影響海域水質及生態環境，故在利用爐石爲結構築材料時，務必使爐石料粒高度氧化，且必要時於設計中設置阻隔材料如濾層或非織物之類，如圖５－４所示，以阻隔海水與爐石之作用。

而煤灰中含有些許重金屬，除非量多，不然將不致構成影響，嚴重的是因屬鹼性，故加煤灰於水中將改變其ＰＨ值，如圖５－７所示。若稀釋不夠，將維持相當高之ＰＨ值，因此於填築新生地時，務必防範地下水或海水受煤灰影響而改變其ＰＨ值，如此將不致影響沿岸用水，故於填築之前須先舖設阻隔設施，一來阻斷水流作用，二來阻隔重金屬之外洩。

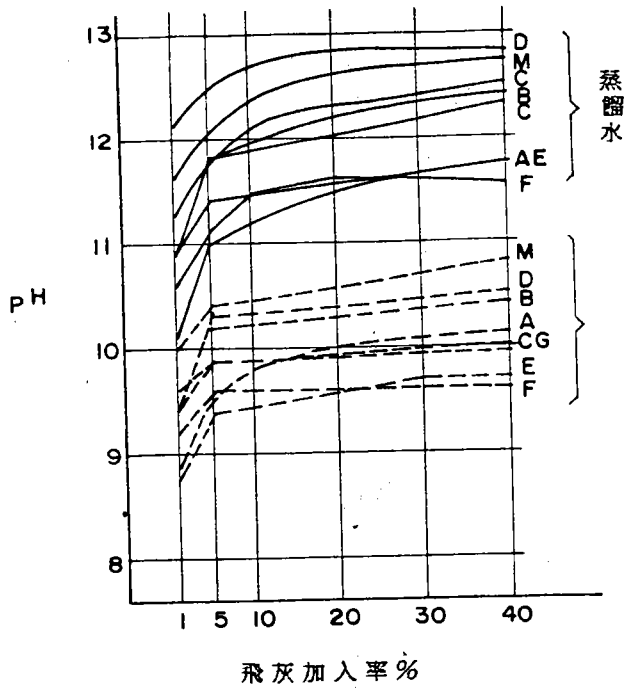


圖5－7　蒸餾水與海水加入飛灰之ＰＨ變化

六、新生地可能之填築方式

填置系統主要包括廢棄物收集系統，運輸系統與填置場系統三部份，一般填置系統的採用乃需經過計畫的可行性研究與環境影響評估，其中運輸系統是最重要的決定因素。收集系統與填置場系統都需配合運輸系統的形式而有所變更。

運輸系統計有卡車陸運，輸送帶、泥漿管輸送與船運四種，現將其特性及對環境可能之影響概述如后：

1.卡車陸運

卡車運送是最簡便的運輸方式，主要投資是車輛購置與道路設施改進。而廢棄物收集與填置場規劃的配合也較簡便，基本上卡車運輸投資成本低，工期短、運灰的可靠性也高，但是運轉費用較昂貴（運轉費包括駕駛人員工資、車輛、油料、保養、維護），且在大量運輸時，效率較低，因一輛卡車載重約 10 Ton ，若廢棄物收集系統輸出量爲 10 ton／7 分鐘，相當於 7 分鐘裝載一輛卡車，但每裝載完一卡車就需停止輸出一次，以便卡車開出，而另一輛卡車接替，如此需要數輛

卡車在旁等候裝載，且輸出作業也無法一氣呵成，因此卡車陸運較適合於輸出量少的系統。

2.輸送帶

輸送帶是連續性大量運輸機具，主要投資是輸送帶設備的採購與架設。而廢棄物收集系統與填置場規劃的配合，尚稱簡便。

由於輸送帶架設工程較大，所需工期較長，且必須克服架設路徑上，土地的取得與特殊地形工程的困難，所以投資成本相當高。但是運轉費用（只需油、電支出與機械維護），比起卡車運輸，較爲低廉。優點是可大量而簡易的運送廢棄物至填置場，不需要太多的人力操作，缺點是單線輸送，當機械故障時，輸送功能全部停頓，運送可靠性稍差。

3.泥漿管輸送

泥漿管輸送是靠高壓水流帶送廢棄物至填置場，屬於連續大量輸出的機具。主要投資是管線與加壓設備的購買與架設，同時廢棄物輸出系統與填置場也要有特殊的設計。因爲泥漿管輸送是濕填作業，所以需要大量的水加入輸出系統，而填過場也需設計爲能排除較大水量的功能。填置場的大量的水可靠循環式管線回收爲輸送用水量，但由於循環式成本相當高，所以並不常用，一般多採用重力式排水，將沈澱後清潔的水由排水管流出，其特性如圖 6 － 1 ，其填置方式可以分段填築如圖 6 － 2 所示。

泥漿管的工程特性與輸送帶類似，工程大，工期長，且需克服架設路徑上的土地問題與工程困難，投資成本很高，但運轉費用非常低廉。優點是可大量輸送廢棄物，所需操作的人力非常少，（輸出設備乃是連續輸送不需人在旁不斷操作，填置場也不需人員來整理運來的廢棄物）。如果採用多條管線輸送，可維持運送的暢通與維修的便利，增加運輸的可靠性。缺點爲較乾填方法所需的填置場容積爲大，將來欲變更輸送方式也不具彈性。

4.船運

填置作業考慮船運一般是在運送距離甚遠且輸出量大的情況，如以卡車、輸送帶或泥漿管線輸送，則需大量投資資本，且擴大運輸路線上

之環境破壞，運轉費用也提高，諸多弊端下，才採用海運，同樣的海運投資成本也相當高（包括碼頭設施、裝卸機具與船舶等），但對環境的破壞可減至最小，因此除非在廠區鄰近沒有適當的填置場，一般不考慮海運。

綜合以上之敘述，可知各種運送方式都有其優劣點，適用在不同的狀況，歸納如下：

近距離運送而言，以卡車輸送帶，泥漿管輸送爲佳，以投資成本而言，以卡車最省。

以運轉費用而言，以輸送帶、泥漿管輸送爲佳，以工程難易而言，以卡車最容易。

以環境保護而言，以海運及泥漿管輸送較佳。

5.填置方式對環境之可能影響

對環境的影響一般可分爲施工期間與運轉期間的影響。其可能受到影響項目如表 6 － 1 所列。

施工期間的影響是短時期，不可避免的，但可改進施工技術，儘量減少對環境之影響，運轉期間的影響，運轉期間的影響是長期性的所在規劃與設計時就需仔細研擬防制方法。

首先是填置場之選定，由於多在海岸築堤填築改變原有海岸線，可能影響沿海漂沙與海流，以致影響到鄰近海岸線的淤蝕，破壞原有的平衡。或是阻礙原有漁船的航行，影響漁業發展等，所以規劃期間需做好完善的分析以提出最佳地點。

填置場地設置後廢棄物含有之有害物質應避免滲出場外，包括海域與地下水，因此必須在場址底部加阻水層而堤內放置濾層，減少水分滲出，或採用廢水處理方式，將有害物質濾出後排出。

至於陸地上之影響，則爲運輸工具對環境的影響，其中卡車運輸對環境影響，包括沿途廢棄物可能的飛揚造成空氣的污染與卡車行駛中，其噪音與振動也很大，所以卡車運輸對環境影響最大，輸送帶的影響如同卡車運輸，不過可在輸送機具加以改善，以減低對環境的影響。泥漿管輸送，對沿途的影響就非常小不論是空氣、噪音或振動，幾乎微乎極微。船運可分開倉式與密閉式，如採開倉式船舶則對海域環境

稍有影響，不過比較起來仍屬微小，若採密閉式則毫無影響可言。所以綜合以上結果可知以環境影響的觀念而言，填置方式以船運與泥漿管輸送爲佳，卡車運送最差。

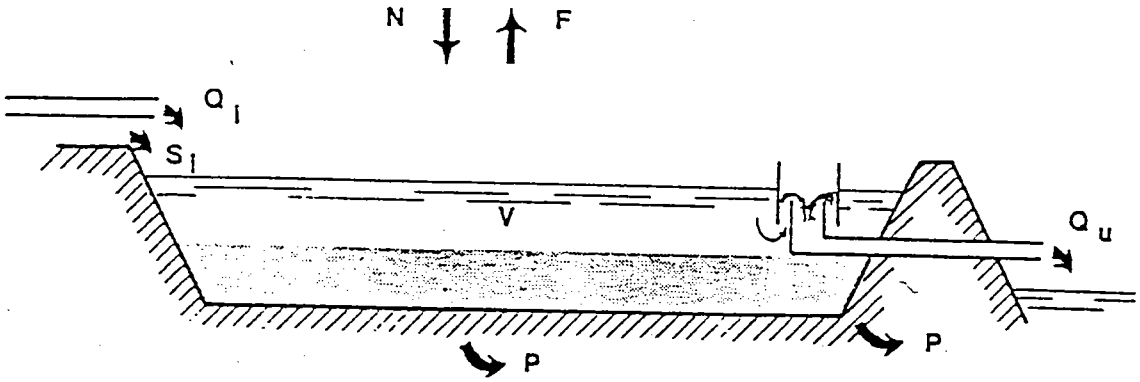
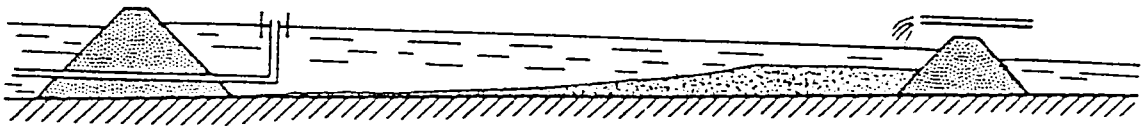
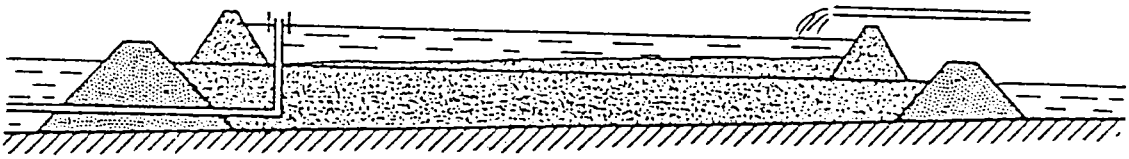


Illustration of ash pond without recirculating ash transport water.

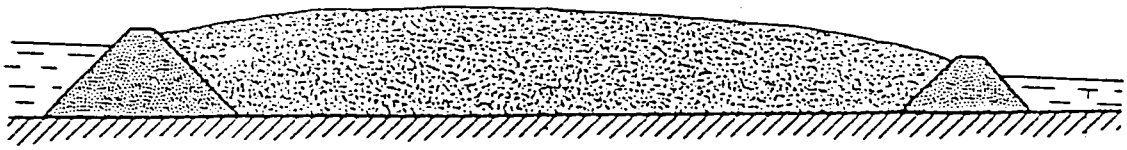
圖 6 － 1　填置場排水方式



Phase 1:



Phase 2:



Phase 3:

圖 6 － 2　泥漿管輸送填置作業方式

表6－1　填築方式對環境之可能影響

<table>
<tr><td></td><td colspan="2">施工期間</td><td colspan="4">運轉期間</td></tr>
<tr><td rowspan="3">海域</td><td>施工路徑</td><td>海堤</td><td colspan="2">地形改變</td><td colspan="2">填灰作業</td></tr>
<tr><td rowspan="2">混濁</td><td rowspan="2">混濁</td><td>輸送路徑</td><td>海堤</td><td>輸送路徑</td><td>填灰場</td></tr>
<tr><td></td><td>海流
漂沙</td><td></td><td>海水水質
海域生態</td></tr>
<tr><td>陸地</td><td>噪音
振動</td><td></td><td></td><td></td><td colspan="2">噪音
振動
空氣污染
地下水質</td></tr>
<tr><td>社會經濟</td><td colspan="2">漁業</td><td colspan="2">漁業</td><td colspan="2">漁船航行</td></tr>
</table>

七、經濟效益評估

以事業廢棄物作爲施工材料在海邊興建海堤，再回填事業廢棄物以產生新生地之主要效益有四項即：

- 新生地之使用效益。
- 防止海岸侵蝕及海水倒灌。
- 解決事業廢棄物之處理問題，避免二次公害。
- 降低海岸構造物之造價。
- 避免開山炸石影響山中之景觀。

現概述如后：

1.新生地之使用效益

海邊圍堤利用事業廢棄物填築所得之新生地由於遠離一般民衆之居住地區，如經適當之規劃，可提供作爲敏感之事業使用，如化工廠、焚化爐、污水處理廠、堆煤廠等，或作爲需大量海水作爲冷却用途之工業如電廠等使用。

2.防止海岸侵蝕及海水倒灌

本省之西海岸由於河川之上游興建一系列之水埧，阻絕上游漂沙流入海中而造成沙源中斷，部份海岸已發生嚴重之侵蝕現象，如不加處理，將危及岸邊居民之生命財產安全，在岸邊興建海堤填築新生地將形成一緩衝地帶保障岸邊居民之安全並可防止颱風季節之海水倒灌。

3.解決事業廢棄物之處理問題，避免二次公害

國內大宗之無害事業廢棄物主要爲煤灰及爐石，目前大部以船運至深海處拋棄，此一方式雖可避免對陸上之居民產生負面之環境影響，但對依海爲生之漁民及漁業生態，難免有所影響，岸邊築堤填築新生地如經適當之規劃可將其影響範圍局限於某一固定之區域內，並可降低，避免造成二次公害。

4.降低海岸構造物之造價

目前國內興建海岸之構造大都以河川之卵石及山中之塊石作爲築堤材料，由於料源日益稀少，材料之運距逐漸加大，施工費用也相對逐漸提高，如利用事業廢棄物之材料特性加以適當之規劃，將可取代傳統之施工材料，大量降低施工費用。

5.避免開山炸石影響山中之景觀

海岸構造物由於必須抵抗颱風期間之巨浪，需重量較大且材質較值之塊石作爲築堤材料，而符合此一條件之石場大都在深山內，開山炸石將無可避免的影響到山中之景觀，且由於開炸所得之石塊經篩選後所產生不合需求之棄石查如未經適當之處理將無可避免的影響山中景觀及妨礙水流之流通而造成下游居民之困擾，如此事業廢棄物適當處理作爲築堤材料將可避免以上之現象發生。

八、國內海邊可供填築事業廢棄物之地區

目前國內工業所產生之無害事業廢棄物，以台電公司、水泥工廠之煤灰及中鋼公司之爐石爲大宗。而這些廢棄物現有之處理方式，除少許另有其他用外，大都以海拋爲主（詳表８－１及表８－２）。近來由於環保意識日益高漲，百姓對其生活品質及生活環境已日漸重視，而煤灰及爐石現行之拋海作業難免會影響拋放地點之海域生態。爲降低對環境之衝擊，於海岸邊圍堤填築新生地，可能爲一較可行之海拋替代方案。現僅就廢棄物

表8－1　各火力電廠煤灰處理情形

項目 / 電廠	目前主要處理方式	將來預定處理方式
南　火	海　拋	陸填式新生地
大　林	海　拋	新　生　地
興　達	海　拋	新　生　地
林　口	填於灰塘	新　生　地
深　澳	排　海	陸填式新生地

表8－2　中鋼爐石處理情形

項目 / 類別		平均年產量	目前處理情形
高爐石	氣冷	1,450,000 噸	1.作水泥、玻璃、耐火板…等之原料 2.道路、路基、海港拋石 3.外贈、外銷 4.中鋼回收再利用，擴建整地 5.海拋
	水淬	400,000 噸	
轉爐石		430,000 噸	

製造地附近海邊可供填築新生地之區域，概述於后：

1.煤灰：

爲煤碳燃燒後所剩之固體廢棄物，品質受煤源影響而有所不同，但其主要成份爲飛灰及底灰兩種，一般煤碳燃燒後煤灰量約爲燃煤量之15～16％，而其中約 80 ％爲飛灰，20 ％爲底灰。由於煤灰具有建材，肥料土地改良及回收金屬等再利用之特性，於環保聲浪高漲之今日，國內專家應就煤灰之再利用性積極研究。

台電公司現有深澳、林口、興達、大林及南部五處燃煤火力電廠，另台中火力電廠正積極規劃施工中，其75.年之煤灰產量如表8－3所示。就各電廠附近可供填築煤灰之區域，概述如后：

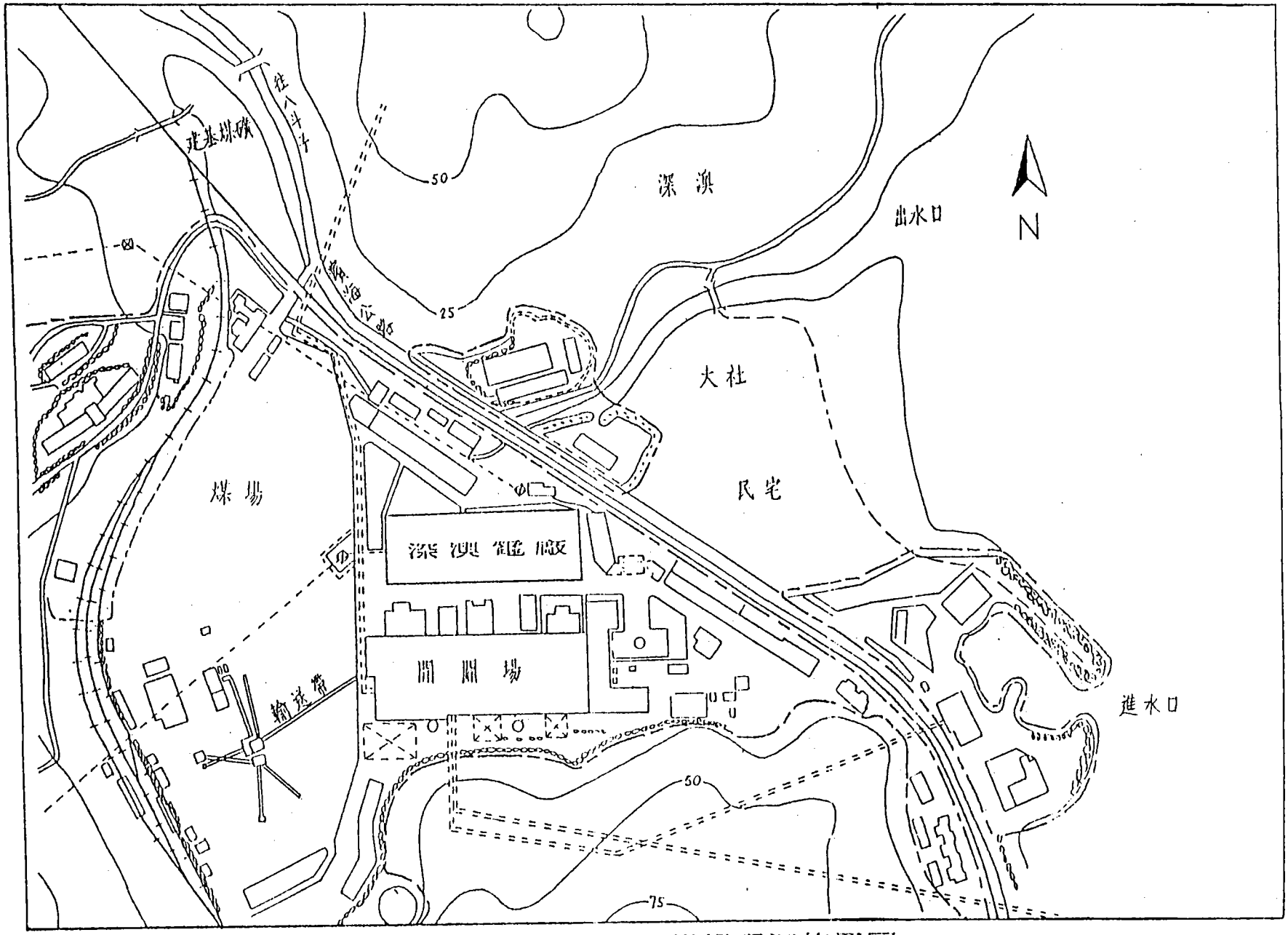


圖 8-1 深澳電廠及煤場現況佈置圖

表8－3　各火力電廠煤灰之年產量（75年）

項目 / 電廠	年煤灰量（噸）
深澳電廠	144,818
林口電廠	109,800
興達電廠	587,885
大林電廠	168,543
南部電廠	77,761
總計	1,088,805

(1)深澳火力電廠

本電廠位於台北縣瑞芳鎮北方約3公里處（圖8－1），目前共用三部燃煤機組幷聯運轉。其每年燃煤量約爲 96 萬噸，所產生之煤灰量則約爲 14.5 萬噸。現行煤灰之處置方式爲將煤灰和冷却水從出水口一起排放入海。基於環保之因素及整體規劃之原則，應於電廠附近海邊規劃圍堤塡築新生地或在附近低窪地以陸塡方式替代目前之排海作業。而本電廠於規劃興建之初期，即以其附近海水深，冷却水取用方便、經濟且鄰近北部負載中心及產煤地等優越條件而興建。近來觀光局欲在本省東北角發展旅遊事業加以電廠附近海水深，於電廠附近海邊規劃圍堤塡灰之可行性，須作進一步之研究。

(2)林口電廠

本電廠位於台北縣林口鄉下寮之海濱、林口溪出海口之南側，現有二部機組運轉發電，其中一部爲燃煤機組，一部爲煤、油兩用機組。其每年之燃煤量約爲 73 萬噸，所產生之煤灰量約爲 11 萬噸。台電公司基於環保因素及長期規劃原則下，於多年前即在林口溪出海口北側規劃興建一長約 550 公尺，寬約 300 公尺（約由岸邊到水深－4.0公尺處）之灰塘，（詳圖8－2），若以灰塘規劃之塡灰

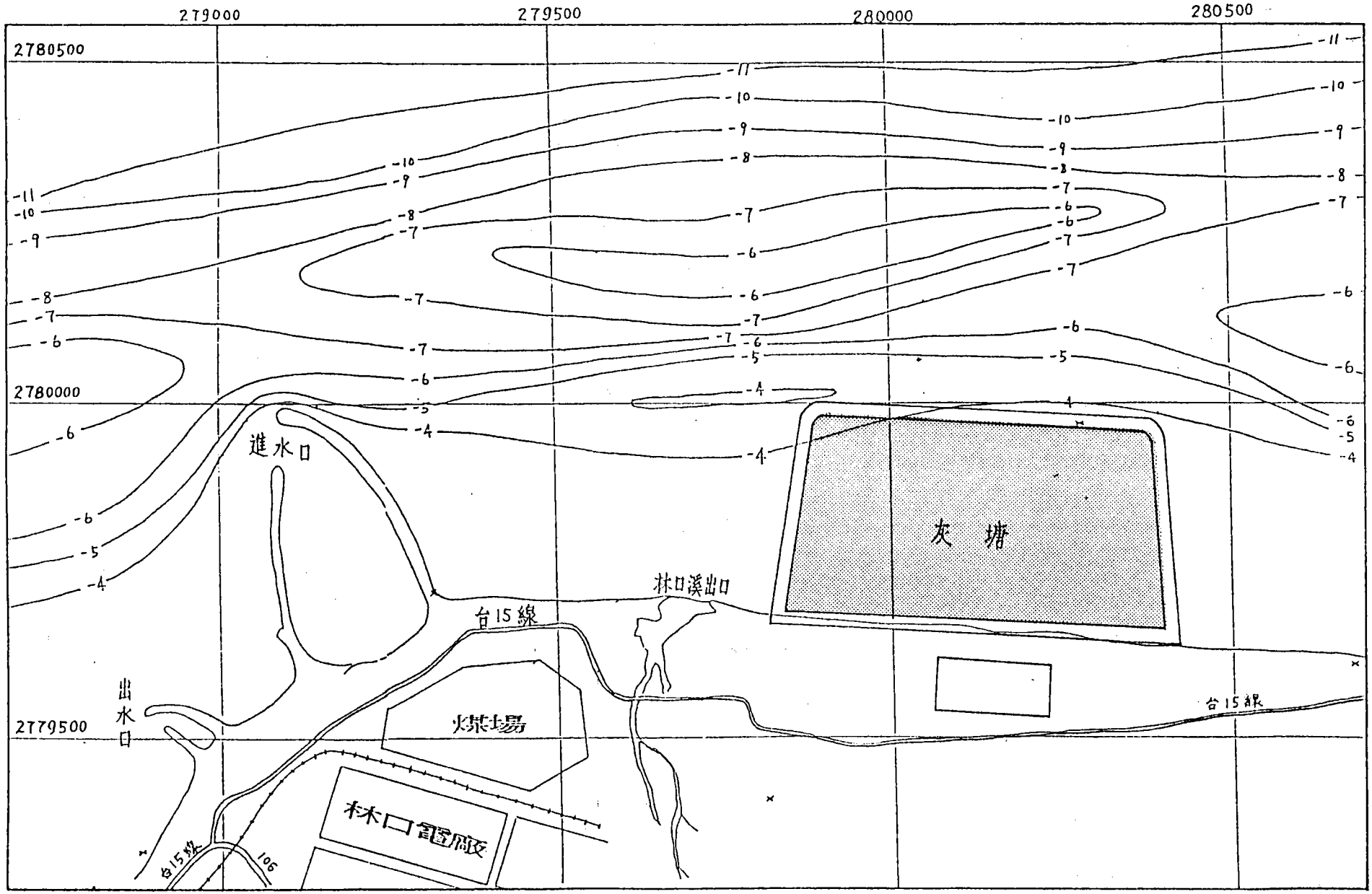


圖 8 － 2 林口電廠及灰塘位置圖

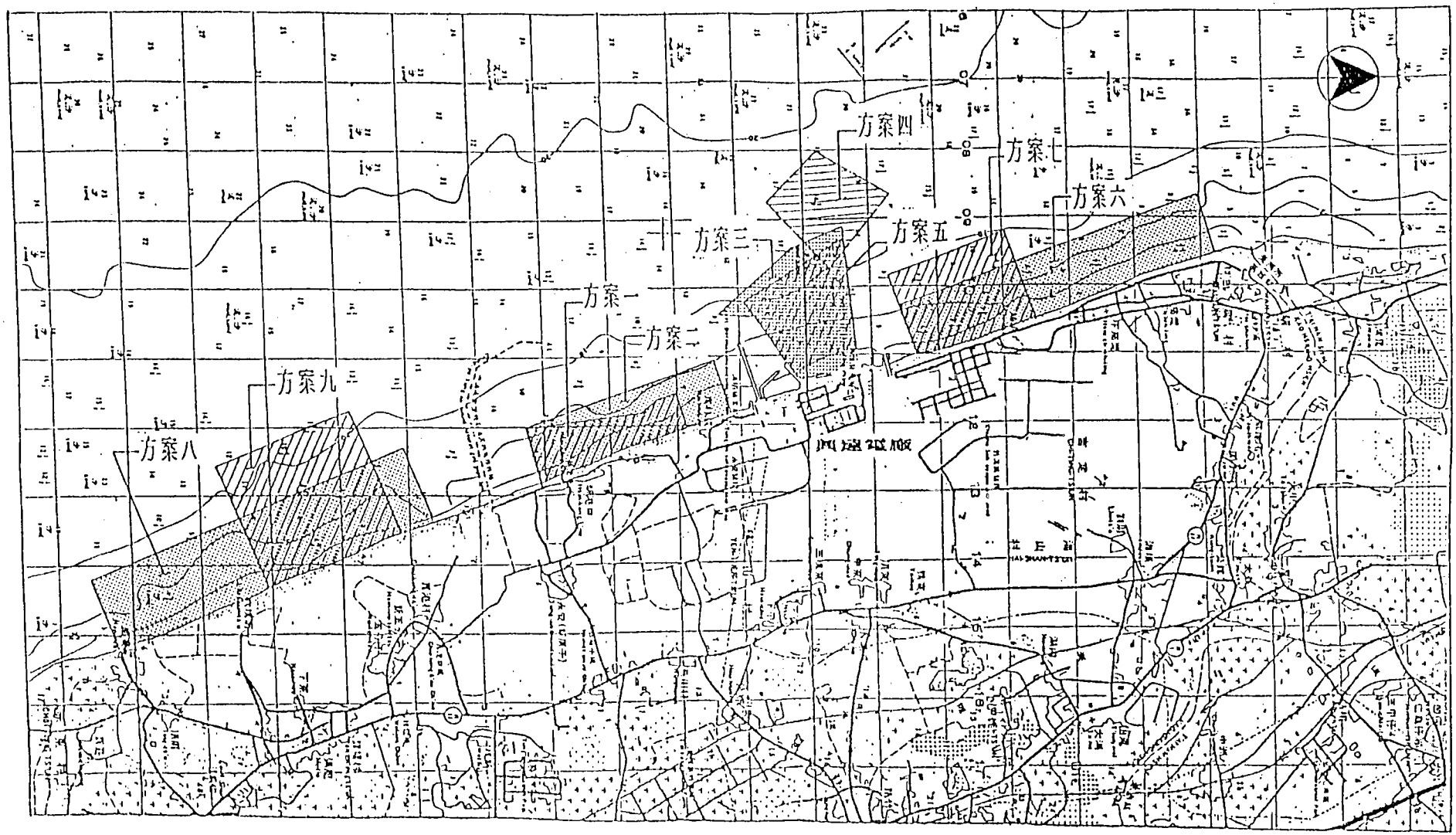


圖 8-3　可能之海岸築堤填灰場位置示意圖

年限及本電廠之設計年限考量，在不增加機組且正常運作下，其煤灰之填放當不成問題。

(3)興達電廠

本電廠位於高雄縣永安鄉之海濱，目前共有四部機組幷聯發電，其每年之耗煤量約爲392萬噸，所產生之煤灰量約爲 59 萬噸，現行煤灰之處置方式爲以運灰船運至外海定點拋放，最近由於興達地區居民集體連袂至高雄縣政府抗議，台電公司將煤灰拋海，影響海洋之自然生態，要求台電公司限期改善。台電公司有鑑於此，現正研究南部三火力電廠煤灰海拋之替代方案。興達電廠附近海域有可能成爲長期填灰之地區有三：（詳圖８－３）

ａ、二仁溪口到興達港北防波堤間之茄萣海岸。

ｂ、興達電廠卸煤碼頭到中油ＬＮＧ間之永安海岸。

ｃ、阿公店溪口到南寮間之彌陀海岸。

若以運輸成本、工程進行之阻力及填築後之再利用等考量，三地區中，以ｂ案永安海岸爲一較佳替代方案。若配合興達煤港填築至水深－５公尺，則其可容納之煤灰量將十分可觀。

(4)南部電廠

本電廠位於高雄市前鎮區成功路上，目前共有三部燃煤機組運作發電，其每年之耗煤量約爲 52 萬噸，所產生之煤灰量約爲 7.8 萬噸。現行煤灰之處置方式爲海拋。將來預定之替代方式，除上述三海岸可供填置外，高雄市小港區大林埔海岸，現有建築用廢棄物填置地，加以規劃設計後，亦可爲長期填放之預定地。

(5)大林電廠

本電廠位於高雄市小港區大林埔（詳圖８－４），目前共有二部燃煤機組及三部燃油機組，其每年之燃煤量約爲 112 萬噸，所產生之煤灰量約爲 16.8 萬噸 ，現行煤灰之處置方式爲海拋。本地離高雄市環保局規劃之大林埔填海計劃預定地僅約 0.5 公里之距。若填海計劃完成，開始實施，則應爲本電廠煤灰海拋替代之最佳方案。另於前述三海岸圍堤填築新生地亦可列入考慮。

2.爐石

圖 8-4 大林港區、鋼鐵廠及大林市鋼公司廠區海岸地形變化圖

在高爐煉鐵之過程中，加入助熔劑使與鐵礦石及焦炭中之雜質相結合而生成爐渣，此爐渣經非出冷却後而得高爐石。由於其冷却方式不同又分爲氣冷高爐石與水淬高爐石。另由高爐所得之鐵水送至轉爐煉鋼時亦會產生鋼渣，此鋼渣自轉爐排出冷却後所得到之固體物，稱爲轉爐石，其年平均產量及目前處理方式，詳表 8 － 2 。中鋼公司所產生之爐石除少許回收再利用，或作水泥、玻璃……等原料及外銷外，大部份外贈工程單位或公路局作塡地、路基塡放及中鋼公司本身擴建整地用。另有一部份運至外海拋棄，在環保意識日益高漲之今日，中鋼公司爲尋求替代海拋方案，除出資請高雄市政府環保局於大林埔塡海預定地規劃，一以爐石爲堤心之防波堤外，並對爐石開發利用工作不遺餘力，以各工業先進國家爲例，其高轉爐石之利用率高達 88 ～ 100 %，只要中鋼公司配合學術界致力研究幷大林埔塡海計劃賦之實施，則中鋼公司爐石之拋放，當可迎刃而解。

九、結　語

本文主要目的爲概括性地介紹以無害事業廢棄物塡築海邊新生地所需考慮之因素及相關技術，文內部份構想尙需作進一步之試驗及分析，方能作爲實際規劃設計時之參考，以台灣目前之工業化情形及地窄人稠之限制，事業廢棄物塡築新生地不但可解決無害事業廢棄物之處理問題，同時又可擴大陸地範圍，如能對塡築作業可能引起對環境負面之影響詳加研究並預先採取防治措施，以無害事業廢棄物塡築新生地，應爲一值得大力推廣之廢棄物處理方式。

測量海面流速的傾斜照像法

梁乃匡*

摘　要

在海上量測表層風驅流十分困難，一般用追踪浮子或浮標來估計 Lagrangian 流速。Churchill與Csanady(1983) 曾利用羅經法與聲波追踪法，然而前者的效率不高，而後者只能用在浮標上。一般空中照像多採垂直照像，因可使照片上比例尺均勻一致易於分析。然而如果拍照者站在船上，而欲實施海面的垂直照像，則應不可能。本文提出傾斜照像法來追踪浮標，只要四具特別設計的目標浮筒（使在不同潮位繫浮筒索皆拉直）及一具帶有秒數顯示器的相機。四具目標浮筒盡量安放形成一長方形。利用目標浮筒間的距離，照片的有關參數便可求出，由這些參數便可定出照片上各點的比例尺。由浮標因波浪引起的浮枕而產生的誤差，可用多個浮標取平均值來減低。

一、引　言

一般海中定點測流多以潛式浮球系統將流速計吊懸距海底固定距離的海中，由於潮位的變化、波浪的影響以及浮球鋼索所佔空間，使得無法用流速計量測海表層的流速。海表層流速異於其下層流速者，在於由風吹所造成的風驅流以及由波浪而生的質量輸送。在科學上，由風驅流的剖面可求出風剪力係數，也就是可求得風施加於海面的剪應力，是海洋的表面動力，是海洋的表面動力邊界條件。在工程上，表層流速影響漂浮於海面污

* 港灣技術研究所所長

染質的傳播、船隻的航行等。一般表面海流甚或水淺無法安裝流速計如碎波帶內，以追踪浮標或浮子來測量 Lagrangian 流速，而追踪浮標或浮子最困難之處在於浮標或浮子的定位。日本 Horikawa 教授（ 1978 ）曾使用掛在氣球上的遙控照像機來測量碎波帶內的沿岸流，據聞風速超過 5 米／秒，就很難進行了。另 Charchill 與 Csanady(1983)應用羅經法及聲波法在外海量測表層準 Lagrangian 流速，然而羅經法僅能同時觀測一到二個浮標或浮子，而聲波法不能應用到薄片浮子，因爲聲波感應器的體積不小，無法掛在薄片浮子上。

通常空中垂直照像很適合作浮標追踪，因爲整個照片的比例尺是一致的，資料易於處理。然而當某人在船上必無法實施海面的垂直照像，非垂直照像即傾斜照像。傾斜照像主要的問題在如何決定照片上各點的縮尺，從而估計 Lagranhian 流速，解決這個問題是本文的主要目的。

二、理論分析

如果沒有波浪，海面可以當作平面。用照像機取鳥瞰圖，如圖一所示，OXY 面爲像片。爲了簡化起見，假設 X 軸爲水平，則等 Y 值處的比例尺皆相等。如果照相機在拍照時不水平，則照片中的水平線與 X 軸不平行。繪 O X′使其與水平線平行（圖二），則照片上比例尺是 Y′ 的函數。因此在攝影時將水平線納入，照像機不水平的問題就很容易解決。當某人在船上對海面拍攝照片時，由於船的搖動，相機的位置、角度等很難保持一定，如果水平線包含在像片內，問題便少了一項。

如圖三所示，ac 爲像片或投射在銀幕的影像的側視圖，m_1 n_1 與 m_2 n_2 皆平行於 O X′ 。fd 面平行於 ac 面，m_5 點投射到 fd 面爲 m_3' 點及 ac 面上爲 m_1' 點，而 m_6' 、m_4' 與 m_2' 點代表同一點。b 與 e 點爲 ac 面與 fd 面的中點。$\overline{ac}$ 長度與 β 角爲已知。

因爲 fd 面平行於 ac 面，令

$$\lambda = \frac{\overline{m_1 n_1}}{\overline{m_3 n_3}} = \frac{\overline{m_1 g}}{\overline{m_3 g}} = \frac{\overline{m_2 g}}{\overline{m_4 g}} = \frac{\overline{bg}}{\overline{eg}} \qquad (1)$$

及 $$\xi_1 = \frac{\overline{m_1 n_1}}{\overline{m_5 n_5}} = \frac{\overline{m_1' g}}{\overline{m_5' g}} = \frac{\overline{m_1' g}}{\overline{m_3' g}} \times \frac{\overline{m_3' g}}{\overline{m_5' g}} = \lambda \frac{\overline{m_3' g}}{\overline{m_5' g}} \qquad (2)$$

根據正弦定律，可得

$$\overline{m_5' g} = \overline{dg} \frac{\sin(\alpha+\beta)}{\sin \gamma_1} \qquad (3)$$

及 $$\overline{m_3' g} = \overline{dg} \frac{\sin \beta}{\sin(\alpha+\gamma_1)} \qquad (4)$$

由(3)與(4)式，可得

$$\frac{\overline{m_3' g}}{\overline{m_5' g}} = \frac{\sin \beta}{\sin(\alpha+\gamma_1)} \times \frac{\sin \gamma_1}{\sin(\alpha+\beta)} \qquad (5)$$

(5)式代入(2)式，可得

$$\xi_1 = \lambda \frac{\sin \beta \sin \gamma_1}{\sin(\alpha+\gamma_1) \sin(\alpha+\beta)} \qquad (6)$$

經過三角函數運算

$$\tan \gamma_1 = \frac{\overline{am_1'} \sin\alpha - \overline{ag} \sin(\alpha+\beta)}{\overline{ag} \cos(\alpha+\beta) - \overline{am_1'} \cos\alpha} \qquad (7)$$

由(6)式，吾人也可得

$$\tan \gamma_1 = \frac{\sin \alpha \sin(\alpha+\beta)}{[(\lambda/\xi_1) \sin \beta - \cos\alpha \sin(\alpha+\beta)]} \qquad (8)$$

由(7)與(8)式，可得

$$\frac{\overline{am_1'} \sin\alpha - \overline{ag} \sin(\alpha+\beta)}{\overline{ag} \cos(\alpha+\beta) - \overline{am_1'} \cos\alpha} = \frac{\sin\alpha \sin(\alpha+\beta)}{[(\alpha/\xi_1) \sin\beta - \cos\alpha \sin(\alpha+\beta)]}$$

整理後，得

$$\lambda = \frac{\xi_1 \overline{ag} \sin(\alpha+\beta)}{\overline{ag} \sin(\alpha+\beta) - \overline{am_1'} \sin\alpha} \tag{9}$$

同法可得

$$\lambda = \frac{\xi_2 \overline{ag} \sin(\alpha+\beta)}{\overline{ag} \sin(\alpha+\beta) - \overline{am_2'} \sin\alpha} \tag{10}$$

由(9)與(10)式，並作整理後得

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{(\xi_1 - \xi_2) \overline{ag} \sin\beta}{\xi_1 \overline{am_2'} - \xi_2 \overline{am_1'} - (\xi_1 - \xi_2) \overline{ag} \cos\beta} \tag{11}$$

因爲 ag 、β 、am_1 、am_2 、ξ_1 與 ξ_2 爲已知，α 可以算出。α 代入(9)式或(10)式，λ 便可決定。當 λ 與 α 已知，則照片上任一點 n 的比列尺 ξ_n 便可算出。其步驟如下：

首先計算

$$\gamma_n = \tan^{-1} \frac{\overline{an} \sin\alpha - \overline{ag} \sin(\alpha+\beta)}{\overline{ag} \cos(\alpha+\beta) - \overline{an} \cos\alpha} \tag{12}$$

其中 an 卽像片中之 y′ ，然後得

$$\xi n = \lambda \frac{\sin\beta \ \sin\gamma_n}{\sin(\alpha+\gamma_n) \ \sin(\alpha+\beta)} = F(\gamma_n \ ; \ \alpha, \beta)\lambda \tag{13}$$

γ_n 爲 an 之函數，圖四卽表示其間關係，其中 α 爲參數，ag 與 β 假定爲常數。F（γ_n；α ，β ）曲線繪在圖五。由圖四與五可以看出 γ_n（an）與 F（γ_n）幾乎爲直線。

三、實用方法

四具特別設計的目標浮筒安放在觀測區，使構成一四邊形，此四邊形儘量接近長方形。此目標浮筒須在不同的潮位下，其錨碇纜索均在拉直狀

態，也就是在不同潮位下，由浮筒所形成的四邊形不變。照像採用正片，可製作幻燈片，將影像投射到牆上。如圖六所示，□ OHML 是投影在牆上的影像，其中OX′平行於水平線，而OY′ 垂直於OX′。A、B、C與D爲目標浮筒，其座標分別爲（X_1'，Y_1'），（X_2'，Y_2'），（X_3'，Y_3'）及（X_4'，Y_4'）。B′與D′的座標分別爲（X_2'，Y_1'）與（X_4'，Y_3'）。$\overline{AB}$與$\overline{CD}$爲$\overline{AB}$與$\overline{CD}$實際的長度，爲已知。先假定AB′等於$\overline{AB}$，然後可得一近似的 ξ_1 值，同樣可得近似 ξ_2 值。由式(10)與(11)，可得近似的λ與α值。由式(12)與(13)$\overline{BB}'$ 可以算出，當然$\overline{AB}'^2+\overline{BB}'^2>\overline{AB}^2$。然後試一系列新的$\overline{AB}'$與$\overline{CD}'$，直到（$\overline{AB}'^2+\overline{BB}'^2$）$-\overline{AB}^2$與（$\overline{CD}'^2+\overline{DD}'^2$）$-\overline{CD}^2$ 在容許的大小以內，則近乎眞值的λ與α值便可求得。利用式(12)與(13)，吾人可以求得任意時間任一浮標對應於A點的位置向量，則Lagrangian 速度便可求出。

爲了減少誤差，使觀測區盡量控制在照片的下半部，由目標浮筒所圍成的準長方形的兩相對邊儘量與主風向平行。更進一步，建議在拍照時儘量使水平線與上述兩相對邊平行。至於浮標因波浪引起的浮沉所產生的誤差，則可由數個浮標分別量得的流速，取其平均來減少。

四、討論與結論

如上所述，主要的誤差產生於由於波浪引起的浮標浮沉。如圖七所示，P點是浮標垂直投影在平均水平面上的位置，即理論上眞實的位置，Q點是浮標被波浪抬高的位置，R點是在照片上誤認的位置，$\overline{RP}$（$=\overline{PQ}\cot\gamma_n$）即在 y′ 方向的誤差值，其中PQ大約等於波浪的振幅。如果$\gamma_n \geqq 45°$，則$\overline{PR} \leqq \overline{PQ}$。進一步，比例尺 ξ_n 的誤差可由下式估計。

$$\Delta\xi n = \lambda\cdot\Delta F(\gamma_n\ ;\ \alpha,\beta) \fallingdotseq \lambda\frac{dF}{d\gamma_n}\Delta\gamma_n$$

$$\fallingdotseq \lambda^2\cdot\frac{\overline{PQ}}{\overline{cg}}\cdot\frac{\sin\alpha\ \cot\gamma_n}{\sin(\alpha+\gamma_n)\ \sin^2\ (\alpha+\beta)}\left[\cos\gamma_n-\frac{\sin\gamma_n\ \cos(\alpha+\gamma_n)}{\sin(\alpha+\gamma_n)}\right] \tag{14}$$

誤差比率如下：

$$\frac{\Delta \xi n}{\xi n} = \lambda \frac{\overline{PQ}}{\overline{cg}} \cdot \frac{\sin\alpha \ \cot\gamma_h}{\sin\beta \ \sin(\alpha+\beta) \ \sin \gamma_h} \left[\cos \gamma_h - \frac{\sin\gamma_h \ \cos(\alpha+\gamma_h)}{\sin(\alpha+\gamma_h)} \right]$$

$$= \lambda \cdot \frac{\overline{PQ}}{\overline{cg}} \ H(\gamma_h \ ; \ \alpha, \beta) \qquad (15)$$

當 γ_h 增大 $H(\gamma_h ; \alpha, \beta)$ 變小，例如，

$H(30° ; 60°, 80°) = 4.104$

$H(45° ; 60°, 80°) = 1.734$

$H(60° ; 60°, 80°) = 0.912$

因此，如果 γ_h 被控制在45°以上，而且假定 PQ／cg 的數量級爲 1，則 ξ_n 的誤差率大約等於 λ。所以，如果 λ 很小，例如 0.01 ，則由於波浪而生的誤差可以忽略了。

本文所提出的方法是一種有效的測量海面表層流速以及碎波帶內沿岸流的方法，僅僅需要的特別設備是四具特別設計的目標浮筒及一具有分秒讀數的相機而已。

五、參考文獻

1. Horikawa, Kiyoshi "Coastal Engineering", University of Tokyo Press, 1978.
2. Churchill, J. H. and G.T. Csanady, "Near-Surface Measurements of Quasi-Lagrangian Velocities in Open Water", Journal of Physical Oceanography, Vol. 13, pp. 1669-1680, 1983.

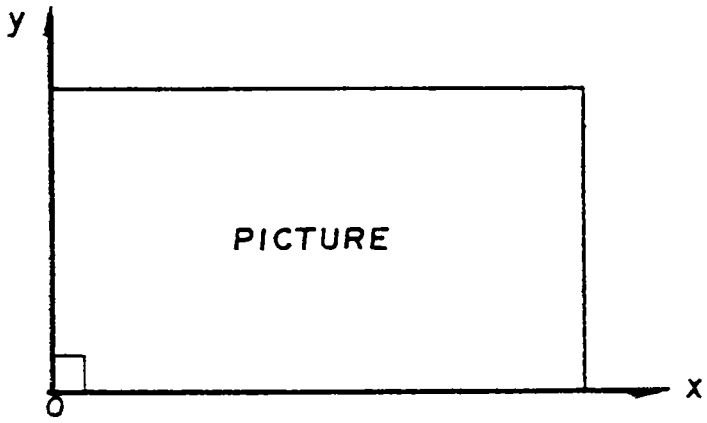


圖 1. 照 片 座 標

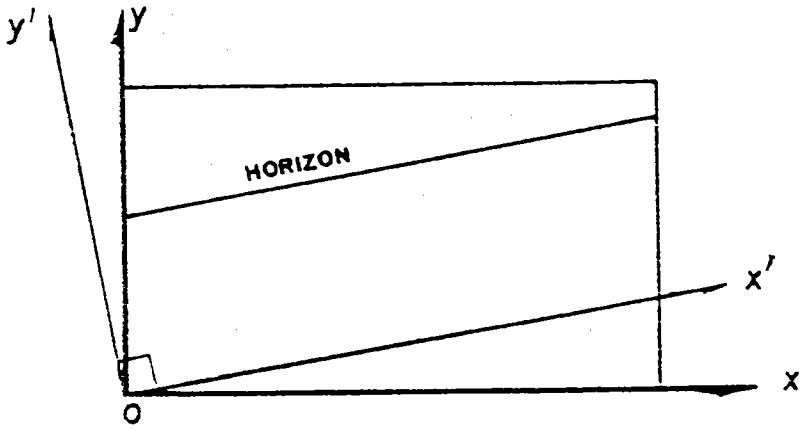


圖 2. 照 片 座 標

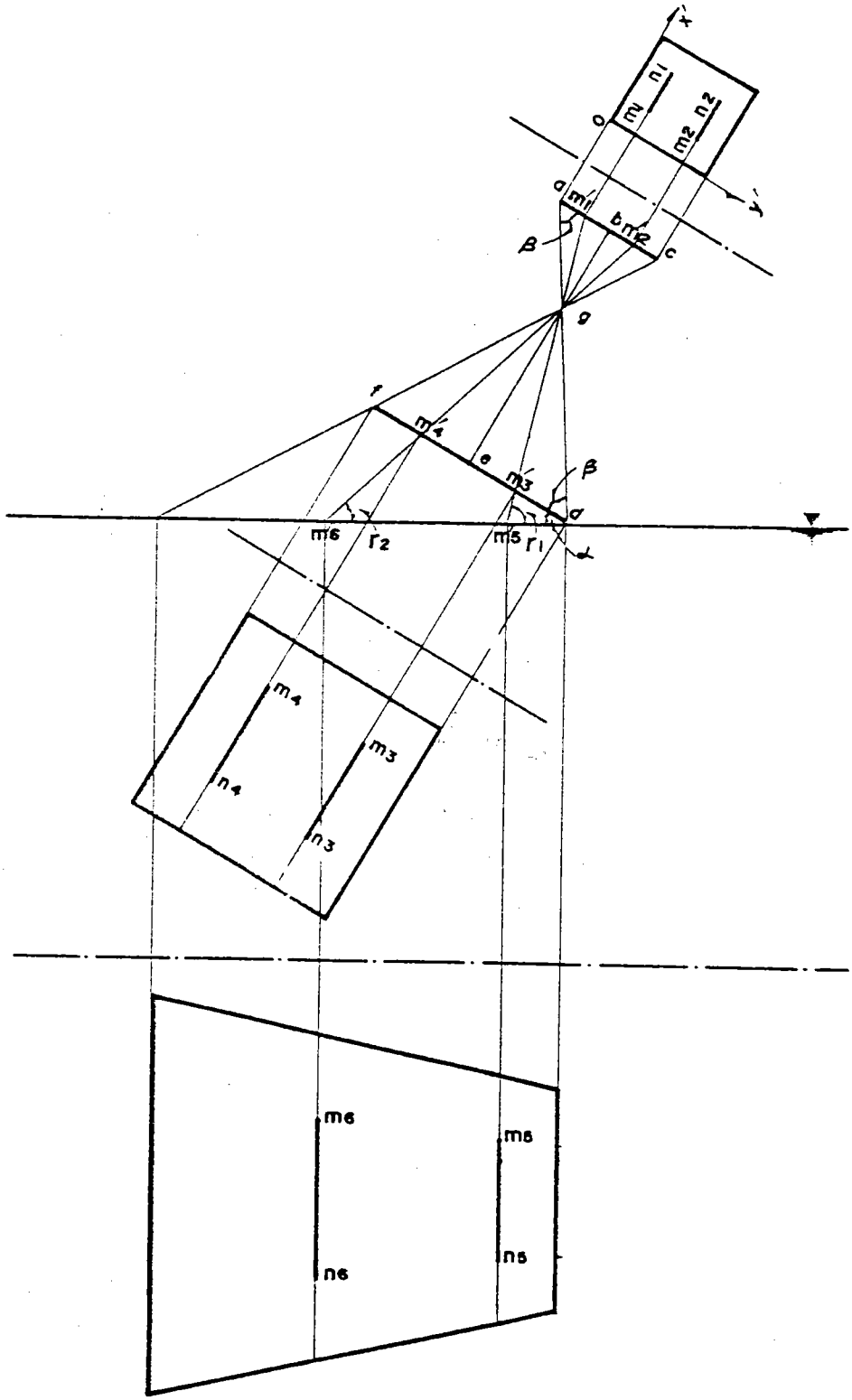


圖 3.　傾斜照像投影機幾何圖

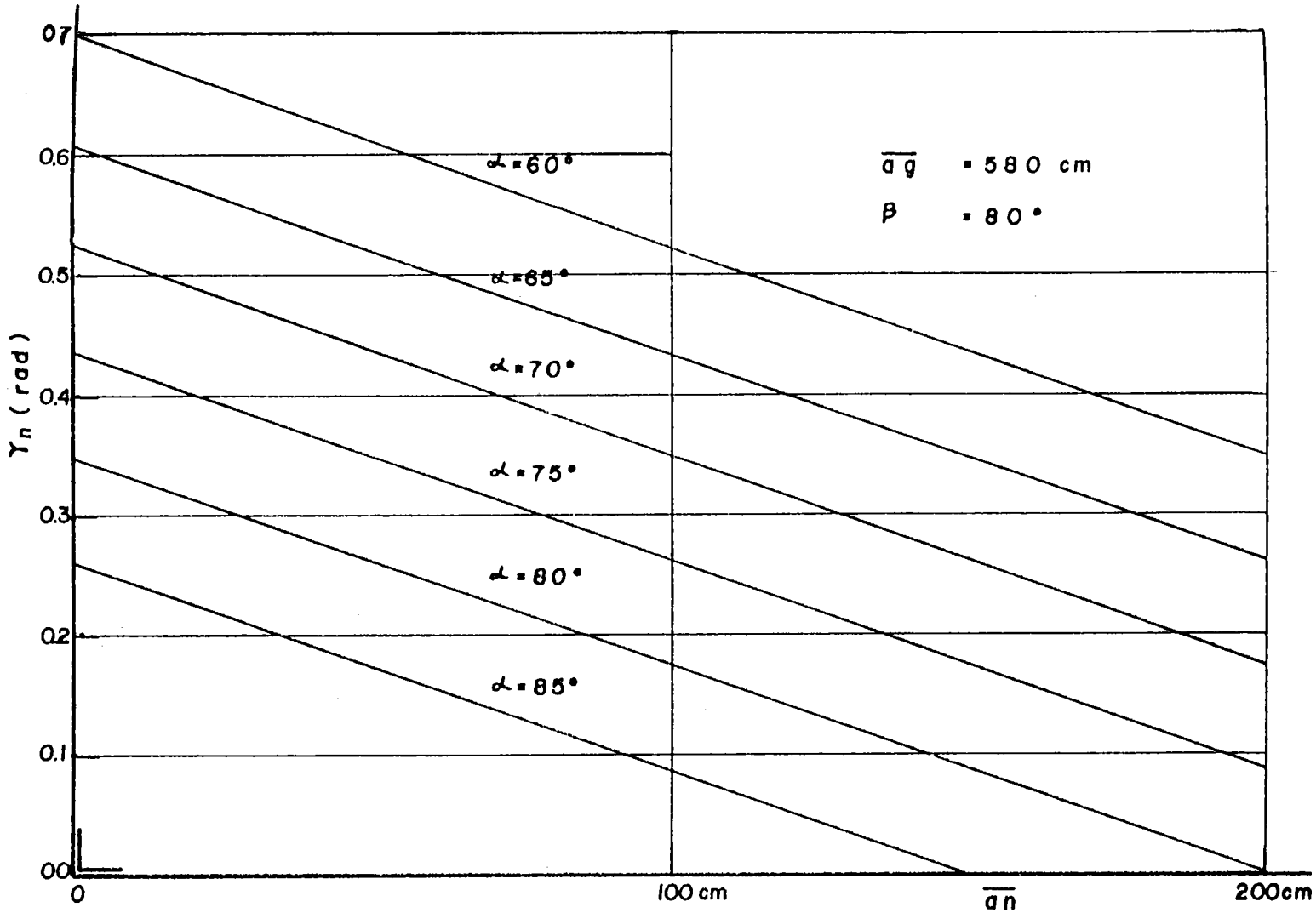


圖 4. γ_n ($\overline{an}$; α) 圖

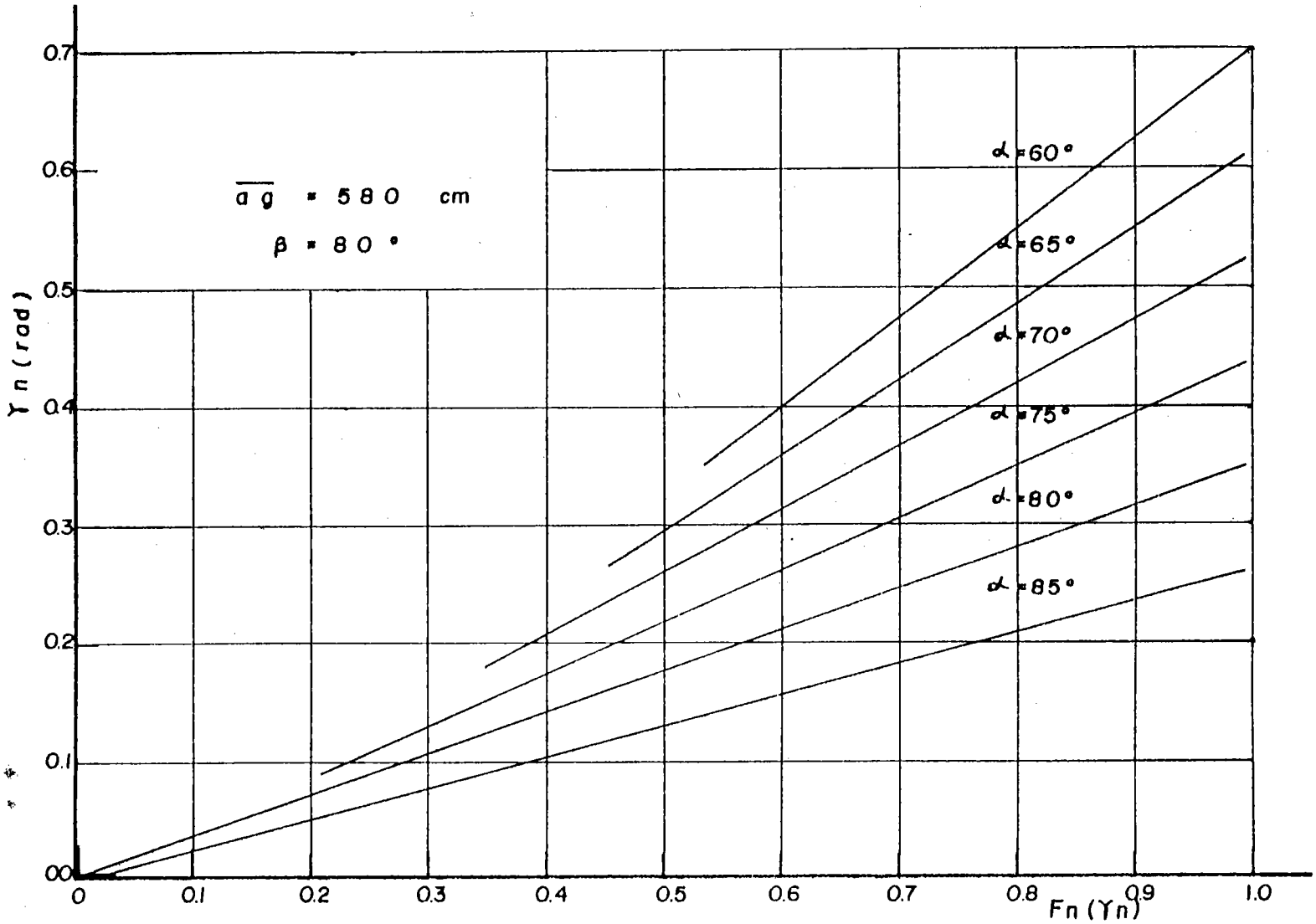


圖5. Fn(γ_n ; α)圖

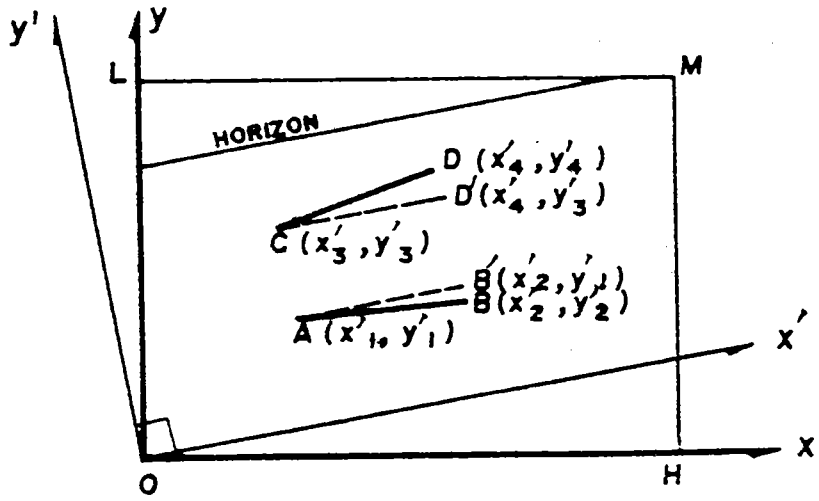


圖 6.　目標浮筒座標

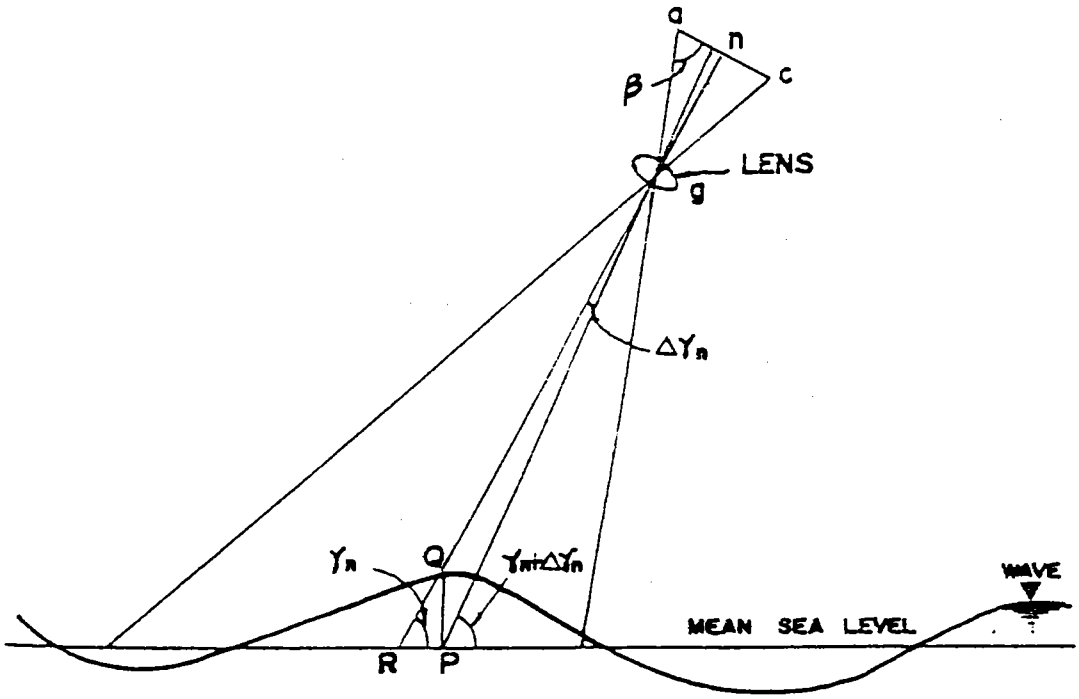


圖 7.　波浪引起的誤差示意圖

港灣RC結構物腐蝕特性與防蝕對策

林維明*

摘　要

混凝土在港灣工程上應用多年而且已被證明爲耐久性材料，所需維護工作少。然而爲了確保耐久性，必須注意腐蝕特性、混凝土品質影響因素及維修檢查及防蝕技術均在本文中敍述。

一、前　言

港灣ＲＣ結構物常年受海水之作用，大氣區則受潑濺或海風吹送之塩份凌襲。同時受波浪反覆負荷需作動力疲勞評估，而受流速強之情況，漂砂造成磨耗（ abrasion)及水力孔蝕（ cavitation ）亦需加以考慮。

混凝土材料在海洋工程上應用如海堤、船、駁船、浮體、港灣防禦稠堡、燈塔及外海鉆油平台之重力式鉆探及貯油平台。

而港灣之碼頭結構物基樁和棧橋面底版等地方由於在潑濺帶發生容易腐蝕因此需經常作維修工作，爲確保港灣ＲＣ結構物之耐久性必須瞭解可能損壞混凝土性能之因素而不是僅遵照設計及施工規範。不僅需察知造成混凝土惡化之因素而且影響混凝土內部鋼筋或預力鋼鍵及伸出於結構體外面之金屬附件或固定物之腐蝕問題亦需探討。

本文並對於材料選用，施工技術，設計規範及檢查與維修技術方面提出檢討，務使結構體能達到防蝕效果，增加使用壽命。

二、海洋環境特性及混凝土結構物惡化過程

㈠海洋腐蝕環境特性

＊港灣技術研究所港工組組長

港灣ＲＣ結構物發生混凝土惡化及鋼筋銹蝕通常依暴露於海洋環境不同，可分爲三個區域討論：

1.大氣區：平均高潮位以上之處。受風、日照、降雨、露水潤濕循環、溫度、灰塵、季節性、空氣污染、酸雨等因素變化，海風所挾帶微小顆粒之海塩及海水飛沫之作用，可能發生乾濕循環作用。

2.潮汐帶：介於平均高低潮位之處承受波浪冲擊及乾濕反覆作用、通風性良好，經常有充分的氧氣可供鋼筋發生氧化反應。

3.完全浸於海中區：該處供應鋼筋腐蝕所需之氧氣量不足，故ＲＣ結構物不易發生腐蝕，然而透水性大之混凝土易受到靜水壓力作用而使海水迅速侵入混凝土。靜水壓力有隨水深遞增之現象。

港灣ＲＣ結構物惡化現象大多數因塩害所致，海洋生物污著通常不會引起損害，而且事實上可能更加地保護結構物。炎熱的氣溫可能由於乾濕作用使得混凝土中之水份迅速被蒸發掉，而塩份貯存於混凝土體內，再經潮濕時擴散至鋼筋處而加速鋼筋之腐蝕。

通常海水約含有 3.5％之有機塩，主要成份如表一所示，此數據依地區性及水深，季節性等而變，圖一爲Dexter[1]在北大西洋、北太平洋及南太平洋某測點實測水溫、塩度、溶氧量及ＰＨ值與水深之關係，台灣是屬於北太平洋，由圖一中可見在水深 1,000 公尺內溶氧量水溫及ＰＨ值很明顯地隨水深而遞減而塩度隨水深增加，表二爲本所最近一年來在台灣五大港口在四季及高低潮位下在水面上調查之結果，台中港溶氧量爲最高，因爲此處潮差大之故，硫離子與硫酸根離子以高雄爲最高，主要因爲臨海工業區之污染所致[2][3]。如表一所示海水主要化學成份以Nacl 及$MgSo_4$各佔 85.3％及 8.8％，這些成份對混凝土及鋼筋將造成惡化與腐蝕現象，將在以下討論。

㈡惡化過程

爲確保港灣混凝土結構物使用性能良好，所需維護少，必需瞭解在海水中混凝土惡化之主要控制因素。實驗室通常使用小試體浸於塩份濃度高之溶液中在加速曝露條件下進行試驗，所得結果很顯然太誇張混凝土之惡化速率，可能實際工程上不會發生。近年來已有許多暴露試驗進行長期調查觀測[4][5][6]，例如日本港灣技術研究所曾在橫須賀港

，酒田港及鹿兒島港放置海水中及大氣中調查有關各種不同之鋼筋及預力混凝土之使用材料及配比設計，龜裂寬度等調查十年、二十年後混凝土惡化及鋼筋腐蝕情形。這些試驗所發現之結果，或許較切合港灣混凝土結構物在設計與施工時應考慮耐久性因素之需求。本所現已開始在台中港進行曝露試驗，並引用台中港海水至本所曝露循環水槽進行較長期之ＲＣ結構物耐久性之試驗。

爲了研究結構物之耐久性，需定義在海洋應用之耐久性材料之觀念。若結構物在設計年限內（不論五年或五十年），混凝土之品質及使用性能保持在可被接受之程度以上，則混凝土爲一耐久性之材料。在海水中混凝土之耐久性發生問題是在混凝土結構物設計年限內已經惡化到相當程度之情況。

惡化可以兩個時段考慮，自工程竣工後，海洋腐蝕因子開始侵入結構體至吾人所關心之位置處這段時間爲 t_1 。而材料繼續惡化到相當嚴重程度，使耐力降低危及安全，這段時間爲 t_2 爲確保結構體之耐久性則設計年限必須大於 $t_1(x) + t_2(x)$ 。 x 代表自混凝土表面到所關心點之距離，根據經驗 $t_1(x)$ 與保護層厚度之平方成正比，而與透水或擴散係數成反比，而 $t_2(x)$ 與在 x 處之材料惡化，其體積膨脹之外擠力量超過原來設計強度，由於混凝土材料被析出，鋼筋有效斷面減少，致使強度降低等因素有關，因此採取有效之措施以便延長 t_1 及 t_2 ，將可提高混凝土之耐久性及延長其使用壽命。由於混凝土爲非物質，因此各混凝土結構物之 t_1 及 t_2 不盡相同。同樣地任一混凝土結構體，其 t_1 與 t_2 亦受混凝土是否在潑濺區潮汐帶和海中區而變。例如在海中區由於受靜水壓力，海水侵入結構體可能很快地達到飽和狀態，因此 t_1 相當地短，然而 t_2 則相當長，因爲供給腐蝕所需之氧氣相當地有限。增長時間 t_1 之措施主要考慮混凝土保護層之品質及完整性之維持。而增長時 t_2 之措施則包括塗裝，陰極防蝕使用輸氣劑和耐久性骨材，水泥水 C_3A 含量低含波索蘭或高爐等材料。

三、混凝土惡化現象

㈠混凝土之化學侵蝕

海水中所含之硫酸塩可與卜特蘭水泥成份中之 C_3A（表三）起化學反應形成針狀結晶之鈣矾石（ $C_3A \cdot 3C\overline{S} \cdot H_{32}$ ）及六角型結晶之單硫酸塩水化物（ $C_3A \cdot C\overline{S} \cdot H_{12}$ ）（圖二），在陸上混凝土結構體由於鈣矾石之膨脹性成長而使混凝土發生龜裂及剝落現象，然而在海洋環境下之情形，通常並無膨脹及龜裂之跡象，因爲鈣矾硐在海水中溶解故將自混凝土中濾出，除外海水中之 $MgSO_4$ 與水泥成份中 C_3S 或 C_2S 作用，因而破壞混凝土之結構而使水泥硬化體溶出及變軟 而非發生龜裂現象。

將水泥砂漿試體置於硫酸塩溶液中進行試驗可以發現所使用水泥中 C_3A 含量與試體體積膨脹率之關係如圖三所示[7]。然而根據在世界各地使用不同型態之水泥（普通、抗硫酸塩、高站及高爐石水泥）製作之試體所進行之曝露試驗結果顯示除了 C_3A 含量外，混凝土保護層之品質亦爲確保耐久性之極重要之因素。

海水中之氯化塩對水泥之作用亦能產生膨脹性之生成物 thaumasite（ $CaCO_3$, $CaSO_4$, CaS_1O_3 , 15 H_{20} ）增加混凝土之軟化現象而且在潑濺，潮汐及海水中之混凝土內之生石灰（ CaO ）被溶出。根據美國海軍[8]對67.年材齡之老舊混凝土結構物所進行之試驗結果顯示水泥中之水化鋁酸塩和水化矽酸鈣成份均受海水之侵蝕，雖然其抗壓度強並沒有顯著地損失。

通常混凝土中所使用之骨材並不會受到海水之化學性侵蝕，然而使用含矽酸之鹼性骨材在高鹼性之混凝土內將會產生骨材反應引起膨脹造成龜裂及混凝土保護層破壞，而使海水易侵入或受波浪冲蝕及其他物理惡化現象。

㈡混凝土之物理惡化現象

港灣混凝土結構物承受外界之物理作用如表四所示有氣象之強風作用使混凝土表面產生風化或磨損破壞，凍融現象在台灣沒有這種現象乾濕循環作用，乾燥時表面收縮形成表面龜裂，潮濕時則內部形成龜裂，氣溫懸殊變化將引起混凝土之膨脹及表面層之破壞漂砂及漂流物對結構體所造成之磨耗現象，而海流之作用會引起冲蝕（ erosion ）及孔蝕（ Cavitation ）。

1.磨耗（ abrasion ）

在碼頭面上由於重機械交通頻繁混凝土表面受到損傷，細骨材逐漸磨耗而露出粗骨材，然後骨材本身對於磨耗之抵抗能力或骨材與水泥砂漿間之附著性對其抗磨耗能力均影響很大，另一種磨耗爲受水流中所挾帶之砂礫等之作用後水泥砂漿會剝離，露出粗骨材而混凝土表面產生凹凸不平狀。如果再加上受到衝擊力，則露出之粗骨材將被壞而掉出加速損傷程度。碼頭面之磨損速率依混凝土品質，通過車輛之重量速度交通量等，而受漂砂或漂流物影響者依粗細骨材形狀大小及硬度數量和流速、渦流等影響因素，爲提高耐磨耗性應注意事項如：

(1)水灰比儘量低，製成高密度、高強度之混凝土

(2)應有充足之潤濕養生

(3)使用磨耗量少之粗骨材及使用粒徑 0.3 mm以下之細骨材

(4)必要時添加一些特殊材料或作表面塗裝

2.冲蝕（ Erosion ）

就大體上來講，混凝土受到冲蝕之阻抗依所使用之骨材形態而定，雖然所使用之水泥種類不同，亦爲影響因素，因爲易受海水化學侵蝕性有所差異之故。堅硬耐久性骨材例如燧石及花崗石似乎可製成耐久性之混凝土，若混凝土發生龜裂。片狀剝落或剝離之處則將優先迅速發生冲蝕現象，除外亦受風、波浪及漂砂冲刷之作用。

3.孔蝕（ Cavitation ）

高速度之海流或波浪遇到結構體，水流離開接觸面使其內部爲負壓力，造成結構表面之損壞稱之爲孔蝕，發生孔蝕首先爲粗面，再產生孔洞，漸變爲蜂巢狀終至使混凝土剝落，其對策爲：

(1)採用低水灰比，夯實良好製作高密度高強度之混凝土

(2)粒徑太大之粗骨材易受流水冲掉而助長孔蝕，粒徑之極限值爲 20 mm

(3)使用堅硬、耐久且與水泥砂漿之附著力大之骨材

(4)作充足之濕潤養生

(5)必要時混凝土表面應加以磨平或作表面塗裝

混凝土品質良好，其表面作適當之處理雖不能永久避免產生孔蝕，但這是最基本之要求，此外在設計上應避免有突出部，間斷部或急轉彎部份，應使之儘可能達到流線型斷面。

4.疲勞

混凝土受重覆應力時，雖其最大應力在靜之容許強度以下，然而由於重覆作用，終將導致破壞之現象稱爲疲勞（ fatigue ）在港灣結構物受波浪之反覆作用亦爲損傷原因之一，尤其是防波堤沉箱之側壁受波力、體內土壓力及水壓力等荷重交互作用，對側壁兩側荷重之疲勞特性應先充份瞭解。此爲耐久性重要考慮因素之一。

物理因素之作用將加速其他因素如化學侵蝕及鋼筋腐蝕之進行而導致迅速惡化。混凝土受冲蝕及乾濕，凍融作用將使其龜裂及變軟程度增大。混凝土常年浸於海水中者比較在潑濺區或潮汐帶之情況所處之環境可維持在較爲一致之狀況。然而海水可侵入保護層，此時間之長短依保護層之品質及靜水壓力而有程度上之變化。混凝土中含水份其強度將比乾燥混凝土情況大 10 %。而當水深大於 150 公尺則強度不再增加。在波浪動力負荷條件下混凝土之疲勞強度依孔隙水已達飽和之現象而降低。

㈢腐蝕因子之侵入

在大氣區，海塩和氧氣侵入混凝土之速率爲混凝土內部之孔隙結構和孔隙水飽和程度之函數，海塩和氧氣在混凝土內之運動主要爲一擴散過程，受擴散元素（ O_2 , Cl …… 等）之濃度混凝土之擴散常數及時間等參數所影響。在海中區，靜水壓力變爲主要之原動力，因此侵入之速率將受混凝土之透水性及其實際承受之靜水壓力等因素所影響。在靜水壓力下，海水滲透浸入混凝土之速率可依下列公式計算[9]

$$K = \frac{d^2 \cdot V}{2h \cdot t}$$

式中K：透水係數（ m／ sec ）

d ：飽水之深度

υ ：混凝土之孔隙率

h ：靜水壓力水頭（ m ）

t ：時間

鋼筋上之混凝土保護層所能提供之保護程度將依其防止氯化物到達鋼筋處之能力。一旦氯化物達到鋼筋處，其濃度遞增至某一程度足以使腐蝕開始進行。即鋼筋喪失由於受到混凝土之高鹼性所能提供保護其鈍態之能力而開始有腐蝕電池之形成。

在混凝土內部之氯離子濃度之大小依其距離海水面之情況而定，在海水面以上，潮汐帶上，海塩侵入混凝土結構體，乾燥時水份蒸發而塩份蓄積在混凝土表面層，其數量將隨混凝土距低潮位之高度增加而遞增。氯化物侵入深度與時間之關係可用 Fick 第二擴散定理決定[10]

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \qquad (1)$$

式中 x ：Cl^- 到達位置與混凝土表面之距離

t ：侵入時間

D ：擴散係數

C ：氯化物濃度

設在混凝土表面之氯化物濃度維持定值（C_o）而無限遠處無氯化物存在將此兩個邊界條件代入式(1)可得氯化物之擴散曲線爲：

$$C_{xt} = C_o \left[1 - E_{rf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D,t}} \right) \right. \qquad (2)$$

式中 C_{xt} ：在 x 處及時間 t 之氯化物濃度

C_o ：在混凝土表面之平衡氯化物濃度（不隨時間而變）

E_{rf} ：誤差函數（ error function ）

使用式(2)再加上一些試驗數據則可預報氯化物濃度達水泥重之 0.4％之情況下侵入深度與時間之關係如圖 4 所示，圖中之假設條件爲：

1.大氣區之擴散係數 $D = 5.5 \times 10^{-8}$ cm^2/sec

2.潑濺區及潮汐區之 C_o 分別爲水泥重之 4％及 2％

3.海水中之混凝土滲透係數爲 6×10^{-13} cm／sec

在此特例中可見潑濺區及潮汐區之混凝土，經過 7 年及 12 年後鋼筋處（保護層厚度爲 7.5 公分）之氯化物含量達水泥重之 0.4％就會開始發生腐蝕現象[11]。此種鋼筋腐蝕之臨界值各國所訂之規範不同，日

本及美國均爲水泥重之 0.03 %[12][13]。在海水中之混凝土結構物海水很快地侵至鋼筋處而達飽和，然而如上述氧氣供應量少，故不易發生腐蝕。

(四)透水性

混凝土之透水性主要依骨材（表五）及水泥漿等之透水能力而定。爲了增加保護層之混凝土品質，必須使用不易透水之骨材和低水灰比拌合製作一孔隙通路爲非連續性之緊密結構。水灰比與透水係數之關係如圖 5 所示。然而同樣使用低水灰比 0.4 ～ 0.5 製作混凝土但其透水係數可能相差上萬倍如圖 6 所示，因此必須再深入研究除了水灰比以外其他影響因素。

爲製作緊密、透水性低之保護層有兩大重要控制因素即爲夯實及養生之效率，對於港灣混凝土結構物必須考慮能夯實緊密使孔隙率爲最少，能拌合均勻在濕混凝土情況下夯實之骨材間有足夠之水泥量塡充孔隙。實驗室製作試體以振動器進行夯實比較手拌之效果更佳。現場製作混凝土，夯實不良則透水性可能相差好多倍。夯實良好再加上有足夠的水泥量，將可降低鋼筋保護層之孔隙率。

混凝澆置完成後必須有良好之養生，在現場上大多數在空氣中養生，若可能的話可在水中養生，由於在空氣中水化未完全，因此無法發展一最適當之非連續孔隙結構。通常養生 28 天但是水化不完全[14]。根據經驗顯示，混凝土在相對濕度高之環境下養生 28 天後接著貯存於水中，由於未水化之水泥成份再度水化因而生成物阻塞硬固混凝土之孔隙網路而使混凝土之透水性相當地降低。因此如混凝土船身和外海重力式混凝土平台等浸於水中之混凝土，其透水係數都比一般在空氣中養生條件下爲低。

圖七說明不同混凝土品質在海中，受到海水之作用，一年後之滲透深度。該數據隨靜水壓和滲透性而異，圖中可見在水深 50 公尺情況下，一年後品質差者（滲透係數 = 10^{-8} m／ses），其滲透深度達 50 公尺，而滲水性低，品質優良者僅爲 3 公分而已。可見高品質之混凝土保護層，在水下繼續水化，可對惡劣之海洋環境下之鋼筋混凝土提供最佳之保護。

最後一項有關保護層透水性之重要因素爲混凝土澆置時之處理，通常保護層不厚因此使用模版施工造成混凝土表面之傷害或滲出水泥漿等現象都會造成透水係數增加。另外其表面若用鏝刀以手工作修飾工作則夯實性較佳，可得到耐久性[15]。

四、混凝土中鋼筋之腐蝕現象

(一)腐蝕機理

圖八爲海洋中鋼管樁腐蝕速率之範例[16]水溫及海流速度增加將使腐蝕速率遞增。普通鋼筋爲低碳含量之鋼材，而高碳鋼用於高張力之鋼筋，後者含有錳及矽而強化預力鋼線及鋼棒之韌性。所有鋼鐵均易受腐蝕傷害，特別在海洋環境下更爲嚴重，然而當理於混凝土中，鋼鐵受到混凝土之高鹼性保護，保持其鈍態，係因其上有一層氧化膜（Fe_2O_3）保護。腐蝕之電化學反應過程如圖九所示。金屬鐵在陽極區域變爲鐵離子，溶解於電解質水中而放出電子，經過電解質移至陰極區而形成氫氧根離子，然後再反應爲$Fe(OH)_2$及氧化產生黑銹（$Fe_3O_4 \cdot nH_{20}$）及紅銹（$Fe(OH)_3$）之生成物。鋼材發生腐蝕之傾向可依圖 10 之 pourbaix 圖加以判斷。鋼鐵周界有氯化物存在時，可藉Helmholty 雙電夾層[17]加以說明。如圖 11 所示，可以想像爲具有化學吸著性之氧氣及水分子被擠進Cl^-因而引起特殊之吸附而破壞鈍態膜，使鋼材易發生氧化溶解變爲活性之現象。另外是產生孔蝕現象（圖 12）之發生[18]，在Cl^-存在下鋼材之 pourbaix 圖如圖 13 所示。

腐蝕生成物其體積比原來鋼筋體積大 2～3 倍，因此其張力將使周界之保護層發生龜裂及剝離，因此海洋腐蝕因子更易侵入而加速腐蝕反應。造成混凝土龜裂所需之鋼筋腐蝕程度相當地小，例如一直徑爲 6 mm 之鋼筋只要腐蝕深達 0.1 mm 就會使 3 公分之保護層發生剝離。造成混凝土中鋼筋發生腐蝕之主因爲：

1.海水中之氯離子破壞鋼筋之鈍態。

2.由於在鋼筋周界氧氣及氯離子之濃度差引起電位差形成局部電池。

3.由於氯化物及水之侵入而使混凝土之電阻降低，使鋼筋周界有電解

質水之存在電子，可以自由移動。

4.陰極與陽極區有氧氣及水之存在，因此使腐蝕得以進行產生生成物。

採取下列任意方法可減少混凝土中鋼筋之腐蝕現象發生：

1.應用技術使鋼筋與混凝土界面上沒有氯化物和氧氣之存在。

2.鋼筋與混凝土界面之高鹼性能持續之技術。

3.龜裂寬度對腐蝕因子侵入之影響性。

4.使用腐蝕抑制劑於混凝土中，鋼筋塗裝或安裝陰極防蝕使鋼筋處於鈍態。

減少腐蝕發生仍以製作高品質之混凝土使得氧氣及氯化物及水份不易到達鋼筋處爲最主要之措施。

㈡腐蝕速率

pourbaix 圖僅能對腐蝕傾向作判斷而已，腐蝕速率必須以 Evans 之電位電流關係圖判斷，圖 14 爲鋼鐵之陽極極化曲線。

在ＡＢ之電位區域，鋼鐵呈活性態；隨電位上昇，其溶解速率將增大，電流量超過 Ｉc 即減少其溶解速率，電流量在極小值 Ｉｐ 時，則幾乎不會溶解，在ＣＤ電位區域鋼鐵呈現不動態無 $C\ell^-$ 存在時，在ＤＥ域會有氧氣之產生。但含 $C\ell^-$ 而產生孔蝕時，有孔蝕電位 Ｅｐ，電流增大而產生孔蝕。在混凝中之鋼材開始爲鈍態化而自然電位爲 Ｆ 點時，如圖 14 中不出現虛線部份，則分極曲線如圖中ＦＤＥ實綫部份。

混凝土若有 $C\ell^-$ 存在於ＥＣ 電位，其電流會增大，而產生孔蝕，開始發生孔蝕之電位稱爲臨界孔蝕電位，所以鋼鐵發生孔蝕之自然電位爲在孔蝕電位時，孔蝕處之凹處變爲陽極，而外部不動態膜爲陰極，產生局部電池。同時在孔蝕坑處因爲陽極反應進行、氯離子濃度增高、腐蝕生成物 $FeCl_2$ 的水和作用而使溶液中之ＰＨ值降低，因此促進鋼材之溶解，將孔蝕之電位 Ｅ′ 移向卑電位如圖 14 中之 Ｅｐ 電位時，孔蝕即停止。因此鋼材呈鈍態化。是故自然電位在領域Ｉ範圍內不會發生孔蝕，在領域Ⅱ範圍內，雖不會發生孔蝕，但尚有腐蝕之發展，在領域Ⅲ則會產生孔蝕並且繼續成長，亦即鋼材之電位若使用陰極防蝕法將其變爲比 Ｅｐ 更卑之電位即領域Ｉ則不會發生孔蝕現象。

若電位再降低至更卑之電位如AB區域則鈍態被破壞，鋼材呈現活性溶解，如變爲比A更卑之電位則可防止鋼材之腐蝕。

自鋼筋陽極所放出電子流經混凝土（電解質）到鋼筋之陰極其腐蝕電流之大小爲控制腐蝕速率。腐蝕電流之大小決定於陽極與陰極之電位差和混凝土之電解阻抗（電阻）兩個因素，而電阻主要依混凝土之濕氣含量而定。但亦因混凝土內之氯離子含量而變（圖 15 ）根據Broune[20]之研究經驗，混凝土之電阻與鋼筋腐蝕之關係如表六所示。

腐蝕速率隨結構物在海洋環境之位置不同而異概述如下：

1.大氣及潑濺區：腐蝕速率似乎主要受保護層之濕氣狀況所控制。因爲當混凝土中之濕氣半飽和，電阻低而且仍有乾燥狀況可使氧氣在保護層內擴散，因此腐蝕率最爲迅速。

2.海中區：若保護層之透水性高，混凝土將迅速喪失其對鋼筋之保護能力，鋼筋變爲活性，根據ASTM C-876 規範指出鋼筋之腐蝕電位＜－ 200 mv 有 50 %以上之腐蝕概率。在此充滿飽和水之混凝土情況下，腐蝕速率主要由可供應之氧氣量而定。在海洋中之溶氧量，若在沒有動植物影響情況下約爲 5～ 10 ml／ℓ[21] 。而隨水深及水溫增加而遞增，由於鋼筋表面上之氧氣供應量少，故後來的腐蝕速率微不足道。

3.潮汐區：通常在本區之混凝土孔隙水仍在飽和狀態故氧氣之擴散率似乎比在乾燥混凝土情況慢。其腐蝕速率不如潑濺區。

㈢鋼筋混凝土之剝離

一旦開始發生腐蝕，保護層無法抑制腐蝕因子侵入，鋼筋處氧化鐵銹生成產生膨脹應力擠壓混凝土而導致剝離現象。混凝土是否會發生剝落之影響因素爲鋼筋之腐蝕速率保護層厚度，混凝土強度及混凝土構件本身之形狀等。可能先在構件之轉角處開始發生剝落，因爲該處氧氣可由兩側同時侵入（圖 16 ）而且自樑之垂直面上垂直面上逕流下來之海水而使該處之塩含量較高。除外在轉角處因爲夯實不易所以混凝土品質較差。底版之損壞需較長之時間，由於係沿鋼筋方向鋼筋發生腐蝕因而造成混凝土片狀剝落。港灣混凝土之損壞部位經常限於潑

濺及潮汐暴露斷面。而且最常發生在碼頭棧橋面版及樑之底側及長方形樁上。在潑濺區，侵入混凝土內之海水受天熱蒸發，塩份駐留在結構體內因而使混凝土表面處之氯離子濃度特別高，易與混凝土反應產生膨脹性之鈣矾石亦爲另一剝落原因。在英國[22]及日本[23]港灣結構物建設後 20 年都在潑濺區之結構物轉角處或棧橋之版樑底側發生銹蝕惡化現象。關博[23]發現預力混凝土及鋼筋混凝土之保護層厚度至少分別爲 4 ～ 5 公分及 6 ～ 7 公分。而RC 結構物之抗壓強度必須大於 240 kg ／ cm^2 再加上澆置夯實及養生情況良好，才能保持耐久。

到底腐蝕量需多少才會造成混凝土龜裂可由試驗決定。鋼筋銹蝕所發展之崩裂強度可能因其直徑及保護承受應力之時間等因素而定，因爲在不知不覺之長時間下應力可能發生解除。

㈣預力損害

鋼筋混凝土發生腐蝕損壞通常易以肉眼察看到混凝土龜裂剝落及斷面損失現象及時採取有效的修補措施避免惡化繼續發生。

然而在預力系統中，高應力鋼材發生腐蝕，使斷面縮減可導致損壞。雖然施工時相當地注意確保導管含有預力鋼線或鋼棒而且充分地灌漿保護，然而在陸上之橋上仍可見到孔隙。相信在外海結構物之鋼腱亦存有類似之情形。除外在某些情況下，導管爲使用螺旋形鋼可能在高靜水壓力有海水滲入。而且預力鋼腱係由許多鋼線所組成，是否灌漿材料能接觸到鋼腱內所有縫隙是值得置疑的。在預力導管內之孔隙受海水之侵入，開始發生腐蝕現象可能導致預力系統之損壞。至今對於外海預力結構物是否危險尚無跡象。由於至今尚未發展非破壞試驗技術作此項調查工作，預力鋼材發生應力腐蝕龜裂導至突然損壞之現象，僅在使用不適當之鋼材時，才有可能發生。

㈤腐蝕電位

在一結構體面上可利用銅硫酸銅參考電極之腐蝕電位測定儀量測鋼筋某一位置處之腐蝕電位，將相同之電位連線即可瞭解結構體某區域之電位分佈概況（ electrical potential map ）（圖 17 ），本所有一套附有微處理機之腐蝕電位儀可同時測定RC 結構物上 8 點之電位。因此可以根據ASTM C-876 規範所訂腐蝕電位與腐蝕機率之關

係（表七）判斷腐蝕範圍。此與所量測鋼筋附近混凝土中氯化物含量超過臨界值有關（圖 17 ）。

㈥混凝土內之巨大電池腐蝕（ Macrocell Corrosion in Concrete ）

混凝土內部及外界環境不均一性，因此RC 中產生裂縫，空隙中空氣含量不同，含水量不同、密度有差異或與鋼筋接觸面產生空隙，而鋼筋之材質不均勻鋼材有凹痕，鋼材表面氧化鐵鱗片層通稱爲黑皮（Fe_3O_4, Mill Scale ）被破壞或冶金時晶界有間隙破壞等現象都容易在鋼材表面上產生電位差形成腐蝕電池，這種電池作用，其電位差大，故通常稱爲巨大電池作用有下列各種情況之作用：

1.不同金屬之接觸作用（ Bimetallic, Corrosion ）

混凝土結構物中有兩種以上金屬接觸時，會構成局部電池作用，卑電位之金屬爲陽極，而腐蝕濕潤環境下或有氯化物存在時特別應避免有這種現象發生。

2.活性鈍態電池作用（ Active-passive Corrosion ）

在龜裂處鋼材暴露，因此與受混凝土保護之鋼材形成活性鈍態電池作用，這種電池作用可產生數百mv 之電位差，裸鋼部份／保護部份之面積比小時，裸鋼之腐蝕性更爲顯著。

3.濃淡電池作用（ Differential Concentrationcell ）

在混凝土中氧氣濃度、氯化物濃度或鹼性濃度不同，則在濃度低處之鋼材爲陽極，而濃度高處爲陰極因此形成濃淡電池，陽極部份之鋼材容易發生腐蝕。

4.迷失電池作用（ Stray Current Corrosion ）

電車或電氣化鐵路所使用之直流電設備之電力，可能有迷失電流流入混凝土結構物中之鋼材，此種情況容易產生激烈的腐蝕通常也稱爲電蝕。

在混凝土中產生嚴重腐蝕時，腐蝕作用係以Macrocell 狀態（即全面腐蝕）如圖 18 所示，陽極與陰極面積比爲 0 時稱爲Microcell（局部電池即孔蝕）狀態，顯然的由於Macrocell 所產生之腐蝕速率較Microcell 之腐蝕之速率大得很多。

㈦鋼筋混凝土之疲勞性質

港灣RC 結構物常年置於海洋中，每天承受波浪之作用，此種不規則波浪對結構物之反覆負荷次數很多例如 25 年可能有 2×10^8 次數之負荷。這種循環之應力可能使結構體發生疲勞破壞。當考慮RC或PC斷面時，在極端應力所佔之比例上鋼筋較混凝土爲大。因此在考慮結構單元之性能上，通常以鋼筋之疲勞性質當作控制因素。

目前推算承受不規則負荷所造成之結構體之累積破壞方法大多數採用 Miner 法則即

$$\sum_i \frac{n_i}{N_i} < 1$$

式中 n_i：承受特定應力（ S_i ）情況下之反覆作用次數

N_i：應力爲 S_i 情況下，達到破壞時之反覆負荷作用次數

通常設計上取 n／N之極限值爲 0.2，在分析上，需知道在應力負荷能譜上每一應力（ S ）情況下，反覆次數（ N ）之疲勞極限值。即應力振幅與反覆次數之關係曲線稱爲 S－N曲線。例如圖 19 爲 0.35％碳鋼在空氣中，清水及 3％Nacl 溶液中之 S－N曲線，由圖中可見同樣有 10^7 之反覆次數在 3％Nacl 溶液中之容許應力值將自空氣中之 300 N／mm^2 降至 100 N／mm^2。如圖 20 所示在混凝土有充足之保護層厚度保護下之鋼材浸於海水中較裸鋼之疲勞次數及應力極限爲大。

五、混凝土使用材料與施工技術規範

混凝土使用材料與施工技術規範優良則影響混凝土保護層的品質，對於置於海洋環境下之港灣結構物之耐久性爲很重要因素。

由於水化水泥易受海塩侵襲，尤其硫酸鎂易與水化鋁酸三鈣作用形成鈣矾石，因此必須規定水泥中 C_3A 含量之臨界值，較合理的數值必須 8％以下（圖 3 ）。假設水灰比很小，因爲這也是影響混凝土透水性之重要因素。同樣值得注意的是有些混凝土所使用之骨材，其透水性高於水化水泥砂漿（表五）。

在臨界區域例如潑濺區，或在某些情況下，可能需定出額外的規範例如使用緊密耐久性骨材，水灰比降低，使用輸氣劑抗拒凍融損害，使用飛

灰和高爐石粉取代水泥不但可增加混凝土之工作性，而且亦可改進混凝土受海水作用下對於化學性侵害之阻抗。摻料可增加低水灰比拌合之工作性可能亦很有價值，特別在鋼筋密集和複雜之斷面上，夯實很困難之情況更爲需要。

在某些情況下需使用海砂或海水作爲混凝土之拌合材料，有些規範[24][25]定有骨材中氯化物及硫酸塩之最大含量以達到混凝土中可容許之總含塩量，若使用海砂及海水則混凝土保護層之品質無法達到很高。對於混凝土中Nacl之含量臨界值依拌合時所摻用含塩份之施工材料或自混凝土表面侵入而定。因爲拌合時加入則可能與水泥作用因此部份自混凝土之孔隙水排出。若水泥中C_3A含量自0％增至12.6％則可發現在含有氯化物之水泥其可溶性氯化物之水泥其可溶性氯化物濃度降低5倍。使用材料時要考慮適當之配合設計及易於澆置與夯實，此對保護層之品質相當重要。規範中均有建議最大之水灰比，最小水泥含量及最低之抗壓強度等數據[27]。使用高水泥含量可製成密度高之混凝土[15]。爲了確保混凝耐久性，水泥漿之數量必須大於骨材之孔隙體積例如混凝土骨材孔隙率爲22％需有30％之水泥漿，增加8％以利夯實和製作緊密透水性低之拌合，特別在保護層更爲需要。施工時可使用減水劑及強塑劑使混凝土之用水量減少而能增加工作性。表八列出海洋環境下混凝土之設計規範[24]～[30]。所有規範均承認保護層厚度，水泥含量及水灰比、水泥種類之重要性，透水係數僅有DNV提出建議值。不可以盲目地應用規範，需瞭解海域腐蝕特性再判斷海洋混凝土惡化進行程序，才能正確地應用製成高品質之保護層。

圖21示有一些學者所進行之曝露試驗經過30年仍未有損壞現象發生所使用最少水泥用量與最大水灰比之關係。可見耐久性之海洋混凝土爲高水泥含量及低水灰比。較抗化學性之水泥如高銘水泥（high alumina cemeut HAC）抗硫酸塩水泥（sulphate resisting cemeut SRC）及卜特蘭高爐石水泥（portlaud blastfurnace cemeut PEFC）可使用較普通卜特蘭水泥（ordinary porelaud cement OPC）水泥量低及水灰比高。圖中可見就大多數水泥而言，拌合之工作度介於高坍度（100～150 mm）及低坍度（0.5 mm）之間若控制水灰比在最大值以下，使用中等工作度則需較低之水泥含量。此外在使用高強度混凝土之處需要高

水泥含量，則使用耐久性較低點之普通水泥，使用性能仍令人滿意。

港灣結構物施工完成後應作一些品質控制及檢查例如鑑定及修理蜂窩範圍與檢查伸縮縫，用鋼筋探測儀測量保護層厚度是否足夠而且進行任何改善保護層防護措施，以增進其持久性。

六、設計規範

港灣工程之設計爲其耐久性之重要因素。包括特殊之防蝕措施可增加在潑濺區及潮汐帶腐蝕危險區域之耐久性，注意鋼筋之細部設計例如排筋太密無法充分灌漿與夯實，確保在棧橋樑底側和柱之轉角處等易受傷害之地方能有效地夯實。同樣地在特別易受侵襲之處例如橋樑底側或樑之海側之混凝表面上有點斜度使內潑濺之水能逕流，而不會造成積水現象而引起海水浸入混凝土內含塩量增加之現象。除外在轉角處之斷面上，海塩及氧氣自兩側侵入加速腐蝕速率，在設計應特別考慮保護。以下就保護層厚度、龜裂及防蝕措施加以討論。

㈠保護層厚度

在設計上決定保護層厚度必須與混凝土品質有關，因此必須使用混凝土透水性和曝露之嚴酷性，如圖 22 所示，英國標準學會CP 110 規範建議耐久性之混凝土其透水係數爲 1×10^{-10} m／sec，可依曝露條件選擇適當之保護層厚度。由圖中可見混凝土之透水性略爲改變則保護層厚度需頗多之改變以便能維持一定之保護程度。在易受傷害之區域如轉角處必須增加保護厚度或在設計時修改轉角斷面使其變爲圓形光滑面。有下列三個理由：

1.增加保護層厚度可使夯實更爲容易及完全。

2.可使轉角處兩側侵入之海塩量減少。

3.可以更有效地容忍膨脹腐蝕壓力。

㈡龜裂

通常設計上都容許混凝土結構物有微裂縫之存在。發生龜裂之原因很多，主因爲超載，乾燥收縮及溫差膨脹收縮等。不像鋼結構，混凝土結構物上有龜裂之出現，通常並未損傷其使用性能。因爲混凝土主要承受壓力，而在易於發生龜裂之張力區，大多數之應力均由鋼筋所承

受。雖然在鋼筋及混凝土配比設計上很細心地考慮，並且在施工時很注意製作與養生等，預期在混凝土結構物暴露於海洋環境下前，能確保其裂縫可保持在最小值。然而經常無法預測龜裂之正確位置。

過去曾有許多學者進行過龜裂寬度對鋼筋腐蝕之影響性[31][32]，Novgorodski[33] 曾在食塩溶液下進行試驗發現龜裂寬度在大於 0.2 mm 時，則與鋼筋腐蝕有一定之關係（圖 23 ），其致因可能鋼筋喪失對混凝土之保護。龜裂蔓延之方向與主鋼筋方向垂直則裂縫（大至 1.5 mm ）與腐蝕幾乎沒有關係[31]。在短期之試驗室曝露試驗顯示垂直鋼筋之龜裂與腐蝕有點關係，然而在結構物設計年限內無法維持[31]。因此雖然規範中定有容許龜裂寬度（例如英國ＣＰ110 限制爲保護層厚度之 0.004 倍），這種對於龜裂寬度之建議可能並沒有太大的意義。

而沿銅鋼筋方向之裂縫與腐蝕之關係較大，也較有意義而研究成果並不多，因爲這種龜裂並非完全是受負荷所引起的。

雖然龜裂混凝土，可能較未龜裂混凝土容易惡化。然而由於緊密性高之混凝土氧氣不易侵至鋼筋之陰極區而僅有龜裂處之鋼筋（陽極區）有氧氣供應，無法構成腐蝕電池反應故腐蝕量不大，然而混凝土保護層因施工不良造成品質不佳之情況下，則另當別論。

㈢防蝕設計

除了有關保護層，鋼筋配置及容許龜裂寬度等設計規範必須遵行外，爲了增加港灣ＲＣ結構物之耐久性，需考慮塗裝或陰極防蝕等設計，概述如下：

1.塗裝

在鋼筋上之塗裝例如鍍鋅或環氧樹脂塗裝或加腐蝕抑制劑等防止海塩濕氣，氧氣等侵入造成腐蝕可能相當有效。但是避免對於混凝土產生副作用以及降低與混凝土間之握裹強度。鍍鋅鋼筋在水泥硬化時可能會放出氫氣而降低鋼筋與混凝土之握裹力，然而可塡加微量之鎘或鉻酸塩加以改善[34]。丹麥腐蝕中心[35]亦指出熱浸鍍鋅由於鋅塗裝發生腐蝕會引起混凝土發生龜裂及握裹力損失而無法在混凝土拌合中摻加鉻酸塩加以防止。

根據美日之文獻報導[36]～[39]，目前仍以環氧樹脂塗裝最爲有效。

混凝土表面塗裝瀝青或環氧樹脂……等具有防止氧氣侵入而使腐蝕

速率降低如圖 24 所示，同樣地塗上防水膜材料於混凝土表面亦有很好之效果[40]。

2.陰極防蝕

港灣鋼結構物使用陰極防蝕相當普遍，高雄港所有鋼板樁及鋼管樁均安裝陰極防蝕系統，根據報導陰極防蝕已使用於港灣預力混凝土樁、橋樑及外海重力式平台，而且相當地成功[41]～[45]，在港灣RC結構物上似乎可以考慮安裝，以確保其耐久性。

七、檢查技術

港灣RC結構物曝露於海洋環境下，若能及早作檢查，發現惡化時即可採取進修措施，以下就混凝土與鋼筋兩方面之檢查討論：

㈠混凝土檢查

現已有各種非破壞性之檢查技術可用以評估混凝土品質，特別是保護層之品質：

1.試驗錘：用以量測混凝土之彈性。

2.超音波：可量測混凝土之強度。

3.X光照相：可檢查混凝土中孔洞及夯實不良現象[46]。

4.γ放射線照相：可量測混凝土之密度[47]。

5.R-Meter：測量鋼筋保護層厚度。

這些技術結合在一齊可以評估保護層之現況及確認可能發生惡化之區域，然後再利用下列破壞性取樣詳細檢查：

1.氯化物鑽孔（chloride drillings）：一種小型旋轉衝擊式鑽機可用以採取不同混凝土深度下之混凝土粉狀樣品。然後可在試驗室分析氯化物擴散分佈特性。可以判斷氯化物是否超過臨界值，可判斷所需破壞惡化區之範圍。

2.鑽心取樣（cores）：利用鑽機站取混凝土試樣，携回試驗室作詳細之分析，可以確定混凝土及鋼筋眞正惡化之原因。包括特性分析如抗壓強度，透水性比重孔隙率，配比，…等，化性分析如用酚酞指示劑測量碳化深度，氯化物擴散分佈SO_3……等之分佈利用掃描式電子顯微鏡（SEM），能量消散儀（EDX）及X光繞射圖

（ＸＲＤ）微觀混凝土病變生成物等，表九爲本所在五大港口所進行鑽心取樣分析結果，圖 25 爲氯化物分佈範例，而圖 26 至圖 28 爲ＳＥＭ，ＥＤＸ及ＸＲＤ分析結果範例。

㈡鋼筋檢查

1. 腐蝕電位：在高潮位以上，鋼筋之腐蝕區域可利用硫酸銅參考電極之腐蝕電位測定儀量測。
2. 電阻：混凝土之電阻係數可利用四極法（Four Probe System）量測[47]。可以判斷腐蝕反應之通路是否順暢。
3. 線性極化：腐蝕速率可用電流及參考電極系統量測，然而所量測之腐蝕速率亦僅爲測試之鋼筋小範圍之極化特性而已，故很難定量。

在水中之混凝土結構物之特殊非破壞檢查技術亦相當需要，水中電化學試驗很難，目前國外正在發展中。

八、修理技術

混凝土受到海水化學性侵蝕或鋼筋銹蝕需進行修理可分爲兩類討論：

㈠敲除混凝土惡化區進行修補方法：使用本方法必須先了解混凝土及鋼筋惡化範圍及程度，然後可敲除混凝土惡化區進行補修。例如鋼筋腐蝕範例必須先清除鋼筋上鐵銹再塗裝或更換新鋼筋。若混凝土體內氯化物未清除乾淨，則雖使用噴凝土或塗環氧樹脂砂漿補修然而過一段短時間後，馬上又會發現惡化現象。因此在修理前應先調查分析惡化的原因是氯化物硫酸塩，碳化或是鹼性骨材反應詳細研判，又需調查惡化之範圍及程度，然後才能選用經過試驗室已經證實過的具有實用適當的補修材料與施工方法。

㈡新奇的修理方法：保護鋼筋混凝土防止發生腐蝕已有許多方法被採用，例如上述陰極防蝕及塗裝防止腐蝕因子氯化物水份及氧氣之侵入。除外Slater[48]亦敘述一種修理技術係使用離子交換樹脂使活性之鋼筋再度變爲鈍態。剛開始混凝土覆蓋在離子交換樹脂與氫氧化鈣溶液（電解質）之混合物內，此層再覆上金屬陽極，外加 100 伏特之電壓而以鋼筋當爲陰極。此外加電壓使混凝土中之氯化物移進樹脂朝金屬陽極方向靠近陽極。量測經後處理前後鋼筋之電位，顯示大多數鋼筋

都已經回復至鈍態。

九、結　論

鋼筋混凝土在港灣工程使用多，而且價廉實用耐久，所需維護工作很少。例如花蓮港有些日據時代所建造之RC 碼頭至今之使用性能仍保持良好。設計完善與施工技術優良所製作之混凝土品質高，則其耐久性將不需懷疑。然而混凝土使用材料性質變化很大，好壞不同再加上不同之海洋之曝露條件，因此就發生港灣RC 結構物之耐久性問題。

雖然應使用何種方法，才能使混凝土達到預期之品質及耐久性並不很明顯，但是優良品質之混凝土則愈能耐久之觀念是相當明確的。鋼筋保護層之混凝土欲達高品質，首先應考慮材料之選擇及配合設計。其目的爲製作緊密不透水，化學上耐久性之混凝土，孔隙率低易於有效地壓進模板中，而且水灰比低，可能亦使用改善工作性之摻料，注意鋼筋之配筋及密度，亦需考慮混凝土構件之形狀，澆置時必須利用水池或噴灑自來水完全地養生。或使用專利的養生膜有效地密封可使水泥得到完全地水化以及混凝土之透水性與擴散性儘量地降低。

現已有一些海洋混凝土設計與施工規範擬定最少水泥含量，最大水灰比以及鋼筋或預力保護層厚度最低值等。但無法定出透水性倒底多，才能防止海塩之侵入？目前規範中僅能建議使用多少水灰比水泥含量則廿八天之抗壓強度可以達到最低之要求值如表六所示，DNV 已定出透水係數極限值爲 1×10^{-12} m／sec 之要求，此爲海洋混凝土品質保證較可靠之指標。但並無規範說明如何製作才能達到如此低之透水性。

港灣RC 結構物可使用一些非破壞性檢驗技術進行較徹底的檢查。應用非破壞性檢查除了可以指出目視調查所發現之結構物惡化部位及範圍必須修理外，同時有些雖然目視結構物表面安然無恙，但是內部已發生病變者亦可查出，而需在損害發生前能儘速採取額外的保護措施例如塗裝或加陰極防蝕等。通常混凝土結構物之補修工作不但昂貴而且不容易修好，因此值得進行一套徹底的檢查與維修計劃以避免在結構物使用期間內需重覆地修護。

參考文獻

1. Dexter S.C. and C. Culberson, Material Performance, 19,16(1980)
2. 港灣技術研究所“港灣鋼筋混凝土結構物耐久性研究”第二年報告，77-研(八)研究報告，民國 77 年 6 月。
3. 林維明等“台灣五大港口海水水質分析與檢討”第四屆水利工程研討會論文集，國立中興大學，民國 77 年 5 月。
4. 關博“海洋混凝土”山海堂：昭和 57 年 12 月（ 1982 ）pp.35-37.
5. Stillwell J.A. "Exposure tests on Concrete for offshore structcives" Concrete in the oceans Technical peport No.8 CIRIA/UEG. Cement and Concrete Association, Department of Energy 1983.
6. Mehta P.M. "Durability of Concrete in Marine Environment-A Review Performance of Concrete in Marine Environment ACI SP-65 P16-17.
7. Wolochow D(1952) Proc, ASTM 52, PP250-66.
8. Haynes H.H and Zubiate P.C.(1973) Tech Nate No 1308 Naval Civil Engineering Labortory Port Hueneme U.S.A.
9. Valenta O.(1969) "Int. Symp on Durability of Convrete, Prague
10. Barrer R.M. (1951) "Diffusion in and through Solids" Cambridge Univerity Press, Cambridge.
11. Broune, R.D. "Design Prediction of the life for Reinforced Concretein marine aud other Chloride Envionments" Durability of Building Materials, Vol.1 PP113-125 Elsevier Scientific Publishing CO. Amsterdam 1982.
12. 大即信明等“塩害（ I ）”技報堂 1986 pp.108-109.
13. Building Code Requirements for Reinforced Concrete ACI 318, 1983.
14. Metha P.K. "Concrete-Structure; Properties and Materials" Prentice-Hall Inc, 1986 PP193.
15. Broune R.D. & Domone P.L. (1974) Conference on offshorestructures ICE london.
16. 中山茂雄“港灣構造物的防蝕”中華民國 76 年防蝕工程會暨海洋防蝕

工程研討會民國 76 年 9 月 pp.4-2.

17. Mockris J. O'M & Reddy A.K.N. (1977) "Modern Electrochemistry" Vol 2. P623-687.

18.施漢章“腐蝕原理”材料與腐蝕研討會資料彙刊港研所專刊 26 號民國 75 年 pp.1／56-1／57。

19.田福助“電化學理論與應用”新科技書局民國 76 年 pp.448-449.

20. Broune R.D.(1978) Colloquinm on Inspection and Maintenance of Structures IABSE Pembroke College, Cambridge P164.

21. Myers J.J (1969) "Handbook of ocean and Underiwater Engineering" PP 1-19.

22. Dyton, F.J (1977) Conference on Maintenance of Maritime Structures Institute of Civil Engineers London.

23. Seki H. and Horicy.(1977) "Investigation Result on Deterioration of Reinforced Concrete Piled Wharf Technical Note of the Port and Harbour Research Iustitute Ministry of Transport Japan(in Japabese)

24. Guide for the design and construction of fixed offshore Concrete structures. American Concrete Institute ACI 357,1978.

25. Code of practice for fixed offshore structures, British Standards Institution, BS 6235, 1982.

26.日本土木學會「海洋 コンクリー 構造物設計施工指針案，1977。

27.林維明“海洋混凝土結構物耐久性之檢討”海洋混凝土工程研討會資料彙刊，港研所專刊 38 號民國 76 年 pp. 1／51 - 1／54。

28. Recimmendation for the Design and Construction of Concrete Sea Structures. International Federation of Prestessing(FIP) 1978.

29. Rules for the design, construction and inspection of offshore structures. Det norske Veritas, 1977.

30. The structural use of concrete. Part 1. Design, Meterials and workmanship. British standards Institution,CP 110, 1972.

31. Beeby A.W. (1978) Concrete in the oceans Tech Report No.1 Coment and Concrete Association London.

32.宮川豐章 "Early Chloride Corrosion of reinforcing steel in Concrete 京都大學博士論文 1985,2.

33. Novgorodski. V.I Translation from Journal of Practical Chemistry (Russian) 40 (3) 555-560.

34. Everett. L.H. and Treadaway K.W (1970) BRE Current Paper 3/70 Building Research Establishment Garston Watford U.K.

35. Corrosion Institute Denmmark (1978) Galvanised Steel in Concrete A ecessary Warning Electroplating and Corrosin Newsletter.

36. "Interium Report No.2, NEEP No. 16 Coated Reinforcing Steel for Bridge Decks", FHWA Notice N5080. 48, Federal Highway Administration, March(1976).

37. T. Arai, K. Shirakawa, N. 和 Mikani, Koyama A. Yamazaki 住友金屬，36，3(1984)254.

38. J.F. Williams, Corrosion/79, Paper No. 107, Atlanta, (1979)

39.米野實，防錆管理，(1986) 158.

40.黃兆龍"聚合物在混凝土工程上之應用"營建世界 33,pp.56-57(1984)

41. Hausman D.A (1969) Mateial Protection oct. 23-5

42. Morgan J. "Cathodic Protection" 2nd edition NACE 1987

43. "Cathodic Protectin of RC Bridge Decks" Procealing of conf NACE 1985.

44. Ashworth V. "Cathodic Protection Theory and Practice" Instition of Corrosion Science and Technology Birminghan U.K.1986

45. Browne B.R. and telly, R.T.(1969) Non Destructive Testing of Concrete and Timber Symposium, London Inst, of civil Engineers London PP67-75.

46. Jones R.(1969) Non Destructuve Testing of Concrete and Timber Symposium London ICE London PP1-7.

47. Wenner F(1915) Bull of the Bureau of standands 12,469-478

48. Slater J.E. and Lankard D.R. (1976) Paper NO.20 Corrosion 1976 Internation Corrosion Forum, NACE Texas U.S.A.

表一　海水中之主要成分（塩分 35 ‰）

海水中主要化學成份	濃度（g／kg）	比　例
Cl^-	19.354	55.3
Na^+	10.77	30.0
SO_4^{2-}	2.712	7.7
Mg^{2+}	1.290	1.1
Ca^{2+}	0.412	1.1
K^+	0.399	0.4
HCO_3^-	0.142	0.2
Br^-	0.0673	0.0
Sr^{2+}	0.0079	0.0
$B(OH)_3$, $B(OH)_4^-$	0.0045	0.0
F^-	0.0013	0.0

表三　波特蘭水泥之化合物組成及其性質

化學成份＼水泥種類	I	II	III	IV	V
C_3S	50	45	60	25	40
C_2S	25	30	15	50	40
C_3A	12	7	10	5	4
C_4AF	8	12	8	12	10
$C\bar{S}H_2$	5	5	5	4	4
細度 (m^2/kg)	350	350	450	300	350
抗壓強度* 〔1天, MPa(lb/in^2)〕	7 (1000)	6 (900)	14 (2000)	3 (450)	6 (900)
水化熱（7天, J/g）	330	250	500	210	250

＊依據ASTM C109（CNS 1010 R 3032）以 2 英吋（50 mm）立方水泥漿試體測得。

表二　台灣五大港口實測海水化性分析結果

分析項目	五港之數據比較	春季	夏季	秋季	冬季
平均水溫（°C）	最高值	38.1（中港）	30.7（中港）	29.5（高港）	25.9（高港）
	最高值	18.3（基港）	26.0（基港）	15.1（中港）	16.1（中港）
PH值	最高值	8.9（中港）	8.7（花港）	8.4（花港）	8.3（中港）
	最低值	8.0（蘇澳）	8.0（中港）	7.7（高港）	7.7（高港）
平均溶氧量（mg／ℓ）	最高值	6.7～7.6*（中）	5.8～5.4（中）	6.7～6.3（中）	6.7～7.6（中）
	最低值	3.5～3.4*（基）	3.7～2.3（高）	3.3～3.9（高）	3.3～3.9（高）
平均 $C\ell^-$ 濃度（$\times 10^4$ ppm）	最高值	1.93（中）	1.87（高）	1.97（蘇）	1.6（基） 1.45(花)（最低值）
平均 S^{-2} 濃度（ppm）	最高值	0.14～1.05*（高）	0.21～0.17（高）	0.01～0.02（高）	0.06～0.51（高）
平均 SO_4^{-2} 濃度（ppm）	最高值	2850（高）	2650（高）	3100（蘇）	2910（高）

＊ O_2 及 S^{-2} 均列有兩個數據，前（後）者係代表高（低）潮情況下實測平均值

表四　港灣ＲＣ結構物的劣化原因及現象

要因		劣化之原因	劣化現象	與潮位之關係 海中區	潮汐帶	潑濺帶	大氣帶
化學的要因	外界作用	硫酸鹽作用。	形成鈣矾石與膨脹破壞。	○	○	△	
		氯化物作用。	形成溶解性鹽類與多孔性。	○	○	△	
		碳酸化。	ＰＨ之降低與促進鋼筋腐蝕。		△	△	△
	內在要因	水泥硬化體之溶解	$Ca(OH)_2$之溶解與多孔性	○	○	△	
		使用海砂或摻料使	氯離子作用引起鋼筋銹蝕形	△	○	○	○
		用反應性骨材。	成鈣矾石與膨脹破壞。	○	○	△	
物理的要因	外界作用	(1)氣象作用。	風化及表面層破壞。		△	○	○
		(2)波浪作用。	混凝土表面受冲蝕及磨耗	○	○	○	
		(3)海流運動。	混凝土表層受冲蝕及孔蝕	○	○		
		(4)漂流物作用。	混凝土表層受磨耗破壞	○	○		
		(5)凍融作用。	膨脹及表面層破壞：		△	○	
		(6)乾濕反覆作用。	1.由於受拘束發生表面及內部龜裂。		△	△	○
			2.鹽類之濃縮及結晶化的膨脹壓。		○	○	
		(7)氣溫循環作用。	熱脹冷縮作用引起混凝土龜裂		△	○	○
		(8)結構體承受巨大負荷。	混凝土受破壞		○	○	△
	內在要因	鋼筋之腐蝕	膨脹裂痕及保護層破壞		△	○	○

○發生容易；△發生次等。

表五　骨材透水係數及相當之水灰比

岩石型態	透水係數（m／sec）	賄相同透水係數的成熟水泥漿之水灰比
石英	8.24×10^{-14}	0.42
大理石Ⅰ	2.39×10^{-13}	0.48
大理石Ⅱ	5.77×10^{-12}	0.66
花崗岩Ⅰ	5.35×10^{-11}	0.70
花崗岩Ⅱ	1.56×10^{-10}	0.71
砂岩	1.23×10^{-10}	0.71

表六　混凝土電阻與鋼筋腐蝕率之關係

混凝土電阻（Ω・cm）	腐蝕速率
20,000	無
10,000 ～ 20,000	低
5,000 ～ 10,000	高
5,000	非常高

表七　鋼筋電位與腐蝕機率之關係

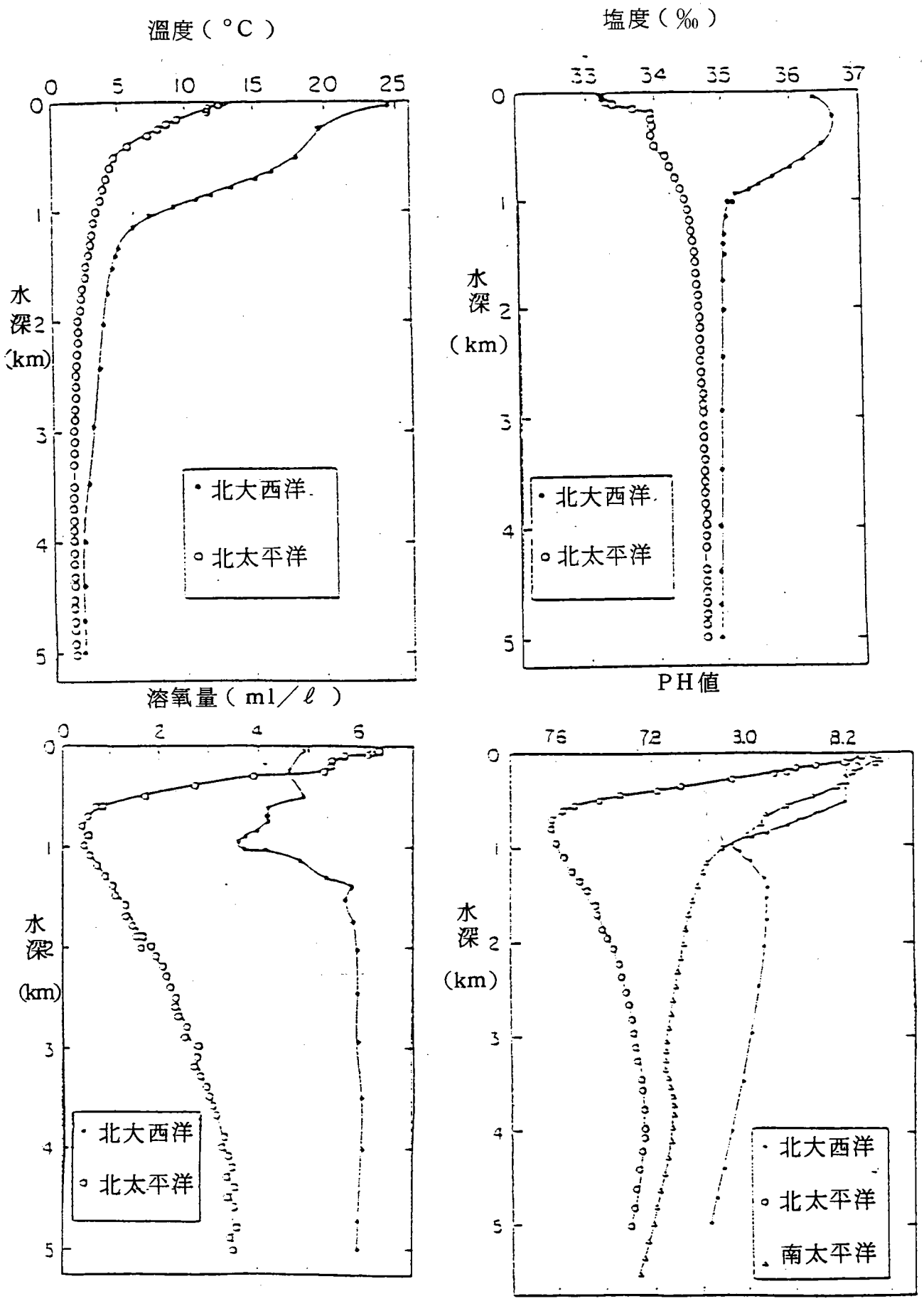
電位（mv. VS. SCE）	腐蝕概率（%）
＞ 200	5
－ 200 － 300	50
＜ － 350	95

表八　海洋混凝土結構物在潑濺區之設計規範

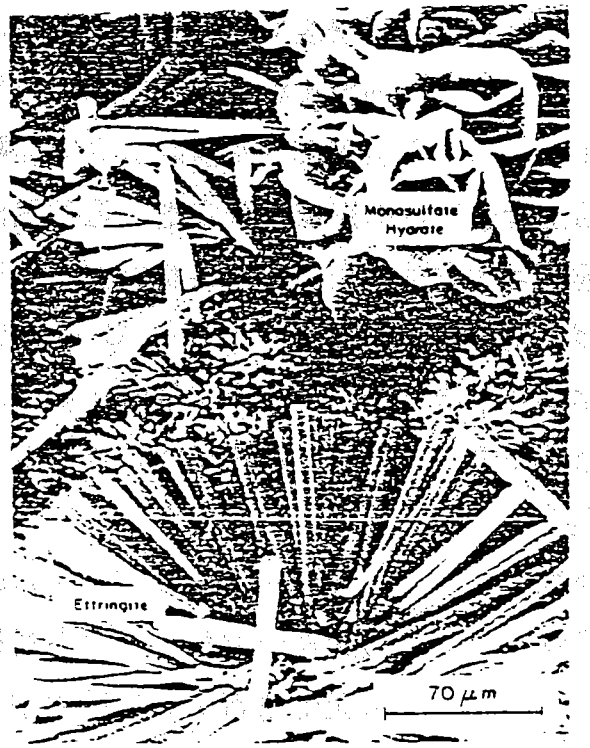
製訂單位	保護層厚度 C（mm）	龜裂寬度（mm）	最大水灰比	最大水泥含量（kg／m³）	透水係數（m／sec）
DNU	50		0.45	400	10^{-12}
FIP	75	0.3 或 0.004 C	0.45	400	
CP 110	60	同　上	0.5	320 ～ 410	
ACI	65		0.4	360	

表九　各港口碼頭混凝土結構物鑽心試體試驗室分析結果

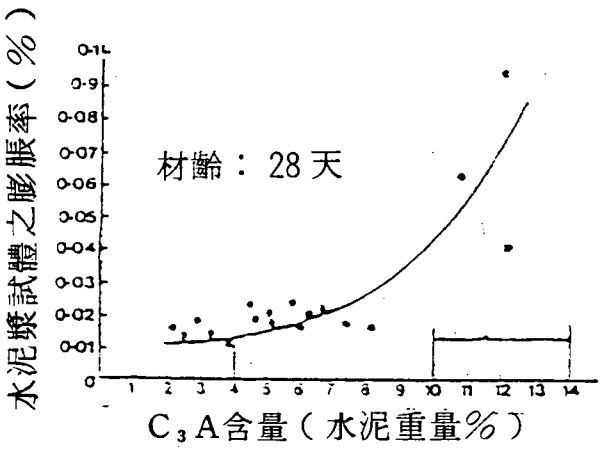
碼頭名稱 / 試驗項目	基隆港W.4號	基隆港 W.14號	台中港 3 號	高雄港 第四船塢	高雄港 第九船塢	花蓮港 3 號	花蓮港 長堤	蘇澳港 2 號	蘇澳港 10 號
1. 結構體外觀	仍然良好，壁面有貝類生物棲息，壁面有生物孔蝕現象	同左	同左	面壁有厚油污存在	面壁有厚油污存在	同左	同左	同左	同左
2. 試驗錘讀數	30	34	44	28	38	34	32	31	35
3. 抗壓強度 (kg/cm^2)	219	198	327	126	202	207	90	150	290
4. 水泥含量 (%)	6.30	5.98	10.03	5.17	7.78	8.39	10.59	10.03	9.87
5. 中性化深度 (mm)	2.5	3.0	0.0	20	3.0	4.0	11.0	3.0	3.0
6. 碳化係數 (mm^2 /年)	4.11×10^{-2}	7.63×10^{-2}	0	7.14×10^{-2}	2.64×10^{-1}	1.43×10^{-1}	1.08×10^{-1}	1.27×10^{-1}	7.64×10^{-1}
7. 化學成份	MgO, $SO_3^{=}$, Cl^- 含量均有明顯變化	同左	同左	同左	同左	同左	同左	同左	同左
8. Cl^- 滲透深度 (cm)	15	15	15	15	15	10	10	10	10
9. Cl^- 擴散係數 (cm^2 /sec)	1.38×10^{-11}	——	1.27×10^{-7}	——	2.20×10^{-8}	1.73×10^{-9}	——	——	6.78×10^{-8}
10. SEM 微觀及 X-Ray 繞射分析	在試體中已生成劣化物 (詳表2)	同左	同左	同左	同左	同左	同左	同左	同左
11. 透水率 (m/sec)	——	2.03×10^{-11}	4.36×10^{-6}	——	5.95×10^{-10}	4.61×10^{-10}	2.61×10^{-11}	6.48×10^{-8}	6.0×10^{-8}
12. 比重	——	2.25	2.32	——	2.30	2.55	2.41	2.30	2.35
13. 吸水率 (%)	——	5.07	3.85	——	5.78	2.36	2.80	7.04	4.45



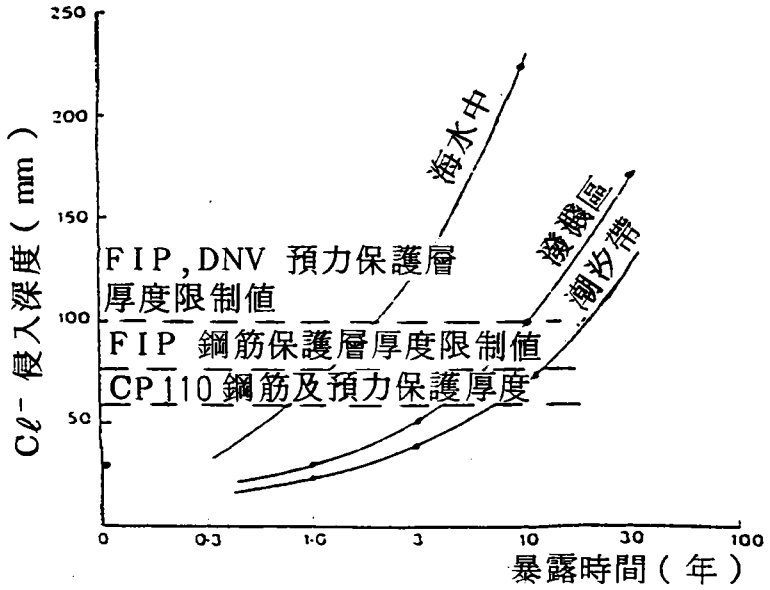
圖一　海水化性與水深及地區性之關係



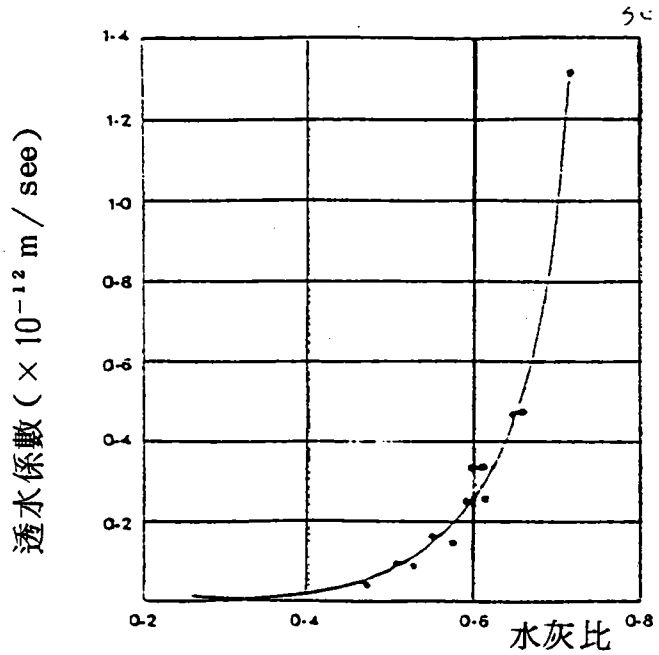
圖二　鈣矾砹單硫酸塩水化物結晶ＳEM照片



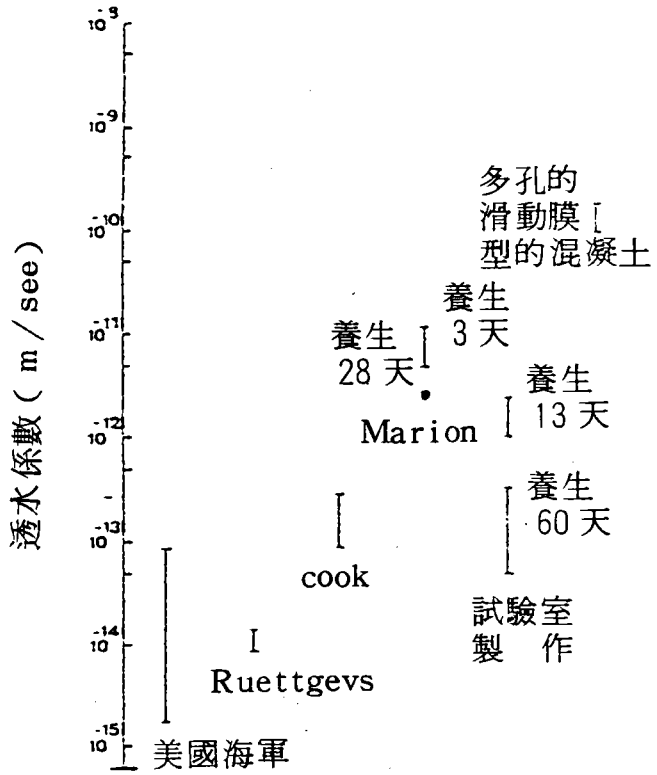
圖三　卜特蘭水泥C_3A含量與體積膨脹率之關係



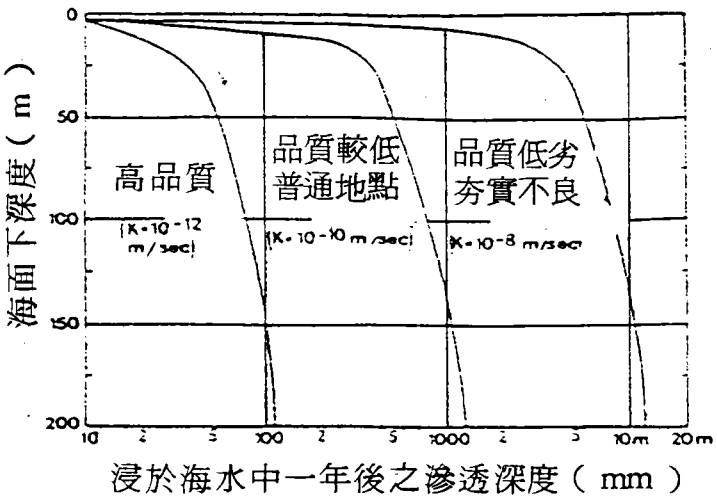
圖四　Cℓ⁻ 侵入深度與暴露時間之關係



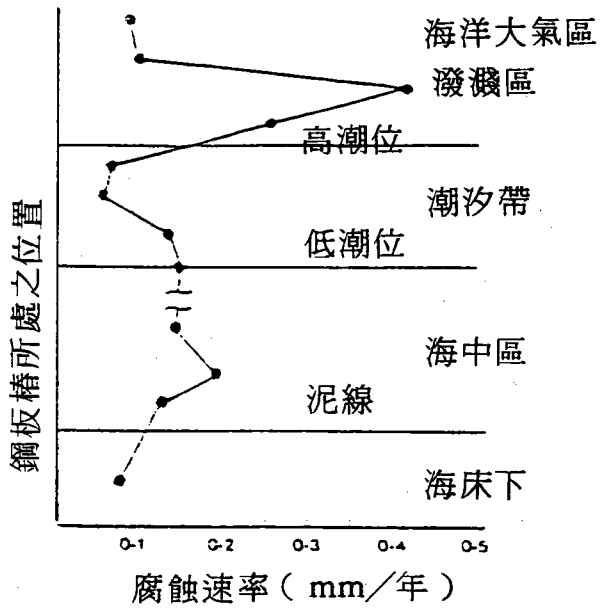
圖五　水泥漿之透水係數與水灰比之關係



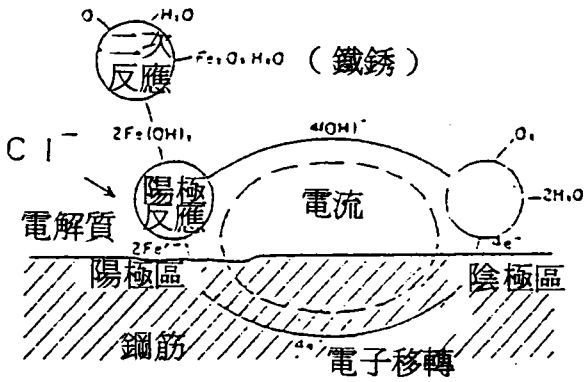
圖六　水灰比 0.4～0.5 之情況下之
混凝土透水係數比數



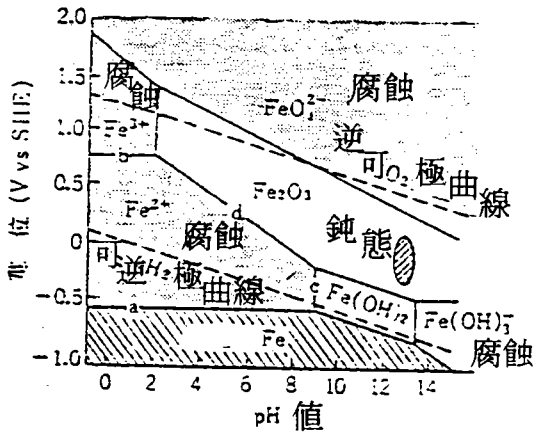
圖七　混凝土品質與海水侵入深度之關係



圖八　鋼板樁在海洋中之腐蝕速率範例

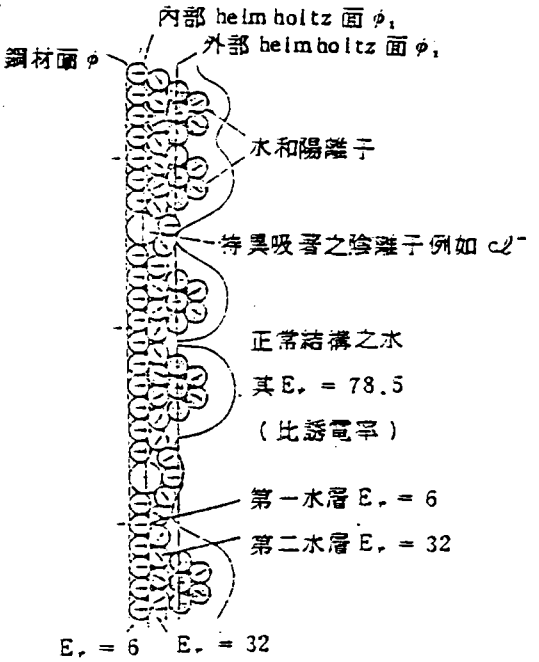


圖九　鋼筋腐蝕反應概圖



a $Fe^{2+}+2e=Fe$
b $Fe^{3+}+e=Fe^{2+}$
c $Fe(OH)_2+2H^+=Fe^{2+}+2H_2O$
d $Fe_2O_3+6H^++2e=2Fe^{2+}+3H_2O$
$Ca(OH)_2$ 飽和溶液中之鋼筋

圖十　鐵之 pourbaix 圖



圖十一　鋼筋表面受氯化物作用之
Helmholty 雙電夾層示意圖

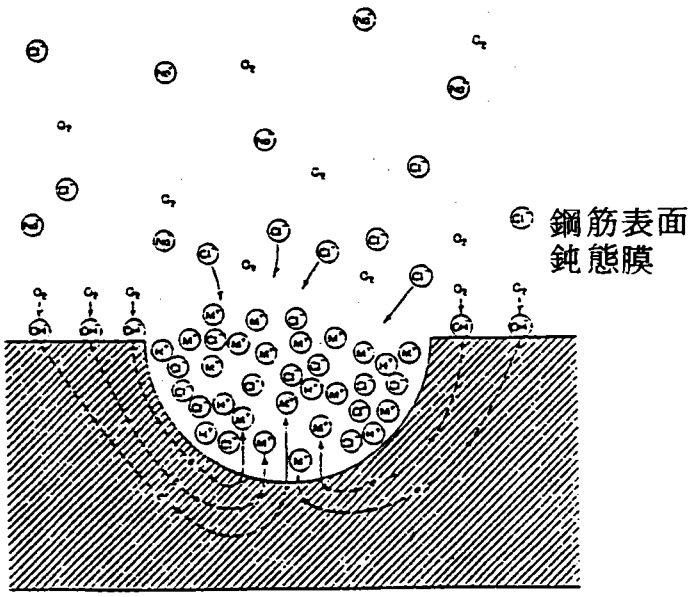


圖 12 鋼筋表面發生孔蝕示意圖

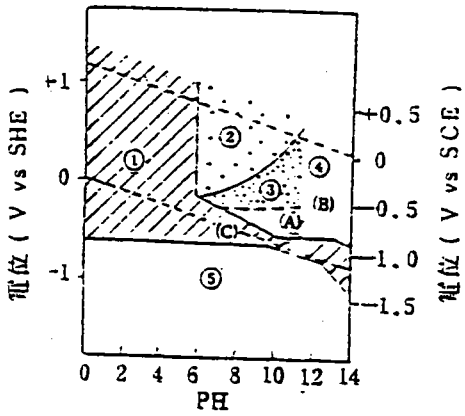


圖 13 鋼之電位—PH圖（Cl^-=335ppm）

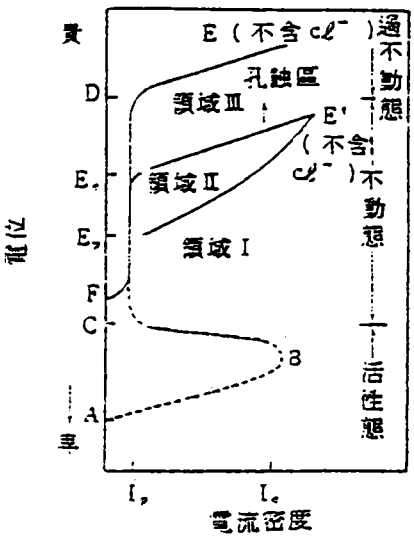


圖 14 鋼鐵陽極之極化曲線

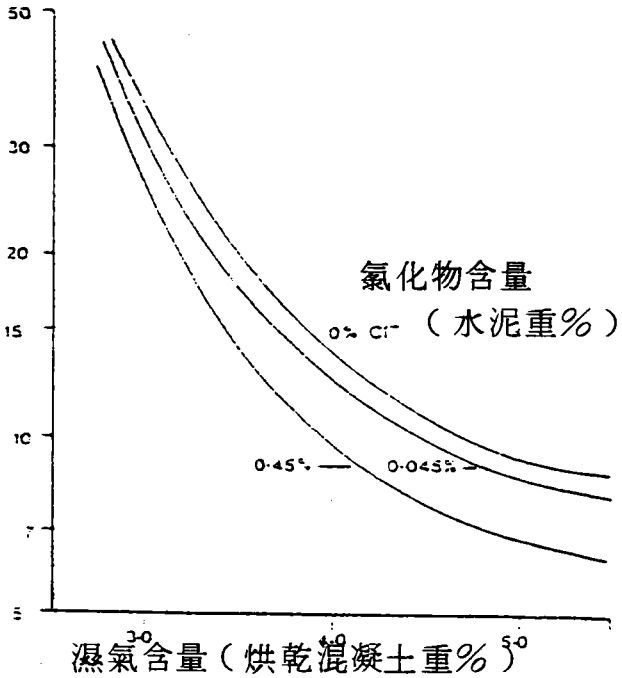


圖 15 混凝土內濕氣及 Cl^- 含量對電阻之影響

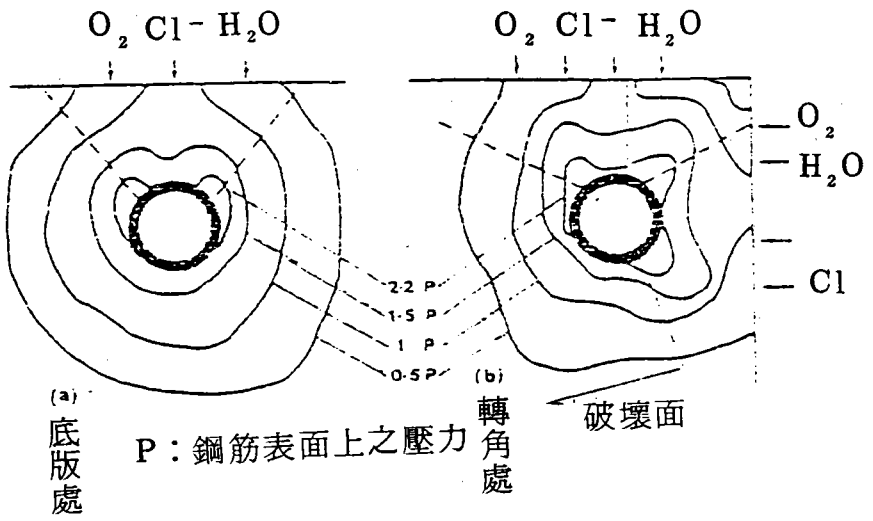


圖 16　受塩害後鋼筋周界壓力分佈情形

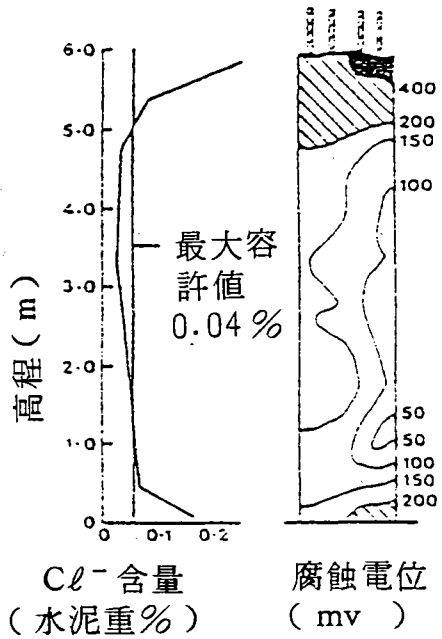


圖 17 RC樁 $C\ell^-$ 及電位分佈

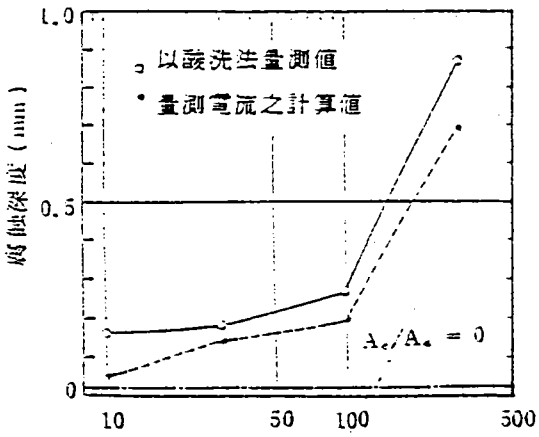
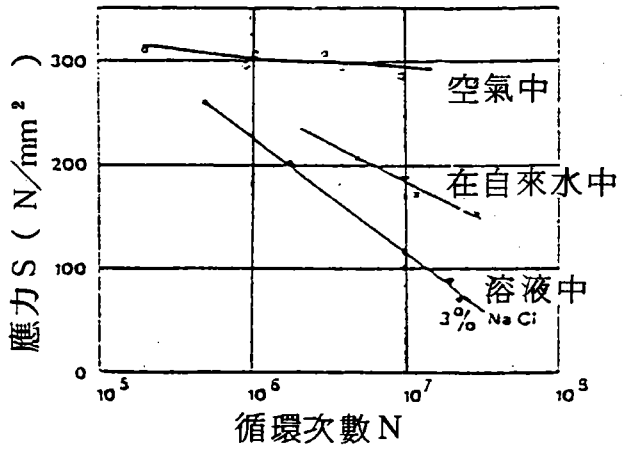
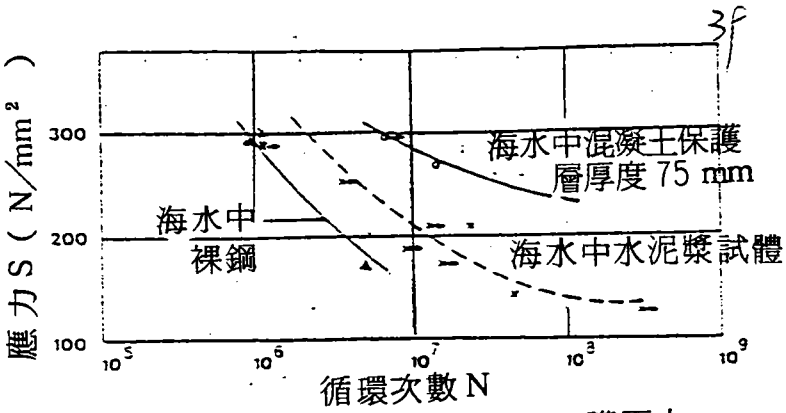


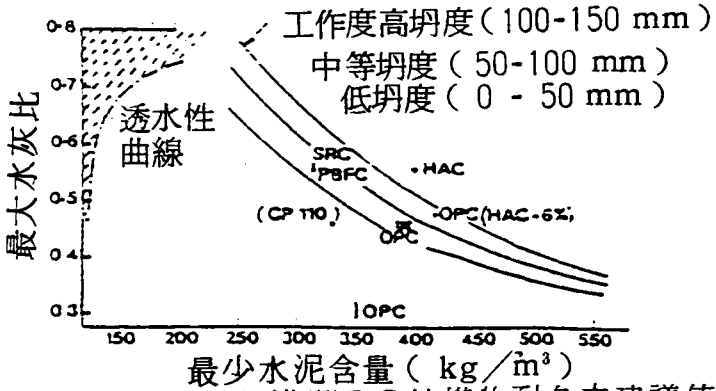
圖 18 Ac／Aa（陰極／陽極面積比）



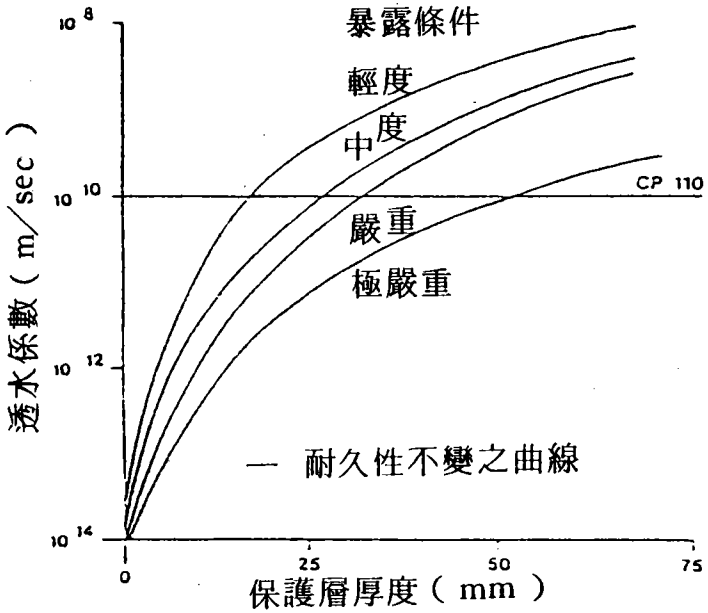
圖十九　碳鋼之S－N曲線



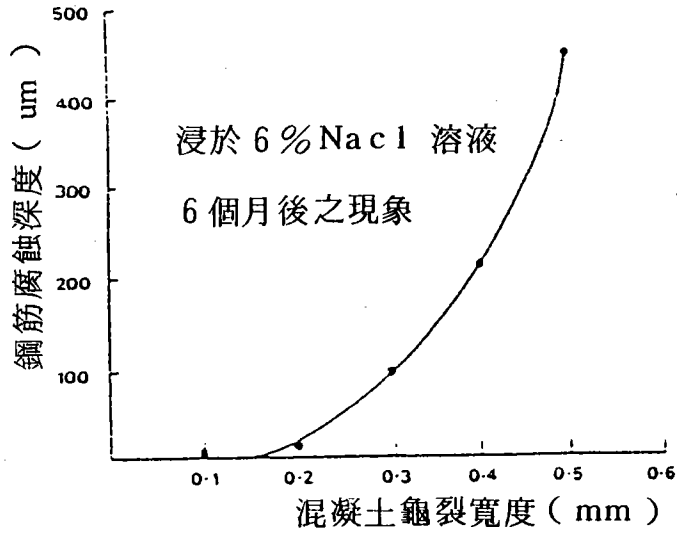
圖廿　410鋼在有無混凝土保護下之
S－N曲線透水係數（$\times 10^{-11}$ m／sec）



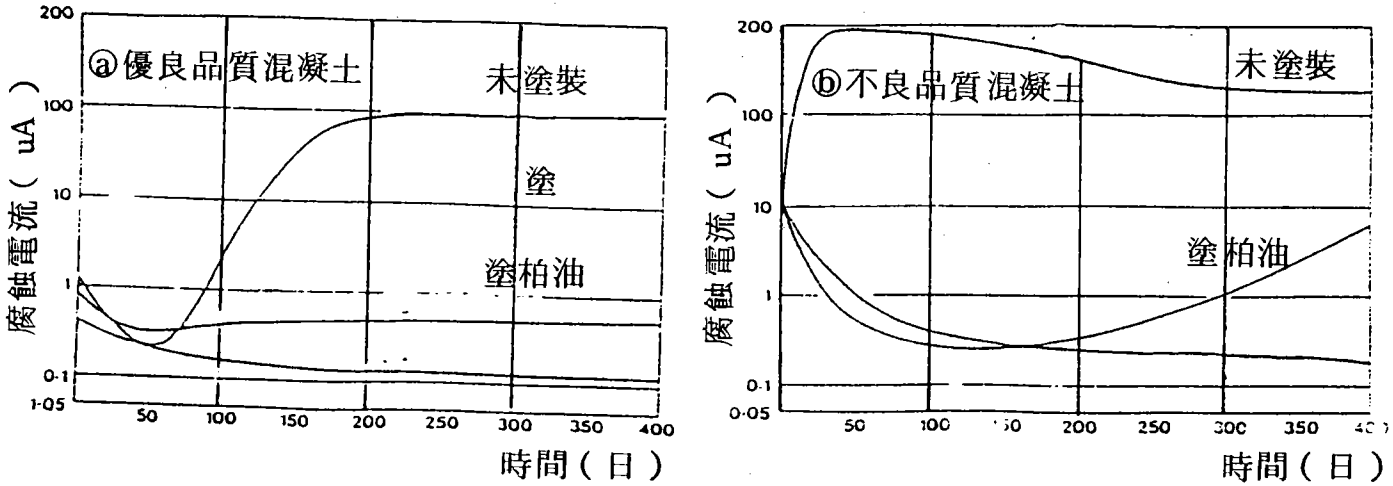
圖廿一　確保港灣RC結構物耐久之建議值



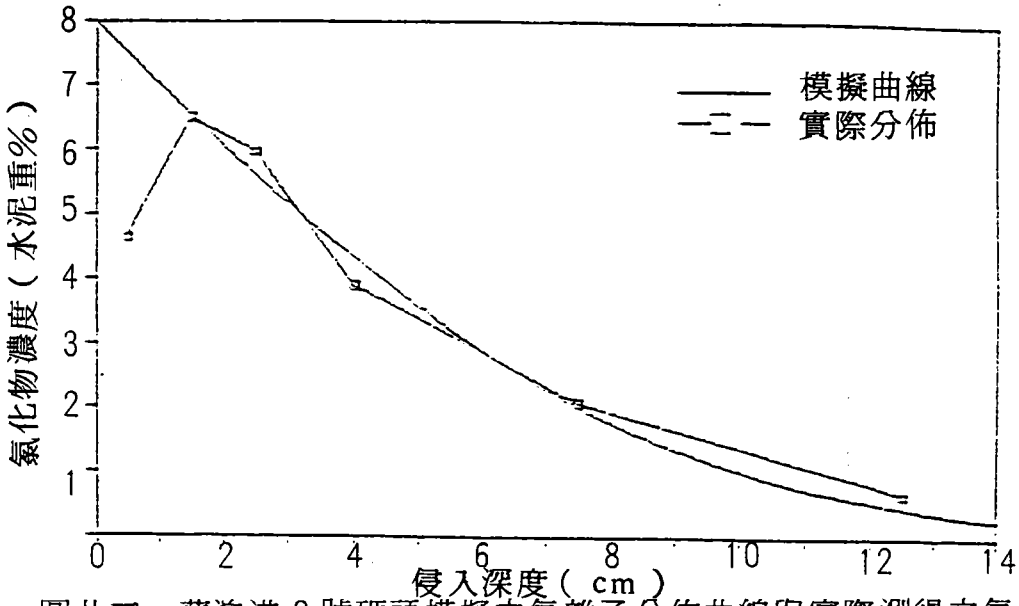
圖廿二　混凝土透水性，保護層厚度及曝露條件對耐久性可能之影響性



圖廿三　龜裂寬度與鋼筋腐蝕深度之關係

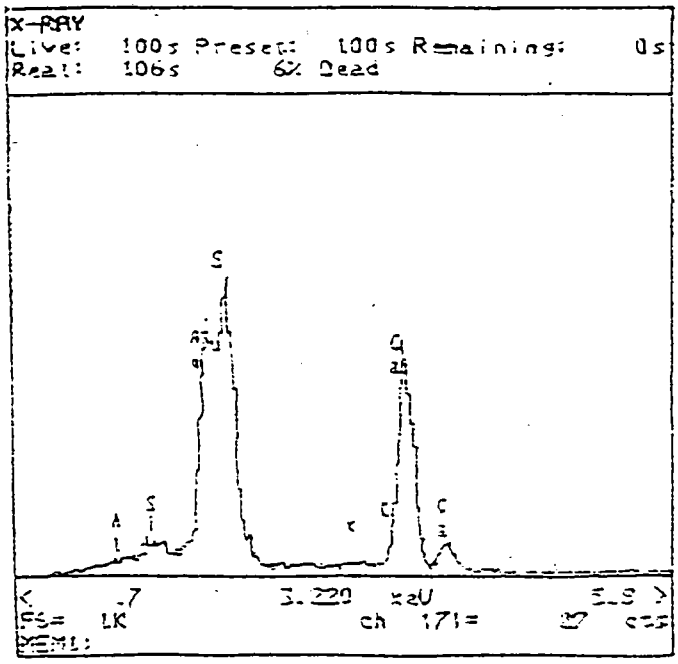


圖廿四　塗裝與混凝土品質對腐蝕速率之影響性

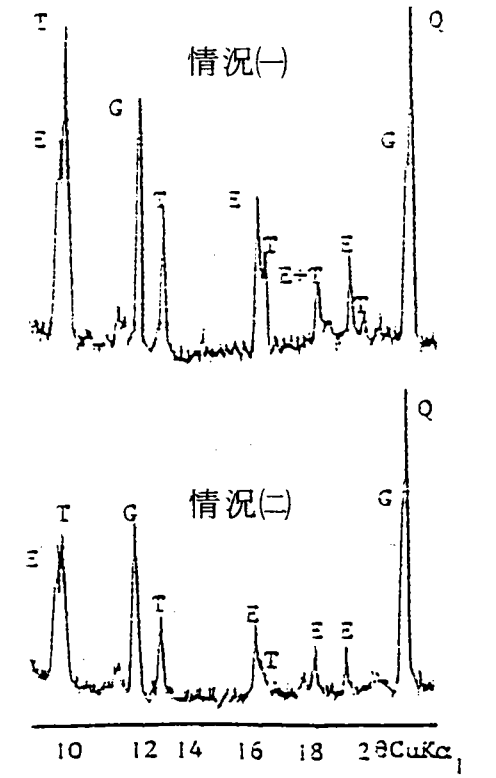


圖廿五　蘇澳港 2 號碼頭模擬之氯離子分佈曲線與實際測得之氯離子分佈曲線圖

圖廿六　SEM範例（基隆港W 14 號碼頭）



圖廿七　EDX 範例（基隆港W 14 號碼頭）



圖廿八　XRD範例

在部分遮蔽海岸以砂包疊築臨時圍堰施工報告

王阿金*

一、前　言

一般港灣之興建，其建址如非具有隱蔽之天然地形，必須築造巨大外廓堤防，作爲遮蔽泊地之設施。而興建防波堤之經費，常占建港費用極高之比率，所以中小型漁港，多數向沿海岸退縮浚挖泊地，碼頭岸壁建於水際邊線附近。若碼頭法線，定在水際邊線外之水中，施工時起重機當無法駛入操作，而且水深又不足工作船靠近作業之場所時碼頭基礎之施工，採用圍堰堵住周圍，以乾挖方式作業，當可節省巨額之工程費。在小型港灣工程建設中，類似情形爲配合施工之需要，圍堰之重要性，向爲從事河海工程施工人員之所共識。

圍堰雖屬工程施工需要之臨時設備，然其結構之優劣，對工程施工成敗有直接之影響。因此一般對圍堰之構造，安全性極爲重視。本報告介紹之圍堰，在興築位置、結構及周圍環境之條件，與一般略異，就興築位置言，多數建於水際線以上之陸地，鮮有從三至四公尺深之水下起築，而且在繞射波浪入侵之水域，又以砂包疊砌做爲兩側護坡之簡易構造，尚乏成例，在國內仍屬首創。

二、興築臨時圍堰地點之地理環境

本報告介紹之圍堰，使用於八斗子漁港二期工程之碼頭基礎開挖，及部份浚深泊地，前者靠近陸地，水深較淺，後者離岸較遠，因水深不同，

* 花蓮港務局土木課課長

圍堰結構互異，茲分別詳述於后。

八斗子漁港二期工程，港口朝北，建港前，外洋發生之強浪，均直接入射海岸，由於先期作業之外廓堤防，隨施工進度逐年擴大掩蔽泊地，至圍堰施工時，已無波浪直接入射現象，然尚有波浪繞射之情形。

本港南邊碼頭法線，設計在水際線外 10 至 15 公尺之水中，水深自 1.5 公尺至 4 公尺，海底起伏不規則，有 50 公分左右覆蓋層，而覆蓋層面又有 30 公分至 70 公分之孤石突露，下層岩盤，依鑽探資料得知爲黑色砂岩。

碼頭岸壁基礎設計深度爲－5.5 公尺。基礎開挖，因附近海底高低不平，且有孤石散布，水深不足挖泥船靠近作業，乃採用以圍堰堵住周圍，以乾挖方式施工。

碼頭長度（採用乾挖施工部份）共 360 公尺，靠近西防波堤段約 200 公尺，因獲防波堤之掩蔽，水面比較平穩，水深亦在 2.5 公尺以下。東側水域，防波堤尚未完成，外洋海面稍有起伏，即有侵入波，入侵次數頻繁。

沿岸陸地，從水際線向內陸，僅有數公尺之平坦海灘，即爲數公尺高的急陡崖崁，崁頂平坦，爲赤色土礫，富含泥質，易受水分液化。土質雖差，因施工環境受限，乃成爲圍堰砂包及填土之主要來源。

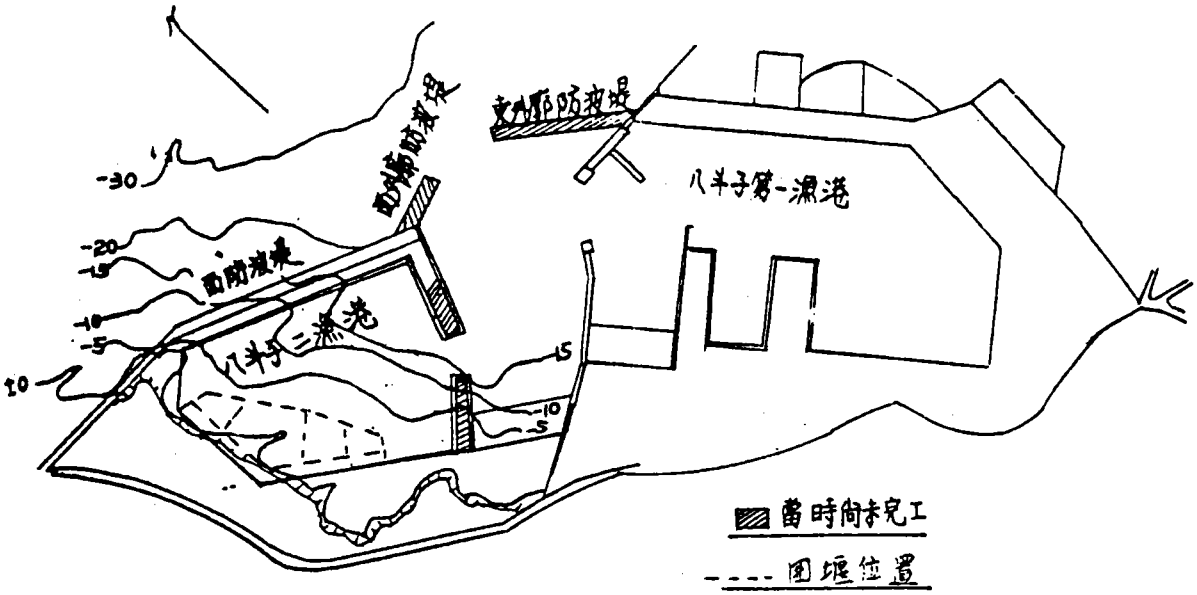
爲東側碼頭岸壁基礎施工所疊築之圍堰，與炸挖泊地所建圍堰，水深，受波浪入侵情形大致相同，所以本報告，取西側碼頭淺水部份，只有砂包疊築之圍堰，及泊地砂包中間填土之圍堰，兩處不同斷面分別說明。圍堰興築當時，港區佈置情形如圖－1。

三、疊築圍堰斷面之簡介與實際施工斷面之說明

1. 圍堰軀體以砂包夾舖塑膠布疊砌之構想

圍堰雖非永久性之構造物，然在主體工程施工期間中，必須具備足夠抵抗外力之要件，及防止漏水爲前提，對使用材料之選擇，施工方法之決定，都有密切的關聯。就工程成本而言，就地取材最爲經濟。然當地土壤含泥量過高，遇水隨即液化，不合用於圍堰填土，惟興築圍堰所需龐大土方，設若全由外地取運，必將影響工程成本，實非所宜

。爲補救當地土壤之差劣，乃考慮將當地之土壤，以太空袋裝包疊砌，作爲圍堰之斷面。早期水中構造物之施工，無不以砂包作爲圍堤，阻攔波浪，經多年施工觀察，略知砂包抗禦波浪之穩定性，較之混凝土方塊疊砌之擋水墻爲優。砂包砌墻，在多種施工法中比較有信心的一種。



圖－1　八斗子漁港平面佈置圖

花蓮港港區陸地，在標高－1公尺附近開始，下層均爲不透水之堅靭堅隔土，上層爲透水之砂礫，靠近港邊地下水位，隨潮汐之干滿而昇降，任何構造物基礎之施工，莫不爲此透水而傷腦筋，如花蓮區漁會大樓，建於東岸港邊，在水面以下部份之基礎、地樑、墻壁等施工，因透水量大，被迫採用鐵槽沉箱，始克完成。民國60年花蓮港二期擴建工程時，同樣受到透水之困擾，當時負責擴建工程之徐忠猷處長，想出由構造物周圍挖溝，深至不透水層，由此埋設塑膠布，試圖斷絕透水線，此試驗竟獲成功，後來四期擴建工程之沉箱渠興建，免除周圍打設鋼板樁遮斷滲水之老法，而採用埋設塑膠布之方法，施工中周圍墻壁，不見滴水滲漏，僅預備抽排雨水之小型抽水機。沉箱渠開挖

至－７公尺附近，適日本ＪＰＣ總工程司田畑先生前來參觀花蓮港，並看沉箱渠施工情形，見到渠外水面很高，而渠內毫無滲水。問及防水處理方法，獲悉埋設塑膠布後，一直稱讚確係近世工程之創舉。其後擴建工程處地下室亦利用此法施工。

本次圍堰之計畫斷面，以砂包夾舖塑膠布之構想，並無創新之處，實爲施工經驗之併湊而已。

2. 淺水處施工斷面

(1)斷面之釐定

計畫興築圍堰當初，對八斗子漁港潮汐變化未盡了解，惟在記憶中，基隆港平均水位爲 1.23 公尺，平均高潮位在＋ 1.5 公尺左右。參考基隆港之潮汐，及考慮繞射波，乃將圍堰高度定爲＋ 2.5 公尺。又圍堰施工，必須以端進法，從岸邊向海中推進，但圍堰在施工中及完工後，需要兼具施工道路之功能，考慮車輛行駛及重機械作業需要寬度，圍堰頂寬度定爲 4 公尺，兩側坡度，依砂包疊砌形式計算，約 1 ： 0.3 ，圍堰高度及底寬，隨海底起伏變化而各有差異。

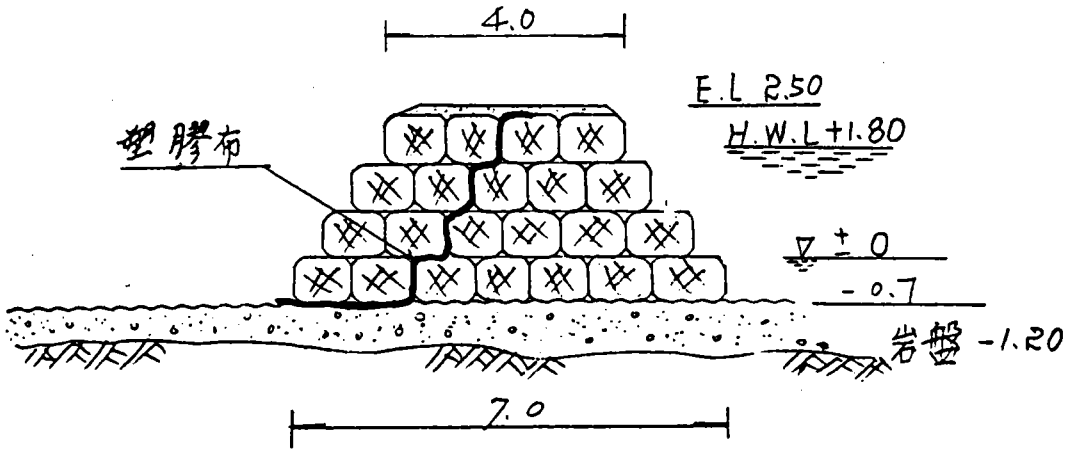
裝土太空袋，爲進口化學品之包裝尼龍袋，裝滿時約 1 公尺見方，袋高 0.8 公尺左右，每袋重量 1.3 噸左右，袋質韌而耐用，不易透水。

爲防止砂包砌縫之漏水，縱向砂包與砂包中間，從底部至圍堰頂，夾舖塑膠布一層。圍堰軀體以砂包疊砌，中間夾舖塑膠布取代止水墻之簡易構造，爲本工程之特徵，詳細斷面如圖－２。

此段海底深度，平均在標高－ 0.7 公尺附近，圍堰高度亦僅在三公尺左右，作業範圍水面可稱平穩，而圖示斷面似略覺超大，然所釐定施工斷面，端視工程施工需要而配合，並非經計算所得之經濟斷面。

(2)斷面之檢討

圍堰能承受颱風波浪之基本條件，每層砂包對入射波冲力不致滑動，及堤身之傾倒。圍堰築於岩盤上，對底基之支載力不予考慮。茲就現場之情況做下列之檢討：



圖－2

施工水域繞射波高以 1 m計算；

圍堰與繞射波入侵角度以 60 度計算；

圍堰高度 3.2 M（自－ 0.7 M至＋ 2.5 M）

用廣井公式計算波力；

$p = 1.5\,W\,h\,\sin^2\alpha = 1.5 \times 1.03 \times \sin^2 60° = 1.16\,T/m^2$

圍堰側面所受波力

$P = p\,A = 1.16 \times 3.2 = 3.71\ T/m^2$

砂包每層所受波力，自上至下以 P_1、P_2、P_3、P_4 表示並求各層波力。

$P_1 = 1.16 \times 0.8 = 0.88$

$P_2 = 1.16 \times 1.6 = 1.86$

$P_3 = 1.16 \times 2.4 = 2.78$

$P_4 = 1.16 \times 3.2 = 3.71$

砂包各層重量，自上至下以 W_1、W_2、W_3、W_4 表示並求各層重量。

$W_1 = (1.80 - 1.03) \times 4.0 \times 0.8 = 2.46$

$W_2 = (1.80 - 1.03) \times 5.0 \times 0.8 + 2.46 = 5.54$

$W_3 = (1.80 - 1.03) \times 6.0 \times 0.8 + 5.54 = 9.24$

$W_4 = (1.80 - 1.03) \times 7.0 \times 0.8 + 9.24 = 13.55$

各層水平砌縫滑動之檢核

砂包與砂包之磨擦係數 f = 0.6

$fw_1 = 0.6 \times 2.46 = 1.48 > P_1 = 0.88$

$fw_2 = 0.6 \times 5.54 = 3.32 > P_2 = 1.86$

$fw_3 = 0.6 \times 9.24 = 5.54 > P_3 = 2.78$

$fw_4 = 0.6 \times 13.55 = 8.13 > P_4 = 3.71$

如上計算，砂包各層水平砌縫之抗力，均大於波力，已事先考慮由砌縫滑動招致破堤因素，應屬安全。

圍堰傾倒之檢核

圍堰外側所受波力 P = 3.70 T／M

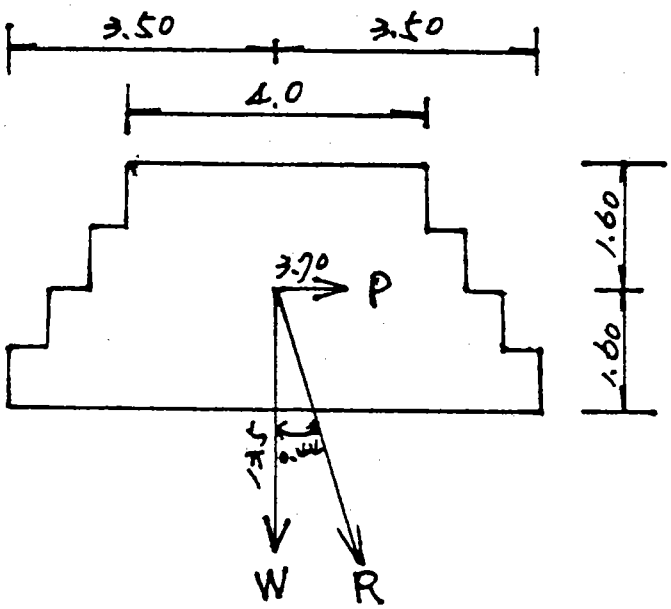
圍堰重量（減除浮力）= 13.5 T／M

圍堰高度 = 3.2 M

圍堰底寬 = 7.0 M

$$e = \frac{3.2}{2} \times \frac{3.70}{13.5} = 0.438 \fallingdotseq 0.44 < \frac{7}{2} = 3.50$$

如圖－3 P與W之合力R落在底基線以內，堤身之傾倒應屬安全。



圖－3

(3)施工過程

淺水段之圍堰，軀體全部以砂包疊砌，工程大致可分爲：底基整平、砂包裝袋、砂包疊砌三個工作項目。

(A)底基整平

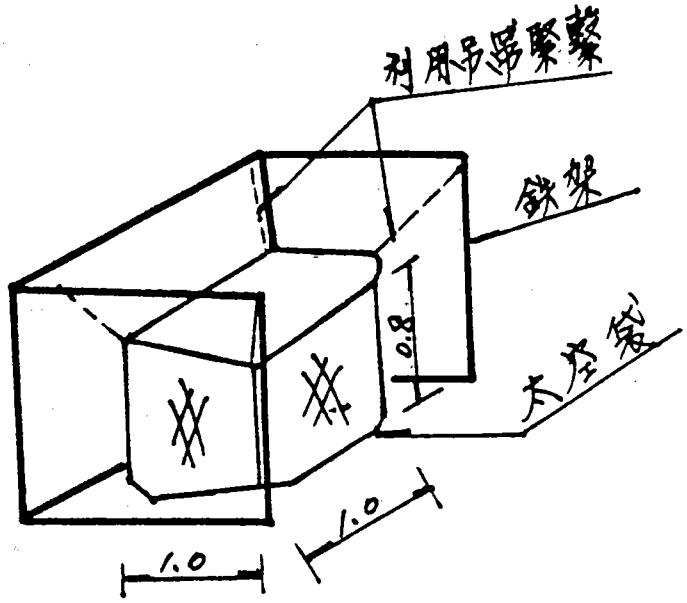
圍堰疊築位置，平常水深自 1.5 m至 2.0 m之間，海底又有覆蓋層，並有露面無數孤石，必須將孤石先清除，並在覆蓋層挖深約 20 cm左右之槽型，做爲疊砌砂包之基礎面。

整平作業，因水深超過怪手操作上限，務必與疊砌砂包同時施工。亦即從岸邊向海中疊築圍堰一小段後，怪手駛上圍堰頂，自堤頂清除孤石及整平，因怪手作業半徑有限，且在堤頂移動不易，因此整平工作甚難達到正確目標。常有突露孤石未完全清除之情形發生。本工程底基整平作業，因作業環境受限，且又怪手需要隨時配合吊排砂包，顧此失彼之情況下，成爲工作之缺失，對止水防漏之重大使命不無影響。

(B)太空袋裝包

裝袋之土礫，在港區背後高地採取，每袋重量均超過一噸，裝袋以怪手配合作業，先將袋口打開，袋口四邊拉緊固定於鐵架，用怪手裝土，裝滿後隨時封口，吊離架位堆放。太空袋裝滿封口，應緊密，其目的爲防止太空袋疊砌於水中後袋內土方液化，及堆放中受雨化浸潤。當地土質含泥量太高，雨後土壤濕潤，裝袋極感不易進行。裝袋作業雖然容易，然亦必須選擇土壤乾燥，而晴天方能順利作業，是故對工程進度不無影響。

太空袋種類多，採購時應選購耐用，品質較佳者爲宜。主體工程完成後，拆除圍堰，若太空袋能保持完整，可吊起轉移再使用，且可防範袋內土方流散沉積附近海底情形。拆除圍堰作業中，太空袋被撕破，袋內土方頓時散落海中沉積情形，相當嚴重。依此經驗在計畫築圍堰時，必須考慮，拆除作業中可能流散沉積土方數量，並預估處理沉積土方費用，一併列入圍堰成本計算，方能達到正確之估價。太空袋袋口拉開於鐵架裝土示意如圖－4。



圖－4

(C)太空包疊砌

由於施工場地之地理環境受限，疊築砂包必須以端進法疊排，且底基整平與砂包疊砌作業須同時以同一機械作業。因此自儲存場至工地之裝運工作，常有待工之空間。砂包疊砌，由兩端同時開始作業，共使用怪手三台，（儲存場砂包裝車一台，疊砌及整平作業兩端各處各一台），附有加力擋併裝車三台，疊砌砂包每處潛水工兩名、技工一名。每日每處平均可以完成 5 m，兩端合計完成 10 m。

砂包疊排，砂包與砂包必須靠緊，防止砌縫之漏水。又底基與砂包之接觸面，更需要緊密疊砌，方能有效防止漏水。使用 1 噸以上之砂包在水中疊砌，尚無施工前例，從業人員工作生疏，又對圍堰之止水防漏重大使命認識不夠，底基整平未予重視，而專心疊砌作業，造成施工之瑕疵，圍堰完成，抽水後發現砂包與底基接觸面多處嚴重漏水。

砂包疊砌，先由海側疊砌三層至水面，可供怪手駛上砂包頂作業，依此每完成 5 m，即貼舖塑膠布，隨即排放港側砂包夾壓塑膠布。

抽水後，發現圍堰軀體水平砌縫及垂直砌縫均無漏水現象，由此

得知，在砂包中間夾舖塑膠布作爲止水之構想，已獲得相當之績效。軀體雖然無漏水，但由底基流入水量頗大，雖經處理，在主體工程施工中，仍需使用 8 ″ 抽水機一台，配合積水情形隨時抽排。本段圍堰長 300 M，環圍面積約 3,000 M^2 ，從 2 M深水下起築圍堰，竟能抗制漏水至此少量，亦屬不易。本工程施工過程，因底基整平疏忽引起之漏水，爲本工程所得最好之教訓。

(4)實際施工斷面

本段之施工，係以砂包疊築圍堰之首次作業，從業人員對是項工作生疏，都能遵守指揮者之指示工作，所以實際施工斷面與原先計畫斷面相同。只是指揮者與工作人員，在作業中，遇到較強湧波，心生恐懼，爲穩固砂包著想，而將塑膠布背後，亦即海側之砂包，砂包與砂包，每層縱橫雙向，均以麻繩繫結，此爲計畫當初未予考慮之增加作業。

砂包排放後互相繫結與否，對其軀體之安全似無影響。後段深水處之圍堰，決定施工斷面之初，做過砂包疊排後個別穩定之計算。

3.颱風對圍堰之影響及防颱措施

主體工程趕工中，曾遇過強烈颱風過境，根據新聞報導，當時港口外波高竟達 8 M，圍堰位置處於隱蔽水域，附近海面起伏不大，然觀其入侵波浪，在風浪最強烈之際，幾乎每波都越過堤頂，流入圍堰內側工地，冲勢兇猛，浪花四濺，使人產生破堤之恐怖。

海面平靜後，檢視受冲情形，圍堰軀體仍保持完整，並無任何災害。

颱風接近本省之際，即依原先計畫，將抽水機拆除，任其水位上漲，及由堤頂越流而入之水量，作爲圍堰內側之抗力。在波浪對圍堰最激烈冲擊時，圍堰內水位幾乎與外海水位相等。圍堰內側與外側之壓力，近似達到平衡之位勢。此種措施，對圍堰之安全防護頗有幫助。

圍堰完成後之情形與主體工程施工概況照片 1.、2.、3.。

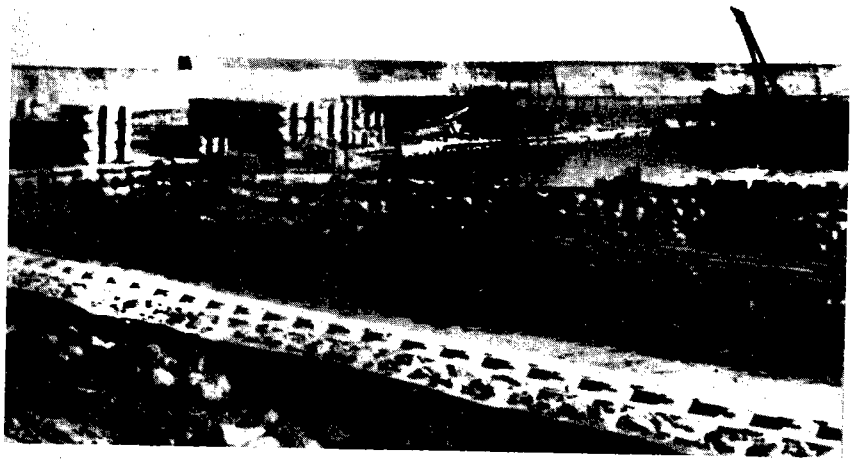
4.深水段之施工斷面

(1)斷面之釐定

深水段海底標高，平均－ 2.5 M左右，中間雖有深達－ 4 M之窪地，所佔比例不大，乃以－ 2.5 M作標準釐定施工斷面。本段作業範

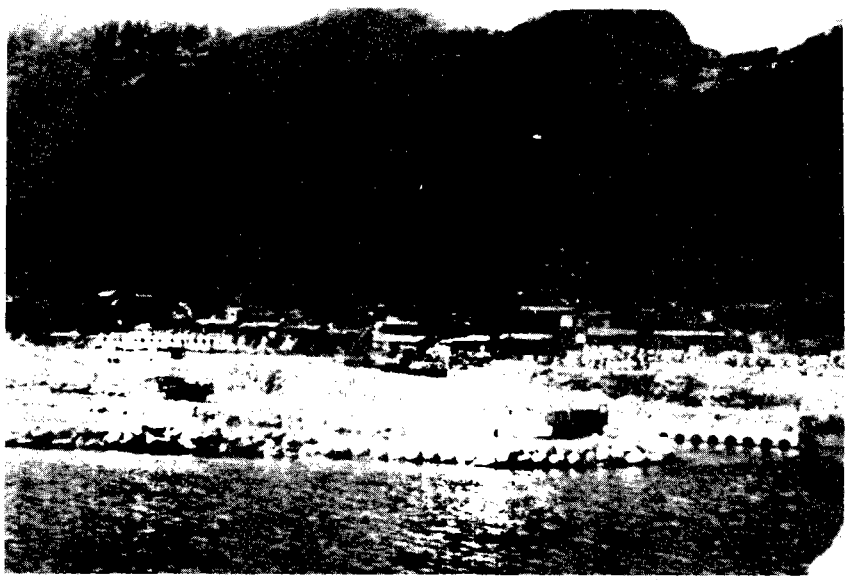
照片 1. ⇨

由陸地觀視圍堰及開挖情形



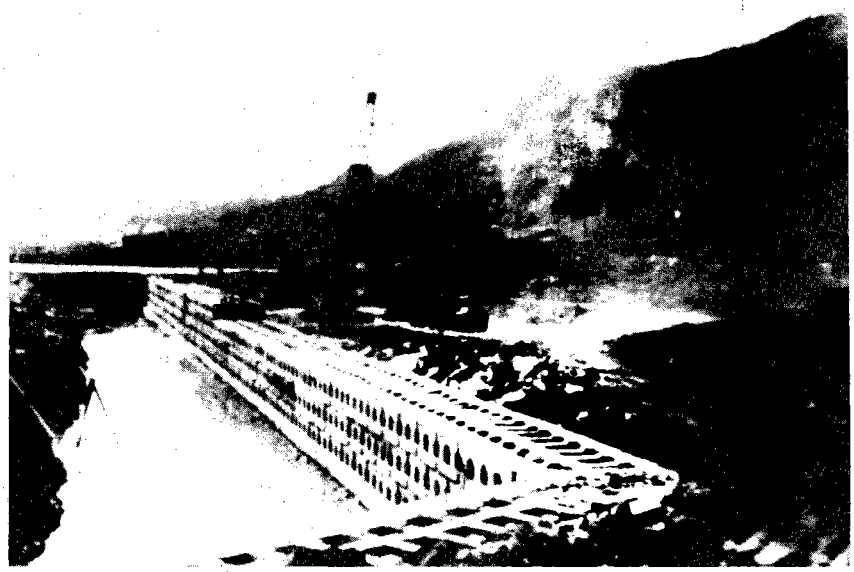
照片 2. ⇨

由海中觀視圍堰情形



照片 3. ⇨

基礎開挖完成後碼頭岸壁疊砌消波塊之情形。左側及前方爲圍堰。



圍大，施工期間較長，且作業附近海域，經常有繞射波入侵，海面不時起伏不穩，主體工程施工中，又在颱風及季節風吹襲期間，有可能遭遇造成災害之惡劣海象，對圍堰之安全性，更須重視。

設若圍堰斷面放大，對安全性當可提高，然工程成本亦隨斷面擴大而增加，實不經濟。惟本段圍堰仍需考慮重機械駛上堤頂作業，並供通行 12 m^3 裝之運土車，又不得不將斷面放大。經前段疊築砂包所得經驗，本段圍堰以砂包作爲兩側堤坡，內側沿砂包舖貼塑膠布，中間塡土。

兩側砂包除保護堤心塡土外，尙需考慮重機械作業中及行車震動所引起之裂塌，所以對兩側砂包之安全特別注重。

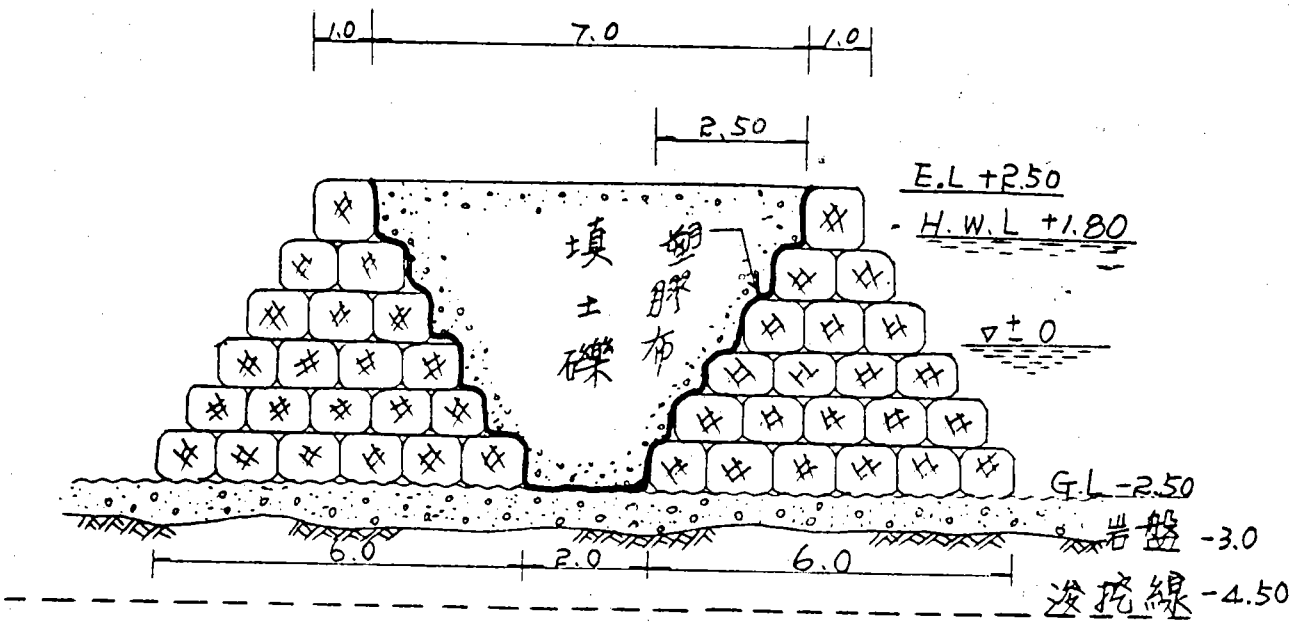
圍堰斷面擬定後，再估價圍堰築造成本，主體工程完工後拆除圍堰費用，泥土散落海中處理經費，檢討工作期間，比較以水中炸挖施工之成本，及工作期間。若以水中炸挖方式施工，無法在所訂施工期限內完成，且以乾挖方式作業，工程成本比較低廉。因此將一部份，－ 2.5 M以上範圍採用乾挖方式作業，從－ 2.5 M起築圍堰。圍堰高達 5 M以上，且平常水深均在 3.5 M至 4 M之間，僅以砂包疊砌作爲堤坡，實有令人恐懼之感覺，乃決定每層砂包，砂包與砂包縱橫雙向均以麻繩繫結，加強固定各層砂包，疊砌方式與前段相同。

所釐定施工斷面如圖－ 5 。

(2)斷面之檢核

圍堰完成後，堤頂除供大型怪手駛上作業外，施工中所需要行駛 12 m^3 裝之大型運土車，估計卡車滿載總重量 30 噸，堤頂均佈荷重以每m^2 4 噸核計。又僅取港側單邊砂包墻，計算所負壓力，亦卽在圍堰內之海水抽乾後，該墻外海之水壓，及圍堰本身臨海面之土壓，能否抵擋，依此做概略的計算。但颱風時圍堰內倒灌海水，足使內外水壓平衡。

A、海面平穩之正常情況



圖－5

主動土壓係數＝ $\tan^2(45-\frac{\phi}{2})=0.33$

填土安息角＝ 30°

磨擦係數＝ 0.5

海水比重＝ 1.03

水面以上單位土礫重量＝ 1.8 噸

水面以下濕潤土礫單位重量＝ 2.0 噸

堤頂均布荷重＝ 4.0 噸

就圖－6

$\triangle_0 = 4 \times 0.33 = 1.32$

$\triangle_1 = 1.80 \times 0.7 \times 0.33 = 0.42$

$\triangle_2 = (2.0 - 1.03) \times (1.80 + 2.50) \times 0.33 = 1.43$

$\triangle_w = 1.03 \times (1.80 + 2.50) = 4.43$

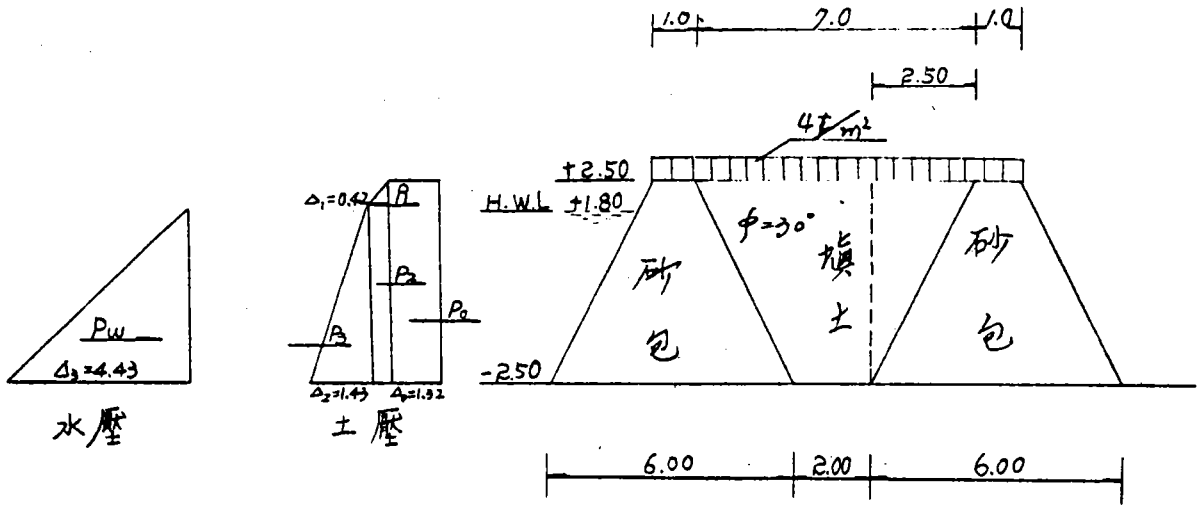
$P_A = P_0 + P_1 + P_2 + P_3 + P_W$

$= 1.32 \times 5 + \frac{1}{2} \times 0.42 \times 0.7 + 0.42 \times 4.3 + 1.43 \times 4.30 \times \frac{1}{2} + 4.43 \times 4.3 \times \frac{1}{2} = 21.15$

港側砂包墻及背載土重量

$(3.5+3.85)\times\frac{1}{2}\times 0.7\times 1.8+(3.85+6.0)\times\frac{1}{2}\times 4.3\times 2.0+4.0\times 3.5=61.0$

$$安全係數=\frac{61.0\times 0.5}{21.15}=1.44$$



圖－6

B、颱風時（波高1M，圍堰內灌滿海水）

$\triangle=(2.0-1.03)\times 5\times 0.33=1.67$

$\triangle_w=1.0\times 1.03=1.03$

$P_A=1.67\times 5\times\frac{1}{2}+1.03\times 1\times\frac{1}{2}\times 4.3=9.13$

港側砂包墻及背載土重量

$(3.5+6.0)\times\frac{1}{2}\times 5\times(2.0-1.03)=23.75$

$$安全係數=\frac{23.75\times 0.5}{9.13}=1.30$$

砂包每包重量之檢核

$$W_r=\frac{\gamma_r H^3}{K\triangle(S_r-1)^3\cot\alpha}=\frac{2.0(1)^3}{3.2(2-1)^3\frac{2.5}{5}}=1.25\ T$$

$W=(1)^2\times\pi/4\times 0.8\times 2.0=1.26>1.25$

砂包另加連結，安全無虞。

公式中K△＝拋石堤護面石光滑者之係數 3.2

S_r ＝護面石在水中單位重量

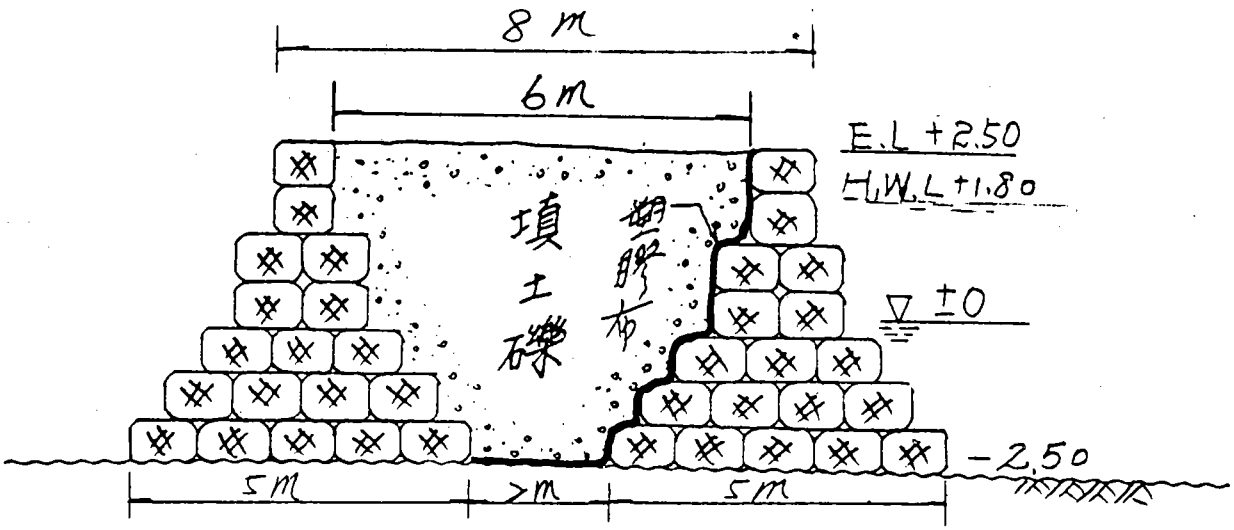
γ_r ＝護面石在空氣中單位重量

H ＝波高

$\cot\alpha$＝堤面坡度

(3)實際施工斷面

由於工作人員，在淺水段作業時，遇到深達 2 M之窪地，任由水下人員獨立作業，依其經驗處理，未料其將砂包疊砌方法及底部寬度竟予縮小，實際施工斷面如圖－7。此種斷面，雖然經過大小數次颱風，強浪之冲擊而未發生災害，對其安全性，究竟有幾分把握？茲按上面計算方法，作簡略的檢核。



圖－7

A、海面平穩之正常狀況

由圖－6 求得 P_A ＝ 21.15

就圖－8 港側砂包墻及背載土重量

$(3.0 + 3.28) \div 2 \times 0.7 \times 1.8 + (3.28 + 5.0) \div 2 \times 4.30 \times 2.0 + 4.0 \times 3.0 = 51.56$

$$安全係數 = \frac{51.56 \times 0.5}{21.15} = 1.22$$

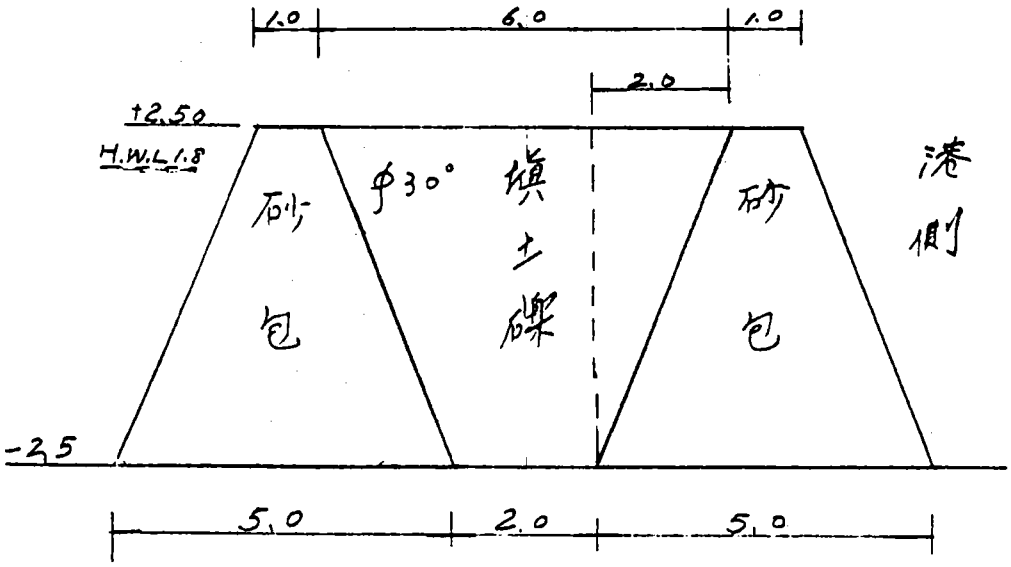
B、颱風時（波高 1 m，圍堰內灌滿海水）

港側砂包墻及背載土重量

$(3.0 + 5.0) \div 2 \times 5.0 \times (2.0 - 1.03) = 19.4$

由圖－6 求得 $P_A = 9.13$

$$安全係數 = \frac{19.4 \times 0.5}{9.13} = 1.06$$



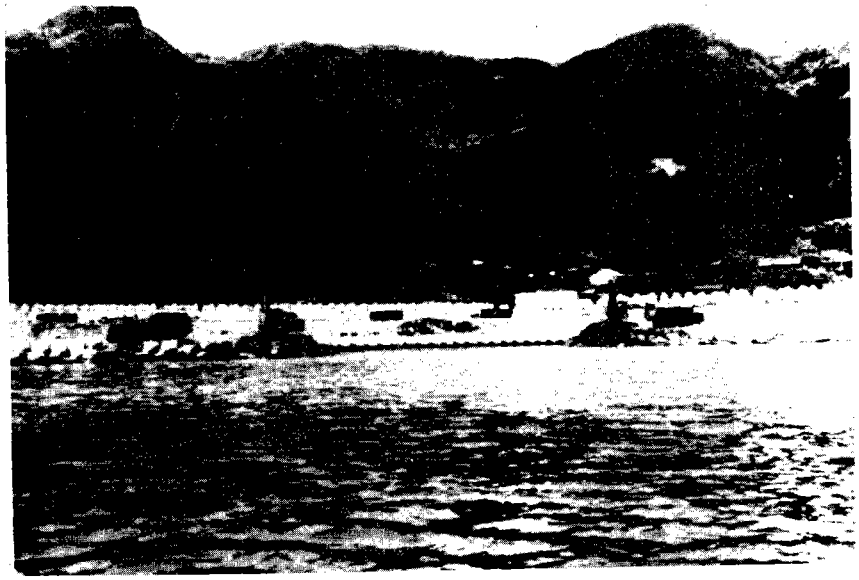
圖－8

颱風時安全係數僅爲 1.06 ，由此可以知道，颱風過境時，設若圍堰內側不予灌滿海水，內外壓力不平衡，勢將導致破堤之虞。如此僅憑施工經驗而違背計畫之舉動，雖然工程未受災害，並且減輕若干工程成本，惟在通盤工程安全而言，實非可以讚揚之行爲，只能作爲日後之參考。

本段圍堰及主體工程施工中所拍工程照片，如相片 4.～11.。

相片一 4.⇨

遙望圍堰疊築作業情形，由岸邊向海中延伸中。



⇦相片一 5.

由外海遙望圍堰疊築情形，由兩端向海中並進作業中。

相片一 6.⇨

已完成部份之圍堰軀體。

⇐相片一 7.
遙望圍堰施工情形，海側堤邊可以看到抽排圍堰內之水花。

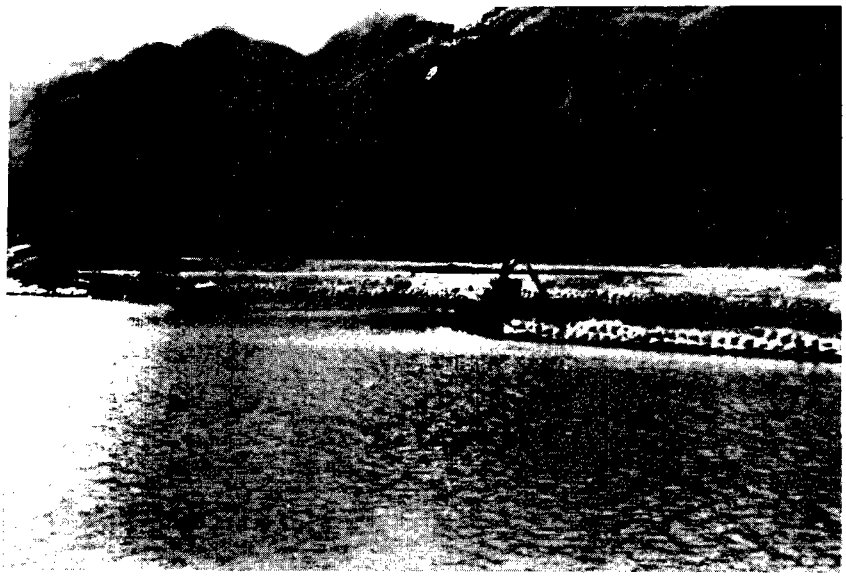
相片一 8.⇩　圍堰軀體側面近景

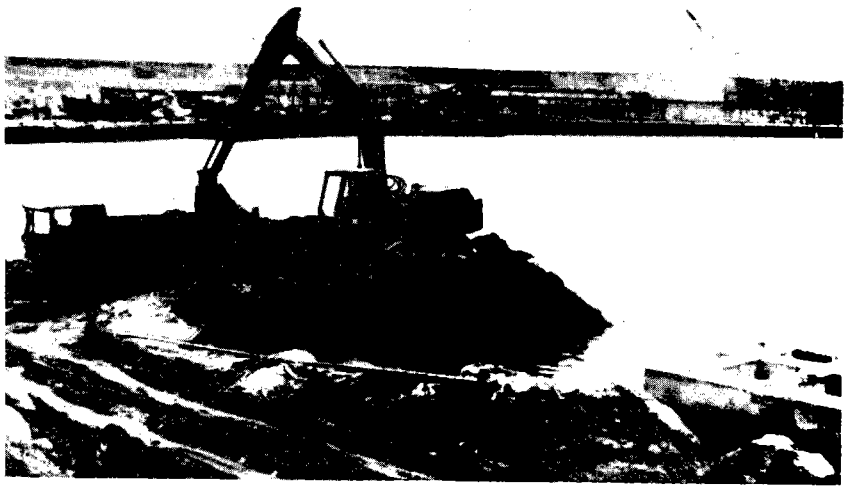
相片一 9.⇨

主體工程作業情形，可以看出原來海底起伏不平情形。

相片一 10.⇨

主體工程已完成，由中間向兩端退拆圍堰之情形。





⇦相片一 11.

退拆圍堰至岸邊末端。

四、爆震對圍堰之影響

泊地浚挖，採用乾挖方式施工，爲全部工程之一部份，標高－ 2.5 m 以下部份，仍需以水下炸挖方式施工。因工期緊迫，水下炸挖與乾挖，需要同時作業。施工水域海底，均爲黑色砂岩，必須先行爆破方能鏟挖。

爆破範圍，涵蓋浚挖水域全部海底，圍堰建址亦在爆破範圍之內。爲確保圍堰安全，自圍堰底基外緣起保留 10 M，劃分水下爆破界限。

圍堰內側乾挖部份之岩盤，因工地附近，整日有上百釣魚民衆，及捕撈漁民不斷作業，顧慮爆破飛石危及衆人，遂使用大型破碎機（古川1500型）及分裂機（小松 335 型）配合作業，對岩盤碎裂作用速度慢，產生震

動力輕微，對圍堰影響不大。

圍堰外之水中爆破作業，在爆破界限線附近，尚需炸深 2 m左右，因此一次爆破炸藥量定爲 45 Kg。每日施炸兩次，日復一日，相繼工作月餘。

經多次觀察引爆情形，炸藥爆發瞬間拱起水花，高達數公尺，同時淹沒圍堰，在附近圍堰上並有強力震動感。隨後檢查圍堰，未發現任何變化，反而在兩側砂包中間之塡土，受震動後，似有緊縮增加密度之現象。

在一處集中，瞬時引爆 45 Kg炸藥，事前雖作爆發產生之水平方向震動波控制措施，（採用具有反彈套環炸箱），然其爆炸威力，實在不能忽視。從事多年海底爆破經驗，一次引爆 45 Kg炸藥，對硬體構造物影響距離約在 30 m左右。而本次工程，爆破地點近在咫尺，而圍堰安全無恙，是否與砂包本身構造鬆軟有關，有待進一步研究。

五、結　語

主體工程施工中，海底岩盤結構，隨開挖深度，而逐次顯露，從此可以窺見岩層走向是接近水平之方向，但未遇斷層。得此優厚天然條件，所以在施工中，未見岩層漏水之情形。

在淺水段炸挖岸壁基礎時，發現陸地地下水，從岩盤上透流出來，可作爲附近岩盤岩層走向，接近水平方向而不透水的引證。

由此聯想，設若岩層走向下垂、斜垂，或遇到枯萎之珊瑚礁層，在開挖作業中，勢必遭遇嚴重漏水，造成排水之困難。

尤如砂層之透水，開挖中可能發生之流砂，又當如何處理？也是施工計畫不能忽視的。岩層走向及礁層，砂層等與透水之密切關聯，在施工前，尚屬未及思考之隱藏問題。

就此施工所得見識，一併報告，尚祈先進同仁指導。

八斗子漁港
外廓防波堤規劃設計及施工

張瑞欣* 詹政祥*

一、前　言

八斗子漁港位於本省北部基隆港東方約二公里處，三面環山，西北通海，水域深廣，係一天然良港。由於我國漁業多年來成長迅速，漁船數量逐年增多，船型亦漸加大，以致原有基隆正濱漁港碼頭長度、水深及泊地面積均不敷使用，而岸上陸地狹小更無法配合漁業增產所需加工、冷凍等大規模設施之擴建。又如遇颱風，擁進該漁港避風之漁船多達仟餘艘，漁港區無法容納，因此常侵入商港區，不但易發生撞船事件使漁船受損，且影響基隆港商船作業，致港務局屢有商、漁港分離之議。茲爲維持我國漁撈之高度成長率，配合經濟發展，提高漁民所得，減少天然災害及促進正濱漁港之遷移，政府乃決議興建八斗子漁港。

八斗子漁港興建工程分兩期實施，第一期工程自民國六十四年至六十八年，完成碼頭 1,750 公尺，泊地 19.5 公頃（內泊地 15.97 公頃，外泊地3.53 公頃），陸上用地 31.6 公頃；第二期工程自民國六十八年至七十七年六月，完成碼頭 1,500公尺，泊地 21.0 公頃（含內泊地 11.0 公頃，外泊地 10.0 公頃），陸上用地 12.5 公頃。目前八斗子漁港已成爲一等漁港，可紓緩颱風期間擁入基隆港之漁船，並可提供基隆地區漁船停泊、避風、補給、加油、加冰等作業使用，係一不可多得之良港。

二、工程規劃

台灣省漁業局早在民國五十七年即曾擬具甲、乙、丙三個不同之八斗子漁港興建方案，其中甲案爲商漁兼用港，乙案爲大型專用漁港，丙案爲

* 台灣漁業技術顧問社

小型專用漁港。俟經各有關單位研議採行乙案並略加修正，作爲興建八斗子漁港定條方案，詳如圖２－１。其計畫內容爲興建防波堤 1,400 公尺，碼頭 2,000 公尺，泊地面積 218,500 平方公尺，陸上用地 307,650 平方公尺。嗣後於民國六十年六月漁業局委請海外航業工程公司重新規劃八斗子漁港，該公司於民國六十一年七月提出八斗子漁港規劃方案如圖２－２。其計畫內容爲興建防波堤 1,758 公尺，碼頭 2,290 公尺，泊地面積276,600 平方公尺，陸上用地 294,000 平方公尺，工程分兩期進行。依據該規劃方案漁業局復於民國六十四年委託財團法人台灣漁業技術顧問社辦理八斗子漁港第一期工程細部設計工作，惟進行細部設計時經檢討其外廓防波堤配置後修正如下：

㈠東防波堤

因偏西方向之波浪受基隆嶼及和平島之阻擋對八斗子漁港不致構成威脅，而其恒風方向爲ＮＥ～ＮＮＥ，因此港內穩靜度以Ｎ～ＮＥ向之颱風及季風波浪爲考慮對象，在此種情況下，將堤頭向外移約30公尺，並使其堤線成一直線與Ｎ向垂直，如此對Ｎ以東之波向可產生較大之遮蔽面積。

㈡西防波堤

堤線方向大致與原佈置案平行，但堤頭折角部份向內移約25公尺，以減少其導波作用，增加港區之穩靜度。

經修正後之港區配置如圖２－３，漁業局並據以實施八斗子漁港第一期工程，自民國六十四年七月開始至民國六十九年六月爲止。當第一期工程趨於完工之際，漁業局又於民國六十七年五月再委託台灣漁業技術顧問社從事第二期工程之規劃設計工作，斯時由於漁業持續發展，漁船成長迅速，原海外航業工程公司所規劃之港區範圍已不足容納，故乃將八斗子漁港第二期工程之外廓防波堤向外海推移，並首先就港口位置規劃甲、乙兩案（如圖２－４，圖２－５）。甲案係選擇港址西側開口，與一期港口分開；乙案在東側開口，與一期港口同一處開口。此兩方案經由波浪折射圖及地理因素等分析比較，因甲方案之開口處，地形水深複雜，波浪海流較紊亂（如圖２－６，圖２－７），故不宜作爲港口，因此乃以乙案爲本，進行港區規劃。惟經水工模型試驗後却顯示港內穩靜度不佳，一、二期漁港間之消波地形成侵入波相互衝擊反射之地，波浪激盪不已，因而將其修正

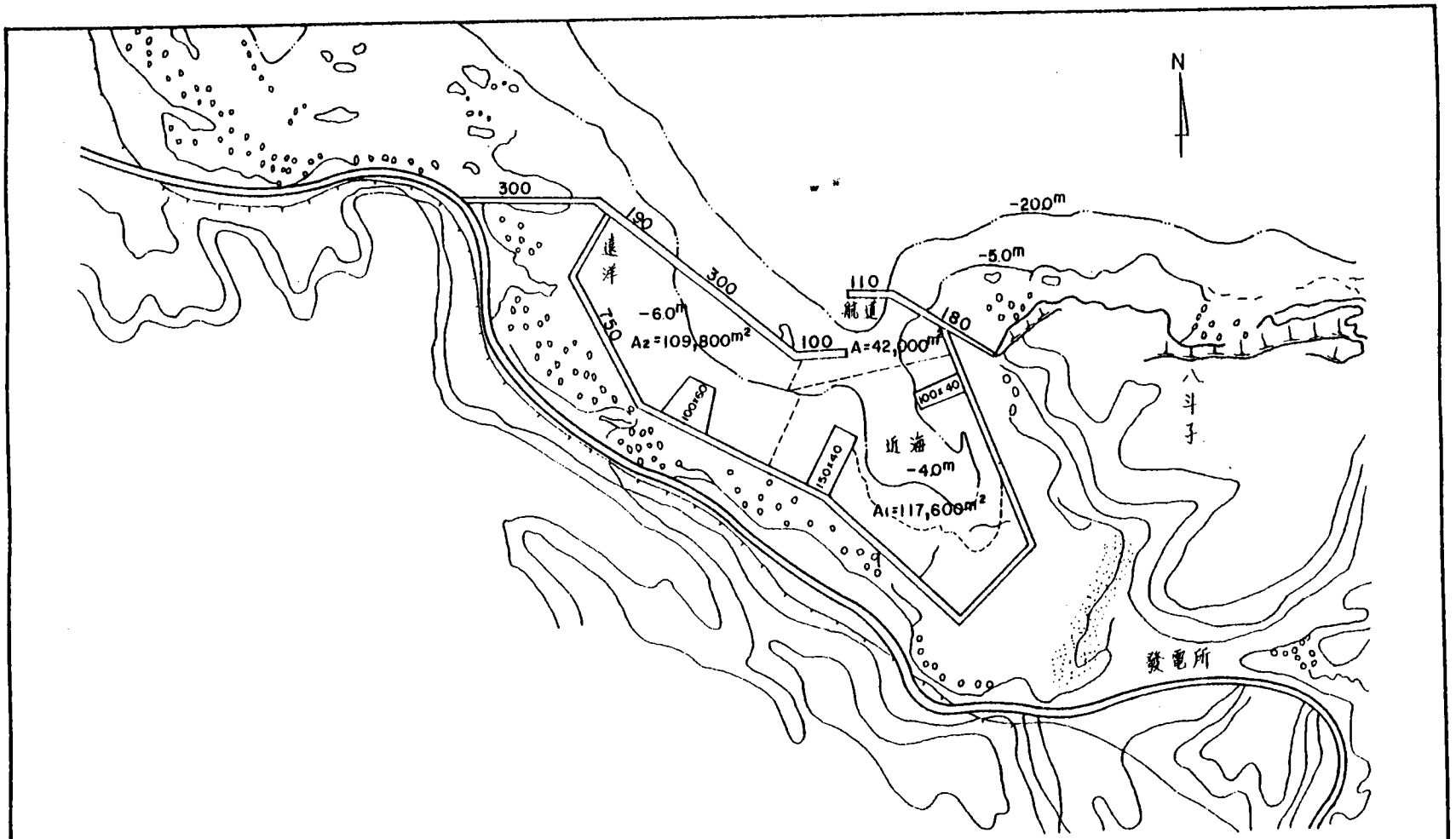


圖 2-1 八斗子漁港漁業局規劃方案 U=m

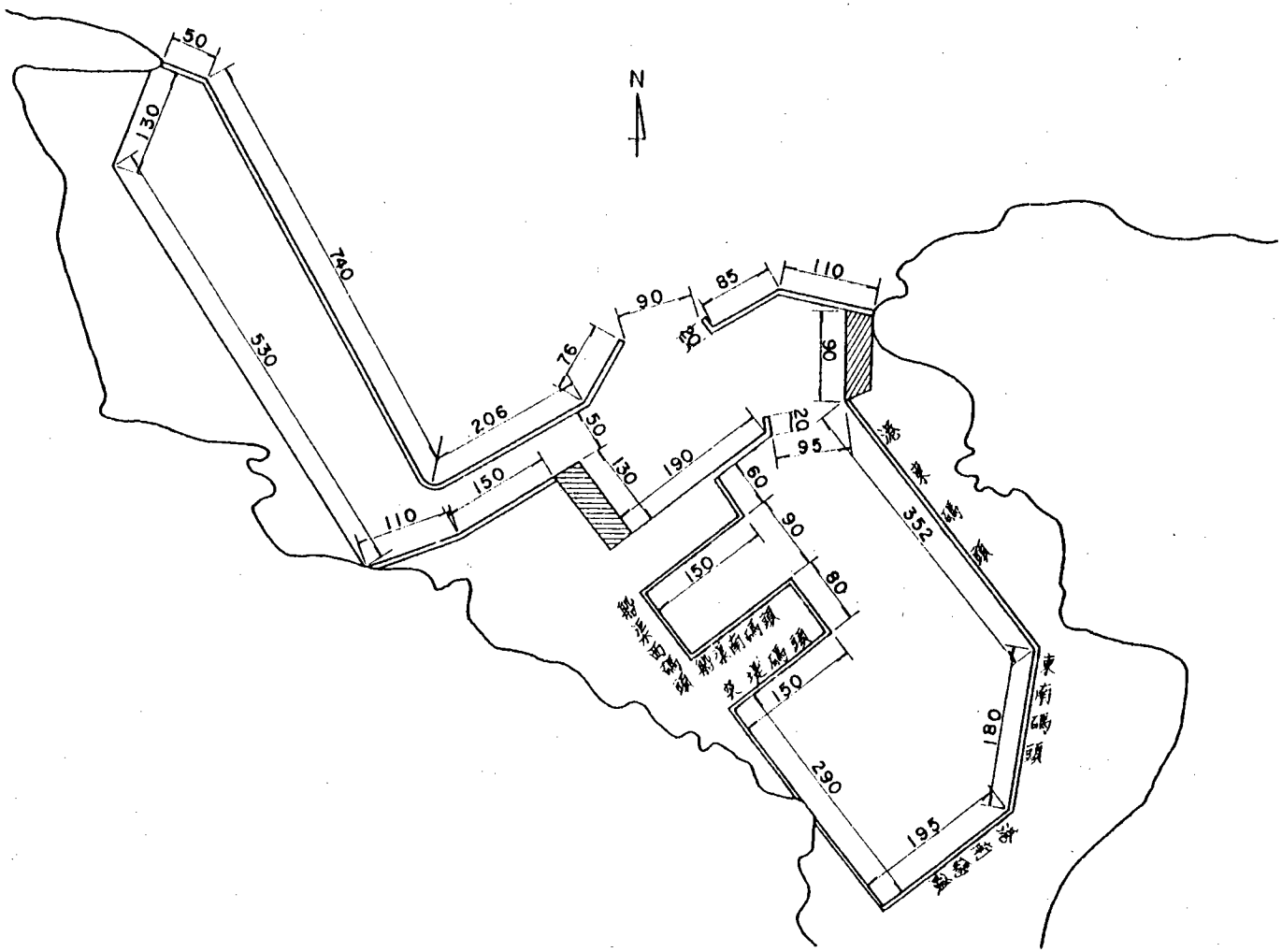


圖 2-2 八斗子漁港修正規劃方案 U=m

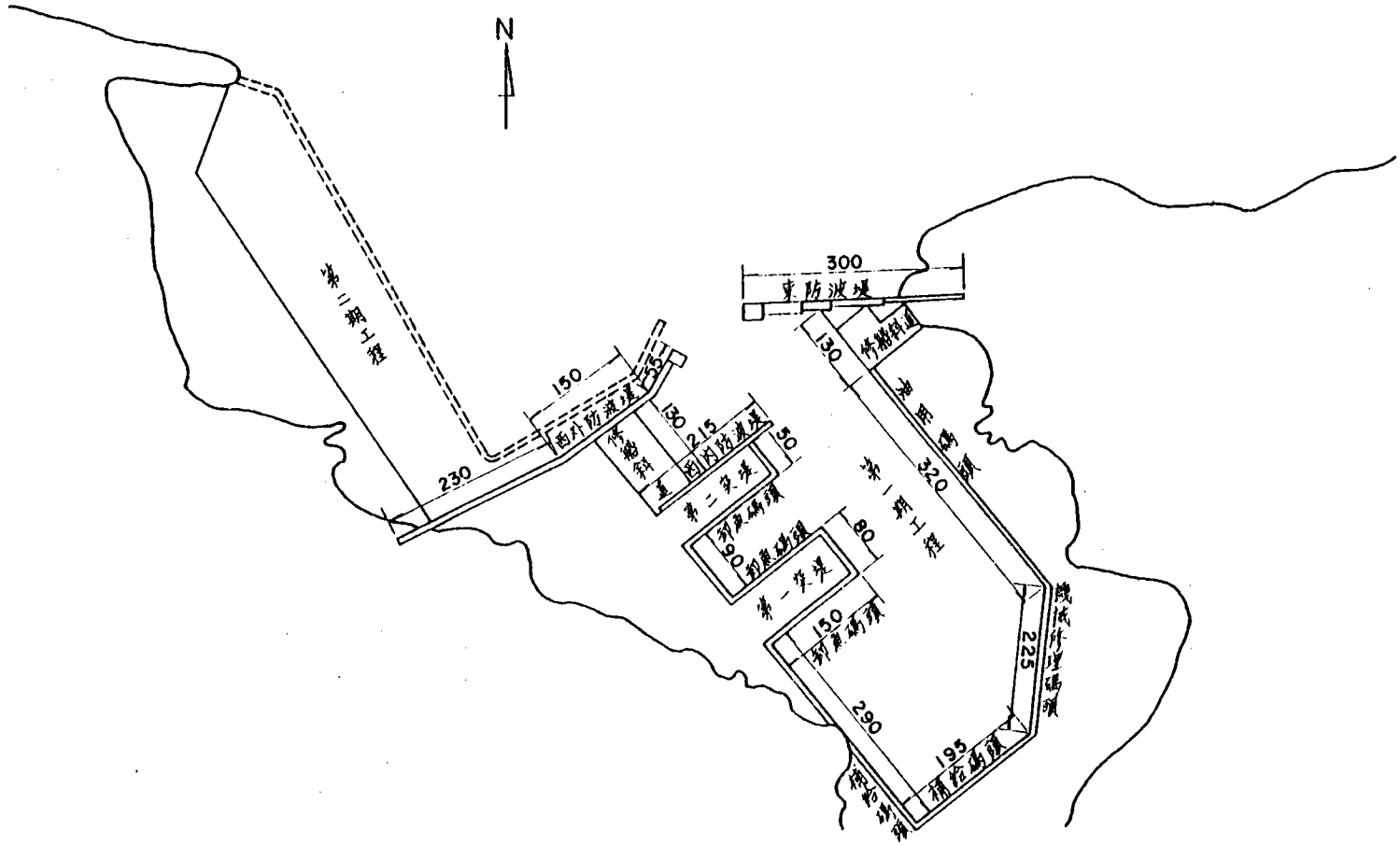


圖 2-3 八斗子漁港第一期工程定案方案 U=m

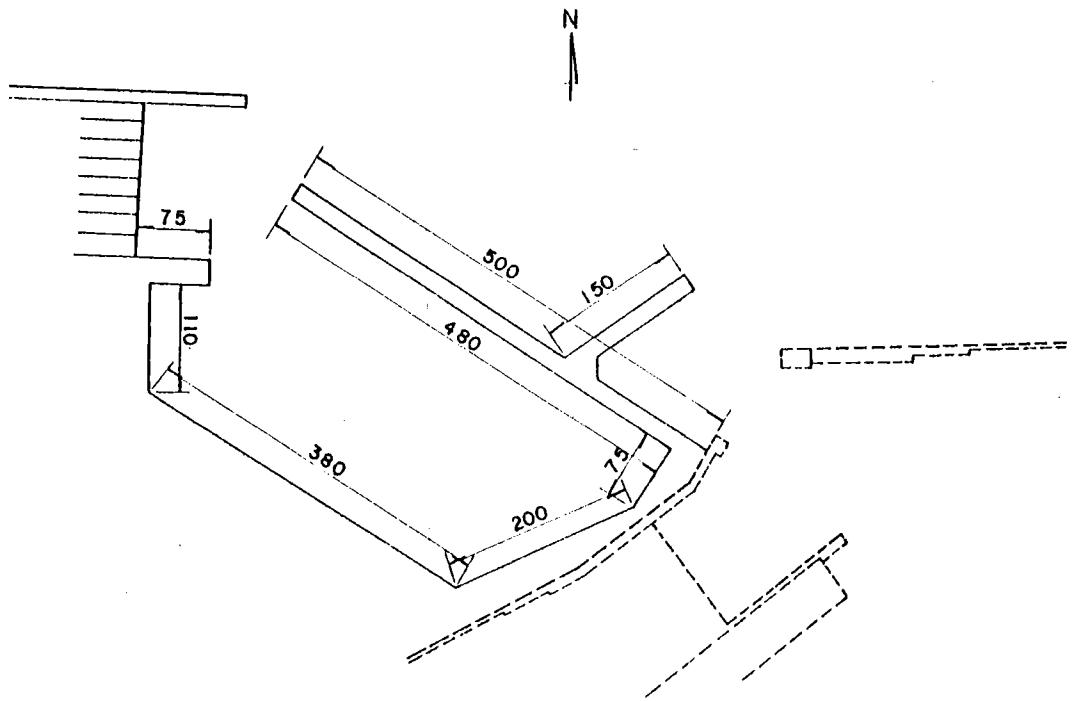


圖 2-4 八斗子漁港第二期工程規劃甲案

U=m

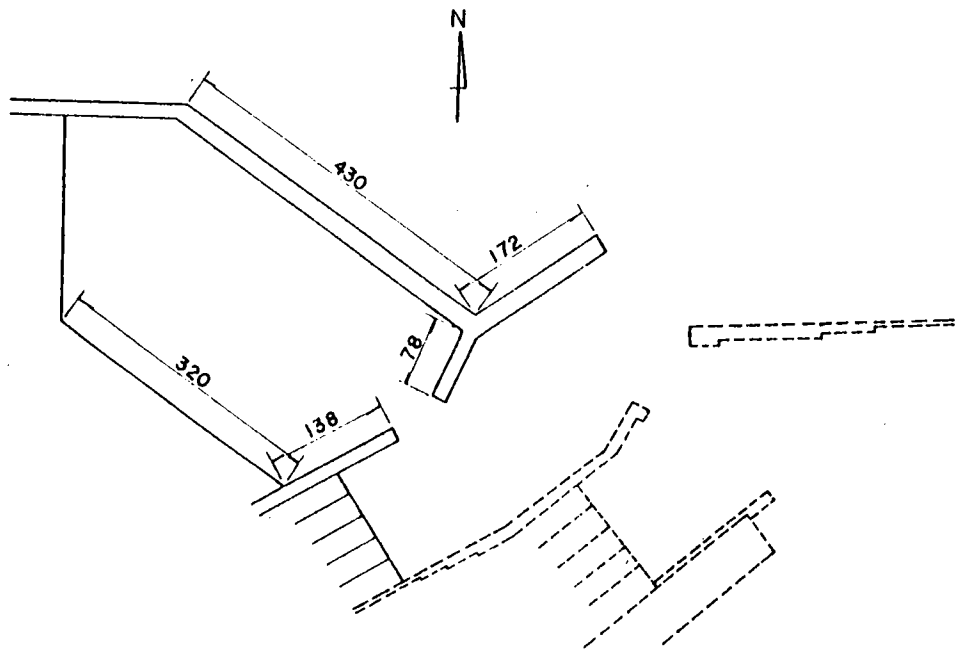


圖 2-5 八斗子漁港第二期工程規劃乙案

U = m

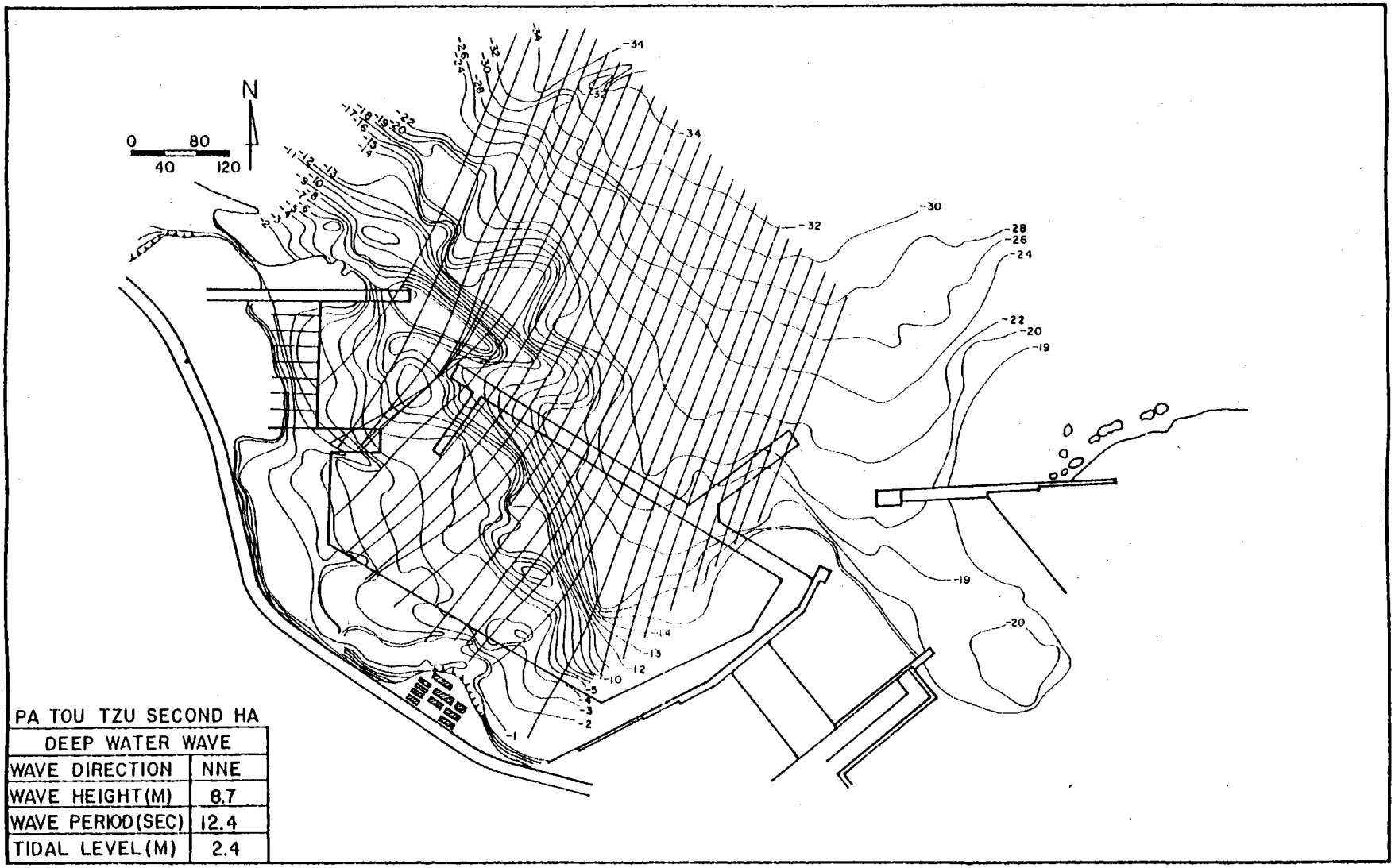
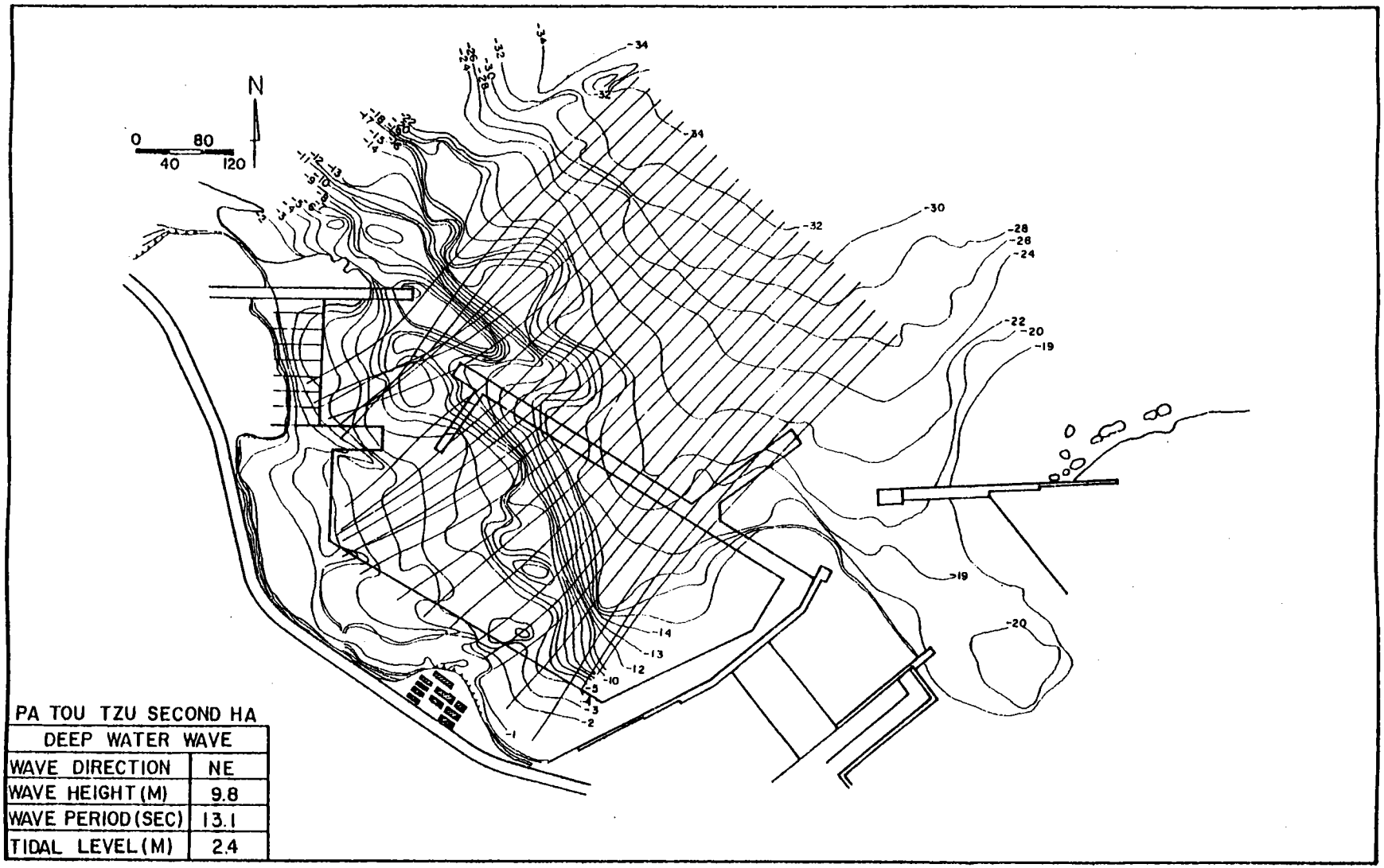


圖 2-6 甲案波浪折射圖(一) U=m



PA TOU TZU SECOND HA

DEEP WATER WAVE	
WAVE DIRECTION	NE
WAVE HEIGHT (M)	9.8
WAVE PERIOD (SEC)	13.1
TIDAL LEVEL (M)	2.4

圖 2-7 甲案波浪折射圖(二) U=m

如圖 2 － 8 ，是爲第一修正案。本案爲防止北向長驅直入之波浪，將第一期漁港之東防波堤堤頭向西北延長 45 m，港口內另加 2 道拋石碎波堤，長度分別爲 60 m 及 65 m。此案之港內波高已較原案爲低，但由於部份自西北防波堤越波之波浪溢入港池內撓亂港內水域，同時自港口繞射侵入港內之波浪能量仍然不少，致使港內穩靜度無法達到理想，僅有局部地區在容許穩靜範圍內。

第一修正案由於防波堤位置附近之海岸坡度陡急，且西北防波堤中間以東部份正處碎波帶內，當波浪作用於混成堤時產生跳波，造成大量海水越過堤頂落至港池擾亂水面。爲解決此一現象如將防波堤內移，則泊地不敷使用，故將之外移並修正如圖 2 － 9 ，是爲第二修正案。由模型試驗測定結果顯示第一道內防波堤港口縮小，曳船道前之波高大爲減衰，但第二道內防波堤爲航行需要較爲放寬，導致波浪易於侵入泊地。泊地西北側水域較穩靜，但西南側波高則較大，泊地之穩靜度雖較第一修正案良好，但仍未達要求。

第二修正案之泊地穩靜未能達到要求，故再次加以修正如圖 2 －10，是爲第三修正案。其係將西北防波堤拉直，修正不必要之折彎，使防波堤外之波浪不致因反射互相交叉使港口產生三角波，同時減少越波，泊地北端V型隅角拉直減少銳角，使波浪不致在此部份激盪。第一期漁港內因開闢小型漁船泊地另於東堤內側加一突堤，長 120 公尺。水工試驗結果顯示，本案較第二修正案越波量略爲減少，港內波高也略爲減低，除東南端岸壁波高較大外，其餘泊地在颱風浪下港內波浪約爲70公分左右，較允許值 50 公分略高，而一期港區內較之二期港區爲穩靜均在 60 公分以下。

茲因第三修正案尚未臻理想，故再次進行第四次修正，將西北防波堤之堤頭向東北向偏折，並將堤頂加高至ＥＬ＋ 12.5 公尺，且將堤寬加寬，俾使越堤之波浪有充分之距離流至排水溝而不致影響泊地。另於東防波堤外側向西北方向延伸 200 公尺長新防波堤，內港口縮小至94公尺，如圖 2－11。此一佈置之試驗結果顯示在二期港池內防波堤內側岸壁以及西隅之遮蔽效果相當理想，但南岸壁中段之波高仍嫌稍大，惟較之以前各案已有相當之改進。至一期漁港區內除突堤以西至原港口範圍內遮蔽係數越過容許值以外，突堤以東之泊地其穩靜度均合乎要求，此案對一期漁港泊地

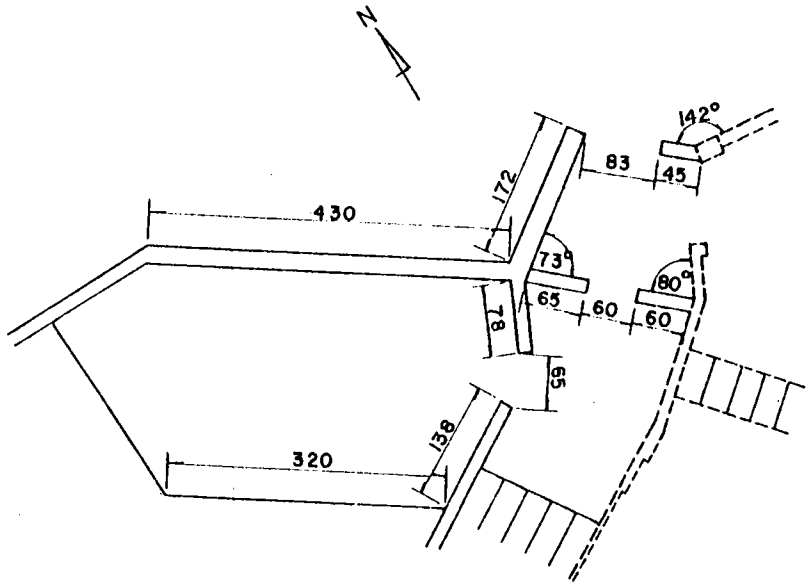


圖 2-8 第一修正案 U=m

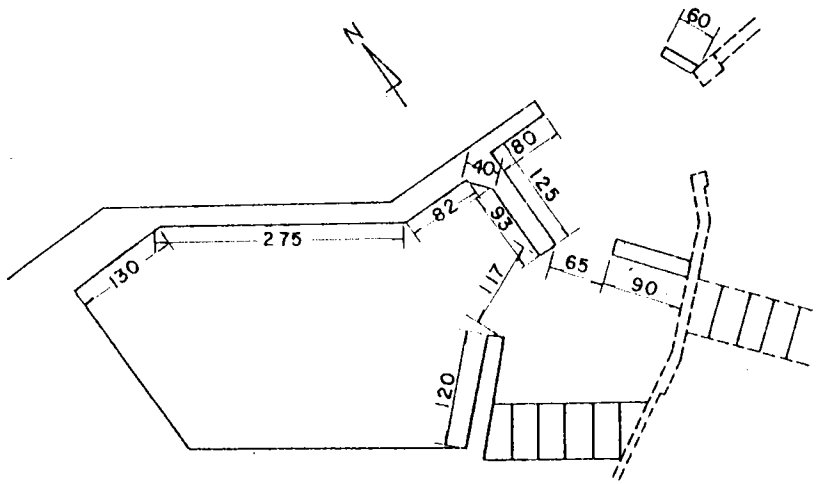


圖 2-9 第二修正案 U=m

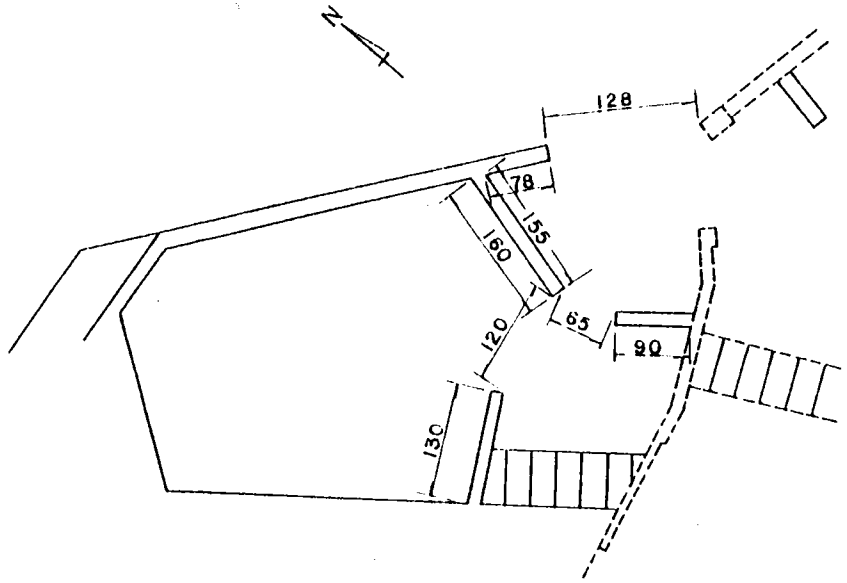


圖 2-10 第三修正案 U=m

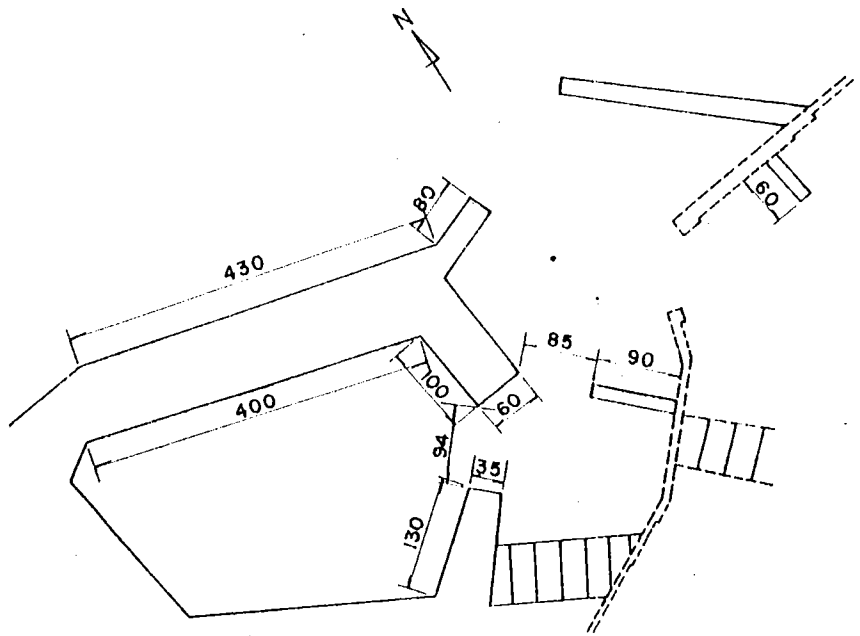


圖2-11 第四修正案 U=m

穩靜度有顯著之改進，而對二期漁港之改善較不明顯。

第四修正案在一、二期港口之波浪由於受內防波堤及突堤等結構反射作用，波浪能量如不設法予以消殺則非但影響二期港池安寧且增加船隻進港操船之困難。經修正將90公尺內突堤取消，至於內堤則全部拋放 1 ： 3 坡度之消波塊以緩和反射波。二期漁港突堤開口寬度亦予以縮小至60公尺，如圖 2 － 12，是爲第五修正案。經修正後港內波高顯著改善，除部份區域在 50 公分左右外，其餘均小於 30 公分。

依據水工模型試驗結果將八斗子漁港區規劃佈置如圖 2 － 13。

此後民國六十八年十月基隆港務局因規劃八尺門第二港口，其港區範圍與八斗子漁港第二期工程西外廓防波堤線重疊，幾經協調，漁業局同意將西防波堤堤線向內退縮，如圖 2 － 14，經比較西防波堤堤線內縮後之兩種佈置方案，其港內穩靜度在水工模型試驗中雖相似，但後者由於防波堤堤線內移，堤頭折角變大，波浪易於集中，且東防波堤配合港口修正而南移，減少了外消波水域面積，船隻航行顯然較圖 2 － 12案不利，如能維持原堤線佈置較佳，故在基隆八尺門第二港口計畫取消後，八斗子漁港二期工程外廓防波堤恢復原堤線，至此八斗子漁港規劃外廓工程規劃總算定案。

三、工程設計

八斗子漁港興建工程係分兩期施工，而第一期工程之外廓防波堤相當於第二期工程完工時之內防波堤，且其堤址水深較淺，堤體受力較二期工程防波堤明顯趨小，其防波堤採一般傳統沉箱堤斷面設計，並無特殊之處，此處不再贅述。至第二期工程之外廓防波堤堤址水深大於20公尺，且海底坡降陡峻，堤前最大波高達 16.4 公尺，而一般漁港港區範圍狹窄，不容許外廓堤防大量越波，如依傳統沉箱堤斷面設計，堤頂高至少須達 EL ＋ 14.0 公尺以上，而沉箱斷面寬更需達 35 公尺，以當時之施工水準而言，要製作35公尺寬之沉箱，在施工碼頭、場地及施工浮台皆有困難，故幾經研議後採日本九洲大學井島武士博士建議，用開孔沉箱堤。一面可減低堤體所受波力，減少越波量，降低堤頂高，縮小沉箱尺寸；一面可減少消波塊使用量，節省工程費。

開孔沉箱消波原理係利用入射波浪進入消波艙內之水面變動與開孔牆

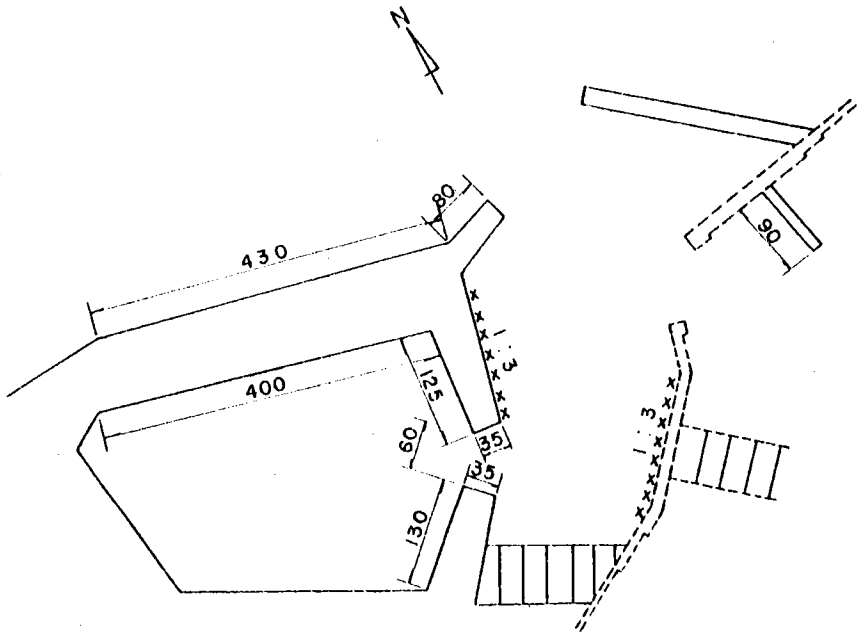


圖 2-12 第五修正案 U=m

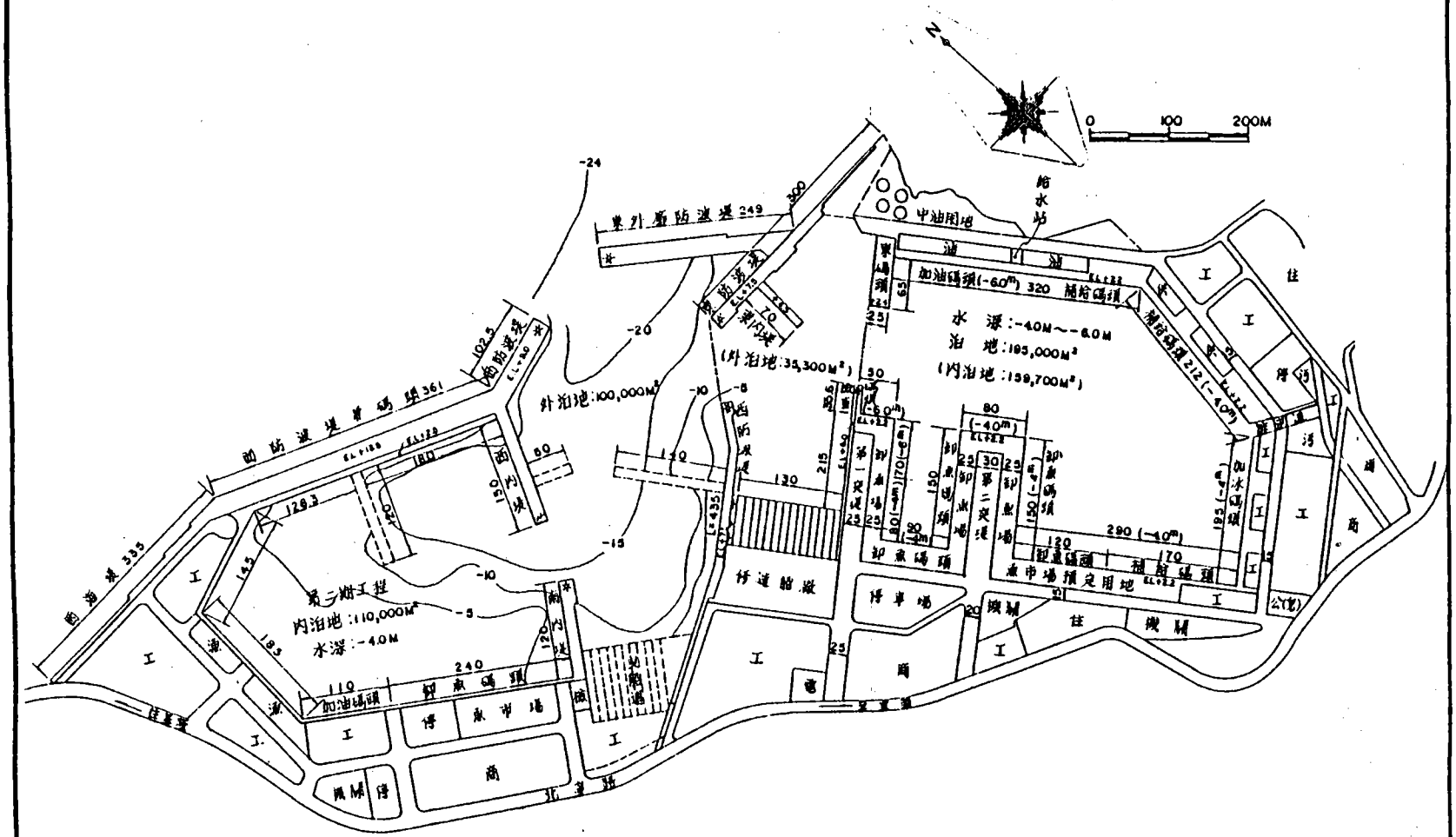


圖 2.-13 八斗子漁港平面佈置圖 U=m

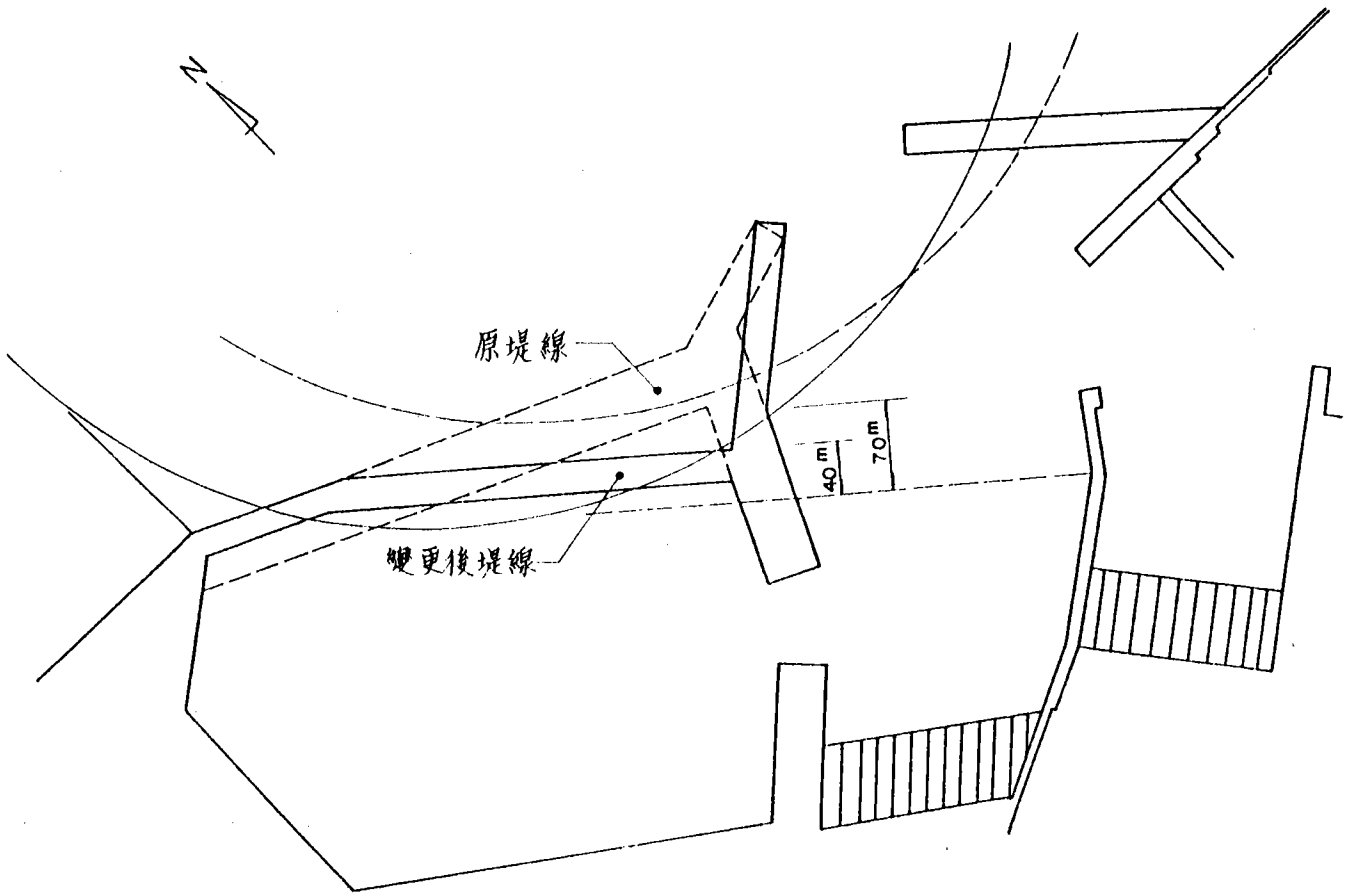


圖 2-14 西外廓防波堤堤線變更位置圖

前面之水面變動所引起之開孔牆內外水位差異產生噴流作用將波能消殺，以降低波高。另外藉開孔牆與消波艙之設計可將來襲波浪能量分散並促使波力峯值產生位相差以消減波力。圖3－1及圖3－2即是一種傳統無開孔壁及一開孔壁之波力消減與波力峯值延滯發生比較情形。另據九洲大學從事八斗子漁港第二期工程外廓防波堤斷面水工模型試驗顯示開孔沉箱堤與傳統無開孔沉箱堤其堤體所受波壓力比值約為0.66～0.85之間，如圖3－3。

本工程當初設計採用另一可縮小沉箱尺寸之構想係設法增加沉箱與基礎拋石間之摩擦力，即設法提高其摩擦係數值。一般混凝土構造面與拋石間之摩擦係數採用$\mu=0.6$，惟摩擦係數之大小可能因沉箱底接觸面之形態、基礎石料性質、粒徑大小及施工方法而異，在設計時應就相應之條件選擇適宜之摩擦係數方合理。惟究竟在何種條件下應用多大之摩擦係數，並無充份資料可資參考。故本社於民國六十六年在從事台東縣新港漁港擴建工程經研究改良各種沉箱底與拋石接觸面型式，並以1／25模型比尺從事試驗，發現曲折波浪型底版施工簡單且其與拋石間之摩擦係數較佳，其值可達0.8。經於民國67年採用於新港漁港外廓防波堤工程，設計採用μ值即取0.8，藉以縮小堤體寬度，施工完成至今歷經多次颱風侵襲，情況良好。八斗子漁港外廓防波堤因堤址水深達20多公尺，考慮施工條件及潛水伕潛水能力，將其摩擦係數酌予降低採用$\mu=0.75$。

依上述八斗子漁港第二期工程外廓防波堤初步設計擬採用開孔沉箱及波浪型底版，總計可縮減斷面為原傳統沉箱堤之0.68倍，其設計斷面如圖3－4。

民國七十年當八斗子漁港第二期工程預備進行開孔沉箱之製作時，施工單位以開孔沉箱施工、拖放皆甚困難，無法如期完工，要求業主將其變更為傳統沉箱堤以適應趕工需要，因而在工程進度掛帥原則下，將研究、試驗多時之開孔沉箱堤設計擱置，重新依傳統沉箱堤設計如圖3－5。

此後一直至民國七十四年進行東外廓防波堤堤頭段設計時，因東外廓防波堤堤內側不似西外廓防波堤有兼碼頭重量輔助抵抗波力，故往年使用之25 m沉箱斷面不足需予加大，惟限於原有製作沉箱之浮台尺寸難以改造，故乃又興起設計開孔沉箱堤之議，此時恰好花蓮港擴建工程之外廓防波

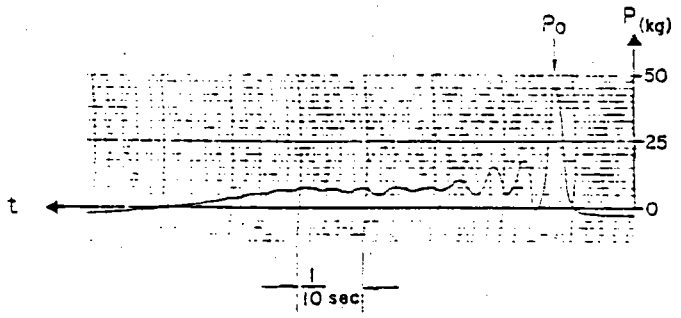


圖 3-1 無開孔壁體之衝擊碎波壓力測定值

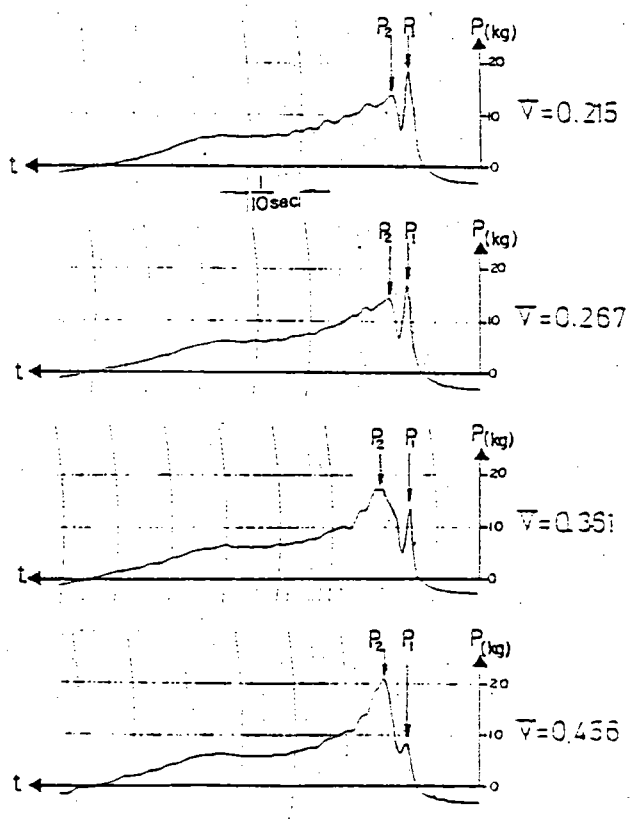
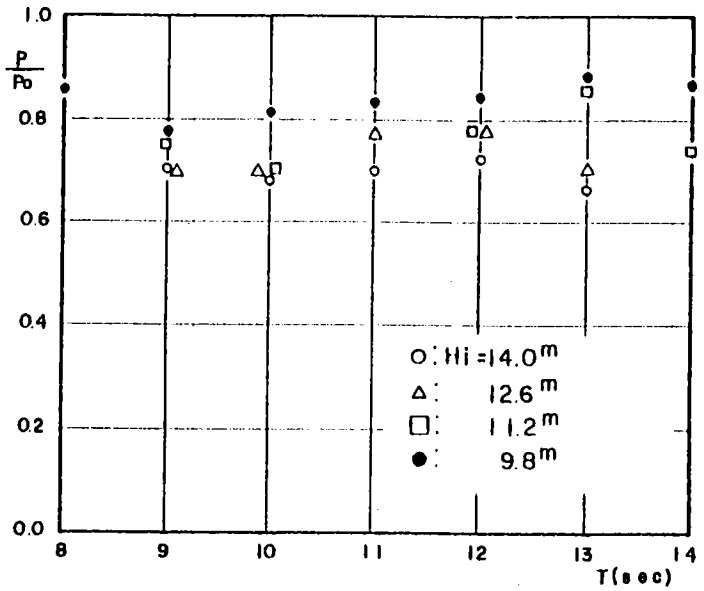


圖 3-2 開孔壁體之衝擊碎波壓力測定值



P：開孔沈箱堤波壓力

Po：無開孔沈箱堤波壓力

圖3-3 作用於開孔沈箱堤與無開孔沈箱堤之波壓力比

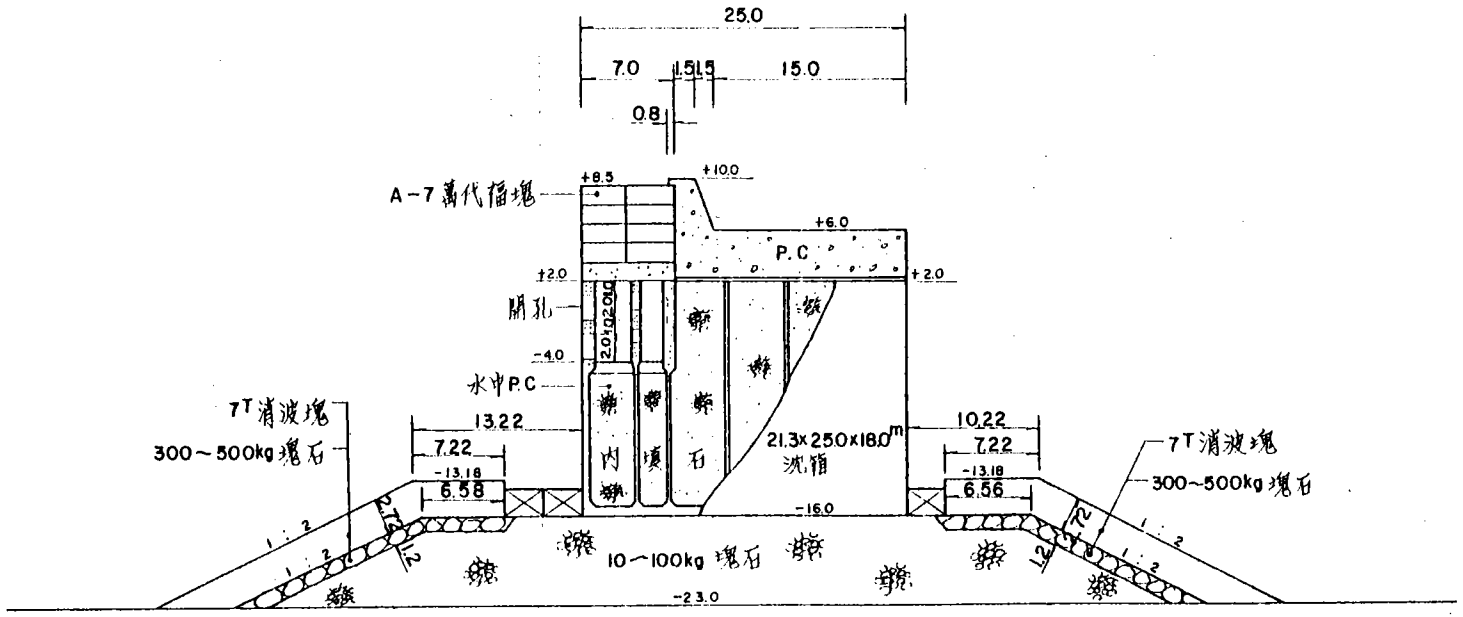


圖 3-4 八斗子漁港第二期工程外廓防波堤標準斷面圖 U=m

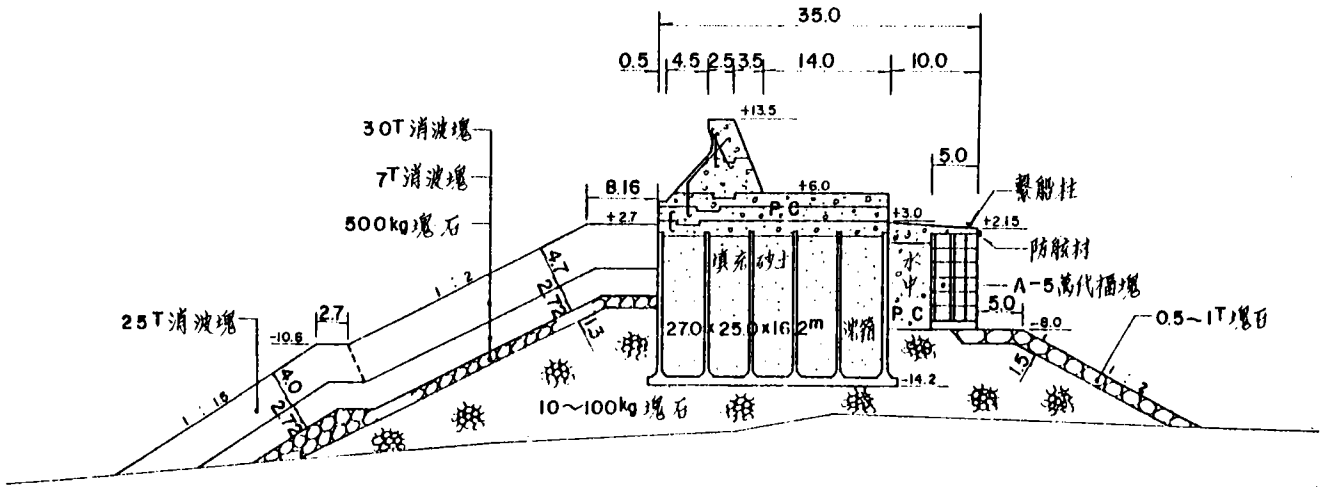


圖 3-5 西外廓防波堤斷面圖 U=m

堤及蘇澳港外廓防波堤災害修復工程均採用開孔胸牆設計，即堤體沉箱部份不開孔，僅於胸牆部份開孔，藉以消減波力。依國立成功大學簡仲和博士試驗結果顯示，開孔胸牆防波堤波力可減至直立防波堤波力之0.6～0.8倍，波浪溯升高可降至直立防波堤之0.6～0.75倍，防波堤僅於胸牆部份開孔其對波力之消減效果與全斷面開孔防波堤比較，效果相當接近，但却可解決後者施工困難缺點。因此在八斗子漁港第二期工程之東外廓防波堤堤頭段乃採用開孔胸牆設計，其斷面如圖3－6。

四、工程施工

八斗子漁港一、二期工程前後施工14年，此期間當然會遭遇許多施工問題，尤其在外廓防波堤之施工上，由於該地址位於本省北部海域，面臨浩瀚之太平洋，冬季受東北季風侵襲，夏季則受颱風威脅，全年可施工日數不多（如表4－1），施工困難可想而知，惟我國自十大建設之台中港與蘇澳港興建開始之大規模建港工程，以迄花蓮港之擴建、中油液化天然氣建港、安平港開闢、基隆港外廓堤防延伸以及台灣地區漁港建設方案計畫之下171處漁港，船澳修建等工程，已使國人對於港灣工程之外廓防波堤興建累積非常多之施工經驗，其一般施工作業，港灣界人士皆已十分瞭解，不需再加敘述，此處僅就八斗子漁港外廓防波堤施工後所發現缺陷提出兩點檢討改進意見如下：

表4－1　八斗子漁港外廓防波堤工程工作天數統計

作業／月份	陸上施工	海上施工			
		拋石	整坡與整平	吊放方塊、型塊，箱頂混凝土澆，沉箱室填充	沉箱拖放
1	18	5	0	0	0
2	15	5	0	0	0
3	20	6	0	0	0
4	21	10	6	5	0
5	24	22	20	18	18

6	24	24	20	18	18
7	25	25	25	22	20
8	25	25	25	25	20
9	25	21	20	15	20
10	23	8	5	4	4
11	20	7	0	0	0
12	18	7	0	0	0
總計	258	165	121	107	100

1.沉箱間隙問題

一般沉箱安放後之允許間隙爲20公分以下，超過上述誤差應抽水浮起，重新安放。惟實際施工時往往爲了種種因素，使其間隙超過允許值數倍大，而此一過大之間隙一但造成，則任何塡補措施皆無效，往往在遭受一、兩次巨浪侵襲後塡縫料卽蕩然無存。而過大之間隙其上揚力常造成堤面之損壞，且外海之波浪經此間隙造成一股噴流不但擾亂港內穩靜，亦會引起其基礎拋石之淘刷，影響沉箱之安定。故有些設計者在沉箱法線側牆中間艙位置預留一凹槽，拖放完成後再於其中澆灌混凝土塡充，以爲因應。惟該混凝土塊體常因受沉箱之不均勻沉陷，致相鄰兩座沉箱產生相對位移，壓迫其間之混凝土塊體使之形成裂縫，再受巨浪襲擊破碎而被沖失，故著者認爲最好應於沉箱法線側牆之前後兩艙皆加凹榫，並於澆灌混凝土時酌加鋼筋，以防止混凝土之破碎，庶幾可防止沉箱間隙太大問題。

2.開孔胸牆施工問題

八斗子漁港外廓防波堤開孔胸牆施工中，曾發生多次已排紮完成之鋼筋及組立好之模板，被浪擊毀之情形（如照片４－１）。因開孔胸牆爲求

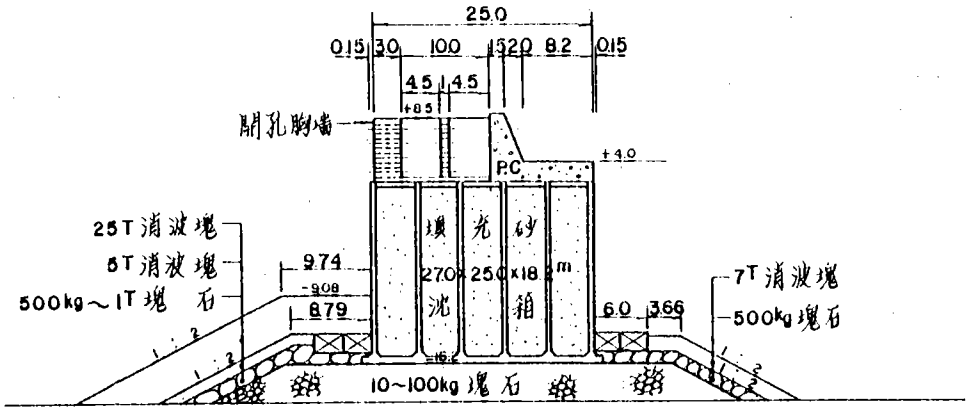


圖 3-6 東外廓防波堤斷面圖 U=m

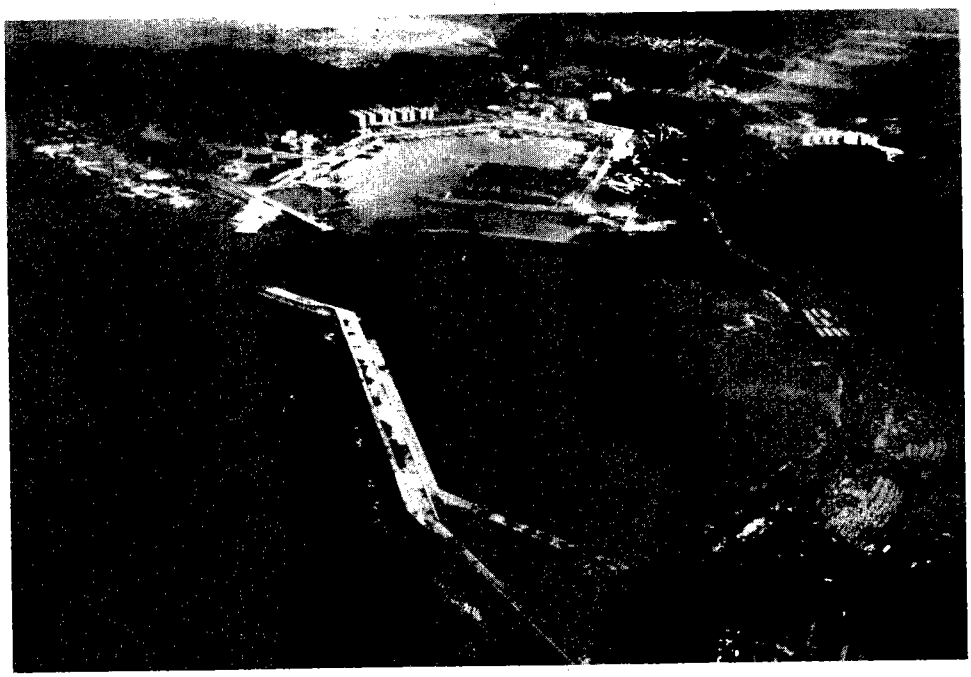
照片 4 － 1 開孔胸牆排筋受浪擊伏倒情形

其消波效率開孔宜低，故受波浪侵襲機會自然增多，爲避免此類損失，俟後應減少開孔胸牆之現場施工工作，將開孔胸牆分割成數個預鑄版塊在陸上製作後再吊運至現場組合，則或許可解決開孔胸牆施工困難、進度緩慢及施工易受災損等問題。

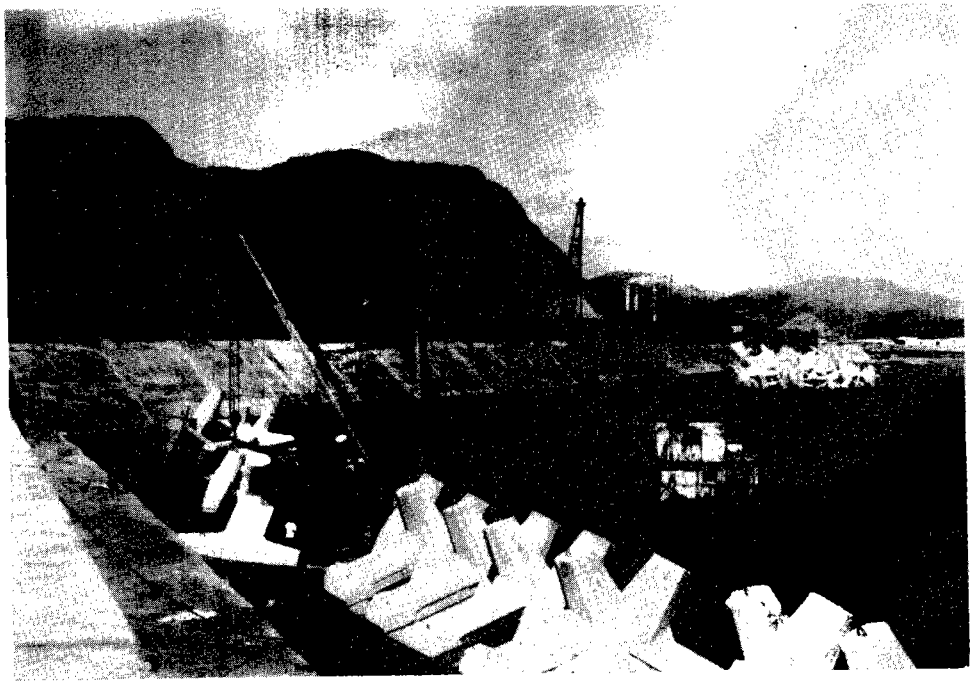
五、結　論

八斗子漁港興建工程自民國六十四年七月開工迄民國七十七年六月完工，前後施工長達14年，係因受經費限制以年度預算辦理之故，每年需配合預算金額分段設計發包，致其外廓防波堤工程無法連貫施工，一氣呵成，此不但嚴重影響工程進度，且每年重覆於分段堤頭保護工之施設與拆除工作，亦造成投資浪費，故俟後之大型漁港工程還是應排除萬難以特別預算辦理爲宜。

附錄：

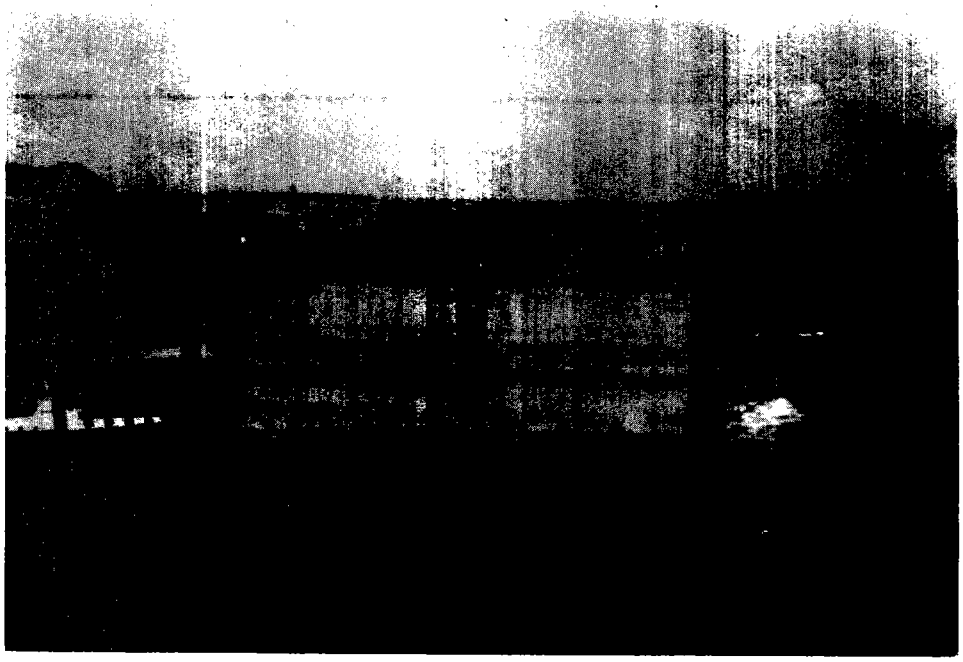


照片一　八斗子漁港鳥瞰

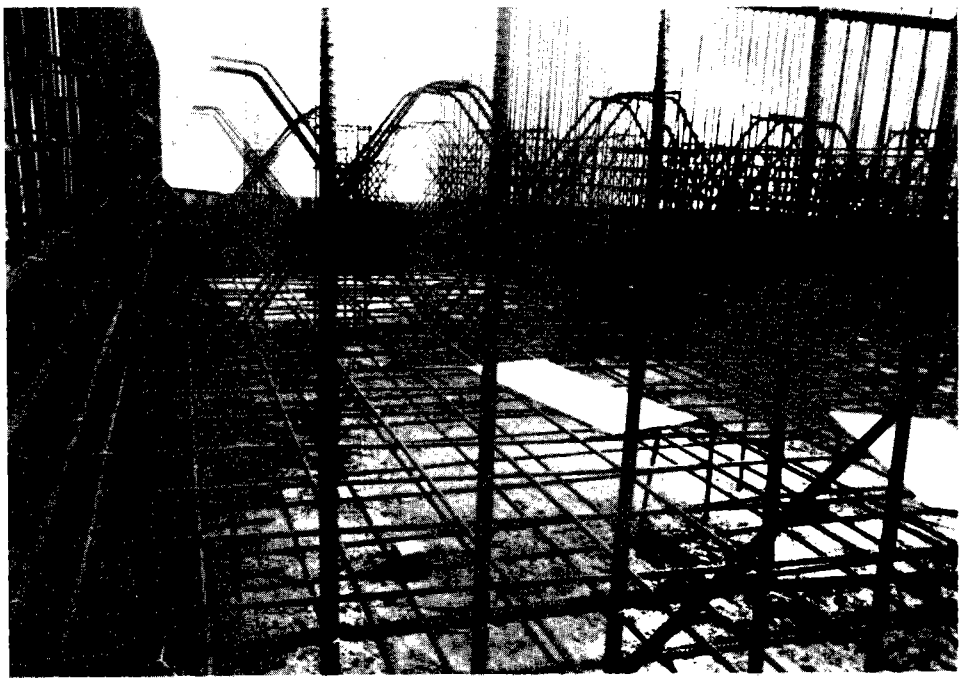


照片二　外廓防波堤雙丁塊吊放

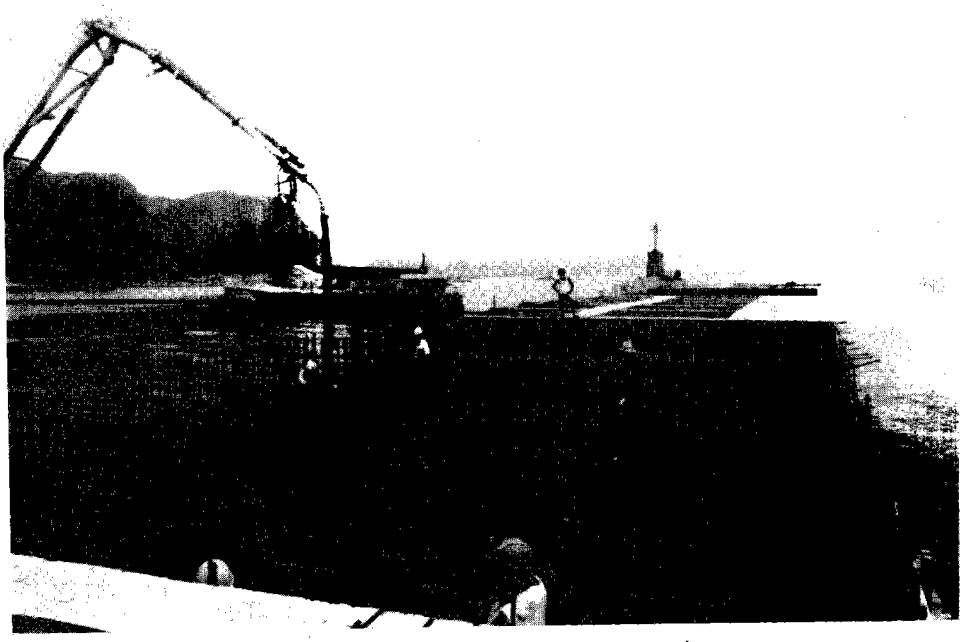
照片三　外廓防波堤雙丁塊排列圖



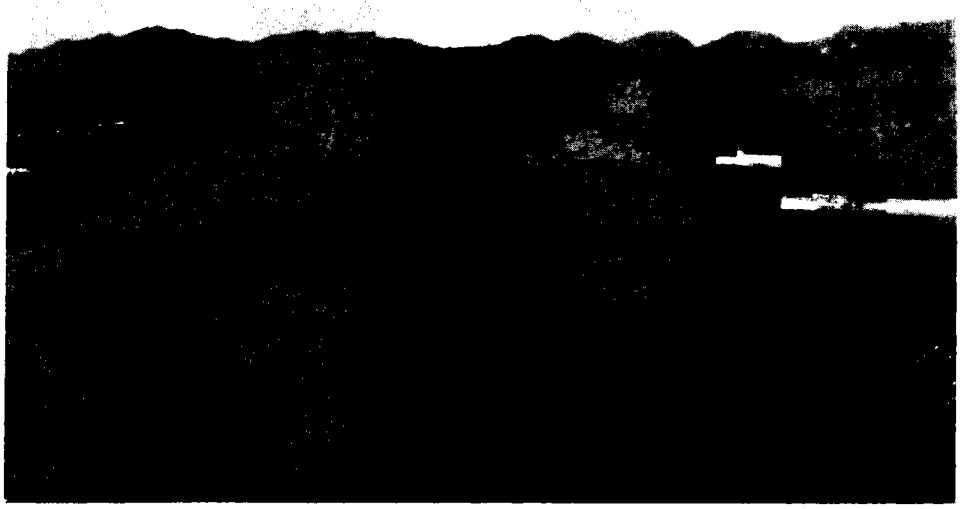
照片四　東外廓防波堤 25M × 23M × 18.2M 沉箱拖放



照片五　外廓防波堤開孔胸牆鋼筋排紮



照片六　外廓防波堤開孔胸牆混凝土澆置



照片七　外廓防波堤開孔胸牆正視