

八十二年度海岸工程研習會講義

目 錄

壹：臺灣港口問題探討	1-1~37
貳：海洋環境下工程材料耐久性之探討	2-1~42
參：海岸防蝕對策—人工養灘之規劃及設計	3-1~33
肆：海岸重大工程開發相關問題之調查	4-1~11
伍：海岸地層下陷行為預測與調查	5-1~37
陸：台灣海岸地區的環境問題與資源管理之探討	6-1~9
柒：潮汐特性及預報式及使用介紹	7-1~30
捌：海灘地形變化數值模式分析	8-1~19
附錄1：海灘地形變化模式(例).....	附錄1-1~2
附錄2：海灘地形變遷之數值模擬	附錄2-1~14

壹：臺灣港口問題之探討

臺灣省交通處港灣技術研究所所長

張金機

一、前言

台灣陸地面積三萬六千平方公里，海岸線長約 1000 公里，目前已有基隆、台中、高雄、花蓮及蘇澳五個國際商港；淡水、安平及馬公三個國內商港；永安 LNG、興達卸煤碼頭、深澳油港等專用港；沿岸漁港、船澳更多達 171 處。此外，為適應船舶大型化，交通部規劃興建高雄深水港；為解決基隆港港池狹小，船席不足，聯外交通阻塞等問題，基隆港務局規劃基隆新港；為解決北部砂石問題，籌劃東砂北運，基隆港務局規劃淡水港；為產業東移，成立和平水泥專業區，工業局規劃興建和平水泥專用港；為興建六輕，便利原料進口與產品出口，台塑公司籌建六輕專用港；為興建雲林離島式基礎工業區，工業局規劃興建工業港；為因應兩岸通航，各級民意代表爭取在選區開建通航口岸；除此之外，每年更不知有多少漁港、船澳在擴建、整修、……。商港建設交通部負責籌劃；現有港埠擴建、整建由各港務局辦理；工業港、專用港由目的事業主管機關經濟部工業局掌理；漁港、船澳由農委會及漁業局負責，形成各掌各的舵，站在本身立場規劃自己的專屬港口，而忽略國家整體利益。台灣到底要建多少港口？政府的港灣政策在那裏？

台灣四周海岸不是平緩沙灘，漂沙活動劇烈；就是坡度陡峭，海象條件惡劣，但卻阻止不了漁港興建，沿岸漁港、船澳林立，而大都不具規模。除佔用海岸空間，破壞海岸環境景觀，阻礙整體發展外，每年還需投入不少維護費用。主管機關可曾評估其效益？台

灣東部地區，缺乏產業，腹地有限，十項建設在強人主導下，忽略惡劣海洋環境，卻建了兩個規模不小的商港。這兩個港口除了營運績效無法突破外，還受外海風浪嚴重威脅，發生船隻不能裝卸、碇泊，甚至斷纜而需往港外疏散等現象。

隨著經濟建設持續成長，政府積極從事海岸開發建設。如何有效利用海岸空間，使有限的海岸資源發揮最大功能成為從事海岸工程人員最重要課題。

二、港池穩靜問題

港灣(Harbour)係指具有天然或人工屏障，寬闊且足夠水深與穩靜水域供船舶碇靠；而港埠(Port)則係利用港灣提供碼頭、倉棧、裝卸、維修、補給及交通等設施作為貨物與旅客水陸運輸之樞紐。而蘇澳港(Port of Su-Ao)與花蓮港(Port of Hwa-Lian)雖具有港埠功能，但每年夏季常遭受颱風湧浪威脅，失去港灣應具備之基本條件。茲分別加以探討。

(一)花蓮港

花蓮港港池水域狹長，外港成單調漏斗形，碼頭配置如圖 1，週邊缺乏消波岸壁，碼頭緊臨外堤，受偏南向颱風波浪，尤其長週期湧浪侵襲時，造成能量集中，波高由外向內增大現象。港池穩靜度不佳，船舶碇靠困難，甚至斷纜或出港避風浪。茲就近海颱風與遠洋颱風波浪對花蓮港的影響分別探討如后。

1. 近海颱風波浪侵襲

七十九年 6月22日中度颱風歐菲莉直接侵襲花蓮港，行進路徑如圖 2。6月23日 13:00 在花蓮港南方 17公里處登陸，本所在登陸前一小時(12:00)測得最大波高為 20.5m，週期 16.02sec；示性波高 13.9m，週期 14.11sec。

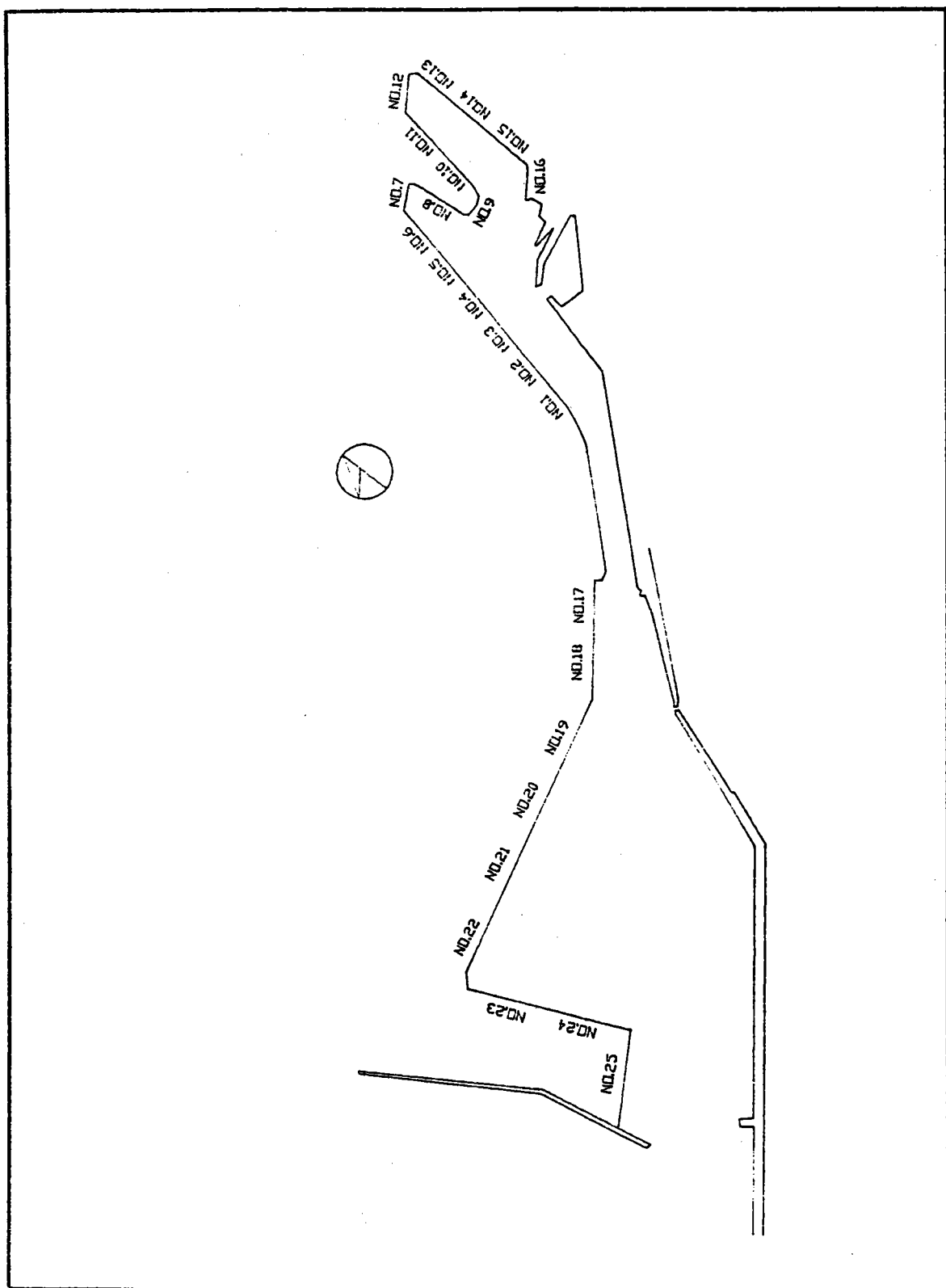
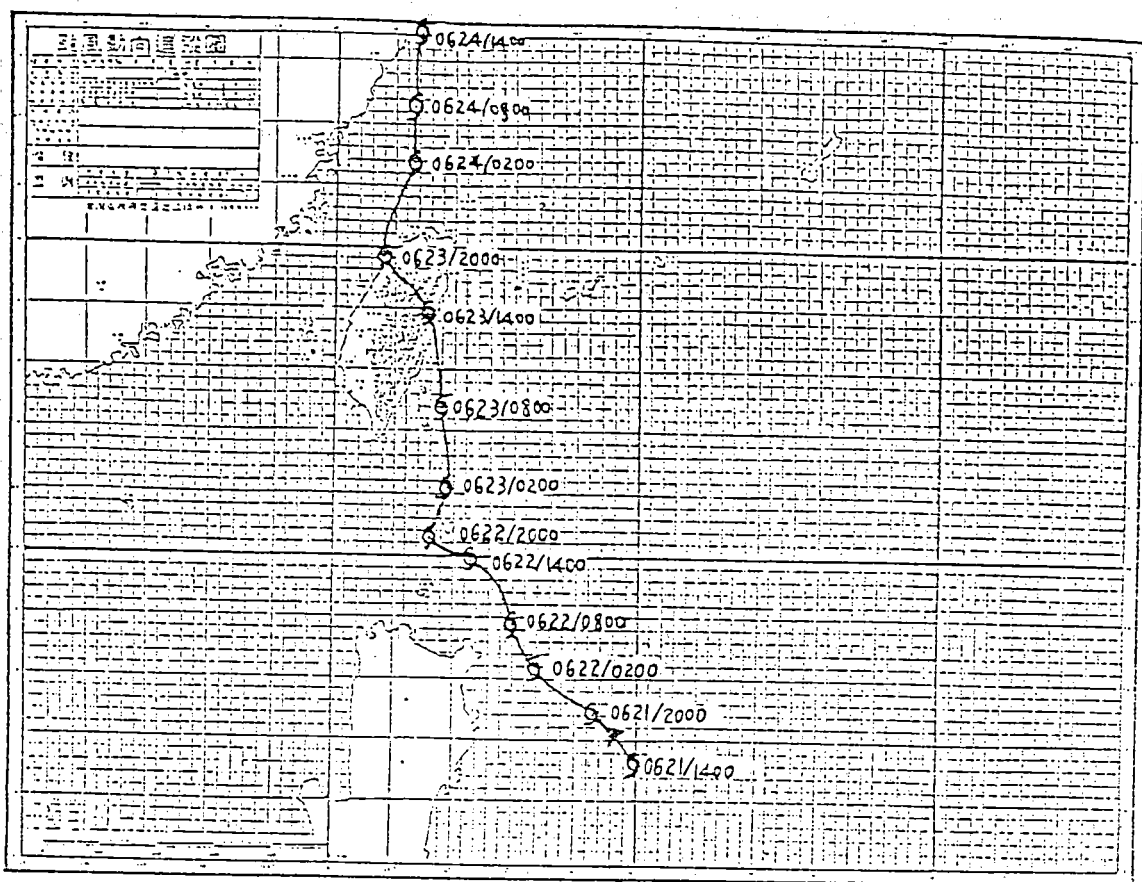


圖 1 花蓮港四期擴建港池佈置



時間	緯度	經度	風速	風向	風高
0521 1400	13	980	15.5 125.3	200	100
0521 2000	15	975	17.4 124.2	200	100
0522 0200	15	975	18.2 123.4	200	100
0622 0800	18	970	18.9 123.3	200	100
0622 1400	18	970	20.0 122.3	200	100
0522 2000	18	970	20.3 121.5	200	100
0223 0200	18	970	21.1 121.9	200	100
0223 0800	18	968	22.4 121.3	200	100
0223 1400	13	975	23.9 121.5	200	80
0223 2000	23	935	24.3 120.3	180	50
0224 0200	25	933	25.4 121.2	120	30

時間	緯度	經度	風速	風向	風高
0224 0800	25	935	27.3 121.2	120	30
0224 1400	25	933	29.0 121.4	120	30

圖 2 79 年第 2 號颱風歐菲莉 (OPELIA) 之路徑圖

根據花蓮港報告，6月22日在港船舶三艘，因颱風向北北西前進直衝花蓮港，對港池穩靜構成極大威脅。22日上午防颱會議建議在港船隻儘早出港避風浪。茲將颱風侵襲期間船隻動態情形整理如表 1。

表 1. 歐菲莉颱風花蓮港船舶動態

時間	船 名	碼 頭	概 述	備 註
22日 9:00	亞泥一號	# 10	進港靠泊	
13:32			出港避風浪	
13:33	麥司克西 巴洛克輪	# 19	出港避風浪	
23日 11:20	茉莉安娜 輪	# 15	三組護舷損毀，斷纜 無法碇靠	
15:25		外港池中 間下錨 # 20	流錨撞上 #20碼頭砂 石輪送架，並損毀二 組護舷 就地靠泊，船員全體 上岸拒絕上船	
22日 18:05	CAHAYA	港外錨地	港外錨地下錨避風浪	路過東海岸並 非要進花蓮港
23日 13:00			流錨向南漂流	
13:20			南濱海岸擱淺並被打 成兩段	

由六月22日前歐菲莉颱風路徑研判，颱風所造成偏南向湧浪對花蓮港將直接構成威脅。當6月21日14:00，颱風中心在北緯 16.6° ，東經 125° 時，距花蓮港約850公里處所生成湧浪估計在22小時後，亦即22日12:00以後，威脅花蓮港。雖然22日中午前花蓮氣象平靜，颱風中心尚在南南東方500公里以外海面上，但根據本所在外海所測得波浪延時資料如圖3，顯示在22日上午8:00示性波高已經超過4m，週期大於11sec；波高隨著颱風中心逐漸接近而快速成長，中午過後波高已接近6m，週期約12sec。亞泥一號及麥司克西巴洛克輪分別在13:30左右出港避風浪。颱風登陸前數小時，示性波高均在13m左右，週期達13sec以上，此仍造成萊莉安娜輪斷纜及港內流錨並撞毀護舷等災難；港外CAHAYA輪直接受十級以上強風及13m以上巨浪侵襲產生流錨擱淺及船身斷裂現象。

六月21日至23日波浪能譜如圖4，當21日0:00至23日9:00颱風中心未到達前，海面以湧浪成份為主，波譜成單峰型，高頻能量密度以 f^{-5} 至 f^{-4} （ f 為頻率）之比例急劇減衰，此種現象符合Pierson-Moskowitz, JONSWAP及Bretschneider等人所建議成熟波譜型態，但當颱風中心移至花蓮港東南方約30公里時，波譜形狀顯示除原有湧浪成份處，亦受當地強風吹送影響，高頻（短週期）波能成份顯著增大，此時最大波高達20.5m，週期16.02sec。

2. 遠洋颱風波浪侵襲

花蓮港除受近海颱風直接侵襲外，發生在菲律賓東方海面遠洋颱風亦可能威脅本港。八十一年十一月在菲律賓東方海面發生艾爾西、漢特及蓋伊三個颱風，其中心約在花蓮港東南方800公里以上，氣象局未發佈海上颱風警報，但花蓮港卻受湧浪侵襲，船隻無法碇靠港內碼頭，甚至發生斷纜現象。

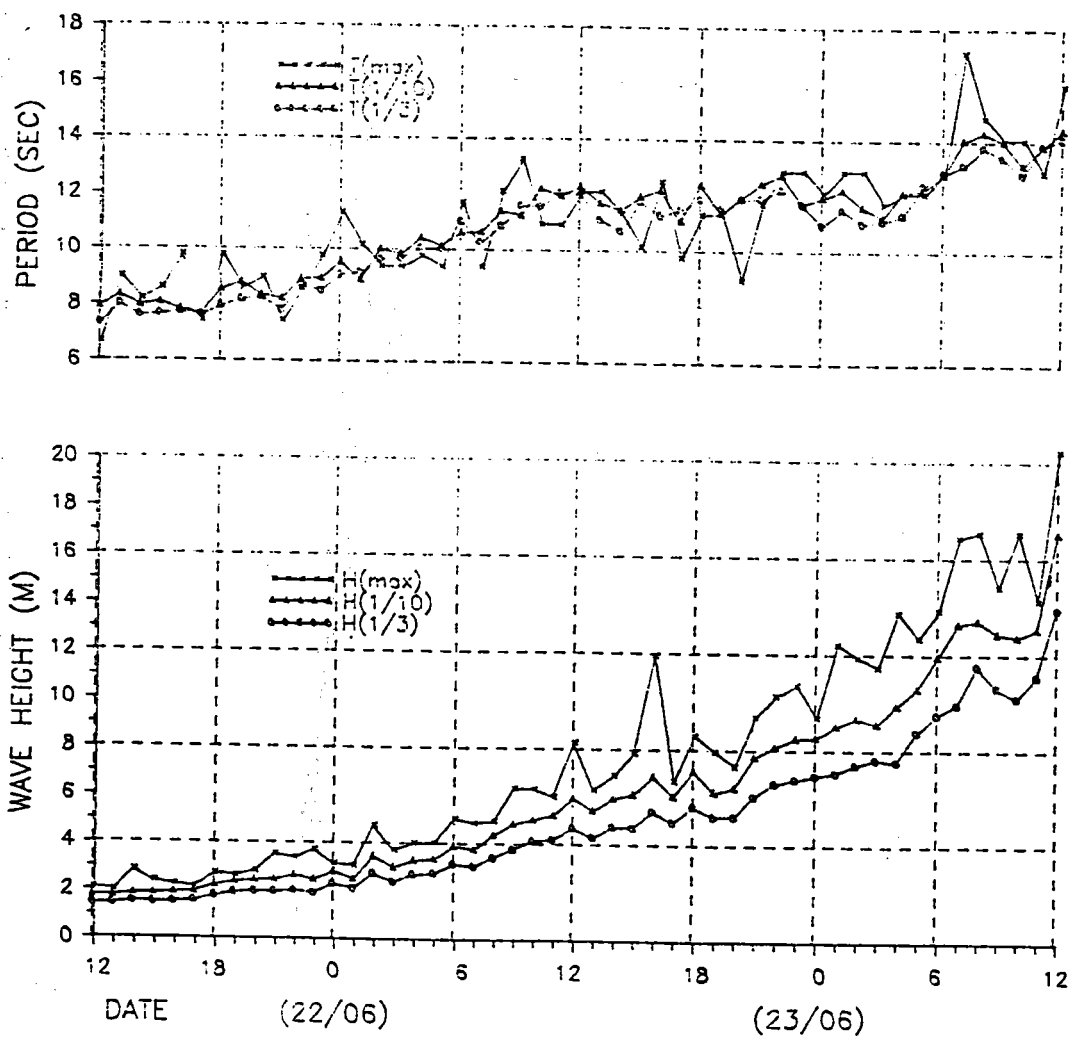


圖 3 歐菲莉颱風花蓮港外海波浪延時變化

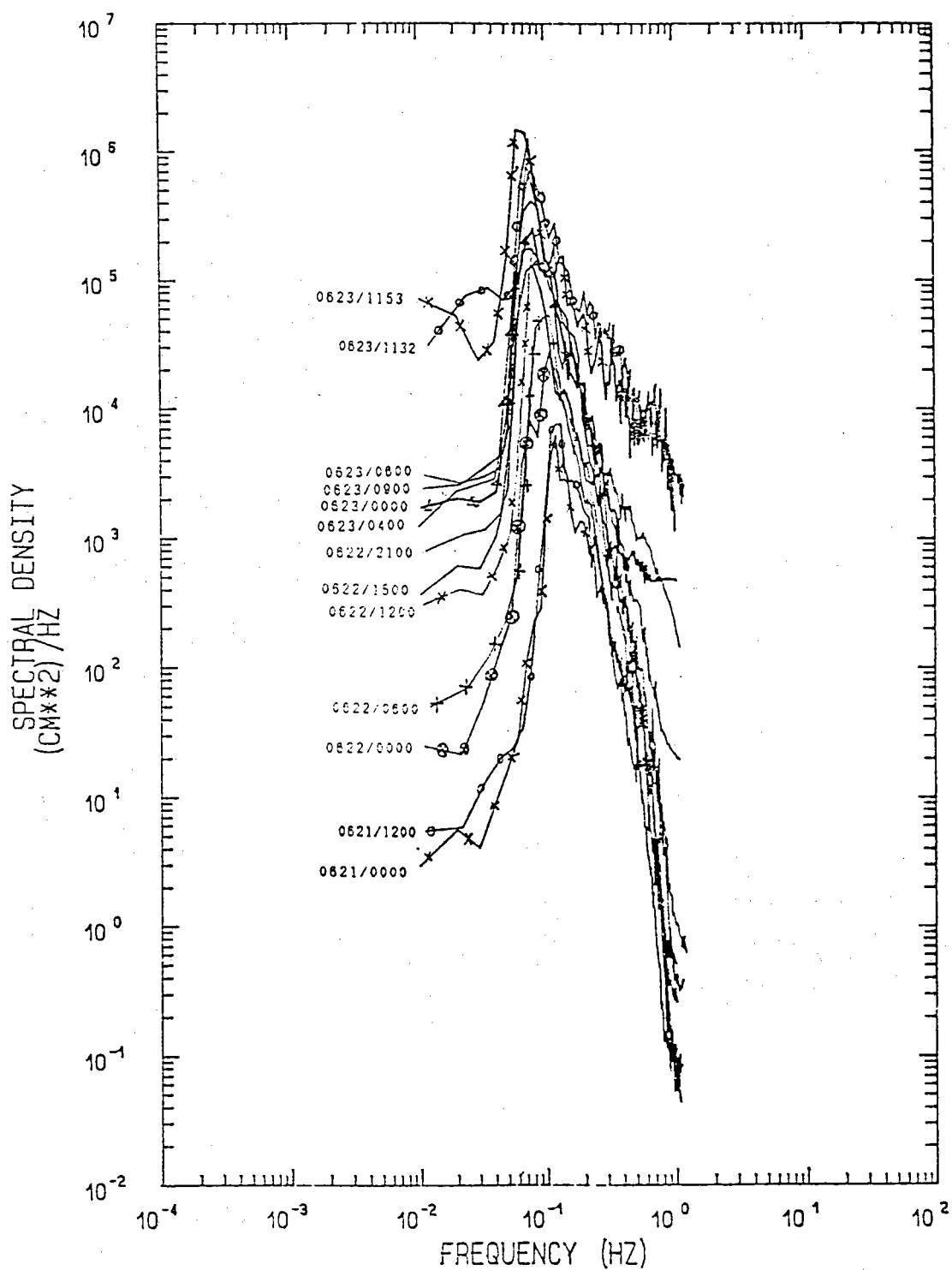


圖 4 歐菲莉颱風波浪能譜比較

(1) 艾爾西颱風

根據花蓮港務局報告，十一月六日上午船舶進出及裝卸作業一切正常；中午以後港內波浪增大，進而造成斷纜等事故，茲整理如下表 2。

表 2. 艾爾西颱風花蓮港船舶動態

時 間	船 名	碼 頭	概 述	備 註
6日				
13:51	先鋒號	# 17	無法卸貨，移泊 #4	港池內僅拖船、漁船及吃水較淺之駁船未斷纜
18:37	德洋輪	# 8	無法裝砂石，斷纜，拖船頂靠無效	
20:38			出港錨泊避風浪	
18:49	莎莉輪	# 20	斷纜	
19:12			出港錨泊避風浪	
20:18	先鋒號	# 4	斷纜，出港錨泊避風浪	
20:52	安運輪	# 19	斷纜	
23:35			出港錨泊避風浪	
7日				
00:00			7日至8日 0:00 港池內未碇泊任何商船	

(2) 漢特颱風

氣象報告，台灣地區十一月二十日受強烈冷鋒及大陸冷氣團南下影響，氣溫下降，東北季風增強，台灣海峽北部平均風力八至九級；二十一日風力減弱，平均風力減為七至八級。漢特颱風增強為強烈颱風，距本省約在 1800 公里以外。二十日九艘船進港裝卸貨物，其中四艘靠泊內港均能順利進行裝卸作業，而碇靠外港五艘船則受颱風湧浪影響，整理如表 3。

表 3. 漢特颱風花蓮港船舶動態

時間	船 名	碼頭	概 述	備 註
20日				
15:00	白興和輪	# 19	搖晃太大，無法作業	
15:57		# 4	移泊內港 #4碼頭繼續裝卸	
15:00	海商星輪	# 20	完成裝卸，拖船頂住避免斷纜	
13:00	聯合野心輪	# 25	搖晃無法作業	
19:00			斷纜	
19:25			出港錨泊	
	亞泥三號	# 18	正常裝卸	
	瑪格麗特輪	# 17	正常裝卸	
21日				
10:50	聯合野心輪	# 20	靠泊，13:00 裝卸	

(3) 蓋伊颱風

根據中央氣象局二十六日4:30 氣象報告，高氣壓 1047mb 在蒙古向南移動，時速 20公里，台灣地區二十六及二十七兩日受強烈冷氣團影響，台灣海峽北部平均風力八至九級，最大陣風十級，台灣附近海面平均風力七至八級，最大陣風九級。強烈颱風蓋伊中心氣壓 950mb，在北緯 18.1°，東經 132.6°，頂測向西北西移動，距本省約 900公里外。二十六日港內停泊三艘商船，受颱風影響情形整理如表 4。

表 4. 蓋伊颱風花蓮港船舶動態

時間	船 名	碼頭	概 述	備 註
26日				
04:00	亞泥三號	# 10	正常裝卸水泥	
	新豐輪	# 11	等待移泊 #10碼頭裝水泥，斷纜碰及亞泥三號船首	
10:00	聯合野心輪	# 20	搖晃劇烈無法卸煤	
13:50			申請拖船頂住	
14:30			搖晃加劇，無法碇靠，出港錨泊	
28日				
15:12		# 20	再進港靠泊，但仍無法卸煤	
30日				
10:00			湧浪轉弱，開始卸煤	

花蓮港在八十一年十一月份受三次遠洋颱風湧浪侵襲。根據港務局報告各次颱風造成港池不穩靜，船隻不能作業，甚至無法碇靠時間整理如表 5。

表 5. 八十二年十一月花蓮港受三次遠洋颱風影響時間

颱風名稱	影 響 時 間		概 述
	開 始	終 止	
艾爾西	11.06, 12:00	11.07, 20:00	1.影響時間約 1.5天。 2.11.06, 23:35安運輸出港後港內即無商船，終止時間係港務局判斷。
漢 特	11.20, 15:00	11.21, 13:00	1.影響時間約 1天。 2.11.21, 10:51 進港靠泊，13:00 開始裝卸。
蓋 伊	11.26, 04:00	11.30, 10:00	1.影響時間約 4天。 2.11.28, 15:12 進港靠泊，11.30, 10:00 裝卸。

艾爾西、漢特及蓋伊三次颱風中心路徑如圖 5。根據颱風中心位置及氣象局提供中心氣壓等資料，粗略推算湧浪抵達花蓮外海之波高及週期如表 6。

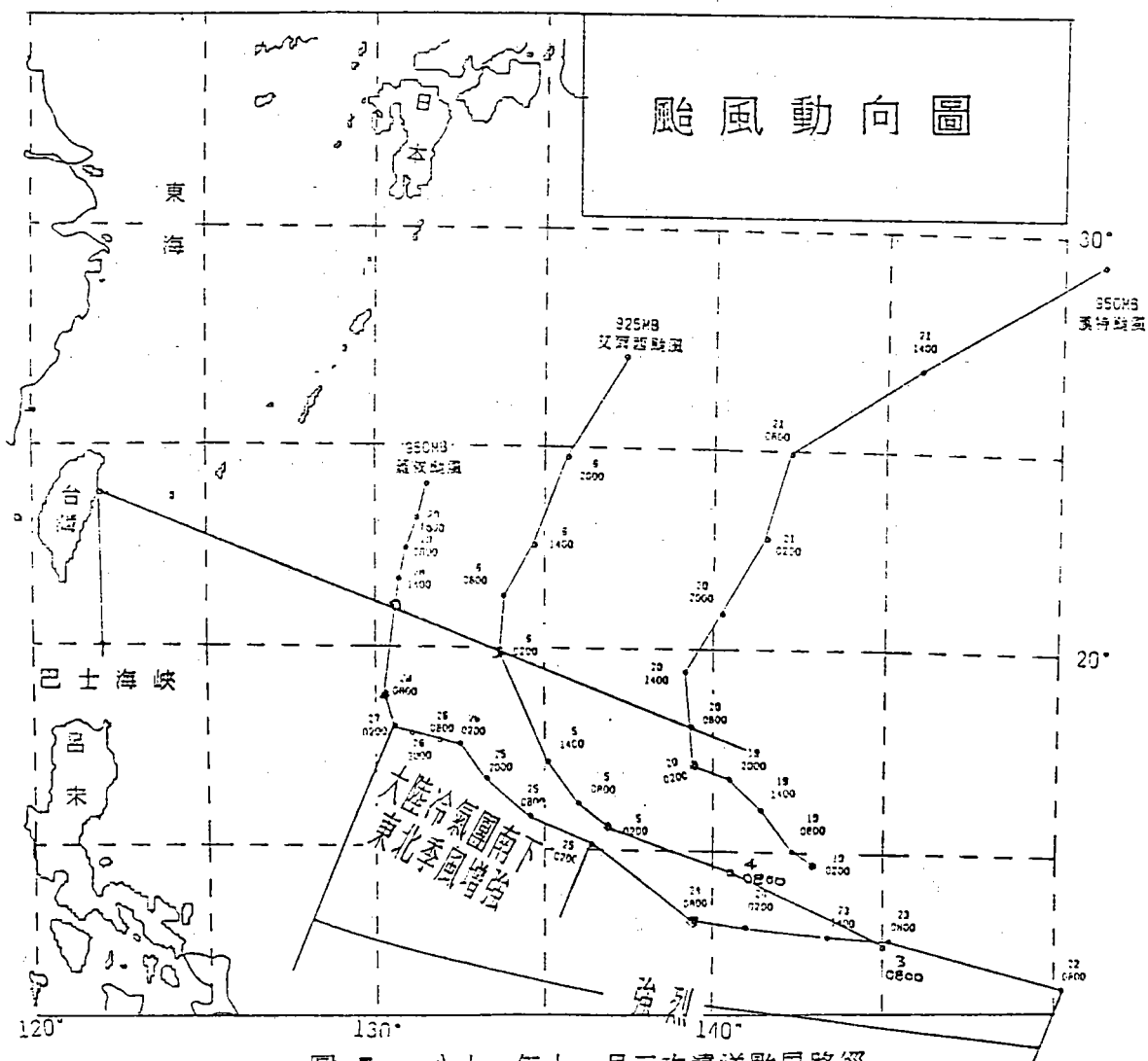


圖 5 八十年十一月三次遠洋颱風路徑

表 6. 八十一年十一月間三次颱風湧浪推算結果

颱風名稱	日期	時 間	波高(m)	週期(sec)	備 註
艾爾西	5	08:00	1.47	19.5	
		20:00	1.25	20.1	
	6	08:00	1.65	21.0	
		20:00	1.89	20.7	
	7	08:00	1.50	21.0	
		20:00	1.50	21.0	
漢 特	19	08:00	0.71	15.3	
		20:00	0.79	17.0	
	20	08:00	1.59	18.7	
		20:00	1.19	19.1	
	21	08:00	1.07	18.9	
		20:00	0.87	18.4	
蓋 伊	25	08:00	1.49	15.5	
		20:00	1.60	17.7	
	26	08:00	1.60	16.9	
		20:00	1.61	17.3	
	27	08:00	1.49	16.7	
		20:00	1.55	16.7	
	28	08:00	1.56	16.2	

比照推算所得最大湧浪推達時間與花蓮港發生不能碇靠時間大致相符。湧浪由颱風中心位置發生後其能量傳送速度為週期之函數，根據推算之湧浪週期估算能量傳送速度分別為艾爾西 56km/hr，漢特 54km/hr 及蓋伊 49km/hr。由颱風路徑研判可能威脅花蓮港之中心位置，計算湧浪抵達時間如表 7。

表 7. 八十一年十一月三次颱風中心位置湧浪抵達花蓮港時間

颱風名稱	發生時間		中心位置	距離 (km)	湧浪速度 (km/hr)	傳播時間 (hr)	抵達時間		備註
	日	時					日	時	
艾爾西	5	02:00	16.0°N 137.0°E	1800	56	32	6	10:00	
	6	02:00	20.5°N 133.6°E	1300	56	23	7	01:00	
漢 特	19	02:00	15.5°N 143.0°E	2400	54	44	20	22:00	
	20	08:00	18.8°N 139.3°E	1900	54	35	21	19:00	
蓋 伊	24	08:00	13.8°N 139.5°E	2200	49	45	26	05:00	
	28	12:00	21.0°N 130.5°E	1000	46	22	29	10:00	

艾爾西颱風湧浪威脅花蓮港期間觀測波浪延時變化如圖 6；部份時段波浪能譜如圖 7。茲將波浪特性、港池穩靜及船隻碇靠與作業情形整理如表 8。

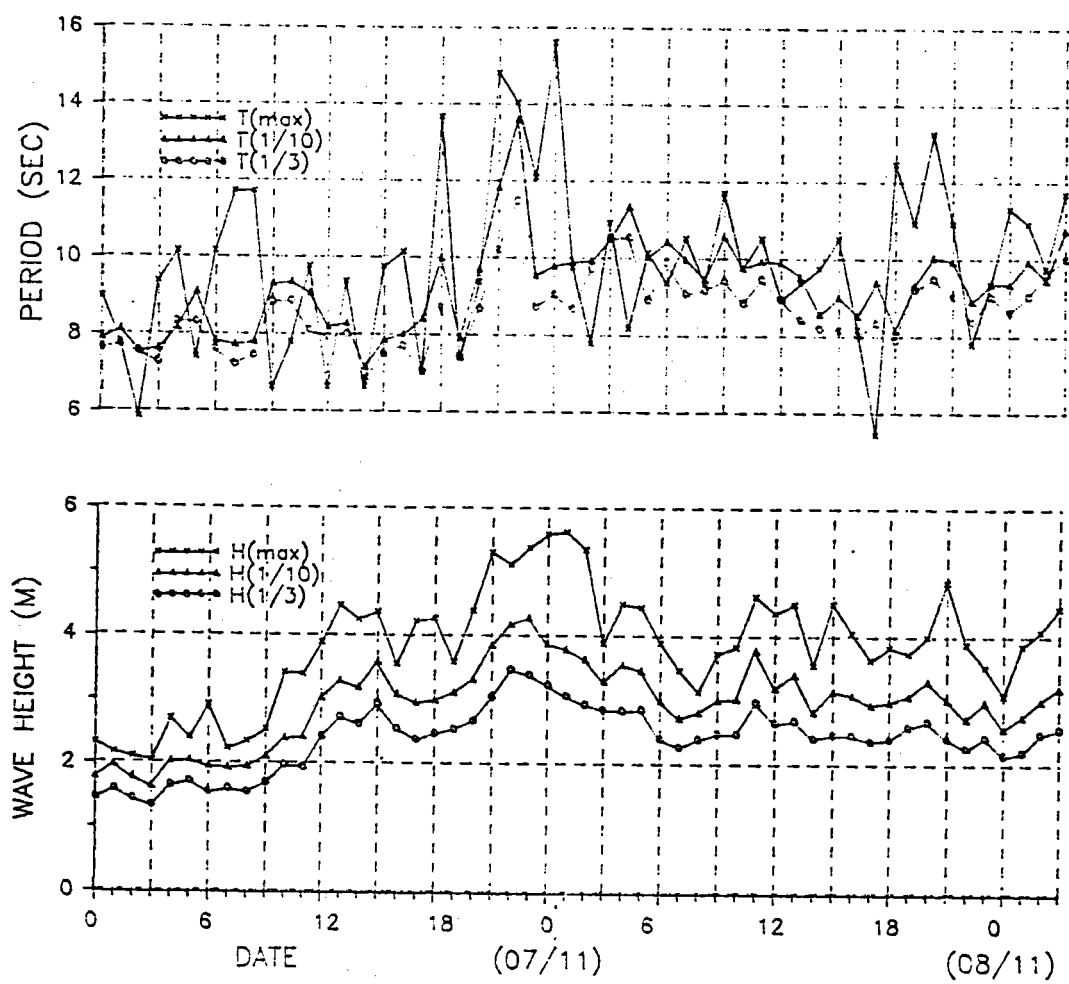
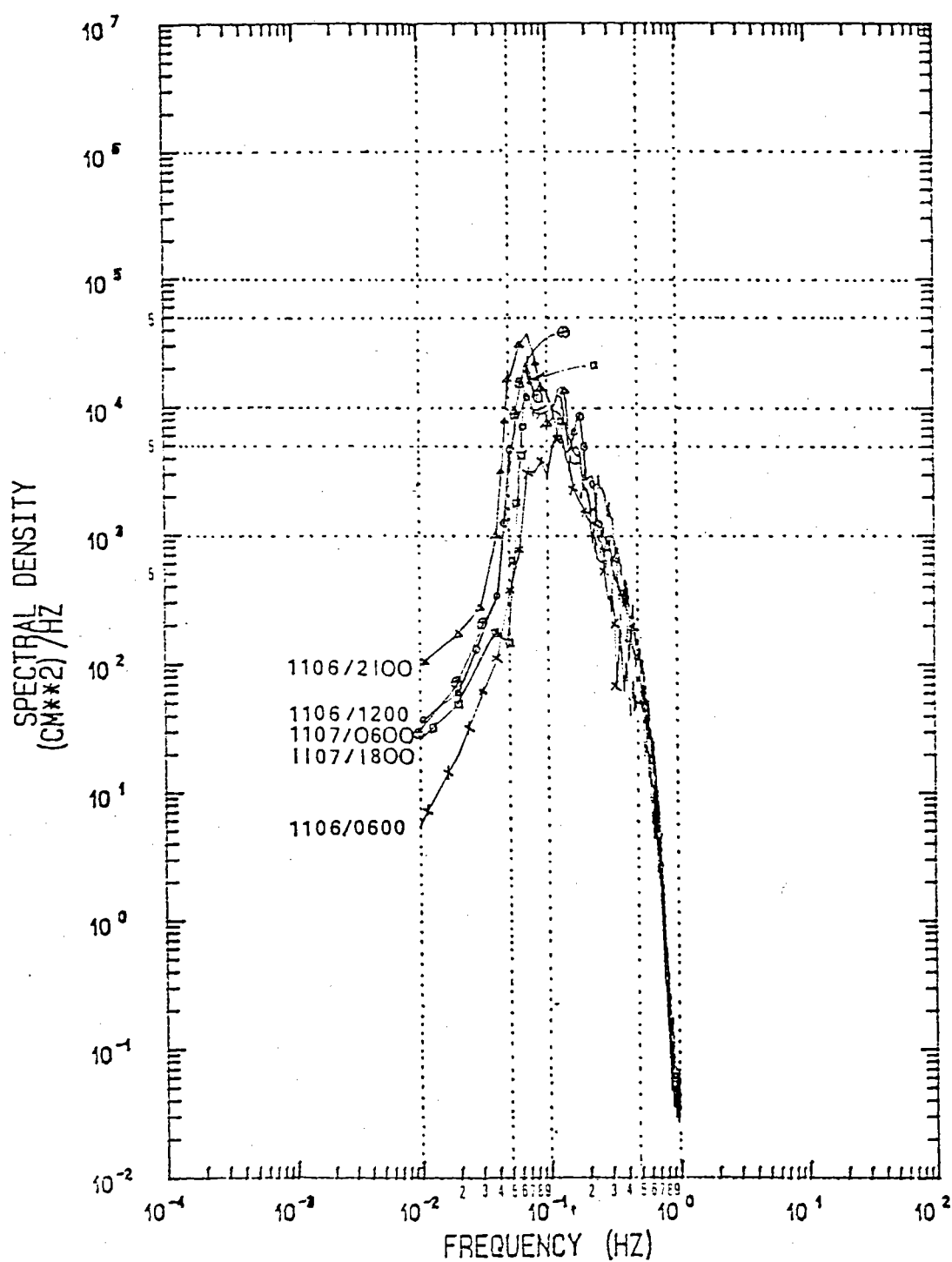


圖 6 艾爾西颱風花蓮港外海波浪延時變化

wave data of haw-lian 1992.1106.0800



花蓮港測站81年11月6日至7日

圖 7 艾爾西颱風波浪能譜比較

表 8. 艾爾西颱風威脅花蓮港期間湧浪對港池穩靜影響

日期	時間	波浪特性	波譜特性	港池穩靜情形	備 註
6	6:00	波高1.54 ^m 週期7.62 ^{sec}	波譜呈雙峰現象， 短週期能量大於長 週期能量，顯示當 地生成之季節風浪 大於來自遠洋之湧 浪	港內平靜，船 隻正常作業	靠泊 #17碼頭 船隻在 13:51 無法作業
	12:00	波高增為2.42 ^m 週期7.93 ^{sec}	呈雙峰現象，長週 期波浪能量已超過 短週期能量	港內波浪增大 ，但仍可卸貨	
	18:00	波高2.84 ^m 週期8.73 ^{sec}	長週期波浪能量增 加	靠#4碼頭船隻 斷纜現象	
	21:00	波高3.05 ^m 週期10.23 ^{sec}	長週期波浪能量增 加	斷纜現象	
7	6:00	波高減為2.4 ^m 週期9.9 ^{sec}	長週期能量為主， 密度減小	港池內除吃水 較小之拖船、 駁船及漁船外 未有商船碇靠	颱風中心北移 ，湧浪波向未 對港口造成直 接侵襲
	18:00	波高維持2.41 ^m 週期7.91 ^{sec}	波譜與6:00類似		

波浪觀測資料顯示，11月6日20時 波高為 2.68m，而此時推算來自颱風之湧浪高為 1.89m，研判颱風在此刻對港內穩靜造成最大威脅。7日6時以後雖然湧浪高仍1.5m，波譜以長週期能量為主，紀錄波高在2.4m左右，但因颱風中心北移，波向對港口威脅逐漸減低。

漢特颱風花蓮外海波浪延時變化如圖 8，波譜比較如圖 9。威脅花蓮港期間波浪、波譜特性及港池穩靜、船舶碇靠與作業情形歸納如表 9。

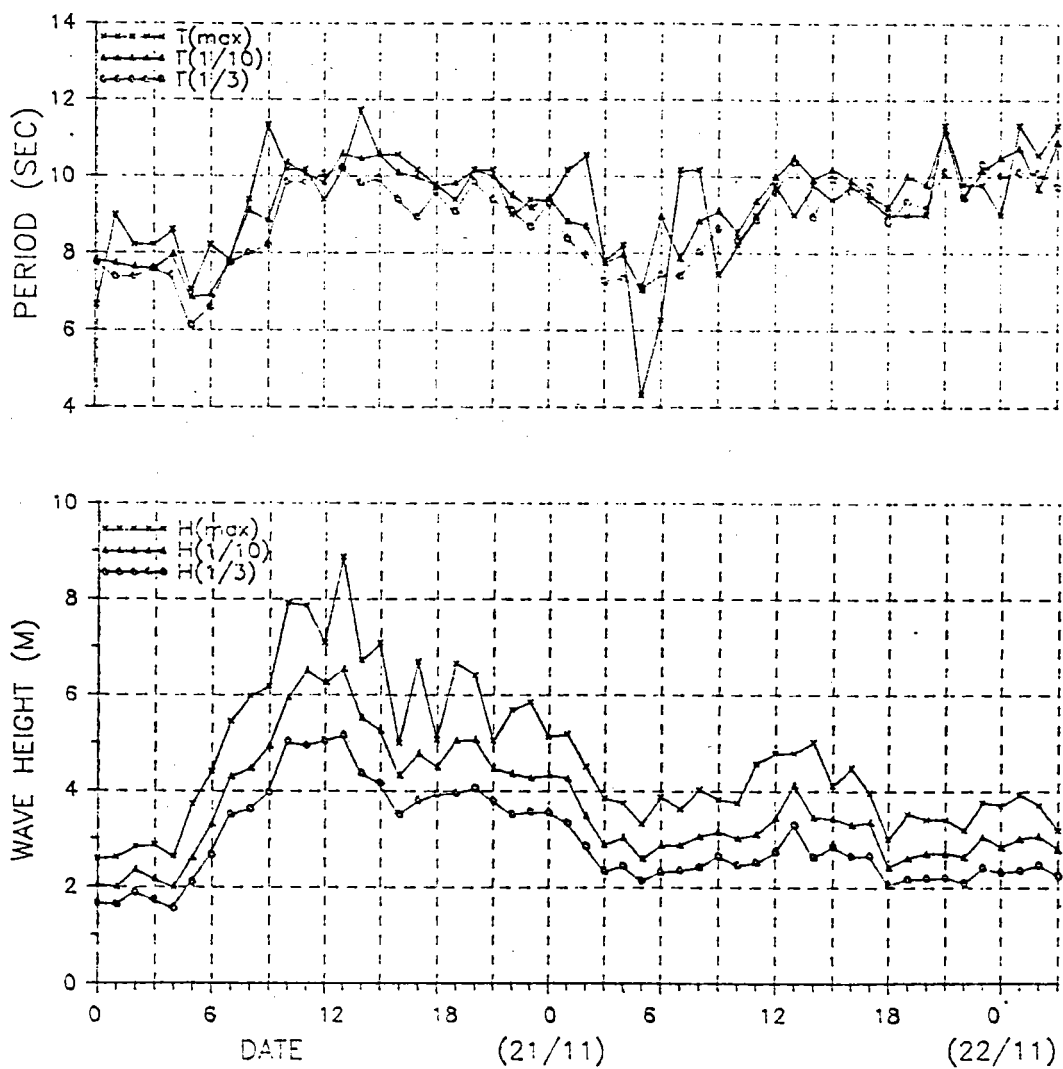
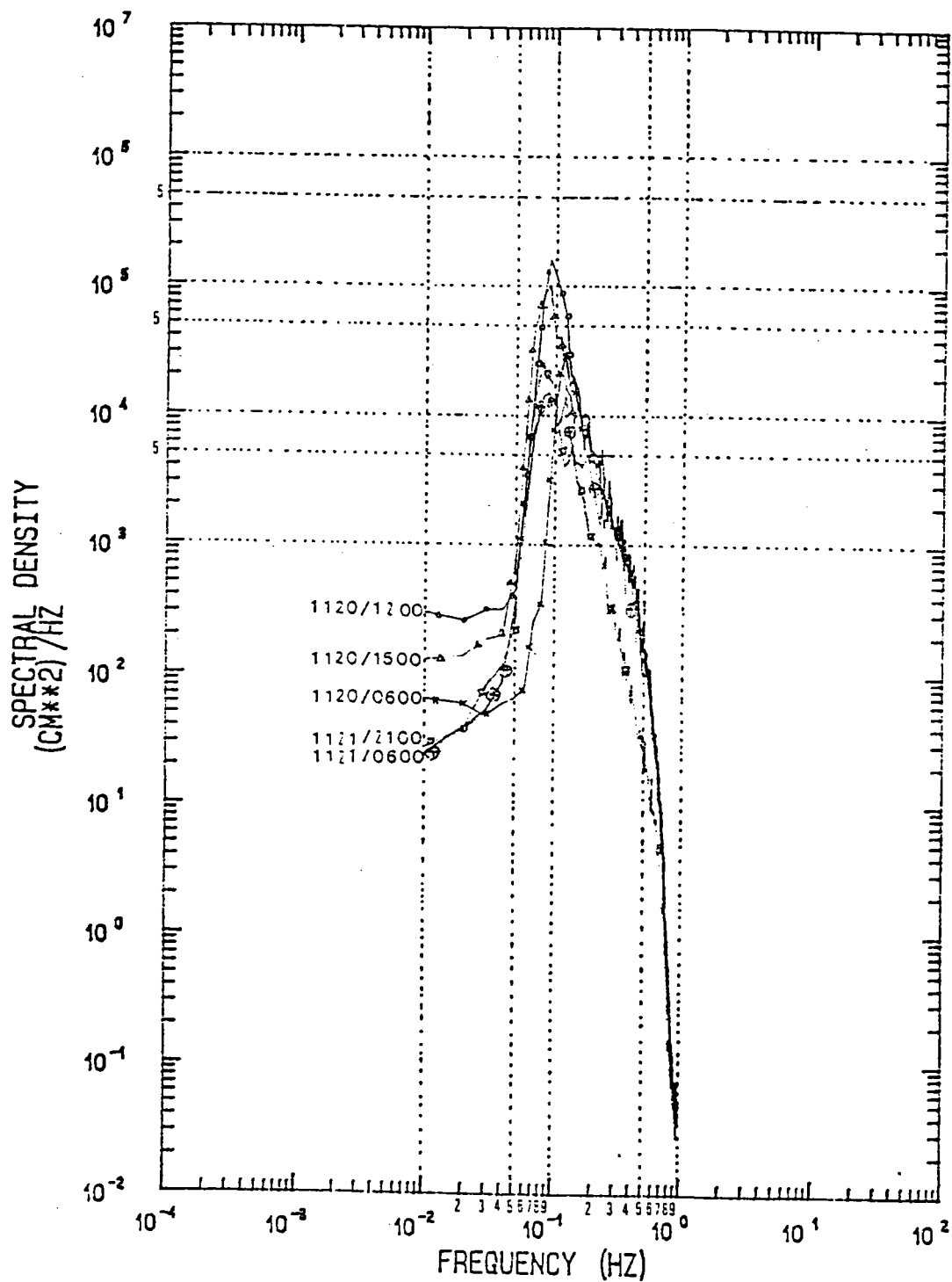


圖 8 漢特颱風花蓮港外海波浪延時變化

wave data of haw-lian 1992.1120.0600



花蓮港測站81年11月20日至21日

圖 9 漢特颱風波浪能譜比較

表 9. 漢特颱風威脅花蓮港期間湧浪對港池穩靜影響

日期	時間	波浪特性	波譜特性	港池穩靜情形	備 註
20	6:00	波高2.67 ^m ,週期6.58 ^{sec} ,波浪快速成長趨勢	單峰型波譜,尖峰週期小於10 ^{sec} ,主要成份為強烈冷氣團所造成東北季風浪	港內船隻碇靠及作業未受影響	
	12:00	波高增至5.04 ^m ,週期達10.03 ^{sec} 到 12:29波高再增為5.4 ^m	波譜成單峰型,尖峰週期約為11 ^{sec}	港外波浪雖大,但主要成份為東北季風,波浪波向對港口未直接威脅,作業未受影響	緊臨港口 #25碼頭在 13:00無法作業
	15:00	波高減為4.15 ^m ,週期9.92 ^{sec}	單峰波譜,尖峰週期約為11 ^{sec}	#19 碼頭碇靠船隻無法作業,15:57移泊#4繼續裝卸;碇靠 #20 碼頭船隻利用拖船頂住避免斷纜	靠 #25碼頭船隻在 17:00斷纜,但靠 #17及 #18兩碼頭船隻正常裝卸作業
21	6:00	波高2.31 ^m ,週期7.42 ^{sec}	呈雙峰波譜,長週期能量稍微大於短週期能量	未有船隻災難發生	颱風中心偏北移動,波浪未直接對港口造成影響
	21:00	波高2.2 ^m ,週期10.12 ^{sec}	呈雙峰,長週期能量顯著增大	10:50 船隻進港靠泊 #20 正常裝卸	

由圖 8波浪延時變化顯示,在20日13時左右,波高超過 5.1^m,週期大於 10^{sec},但此時港內除 #25碼頭因緊臨港口受堤頭繞射直接影響波高較大,不能裝卸外,其餘各碼頭均能正常作業。當季節風減弱,波高減小,長週期波浪能量增加,波向來自颱風中心,港池開始受威脅而呈現不穩靜現象。由表 6湧浪計算結果顯示,20日18:00至 21日8:00間湧浪最大;表 7湧浪到達花蓮港之時間計算顯示,19日 2:00颱風中心在 15.5°N, 143.0°E 所造成之湧浪,約在20日 22:00抵達花蓮外海。20日 2:00颱風中心北移港口受湧浪威脅減輕。

蓋伊颱風威脅花蓮港波浪延時變化如圖 10,波譜比較如圖 11。受波浪影響港池不穩靜,影響船隻碇靠及裝卸作業情形如表 10。

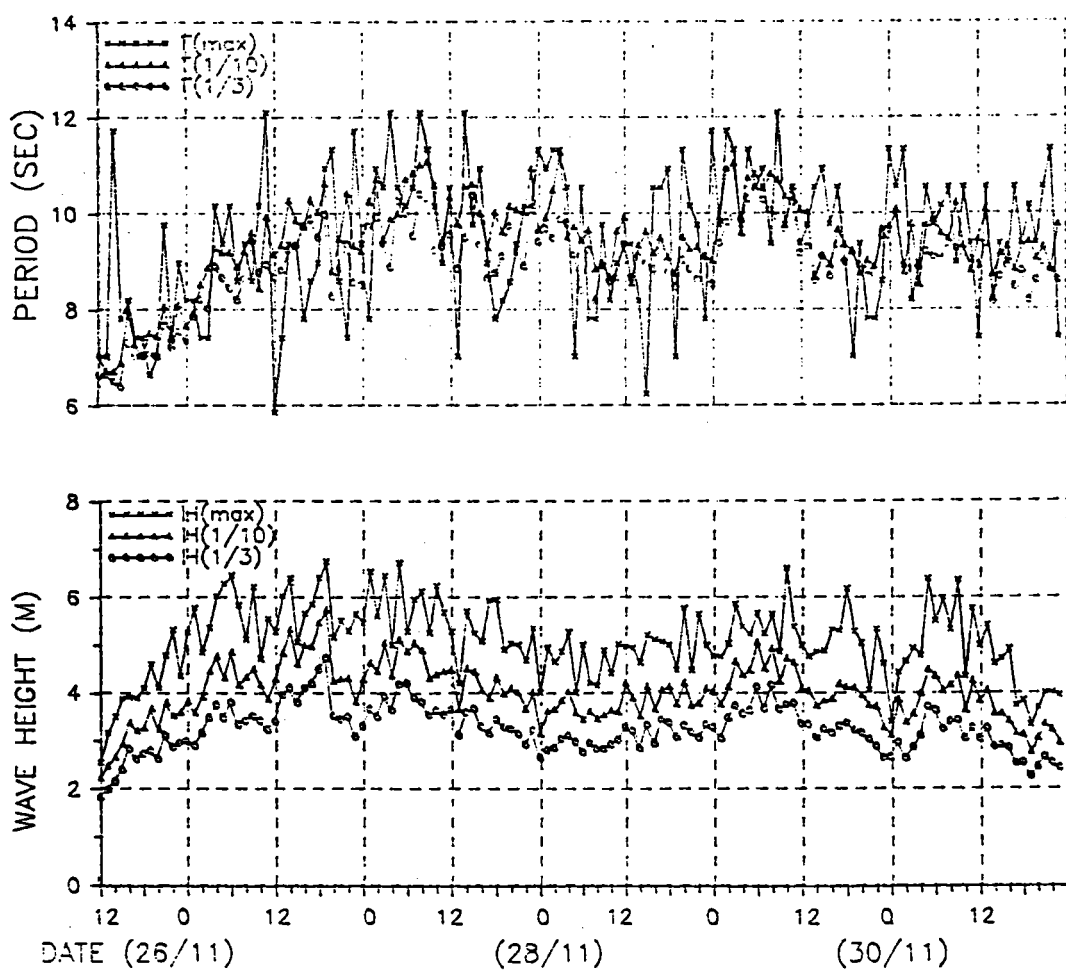
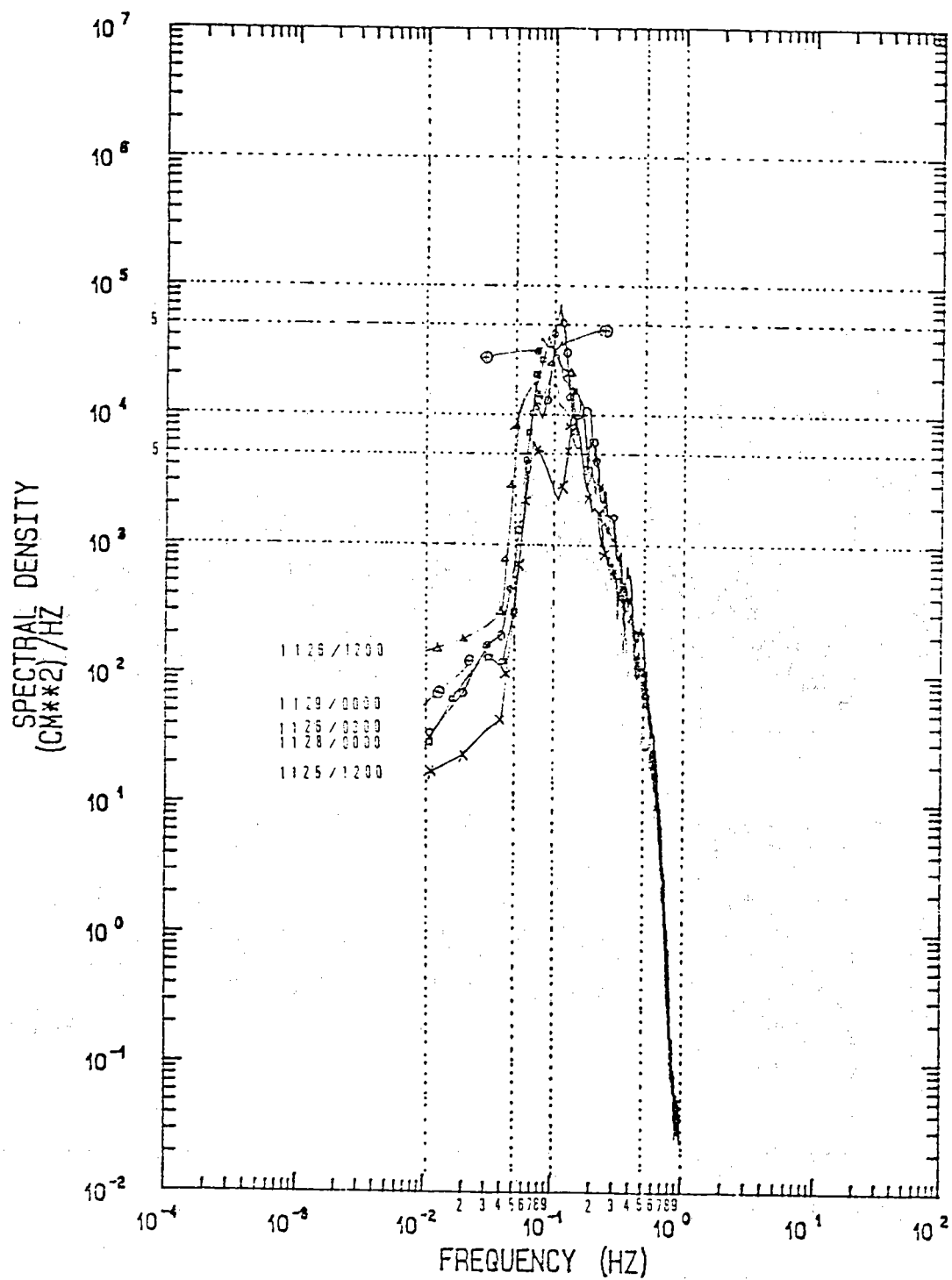


圖 10 蓋伊颱風花蓮港外海波浪延時變化

wave data of haw-lian 1992.1125.0000



花蓮港測站81年11月25日至29日

圖 11 蓋伊颱風波浪能譜比較

表 10. 蓋伊颱風威脅花蓮港期間湧浪對港池穩靜影響

日期	時間	波浪特性	波譜特性	港池穩靜情形	備註
25	12:00	波高1.82 ^m 週期6.64 ^{sec}	呈現明顯雙峰現象，受強烈冷氣團南下影響，當地生成短週期季風波浪能量大於長週期湧浪能量	正常裝卸	
26	3:00 18:00 21:00 12:00	波高增為3.49 ^m 週期8.02 ^{sec} 波高2.84 ^m 週期8.73 ^{sec} 波高3.05 ^m 週期10.23 ^{sec} 波高3.41 ^m 週期8.68 ^{sec}	雙峰型波譜仍然明顯，受冷氣團南下影響，東北季風增強，短週期波浪能量快速增加，颱風接近長週期湧浪亦增大 長週期波能再增大，短週期波能減小	4:00 停泊在 #11 碼頭船隻斷纜 外港池船隻無法靠泊，14:30 出港錨泊	
27	6:00	波高4.23 ^m 週期10.02 ^{sec}	波譜為單峰型，尖峰週期約11 ^{sec}	港內已無商船碇靠	
28	0:00 15:00	波高2.66 ^m 週期9.42 ^{sec} 波高3.34 ^m 週期8.92 ^{sec}	單峰型波譜		
29	0:00	波高3.28 ^m 週期8.53 ^{sec}	單峰型波譜，尖峰週期約13 ^{sec}	商船進港靠泊於 #20碼頭	
30	10:00	波高2.67 ^m 週期9.54 ^{sec}		開始裝卸	

根據湧浪推算，本次遠洋颱風發生前期 25日8:00 (表6) 湧浪開始威脅花蓮港。但因強烈冷氣團南下，延遲颱風湧浪威脅時間。從 24日至 26日期間，蓋伊颱風中心移動方向為西北西，且曾一度滯留，使花蓮港受威脅，港池不穩靜時間達四天之久。27日2:00颱風中心向北進行，29日以後花蓮外海雖測得波高超過 3m，尖峰週期達 13^{sec} ，但因波向偏東，對港口未造成直接影響，船隻得以靠泊。

3. 威脅花蓮港之颱風

根據上述近海與遠洋颱風對花蓮港之影響分析結果，初步研判，當近海颱風中心位於花蓮港東南方與南方之間，且朝花蓮港前進，對港池穩靜造成直接威脅；其程度則決定於颱風規模、中心前進速度等因素。

遠洋颱風發生在菲律賓東方海面，中心位置介於花蓮港南方與東南東方間，所產生之湧浪均可能對港池造成負面影響。颱風規模、中心距離及前進路徑與速度決定影響程度之主要因素；其中尤以颱風強度及暴風範圍最具影響力。當颱風中心移至花蓮東南東方位線以北所造成湧浪，受東防波堤遮蔽，對港池穩靜影響大幅減低。

(二) 蘇澳港

蘇澳港在建商港前因有海軍龍淵計畫，建港遷就軍方北內堤，外廓防波堤佈置缺乏整體規劃。北內堤對商港成喇叭形，如圖 12。外海入射波浪受北內堤作用，反射波及導波直接威脅商港區，造成港池穩靜負面影響。

台電為了解增建北外堤佈置如圖 13，在南外堤內側興建卸煤碼頭，委託本所辦理港池穩靜及船舶動力模型試驗。試驗結果，港

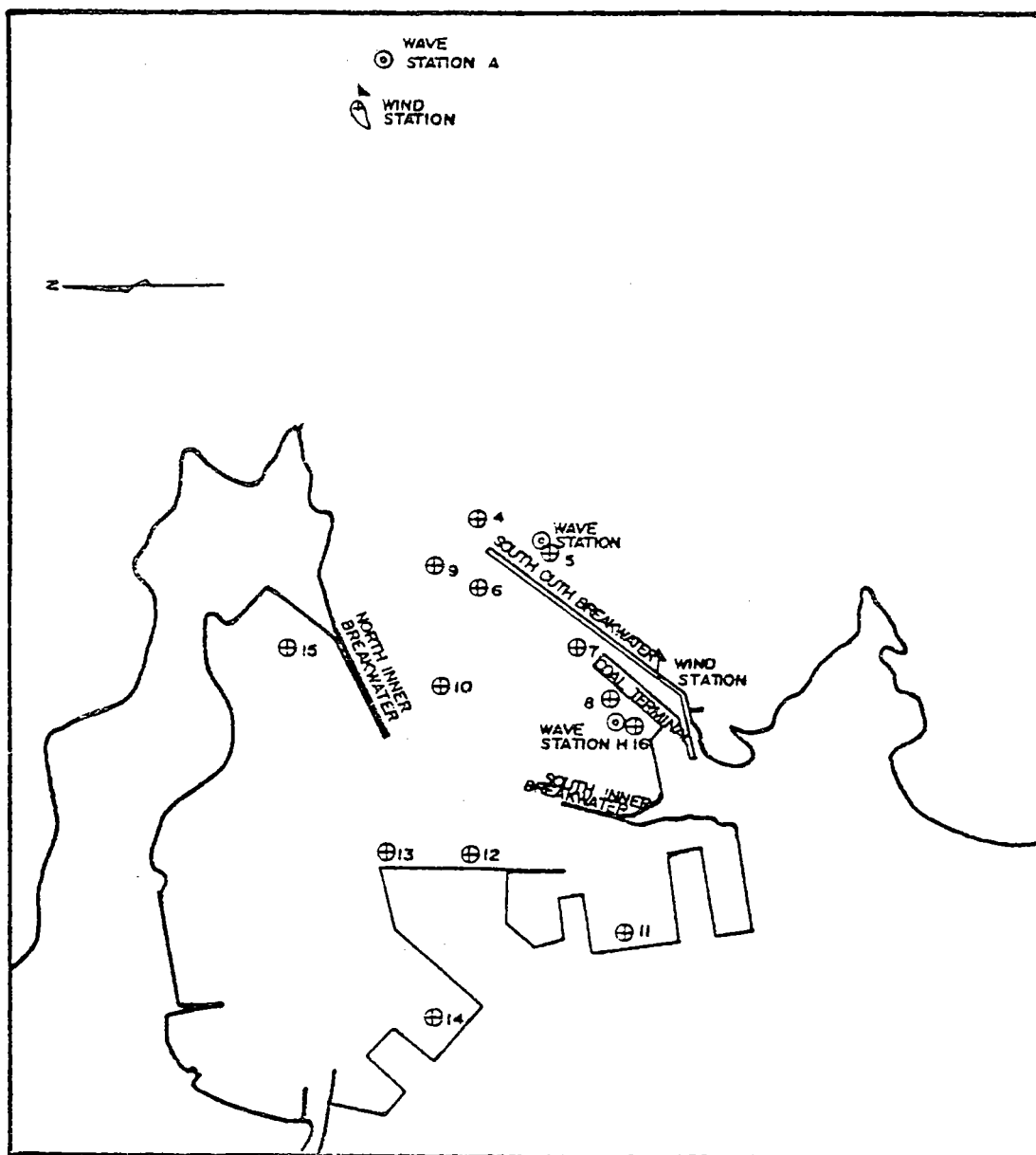


FIGURE 12 SU-AO HARBOR—WIND AND WAVE STATIONS ARRANGEMENT OF WAVE GAUGES

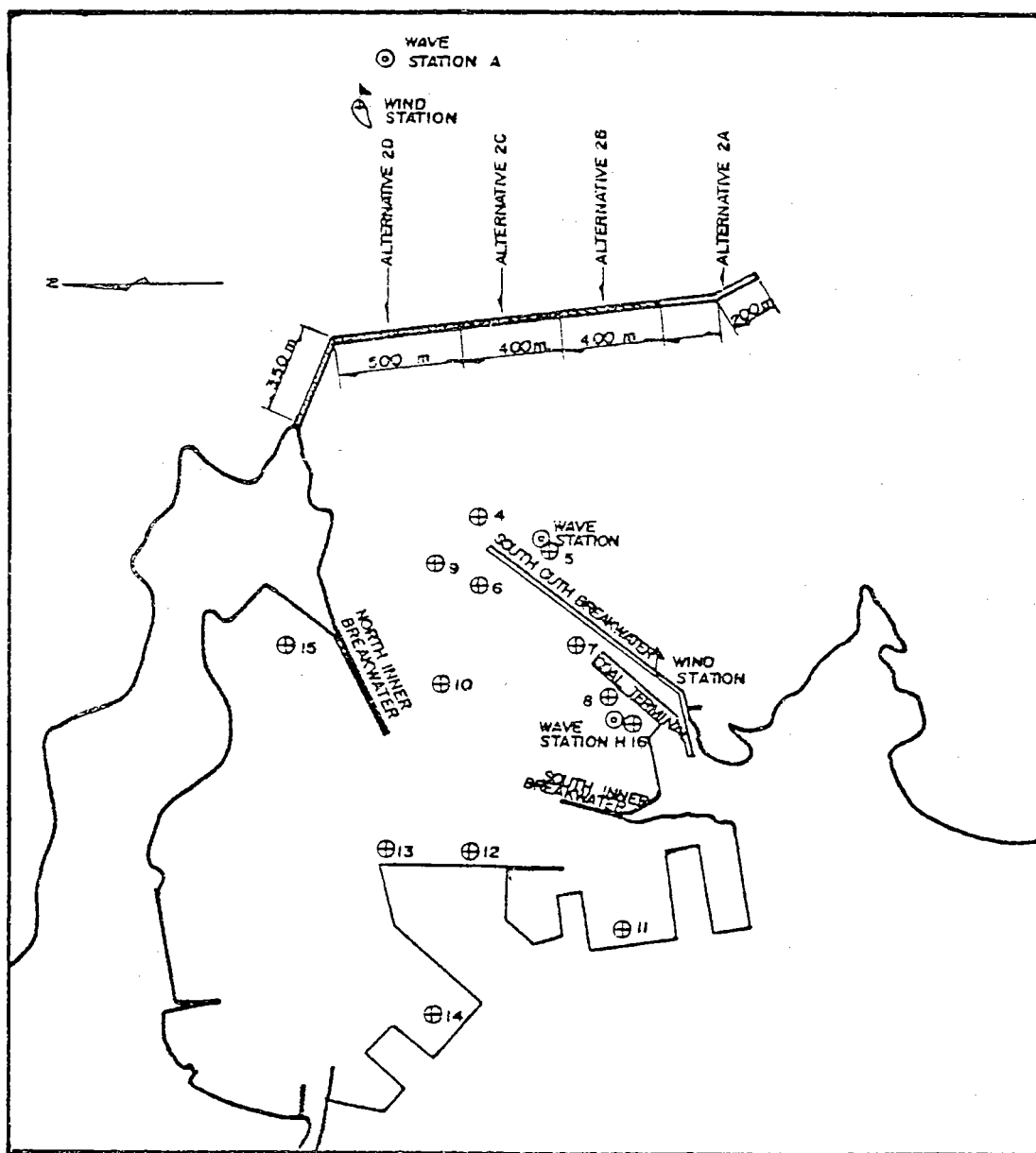


FIGURE 13 SU-AO HARBOR - WIND AND WAVE STATIONS ARRANGEMENT OF WAVE GAUGES

內波浪、碇靠船隻運動、纜繩拉力及護舷壓力之延時變化如圖 14。擴建北外防波堤後，雖能有效遮蔽外海入射波浪，波高由 5m 減至港內 0.3m 以下。但從波形顯示，水面除短週期變動外，還存在長週期副振動現象，此種長週期波浪振幅不大，觀測時不易察覺，但對碇泊船隻運動，纜繩受力及護舷壓力造成極大之衝擊；也可能是造成港池共振之主要因素。

深海入射波浪波譜分析結果如圖 15。尖峰週期能量密度較長週期波浪能量約大 100 倍；而港池內測點波浪能譜分析結果如圖 16，尖峰週期能量密度減小 300 倍以上，但長週期能量卻與外海相差不到 10 倍。

根據本所在 78 年 9 月 11 日及 13 日曾在蘇澳港內 11 與 12 號碼頭間安置 NBA-DNW-5 壓力式波高計，量測 78 年 9 月 11 日至 13 日莎拉颱風侵襲期間港內波浪，每隔兩小時紀錄 110 分鐘。波譜分析結果如圖 17 及 18。港內波浪能譜顯示，除短週期能量外，尚存有長週期波浪能量，其波譜形狀與試驗結果極為相似。進一步分析第二波峰如圖 19，其週期為 70 sec.。

三、港灣建設對鄰近區域之影響

天然海岸不論沖刷或淤積，經歷長時間風浪作用大都能維持穩定狀態。人工港口必需興建大量防波堤以遮蔽入侵風浪，確保港池穩靜，並防止漂沙入侵。防波堤由陸地延伸至海中，因阻斷沿岸能量傳輸，破壞海岸平衡，使上游淤積，下游沖刷。茲就花蓮與台中兩個在平直海岸興建的人工港，建港完成後，對鄰近海岸所造成之影響作簡單之介紹，希望借此提醒從事海岸工程人員在規劃興建海岸工程時，必需重視其對鄰近區域之負面影響，將維護成本併入考慮。

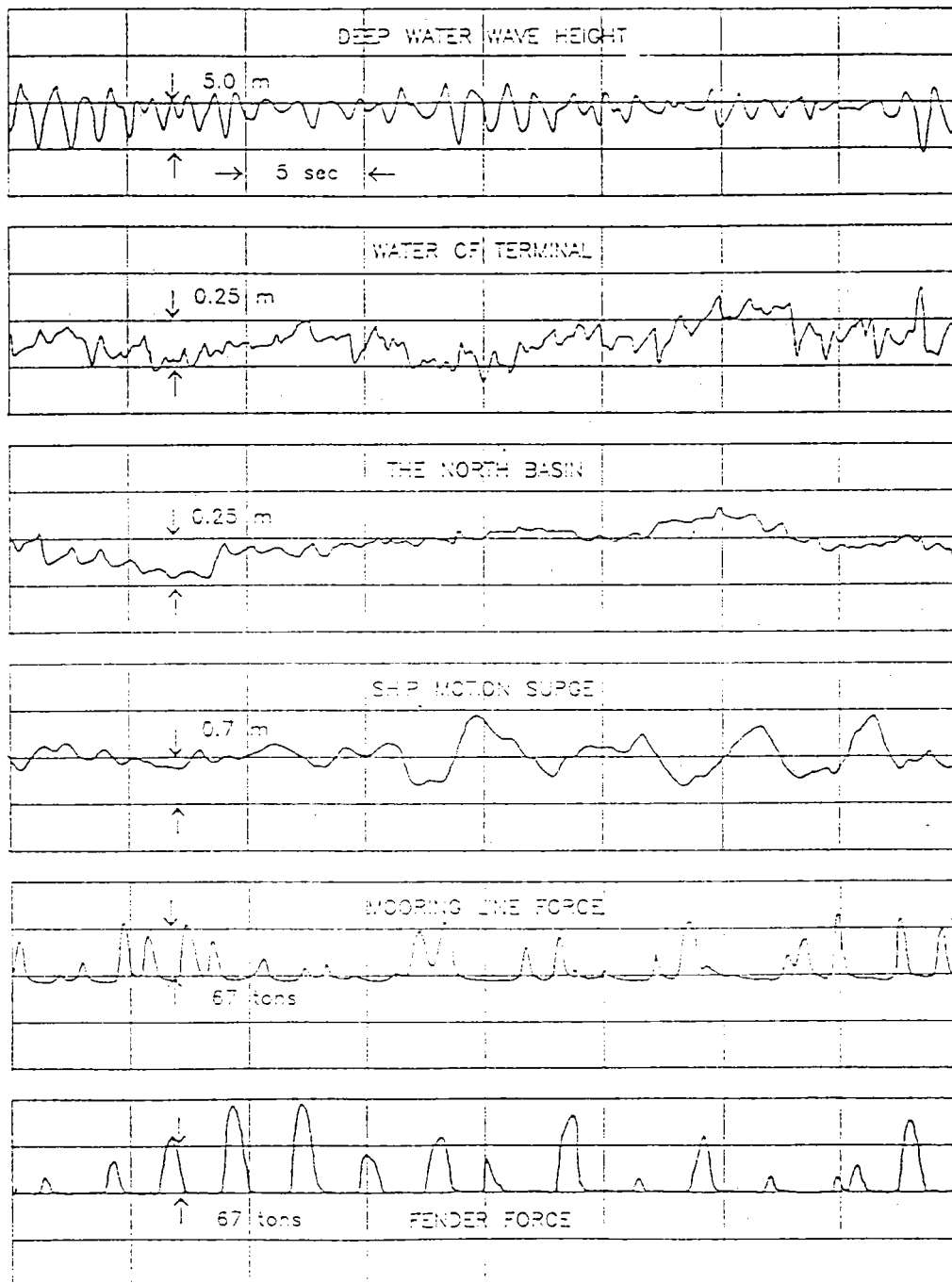
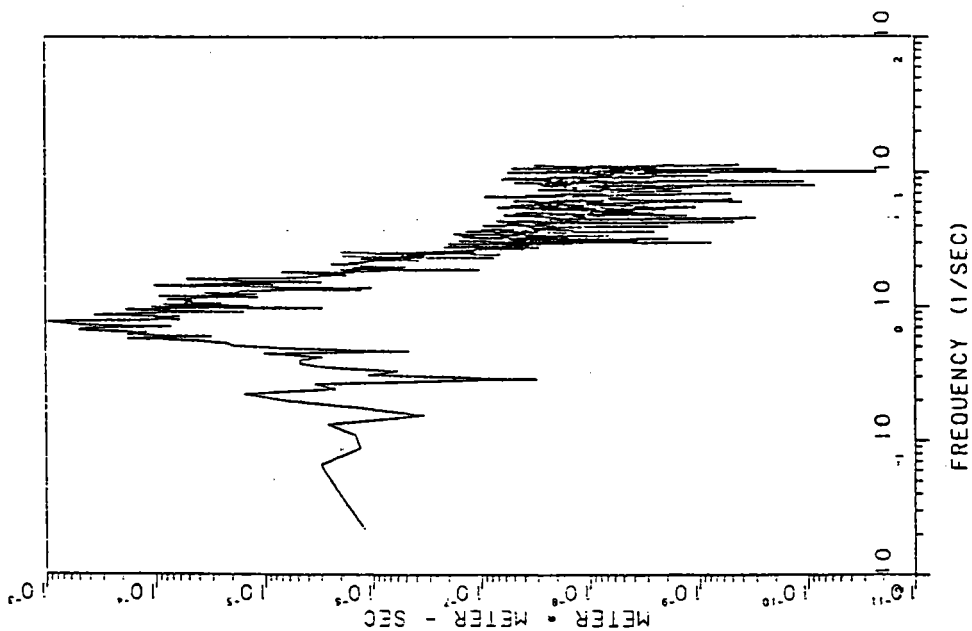


圖14 波高、船體運動、纜繩拉力及護舷壓力延時變化

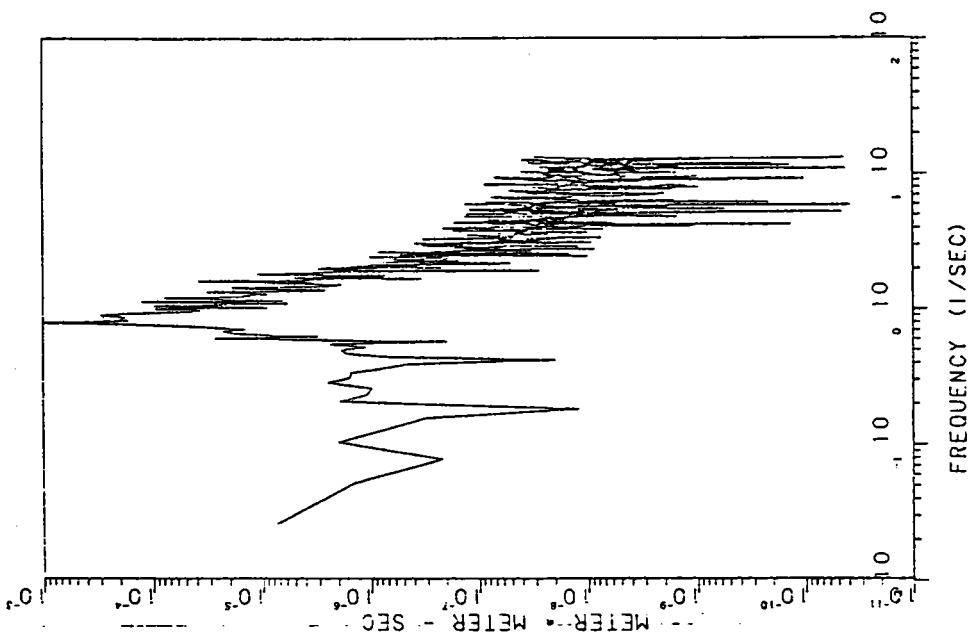
SPECTRAL DENSITY FUNCTION

• DATE : 1986/10/09
 • DATA TYPE : SU-AO MODEL . CH NO. ~ 2
 • DATA NAME : 285F142.000 READ SPD ~ 23
 • PEAK OF PERIOD : 1.27 SEC



SPECTRAL DENSITY FUNCTION

• DATE : 1986/10/09
 • DATA TYPE : SU-AO MODEL . CH NO. ~ 3
 • DATA NAME : 285F123.000 READ SPD ~ 27
 • PEAK OF PERIOD : 1.26 SEC

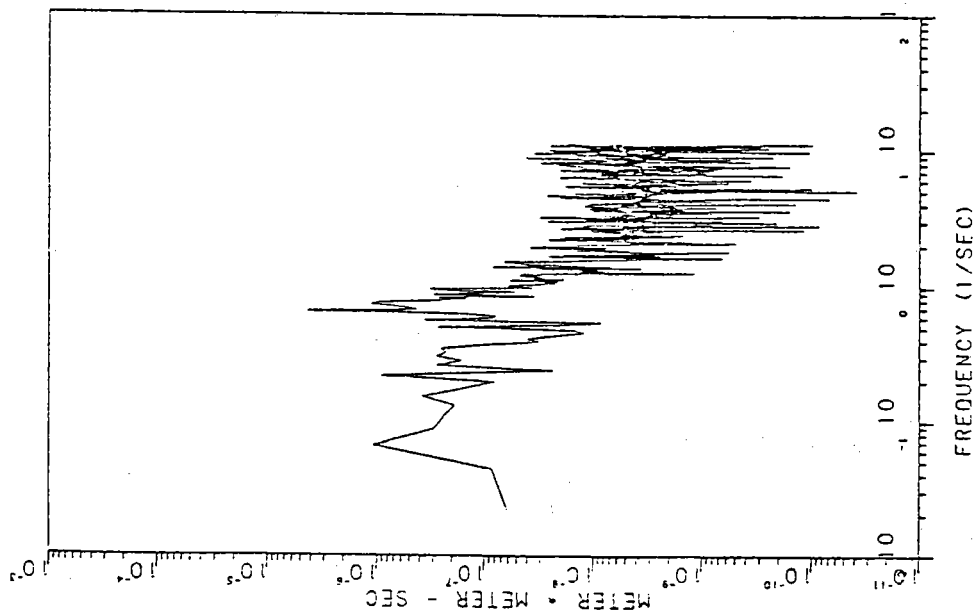


Incident Wave Spectrum

Figure 15

SPECTRAL DENSITY FUNCTION

• DATE : 1986/10/09
 • DATA TYPE : SU-AO MODEL . CH NO. ~ 16
 • DATA NAME : 2AESE14G.000 READ SPD = 23
 • PEAK OF PERIOD : 1.48 SEC



SPECTRAL DENSITY FUNCTION

• DATE : 1986/10/09
 • DATA TYPE : SU-AO MODEL . CH NO. ~ 7
 • DATA NAME : 2BSE127.000 READ SPD = 27
 • PEAK OF PERIOD : 1.26 SEC

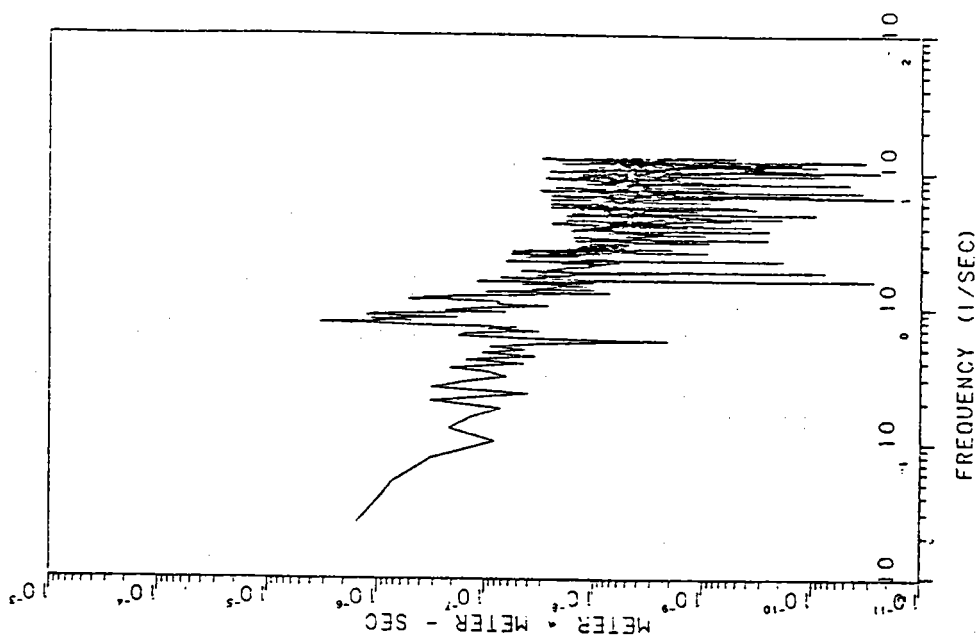


Figure 16 Wave Spectrum at Water Front of Terminal
 (Inner Harbour Terminal)

WAVE DATA OF SU-AU0 1989/0912/0000 (4096)

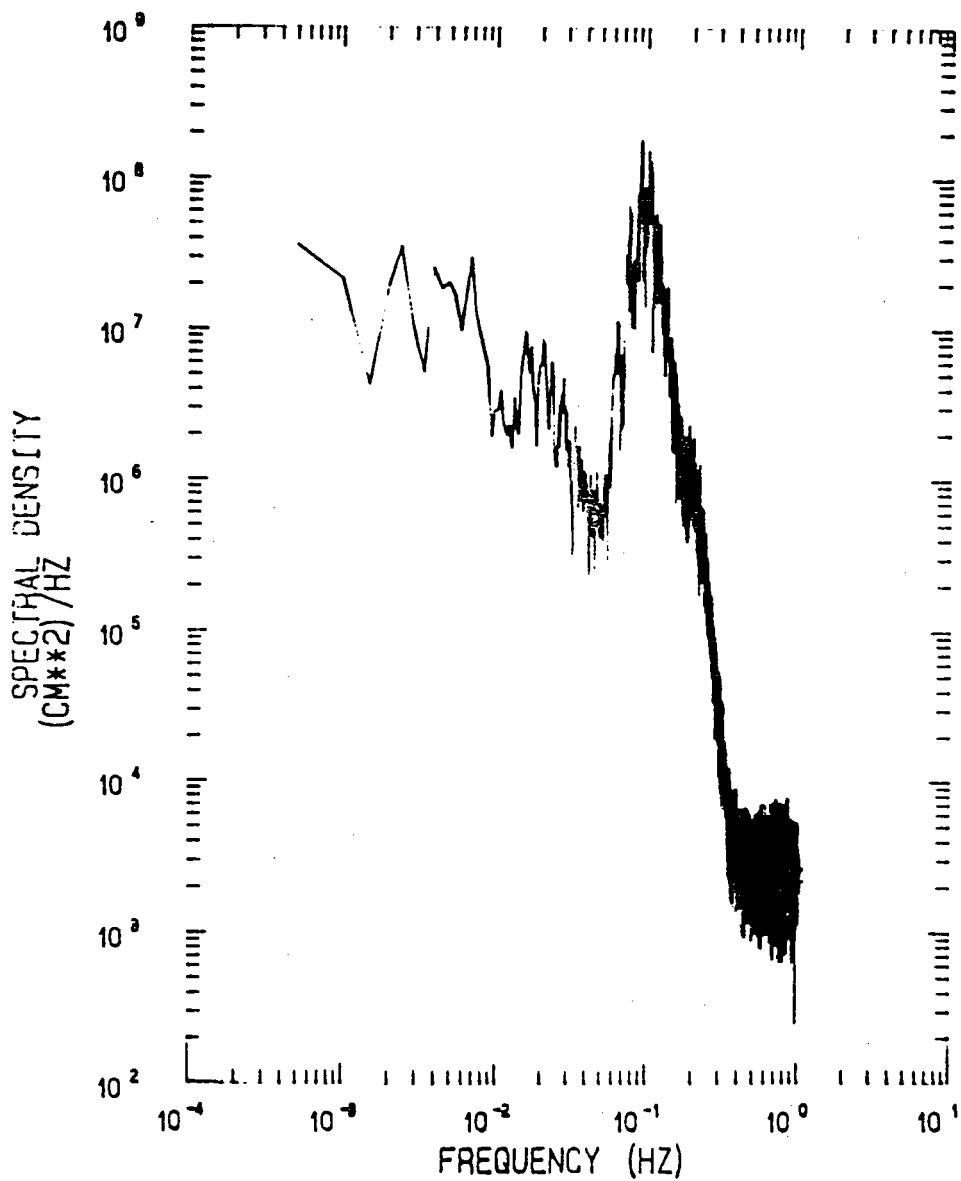


圖 17 蘇澳港 11 號碼頭實測波譜
(1989/0912/00:00-01:50)

WAVE DATA OF SU-AU0 1989/0912/0200(4096)

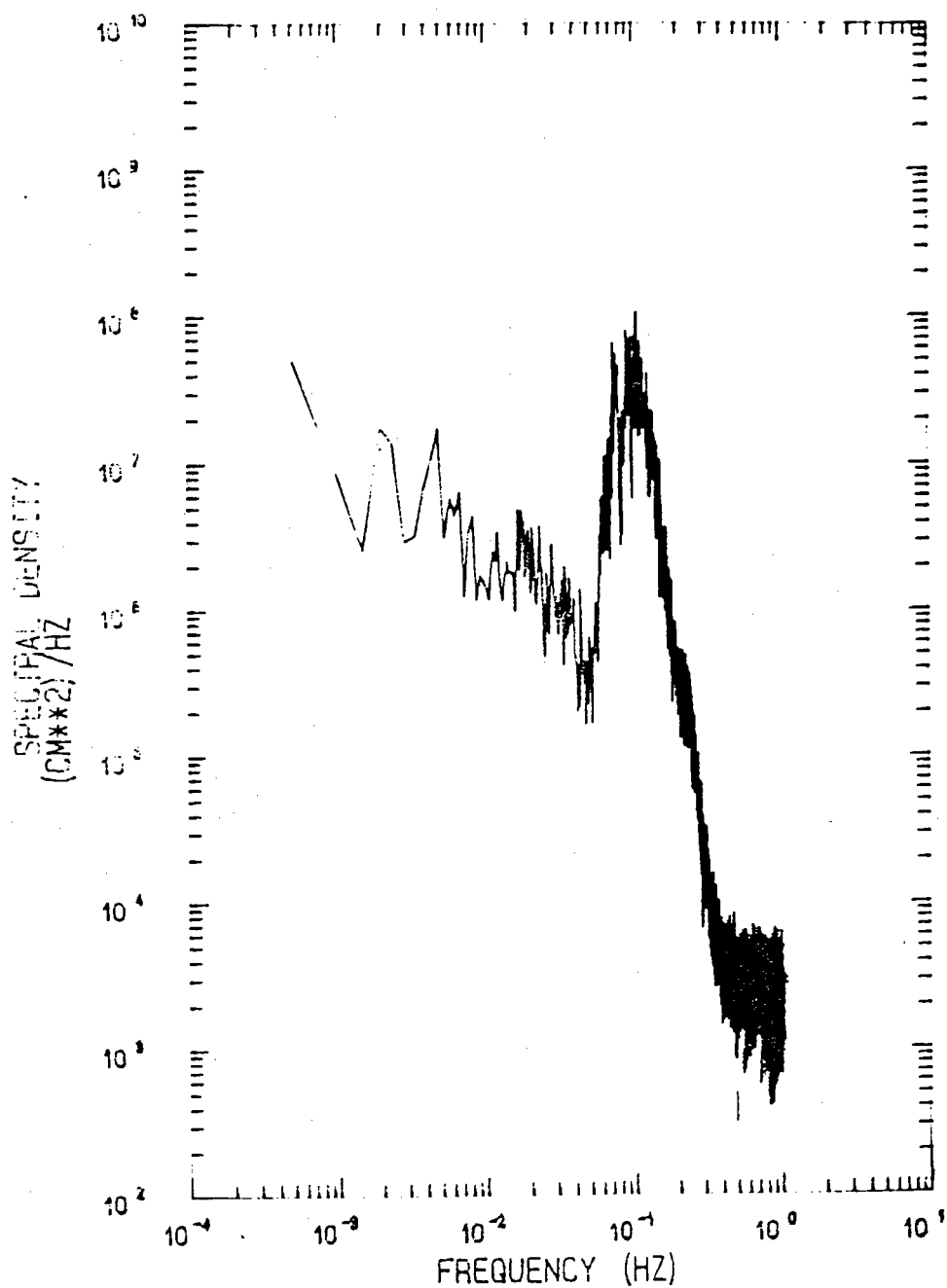


圖 18 蘇澳港 11 號碼頭實測波譜
(1989/0912/02:00-03:50)

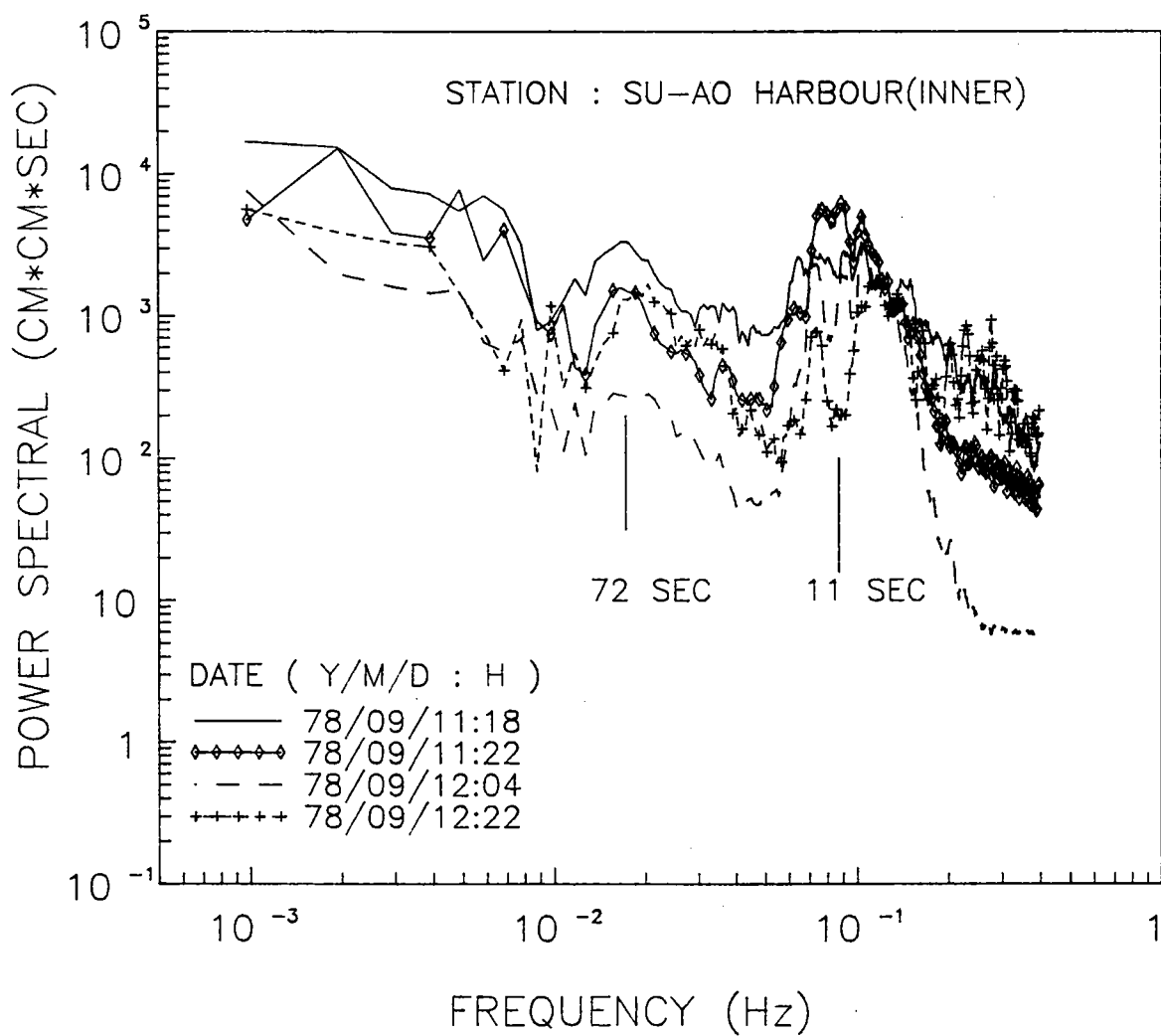


圖19. 蘇澳港11號碼頭實測波浪能譜

(一)花蓮港

花蓮港四期擴建，防波堤佈置如圖20。因興建西防波堤，使美崙溪口受偏東南向波浪侵襲時，在溪口產生環流現象，造成河川排砂堆積於河口或經由港口漂進港池，日積月累阻塞河川排水，影響船隻進出港口。

美崙溪口位於海岸與西防波堤交角處，每當颱風過境時，低氣壓及強風造成暴潮(註)，因受西防波堤阻斷，水位湧升加大，增加美崙溪排水困難。若為改善花蓮港不穩靜現象，再延長東防波堤，則環流規模可能加大，河口淤積加劇，暴潮水位再增加。

註：氣象變化所引起之海水位上升稱為氣象潮、暴潮或異常潮位，主要成因為氣壓降及強風剪力。一般公式為

$$\xi_{\max} = \frac{0.991 \Delta P}{1 - \frac{V^2}{gd}} + C \frac{U \cos^2 \theta}{d} F$$

其中 $\xi_{\max}$: 暴潮位 (cm)

ΔP : 氣壓降 (mb)

d : 水深 (m)

V : 颱風前進速度 (m/s)

U : 風速 (m/s)

F : 吹風距離 (km)

θ : 風向與海岸法線夾角，東、西堤完成後河口形成海灣地形， θ 接近 0° 。

C : 係數，因地形而異，平直海岸最小，海灣最大。

根據水利局調查資料顯示，花蓮港東防波堤興建前，南濱海岸並無明顯沖刷現象；但東防波堤擴建延長後，美崙溪口至自由街口呈現淤積現象，而南濱海岸則呈現沖刷現象。花蓮港附近海岸坡度陡峻，漂沙底質移動較易掉落深海，沿岸輸沙量較少。據此研判美崙溪口淤積雖可能減少南濱海岸沙源補助，但並非造成嚴重侵蝕之直接因素；而東防波堤興建後，受東北向波浪侵襲時，堤頭波浪集中作用於南濱海岸，可能是造成南濱海岸灘線後退之主因。

(二) 台中港

台中港係建在平緩沙灘上的人工港。因此，在規劃前為尋求防浪、防沙最佳佈置，曾辦理大型水工模型試驗。根據試驗所獲得最佳佈置進行設計、施工。防波堤工程在67年全部完工後，已能充份發揮防浪、防沙功效。縱使港外波濤洶湧，港內水域卻相當平靜。大量由北向南輸沙受北防波堤阻攔亦能沉積在淤沙區，而未漂進港口，淤塞河道。

台中港區主要河川北有大甲溪，南有大肚溪，在規劃時估計每年輸沙量分別為 113萬立方公尺及 120萬立方公尺。利用波浪能量推估台中港沿岸每年由北向南每年輸沙量約為 128萬立方公尺；由南向北則約為 13萬立方公尺。根據此項資料，考慮大甲溪以北向南漂沙綜合研判本區每年漂沙量約為 150萬立方公尺。建港前漂沙試驗結果認為北防波堤與北防沙堤完成後，可以防止沿岸漂沙32年，或保守折半估計16年不致淤塞港口；南防波堤以南約 2000 公尺則因缺乏補注沙源，會發生嚴重侵蝕現象。

民國67年外廓堤防全部完工後，根據水資會河川輸沙資料顯示，規劃建港前所採用大甲溪輸沙量偏低甚多。因此，台中港務局委託本所辦理漂沙檢核試驗。試驗結果認為沿現有堤線或航道方向延伸防波堤 600公尺，可延長港口壽命分別為 13年及 18年，保守估計應在7至9年以上。

台中港建港完成後實測地形資料顯示，北防波堤以北至大甲溪口每年淤沙量約為 330 萬立方公尺，其中北防波堤與北防沙堤間約 140 萬立方公尺；而南防波堤以南至大肚溪口間每年亦有相等量之沖刷，但在南防波堤以南約 2000 公尺範圍內呈現堆積現象，每年淤積量約為 60 萬立方公尺。

近年來由於河川上游整治發揮功能，河川輸沙量減少，台灣西部海象大都呈現侵蝕現象。台中港北防波堤興建已有防止漂沙由港口進入港池，淤塞航道，並堆積於淤積區。「有沙斯有土，有土就有錢」，如何有效利用這些沙的資源，創造廣闊生活空間；以及如何防制南防波堤以南繼續發生侵蝕，危及堤基，應該是台中港今後工程重點。

四、參考資料

1. 張金機、曾相茂等，台灣四周海象氣象調查研究(五)，79研(三)，港灣技術研究所，79.6.30。
2. 許泰文、歐善惠等，花蓮港東防波堤擴建前後地形變化研究，第十三屆海洋工程研討會論文集，P.441~456，80.11。
3. 財團法人港埠服務社，花蓮港東防波堤延長工程規劃簡報。
4. 花蓮港務局提供颱風期間港內船舶動態資料。
5. C.K. Chang, Hydraulic Model Study of Taipower Su-Ao Coal Unloading Terminal, SP No.33, IHMT, April 1987。
6. 中華顧問工程司，台中港港口擴建計畫評估研究，77.4。

貳：海洋環境下工程材料 耐久性之探討

PART I 鋼結構物之耐久性探討

港灣技術研究所港工材料組組長 陳桂清

一、前言

金屬發生腐蝕為一自然的反應過程，大多數的金屬材料曝露於宇宙大氣層環境下都會自然逐漸地被腐蝕，尤其是在酸、鹼或海水等環境下，腐蝕更趨嚴重。

在海洋結構物中使用鋼材者如鋼管樁、鋼板樁型鋼、厚鋼板、拉桿、欄杆、鋼筋及海底管線等。鋼鐵材料由於蘊藏豐富，各種機械性質（如具高强度、韌性…）優良，材質均一，價格低廉、容易切割、焊接…等施工便捷，因此大量使用於海洋結構物主體結構工程中。鋼板樁與鋼管樁在港灣結構物（如碼頭鋼板樁岸壁、碼頭繫留設施、外海船席或鑽油平台等）使用量極多。這些鋼構物，長期浸泡於海水下，鋼材極易發生腐蝕，其受腐蝕侵襲之程度隨著曝露區域以及週遭環境因子的影響而有很大的差異，如圖 1-1 所示。

為確保鋼結構物之耐久性以及在規劃設計、材料選用及防蝕策略上有所助益，必須了解鋼結構物發生腐蝕的原因以及可能影響腐蝕速率變化之因素。

二、金屬的腐蝕機理

(一)腐蝕之基本原理

腐蝕為一自然反應，大多數的金屬礦物在自然條件下均以氧化物狀態

之穩定化合物形式存在。從礦物中冶煉之金屬，當曝露在天然環境下，由於環境因素之影響，這些金屬材料，逐漸由不穩定之狀態逐漸回歸於原來穩定之氧化物狀態，這種材料性質改變的過程，即為腐蝕之行爲。

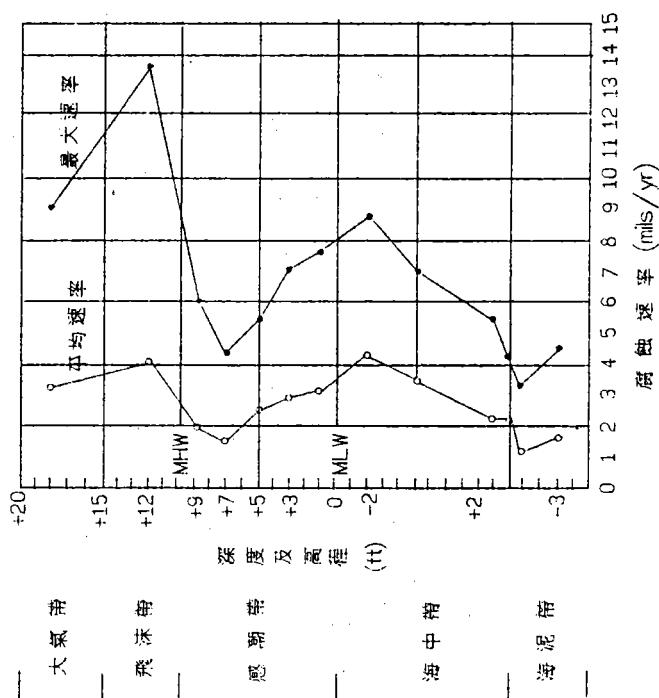


圖 1-1 港灣鋼板樁腐蝕速率剖面圖

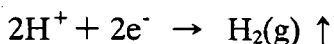
(二)腐蝕的電化學特性

腐蝕是金屬材料與週遭的環境(諸如水、氧、腐蝕性離子等)反應，而發生物質退化的現象。它是屬於一種電化學反應之行爲，其間涉及有電子的轉移，如金屬由原子狀態因放出電子而變成金屬離子，或金屬離子因獲得電子而成爲金屬，因而構成氧化反應(陽極)及還原反應(陰極)之發生。而反應之難易與金屬材料的氧化還原電位有關。因此任何腐蝕的發生，必須具有陽極反應和陰極反應以及能使電子或離子流動轉移之導電途徑(亦即電解質)，形成一封閉的導電迴路。任何金屬在水溶液中可視爲表面不斷進行著陽極與陰極反應，其腐蝕過程如下：

陽極反應部份：(主要是金屬的溶解)



陰極反應部份：(在酸性水溶液中，則有 $H_2(g)$ 釋出)



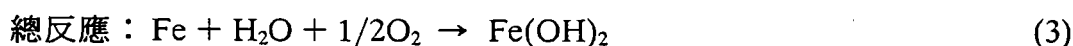
或 $1/2O_2 + H_2O + 2e^{-} \rightarrow 2OH^{-}$ (在中性或鹼性水溶液中)

在自然腐蝕狀況下，許多局部陽極反應及陰極反應區同時分佈在一塊金屬表面上。通常這些局部陽極反應與陰極反應區域並不固定在某一位置點(原子)上，而是隨時在變化移動。當這些局部陽極與陰極區隨時任意且持續地在變動位置時，則金屬表面將會產生粗糙現象而形成銹層，是謂均勻腐蝕。如受到其它因素影響，這些局部活化區域(陰極與陽極區)被固定而不移動位置時，則金屬表面遭受到局部腐蝕(例如孔蝕、間隙腐蝕等)。

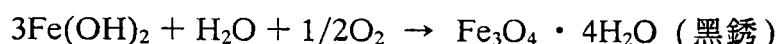
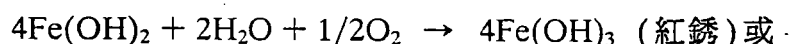
三、鋼材在海水中之腐蝕過程

海水中之鋼材(如鋼板樁等)，在鋼板樁之表面因同時具有許多高活性區域(陽極反應)與鈍化區域(陰極反應)所形成之許多小腐蝕電池(corrosion cell)系統，導致鋼材發生表面腐蝕現象。

鋼材在海水中發生腐蝕之化學反應如下：



式(3)中， Fe(OH)_2 將繼續反應，生成 Fe(OH)_3 或 $\text{Fe}_3\text{O}_4 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$ ，其反應式如下：



四、影響鋼材腐蝕速率之環境因子

(一)曝露區域劃分：

從許多調查研究發現，海洋結構物之腐蝕的部位及速率有很明顯的差異。由於彼此接觸(曝露)環境不同，其腐蝕形態亦不同，因此為方便區分與探討，特將海洋環境區分成五個曝露區域，如圖1-1所示。

1. 海洋(面)大氣帶：

此區域範圍內結構物表面完全曝露接觸大氣中之各種介質，諸如氣體、日照……等大自然介質。在此區域內大氣中含有高濃度之海鹽粒子，加上大氣中日照，溫度變化，致使碳鋼材料結構體之外表很容易受到侵蝕。

2. 飛沫帶：

此區域範圍自平均高潮位以上至海面大氣帶下端，鋼板樁曝露於此範圍內時，由於不斷反覆地受到海浪的潑濺以及日曬乾燥，產生乾濕循環作用，致使附著鋼材表面之鹽份(氯離子)及氧氣濃度不斷增濃，腐蝕更為嚴重，因此腐蝕速率很大。此區域為五個曝露區域中，腐蝕最嚴重的部位。

3. 感潮帶：

此區域介於高低潮位之間，由於受到海水漲退潮之變化，鋼板樁表面週期性的接觸海水浸泡及曝露於大氣中，猶如進行乾濕反覆作用。在此區域內，由於空氣與海水波浪之交夾作用，致使海水中之溶氧濃度高，因而在感潮帶下方緊鄰海中帶之部份，恰可形成一個氧氣濃淡電池作用之現象。因此溶氧量高之感潮帶中之鋼板，可視為一陰極反應面積，腐蝕速率低，而低潮位下約1m處(亦即海中帶部份)，因溶氧量低，故可將海中帶內之鋼板當成陽極反應部位，因此腐蝕量較大。

由於受到氧氣濃淡電池作用，感潮帶中之腐蝕速率為五個曝露區域中最低者。

4. 海中帶：

此區域範圍自低潮位下端至海泥(床)帶間，在此曝露範圍內，整個

結構體完全浸泡於海水中。此區域之上端邊緣，亦即與最低潮位緊接鄰的區域，因有氧氣濃淡電池之作用，曝露於海中帶之鋼板則可視為一陽極反應區域，因此海中帶上端部位之鋼板腐蝕速率很大，極需做適當的防蝕保護措施，同時，在此區域中，海生物之附著問題，海流之沖擊、水溫及溶氧量等因素，亦會影響腐蝕速率。

5. 海泥(床)帶：

在此曝露區域內，鋼板(管)樁等結構物均係埋入於海底土層中，與海水接觸較小，一般而言鋼材之腐蝕速率很小，然而在污染的海域中，如有硫化氫(H_2S)或海泥中有硫酸還原細菌存在的話，則鋼材的腐蝕性會增加，腐蝕速率變大。

(二)海水的特性：

海水是一個極複雜的水溶液，為大自然環境下一個包容性非常大的緩衝溶液，碼頭鋼板(管)樁絕大部份(約80%)都浸泡於海水溶液下，其間金屬材料發生腐蝕之變化很大，因此有關海水之化性、物性及相關影響因素都必須深入探討之。

1. 含鹽量：

海水與其它水溶液最大的不同點，即海水含有很高的鹽份(i.e.以氯離子濃度或鹽度表示之)，亦是鋼鐵材料最易發生電化學腐蝕反應之環境。在廣闊的大海中，海水中大約含有3.5%(重量百分比)之氯化鈉($NaCl$)或鹽度(Salinity)約介於32~36之間。在封閉的海灣水域，由於蒸發作用，致使海水鹽度較高，例如紅海其鹽度約為41。而在有河川流入之海口附近，因受陸地淡水溪流之稀釋，則鹽度較低。

海水中之 Cl^- 能穿透破壞鋼鐵表面之鈍化性質或阻止鈍態保護膜之生成，因而使鋼鐵表面發生腐蝕。據美國海軍研究人員Reinhart在太平洋海域所做試驗發現，海水含鹽量之多寡與溶氧量、pH值、溫度、水深等均有相互關係，如圖4-1所示。

2. 海水溫度：

海水之表面溫度，通常受到地球上緯度之影響而有所變化。其變化範圍從極地-2°C至赤道35°C之間。溫度之變化，對海水之化性、物性

及海洋（微）生物滋長等都有相當密切關係。因此從金屬材料腐蝕反應觀點下，海水溫度之變化就變成一個極複雜的變數。一般而言，溫度是影響動力學上之反應速率及質量傳送。在動力學理論控制下，溫度每上昇 10°K ，腐蝕速率則增加一倍。當海水溫度升高時，致使鋼材變成爲較不高貴電位之金屬，此時鋼材之腐蝕電位開始移向電位更負之方向，亦即鋼材更容易進行腐蝕反應。

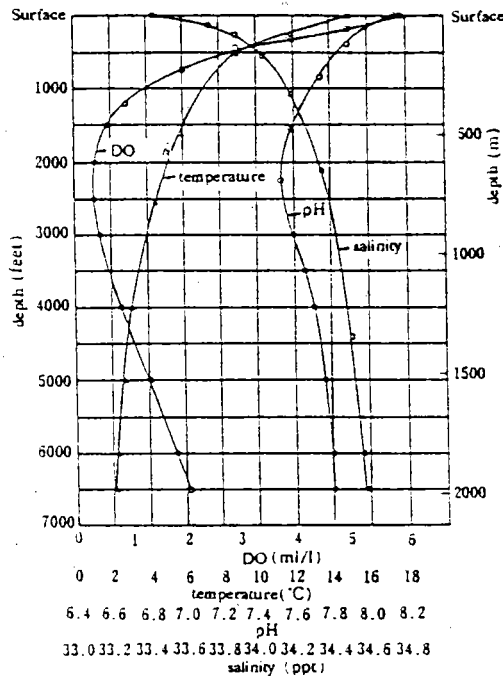


圖 4-1 海水之鹽度、溶氧量、pH 值、溫度、水深之關係

圖 4-2 顯示港灣結構物等開放系統，隨溫度上升，溶氧量減少，

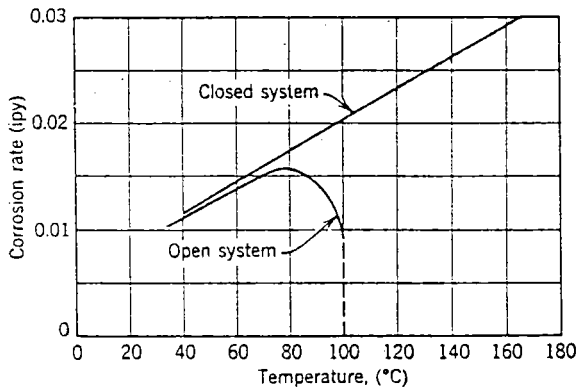


圖 4-2 鐵腐蝕速率與溫度之關係

溫度上升到 80℃時，鋼鐵之腐蝕速率為最大，而如海水管線等密閉系統，沒有溶氧量減少之發生，故腐蝕速率隨溫度之上升而遞增加。

3. pH 值

海水通常是含鹼性之水溶液，海水之 pH 值是表示海水中多種基本離子與大氣層中之二氧化碳 (CO_2) 進入海水之量，達成平衡狀況之數值。一般海水之 pH 值正常情況下是介於 8.1 至 8.3 之間。但在停滯不流動之港灣海域中或是海水中之有機物體分解，一方面消耗海水中之溶氧量，一方面受到厭氧細菌作用產生大量之 H_2S 下，亦可能使海水變成較酸性，海水之 pH 值降低至 7.0 以下。但在較接近海水表面之部位，當海水中之植物進行光合作用時，將會消耗海水中之 CO_2 量此時海水之 pH 值可能增高而超過 9.0 以上。

上述 pH 值之變化隨著海水之深度、溫度、溶氧量…等因素之不同而異，如圖 4-1 所示。

一般金屬材料在水溶液之腐蝕反應速率與 pH 值有密切關係，如圖 4-3 所示。圖中顯示 pH 值介於 4~10 之間時，金屬之腐蝕速率與 pH 值無關，維持一定腐蝕速率，而僅與氧氣擴散至金屬表面之速率有關。通常鐵材在海水中極易發生腐蝕，金屬表面生成一層阻礙氧氣擴散之 $\text{Fe}(\text{OH})_2$ 膜，隨著腐蝕之進行，此膜不斷的更新滋長，並與鹼性海水接觸，因此鐵表面之 pH 值約為 9.5。

當海水 pH 值低於 4 時，鋼材表面之 $\text{Fe}(\text{OH})_2$ 鈍態保護膜被溶解，鐵表面之 pH 值降低。鐵材之次表面層不斷地析出且更能直接與海水接觸，腐蝕速率增大約等於氫氣生成與氧氣去極化作用所產生之腐蝕速率。而 pH 值大於 10 時，增加環境之鹼性，亦增加鐵表面之 pH 值，因此鐵表面之鈍態保護膜不易溶解，腐蝕速率大大降低。

4. 溶氧量：

氧是海水中金屬發生腐蝕最主要的催助劑。主要原因乃是鋼材腐蝕電化學反應過程中，氧在陰極半反應部份中與水作用，生成 OH^- ， OH^- 再與陽極半反應部份中之溶解出之 Fe^{+2} 作用，形成 $\text{Fe}(\text{OH})_2$ 之腐蝕生成

物，如果氧氣供應充足時，則 $\text{Fe}(\text{OH})_2$ 繼續繁衍生成各種不同之鐵銹生成物。海水中鋼鐵之腐蝕速率依其表面之溶氧量而定，若海水之溶氧量增加時，則接觸鋼鐵表面之氧量增加，其腐蝕速率增大，如圖4-4所示。在正常的大氣壓下，海水之溶氧量隨著溫度及鹽度之變化，維持一平衡關係。

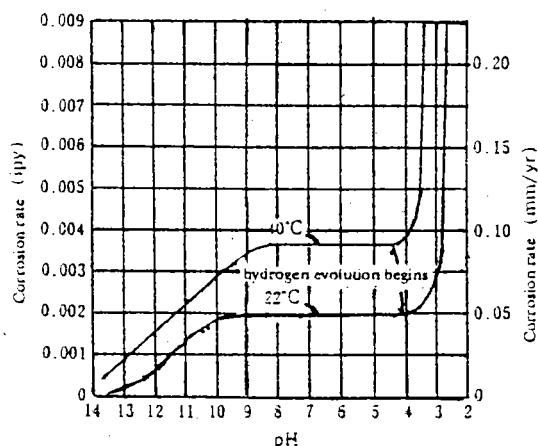


圖4-3 pH值與腐蝕速率之關係

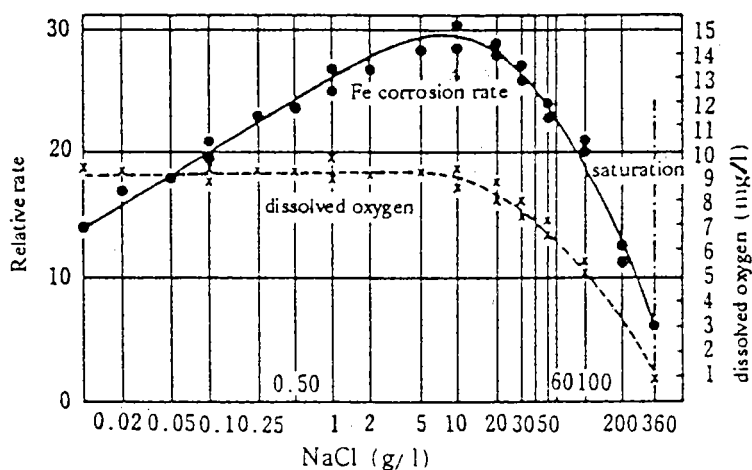


圖4-4 鋼材之腐蝕速率與溶氧量之關係

溶氧量變化亦隨海水深度而有所差異，主要受到海中植物進行光合作

用或有機生物體之分解作用，而致使溶氧量有所消長，在深海處溶氧量低，對大多數之金屬而言，其腐蝕速率相對亦低，溶氧量亦受海水流速之增大而增濃，亦受某些好氧細菌之作用(消耗)而降低濃度。

5. 比導電度 (Conductivity)：

海水之比導電度是決定金屬腐蝕量多寡之一個重要因素，尤其是在有伽伐尼偶合作用 (Galvanic coupling) 及金屬表面局部有間隙存在的地方。從腐蝕工程師之觀點來看，海水與其它水溶液比較時，最主要的特徵是海水具有很高的比電導度，約比一般水溶液高 250 倍以上。

海水之高比導電度容易造成金屬表面大面積的發生腐蝕反應，尤其是金屬表面之陽極面積小而陰極面積大時，腐蝕更是嚴重，最後形成局部孔蝕或間隙腐蝕。

6. 海水深度：

海水深度對金屬腐蝕之影響，現有公開的研究調查資料並不多。由美國海軍試驗站研究人員 Reinhart，於 1966 年曾在太平洋的試驗站所做的深海腐蝕試驗，其試驗結果如表 4-1 所列。

表 4 - 1 不同深度下各種金屬之腐蝕速率

金屬種類	不同深度下之腐蝕速率(mm/y)					腐蝕型態
	0m	704m	1600m	1700m	2050m	
Zinc	0.015	0.058	0.018	0.091	0.150	均勻腐蝕
Mild steel	0.127	0.043	0.023	0.020	0.058	均勻腐蝕
Aluminium alloy 5052	—	—	—	>0.576	—	孔蝕
"G"bronze	0.008	0.005	0.008	0.018	0.008	均勻腐蝕
Cu-10Ni	0.008	0.020	0.018	0.015	0.015	均勻腐蝕
Cu-30Ni	0.005	0.023	0.015	0.025	0.030	均勻腐蝕
Stainless steel(type 410)	—	1.270	1.270	1.270	1.270	孔蝕
Incoloy 825	—	輕微	輕微	0	輕微	孔蝕
Stainless steel(type 316)	—	0	0.025	0	輕微	孔蝕
Monel 400	—	0.033	>0.035	0.038	>0.092	孔蝕
曝露條件：						
溫度 (°C)	5-30	7.2	2.5	2.3	2.7	
溶氧量 (ppm)	5-10	0.6	1.8	2.1	1.7	

一般而言，腐蝕速率隨著海水深度之增加而呈遞減趨勢，但是亦有例外，如深至海床泥土時，若有硫化化合物存在時，更能助長厭氧性之硫

酸還原菌之滋長，最後更可能加速金屬之腐蝕反應速率。

7. 海水流速：

海水流速對金屬腐蝕速率有多方面的影響。它不但能造成增加較易到達接觸金屬表面之溶氧量，又能因海流衝擊之機械效應，去除金屬表面鈍態保護膜，更促使氧氣較易對金屬表面進行擴散及濃度極化，造成金屬發生腐蝕。

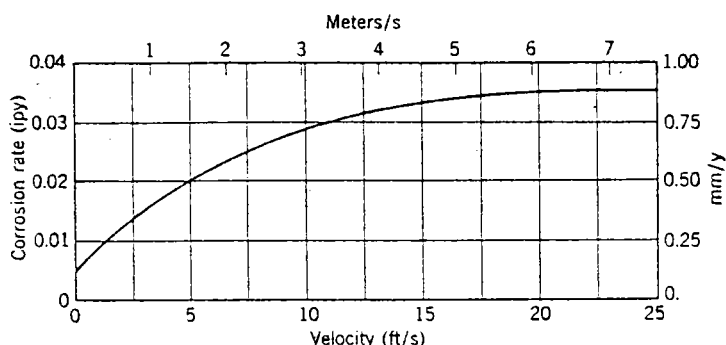


圖 4-5 腐蝕速率與海流速度之關係

8. 迷失電流腐蝕 (Stray current corrosion)

迷失電流乃指電流不沿正規之電流路徑流通，而徑走其它之路徑，一旦這種迷失電流流通進入金屬結構物時，在此電流離開結構物之處，會發生電蝕現象並加速腐蝕速率。海洋結構物諸如碼頭鋼板樁、油井平台，船舶停泊港口卸貨或進行電焊維修工程時或安裝防蝕系統（外加電流）時，其供電設備，諸如發電機，直流電源供應器等，可能發生斷路或漏電，這些電流可能經由船殼或直接流入海水中，由於海水是良好之電解質，更容易將這些電流傳導至鋼板樁等金屬結構物，迷失電流一旦進入結構物，則會加速腐蝕速率。通常一片金屬表面，在陽極部位 (i.e. 金屬溶解釋出離子) 由於受到迷失電流的影響，所造成之腐蝕量可由法拉第定律計算出。例如一安培直流電之迷失電流，流經鋼鐵結構物至海水中，每年將可腐蝕掉結構物約 9.1kg 之鋼鐵。

9. 海洋生物附著

海生物附著對鋼鐵之腐蝕，並不是一般腐蝕型態之一。它是一種因

——不需螺栓、螺帽、板手、襯墊以及鏈子等，且接合時具有柔韌性而抽排砂不會洩漏。

惟快速接合系統亦有一些缺失，諸如

- 由於在流管之頭部需分成兩個較小之管路，因此會產生兩個回填區。
- 在回填位置需要增加如水力式起重機 (hydraulic crane) 等額外之裝備。
- 該快速接合系統之兩個腳必須彼此保持若干配合，否則沈澱將導致較長一腳的阻塞。

由以上幾點可總結，此種系統除容易操作而且亦可減少回填工作時管路連結時之拖延時間。

有關開放式填沙方式另外一種與上述系統大不相同者即在海邊利用堤岸包圍起來之回填方式如圖 12 所示，利用這種方式，則會有較大比例細顆粒之沙源，在回填區之低處及遠端，通常是在前灘地帶可被攔截。此現象將由於堤岸後方因底質之侵蝕產生洞穴以形成壕溝使得該些區域，不適合於作娛樂休閒性之回填養灘。這種現象不僅危險而且在海灘回填一段較長時間後，將會造成當地區域不整齊地外觀。因此一個良好的養灘計劃除了需要有品質佳

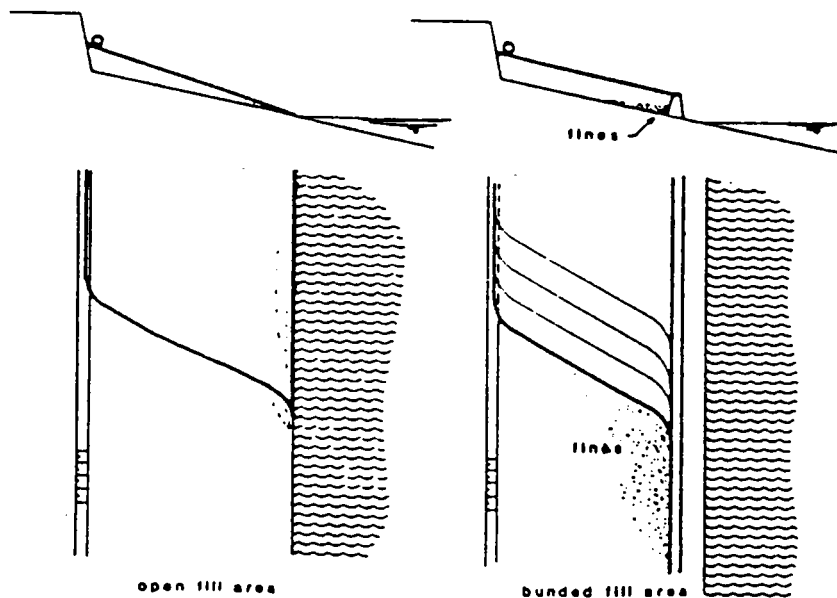


圖 12 open-fill and banded-fill

新建或現有結構物必須因環境條件採取適當的防蝕設施，通常港灣鋼構造物防蝕對策方法有陰極防蝕、塗裝與覆襯及預留腐蝕厚度工法等三大類。

1. 陰極防蝕法

(1) 防蝕方式

陰極防蝕為海水下鋼材最有效防蝕方法之一。陰極防蝕乃是以電化學方法抑制金屬腐蝕行為之發生。依電流供應方式之不同，陰極防蝕可分成下列兩種方式：

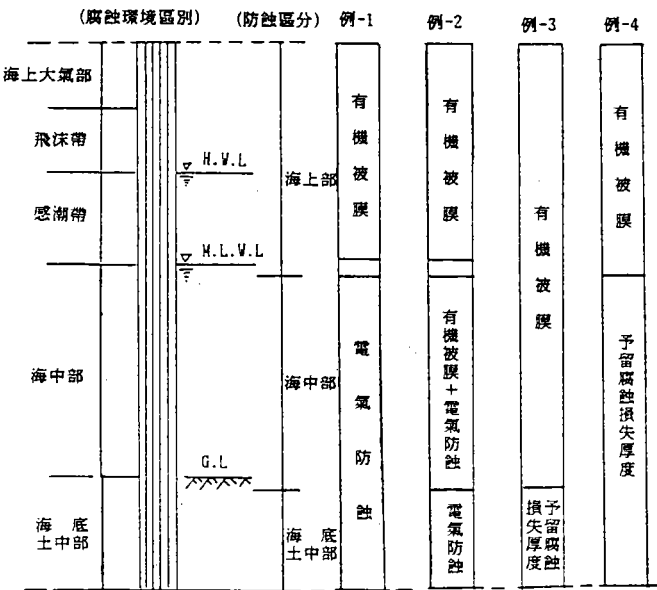


圖 5 - 1 港灣構造物的適用防蝕方法

① 流電 (犧牲) 陽極法

犧牲陽極法乃是利用自然電位較低之金屬 (如 Mg, Al, Zn)，做為陽極與被保護體的金屬 (變成陰極) 體偶合在一起，當陽極放出防蝕電流後，使被保護之金屬體的自然電位下降，當電位下降至防蝕電位時，則被保護體就不再發生腐蝕反應了。其整個防蝕系統以圖 5 - 2 簡示之。

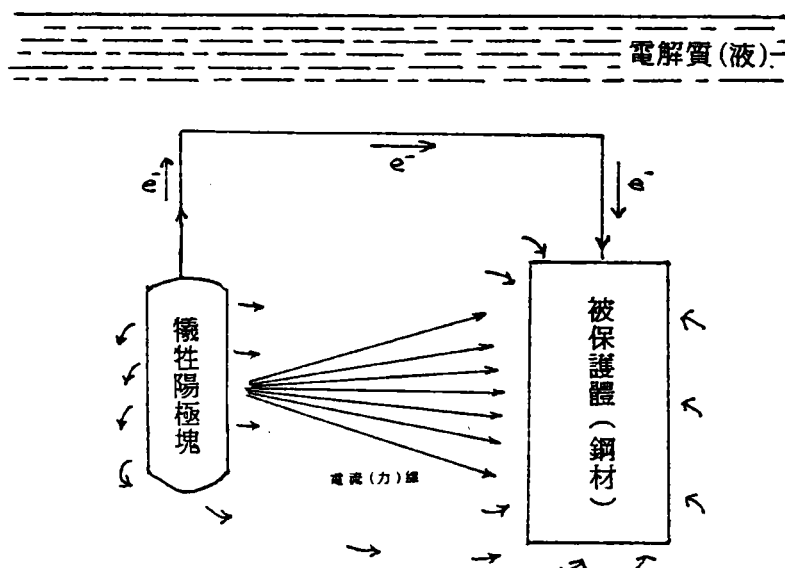


圖 5-2 犧牲陽極法防蝕系統簡示圖

②外加電流法

外加電流法則是利用外部電源供給器提供直流電源，供給防蝕所必需之電流，而不需由消耗陽極而獲得所需之防蝕電流。直流電源器其正極接到輔助陽極，負極則接到被保護體，經由外圍之電解質導通電流，來達成保護體被極化防蝕的目的。其防蝕系統簡示圖如圖 5-3 所示。

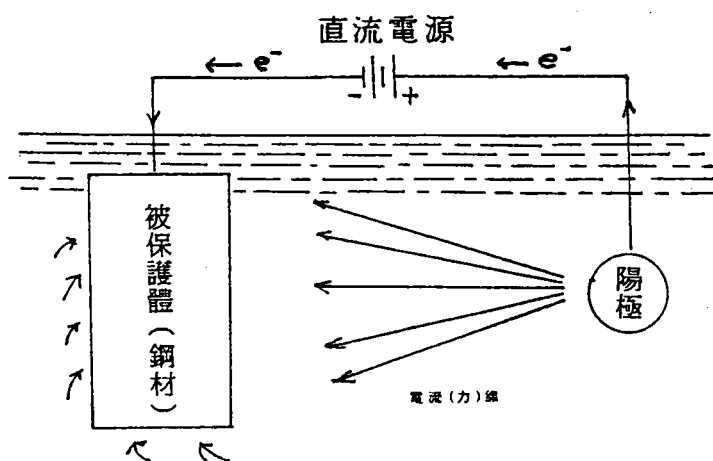


圖 5-3 外加電流法防蝕系統簡示圖

(2)設計考量因素

相同的結構體在不同的環境下，其所受之腐蝕情況相異，因此蒐集各種結構體相關資料，諸如結構體之材料化性及物性、以及所處週遭環境因素等等，這些調查與評估之工作是防蝕工程師在設計防蝕系統之前必須考量之重要因素。茲以港灣鋼結構物為例，簡列蒐集之各項考量資料如下：

結構體 (以鋼板樁為例)：

1. 材料使用之規格 (諸如成份、物性…)，外表是否有塗裝、材料之自然電位。
2. 焊接 (處理) 過程。
3. 設計欲保護鋼材之範圍 (諸如大氣帶、飛沫帶、海中帶…等)。
4. 其它相關因素。

腐蝕環境因素：

1. 大氣及海水之污染情形。
2. 海水之比電阻。
3. 海水之 pH 值。
4. 海水之溫度。
5. 海水中之溶氧量。
6. 鹽度。
7. 海流之速度。
8. 海生物附著。
9. 潮汐範圍。
10. 迷失電流。
11. 其它相關因素。

(3)港灣構造物防蝕電流 (位)設計參考之基準：

1. 防蝕電流密度之基準：

	裸 鋼	塗裝鋼
海水中	100 ~ 120mA/m ²	15 ~ 20mA/m ²
石積部份	30 ~ 50mA/m ²	6 ~ 8mA/m ²
海床下	10 ~ 20mA/m ²	3 ~ 5mA/m ²

2. 防蝕電位之標準：

美國 NACE 於 1972 年曾訂定防蝕電位之標準如下：

①將結構物之電位控制至

— 850mV(以 Cu / Cu SO₄ 電極量測)。

②於通電後結構物之電位必須降低 300mV。

③結構物有陰極防蝕保護後，其極化電位必須降低 100mV。

(4)陰極防蝕之實際應用

自西元 1823 年英人 Humphery Davy 首度為保護英海軍船隻底殼之腐蝕而使用陰極防蝕理論觀念以來，歷經一百多年的發展與研究，其間科技之提昇，世界經濟蓬勃的發展，各地重大公共工程設施之興建，為有效防止腐蝕之發生，確保設施(備)使用之安全，陰極防蝕之應用已廣泛地被應用於各方面，且經濟效益高，下列簡列一些陰極防蝕實際應用之例子。

1. 港灣工程方面(海洋結構物等)

碼頭鋼板(管)樁、海底管線、鑽油平台、跨海鋼橋……等。

2. 陸上地下埋設管路之防蝕

輸油管、化學工廠內之管線……。

3. 工廠設備之防蝕

熱交換器、冷凝器、水箱、油槽、貯槽……等。

4. 火力或核能發電廠利用抽放海水冷卻發電設備之各項浸漬於海水中之金屬週邊設備，諸如迴轉攔污柵、循環水泵、冷凝設備、冷卻水排放管……等。

5. 船舶之防蝕

船隻外殼、推進器……等。

6. 公路橋樑之防蝕

橋墩(樑)之防蝕等。

(5) 陰極防蝕之經濟效應

通常鋼板樁在海水中之腐蝕速率約為 0.09-0.13mm/yr。如果使用任一種陰極防蝕法將降為 0.002-0.02 mm/yr，因此結構物使用超過一個世紀以上，仍可保持良好之狀況。

就經濟性可列舉日本橫濱港，有一碼頭使用外加電源的陰極防蝕法，其安裝費為結構物施工費用的 2.5%，而每年花在維護與管理之經費約為安裝費的 10%，使用五十年之維護費與安裝費之比值如表 5-1 所示。

表5-1 鋼板樁使用陰極防蝕之維修費與安裝費之比值

建造後使用期間(年)	10	20	30	50
維護費與原安裝費之比值(%)	4	7	7.5	14

2. 塗裝與覆襯防蝕工法

塗裝與覆襯防蝕工法為一種遮斷腐蝕環境之處理法，實用之材料與工法相當多，大致可分為無機覆襯、塗裝、有機覆襯與防蝕帶等四大類概述如下：

(1) 無機覆襯再分為混凝土覆襯和金屬覆襯，通常鋼板樁或鋼管樁結構在平均水位以上，都使用混凝土包覆，係利用混凝土厚度，具有鹼性的鈍態保護膜以保護鋼材表面免受腐蝕因子之侵襲。然而由於可能會因氯化物及二氧化碳引起鹽害和中性化反應，造成混凝土劣化而降低防蝕之機能。為防止這些問題，近年來增加保護層厚度並填加各種有機高分子或纖維於混凝土中及採用表面之塗裝，或使用 FRP，GFRC 等護襯而加以改善。而金屬覆襯具耐衝擊性，耐磨損性及防蝕性等，但需充分檢討結構物與焊接金屬覆襯可能發生局部腐蝕之現象與因厚度增大而使重量增加等之對策。

(2) 塗裝由於其施工性簡單且經濟又能收到美化效果，因此在港灣結構

物使用量相當多。但潮汐帶及海上大氣部份所採用的塗裝，因塗膜劣化較快，不到幾年就會生鏽。如果補修困難或無法得到良好品質的塗裝，往往補修後不久又再生鏽。

(3)有機覆襯比較塗裝，其施工性及修補性均較難，施工成本亦較昂貴，一般有機覆襯比塗裝之膜厚約大2－10厘米，其防蝕性、耐衝擊性及耐磨耗性優異，尤其可與電氣防蝕併用，以達到免維護防蝕。近年來在港灣構造物都採用這種有機被襯。

(4)石油膏防蝕帶在現有港灣結構物的維護防蝕工法之實績相當地的多，今後還是為一種有效的防蝕方法。防蝕帶之構成為填加腐蝕抑制劑的膏狀石油系化合物直接塗佈，或將此化合物含浸於不織布包覆於鋼材表面上，再以各種強化型膠，合成橡膠，可塑性彈性體等，具有緩衝層的保護蓋加以保護。亦可使用上述材料預先直接施工附著於鋼材成為一體。

3. 預留腐蝕厚度工法

相當於結構物使用期間的腐蝕量之厚度，在設計建造時即考慮使用年限內可能發生腐蝕量的方法為預留腐蝕厚度防蝕，此適用於常態腐蝕或腐蝕速率較小之情況，若腐蝕速率難以預測或腐蝕速率大之情況，則必需採用其他的防蝕工法。

(二)選擇適當防蝕工法：(參考圖5－1)

1. 海上(面)大氣帶：可採用塗裝與覆襯
2. 飛沫帶：塗裝與覆襯較佳，陰極防蝕法效果不佳
3. 潮汐帶：塗裝與陰極防蝕法
4. 海中帶：塗裝與陰極防蝕法
5. 海泥中：陰極防蝕或預留腐蝕厚度

六、調查實例

台灣地區之鋼板(管)樁碼頭已使用近30年了，從各港務局歷年來的檢修資料，以及本所(港灣技術研究所)近幾年來對五大港口部份鋼板樁碼頭腐蝕情形調查發現，有些鋼板樁之腐蝕已相當嚴重，其腐蝕速率已超過規範值許

多，鑑於安全顧慮，有些港務局早已逐年進行安裝陰極防蝕之維修工作，確保結構體之使用安全及延長年限。茲將本所歷年來對五大港口鋼(管)樁碼頭調查過程，簡述如下：(本實例摘自饒正之「港灣碼頭鋼板(管)樁腐蝕調查研究之報告」)

(一)調查方式

1. 資料蒐集

蒐集國內五大港口之鋼板樁碼頭相關資料及使用鋼材之原始資料。

2. 選定調查之碼頭

本文僅以基隆港東 5 號，東 6 號，西 23 號，西 26 號碼頭為例。

3. 目視檢測

在碼頭面上，定位、編號測樁的位置，研究人員以目視方式檢測鋼板樁現況，並以水下錄影機作全面攝影，發現異常或破洞，通知岸上人員定位，並量測破洞的大小。

4. 鋼板樁厚度檢測

(1) 測樁的選定

為使本研究成果較具可靠性，以檢測率 25 % 以上為目標，即每 4 支鋼板樁定一支測樁，自碼頭起點為第 1 支測樁位置。

(2) 水深測點的選定

根據往昔之研究結果，鋼板樁在低潮位線上下及潮汐帶，腐蝕較嚴重，故在水深測點上，選擇低潮位線上下各一測點，自低潮位線下，每隔 1 公尺選一測點，每支測樁約有 10 個水深測點。

(3) 厚度量測

① 海生物敲除

在水深測點上，使用工具將附著的海生物敲除，面積約 20×5 平方公分，Z 型鋼板樁凸、側、凹三面，直線型鋼板樁一面，鋼管樁圓周之四面均需敲除。

② 現有厚度量測

本研究使用英製 CYGNUS I 型超音波厚度計，量測每個測點之現有厚度，精確度 $\pm 1.0\text{mm}$ ，每測點量取 2 個數據。

③腐蝕速率之計算

將現場量測之結果，代入公式(1)中，算出腐蝕速率。

$$\text{腐蝕速率 (mm/yr)} = \frac{\text{原有厚度 (mm)} - \text{現有厚度 (mm)}}{\text{使用年期 (yr)}} \quad \text{公式(1)}$$

5. 水質檢測

海水之性質與鋼板樁腐蝕有密切關係，與海生物的生長、分泌物之性質，也是不可分的；本研究使用德國 WTW 之現場水質測儀，在腐蝕較嚴重與不嚴重之碼頭進行水質檢測，在每一水深測點作現場量測，並取樣送海洋大學進行營養鹽，COD(化學需氧量)、BOD(生物需氧量)、重金屬離子……等檢測。

6. 海生物檢測

文獻顯示，在海水中之硫酸還原菌(Sulfate reducing bacteria)、藤壺、貝類…等對鋼板樁會產生腐蝕，但是海生物對鋼板之腐蝕研究，在國外正在起步，國內尚未開始。

本研究曾在基隆港東 5、蘇澳港駁船、花蓮港 4 號碼頭等，每一水深採樣，採取 20 平方公分之樣本，送海洋大學鑑定。

7. 流速測定

據文獻報告，流速大，會增加鋼材腐蝕速率，為瞭解碼頭之流速，本研究使用挪威製 AANDERAA 的 RCM 7 型自記式海流儀，進行流速測定，每次 24 小時，每 5 分鐘記錄一次。

8. 資料分析

將水深、測樁位置、腐蝕速率…等資料，送入電腦以 SURGER、GRAPHER (Golden software, Inc.) 軟體，繪出現有厚度等高線、三度空間、各樁之腐蝕速率與水深關係圖，以作為腐蝕現況研判之基礎。

(二)調查結果

表6-1 鋼板樁調查結果總表(基隆港)

構造物 名稱	測樁數 (支)	測點數	檢測率 (%)	破洞數量(支) 及百分率(%)	腐蝕速率超過 0.2mm/yr數量 百分率(%)
東5A	45	1350	25%	32支(18%)	20支(44%)
東5B	15	450	25%	2支(3.4%)	1支(6.7%)
東6	59	1770	25%	2支(0.8%)	25支(51%)
西23A	33	990	25%	0	32支(100%)
西23B	25	250	25%	0	0
東26A (直線型)	76	760	25%	2支(2.0%)	1支(1.3%)
東26B (Z型)	3	90	25%	0	3支(100%)

表6-2 鋼板樁碼頭腐蝕速率(基隆港)

鋼板樁平均腐蝕速率 (mm/yr)											
位置	水深	0.25	-0.05	-1.0	-2.0	-3.0	-4.0	-5.0	-6.0	-7.0	-8.0
E5	凸	0.21	0.15	0.14	0.12	0.13	0.12	0.12	0.11	0.10	0.10
	側	0.15	0.13	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.11	0.12	0.11
	凹	0.13	0.12	0.13	0.12	0.11	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
E6	凸	0.25	0.22	0.17	0.14	0.13	0.12	0.11	0.10	0.09	0.09
	側	0.12	0.12	0.09	0.08	0.06	0.06	0.05	0.05	0.05	0.05
	凹	0.16	0.15	0.14	0.12	0.11	0.11	0.11	0.10	0.09	0.11
W23	凸	0.18	0.16	0.14	0.12	0.11	0.10	0.09	0.09	0.07	0.07
	側	0.22	0.22	0.21	0.20	0.19	0.18	0.17	0.17	0.16	0.16
	凹	0.14	0.14	0.12	0.12	0.11	0.10	0.09	0.09	0.08	0.08
	直線	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.06	0.05	0.05	0.05	0.05
W26	直線	0.08	0.06	0.07	0.06	0.07	0.06	0.06	0.05	0.05	0.06

七、結論與建議

1. 五大港口碼頭(鋼板樁)結構物之腐蝕狀況日趨嚴重，極需重視。
2. 為確保鋼結構物耐久性，必須做適當的防蝕保護措施。
3. 防蝕設計規範，必須緊早建立。

八、參考文獻

1. 陳桂清，「港灣鋼結構物耐久性研究」第三年報告，港灣技術研究所，81年研(11)，台中，1992.
2. 饒正，「港灣碼頭鋼板(管)樁腐蝕調查研究」專題論文，民國81年9月30日。
3. 饒正，陳桂清，「基隆港碼頭鋼板樁檢測及具維護改善方案研究」，港灣技術研究所第81號專刊，台中，1993.
4. Gosta Wranglen, "An Introduction to Corrosion and Protection of Metals", Chapman and Hall Ltd. New York, U.S.A. 1985.
5. John Morgan, "Cathodic Protection", 2nd Ed. NACE 1987.
6. Francis L. Lague, "Marine Corrosion Causes and prevention", John wiley & sons, New York, 1975.
7. Kenneth A. Chandler, "Marine and Offshore Corrosion", Butterworths & Co Ltd. 1985.
8. Herbert H. Uhlig & R. Winston Revie, "Corrosion and Corrosion Control", 3rd Ed., John wiley & sons, New York, 1985.
9. L.L. Shreir, "Corrosion", vol.1, Newnes-Butterworths, London, 1979.
10. P. Howsam, "Microbiology in Civil Engineering", Chapman and Hall Ltd., London, 1990.

PART II 混凝土內鋼筋之腐蝕探討

港灣技術研究所副研究員 饒 正

一、前言

混凝土能提供良好的保護來防止鋼筋的腐蝕，這是因為混凝土能提供高鹼性環境⁽¹⁾使鋼筋產生鈍化膜保護鋼筋，使其不致腐蝕。低水灰比及養治良好的混凝土，具有低的透水性(Permeability)，此性能可使影響腐蝕因子(如氧、氯離子、二氧化碳及水份)之滲入能力降至最低，低的透水性亦能增高混凝土之電阻(Electrical Resistivity)，使混凝土內因電化學腐蝕(Electrochemical Corrosion)產生之電流流動減緩，以致降低腐蝕速率。

因為上述先天性的保護特性，使得大部份之混凝土結構物內之鋼筋不會產生腐蝕，影響鋼筋腐蝕之因素亦為大家所瞭解，對暴露在特定環境下之結構物，使用正確的設計考慮及優良品質的混凝土，均能防止混凝土內鋼筋的腐蝕，暴露在海水中的基樁，利用鹽來除冰的橋樑，可利用其它的方法來防護，如腐蝕抑制劑，在鋼筋或混凝土外層塗裝(Coation)及陰極防蝕法。如果混凝土之品質不良，對特定環境下之結構物設計不良，或是使用中之結構，因環境之改變，均使得混凝土內之鋼筋產生腐蝕。

鋼筋腐蝕最初跡象乃是鋼筋周遭混凝土的棕色銹斑⁽¹⁾⁽²⁾這種因腐蝕生成的銹斑，不需要混凝土產生裂縫，就會滲透出混凝土的表面，通常銹斑滲出後，混凝土就會產生裂縫，主因為鋼筋腐蝕之生成物—鐵銹(Rust)的體積會增大二倍，所產生膨脹力大於混凝土的拉應力，以致裂縫產生，嚴重者使混凝土保護層脫落，鋼筋之斷面積減少，以致結構物損壞。

腐蝕之機理因不同之狀況而不同，國內外亦有上百篇之研究文獻，本報告僅就幾篇參考文獻之內容，就腐蝕機理，影響腐蝕之因子…等作一簡單的綜合探討。

二、腐蝕機理

混凝土內鋼筋之腐蝕係電化學之反應，其反應情形如下。

(一)陽極反應

鐵在溶液中之反應可由 Potential - PH diagram 表示出來 (圖 2 - 1)，其中只有 4 個基本的陽極反應須考慮⁽³⁾⁽⁴⁾：

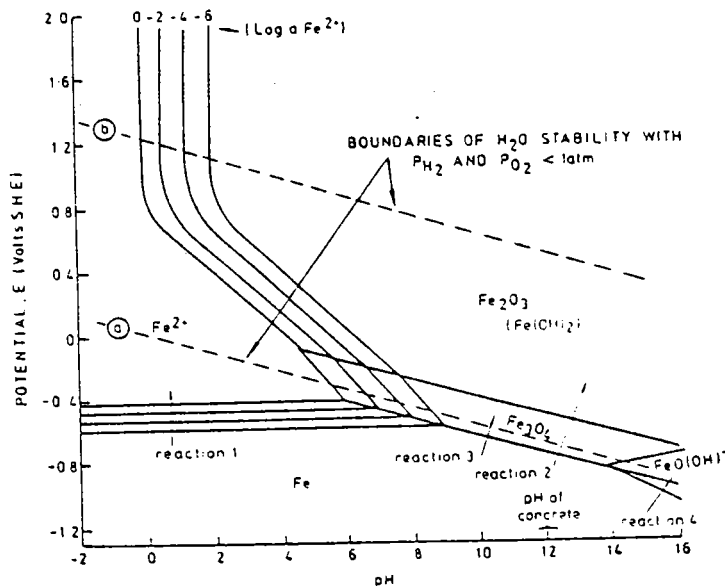
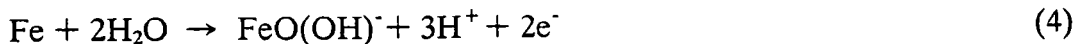
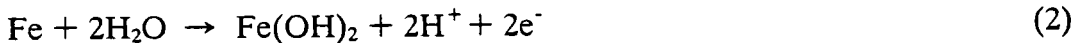


圖 2 - 1 在 25°C 下之 Fe - H₂O 的電位 - PH 平衡圖

簡化的 Pourbaix 圖 (圖 2 - 2)，可分成三區表示惰性，腐蝕 (反應 1 和 4) 和鈍態 (反應 2 和 3，在表面之腐蝕生成物形成保護層)，一般混凝土之鹼性環境下，可形成鈍態保護膜。

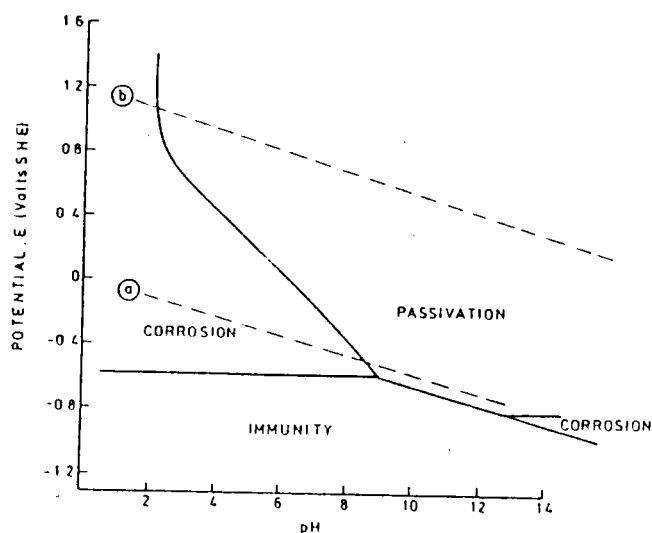


圖 2-2 鐵的腐蝕與鈍態理論狀況⁽³⁾

氯離子之滲到鋼筋表面，並不一定會破壞此鈍態狀況，Pourbaix 提出改良之 Pourbaix 圖（圖 2-3），指出即使有極高濃度之氯離子，仍有完全之鈍態區存在，亦即在高濃度之氯離子環境下，混凝土內鋼筋之腐蝕可由極化電位到鈍態區之方法來保護。

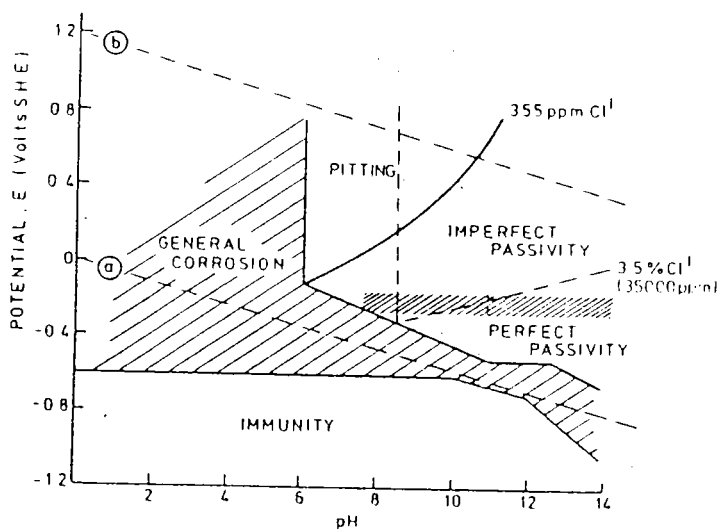


圖 2-3 氯化物對鐵的鈍態與腐蝕影響⁽³⁾

(二) 陰極反應

在混凝土鋼筋之腐蝕有 2 個基本的陰極反應⁽³⁾⁽⁴⁾，也表現在 Pourbaix 圖中之(1)(2)虛線。



氧之還原反應（即反應式 6），為大部份混凝土內鋼筋腐蝕之主要陰極反應。

(三)合成反應

除了水泥砂漿係完全乾燥外，在任何環境下，腐蝕之活性均能使結構物內產生不同之電位差。在鋼筋某部份之鈍態膜破壞後，此處即成為陽極，如果在鈍態的鋼筋表面能提供充足的氧氣，則會使電流從鈍態區流向陽極。大部份在大氣中之混凝土內鋼筋之嚴重腐蝕，均係充足氧氣之提供以致去極化，在大氣中，此種巨電池 (marco-cell) 中之電流流動，在混凝土的表面任何二處均可量到電位差（圖 2 - 4a），陰極區是狹窄的，因為在混凝土中從陽極區

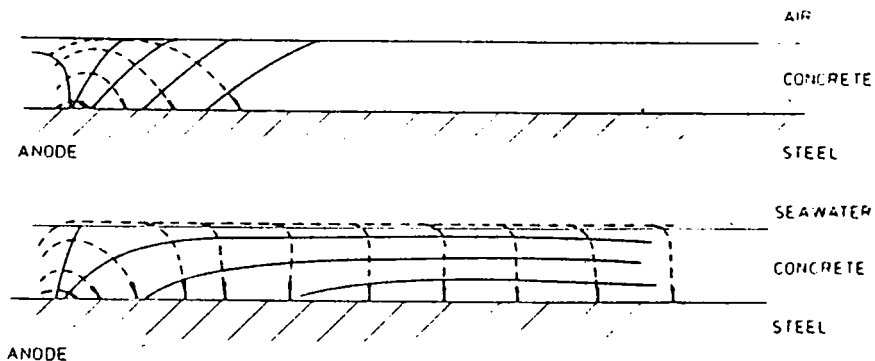


圖 2 - 4 電流與電位分佈圖(1)混凝土在空氣中，(2)混凝土在海水中。圖中實線表示電位等高線，虛線表示電流⁽³⁾。

到遙遠的陰極位置之阻抗路線是非常大，而在完全浸泡的情形，海水較混凝土具有更高之導電度，在混凝土表面量測不到明顯的電位差，因為海水將阻抗之通路短路，如此可能使得形成陽極區旁的大陰極面（圖 2-4b），同時在大面積之完全浸泡的結構物內鋼筋能帶來足夠的電流到小陽極區，雖然在此狀況下，因為氧氣之提供有限，其與大氣中之混凝土比較就顯得陰極區較小。

三、影響混凝土內鋼筋腐蝕之因素

鋼筋在混凝土內受到高鹼性混凝土被覆的保護，在鋼筋表面形成 γ - Fe_2O_3 的鈍態膜，基本上鋼筋是很難腐蝕的，但在滲透性高、有裂縫產生或有害物質侵入…等狀況下，會造成鋼筋之腐蝕，現就其影響因素，概述如下：

(一)鹼度及氯化物濃度

有如上述所提，鋼筋表面之鈍態膜係靠混凝土之鹼性環境來維持，鹼性愈高、此膜之保護作用愈佳，當鹼度降低時，或可溶性的氯化物出現在鐵水泥漿界時，混凝土內之鋼筋就會較趨向腐蝕。

混凝土內鋼筋之腐蝕速率，與環境中之鹼度及氯化物濃度間之相互關係，至今尚未完全明瞭。許多學者提出一氯離子濃度之門檻濃度⁽¹⁾(Threshold Concentration)之觀念（如圖 3-1），即氯離子濃度的增加在鹼度增加之條件下，腐蝕不會發生是容許的。

氯化物從不同來源進入混凝土中，可溶性氯化物會從含氯化物的骨材中進入混凝土，拌合水中含有氯鹽， CaCl_2 被使用為速凝劑，或含有氯化物之摻料被使用，一些水泥中亦含有少量氯化物，海水環境中之氯化物亦會進入混凝土中，這些氯化物滲入混凝土中之深度受許多因素的影響。

雖然水泥漿中之氯化物是可溶性的，但許多的氯化物並不在水泥漿內成液態溶液，氯化物與水泥漿中之單硫型鋁酸鈣水化物 ($\text{C}_3\text{A} \cdot \text{CS} \cdot \text{H}_2\text{O}$) 生成 Friedels 鹽 ($\text{C}_3\text{A} \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$)，或許與 C_3A 共同存在固態溶液內 (Solid Solution)。許多學者指出⁽¹⁾，75~90%之氯化物存在於水泥漿中之氯化鋁酸

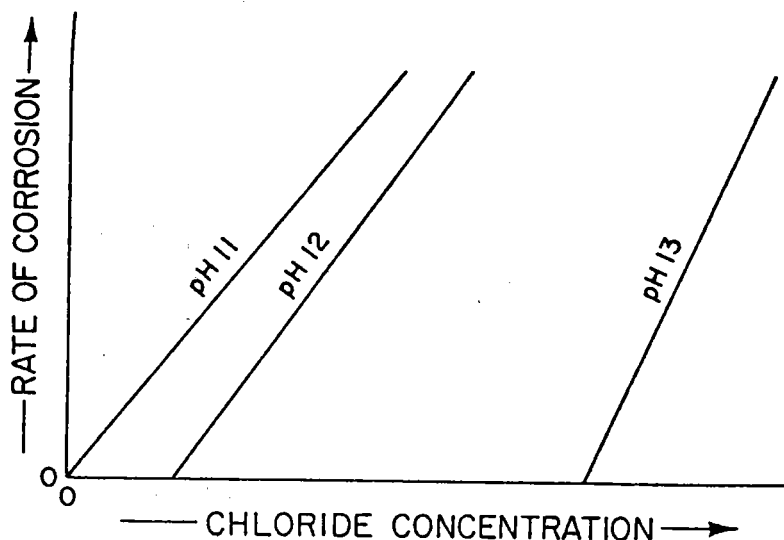


圖 3 - 1 當水泥漿液體內鹼度、PH 值增高，能使腐蝕發生之氯離子濃度門檻值⁽¹⁾

鹽 (Chloroaluminate)，其數量與氯化物之數量及 C_3A 含量及水泥之水化程度有關，如圖 3 - 2 所示。

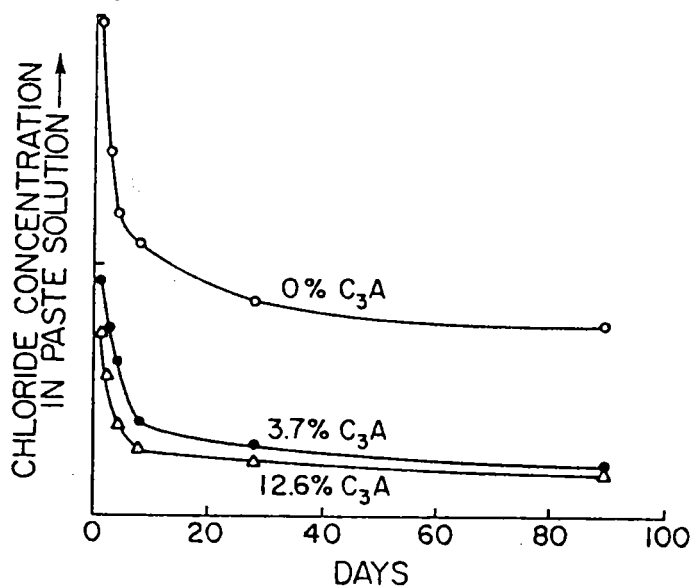


圖 3 - 2 水泥漿溶液內氯化物濃度隨著水化齡期及水泥 C_3A 含量之增加而減少⁽¹⁾

從化學的考量上，NaCl 和 CaCl_2 之行爲有明顯的差異，在水泥漿中加入 CaCl_2 會降低鹼性，但加入 NaCl 會增加鹼性⁽¹⁾⁽⁴⁾。

在 Hausmann 之實驗中⁽⁴⁾，提出氯離子活性與氫氧根離子活性比為 0.6 之門檻值，而引起腐蝕之氯化物之數量，部份與水泥漿中溶液之 PH 值有關，在 PH 值小於 11.5 時，沒有氯化物時，腐蝕亦能發生，當 PH 值大於 11.5 時，則需要適度數量之氯化物，此數量隨著鐵—液體界面之 PH 值增加，而產生腐蝕變化，如圖 3-3。

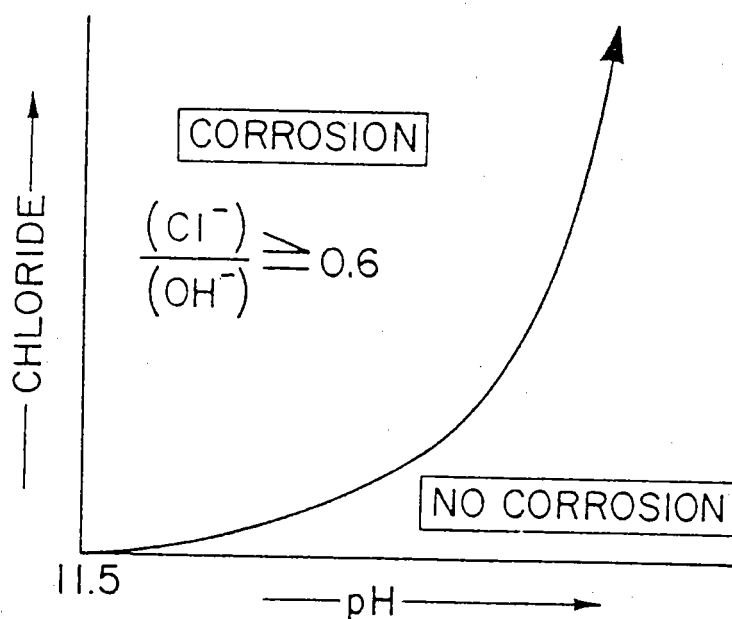


圖 3-3 氯化物與液態相之 PH 及鐵之腐蝕關係⁽⁴⁾

(二) 氧

混凝土中鋼筋腐蝕之基本因素，在具有氯化物及鹼度降低之鐵—水泥漿界面上氧的提供⁽⁵⁾。例如在連接及完全浸泡於海水中之鋼筋混凝土結構物，利用海水作拌合水已經使用成功⁽¹⁾，其原因為：(1)因 NaCl 之關係保持高鹼度，(2)海水中氧含量較低，(3)在水飽和的水泥漿中，氧的擴散速率非常慢（圖 3-4），腐蝕速率隨著 NaCl 濃度之增加而增加，達到最高量時，腐蝕速率隨

著 NaCl 濃度增加而降低。

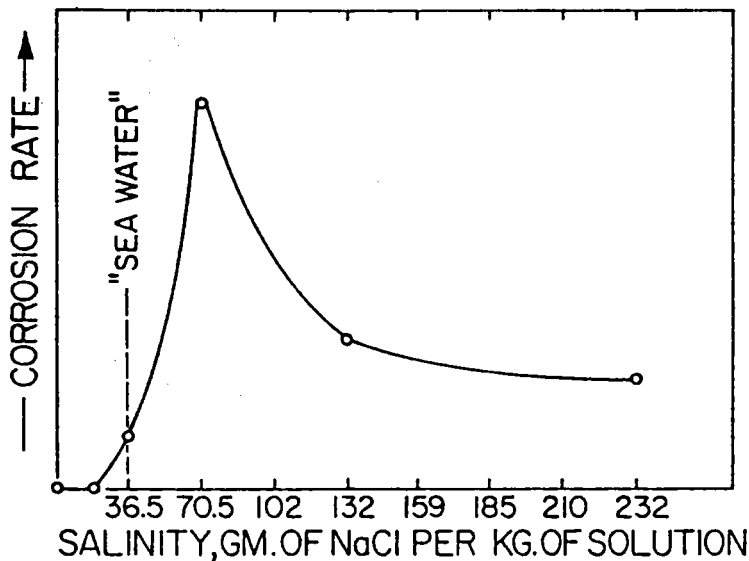


圖 3-4 氯化鈉濃度與腐蝕速率的影響⁽¹⁾

(三) 水泥

雖然水泥之成份與型號會影響腐蝕，但是如因係劣質混凝土，或鋼筋保護層厚度不足及劣質之澆灌工作，所產生之鋼筋腐蝕，則水泥所扮演角色就甚微了。水泥中之 C_3A 含量影響腐蝕之趨勢⁽¹⁾⁽²⁾， C_3A 含量高之水泥能提高鹼性，一般而言，在海水中之鋼筋混凝土樁，使用 C_3A 含量較高之水泥，則對腐蝕較具保護性（圖 3-5）。

Ost...等試驗指出⁽¹⁾，混凝土預力鋼線之腐蝕，並不因使用爐石水泥或波特蘭 I 型而有所差別。

波特蘭飛灰水泥因波蜀蘭反應，使得混凝土之透水性降低，而抵銷了因減少水化水泥漿中之 $Ca(OH)_2$ ，而降低鹼度之缺點。

(四) 碳化 (Carbonation)

水泥漿中高鹼性環境產生之鋼筋鈍態膜，會因水泥漿中氫氧化鈣、矽酸鈣、鋁酸鈣等與 CO_2 作用，碳化生成碳酸鈣，降低鹼性而破壞。即使一般空

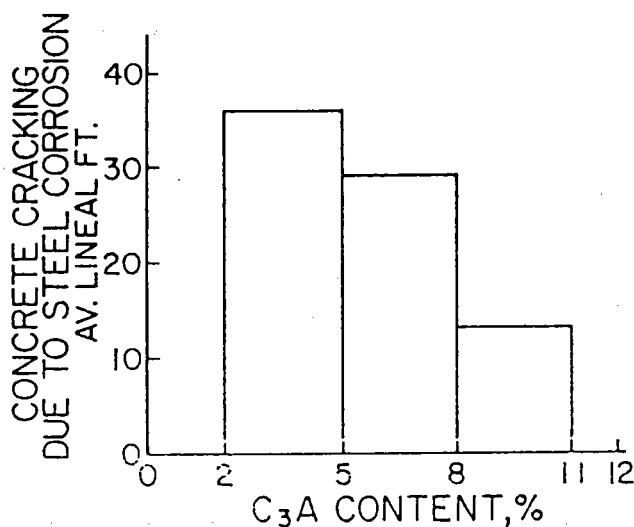


圖 3-5 C₃A 含量與混凝土因鋼筋腐蝕產生裂縫之影響⁽¹⁾

氣中之 CO₂ 亦能透入混凝土內達到一定距離（與混凝土品質、水份含量、暴露時間有關），並降低鹼度，根據研究⁽¹⁾，一般水灰比之良質鋼筋混凝土，即使暴露在大氣中許多年，其中性化深度大約 2.54 公分，另外 Hamada 的研究結果⁽¹⁾ 亦大致相同。

Beckett 的研究指出⁽⁶⁾，經過 12 年暴露的平均中性化深度約 2.0 公分，最大約 3.2 公分。

(五) 腐蝕抑制劑 (Inhibitors)

許多無機或有機的化學摻料，被建議使用於抑制鋼筋之腐蝕，這些摻料會延緩凝結時間，並使後期強度降低，一般無機的抑制劑有重鉻酸鉀 (Potassium dichromate)，氯化亞錫 (Stannous chloride)，鉻酸鋅和鉛 (Zinc and lead chromate)，次硫酸二氫鈣 (Calcium hypophosphite)，亞硝酸鈉 (Sodium nitrite)。有機的抑制劑有苯甲酸鈉 (Sodium benzoate)，乙苯胺 (ethyl aniline)，2-硫醇基苯駢噻唑 (Mercaptobenzothiazole)，一些抑制劑的抑制效果發生於最佳用量與氯化物的比值，太高或太低亦會加速腐蝕⁽¹⁾。

(六) 混凝土品質

在混凝土品質中，與腐蝕最有關係者為滲透性⁽¹⁾⁽²⁾(Permeability)，包括水、氯化物、氧、二氧化碳之擴散(Diffusion)到混凝土內，低的滲透性可由低的水灰比及良好的養治而生成，在許多例子中，使用輸氣劑可降低透水性，養治優良的低水灰比水泥漿與透水性之關係如圖3-6。混凝土的養治也是一個重要的因素，表3-1表示波特蘭水泥砂漿之養治時期與透水性的關係。

表 3-1 透水性與水泥水化關係⁽¹⁾

養治齡期(日)	透 水 係 數
fresh paste	1,150,000,000
1	36,300,000
2	2,050,000
3	191,000
4	23,000
5	5,900
7	1,380
12	195
24	46

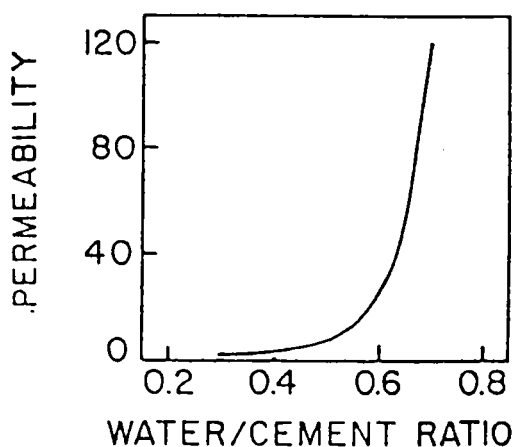


圖 3-6 水灰比對水泥漿水份滲透性關係⁽¹⁾

Monfore 研究⁽¹⁾提出水灰比與氯化物之擴散進入硬固波特蘭水泥漿之關係如圖 3-7。增加潤濕養治之時間，就會降低氯化物滲入之速率。

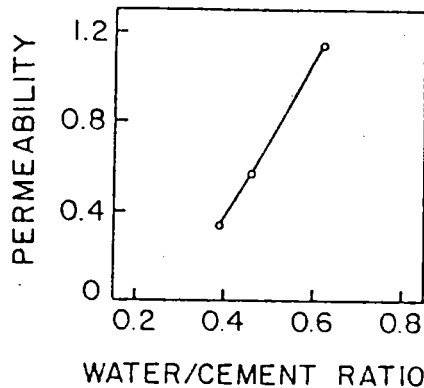


圖 3-7 水灰比與水泥漿體氯離子滲透性關係⁽¹⁾

(七)鋼筋之保護層厚度

保護層係保護鋼筋遠離影響腐蝕之因子，故保護層的厚度甚為重要⁽¹⁾，一般電解液之正常擴散進入多孔的固體中（不因化學反應）之關係如圖 3-8 所示，在水泥漿中，氯離子之擴散係伴同的氯化物形成部份不溶性的 Calcium Chloroaluminate 之反應，這種反應在某些部份降低了氯化物之濃度，因此向中心擴散之趨勢減少了。

圖 3-9⁽¹⁾，顯示養治良好的良質混凝土，混凝土具有較低的透水性，則氧氣、氯離子和二氧化碳能擴散到鐵-水泥漿界面之速率非常慢，相對地在界面之鹼性降低非常慢，電導度亦降低，另外因為混凝土品質的關係，毛細孔隙較少，平均直徑較小，因此在腐蝕到未破壞之階段，腐蝕生成物會填入距離腐蝕區較遠的毛細孔隙內，如此能減緩反應物之擴散及反應生成物擴散至反應區及從反應區擴散出來，如此就可抑制腐蝕。

圖 3-10⁽¹⁾，表示與前例相反的混凝土，即高水灰比不良養治的混凝土，因為高的透水性、氯化物、氧、二氧化碳能快速地擴散到腐蝕地區，因為毛細孔隙大且多，則“假定保護區” (Postulated Protection Zone) 就會減少，這

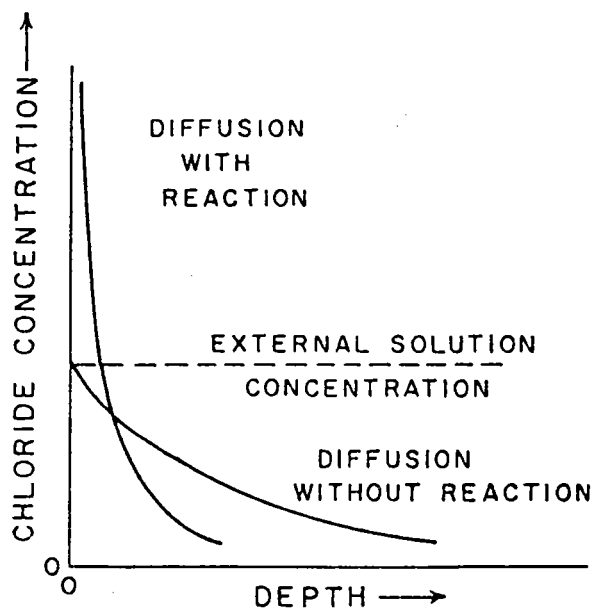


圖 3-8 氯化物濃度與深度關係⁽¹⁾

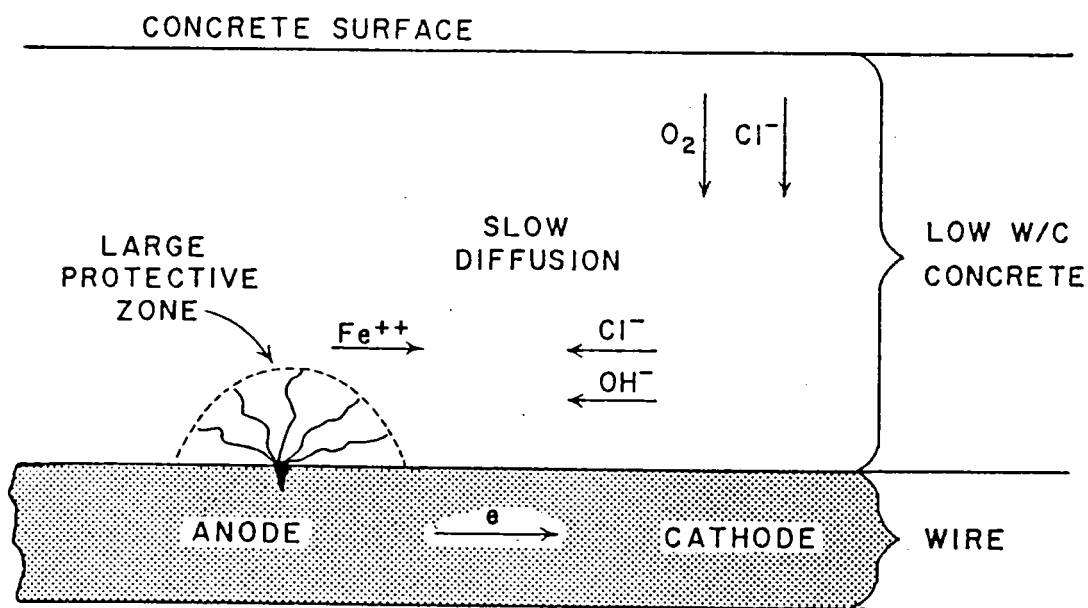


圖 3-9 低水灰比及養治良好之混凝土內鋼筋腐蝕示意圖⁽¹⁾

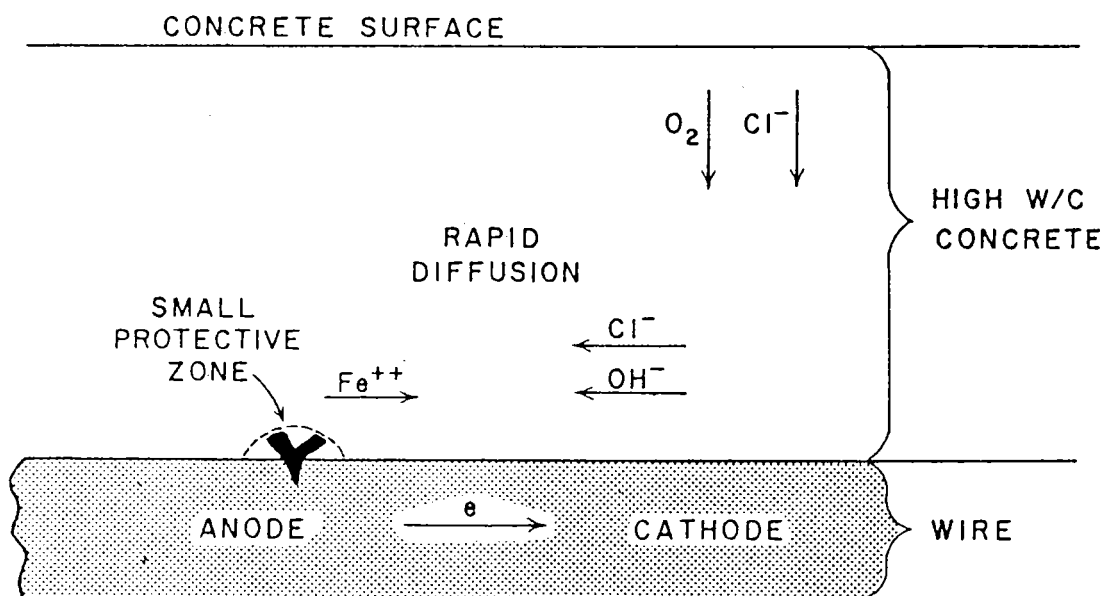
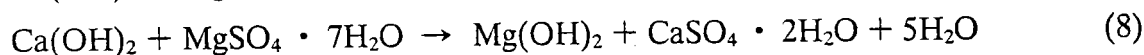
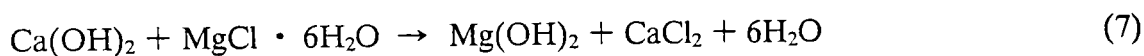


圖 3 - 10 高水灰比及養治不良之混凝土內鋼筋腐蝕示意圖⁽¹⁾

“保護區”的觀念在圖 3 - 11⁽¹⁾表現出來，所在條件與上例相同，僅在鋼筋邊上陷入一空氣袋，在這例子中反應生成物釋入這袋中，則因保護區的發展，很少有機會使腐蝕速下降，Verbeck 研究預力混凝土管的腐蝕損壞，嚴重的腐蝕，也發現類似上述的空氣袋的出現案例中。

(八) 鎂離子及硫酸根離子

當混凝土與海水接觸後，海水中的氯化鎂 (MgCl_2) 及硫酸鎂 (MgSO_4)，與 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 作用，形成溶解性低的氫氧化鎂 ($\text{Mg}(\text{OH})_2$)⁽²⁾⁽⁶⁾⁽⁷⁾：



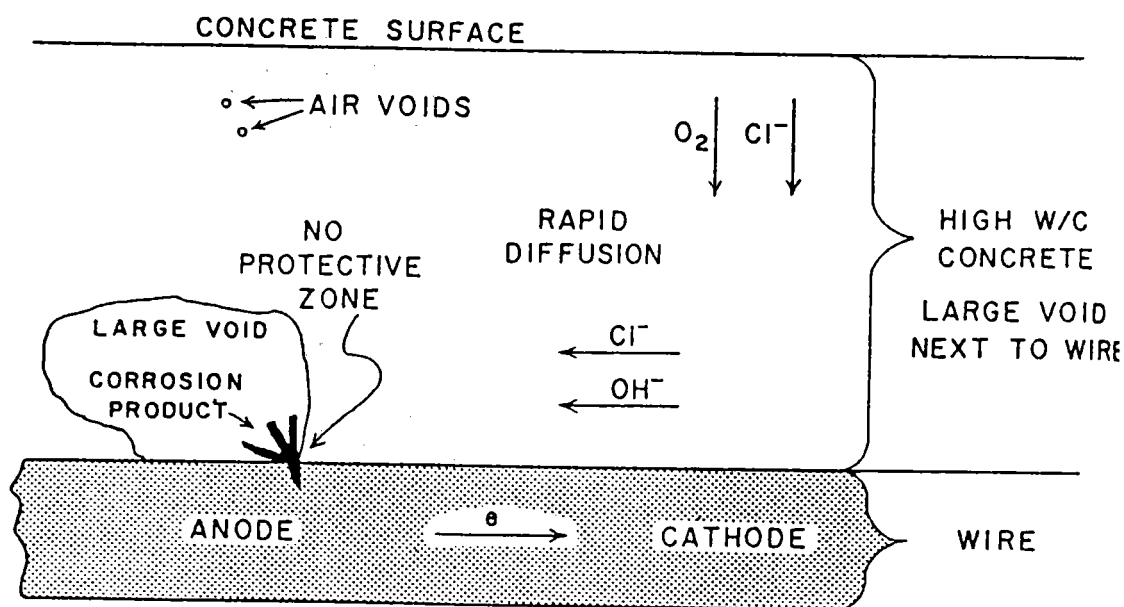
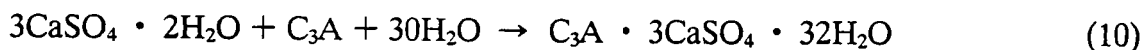
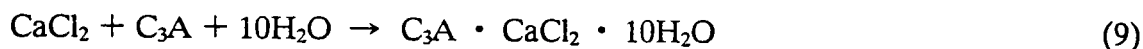


圖 3-11 高水灰比且鋼筋上有空氣袋之混凝土內鋼筋腐蝕示意圖⁽¹⁾

若 CaCl_2 及 $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ 擴散到水泥砂漿內，則會與 C_3A 產生反應：



因為氫氧化鎂之生成，同時在砂漿上的方解石 Calcite 溶解，而霰石 (Aragonite) 生成，大約三個月後霰石形成連續層，如此之氫氧化鎂與霰石層係非常緻密，能保護砂漿進一步的被離子滲入⁽⁷⁾⁽⁸⁾。

而反應式(9)(10)所產生的 $\text{C}_3\text{A} \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ 和鈣矾石，會使混凝土體積膨脹，強度降低⁽⁷⁾。

四、鋼筋混凝土腐蝕鑑定技術

混凝土中鋼筋的腐蝕要項與一般金屬之腐蝕雖然相同，然而由於鹼性環境和被混凝土包封，所以鋼筋腐蝕的症狀在初期並不易檢測出來，然而一旦混凝土成梯狀破裂或表面鼓起時，鋼筋基本上已產生甚嚴重之腐蝕了，進而可能有損結構體的安全性。爲了避免鋼筋的腐蝕，事前的防範遠重於事後的處置，但既有結構物腐蝕的鑑定，則有助於責任的區分或往後施工時的鏡誡，因此鑑定技巧的瞭解相當重要。

(一)外觀觀測

「有諸於內，形諸於外」，內部鋼筋的腐蝕，除非初期的腐蝕，否則一般表面沿鋼筋方向混凝土會有局部鼓起或棕色鐵銹水沿裂縫滲出的外觀，仔細地紀錄，拍照，如有裂縫，要判斷其裂縫之型態、寬度…等⁽⁹⁾。

(二)腐蝕電位測定

利用手提式電位測定器，如 Pathfinder，可以量測出電位變化的分佈，預測腐蝕發生部位及程度⁽¹⁰⁾。

(三)鋼筋測定器(R - meter)

此爲一種非破壞性電磁儀器(Nondestructive Magnetic Device)，用以量測鋼筋保護層之厚度及鋼筋之位置，瞭解施工技術優良與否，並能提早決定保護層不足時應採行之相應措施，如表面塗封等方式。

(四)表面混凝土強度分析

可利用試驗錘之反彈數值，推斷混凝土結構體表面混凝土之強度狀況。

(五)結構體混凝土品質之狀況分析

可利用超音波測儀量測其傳播速度，以判定該結構體混凝土品質之良窳及穩定性。

(六)鑽心取樣

當有鋼筋腐蝕的疑慮，而無法合理解釋時，此時可直接利用鑽機鑽取可能有問題處之混凝土及鋼筋。鑽心取樣可觀察初步的鋼筋腐蝕即為棕色鐵銹，量計碳化深度，氯離子含量，評估混凝土品質，和量測保護層實際厚度等用途。必要時該試體亦可用電子顯微鏡觀察腐蝕的晶相成份及混凝土其他耐久性問題的構成因子，或以X－光繞射分析判斷形成物質，以為分析之依據。

(七)掃描式電子顯微鏡 (Scanning Electron Microscope) 檢視

用來分析及檢視鋼筋腐蝕鐵銹來源，基本上此法可判定工廠熱處理之銹皮 (Mill Scale) 即一氧化鐵 (FeO , Wustite) 或腐蝕之鐵銹即赤鐵礦 (Fe_2O_3 Hematite)。主要目的為可觀察外界有害物 SO_4^{2-} 所造成的鈣矾石或孔隙變化，間接評估造成腐蝕及裂縫的原因。

(八)X－光繞射分析儀 (X－ray diffractory) 分析

可用來鑑別鋼筋在空氣中所生的 $\alpha - \text{Fe}_2\text{O}_3$ 和混凝土中之氧化鐵膜 ($\gamma - \text{Fe}_2\text{O}_3$)，黑銹 (Fe_3O_4) 及紅銹及 $\text{Fe}(\text{OH})_2$ 等，以及混凝土有害物質及碳化物的成份。

五、實例

(一)國外部份

混凝土暴露於海水中的實際案例⁽¹¹⁾

溫 暖 氣 候	
結 構 物 的 歷 史	測 定 結 果
以不同水泥和三種不同水泥用量(300、450和600kg/m³)製成40cm之水泥砂漿立方塊，於1904~1908起置於法國南部拉魯赫爾的海水中	暴露於海水中66年後，以600kg/m³水泥製成的立方塊處於良好條件下，即使水泥含有高-C₃A(14.9%)波特蘭水泥時亦如此。含300kg/m³的立方塊遭毀壞；因此，低水泥含量的立方塊，水泥的抗化學性是首要的。一般，火山灰和爐石水泥比波特蘭水泥具有良好的抗化學性，受侵蝕試件的電子顯微照片研究顯示存在著霰石(Aragonite)、氫氧化鎂(Brucite)、鈣矾石(Ettringite)、水化矽酸鎂(Magnesium silicate hydrate)和Thaumasite。
用六種波特蘭水泥和三種不同的混凝土拌合物製成18塊69×69×42in素混凝土塊，於1905年部分浸沒於洛杉磯的海水中。	暴露67年後，緻密混凝土(1:2:4)方塊，其中一些以含14% C₃A波特蘭水泥製成，仍處於卓越的條件下。貧混凝土(1:3:6)方塊失去部分材料且非常軟弱，經X光繞射測定軟弱混凝土中存在氫氧化鎂、石膏、鈣矾石、水鋁鈣石(Hydrocalumite)。而水泥成份、C-S-H膠體、和Ca(OH)₂不存在。
1912年建造的舊金山渡口建築物的混凝土結構，採用含有14~17% C₃A的I型波特蘭水泥。1:5混凝土拌合物，含658lb/yd³(395kg/m³)水泥。 (1) 17號橋墩的預鑄混凝土圓柱體套殼。 (2) 30和39號橋墩的場鑄混凝土圓柱體。 (3) 26和28號橋墩場鑄混凝土圓柱體和橫向大梁。	使用46年後，發現(1)中處於卓越條件中。在(2)中90%樁處於良好條件下。在(3)中，20~30%樁在潮汐區受到侵蝕，深厚的橫向大梁約35%，其底部及豎向面，由於鋼筋腐蝕而開裂或剝落。在荷載下彎曲產生的微細裂縫使鋼筋受海水腐蝕。所有結構中混凝土具有同樣品質，施工不良是造成混凝土行為不同的原因。

寒 冷 氣 候	
結 構 物 的 歷 史	測 定 結 果
許多 20～50 年的海岸結構，包括在 1953～55 年調查的丹麥 431 座混凝土結構中。其中受嚴重損壞的結構是賈蘭特城的下列的結構。	海岸結構中，約 40 % 呈現全面損壞，約 35 % 從嚴重的表面毀壞至輕微的損壞。
奧特遜橋 7 號橋墩的結構歷史顯示由於熱應力沉箱產生初始開裂。而允許大量水透入沉箱壁和內部巨積混凝土。	檢測奧特遜橋受損壞的混凝土，顯示由於在低潮位線以下受硫酸鹽侵蝕，高潮位線以上受凍融及鹼—矽骨料反應，造成水泥分解和強度損失，水泥分解的反應產物是霰石、鈣矾石、石膏、氫氧化鎂、鹼—矽膠體。
北賈蘭特公路橋，在平均水線上混凝土嚴重開裂和剝落，橋墩呈現典型的砂漏型，混凝土在此區域非常脆弱。到處是腐蝕的鋼筋，特別在縱向大梁上尤其如此。	公路橋混凝土橋墩的檢驗顯示了混凝土品質差（高水灰比）的證據。水泥全面分解和鋼筋嚴重腐蝕的跡象更加上主要損壞力量如凍融和鹼—骨材反應上。
立姆佛特地方北界 71 號防波堤。貧混凝土方塊（370lb/yd^3 水泥）受多風氣候、重復乾濕作用、高的含鹽量、凍融，以及拍岸浪中砂和碎石的嚴重沖擊。在 20 年中一些方塊消失於海中。	檢測 71 號防波堤取得的嚴重損壞混凝土方塊，顯示為軟弱得像肥皂狀的基體，帶有疏鬆骨材。除鹼—二氧化矽凝膠外，已證實還存在石膏和氫氧化鎂。
沿挪威海岸，調查了 1962～1964 年的 716 座混凝土結構。大約 60 % 的結構是鋼筋混凝土碼頭。由特密管澆灌水下混凝土製成的細長柱支承，大部分碼頭具有梁板型鋪面板，在調查時，大約三分之二的結構有 20～50 年歷史。	在低潮位以下及高潮位線以上，混凝土支承樁，處於良好條件。在飛沫區的調查約 50 % 樁處於良好條件；14 % 其橫截面減少 30 % 或更多，並 24 % 截面積減少 10～30 %。鋪面板一般處於良好條件，但 20 % 板下的梁需要修理，因為鋼筋腐蝕為其主要危害。在潮汐區樁的損壞主要說明品質差的混凝土受冰凍作用所致。

(二)國內部份

1. 澎湖跨海大橋

該橋於民國 59 年完工，60 年開始通車，因暴露在距高潮位 3～6 公尺之海面上，長期受海水及鹽霧侵襲，因此通車不及七年就普遍發現大樑混凝土龜裂，保護層脫落，鋼筋銹斷，部份預力鋼索外露銹斷(12)，雖盡力設法研究維修，可是仍繼續腐蝕，嚴重影響行車安全，已於民國 73 年 7 月開始改建成路堤，使用壽命僅 14 年，與一般橋樑設計期望值 40 年相差甚多。

2. 港灣結構物

五大港口碼頭結構物，從外觀及現場非破壞性試驗上，看出鋼筋混凝土結構物之狀況仍然完好，但從化學分析及 X-Ray、SEM…等儀器分析下，發現其內部混凝土的品質已發生變化⁽¹³⁾，其化學成份已起明顯變化，海水鹽份已滲入結構體內 10 公分左右，並發現危害混凝土品質的形成物出現，如鈣矾石 (Ettringite)，方解石 (calcite)，氫氧化鎂 (Brucite)…等。

六、結論與建議

本島地處極易腐蝕之海岸環境下，但至今尚未建立海岸環境下之預力及鋼筋混凝土結構物之設計與施工規範，請政府有關單位應儘速檢討並訂定規範，以確保工程品質。

參考文獻

1. Verbeck, George J., (1975) , "Mechanism of Corrsion of Steel in Concrete," ACI SP-49-3.
2. Aziz, M.A. and M.A. Mansur, (1983), "Deterioration of Marine Concrete Structures with Special Emphasis on Corrosion of Steel and its remedies," presented at the meeting on Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction, London, U.K.
3. Wilkins, N.J.M. and P.F. Lawrence, (1983), "The Corrosion of Steel Reinforcement in Concrete Immersed in Seawater," presented at the meeting on Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction, London, U.K.
4. Eolive, Bernard and George J. Verbeck, (1975), "Corrosion of Metal in Concrete-Needed Research," ACI SP-49-4.
5. Cook, H.K. and W.J. McCoy, (1976), "Influence of Chloride in Reinforced Concrete," ACI SP-629-3.
6. Roy, S.K. and C.K. Murthy, (1988), "Some Aspects of Corrosion of Steel in Concrete, "Proc. of Corrosion and Corrosion Control for Offshore and Marine Construction, Xiaman, China.
7. Regourd, M., (1980), "Physico-Chemical Studies of Cement Pastes 、 Mortars and Concretes Exposed to Sea Water," ACI SP-65-4.
8. Conjeaud, M.L., (1980), "Mechanism of Seawater Attack on Cement Mortar," ACI SP-65-3.
9. Peter Pullar-Strecker, (1987), "Corrosion Damaged Concrete," CIRIA, Butterworths U.K.
10. RILEM, (1988), "Corrosion of steel in Concrete", Report of Technical Committee 60-CSC, U.K.
11. Mehta, P. Kumar, (1980), "Durability of Concrete in Marine Environment-A Review," ACI SP-65-1.

- 12.林維明、饒正(1988), “澎湖跨海大橋腐蝕調查研究” 港灣技術研究所專刊第 42 號。
- 13.林維明、饒正、陳桂清、周祖望、吳信昇(1988), “鋼筋混凝土結構物腐蝕調查研究” 港灣技術研究所專刊第 43 號。

參：海岸防蝕對策—— 人工養灘之規劃及設計

港灣技術研究所海岸工程組研究員兼組長 黃清和

§ 1 . 緒 論 (Introduction)

1 — 1 海岸侵蝕 (coastal erosion)

在過去數十年來，海岸侵蝕問題，已逐漸廣泛地引起人們的注意，有關海岸侵蝕的原因，已有許多學者、書籍討論過，本文於此不再累述。針對海岸防蝕對策，一般較為世人所採用者，不外乎在海岸構築

——突堤群 (Groynes)

——離岸堤 (Detached Breakwater)

——海堤 (Sea-Wall)

——人工養灘 (Artificial Nourishment)

等四種方法，本文將針對如何在海邊之沙灘 (beaches) 以及沙丘 (dunes) 進行人工養灘之規劃及設計在此作概略地探討。

通常岸邊沙粒之傳送過程可區分為下列三種型態

- (1) 風砂——主要是因風作用在乾的以及未乾的沙灘所引起砂粒之傳送。
- (2) 沿岸漂沙——主要是因波浪以及波浪所衍生之流所引起砂料之傳送。
- (3) 向離岸漂沙——主要是因波浪作用所引起砂粒一離岸方向之傳送。

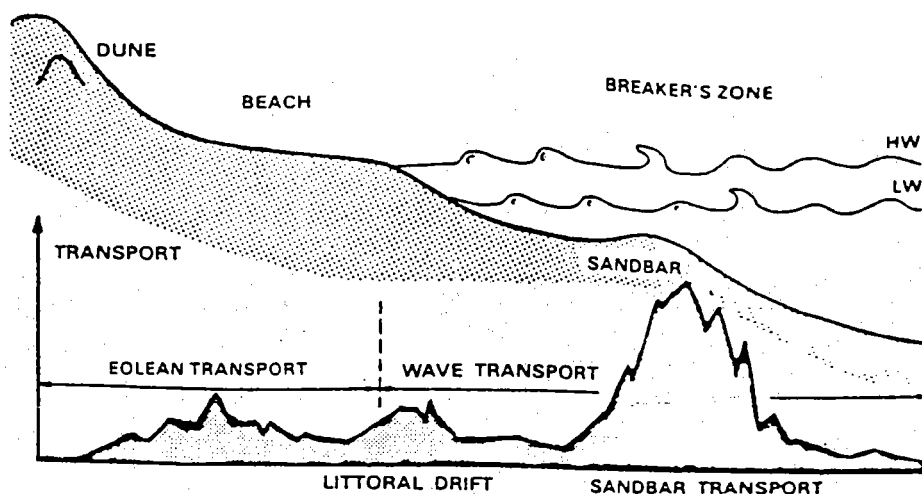


圖 1

1 - 2 人工養灘 (Artificial beach nourishment)

人工養灘是目前廣被世界各地所採用之一種海岸防蝕對策，由於費用較高且需不斷重複補給沙源，故常使海岸經營者 (Manager) 有挫折感；惟若進一步詳加考慮其基本的以及一些經常性的維護成本，事實上，人工養灘乃是一種最適的防蝕對策；尤其是某些大型 (large-scale) 之海岸保全計劃，若能配合其他防蝕對策，譬如海堤之興建，離岸堤或突堤群之構築等，則效果更佳。

其次，在養灘過程當中，“浚挖” (dredging) 工作經常扮演著一個最主要之角色且必須具備某些巨大且有效之抽水設備 (pumping equipment) 加以配合；蓋養灘之沙源主要是來自離岸 (offshore) 之底床，故挖泥船 (dredger) 必須考慮在波浪高達 2~3 公尺之海況下也能操作。由於這些被挖掘之砂土必須儲放在一個開闊之海灘，而該址卻又必須經常暴露以及遭遇波浪之處所，同時在許多施工場合中，挖泥船往往無法駛近擬回瀆地區，必須藉由某些堅固之管路 (pipelines)，穿越碎波帶 (breaker zone) 來輸送，故該些設備往往亦是養灘工程所必備者。

基本上，人工養灘之理念仍是將精確數量以及粒徑大小適宜之沙源，補給到某一侵蝕 (erosion) 地區，讓該地區沿岸輸砂量 (littoral transport capacity)

供需達到平衡狀態，進而達到海灘穩定 (stable) 為目的。

大致而言，人工養灘防蝕對策之優點，可歸納如下數點

- (1) 人工養灘工程之防蝕對策和自然海灘演變過程之干擾程度，將可減至最小，除對下游地區產生積極正面保護作用以及恢復該地區原來地貌作用外，亦不會有負面之新問題產生。
- (2) 從經濟觀點而言，人工養灘通常是最有利的。
- (3) 人工養灘防蝕對策，對海灘而言，仍然能保持其原有之美感 (aesthetic) 以及休閒娛樂 (recreational) 性風貌。
- (4) 人工養灘除可增加土地面積外，亦可提高土地利用價值。

人工養灘雖有上述之優點，惟為確保海灘原有之穩定度以及儘可能減少爾後維護工作，在施行人工養灘過程中，必須考慮下列幾點事項

- (1) 所補給砂源，其粒徑以較粗者為佳，至少亦應較原有海灘自然砂粒徑（通常其 D_{50} 或中值粒徑約為 0.200mm）為粗；若補給砂源其粒徑能較原有沙灘粒徑約大 50 ~ 100 μm 時，則效果最佳；蓋砂粒徑較粗者，當較大波浪沖擊時，將會產生較陡之沙灘邊坡所致。
- (2) 應避免含大量之細顆料成份物質作為補給沙源，蓋此細顆料成份物質，受波浪沖擊時將會快速流失而導致原始海灘之不穩定性。
- (3) 所補給之沙源應選用乾淨者，並應極力避免使用含有粘土 (clay)、淤泥 (silt) 或有機物質者作為補給砂源。
- (4) 所補給之沙源以含較能抵抗因波浪之沖擊而剝蝕者為佳，如含石英 (quartz) 長石 (feldspar) 以及類似之物質者。
- (5) 補給沙源，通常係堆置在海灘高水位 (high water level) 上，偶爾有些沙源也同時堆置在前灘 (foreshore) 4 ~ 5m 水深處。
- (6) 在養灘過程當中，將有相當數量之補給沙源會流失，其流失率通常在 20 ~ 30 % 之間。
- (7) 在海灘因受波浪篩作用過程 (sorting process) 當中，人工養灘海灘坡度應維持在 1:15 到 1:25 之間，以避免不穩定平台 (brem) 之形成。

按養灘成功與否，往往取決於其補給沙源。在以往其補給之來源主要來

自挖掘內陸運河 (canals)，池塘 (ponds)、湖泊 (lakes) 或自其河口感潮帶之淺灘等，這些沙源常因其顆粒粒徑較擬養灘之原始沙灘顆粒粒徑為細，以致無法有效養灘成功。故在某一擬養灘區域，能否於其附近找到適當顆粒粒徑以及足夠充份之沙源，仍是人工養灘能否成功最重要之關鍵所在。

人工養灘除了上述將補給沙源堆放在海灘高水位上方法以外，亦有所謂近岸養灘 (nearshore nourishment)，係將補給沙源利用開底船挖泥機 (hopper dredgers) 或舢板、駁船 (barges) 之類者，將補充之沙源堆置在海岸之近岸地帶，惟以人工養灘觀點而言，該種方法在效率上仍存有諸多疑點。在任何情況下，沙源應儘可能地堆置在岸邊為宜，在美國南加州之 Hilton Head Island 海灘，曾辦理過現場沙源追蹤試驗觀測，發現若將人工養灘時之補給沙源堆置在平均靜水位下 -2.5 公尺水深處時，有相當數量之補給沙源將被遷移到沙灘上，因此不僅在近岸 (nearshore) 外海區底床有養灘，而且連岸上沙灘亦同樣有養灘之效果，惟該項試驗係在 4 月到 11 月風浪情況小而湧浪顯著者之季節期間之觀測結果。

1 - 3 迂迴供沙 (Sand bypassing)

人工養灘系統中最簡單的一種方式即所謂迂迴供沙 (sand bypassing)，利用管路，穿越阻絕漂沙活動之障礙物，將上游面淤積之沙源，運送到下游侵蝕地區，以達成土砂供需平衡進而達到該地海灘之穩定。在北美洲海岸有許多地區係利用這種迂迴供沙方式，經由管路 (pipelines) 穿域港口防波堤或河口而將上游淤積沙源輸送到下游侵蝕地區，作為防蝕對策。

迂迴供砂常被使用之基本方法有以下三種：

(1) 陸上挖泥站 (Land-based dredging plant)

本法之操作係在漂沙區域內選擇一固定地點設置挖泥站，用以攔截抽取流經該站之漂沙；目前所使用者，多為抽水機型式，其操作基本上使用吸管式挖泥機，該站可設在一已有之結構物上，如導流堤 (Jetty)；或修建獨立基礎。漂沙帶之海岸變化因素繁多，須加以詳細研究，作為設計及決定放置位置之重要參考。故漂沙帶漂沙活動之年平均漂沙率資料，為重要因素之一。因其為決定抽水機能量之決定性依據。

設站之位置，須由漂沙調查之結果決定，就一般而言，位置如離岸過近，則在一短時期內漂沙帶之漂沙率超過該站之抽沙容量時，將發生被沙閉封現象。反之，如離海過遠時，則操作失效，須俟足夠之沙量聚集後，始可藉抽沙機抽取。

固定站至下游灘地間輸送管線之最佳佈置，一般多視現場情況控制之。大多數情況下，在需要維持船隻出入交通之通道，輸送管線則須用水底管，而不適於使用浮動管線。管線設置在水道下時，須防止被出入船隻割破或疏浚航道時被抓破。同時，沉潛式管線須配以特製之沖刷(Flushing)系統，以防止發生淤塞(Clogging)現象。下游面之排出位置選定重要性不大。在漂沙反向時，出口處之沙將倒送至漂沙帶，故排出口位置並不重要。總之，如欲使回移至漂沙帶之沙量減至最少時，則須詳加研究漂沙帶下游一帶沿岸流力分佈之情形。最佳排出位置須近下游導流堤之岸濱，因該處在沿岸流力向下游方向帶動漂沙時，所受漂沙帶之影響較小。此地點之決定，須利用波浪統計資料；波浪折繞射圖；鄰近潮流資料等。如此潮流發生，在漂沙帶以下之漂沙活動變化，立即有顯著之影響。靠近漂沙帶引起變化之亦須予以考慮。必要時用輔助結構物，如突堤等，以阻止輸出點上游漂沙之移動。

(2)浮動式挖泥機

浮動式挖泥機之操作可分為兩類，一為水力操作，一為機械操作。水力挖泥機包括吸管抽沙機，並配置平頭吸筒或滾刀(Cutter)以掘取硬質土，以及自航式泥艙挖泥機。機械式者包括鏟式(dipper)及聯斗式(bucket)挖泥船。

惟此方法常受制於風浪以及氣候情況之限制，一般而言，當示性波高為0.5～0.75m時，為挖泥機可執行工作之最小波高值，故若考慮年平均抽送量或許可達到所要求量，但在暴風期間為防止航道淺淤時，往往無法達到需求。

(3)陸上機動挖泥機

現場情況對使用陸上機動挖泥機以實施迂迴供沙工作之影響頗大。對此項技術而言，頗多因素有待評估，其中重要各項皆與現地情況有關。代表性

待考慮之因素爲：

- (a) 既有或可資利用之道路橋樑。
- (b) 漂沙積集區之可取得之陸上機具種類與數量。
- (c) 需迂迴供應之泥沙體。
- (d) 輸沙需要之時間。

1 — 4 碎石海灘及其圓石之再補充 (Gravel beaches and shingle recharge)

底床物質移動之型態決定於其顆粒大小及其所受力的情況而異。圓形小石子 (shingle) 之移動絕大部份是以底床質 (bed load) 型態不是採跳躍式 (salation) 即在底床上以滑動 (sliding) 及滾動 (rolling) 方式移動。當波浪垂直海灘入射，沿岸流不顯著時，該種小石子底床質之移動方向主要定受到波浪之直接作用而產生，其方向係隨著碎波 (breakding wave) 時之上湧 (uprush) 以及下刷 (downrush) 方向而移動。當波浪以某種角度斜向入射時，則該種小石子底床質移動則以曲折 Z 字形 (zigzag) 移動，遂產生淨沿岸漂沙 (net alongshore drift)，以英國 (Britain) 附近海灘為例，該種總體小石子輸送率 (gross shingle transport rate)，其級數 (order) 大約每年在 $10,000\text{m}^3$ ，而該種海灘可以很快地被定位再適應新環境，但也會迅速地因暴風浪而破壞，只是當暴風浪沖擊時，僅有少數之底床質會被帶出碎波帶外，然後在較小且尖銳度不大之波浪作用下逐漸恢復其原有剖面。

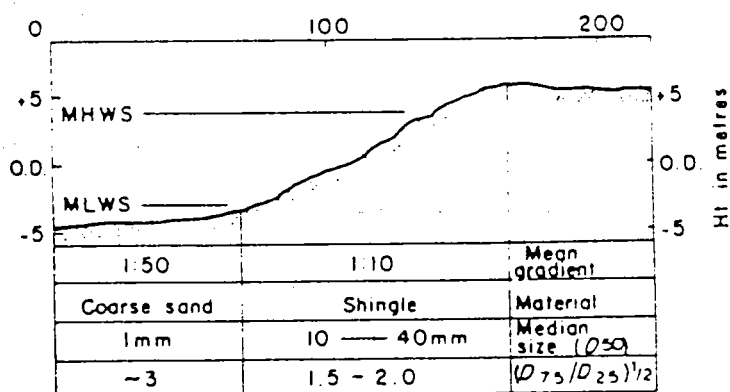


圖 2 Profile of typical shingle beach

碎石海灘在潮間帶內坡度一般為 1:8，惟在極端暴風情況作用下之坡度可能為 1:12。碎石海灘養育 (nourishment) 之體系遠較沙質海灘之養育所呈現之問題來得少，蓋後者受限於所補給沙源料徑大小有絕對之重要性。有關碎石海灘防蝕保護對策及案例，可參考 Reference(10) 之書籍。

1 - 5 海岸構造物 (coastal structures)

人工養灘係將沙源補注於海灘以達穩定目的，乃海岸防蝕保護對策所俗稱的一種「軟體工法」(soft solution)，有關海岸侵蝕問題，過去的策略大多是使用所謂「硬體工法」(hard methods)即建造永久硬體結構物阻擋高潮時波浪入侵，並反射和削減入射波能，以期能收一勞永逸之功者，諸如為人所熟悉的防波堤、海堤、垂直海岸線之突堤群、石籠以及近代之離岸堤等等；本章節在此僅就海堤 (seawalls)、突堤群 (Groynes)、離岸堤 (detached breakwater) 以及另外一種結合潛堤 (underwater mound) 與養灘作為海灘保護稱為「棲息海灘」(perched beach) 等海岸結構物，在此作簡短之描述。

1 - 5 - 1 海堤護岸 (seawalls)

構築海堤目的是用來保護海岸線 (shoreline) 之穩定，該結構體可以用亂拋石 (rubble mound) 或石造物 (masonry) 或混凝土 (concrete) 等構造物，混凝土構築成之海堤，其岸壁可採用垂直面或部份傾斜坡面亦可建造成階梯形 (step-shaped) 斷面。

海堤自成一特殊之防蝕保護對策，蓋海堤之構築無法阻上海岸變遷過程 (coastal processes)，僅可用以防止海岸線進一步之侵蝕，惟海堤之興建，由於入射波之反射 (reflection) 反而有可能造成內灘區 (inshore zone) 之侵蝕，故必須加強其堤趾之保護。因此該種海岸防蝕對策其維護費用通常也較高，同時也僅限於在海堤護岸前緣有一沙灘且有足夠之沙源可資利用才能發揮保護海岸之功能，因此在某些情況或許沒有發生侵蝕之地區，構築海堤護岸之目的僅是為了保護在惡劣氣候情況時加以保護海岸，卻由於受到岸壁之反射作用而造成堤前更大之侵蝕致使得海灘無法再恢復原狀，故海堤護岸一般說來並非是一種適當的海岸防蝕對策，但在某些特別情況譬如說在非常彎折以及嚴重侵蝕之海岸，構築海堤護岸便是唯一之選擇。

1 - 5 - 2 突堤群 (Groynes)

突堤配置方向一般採與海岸線 (shoreline) 相垂直，以減少沿岸輸沙量 (longshore transport capacity) 俾產生一較穩定之海灘。其構造因施工材料而異，可採不透水之石材或木材以及透水性之構造物。

當沿著海岸有一連續且明顯坡降 (positive gradient) 沿岸漂沙 (longshore sand drift) 產生時，構築垂直海岸線之突堤群將可提供一效果良好之保護對策。在這種情況之下，實堤群可減少前灘 (foreshore) 的沿岸漂沙接近到實際之灘線。惟在突堤群末端向海方向近岸區 (nearshore)，漂沙之輸送並未受到影響反因沿岸輸砂之增加造成該地區底床之侵蝕。故該種保護對策僅是讓突堤影響區域輸砂量減少而產生某些淤積，而這些沙再經由陡峻邊坡供給到內灘區 (inshore)。惟在突堤群保護區之下游面由於沿岸漂沙受阻將開始再度侵蝕，因此該種防蝕對策僅適用於保護某有限範圍區域譬如某些局部波高較大地區或某些彎曲海岸或當保護區下游所造成之侵蝕係可接受的某些地區等場合。

1 - 5 - 3 離岸堤 (Detached breakwater)

離岸堤乃離開陸地，獨立於海中用以消殺波浪能量，以求堤內遮蔽穩靜海面之結構物，由於堤內波浪能量減弱，漂沙淤積形成繫陸沙丘 (Tombolo)，間接發揮海岸安定作用，離岸堤可為透水堤或不透水堤，但一般使用者多為拋石堤或混凝土塊石故透水性較多。因透水式可避免堤趾之沖刷及堤體之沈降。離岸堤之高度視所欲遮蔽之波浪程度而異，如為潛堤式則高度以能產生碎波，藉碎波能量之消失減衰波浪運動，一般而言，離岸堤之堤頂高程必須在平均水位以上或剛好在平均水位或以上。

基本上離岸堤與構築垂直海岸之突堤群具有相同之效果，經由選擇最適之離岸堤長、缺口寬度以及與岸邊離岸距離比，吾人可獲致一種稍呈彎曲（突出）之海岸線 (Pope, 1986)。就娛樂休閒 (recreation) 觀點而言，該種防蝕對策提供吾人一種平靜而且曲折之海岸更可提供進出海灘的小帆船有一平靜的海域。故就娛樂休閒性而言，為了避免在海岸地區有靜止水 (stagnant water) 產生，則應防止繫岸沙丘之形成。

另外某種潛沒式平行海岸之離岸堤，亦可用來作為海岸侵蝕之保護對

策，然其效果常受限於當地水位，且該種潛堤型式因檢視以及維修困難且對船隻之航行及游泳者亦較危險，故若就娛樂休閒性海灘而言，其保護措施通常都不採用該種對策。

對因離岸(offshore)輸砂所造成之侵蝕問題，垂直海岸之突堤群其效果遠不如採平行海岸之離岸堤效果為佳，蓋後者能減沙離岸漂沙之輸送。而對平行海岸具有缺口之離岸堤群而言，亦具有同樣可阻止漂沙往離岸方向傳送之效果，蓋在缺口後方局部侵蝕之海岸，其前灘(foreshore)之坡降將變得平緩之故。

在日本目前已有超過 2300 個離岸堤(Toyoshima 1982)，同時該種離岸坡保護措施在其他國家如義大利、摩納哥、西班牙、新加坡、以色列、美國以及加勒比海地區亦經常被採用作為防範海岸侵蝕之對策。

在法國，1970 年代末期曾於 Malo-les-Bains 市建造兩座離岸堤用以防止海岸之侵蝕，長久以來，証明成效良好，故在 1988 年又完成第三座之離岸堤，並繼續在該區作海灘防蝕計劃之追蹤，由於該區恰好位處歐洲潮差最大之處，故証明該種離岸堤亦適用於潮差大之地區。

在英國許多海堤(sea walls)、堤防(embankments)及護岸(revetments)之構築，其目的大多是為了防止海浪之入侵，但事實上該些型態之構造物通常都無法減緩海岸侵蝕過程，反因入射波之反射致使侵蝕速率加速，因此自 1985 年來 Barber 等人曾就離岸堤等進行式試驗研究，研究之正面效果，已使英國當局逐漸重視採用離岸堤作為海岸防蝕之一種對策。

1-5-4 棲息海灘(perched beach)

所謂“perched”海灘，其實係一種潛沒在水中之離岸構造物堤台(offshore sill)，其作用有如沙洲(bar)，可使暴風浪在此碎波而消散大量之波能。這種概念有如使用離岸堤來加以穩定海灘及保護海岸線構造物。1987 年 Sorensen 曾提出有關該種結構物其本身之穩定性以及其所形成海灘剖面穩定成效之研究報告。惟目前尚無進一步之現場實例以及最後之定論。

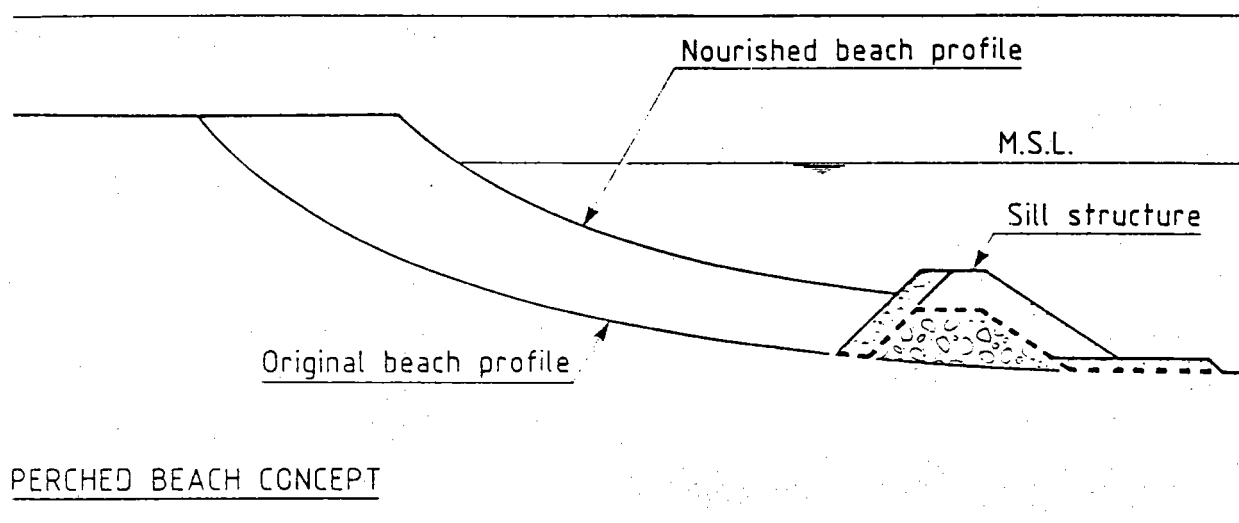


圖3 Perched beach concept

§ 2 .設計準則 (Design Aspects)

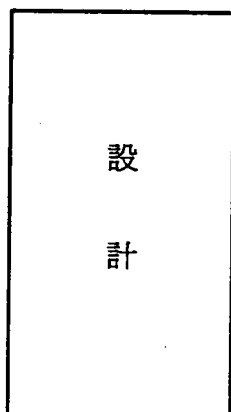
2 — 1 所需設計資料 (Required design data)

- 研究動機 (Investigations causes)
- 設計條件 (Design conditions)
 - 水力學方面 (Hydraulic)：海流、波浪、潮汐
 - 氣象學方面 (Meteorological)：暴風 (storms)、頻率 (frequency)
 - 地質砂的特性 (Geological sand characteristics)
 - 地形底床構造 (Morphological bottom configuration)
 - ……資料之可用性 (Availability of data)
 - ……規模大小 (Dimensioning)
 - ……替代方案 (Alternatives)

經濟上的可行性

(Economical Feasibility)

- 直接成本，數量
+ 固定成本
- 維護成本
- 主要的直接成本
及維護成本
- 替代方案比較
- 本益比之估算



技術上的可行性

(technical feasibility)

- 可養灘之材料：
借土區+級配
- 數量，每週之生產率
- 傳輸之路經及距離
- 填土區：位置及範圍
- 機具設備以及可用期間
- 氣象條件
- 季節的影響

規劃之可行性 (Planological feasibility)

- 水文方面考量 (Hydrological aspects)
- 娛樂性方面考量 (Recreational aspects)
- 環境方面考量 (Environmental aspects)
- 被允許之可能性 (Licences)

2 - 2 養灘型式 (Type of sand nourishment)

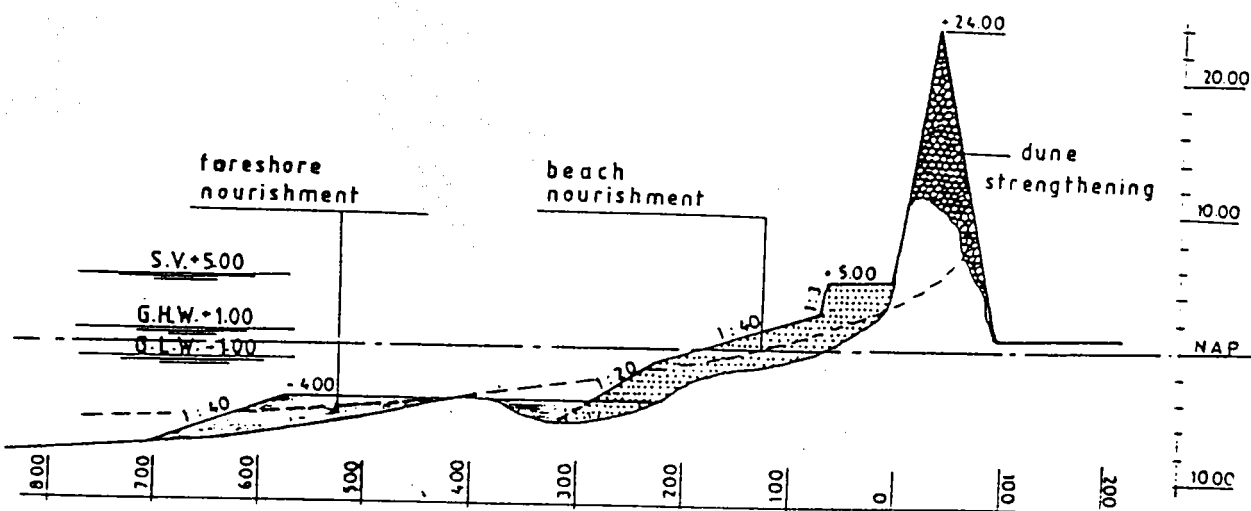


圖4 Foreshore and beach nourishment, dune strengthening

2 - 3 橫斷面 (cross-section)

每公尺含某些沙體積設計橫斷面之計算將決定於下列因素

- 數量：決定於養灘之年限 (lifetime) 及其範圍之大小
- 位置：擬在何處養灘，採用何種養灘型式？
- 空間：養灘高度，寬度是否受到限制？
- 坡度：將會形成何種自然比降？

2 - 3 - 1 數量 (quantity)

- 基於“安全方面”的考量（如沙丘具有防洪之重要功能）
- 基於“控制侵蝕”的考量
- 基於“娛樂休閒性目的”海灘改善之考量
- 基於“區域性處理”的考量，如爲了港池及航道的疏浚

大體言之，養灘設計之數量大約介於 $200 \sim 600\text{m}^3/\text{m}$ ，即每公尺海岸寬度爲 $200 \sim 600\text{m}^3$ 。

2 - 3 - 2 養灘地點 (where)

每當提到何處是最佳養灘地點這個問題時，人們最先考量的即“數量”問題。某一局部性加強型之沙丘 (dune) 就可能需要在其前灘 (foreshore) 作一大面積之養灘工作。大部份場合，工程人員在選擇養灘計劃時，有些時候連前灘之養護都應一起規劃。

2 - 3 - 3 養灘空間 (space)

通常養灘空間僅在該地區沙洲需要被加強時，方才受到限制。

2 - 3 - 4 養灘坡度 (slopes)

一般而言，養灘坡度大都採用與養灘地區其前灘 (foreshore) 之自然坡度作爲設計坡度，惟補注沙源若其顆粒粒徑遠較當地底床質顆粒來得小時，將會使得外灘 (offshore) 坡度以及後灘之寬度變得較原先擬所設計坡度爲平坦及狹窄；相反地，若利用較粗之沙源作爲養灘材料，則將會產生較陡之前灘，類似這種差異，勢將造成不同之碎波型態 (breaker type) 以及沿岸流 (longshore current) 故針對娛樂休閒性之海灘而言，應避免採用顆粒粒徑較粗之沙源以防止較陡坡度前灘產生。

荷蘭養灘計劃，在同一地區均係採用相同之設計坡度，惟在工程進行當中，有些坡度和原先設計坡度將會有些微之偏差，此時吾人若用壓土機來改正，其工作也是枉費的。

荷蘭海岸其養灘的橫斷面，歸納起來有以下特性：

(1)沙洲底部(dune foot)以上（大約在N.A.P. + 3^m）坡度

通常採用 1:3（僅在 Ameland 地區保持用 1:4）

(2)沙洲底部到高水位間(N.A.P. + 3^m～N.A.P. + 1^m)坡度：

剛開始之設計坡度採用 1:50 到 1:60 之間，爾後再修正為 1:40 或更陡 1:25 之坡度

這是根據實際經驗所得，而荷蘭海灘其砂粒徑分佈 D_{50} 通常是介於 0.175mm ～ 0.250mm

在 Ameland 地區：細砂； $d_{50} = 0.150 \sim 0.210\text{mm}$ ； $S = 1:40 \sim 1:50$

在 Scheveningen 地區：粗砂； $d_{50} = 0.300 \sim 0.350\text{mm}$ ； $S = 1:20$

（以後 1:30）

在 Goeree 地區： $d_{50} = 0.250\text{mm}$ ； $S = 1:40$

$d_{50} = 0.150\text{mm}$ ； $S = 1:60 \sim 1:70$

(3)高水位到底水位間（大約在 N.A.P. + 1^m～N.A.P. - 1^m）坡度

由於在施工期間受到潮汐與波浪作用影響，不可能採用較陡之坡度。

砂(sand) $d_{50} = 0.175 \sim 0.250\text{mm}$ 坡度大約採用 1:40

細砂(finer sand) 1:50

粗砂(coarser sand) $D_{50} = 0.300\text{mm}$ 1:30

(4)底水位以下(N.A.P. - 1^m)坡度

在大部份情況，其坡度採用 1:20 ～ 1:25 較為實際；該種坡度無法由承包商來製，僅能藉由自然之力量。

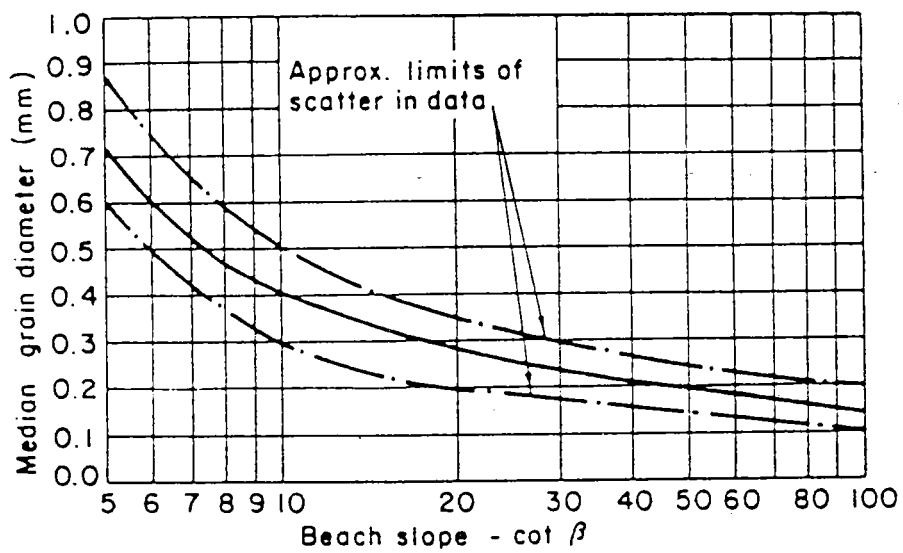


圖 5 Approximate range of beach slope against grain size

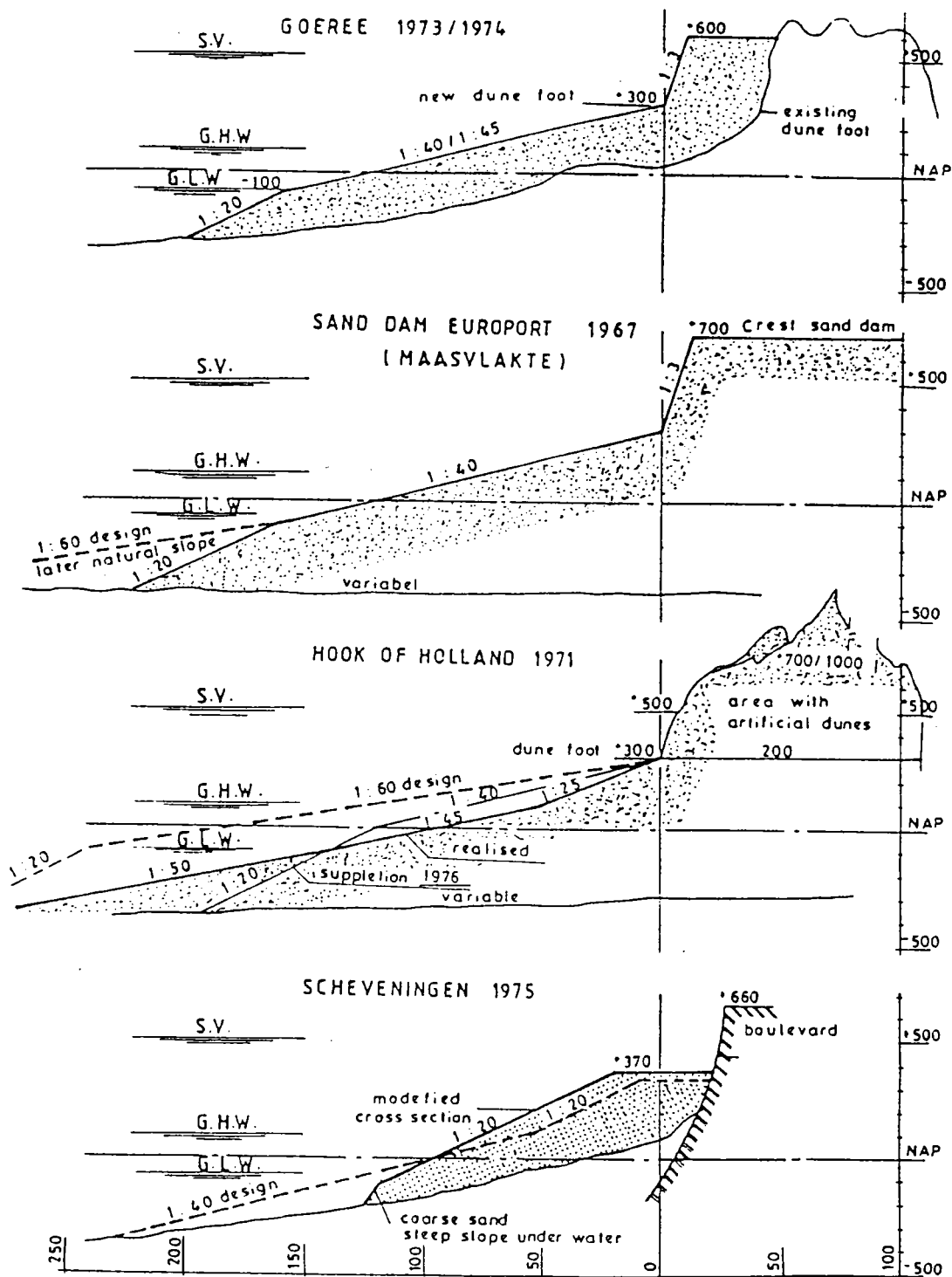


圖 6 Slopes sand nourishment schemes executed in The Netherlands
 s.v. = storm flood level; G.H.W. = average high water;
 G.L.W. = average low water

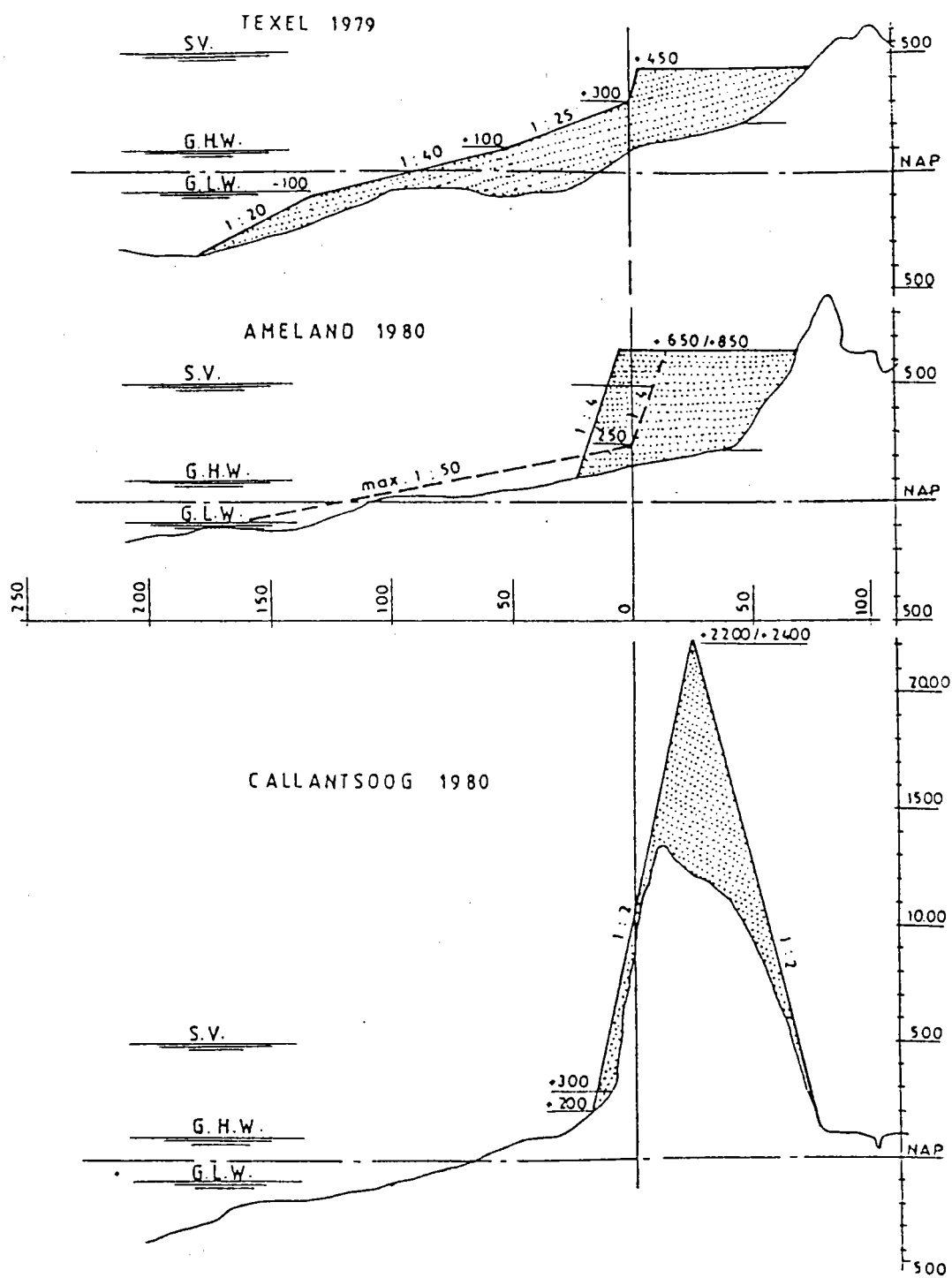


圖 7 Slopes sand nourishment schemes executed in The Netherlands

2 - 4 回填區 (Reclamation or disposal area)

當人們希望完全以沙來養灘時，則應注意需將大量的沙源沿著前灘 (foreshore) 之長度均勻地拋放。有關沙源拋置區排放管線之配置大都委由承包商來處理，爲了獲致養灘時坡度之一致，抽沙之排放應平行海岸線施工，且排放之高度亦應維持在 N.A.P. + 4.5^m。若施工時採垂直海岸方式進行時，將造成海岸線不規則形狀，爾後要再修正時則很困難矣！

而抽沙排放高度應足以用來防止海浪之衝擊以及能獲致擬欲調整所需之海灘坡度，此舉可藉由加長或縮短堤岸 (bunds) 方法獲致。顆粒較細之沙源其產生之坡度較平緩，可利用較長之堤岸 (bunds) 修正之。抽沙排放之處置方式決定於養灘區之寬度；排放管線配置之主線應盡可能之保持平直以減少因摩擦之損失；兩管線間之間距最好維持在 40 ~ 50 公尺間爲佳，在大部份情況下，工程人員大部採用開放式之回填 (open reclamation)，同時施工時應避免最內部管線對沙丘底部所產生之侵蝕。

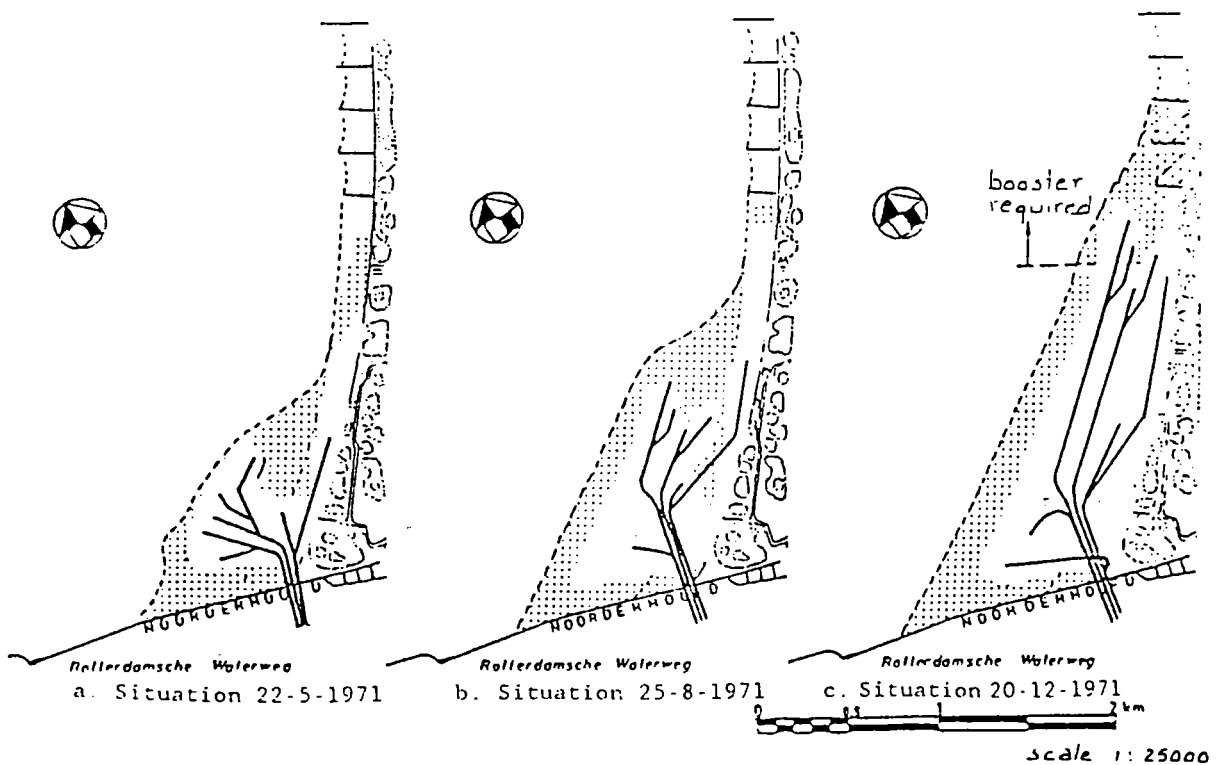


圖 8 Phases of reclamation - Lay-out of discharge lines at Hook of Holland

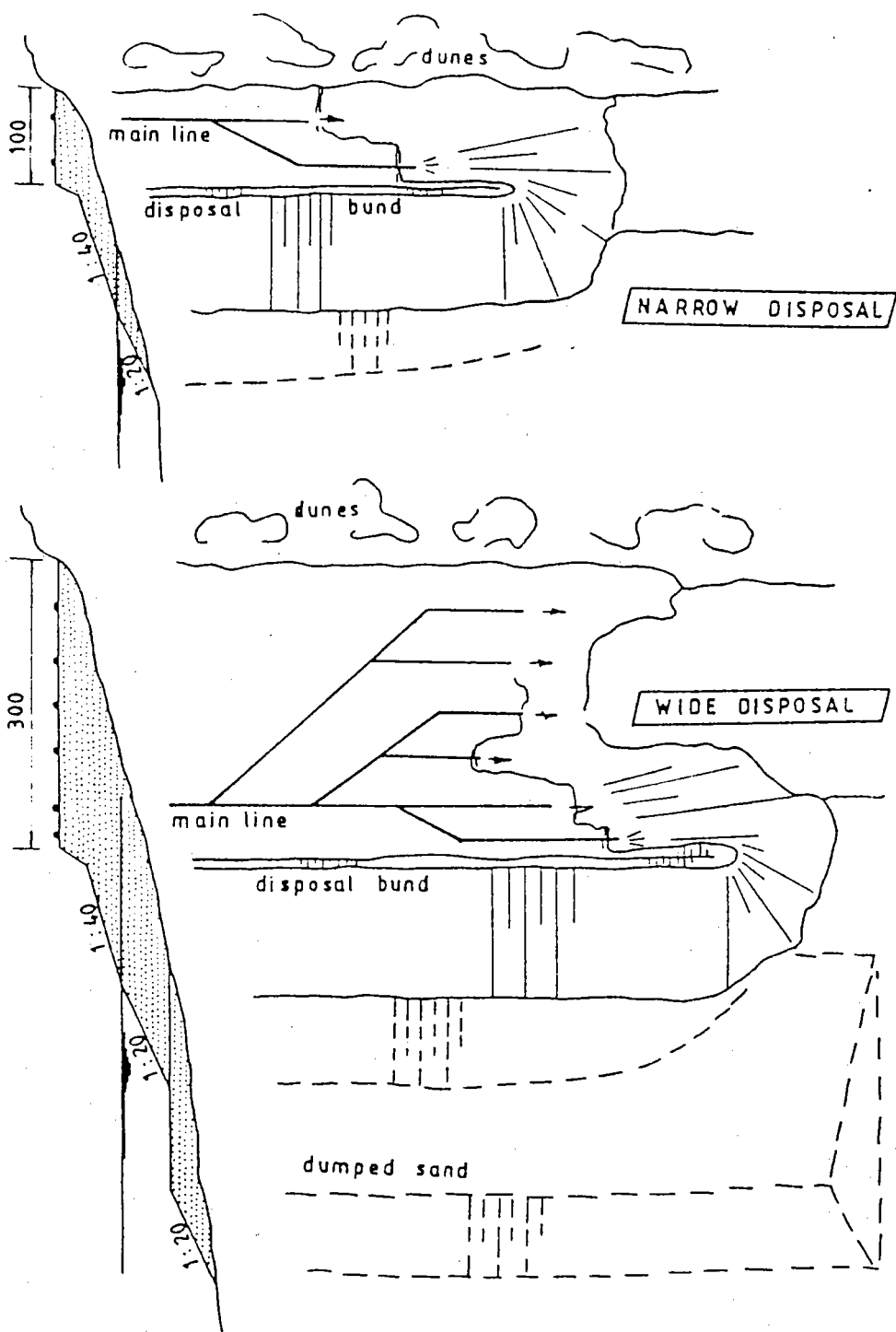


圖 9 Lay-out discharge pipelines on a narrow and a wide disposal area

利用這種水力式填沙養灘施工方式，重要考量因素分別為回填後海灘之坡度、回填材料之分離 (segregation) 以及其可親性 (accessibility)，這些考量均直接與養灘排放沙源其所含較細顆粒之數量有關，亦即與借土區之材料以及抽沙挖掘地點有關。換言之這些考量與排放沙源係直接抽取或用開底船 (hopper) 來運輸有關，通常以這二種方式抽排放沙源時，將造成較細顆粒粒徑沙之流出，因此沙分離速率取決於養灘施工執行之方式，而且和養灘所用沙源粒徑、形狀以及其抽排放含沙濃度有關，一般而言，表中 2 - 1 之數據可作為參考

表 2 - 1 養灘拋放坡度與沙源粒徑之關係

顆粒大小		水面上坡度	水面下坡度 (浪小時)	水面下坡度 (浪大時)
細砂	60 μ m ~ 200 μ m	1:50 ~ 100	1:6 ~ 8	1:15 ~ 30
中砂	200 μ m ~ 600 μ m	1:25 ~ 50	1:5 ~ 8	1:10 ~ 15
粗砂	600 μ m ~ 2000 μ m	1:10 ~ 25	1:3 ~ 4	1:4 ~ 10
碎石	> 2000 μ m	1:5 ~ 10	1:2	1:3 ~ 6

這些養灘沙源拋放坡度，將在很短期間裏轉變成如同第 2 - 3 節中所給自然海灘之坡度，因此建議在養灘施工執行中沙源拋放坡度應較所期盼自然海灘坡度稍為陡些為佳。

當養灘整個寬度需要較低回填高度且需要大量輸出沙源時，為了避免使用推土機 (bulldozers) 所造成材料之轉移可使用一種所謂 "快速接合流管系統" (a quick-coupling system) 如圖 10 以及圖 11 所示，其優點為

- 為延長管路 (pipelines) 需將整個流管改為水壓式凡爾座 (valve set) 時，可以不必花費時間完全清除，管路之接合可在運作 (operation) 過程中完成。
- 在凡爾座後不會有沈積物或障礙物產生。
- 可節省回填區之人工勞力。
- 可使用最少的凡爾座組。
- 可迅速及輕易延長管路不需要挖土機整地，故管路中心線之間距可減少。

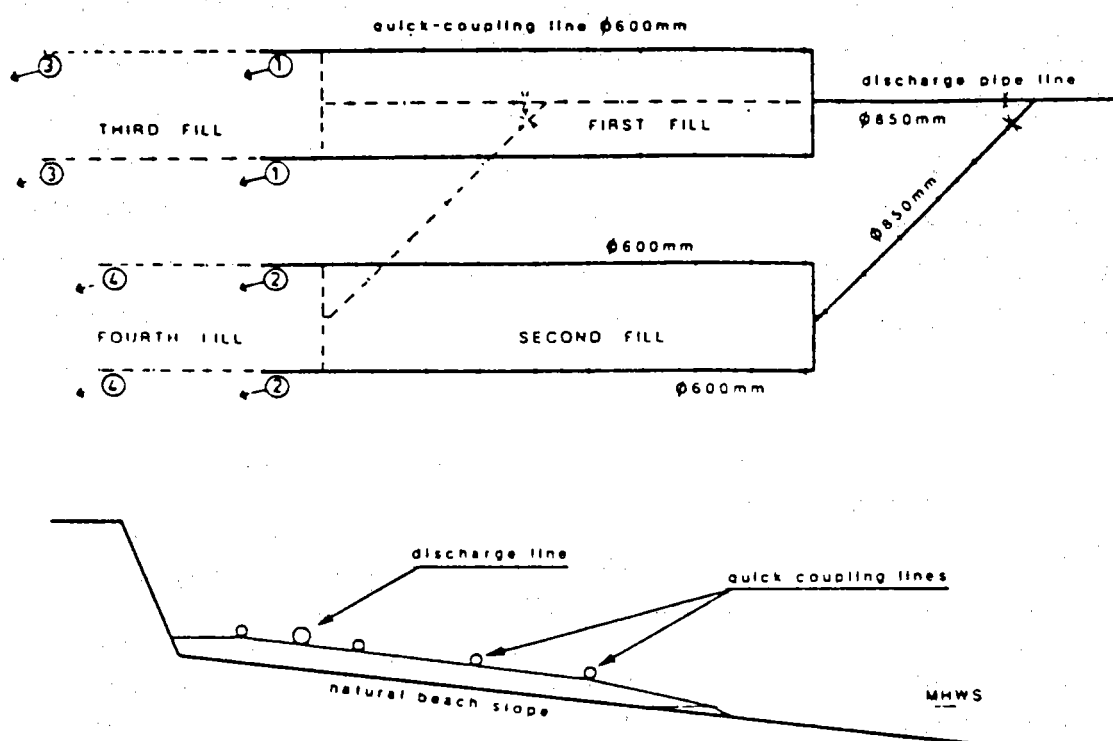


圖 10 Quick-coupling system

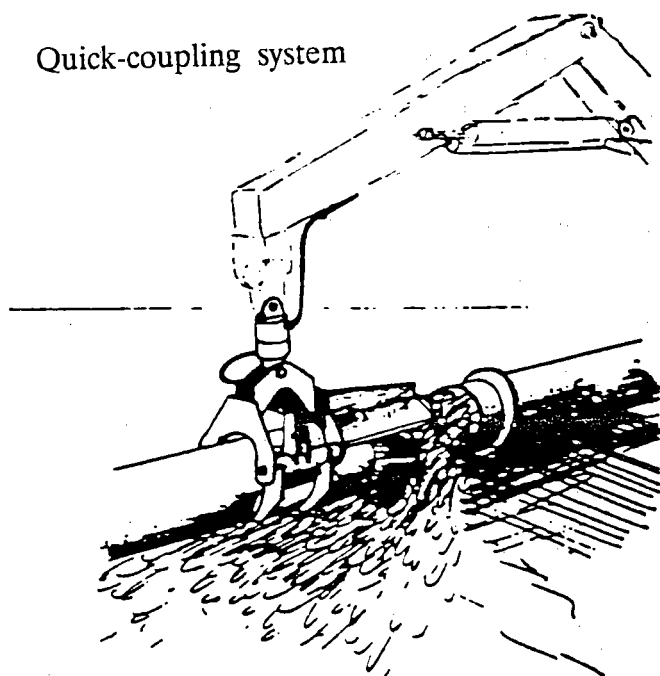


圖 11 Hydraulic crane for quick-coupling system

——不需螺栓、螺帽、板手、襯墊以及鏈子等，且接合時具有柔韌性而抽排砂不會洩漏。

惟快速接合系統亦有一些缺失，諸如

——由於在流管之頭部需分成兩個較小之管路，因此會產生兩個回填區。

——在回填位置需要增加如水力式起重機 (hydraulic crane) 等額外之裝備。

——該快速接合系統之兩個腳必須彼此保持若干配合，否則沈澱將導致較長一腳的阻塞。

由以上幾點可總結，此種系統除容易操作而且亦可減少回填工作時管路連結時之拖延時間。

有關開放式填沙方式另外一種與上述系統大不相同者即在海邊利用堤岸包圍起來之回填方式如圖 12 所示，利用這種方式，則會有較大比例細顆粒之沙源，在回填區之低處及遠端，通常是在前灘地帶可被攔截。此現象將由於堤岸後方因底質之侵蝕產生洞穴以形成壕溝使得該些區域，不適合於作娛樂休閒性之回填養灘。這種現象不僅危險而且在海灘回填一段較長時間後，將會造成當地區域不整齊地外觀。因此一個良好的養灘計劃除了需要有品質佳

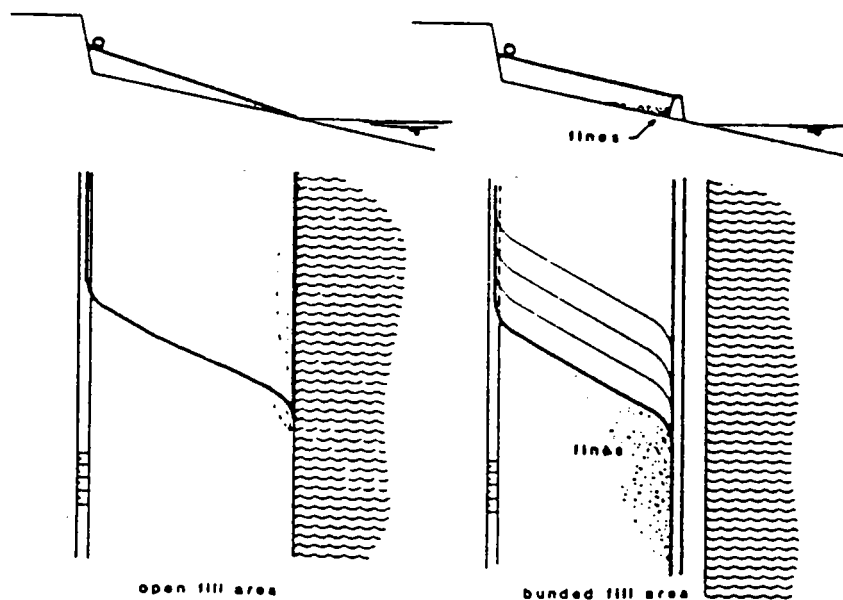


圖 12 open-fill and banded-fill

的粒料外，尚須一適當的回填工作之執行計劃，這種回填方式即採用開放式填沙區或採用一半是開放式填沙區 (on-one-side-open fill area)，如此在養灘抽排放沙之同時，這些顆粒較細之沙源即可利用回填之水輸送到海裏面。

沙質顆粒的變化特性與回填配置之形式有關。流出點越遠則其平均粒徑越小且顆粒的尖銳度愈大，其結果會有一層較粗粒料會蓋住良質粒徑。而粒質特性變化之距離長短與其回填區域寬度、排放率、排沙濃度、沙層的厚度、水位以及原來粒料的特性有關。除了上述考量以外，雖然在借土區空隙比 (void ratio) 與回填區間兩者沒有關係，但其密度仍會改變。在回填區其所達到之密度取決於水面上或水面下之粒徑有否發生沈降作用 (settling)，根據回填區密度之觀察及試驗結果顯示，水位以上所排放沙沈降後之相對密度 (relative density) 約在 50 % ~ 65 % 間，惟在水面下者則其相對密度則在 35 % ~ 45 % 間。

目前為止，以上所討論者僅限於水力式養灘所應考量者，但有關人工養灘亦可藉由漏斗挖泥船 (hopper dredgers) 或駁船 (barges) 直接排放，利用這種方式倒沙養灘者，其相對密度較低通常小於 40 %，而養灘坡度則分別取決於施工執行方式，水深以及土壤之特性等而定。

2 — 5 借土區 (Borrow area)

挖掘沙源之位置，是人工養灘計劃設計上一個必須考慮的因素，在過去，海灣 (bays)、潟湖 (lagoons)、河口 (estuaries) 以及向岸 (onshore) 地區，都是挖掘沙源之來處。通常在向岸地區取得沙源就較在離岸地區者不需複雜的底質管路設備，但其每 m^3 的土地所獲得之底質費用成本經常很高昂，也因此工程師仍較不熱衷於在該地區獲取沙源。

海灣及潟湖之沈澱物 (sediments) 其顆粒粒徑通常較自然海灘之沙來得細小且為均勻一致，故其流失率相當高。唯這些地區，其沙源仍經常被列為最具成本效益的，蓋這些地區通常較接近養灘計劃之位置且由於其遮散效果提供挖掘設備一個較佳之工作環境，因此在人工養灘計劃中，環境的考量亦是一種很重要的因素。

惟離岸地區 (offshore area)，近年來因適合海上挖取設備的不斷開發，通

常亦被考慮作為人工養灘挖掘沙源之所在，蓋該地區其沙源之特性與原來海灘沙較具相容性，且其費用亦有可能較利用傳統方式獲取沙源時來得經濟。故離岸沙源之貯置將很可能成為未來最最重要的沙源所在。

2 - 5 - 1 借土區的條件 (conditions)

借土區必須符合某些條件

(1) 需有足夠數量的沙源 (sufficient quantity)

一適當的借土區通常必須能提供至少約 30 萬到 200 萬 m^3 之沙源。對一吸取式挖泥船若挖掘一個邊坡為 1:4，挖到 -40m 深圓錐形 (cone-shaped) 之坑洞而言，大概可提供約 100 萬 m^3 之沙源。挖掘沙源的方式經常是作為選擇挖泥船種類的一項重要依據。

(2) 良好的品質 (Good quality)

顆粒粒徑大小的分佈、成份、硬度以及緊密度 (compactness) 均為考量的因素。挖掘區沙源顆粒粒徑大小的分佈對挖泥船之挖泥量以及對儲存區 (disposal area) 之損失，更是一項重要的因素。

(3) 水深 (water depth)

依挖泥船的種類而定，但最大挖取深度為 ± 60m，而最小水深亦需滿足挖泥船的吃水限制。

(4) 距離 (distance)

當採用直接抽砂作人工養灘時，排放距離的考慮，特別重要。距離過遠，則應考慮中間設置水力加壓站 (booster stations)。

(5) 考量波浪沖擊之影響 (exposure to waves)

(6) 週遭環境的考量 (environmental aspects)

2 - 5 - 2 挖掘沙源之搜尋 (search)

搜尋某種適當養灘材料是人工養灘計劃過程中必須執行的一項工作，有關這方面資料之收集，最恰當的時機是選在夏季風平浪靜的期間進行。在任何外業 (field-work) 付之實施以前，應先作好收集有關底床特性之室內工作 (desk work)。首要的工作即先行確定擬搜尋區域之範圍，此舉將有助於成本分析如輸送距離之估算，被挖掘沙源覆蓋之地區必須適於挖掘機械之裝置。在大部份情況下，若是利用吸取式或鉸刀式挖泥船進行直接排放

沙源方式時，在低潮時最小的水深應在 2.5m 以上，若挖掘地區距離養灘地區甚遠時，若採用拖式抽水漏斗挖泥船(trailing suction hopper dredgers)，則其水深在低潮時，不得少於 5m 以下，但有某些地區則可以不必進行調查事宜，這些地區分別包括特別淺之淺水區、有強烈橫流區域，有大浪地區、軍事區域、具有海床設施地區（如電力、電話纜線等）、船隻往來航線忙碌地區以及任何因降低海床高度會造成鄰近海岸線地形變化及波浪海況地區等等。

2 - 5 - 3 現場調查 (investigations)

量測底床高程最佳的方法即是利用測深儀(echo-sounding meter)，惟使用測深儀時，必須有良好之水面情況其數據才會精確。最好是利用一種所謂聲納邊界掃描器(side-scan sonar)效果更佳，工程人員只要謹慎選用聲納之頻率、範圍(range)以及拖網漁船底床面以上之高度，通常即可獲致用來判斷海床底質特性資料，利用聲納邊界掃描亦可探知露出岩石及遇難沈船之位置，這些地區都可能造成挖取作業進行時，船隻航行之安全。工程師們亦可考慮用一種所謂"振動式底床下剖面儀"(seismic sub-bottom profiler)來觀測底床表面沈澱質之厚度。

石床表面通常會有明顯的反射，但儀器僅限制使用在決定儲存區底床較特殊之特性。因此該種儀器必需事先作地面鑿孔(borehole)之率定工作。鑽孔試驗是目前進行土壤調查最可靠滿意的的方法，但水中之鑽孔其費用是非常昂貴的，故採用這種震動法，就經濟觀點而言，是一種可被接受的選擇。

2 - 5 - 4 挖掘沙源與自然海灘沙之差異

(Difference between borrow and native beach sand)

存在於自然海灘的底質，通常都是經過波浪一段長時間良好的篩作用，因此其底質粒徑分佈曲線都較陡峻且大部份顆粒粒徑值都被區分在 D_{50} 值，故一般而言，海沙其粒徑分佈則較均勻蓋較細部份之底質已因時間關係被波浪移走了。級配好的底質則其粒徑大小分佈較不均勻，其成份包含有相當大比例部份之較細及較粗的底質。故當挖掘沙源與自然海灘沙源作比較時，吾人不僅僅只是觀查 D_{50} 值大小，同時也必須注意其級配(grading)。

在計算沿岸漂沙(longshore transport sediment) D_{50} 間值間之不同效果時，可利用標準輸沙公式。但工程師必須注意者不能引用 CERC 公式，蓋在這公式中並不包含有 D_{50} 這項，CERC 公式是用計算當波浪以斜向入射時所引之輸沙公式。其他公式，譬如 Bijker 公式，係利用 D_{50} 當作粒徑大小的特性而忽略在級配分佈之任何差異。在一般海岸工程實務上當海灘底質已經過充份篩作用時，這個公式是可被接受的，惟若用來判斷補充沙源，則這些公式仍然無效。

在美國，James(1974,1975)、Hobson(1977)、以及 Hobson and James (1978)等，已發展出許多方法。他們分別利用下列參數作為判斷兩者差異之參數。

填沙比率(fill-factor)——用以估算完成計劃規模(project climesion)所必須補充沙源的超出體積(excess volume)。

溢滿比(overflow ratio)——定義為必需要放置沙源體積與所需要設計體積比。

再養灘比率(renourishment factor)——預測所補充之底質，與原本海灘底質會產生侵蝕之穩定度。

顆粒粒徑大小分佈通常以兩主要參數來定義

$$\mu = 0.5(\phi_{84} + \phi_{16}) = \phi \text{ 平均值}$$

與 $\sigma = 0.5(\phi_{84} - \phi_{16}) = \phi \text{ 級配或 } \phi \text{ 標準離差}$

此處 $\phi = -\log_2(D) = -3.22\log_{10}(D)$

D = 顆粒粒徑，單位為 mm

溢滿比 R 為 μ 和 σ 之函數

這個方法有一重要因素需考量者，即假設較細以及較粗部份的沙必須先行移去以期獲致一種顆粒分佈均勻且級配良好的底質，這部份可視為是損失掉的，由於這個方法並非根據漂沙輸送之物理法則，因此須要小心引用，惟該法對分別來自不同挖掘沙源擬作一選擇時可能很有用。

2 - 6 再補注沙質之修飾 (recharge material modification)

通常對於養灘最後所拋放在海灘的借土區底質，將會與養灘區有一明顯不同之級配。這種差異性將增加對包含在原生底質細沙百分比以及利用水處理過沙質之次數有直接的相關性，在整個處理的過程當中，一般顆粒粒徑小於 $200\ \mu\text{m}$ 之細顆粒將經由篩過程 (winnowing) 有流失之虞，如在挖取時由於漏斗的溢流，在倒入巨浪坑 (surge pit)，以截斷式挖泥船在處理時以及當排放在海灘斷面時都會產生漏失，而且其數量還相當龐大。

有關這方面的詳細實例，已往資料很少，惟少數已有記錄案例顯示自挖掘區將沙源排放到養灘區其體積漏失率在 10 % 到 15 % 是很正常的。唯吾人若能將自然底質在挖掘區先行刻意修飾 (deliberate modification) 則可減少排放到養灘區之損失率。這種刻意對挖掘區沙源作修飾之工作，工程師們可利用現代入拖曳抽取式漏斗挖泥船挖取。即在開始挖掘時先行設定漏斗之溢流高程為其最低高程，則將有甚大比例之細顆粒，隨排放水而帶到船外。經由溢流高程適當的調整，則大部份之細顆粒將會繼續排放到船外，其損失率約可達 50 % 或 50 % 以上，如此載送到養灘區之沙源其損失率即可減少，顯然這些漏失需要在挖掘區挖取更大量的沙源以養灘，惟就養灘底質對於海灘保護適合性的效果是有利的。由於養灘所拋置在海灘上這些已修飾過的底質將會改變養灘的底質級配，自然即會增加對海灘侵蝕的抵抗性。

近幾年在英國，海灘再造設計者，對於採用較粗底質，特別是碎石 (gravel) 以及圓石 (cobbles) 作為養灘的材料已証明有顯著之成效。同時業已完成若干個採用像沙粒大小的沙源養灘計劃成功的案例，且証明效果良好，惟在世界其他地區目前仍有許多採用質供粒徑 D_{50} 在 $0.18 \sim 0.35\text{mm}$ 之細底質作為養灘沙源，此乃因採用合適粗粒徑之底質較不經濟之緣故。在開闊暴露海岸處採用較細顆粒底質作為養灘沙源，已證明是種經濟而實用的延續。

2 - 7 沙之損失 (Sand losses)

作業損失 (handling losses)

如果挖掘底質含有適度或大部份細沙或淤泥 (silt)，則在挖掘作業過程期

間，將可預期相當數量之損失。

表2-2 在荷蘭某些例子

地點	年度	季節	每週損失量 ($\text{m}^3/\text{週}$)	損失百分比	附註
Goeree	1969	冬	30,000	50%	有300萬立方米，粒徑 d_{50} 為0.100mm細砂粗砂， d_{50} 為0.300mm
Goeree	1971	春	100,000	25%	
Goeree	1973	冬	200,000	20%	
Goeree	1977	夏	120,000	13%	
Hook of Holland	1971	年	250,000~400,000	20~25%	
Scheveningen	1975	夏	45,000	7%	

損失百分率僅能根據在借土區所觀測之數量作為計算之依據，假如係量測海灘剖面則無法計算損失百分比，蓋有些數量係被沖到前灘 (fore shore)，而我們所量測剖面距離到底是應距岸邊 100、400、800 或 1000 公尺結果都不一樣。

2 - 8 可使用性、遲延性 (workability, delays)

為評估執行期間 (execution period) 以及計算成本，事先評估養灘計劃遲延性乃是有必要的。而天候條件仍是首要之務。

2 - 8 - 1 在養灘拋置區之遲延 (delays at the disposal area)

若是利用水力式管路輸送養灘沙源，至少需要要有兩組排放管線以及儲置區，其中一組管路可以用來當需要將排放沙源繼續經由其他支管路繼續排放時加長用。而這個支管為了必須能夠經常地移動，以限制管路之數目。排放管路應儘量安裝在較高處，以避免暴風浪之損壞。而管路經過碎波帶 (breaker zone) 時更可能損壞以致造成養灘工程之延誤，因為工程人員必須等到風平浪靜天候良好時才可開始修護。

2 - 8 - 2 駁船 (barges)

養灘計劃當使用駁船輸送沙源時，因為必須要卸下這些沙源，故等候遲延問題勢必發生，這是在擬定施工計劃時必須考慮的一個問題。

2 - 8 - 3 連續性工作 (continued working)

夜間工作情況遠較白天工作情況為不佳，因此經常會令發生放置太多或太少沙源於某一個特別剖面之問題。

2 - 8 - 4 前灘區之養灘 (foreshore nourishment)

大浪、低潮以及強流等問題均會造成養灘計劃工作之延誤。同時水面下之障礙物如沙洲 (sandbanks) 等或水面上障礙物如突堤 (Groins) 等亦是經常致使養灘計劃工作延誤之一重要因素。這些因素都將導致不可工作日數之增加。其他如工作方法或使用機具的形態等亦是影響之重要因素之一。再者於養灘處無法進行正常測量調查區域，也會造成養灘計劃工作之延誤。

2 - 9 測量方式 (Method of measurement)，單位為實方 (in situ cubic meters)

水上作業欲作好品質良好之測量工作實際上是有困難的，因此在簽訂養灘作業工作合約文件當中，必須先明訂測量的方法。

2 - 9 - 1 在挖掘區的測量 (Measurement in borrowing area)

品質佳的測量工作必須具備有良好的定位系統 (position systems)、測量設備以及有足夠可工作 (workable) 的時間，全部挖掘的沙源體積是測量前與測量後兩次體積之差（單位為 m^3 ）惟當底床在短期間有明顯變化的地區如海底溝谷 (gullies)，移動的沙洲 (moving sandbanks) 等，則不適合用這種方法。

2 - 9 - 2 利用輸送式的測量 (Measurement in means of transport)

當用漏斗式挖泥船或駁船運送養灘沙源時，其數量可以漏斗式挖泥船或駁船本身之體積載重計算，其單位為鬆方 (loose cubic meters)。而工程人員亦可用管路來量測沙源體積，惟該些數據則不夠精確到可以作為付款之依據。

2-9-3 在拋置區之測量(Measurement at disposal area)

在利用水力式養灘排放區，量測排放前後養灘剖面亦可作為計算養灘數量之合理依據。由於水面下的坡度有可能改變，故量測工作應在排放後立即進行，此外由於海象條件在碎波帶之量測工作亦有可能延誤，應加注意。其他如較小顆粒底質因以懸浮質形態存在，則無法量測。

2-10 其他應考量之因素

2-10-1 季節(season)

養灘計劃工程應儘可能避免在冬季或暴風期間進行，蓋此期間因海象所造成工程延誤之機率非常大，同時亦應避免選在觀光娛樂尖峰季節抽排放沙源。許多養灘計劃大都選在夏季開始，然後大約在11月到12月完成。

2-10-2 水文方面考量(Hydrological aspects)

水文方面考量亦應一併調查，在沙源儲存區，所排放之鹽水很可能會造成地下水位之抬升，特別係當排放區沙洲具有數層較高滲透性之土層時，在其沙洲後產生問題，因此地下水位應加以監測以達回填預期效果。此點考慮尤當沙洲(dunes)面積很小且在沙洲後面是屬農業區或建築區時顯得特別重要。

2-10-3 環境考量(Environmental aspects)

由海底抽沙時，有大部份海底生物將會受到傷害，就淺水區生態環境(ecosystems)而言，這些海底動物通常為魚類以及海鳥之主食，故養灘抽沙時應慎選在該些海底動物已經稀少或該些海底生物將會很快繁殖的地區為宜。

在荷蘭 Waddenzee 處在低水位時，沙盤(sandplates)繚藏有極豐富的海底生物，惟在海底溝谷(gullies)水深負5~10^m處，河流出口以及三角洲等地該些海底生物則非常稀少。

這些海底動物生態之回復完全取決於底床原來斷面恢復之完整性以及沈澱物的組成成份而定。在淤泥沙量低及多沙的地區，尤其是流速較大的

潮溝區，挖掘洞穴時，通常在幾個月內即可填滿相同的底質，原來的海底生物（已很稀少）將也會於短期間內回復，因此工程師們可考慮在較淺的內陸選擇挖掘區，就像在荷蘭 Waddenzee 區養灘時即選擇在潮溝裏面或沿著潮溝挖掘補充沙源。

挖掘沙源通常亦會造成當地水質的改變，一般淤泥含量將會增加即增加濁度 (turbidity) 同時底層的海水亦會和上層的海水混合，這些水質的改變通常會對海底之植物、動物等有不同之負面影響，因此借土區應盡量選擇在沿著流速較大之潮溝，淤泥含量較小的地區挖掘而應避免選擇在會有蚌貝類沙洲 (mussel banks) 地區挖掘。

通常最好的控泥運作季節是在秋冬交替之季，蓋此時海底生物活動物較少。

2 — 1 1 養灘成本 (costs)

養灘計劃的執行成本取決於諸多因素，工程師們很難精確估算出每一立方公尺的大約成本。

養灘成本大致可分成固定成本與變動成本。固定成本包括機械動員費用 (Mobilisation costs)、碇泊設備 (mooring facilities) 以及浸沒式排放管路之安置費用等，這些成本當養灘所需抽排放沙數量小時則顯得特別突出。養灘時影響成本重要因素分別如下：

- * 挖掘地區的天候條件
- * 沙源的級配
- * 底部的土層以及挖掘的高度
- * 輸送及抽排放的距離（是否需要中繼站？）
- * 量測方法 (method of measurement)
- * 儲置方法 (disposal method)

如果養灘計劃能配合船舶航道浚挖或加寬工程進行，很明顯的則其所需成本將會較經濟。

2-1-2 施工設計說明書 (specifications)

養灘計劃通常不需算很詳細的說明書，僅需要大略施工地點，所需橫斷面及擬拋放之坡度的概圖即可，養灘高度容許 $\pm 0.2\text{m}$ 誤差。總而言之，養灘計劃較重要的事項是每公尺究竟應需多少體積之補充量，而非正確的剖面，此外在挖掘區也必須要有足夠之鑽孔以及清楚地描述測量方法，再者亦應敘述及控制抽排放點以及量測漂沙的方法。

2-1-3 養灘計劃之案例

養灘計劃橫斷面以及工程師們所期望的自然剖面，往往和利用水力式抽排放養灘的剖面有所出入，惟通常在前灘補充沙源具有較大意義。

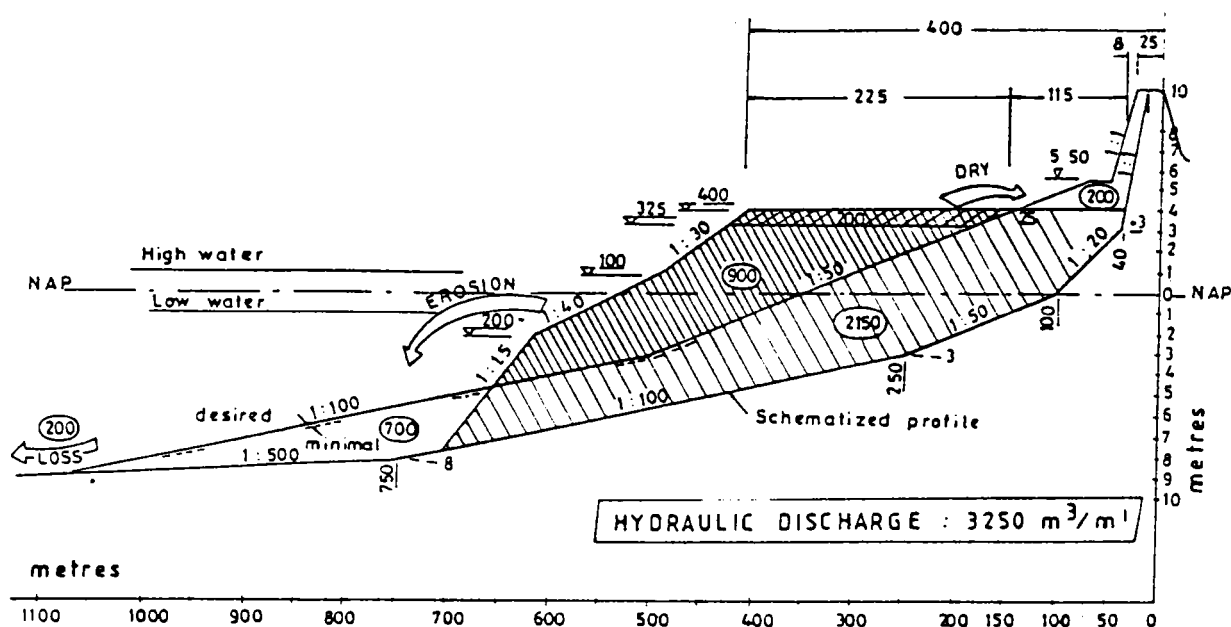


圖 13 Scheme Nourishment without sand dumping on the foreshore

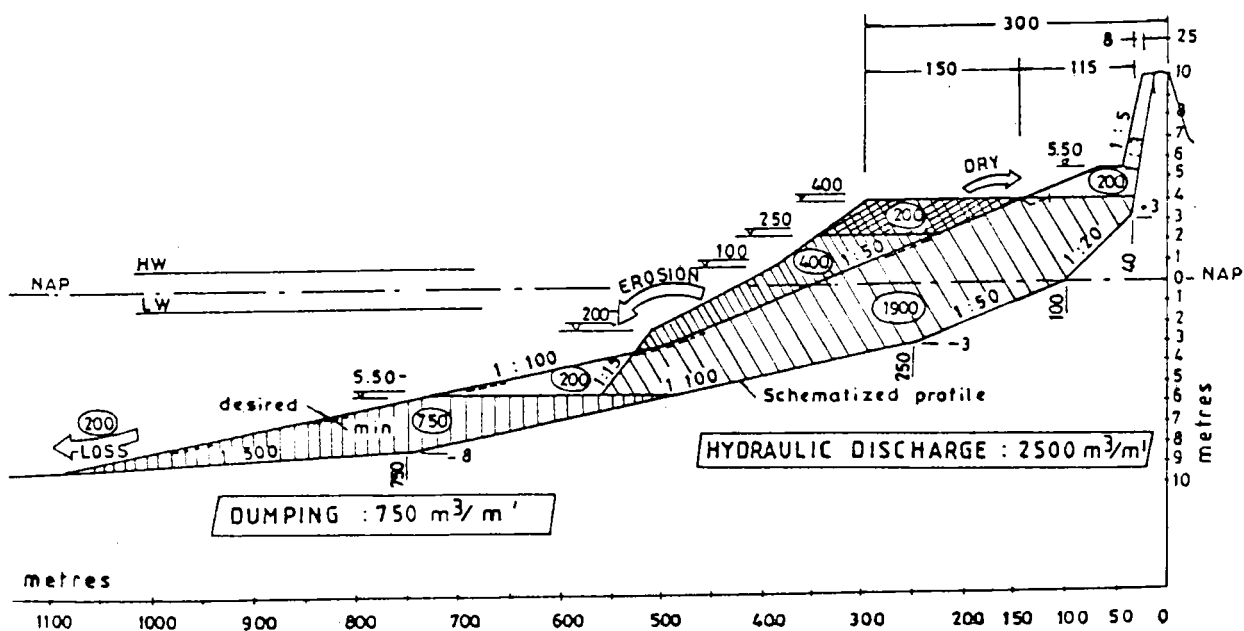


圖 14 Scheme Nourishment including sand dumping on the foreshore

參考資料

1. R. J. de Heer, "Beach Nourishment by dredging" , Part 4, IHE, Delft, Holland, 1991.
2. Bijker, E.C., "Protection of sandy coasts" , CODEDEC, 87, Nanjing.
3. Lindo, M., " Development in coastal protection, Dredging + port construction Feb. 1989.
4. James, W.R. " Borrow material texture and Beach fill stability" , proceedings of the 14th coastal Engineering Conference, Copenhagen, 1974.
5. Per Bruun, " Design and construction of mounds for breakwaters and coastal protection" , Elsevier Science Publishers-Vol. 37, 1985.
6. K. d'Angremond, A.J. de Jong, J.H. Van Oorschot, " Beach replenishment design elements and implementation" , Terra et Aqua No. 37, Aug. 1988.
7. Shore protection Manual, 1984, Corps of Engineers, U.S.A.
8. Manual on Artificial Beach Nourishment, delft.
9. Fleming, C. A. " Principles and effectiveness of groynes" in coastal protection (1990).
10. " Gravel beaches Equilibrium profile and longshore transport of coarse material under regular and irregular wave attack" (1982) of Delft Hydraulics.

肆：海岸重大工程開發 相關問題之調查

國立成功大學水利及海洋工程研究所教授 黃煌輝
國立成功大學台南水工試驗所所長

一、前 言

臺灣四面環海，內陸山脈聳立，而且人口快速成長（其中包含本土人口自然生育與海外各地偷渡之黑戶人口），因而形成人稠地窄之高密度人口擁擠的國家，自民國六十年臺灣經建，工業起飛後；土地的需求更加殷切，為解決此一問題，政府部門乃逐漸開放山坡地與海埔地的開發，然而由於山坡地開發直接影響人民生活環境，同時容易產生官商勾結，利益輸送之行爲，同時主管機關事權不一，亂七八糟，沒有一定的政策，實令人痛心。至於海埔地或海岸重大工程之開發，雖然遠離內陸而較未受人注目（除相關之學者、教授及沿岸居民、從業百姓），然其影響範圍寬廣而深遠，不可不慎。

當然依臺灣本島人民生活環境而言，不論土地的需求，工業發展型態，污染的控制與處理，都顯示海岸開發利用的必要性，可是海岸開發之主管官署更不明確，內政部、國防部、交通部、經濟部、農委會、環保署乃各職所司，互踢皮球，在此情況下，則強勢作為之部會即按其意願進行開發，雖然自民國七十五年起國內即已建立環境影響評估(EIA)之制度，可是由於評估之規範及方法尚未完整，加上行政部門之強勢作為，導致環境影響評估無法落實，甚至於由於國人對環境影響評估認識不夠深入，以致於在審查過程中發生捨本逐末，矯枉過正的現象，所幸，國內環境影響評估猶在起步摸索的階段，吾人可在經驗及各項工程實例中學習如何客觀、適切地面對臺灣經濟發展與環境保護觀念之平衡，尤其針對環境遭受某種程度之影響，如何具體

地落實因應防治對策，希望環境影響評估作業得以有效地發揮而不是徒具形式的審查制度。

當然不論以重大海域工程開發的觀點或是環境保護的觀點而言，現場調查與事前相關之研究乃是最基本而且必備之資料，假若未能掌握各項基本環境資料及相關之研究結果，將無法提供工程開發規劃設計之依據，且將導致環境影響無從評估。十幾年前國內工程事業單位及行政部門，不但無此觀念外，甚至於將大量人力、財力投資進行現場調查、研究視之為一種浪費，時至今日，觀念漸改，但回頭收集以往相關資料時，發現不是沒有調查研究，就是殘缺不全，真是可惜。所幸，近來學界群起，呼籲國科會、農委會、環保署、經濟部、交通部等部門乃逐漸重視，而進行有系統性、長期性之調查與研究，對臺灣日後各項重大經建與環境保護將有不可抹滅的貢獻。

二、調查、研究與工程、社會成本之相關性

一項重大工程開發之成敗，乃繫於最初之規劃是否妥善，而規劃考慮是否完整，端視整個工程環境相關資料之調查分析，有人常常半開玩笑地說規劃就是「鬼畫」，其實在某些情況下也說對了，因為規劃這件東西本是見仁見智的考量，有的時候基於工程安全的觀點，有時卻衡諸於工程經費之限制等等，無法作一十全十美的考慮，尤其在沒有相關調查資料的情況下，規劃者甚至憑其經驗或好惡大筆一畫就完成了規劃，著實令人迷惑。

當然在工程知識不足的時代，工程經驗是非常的重要，然而當科技發展到某種程度，而足以事前偵測相關環境影響因子，吾人將可利用已偵測之資料進行研究分析，從而獲得此等環境因子之變化特性，據此再配合以往之工程經驗，在此情況下將可完成較為周全的工程規劃設計。此乃實務工程師與學者均應具備之基本觀念，否則，將付出較多的工程成本與長期的維修費用。在此謹以海洋放流管 (ocean outfall) 為例，海洋放流管主要目的係將內陸污染之廢水（包括工業廢水或家庭污水）集中處理至某一程度後，即利用強大之抽水馬達推送至海底某一深度之擴散管 (diffuser)，然後藉海洋放流管起始動量及污水浮昇過程中所引發之捲增效應 (entrainment) 獲得起始稀釋 (initial dilution) 之效果，當放流之污水浮昇至海水表面後，再藉海洋中之波浪、風與

潮流之運動而逐漸擴散傳輸，而達到污水處理與環境保護之目的。

然而海洋放流管之設置並非可借一般之工程規劃經驗隨意佈線，就工程技術與成本而言，規劃設計前必先周詳地調查分析該海域之地形水深狀況，以提供海洋放流管佈置之基本參考，此乃因地形水深愈平緩時，若欲獲得足夠的起始稀釋率，勢將延伸放流管至較深之地點，而耗費較龐大的工程費用。另者，根據地形水深調查研究可分析該海域海底地形之沖淤變化，從而提供管線佈放前之保護與運轉中之偵測維護之參考，由此可知現場調查研究分析與工程成本之密切相關性，而且雖然吾人投資數百萬，數千萬甚至上億的調查、研究費用，但是完整周詳之資料提供給予工程規劃、設計所節省之工程成本或維護費用或許將高出數十倍，希望我輩同仁及工程決策單位均能有此認知，以節省公帑，同時符合重大工程考慮之完整性。

至於社會成本，往往是搞工程技術系統者所欠缺而忽略的一項因子，近年來國內環保意識逐漸萌芽，政府亦及時成立環境保護署，建立環境影響評估制度，在此制度下，環境、生態、社會、經濟等學門之學者、教授參與，其等以不同的角度、觀念來看重大的工程開發，自然有其之立論，也讓咱們搞工程實務、研究的人增廣視野，也讓咱們學習到從事各項重大工程的開發，不應僅僅以單純的工程觀點著眼，而必需包容各種不同角度之考量。大家都瞭解，任何工程開發行為，或多或少對於周遭的環境生態都有某種程度的影響，當然工程技術不可一味偏重工程開發與經濟建設而忽略其對環境生態的影響，另一方面環境生態保護的學者、團體亦不可單一為保護環境而反對工業建設，在此相互衝突之情況下，經建、環保部門與從事相關研究之教授、學者更應深思熟慮地尋求平衡點，乃是我國目前所面臨之考驗。大家都知道，也都親身體會過，經建與環保猶如一個人的事業成就與身體健康一般，縱使成就非凡但是常年病痛，甚至英年早逝，實在令人遺憾，另一方面，假若身體強壯如牛而好吃懶做，一事無成，也真教人扼腕氣結，因此事業成就與身體健康兩者間如何達到最佳融合境界，即是咱們應認真思索的問題，當然能獲得最高的成就而且又擁有壯碩的身體（猶如經濟、工業十分發達而且環境又能維護得很好），不是一件隨心所欲之事，必需有通盤周詳的安排考慮才能達成，因此希望經建、環保兩方面都需要心平氣和，客觀理性的正視之。

許多重大海岸工程之開發建設事前的調查、研究、分析不足的情況下，往往要付出龐大，甚至不可復原的社會成本，就以近十年來二仁溪廢五金污染事件為例，當年政府部門在調查、研究資料闕如的情況下，允許廢五金回收業者，在二仁溪畔的灣裡一帶成立專業區，由於回收廢五金過程洗滌之廢水盡數排入二仁溪內，而造成綠牡蠣事件而且污染整個二仁溪河川與附近海域水體，若欲清除整治二仁溪，何止當年由廢五金回收利潤之數十倍，甚至於整治後之污泥又將如何有效之處理，都將付出很高的代價，另一方面，廢五金燃燒所引起的空氣污染，導致附近居民身心受到傷害，而引發戴奧辛事故，同樣地要付出昂貴的社會成本，類似以上的情況，從事任何一件重大工程計畫、周密的調查研究與社會成本間之重相關性即可見一斑，當年政府部門要容許廢五金專業成立之前假設有完整的調查研究資訊，當不會隨意地容許此等事件發生，縱使開放成立廢五金專業區而能借助充分的調查、研究資料而預先防範，亦可將其影響減至最低，但願政府部門能由此經驗，進而瞭解調查研究之重要性，則百姓幸甚！幸甚！

三、重大海岸工程開發之調查項目

(1)海象調查：

海象調查之主要目的乃在於調查收集海洋中之各種物理運動現象之長期資料，從而分析其相關運動變化特性，以提供重大海岸工程開發規劃、設計、施工以及監測之參考依據，同時亦可作為該海域之基本海洋物理現象之背景資料，從而瞭解海域工程完成後之變化差異。是項調查包括潮汐(tide)、海潮流(currents)，波浪(waves)等等。其中潮汐運動現象係調查該海域水體受到日、月天體引力作用而產生水位高低之變化。根據潮汐水位實測記錄，應用調和分析法(harmonic analysis)，吾人可求得該海域之平均海水位，各分潮之振幅(amplitude)及位相延遲(phase lag)。當然能收集調查海域工程開發地點之潮位記錄愈長，分析之結果更準確，然而既是新建工程地點，其調查資料愈是不完整，但是至少也應有一年以上之資料以能涵蓋每日之大小潮、每月之朔望潮以及每年春分、夏至、秋分、冬至之變化，至於潮汐水位變化結果當可求出該海域之平均潮位，大小潮之平均高

低潮位，最高天文潮位，從而提供海岸工程決定各項設計高程之參考。由於天文潮之變化週期為 18.6 年，因此假若能獲取如此完整的水位變化資料，自然在工程設計高程之決定較為準確，否則，本人建議可利用潮汐調和分析所建立之潮汐運動方程式推算 18.6 年之潮位，藉以提供各項設計高程之參考。

至於海潮流，即包括海流 (ocean current)，潮流 (tidal current)，風驅流 (wind driven current) 及沿岸流 (longshore current)。而臺灣附近之海流乃係北太平洋主環流系統中之黑潮 (Kuroshio)，其主流經臺灣南端之佳洛水北轉後大約平行東部海岸線溯上，而支流則轉向西，一股流入巴士海峽而消失，另一股則順臺灣海峽北上後再於臺灣東北角海域與主流匯合，由於海流流經之處均與岸線尚有一段距離，因此在海域工程附近所測得之海流僅係剪力所牽引之微小速度而已，根據國立成功大學台南水工試驗所，歷年來在臺灣西部各海域所測得之資料分析得悉（一般均在 20 公尺水深內之重大工程），沿岸海流成份大約在數公分／秒至十數公分／秒之間。至於潮流係上述潮汐水位變化時所引發之水流運動現象，其週期性之變化十分明顯，可由所測得之資料藉能譜分析 (spectrum analysis) 得證，根據成大水工所之各海域實測資料分析結果，臺灣附近海域之潮流，主要成分為半日潮 (M_2, S_2) 及全日潮 (K_1, O_1)，除非是特殊環境，否則潮流之計算以上述四種即已足夠（當然應用能譜分析即可檢視該海域是否尚有其他成分的潮流）。而風驅流則衍自海面風力作用產生之水流運動，根據往昔各學者在現場或實驗室量測結果，風驅流大約為風速之 2.8% ~ 3.5% 之間，由此可見臺灣海峽在冬季季風盛行時，風驅流十分強勁。根據成大水工所在台中海域之實測分析結果發現，台中海面之風驅流竟高達 60cm/sec 以上，其流速與潮流幾無軒輊。因此分析風驅流時應收集相對之風向風速資料以相互對照，增加對風驅流運動特性之瞭解，至於沿岸流則為波浪碎波後產生水位雍升 (set up) 後整個水體為達到運動平衡所引發沿岸水流之運動狀態，換言之，即碎波帶內 (surf zone) 之沿岸水流運動成份，在臺灣西部海岸、底床坡度平緩，而且潮差起落亦大，因此碎波帶涵蓋的範圍亦廣寬，由於碎波帶內水深較淺，波動及水流亦較紊亂而難予偵測，因此是項調查結果並未多見，

根據成大台南水工試驗所第 135 號研究報告，“彰化濱海工業區整體開發規劃調查研究——第三部份海底地形與海象現場調查（含海域生態調查研究）”中曾在彰濱海域利用浮標置放在碎波帶內進行追蹤觀測發現彰濱海域之沿岸流流向乃隨冬季季風吹襲而產生向西南方向之流動其流速亦隨入射之風浪強弱有關，觀測期間亦曾測得高達 $91.53\text{cm} / \text{sec}$ 之沿岸流，而在 5 月份西南季風轉強時，沿岸流乃出現東北方向之流況，其最大速度更高達 $176.36\text{cm} / \text{sec}$ 。

根據以上海潮流運動調查亦可藉富立葉分析法 (Fourier Analysis) 進行分析運動變化特性，惟其連續施測時間至少應涵蓋十五日以上之資料（因十五日之連續實測資料業已包含大、小潮流之運動），以利資料之分析，並建立海潮流運動方程式，提供工程規劃設計以及從事水工模型實驗 (hydraulic model test) 與數值模式 (numerical model) 之水理或水質污染擴散傳輸模擬之參考。

至於波浪之實測調查與分析，旨在提供海域結構的佈置、斷面設計與受力安定計算之用，波浪調查包括波高 (wave height)，週期 (period) 及波向 (wave direction)，若僅欲量測波高與週期則較為簡單，目前已有水壓式，超音波式、電極式、容量式及乘波式等等實測儀器可茲應用，惟需注意各種使用儀器之率定，然若欲偵測波向時則困難度較高，可於陸上架設經緯儀測波向或於海底置儀器應用波力之應變或流速運動分量成份以分析波向，波浪之實測資料在國內並不十分完整，目前較有系統之調查研究單位僅有中央氣象局，成大水研所，成大水工所及港灣技術研究所，然而波浪調查主要目的乃在提供設計單位之用，因此一般平常季風風浪十分重要之外，倘能偵測到颱風波浪資料將更為可貴，由於一般工程顧問公司設計海岸結構物之設計波浪往往利用颱風模式推算結果，此設計值是否正確（根據復現期距決定之），始終未曾驗證，因此假設有幸利用測波儀偵測到某種颱風通過時之波浪狀態，即可提供颱風模式推算之校驗，而使設計波浪更為嚴謹合理。根據兩年來成大水工所在彰濱工業區海域與高雄海域所測得之波浪顯示，彰濱地區冬季季風波浪最大達 5.4 公尺，而高雄海域曾在颱風湧浪時測得約 3.88 公尺之波浪（兩年來均未曾有颱風直接侵襲台灣中部與南

部之記錄，殊為可惜又是可喜！）。波浪調查資料之分析除可提供研究之用外（如不規則波浪之淺化、波譜變形等），亦可統計分析 $H_{1/10}$ ， $T_{1/10}$ ， $H_{1/3}$ ， $T_{1/3}$ ， H_{ave} ， T_{ave} 等等提供設計之參考。

(2) 氣象調查：

氣象調查之目的乃在於長期調查收集相關之氣象變化因子，以供重大海域工程規劃、佈置、施工、操作、營運之參考，而氣象調查之項目包括風（風速、風向）、氣壓、降雨、溫度、濕度、日照、霧及蒸發等等。風力不僅是形成波浪之主因，亦與水流運動及海岸飛砂有十分密切的關係，因此是氣象調查中最為重要的項目，目前風之量測均已使用自記式風速風向計，而測站應設立在海邊平坦、空曠（方圓 500 公尺範圍內無建築物與高樹）之處，測站通常為一高 20 公尺之塔，於塔頂設風向計，其下 0.5 公尺處設一風速計，另在 10 公尺處再設一風速計，除可量測風速風向外，亦可藉此推估風速分佈。

氣壓的大小影響海水面之變化，通常是以自記式氣壓計置於百葉箱內作長期之量測，而降雨量除了可供海域工程開發後區域排水設計之參考外，對於鄰近河川，排水亦有直接關係，再者，暴雨後海域內通常會因河川帶來大量之污染物，因此在氣象調查中係屬十分重要之項目，可以自記式雨量計量測之，另外有關當地的溫度、濕度、日照、蒸發等等資料亦應長期收集調查，以供區域內各種投資行業營運操作之參考，目前上述各項氣象調查之偵測儀器都已發展為自記型態，使用上非常簡便。

(3) 地象調查：

本項調查包括地形、水深、漂沙活動，底質特性以及開發區域之地質環境調查等等。台灣之海氣象可說是兩種典型之冬季季風與夏季西南氣流之變化。每年三月底四月初至九月底十月初，除了有數次颱風侵襲之外，大概都屬夏季西南氣流之天候，而十月初至翌年之三月底則盛行東北季風，此二期間，風、浪、流各成一格，漂沙活動特性亦隨之不同，而大區域之地形、水深亦有所變化，小區域甚至岸線附近則有沖淤之改變。因此重大海域工程開發必需事前對附近海域地形、水深及漂沙活動特性有長期的調查與瞭解，始能提供開發工程規模、佈置有較周詳的考慮，或是提供局部

區域防患對策之參考。對於地形、水深之調查，一年至少兩次以上，其應在冬季季風結束，颱風來襲之前辦理完成，亦即在二月底五月末之前，另一則在颱風及夏季西南季風結束，冬季季風盛行前，即九月初至十月中，藉此兩次調查即可比較瞭解每年之變化特性，而調查時距則愈長愈佳，尤其重大海域工程開發宜應在未開發前之數年即著手開發施工中，工程完成營運後之數年均應繼續辦理，直到海域地形變化趨於穩定，而調查範圍宜由淺水至水深 30 公尺附近，其橫向距離則需考慮超越開發工程兩側至開發區域深入海域長度之 3~5 倍距離，期能監測此重大海域工程對鄰近海域之影響。漂沙活動調查旨在瞭解引起地形水深變化之漂沙活動，其方向來源與數量。其可藉捕沙器或施放人工螢光沙為之，然而事前必需十分準確的估算大概多久應該收回捕沙器或採集螢光沙，否則將徒勞無功，至於底質特性分析乃是於開發海域不同深淺，不同位置處採集沙樣攜回實驗室內分析其物理特性、成分，甚至礦物成份經由附近河川沙源成份比對，亦可協助瞭解漂沙之來源。而有關地質特性即在開發地區進行地質鑽探，一則可剖析該區域之土壤承载力以及地質結構外，亦可藉此試驗瞭解日後開發地區承受載重之沈陷狀況，以供工程設計，諸如基礎工程、管線工程等等之參考。

(4)環境、生態基礎資料之調查：

任何重大海域工程之開發對其附近環境、生態勢將造成某種程度之影響，因此決定開發決策之前，需先蒐集、調查相關之環境、生態資料以審慎評估利弊得失，此即所謂之環境影響評估(E.I.A)，由於涉及範圍廣泛、複雜，在此不予討論，而僅著重於調查目的、項目之說明。再者，有完整之環境、生態背景資料之調查建立，對於日後公害糾紛之鑑定，責任之歸屬也提供一客觀之基礎，此乃各政府主管機關，甚至私人企業主管均應具有之觀念，不可小戲之，否則屆時發生公害糾紛，賠償抗爭，卻未有明證，可令你一個頭兩個大。基本上，海域環境、生態基礎資料乃包括水質、生物、漁業等等，在各種環境影響評估項目中，行政院環保署均有完整之規範，本文不再贅述，在此需提醒者，除了重大海域工程開發前需事前建立環境、生態之基礎資料之外，在施工過程中以及完工、運轉、營運階段亦

需監測，以示對環境、生態保護之負責，甚至可供減輕環境衝擊，防止對策之實際參考。

四、海岸重大工程開發之研究

上節中完全針對重大海域工程開發相關之現場調查項目作一概括性之說明，事實上僅於各種海、氣象、地象等物理因子及環態、生態基本資料之建立，若是基於以上之各種條件而決定海域工程開發後，第二階段即應進行相關工程問題之研究。目前在台灣四週海岸重大工程開發大約可歸納為幾大類，即港口之建造、電廠之設立、工業區之開發、海洋放流管線以及大型之濱海遊樂區。其中涉及應當從事研究的項目亦可歸類如下：海岸之地形變化，海岸結構物之佈置、安定、沖刷、圍築水域之靜穩，區域之洩洪、排水、污染物（包括溫排水）之擴散傳輸、地層下陷與海水入侵等等，而以上之各項研究可藉水工模型試驗或者數值分析方法進行定性定量之研究，在此謹將上述之兩種方法作一觀念性之說明。

(1)水工模型試驗：

海洋中之各種物理運動因子及海岸結構物之佈置，可依相似律 (similar) 縮小模擬在實驗室中使其再現，並從而觀察偵測吾人所欲瞭解之現象變化，是謂水工模型試驗，而水工模型試驗所需之各種海象地象，或者是相關之環境資料，必需仰賴現場實測調查資料之整理、分析，有時甚至需要藉助各種模式之推算（例如颱風波浪、暴潮水位、洪峰流量等等），然後依據工程單位或顧問公司之初步規劃佈置於模型中，藉此不但可以觀察所欲瞭解之現象變化之外，亦可檢視此規劃是否得當，並進而修正改善，以求得最佳之工程佈置方案（當然亦應考慮工程經濟與施工條件）。雖然水工模型試驗可將現場實體之變化呈現在眼前而較具真實感然而耗費時日，研究經費龐大為其缺點，可是對於細部變化惟有依賴水工模型試驗始能克服，因此某些研究非得完全仰賴水工模型試驗不可。

(2)數值模式分析：

不論何種物理運動現象，均需滿足質量守恒 (mass conservation)，動量守恒 (momentum conservation) 及能量守恒 (energy conservation) 三大定律，

倘若能將其寫成數學方程式並進而改寫為計算程式，同時設定適當之邊界條件 (boundary conditions)，即可藉電子計算機計算分析各種運動變化，然而數值模式分析所建立之運動方程式及邊界條件時常需要簡化，因此在細部運動結構必有所影響，其結果自然與實際之變化現象有某種程度之差異，然由電子計算機執行運算十分快速，而且修改邊界條件亦十分容易，因此各種工程佈置之修正計算自然在極短時間內可獲得初步定性之結果，此乃應用數值模式分析最大之優點，然而數值模式分析若無現場實體或水工模型試驗之印驗 (verification) 即無其可信度，因此重大海岸工程開發，假若可藉數值模式分析研究之項目，宜應先藉此研究方法進行各種不同研究方案之試算，然後按其結果選取最佳方案，再由水工模型試驗進行校核，印證如此即可節省研究經費與時間，以達到研究方法相互配合之目的。

五、結論

大學之道在明明德，在止於至善，知止而后能定，定而后能靜，靜而后能安，安而后能慮，慮而后能得，此乃說明人生之最大道理、目標貴在瞭解各種至理，而行事應能達到最好的效果，今天身為一工程師，您的一筆一劃，可能影響到人類的生活、環境的變遷、社會的成本、工程的效益，不可不慎！週延的調查、研究可能花費數百萬、數千萬的經費，但是藉此亦可能減少數億、數十億之社會成本與工程費用。此乃需要您我都能“知”、“靜”、“安”、“慮”、“得”。善哉！善哉！

六、參考文獻

- (1)湯麟武，“港灣及海域工程”，1988，中國土木水利工程學會。
- (2)范光龍“物理海洋學導論”，1991，南山堂出版社。
- (3)黃煌輝、蔡瓊林，“海堤設計天文潮位頻率分析及平均海水面變化研究”，1984，國立成功大學台南水工試驗所研究報告第69號。
- (4)黃煌輝等“中洲、大林蒲及左營海洋放流評估之調查研究”，1989，國立成功大學台南水工試驗所研究報告第116號。
- (5)黃煌輝“海岸工程短期研習會講義”台灣省交通處港灣技術研究所專刊第

66號，80年4月。pp.6-1至pp.6-18.

- (6)國立成功大學台南水工試驗所“彰化濱海工業區整體開發調查研究”，1992，國立成功大學台南水工試驗所研究報告第135號。
- (7)H. H. Hwang, C. L. Tsai, C. C. Wu(1986) "Studies on the correlation of tidal elevation changes along the western coastline of Taiwan" 20th Coastal Engineering conference. A.S.C.E. Vol. 1. pp.293～305.

伍、海岸地層下陷行為預測與調查

* 港研所大地工程組組長 李豐博

** 港研所大地工程組副研究員 賴聖耀、謝明志

摘 要

台灣沿海地區地層下陷問題以超抽地下水引致區域性地層下陷最為嚴重；本文闡釋超抽地下水引致地層下陷之行爲，地層有效應力增量分佈與地層下陷之個案分析，並探討台灣沿海地區地下水位變化與地層下陷之關係，文中並介紹如何以 Rowe cell 壓密試驗及 CPTU 消散試驗指求土壤之沉陷特性，提供參考。

一、前言

台灣之地層下陷問題，可追溯至民國三十九年發生於台北盆地之地層下陷，引起工程界之關注，隨後因著社會經濟之發展，各都會區深基礎之開挖、地下隧道開挖等引起土層之下陷與移動。近年來更由於地下水大量之開發引致之地層下陷問題，在台灣各地區已是一種普遍現象。而在沿海地區，亦由於養殖業大量開發抽取超額之地下水，導致愈演愈烈之地層下陷，其中以屏東地區累積最大下陷量 2.5 公尺為最嚴重，雲林、嘉義地區累積最大下陷量約 1~1.5 公尺次之，其他如高雄永安地區、彰化濱海工業等亦都有下陷問題，整個西海岸地區幾乎均有地層下陷現象，如圖 1-1 所示。

基本上，地層下陷只是地層的壓縮 (compression) 及壓密 (consolidation) 作用，會增加地層的緊密程度及其承載力，如發生在大區域的範圍，沒有差異沉陷 (differential settlement) 的話，對已建築在地表的結構物而言，並不影響其結構安全，但大區域的沉陷卻可能對公共設施造成很大的影響，尤其是各種管線工程及排水系統等。尤為甚者，在沿海及沿河的地區，地層下陷造成

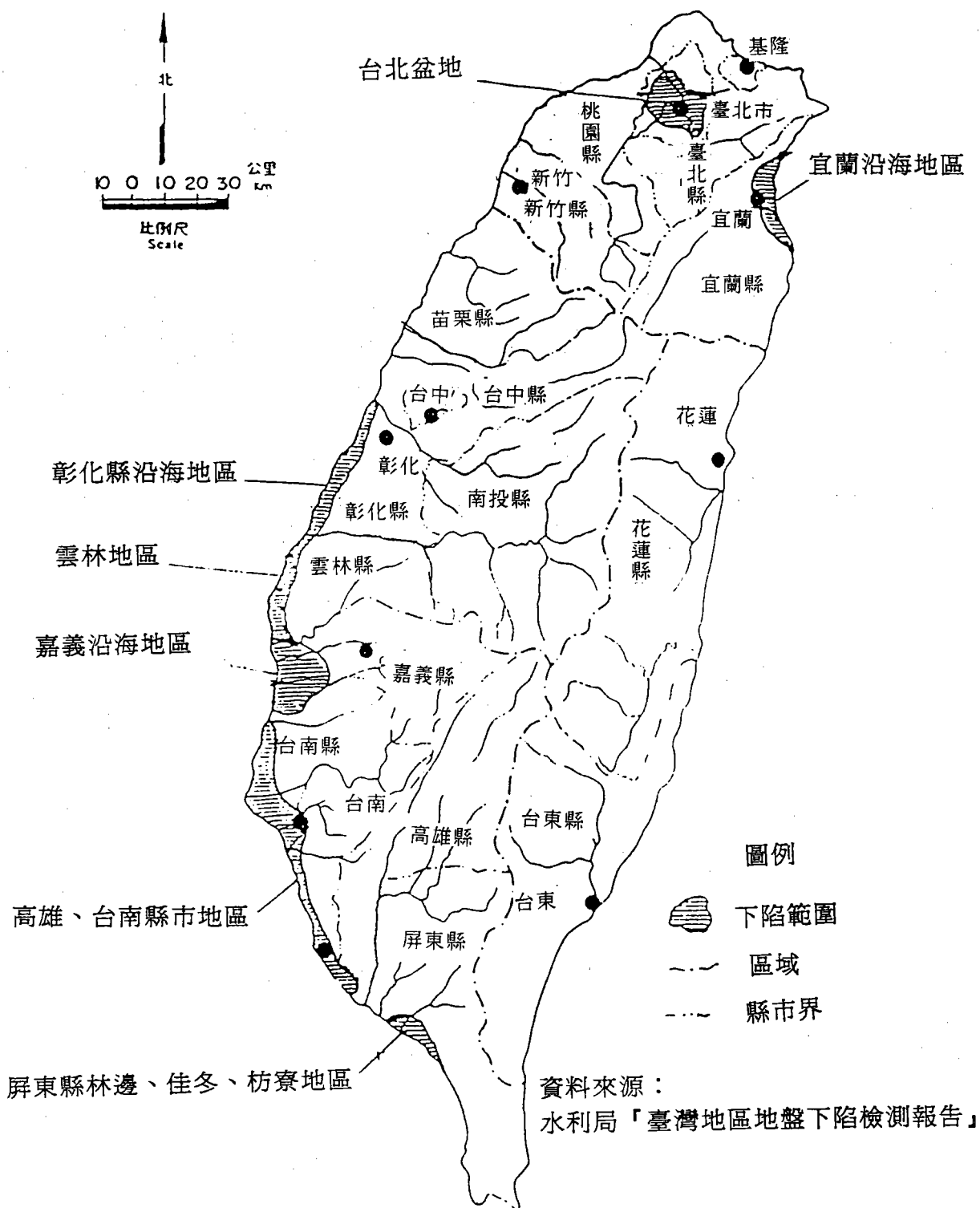


圖 1-1 臺灣地區地層下陷位置圖

的淹水，泛濫等問題，層出不窮，包括宜蘭地區及台灣西南沿岸如彰化，雲林，到屏東，都曾傳出災情。這些多發生在養殖業集中的地區，近年來也引起社會大眾的重視，紛紛提出養殖的效益及社會成本平衡的問題，也一直期望建立地下水使用的管制以及地層下陷引起排水不良等的對策，談及土地復舊、河海堤加高、土壤鹽質與海水入侵嚴重、人工補注以及地層是否可能復舊回昇種種問題，實在有必要深入了解及研究引發台灣沿海地區的地層下陷行為，以提供有關單位管制及對策擬定之參考。

二、土層應力分佈與下陷行為

一般地層下陷之原因，非常複雜，如大地應力作用所引致地殼之升降，地震作用引致砂性土壤之沉陷，地表建築荷重、填土荷重及過量抽取地下水引致之地層下陷等，而依據世界各地研究觀察結果，大部分之地層下陷，皆因過量開發地下水資源而產生，尤以台灣西南海岸地區地層下陷為然。

從土壤力學中壓密理論的觀點來看，地層下陷的主要原因是土壤受到壓力，使土壤內之孔隙水逐漸排出，體積發生變化導致土壤壓密現象，由於壓密作用地層表面將有沉陷變形產生；所謂之土壤受到壓力，是指土壤在土層中受到比原來存在土層中有效應力更大之應力，即有效應力增量，亦即在有效應力增量存在之土層才有土壤壓密或壓縮現象，而有效應力所指為地層中，土壤顆粒之間（即架構）所承受的應力，與孔隙水壓力共同組成地層中的總應力，一般認為只有有效應力的部份才會影響地層的架構，其改變為造成地層下陷的主因，因此對土層內有效應力增量分佈之研判極為重要。茲就地表建築物荷重、填土荷重與超抽地下水，其所引致有效應力增量之分佈範圍及分佈情形，分述如下：

2-1 有效應力增量分佈

(1)地表建築物荷重引致之有效應力增量分佈

地表建築物荷重影響沉陷之範圍，一般考慮至應力增量($\Delta\sigma$)等於0.1倍原有效應力(σ'_{v_0})，即 $\Delta\sigma = 0.1 \sigma'_{v_0}$ ；而荷重區域隨深度變化之應力分佈，最簡單的方法為使用2:1法(2:1 method)，此法乃依據經驗假設荷重作用面隨深度而呈對稱增加，因為逐漸增加的面積上作用垂直力皆相

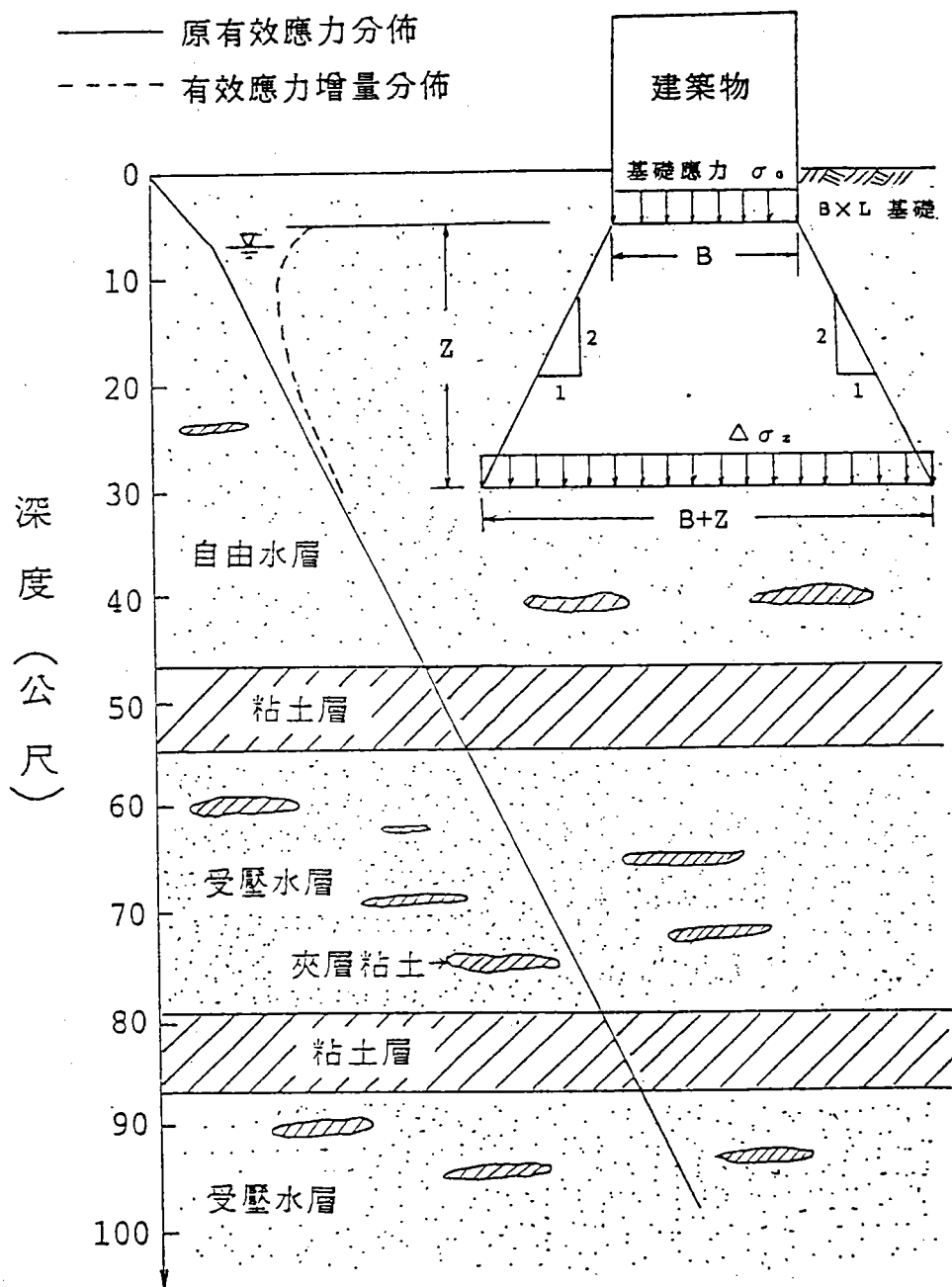


圖 2-1 地表建築物荷重引致之有效應力增量分佈

同，故單位應力增量隨深度增加而減少，如圖 2-1 所示。建築物寬度 B ，長度為 L 的矩形基礎，在基礎上作用的應力 σ_0 ，則在基礎下深度 Z 時，擴大面積應為 $(B + Z)(L + Z)$ ，則基礎下深度 Z 時對應之應力增量為：

$$\Delta \sigma_z = \frac{\sigma_0 BL}{(B + Z)(L + Z)}$$

如圖 2-1 所示，此種應力分佈僅在淺處，且應力分佈亦僅在荷重影響之局部區域，因此其產生之沉陷為淺層沉陷、局部沉陷，而且因屬局部區域以致會產生差異沉陷。

(2) 填土荷重引致之有效應力增量分佈

台灣西海岸海埔新生地之面積達數萬公頃，近年來由於社會經濟快速發展及土地資源之廣泛利用，有許多工業區及重大工程設施正在規劃與興建這些重大工程基地，多由抽砂填造而成，例如已完成與建之台中火力發電廠場址，其抽砂填土厚度有 4 公尺多，高雄永安液化天然氣專用接收站之抽砂填土厚度高達 10 餘公尺；另外已完成規劃興建中之大林埔填海之南星計劃，其填土厚度亦達 8 公尺以上，這些工程之填土面積皆有數十至數百公頃，由於填土造地皆為大區域性，土層受到填方影響在每一深度所產生之有效應力增量大致相同，其分佈情形如圖 2-2 所示。此種有效應力增量達到土層甚深之處，一般沉陷分析考慮，仍以應力增量等於 0.1 倍原有效應力（即 $\Delta \sigma = 0.1 \sigma_{v_0}$ ）為限。

(3) 超抽地下水引致之有效應力增量分佈

超抽地下水引致地層下陷，一般可分為二類，一為自由水位下降引致之淺層沉陷，另一為受壓水位下降引致之深層沉陷。若由於自由水層受到過量抽水，引致自由水位下降，其有效應力增量僅分佈於最淺層自由水層及其下之難透水層 (aquitard) 或粘土層，而其他之受壓水層 (aquifer) 及粘土層則無有效應力增量產生，其分佈情形如圖 2-3 所示，由於在有效應力增量存在之土層，才有土壤之壓密或壓縮現象，因此超抽自由水層產生之沉陷屬於淺層沉陷。若由於受壓水層受到過量抽水，而致受壓水位下降，其有效應力增量如圖 2-4 所示，除分佈於該超抽受壓水層外，並分佈於

—— 原有效應力分佈
 - - - - 有效應力增量分佈

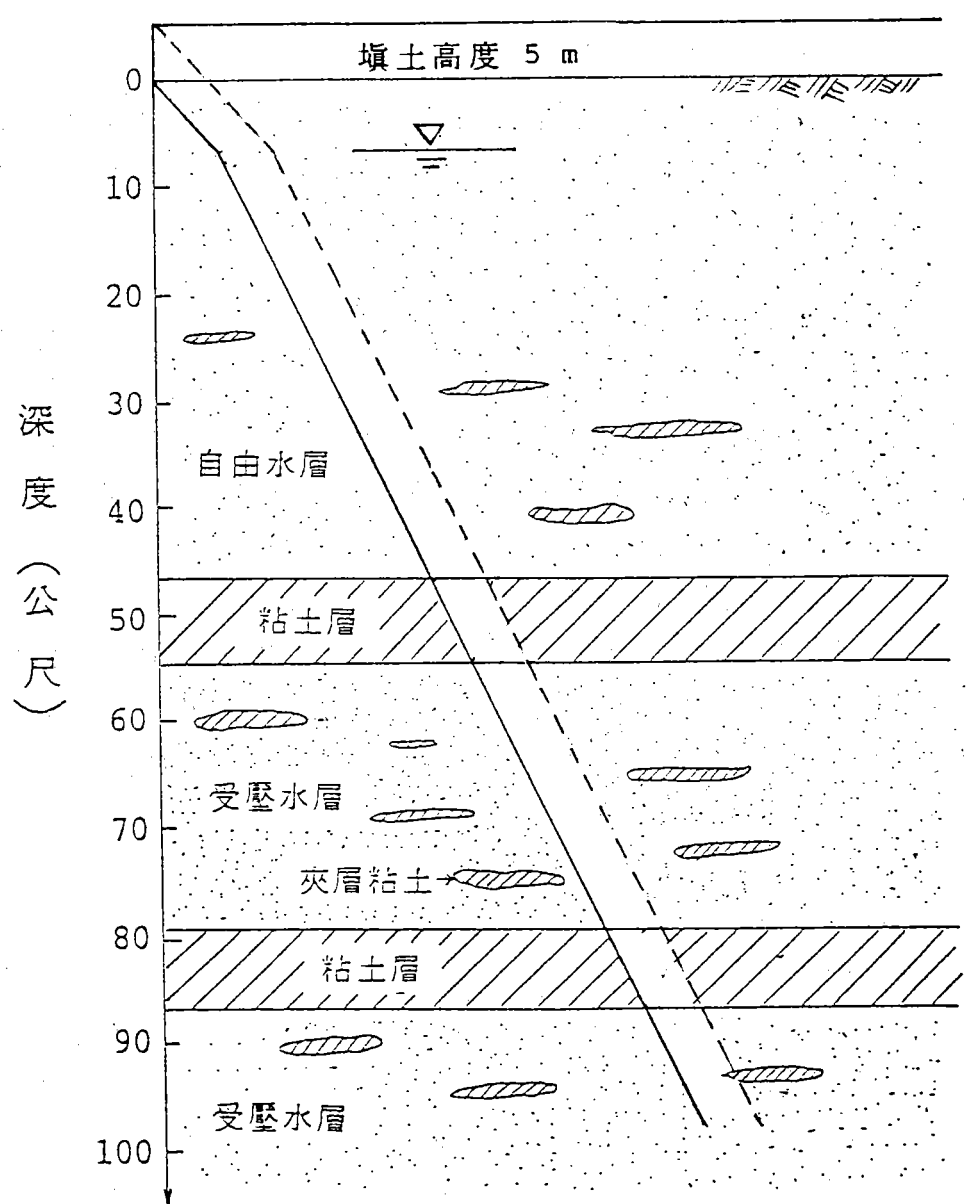


圖 2-2 填土荷重引致之有效應力增量分佈

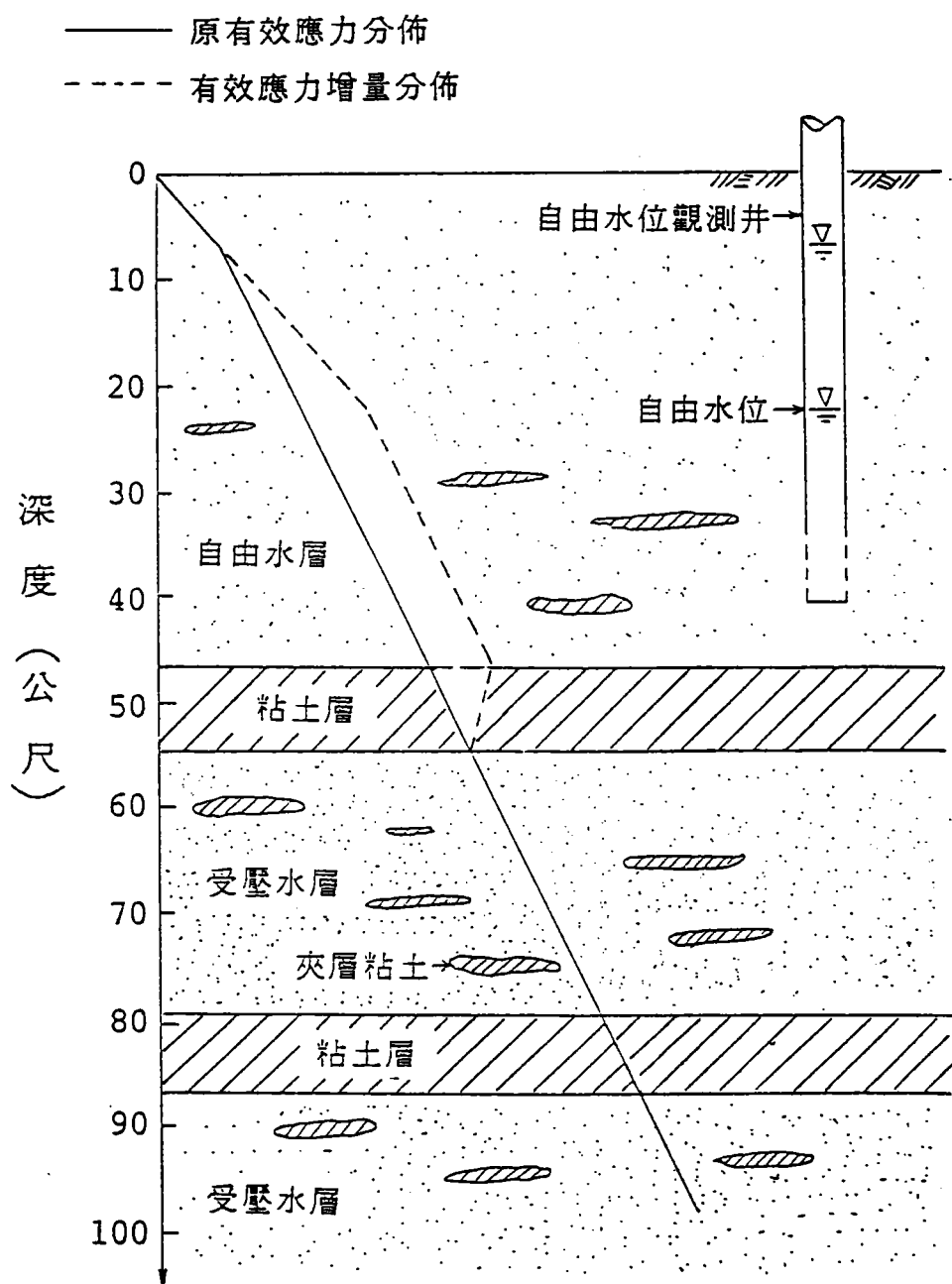


圖 2-3 自由水位下降引致之有效應力增量分佈

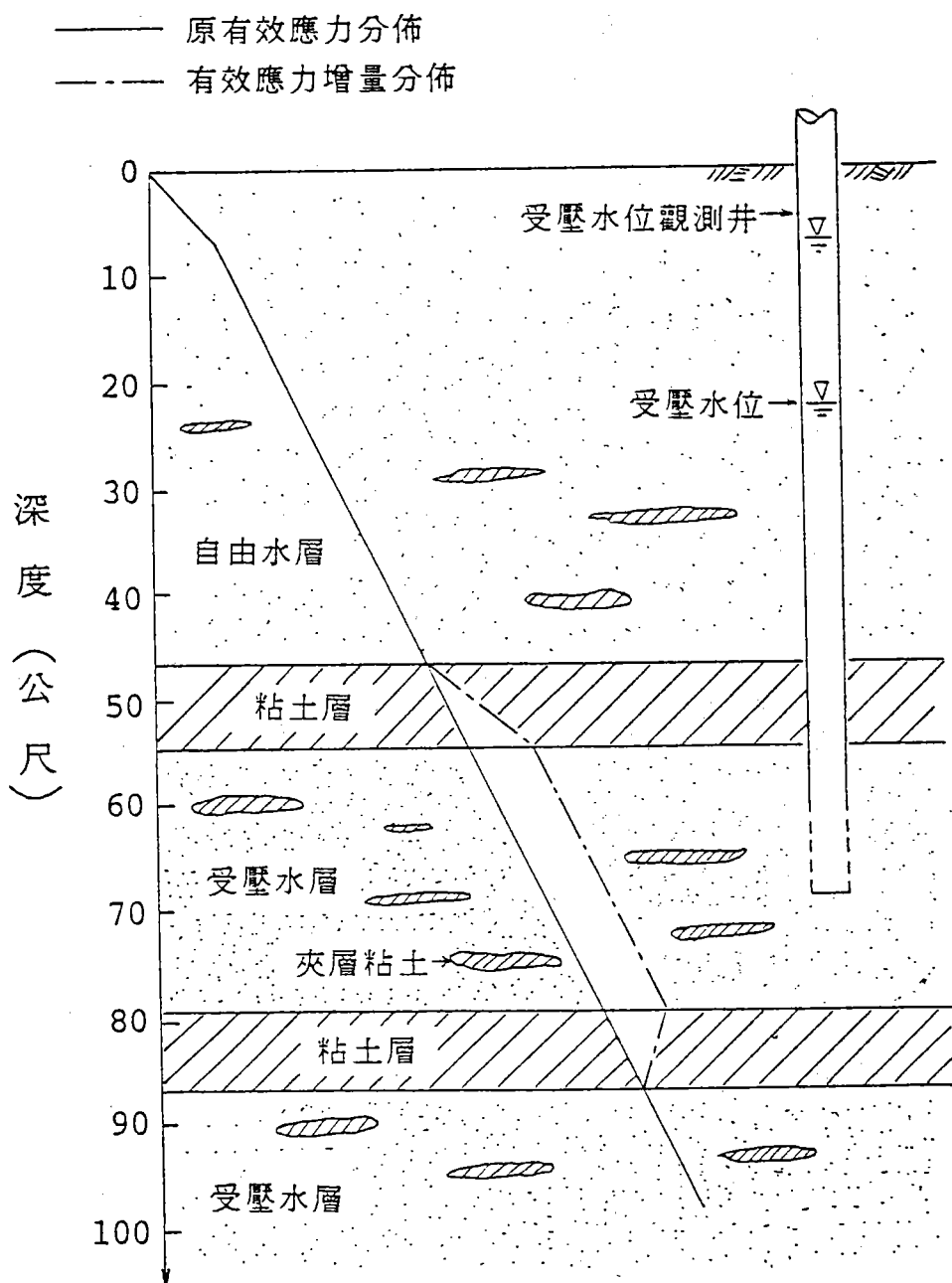


圖 2-4 受壓水位下降引致之有效應力增量分佈

其上下之難透水層或粘土層，而最淺層之自由水層及其他之受壓水層與粘土層則無有效應力增量產生，由於超抽受壓水層引致之有效應力增量產生於土層深處，土壤之壓密或壓縮亦發生於深處，因此此種沉陷屬於深層沉陷。

2-2 地層下陷行為

(1) 地表建築物荷重及填土荷重之下陷行為

在壓密理論中，單位土層厚度之沉陷量為應力增量與原有效應力比（即 $\Delta \sigma / \sigma'_{v0}$ ）之函數，由於原有效應力（ σ'_{v0} ）為土層深度 Z 之一次式函數，地表建築物荷重引致有效應力增量為土層深度 Z 之二次式導式函數，而填土荷重引致之有效應力增量為一常數，即為填土厚度與填土土壤單位重之乘積，與土層深度無關；因此地表建築物荷重引致之有效應力增量比，為土層深度 Z 之三次式導式函數，即 $\Delta \sigma / \sigma'_{v0} = f(\frac{1}{Z^3})$ ，而填土荷重引致之應力增量比為土層深度 Z 之一次式導式函數，即 $\Delta \sigma / \sigma'_{v0} = f(\frac{1}{Z})$ ，故地表建築物荷重與填土荷重對地層下陷行為之影響，皆於淺層影響較大，且隨著土層深度而遞減，而其中地表建築物荷重對沉陷之影響，隨土層深度之遞減率更為顯著。

(2) 超抽地下水之下陷行為

超抽地下水引致之沉陷，不論是超抽自由水層或受壓水層，由於其影響之區域範圍均很廣大，因此其沉陷特性屬於區域沉陷，亦由於屬於均勻沉陷，且是無聲無息的情況下進行著沉陷，一般均不易察覺，往往等到發生海水倒灌、排水情況惡化等災害時，才察覺到地層下陷。

大部分海岸地層下陷皆因過量抽取受壓含水層中地下水而產生之沉陷，此種沉陷不但其影響達於土層深處，更由於其沉陷主因，是土層深處之受壓含水層及其上下之難透水層或粘土層，受壓縮而產生地盤下陷，故稱為深層沉陷 (deep subsidence)，此種沉陷行為，相當於一水力起重機 (hydraulic jack) 將荷重舉高後突然壓力減少時之情形，此時荷重即漸漸下降。在發生區域沉陷時，主要因受壓含水層中水壓因過度抽取地下水而下降，受壓含水層及其上下各一層粘土層受到壓縮，此稱為受壓縮土層，而此受壓縮土層至地面間之土層並未受到壓縮，只是整體隨受壓縮土層之壓縮而

向下移動產生地層下陷，故地面之沉陷與受壓含水層中水壓之減少量成正比。當地下水繼續超抽時所發生之沉陷，在地下水文學裡稱為活性沉陷 (Active subsidence)。當過量抽水已遏止，地下水壓已趨穩定後，地面之沉陷，並不立即停止，而仍將持續一段時間，惟其沉陷速率隨時間而漸趨緩和，最後始停止，此期間所發生之沉陷，在地下水文學裡稱為「稽延沉陷」 (Lag subsidence) 或「殘餘沉陷」 (Residual subsidence)，通常在活性沉陷後，殘餘沉陷仍將繼續數十年，而後沉陷方可認為全部停止。

在整個壓縮之土層中，受壓含水層中之砂土層為立即壓縮，即在超抽受壓含水層之地下水位下降時，立即壓縮，此為活性沉陷之主要部分。

受壓含水層中亦含有部分之夾層粘土 (interbeds)，由於含水層之水流是互通的，因此夾層粘土為全面排水之壓密沉陷，其壓密速率很快，夾層粘土之厚度，雖然很薄，但受壓含水層中有多層夾層粘土，累積之總壓密沉陷量亦很可觀，此夾層粘土之沉陷影響部分之活性沉陷量及大部分初期之稽延沉陷。

受壓含水層上下之難透水粘土層，雖為高壓縮性之土壤且為總沉陷量之主要來源，但在受壓含水層過量超抽地下水之情形時，屬於單向排水至受壓含水層之壓密沉陷，壓密速率極慢，對活性沉陷影響極微，為稽延沉陷之主要來源。

若地層下陷是由於自由水層超抽地下水而引起者，則其沉陷主要來源，為自由水層中砂土之立即壓縮，及自由水層中夾層粘土全面排水之壓密，與自由水層下一層難透水粘土層之單向、向上排水壓密現象。

由上述之說明可知，地表建築物荷重、填土荷重、超抽自由水層與超抽受壓水層等引致地層之下陷，其各具有不同之沉陷特性及下陷行為，茲簡列如表 2 - 1 比較之：

表2-1 不同下陷原因引致地層下陷之行爲與特性比較

引致下陷原因	沉陷特性	下 陷 行 爲
地表建築物荷重	淺層沉陷 局部沉陷 差異沉陷	隨土層深度迅速遞減 $\varepsilon \propto f(1/Z^3)$
填土荷重	深層沉陷 區域沉陷 均勻沉陷	隨土層深度緩慢遞減 $\varepsilon \propto f(1/Z)$
超抽自由水層	淺層沉陷 區域沉陷 均勻沉陷	隨土層深度緩慢遞減 $\varepsilon \propto f(1/Z)$
超抽受壓水層	深層沉陷 區域沉陷 均勻沉陷	受壓水層及其上下粘土層壓縮外，上部整體土層僅向下移動相當於水力起重機解壓

三、地層下陷分析方法

地層下陷分析方法，一般可分為二種，即(1)理論分析法(2)統計經驗法，茲分述如下：

3-1 理論分析法

因地下水位下降造成之地層下陷，其下陷量大小與土壤種類有關。砂質土層的沈陷速度較快但沈陷量較小；而粘性土層之壓縮則較具延滯性且沈陷量也較大。所以一般粘土層之壓縮被認為是地層下陷的主要因素。

本文以 Terzaghi(1943)之單向壓密理論分析地層下陷問題。該理論係利用飽和土壤內孔隙水在穩定層流情況下之連續條件，及有效應力原理和土壤本身之應力－應變關係推得計算式。其基本之假設為(1)土壤是飽和狀態，(2)土壤顆粒與水有不同壓縮度，(3)孔隙水流符合達西定律 (Darcy law)，(4)土壤之壓縮性與滲透性在受壓過程中保持不變。正常壓密粘土層終極沈陷量之計算如式 3-1，

$$S_u = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot H \cdot \log \left(\frac{P'_{\sigma} + \Delta \sigma'}{P'_0} \right) \quad (3-1)$$

式中， S_u = 終極沈陷量

e_0 = 初始孔隙比

H = 土層厚度

C_c = 壓縮指數

P'_0 = 初始壓密力

$\Delta \sigma'$ = 有效應力增加量

終極沉陷求得之後，利用以下壓密方程式

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (3-2)$$

式中， u = 孔隙水壓

C_v = 壓密係數

計算未來時間 t 時之沈陷量 (St)，如下式

$$St = Su \left(1 - \sum_{m=0}^{\infty} \left(\frac{2}{M^2} \right) \cdot \text{EXP}(-M^2 \cdot T_v) \right) \quad (3-3)$$

$$\text{式中， } M = (\pi/2) \cdot (2m+1) \quad (3-4)$$

m = 任意整數

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2} \quad (3-5)$$

H = 排水路徑長

終極沉陷量求得之後，利用以下壓密方程式

3-2 統計經驗法

本文之統計經驗法，主要是針對超抽地下水所引致地層下陷之預測方法，茲分五種方法說明如下：

3-2-1 下陷與時間之關係

此法假設下陷量為一時間函數，而不考慮下陷原因，乃根據原始資料所形成之自然曲線加以判斷；常用之函數有一次函數、二次函數、對數函數及指數函數等，假設 S 為下陷量， X 為時間， a ， b ， c 為常數，

(1) 一次函數 $S = aX + b$

(2)二次函數 $S = aX^2 + bX + c$

(3)對數函數 $\log S = \log a + b \log X$

(4)指數函數 $S = aX^b$

此法最爲簡單，但因未考慮土壤壓縮特性，最不準確。

3-2-2 下陷與地下水位之關係

此法係假設下陷速率與地下水位變化成正比，Wadachi(1940)提出其關係式如下所示：

$$\frac{ds}{dt} = K(P_0 - P)$$

式中， $\frac{ds}{dt}$ 爲下陷速率， P_0 爲參考水位， P 是地下水位， K 爲常數。之後Yamoguchi(1969)根據上式理論，修改爲下式：

$$\frac{ds}{dt} = KS\{(P_0 - P)t - \frac{dp}{dt}\} \exp\{-K(P_0 - P)t\}$$

式中， $\frac{ds}{dt}$ 爲下陷速率， S 爲最後下陷量， P_0 則爲起始水位， P 仍爲地下水位， t 爲時間， K 爲常數。

3-2-3 下陷與抽水量之關係

Yamamoto(1984)由Niigata天然氣之抽取中觀察指出，地層下陷與流體抽取量有相當之關係，其關係式如下：

$$S = aQ + b$$

$$\text{或 } S = a\sqrt{Q} + b$$

式中， Q 爲流體抽出量而 a 、 b 爲常數。

3-2-4 下陷與含水層厚度之關係

此法是假設下陷量除以水頭降($S/\Delta P$)與有效應力變化量除以受壓含水層厚度($\Delta\sigma'_{v0}/H_p$)成正比關係。

3-2-5 下陷與粘土含量之關係

Gabrysch(1969) 提出下陷量與水頭降之比值 ($S/\Delta P$) 與受壓含水層粘土含量百分比成正比關係。

四、土層沉陷特性試驗之簡介

如前所述，吾人可知超抽地下水引致之沉陷問題，有單向排水、雙向排水及三維之全面排水等壓密現象，傳統上僅模擬垂直方向之壓密試驗，較不能反應實際土層之排水狀況，因此本文除了簡介傳統壓密試驗以外，並特別介紹多功能 Rowe cell 液壓式壓密試驗，及現地水壓錐消散試驗。

4-1 傳統壓密試驗

本試驗是將土壤試樣四周均予限制，試樣之上下面各置透水石一塊，並將試樣淹沒於水中，僅能在軸方向加壓及排水的情況下，試驗其壓密量及壓密速率，其示意圖如圖 4-1 所示。

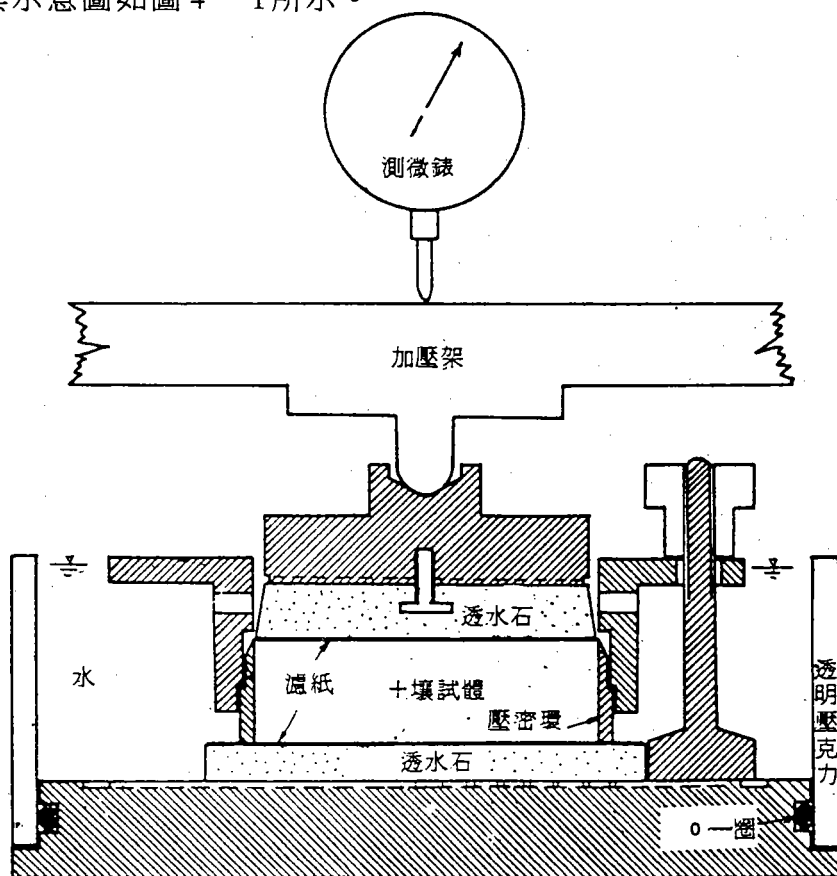


圖 4-1 傳統式壓密儀示意圖

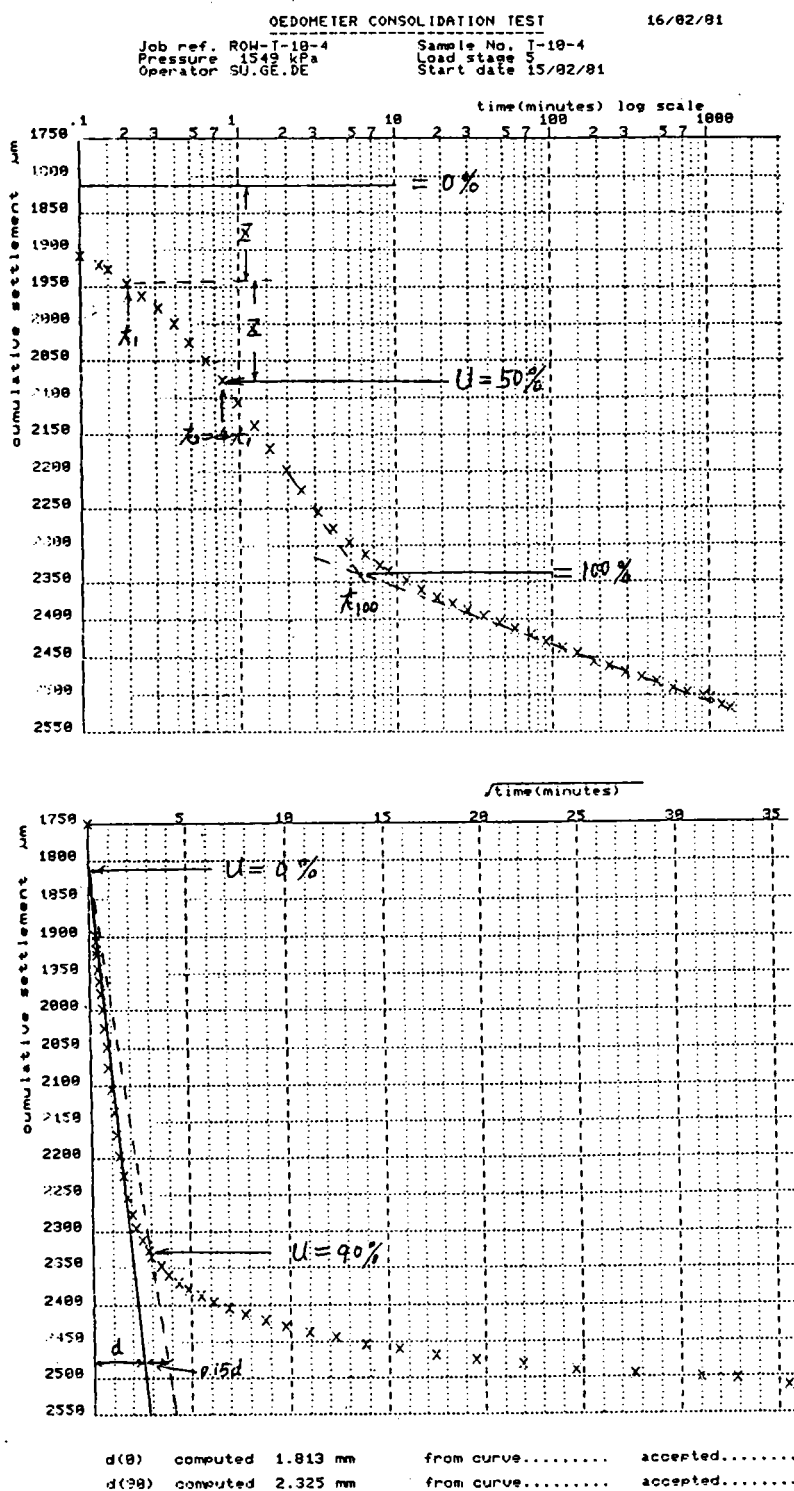


圖 4-2 壓密沉陷與時間之曲線圖(1)對數時間尺度，(2)平方根時間尺度

其試驗過程分別以 0.125、0.25、0.5、1、2、4、8、16、32kg/cm² 等荷重進行加壓試驗，每階段加壓 24 小時。若不要求再壓曲線，則於最後一級荷重壓密完成後，將荷重逐級解除，每解一級荷重至少停留 4 小時或等待膨脹為止。

當試驗完成後，由記錄資料，每一級荷重繪製對數時間 $\log(t)$ 對沉陷 S 、及平方根時間 $\sqrt{t}$ 對沉陷 S 之曲線如圖 4-2 所示，然後利用曲線適位法，推求壓密度 50%、90% 之壓密時間 t_{50} 、 t_{90} ，進而計算每一級荷重之壓密係數 C_v 值。

$$C_v = \frac{0.197 \times H_{dr}^2}{t_{50}} \quad (4-1a)$$

$$C_v = \frac{0.848 \times H_{dr}^2}{t_{90}} \quad (4-1b)$$

其中 H_{dr} = 排水路徑長 = $\frac{1}{2}$ 試樣厚度

最後再根據各級荷重之孔隙比 e 值，繪製 $e \sim \log P$ 曲線，如圖 4-3 所示，以橫座標表 $\log P$ ，曲線大部分為直線，該直線斜率即為壓縮指數 C_c 值。

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log p} = \frac{e_1 - e_2}{\log(P_2/P_1)} \quad (4-2)$$

以圖 4-3 為例，宜梧地區粘土層之 C_c 值為：

$$C_c = (0.456 - 0.364) / \log(3098/1549) = 0.3056$$

4-2 Rowe cell 壓密試驗

Rowe 氏於 1966 年設計發展液壓式壓密儀 (Hydraulic consolidation cell)，通稱為 Rowe cell，除了利用液壓式荷重系統 (Hydraulic loading system) 施加荷重，改進了傳統壓密儀之槓桿系統施加荷重易受人為操作與震動影響之缺

點，同時試驗時可改變邊界條件及排水方式，並可於試體施加反水壓及壓密期間量測孔隙水壓變化等功能，其示意圖如圖 4-4 所示，其與傳統壓密儀相比較，具有下列特點：

1. 可以改變邊界條件，即荷重能施加於土樣表面之柔性透水板形成自由應變 (Free strain) 沉陷，或施加於一剛性透水板形成等應變 (Equal strain) 沉陷。
2. 可以控制排水方式，以進行垂直排水、水平排水之壓密試驗或透水試驗。
3. 土樣可施加一反水壓 (Back pressure)，以維持試驗期間試體之飽和，其類似三軸壓縮試驗。
4. 可容易辨別初始壓縮 (Initial compression)，並於壓密期間量測孔隙水壓消散情形，進而辨別主要壓密階段及次要壓密階段。

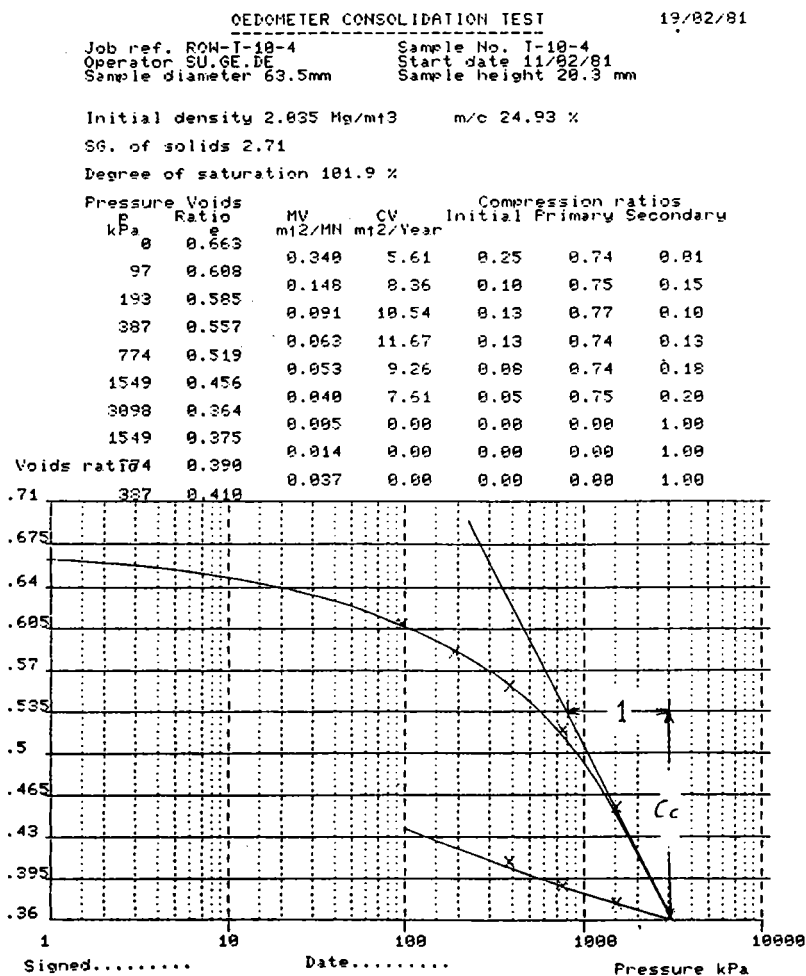


圖 4-3 宜梧粘土層壓密試驗之 $e \sim \log(P)$ 曲線圖

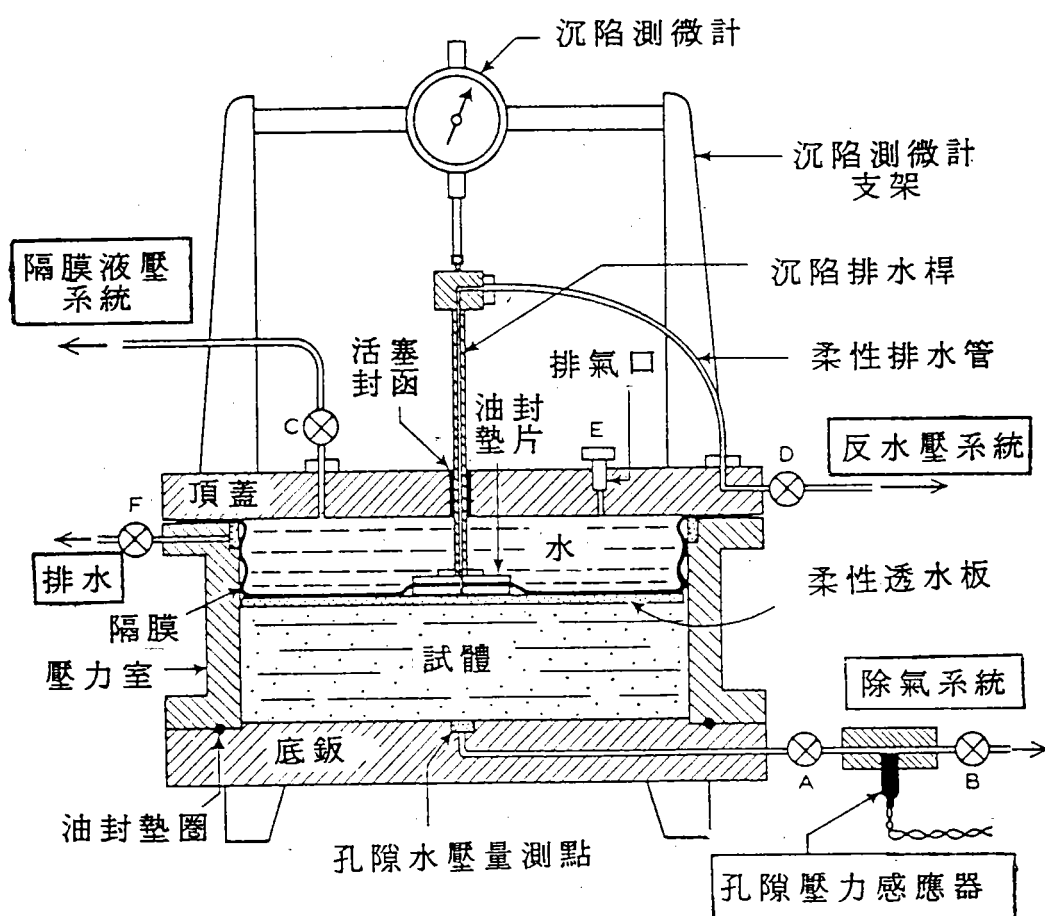


圖 4-4 Rowe cell 壓密儀示意圖

如上所述 Rowe cell 壓密儀可改變邊界條件及排水方式進行各種壓密試驗，其主要試驗可分四大類共八種型式，如圖 4-5 所示。

本試驗過程與傳統式壓密試驗類似，唯每一級荷重之壓密試驗，可同時記錄三組資料，即體積變化 (ΔV)。沉陷變化 (ΔS) 及孔隙水壓變化 (Δu)，進而繪製各種壓密曲線圖。

若由每一級荷重之沉陷或體積變化之壓密曲線圖，可利用曲線適位法推求 t_{50} 、 t_{90} ，或由孔隙水壓消散曲線圖，如圖 4-6 所示直接推求 t_{50} 、 t_{90} ，進而求得不同排水方式之壓密係數。

不同排水方式之壓密試驗，可推求得不同之壓密係數，如垂直排水方式可推求得垂直之壓密係數 C_v 值，徑向向外排水可推求得徑向向外之壓密係數 C_{r0} 值，徑向向內排水可推求得徑向向內之壓密係數 C_{r1} 值；其計算方式皆

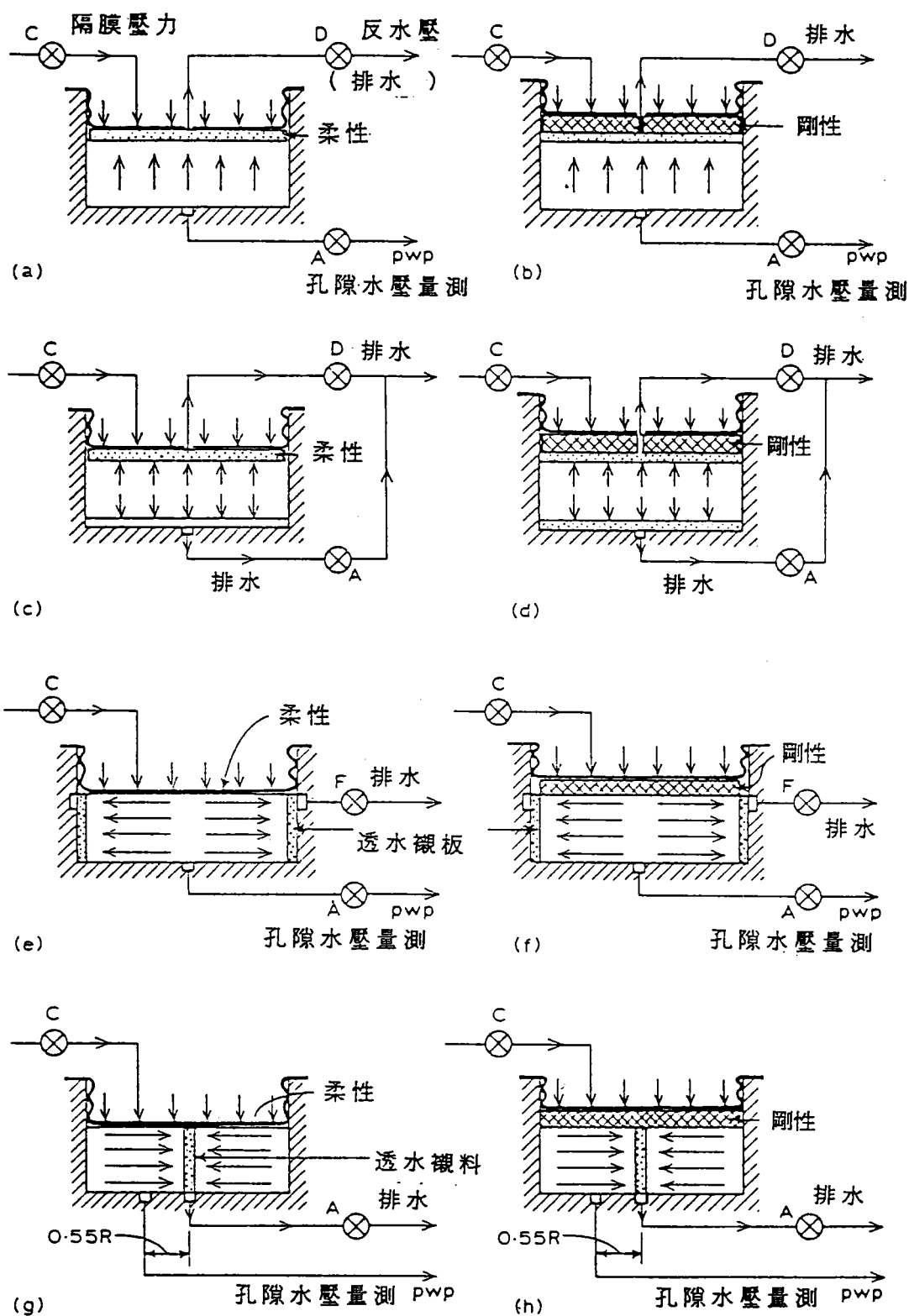


圖 4-5 不同邊界條件及排水方式之 Rowe cell 壓密試驗

YI-WU, T-9, EQUAL STRAIN, HORIZONTAL OUT

load=8kg/cm², PP_{emax}=3.966kg/cm², 51.25m

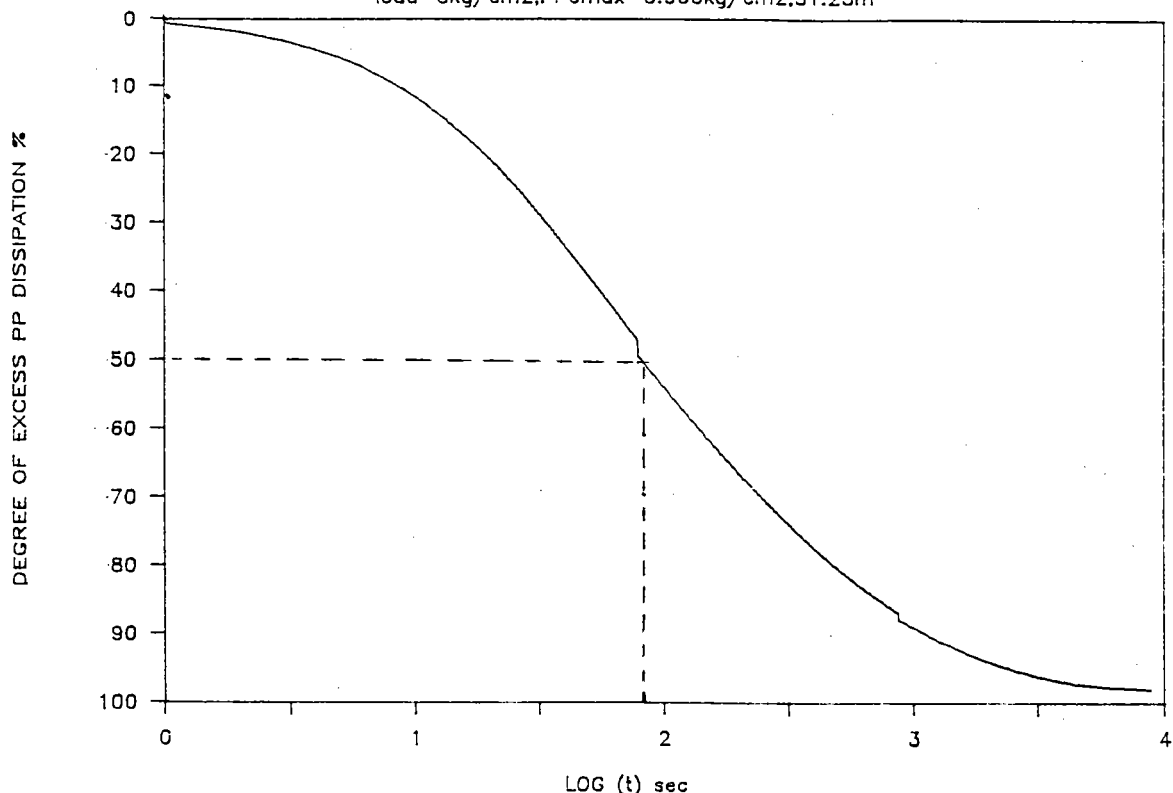


圖 4-6 宜梧粘土層 Rowe cell 壓密試驗之水壓消散圖

類似，如表 4-1 第 9 列所示，唯其理論時間因子 (Theoretical time factor)，隨著壓密類型及壓密百分比而所不同，如表 4-1 第 5 列所示。

由圖 4-6 Rowe cell 壓密試驗之水壓消散圖，得 $\log t_{50} = 1.942$ sec 因此 $t_{50} = 87.5$ sec，而土樣直徑 $D = 7.2$ cm，由表 4-1 查得 $t_{50} = 0.173$ ，因此水平排水之壓密係數 C_{ro} 值為：

$$C_{ro} = \frac{T_{ro} \cdot D^2}{4t} = \frac{0.173 \times 7.2^2}{4 \times 87.5} = 0.0256 \text{ cm}^2/\text{sec}$$

4-3 現地水壓錐消散試驗

圓錐貫入試驗 (cone penetration test，簡稱 CPT) 係利用油壓千斤頂系統，

表 4 - 1 Rowe cell 壓密試驗——曲線適位資料

試驗項目	排水方式	邊界條件	壓密位置	理論時間因子 T_{90}	時間因子 T_{90}	時間函數	曲線斜率因子	壓密曲線資料	壓密係數 mm^2/min
(a)	垂直單向	自由應變與	平均	0.197	0.848	$t^{0.5}$	1.15	ΔV or ΔH^*	$T_v H^2$
(b)		等應變	中心	0.379	1.031			p.w.p.	$C_v = \frac{t}{t}$
(c)	垂直雙向	自由應變與	平均	0.197	0.848	$t^{0.5}$	1.15	ΔV or ΔH^*	$T_v H^2$
(d)		等應變		(T_v)					$C_v = \frac{4t}{4t}$
(e)	徑向	自由應變	平均	0.0632	0.335	$t^{0.465}$	1.22	ΔV	
			中心	0.200	0.479			p.w.p.	$T_{ro} D^2$
									$C_{ro} = \frac{4t}{4t}$
(f)	向外	等應變	平均	0.0866	0.288	$t^{0.5}$	1.17	ΔV or ΔH	
			中心	0.173	0.374			p.w.p.	
(g)	徑向	自由應變	平均	0.771	2.631	$t^{0.5}$	1.17	ΔV	
			$r=0.55R$	0.765	2.625			p.w.p.	$T_{ri} D^2$
									$C_{ri} = \frac{4t}{4t}$
(h)	向內	等應變	平均	0.781	2.595	$t^{0.5}$	1.17	ΔV or ΔH	
			$r=0.55R$	0.778	2.592			p.w.p.	
t:時間(min) T_v, T_{ro}, T_{ri}:理論時間因子 H:試體高度(mm) ΔH^*:等應變適用 D:試體直徑(mm) 徑向向內排水孔直徑/試體直徑=1/20									

將壓桿以 2cm/sec 的速率下壓，使圓錐連續貫入土層內，同時由資料擷取系統擷取錐頭阻力，摩擦阻力及增額孔隙水壓等資料，在試驗當中停止貫入，則錐頭週圍的增額孔隙水壓會開始消散，消散的速率決定於壓密係數，而壓密係數決定於土壤的壓縮性 (compressibility) 及滲透性 (permeability)，此種量測孔隙水壓隨時間而消散的試驗，稱為消散試驗 (dissipation test)。試驗結果依下列步驟推求沉陷特性參數。

1. 繪製消散曲線圖

當 CPTU 消散試驗完成後，由記錄的資料，首先繪製動態孔隙水壓 (U) 與時間函數 (F(t)) 之關係曲線圖，再由關係曲線圖研判最大動態孔隙水壓 (U_{max})，及靜水壓 (U_0)，進而繪製動態孔隙水壓消散百分比 (U %) 與時間函數 (F(t)) 之關係曲線圖，其中 F(t) 為 t 、 $\log(t)$ 、 $SORT(t)$ 等。

2. 推求 t_{50} 、 t_{90}

若靜水壓已知，則孔隙水壓消散百分比 (U %) 相當明確，由消散百分比與時間函數之關係曲線圖，即可直接推求 t_{50} 、 t_{90} 。若靜水壓 (U_0) 未知，則須利用孔隙水壓 (U) 與時間函數 (F(t)) 之關係曲線圖，以類似壓密試驗之曲線適位法推求 t_{50} 、 t_{90} ，唯曲線適位法所須之曲線斜率因子，目前僅有港研所謝明志有些研究⁽²⁾，尚無其他文獻可供參考。

3. 計算壓密係數 C_h

由於 CPTU 消散試驗之排水路徑為水平徑向方式，因此可求得水平之壓密係數 C_h 值，其推求方法有下列兩種：

(1) 時間因子法 C_h

壓密係數 C_h 與時間因子 (Time factor) 的關係如下：

$$C_h = T_h \cdot D^2 / 4t \quad (4-3)$$

式中， t ：時間 (min)

D ：水壓錐頭直徑 (mm)

T_h ：時間因子 (Time factor)

時間因子 T_h 值，目前較常用的有 Torstensson(1975) 及 Baligh(1986) 所

建議之兩種方法，Torstensson法是根據一維孔穴擴張理論加以估算，Baligh法是以二維之應變路徑理論加以推導，兩種方法因考慮因素不同，推導理論不一樣，其推導得之 T_h 值有很大差異，本研究擬以試驗結果之統計方法加以探討。

(2)推薦曲線法

由理論或實驗建立各種 C_h 值推薦之消散曲線，如果現地量測到之記錄和其中一條推薦曲線重合，則那條曲線所對應之 C_h 值就是我們所認為最佳之估計值。

4.壓密係數之修正

因為水壓錐貫入土中時，孔隙水壓增加，有效壓力減小，所以上述求到的 C_h 值是在過壓密階段的水平壓密係數， $C_h(OC)$ ，因此在正常壓密階段之水平壓密係數 $C_h(NC)$ 值須以下式加以修正：

$$C_h(NC) = \frac{RR}{CR} C_h(OC) \quad (4-4)$$

式中，CR：為原始壓縮比 (Virgin compression ratio)

RR：為再壓縮比 (Recompression ratio)

而正常壓密階段之垂直壓密係數 (NC)亦可以由下列公式求到：

$$C_v(NC) = \frac{K_v}{K_h} C_h(NC) \quad (4-5)$$

式中， K_v 為垂直向透水係數。

K_h 為水平向透水係數。

5.釋例說明

由水壓錐貫入試驗及現地採樣之結果，得知宜梧地區在深度49公尺至54公尺之間有一堅硬之黏土層，如圖4-7所示。我們取深度52.25公尺之消散數據來分析，該深度水壓錐消散試驗之修正結果，如圖4-8所示。取消散20%，40%，50%，60%，80%之時間，而時間因子如表4-2所示：

表4-2 黏土層時間因子的預測值

錐尖角	透水石位置	壓 密 度 %				
		20	40	50	60	80
60°	錐尖	0.44	19	37	6.5	27
60°	錐頭基座	0.69	3.0	5.6	10	39
60°	錐桿	7.3	22	33	47	114
18°	錐尖	0.064	0.50	1.4	3.6	24
18°	錐尖斜面	0.52	2.6	4.7	8.2	34
18°	錐頭基座	1.8	6.2	10	17	53
18°	錐桿	5.9	16	25	37	86

以 Baligh 之方法堆算，得水壓錐側向壓密係數為：

$$\text{消散 } 20 \% \text{ 時, } C_{h(\text{piezocone})} = (1.784)^2 \cdot 0.69 / 60.5 = 0.043(\text{cm}^2/\text{sec})$$

$$\text{消散 } 40 \% \text{ 時, } C_{h(\text{piezocone})} = (1.784)^2 \cdot 3.0 / 180 = 0.053(\text{cm}^2/\text{sec})$$

$$\text{消散 } 50 \% \text{ 時, } C_{h(\text{piezocone})} = (1.784)^2 \cdot 5.6 / 299 = 0.060(\text{cm}^2/\text{sec})$$

$$\text{消散 } 60 \% \text{ 時, } C_{h(\text{piezocone})} = (1.784)^2 \cdot 10 / 447 = 0.071(\text{cm}^2/\text{sec})$$

$$\text{消散 } 80 \% \text{ 時, } C_{h(\text{piezocone})} = (1.784)^2 \cdot 39 / 1075 = 0.115(\text{cm}^2/\text{sec})$$

再求正常壓密狀態下的垂直壓密係數 $C_v(\text{NC})$ ：

由圖 4-3 室內壓密試驗結果，得知：

$$\text{再壓之壓縮指數 } C_{rc} = - (0.364 - 0.410) / \log(3098/387) = 0.046 / 0.90 = 0.051$$

$$\text{再壓之壓縮比: } RR = C_{rc} / (1 + e) = 0.051 / (1 + 0.663) = 0.036$$

$$\text{原始壓縮指數 } C_c = 0.3056$$

$$\text{原始壓縮比 } CR = C_c / (1 + e_0) = 0.3056 / (1 + 0.663) = 0.184$$

且此黏土層僅輕微分層，可取 $K_h/K_v = 3$ ，故

$$\text{消散 } 20 \% \text{ 時, } C_v(\text{NC}) = (0.0306 / 0.184) \cdot (1/3) \cdot 0.043 = 0.0024(\text{cm}^2/\text{sec})$$

$$\text{消散 } 40 \% \text{ 時, } C_v(\text{NC}) = (0.0306 / 0.184) \cdot (1/3) \cdot 0.053 = 0.0029(\text{cm}^2/\text{sec})$$

$$\text{消散 } 50 \% \text{ 時, } C_v(\text{NC}) = (0.0306 / 0.184) \cdot (1/3) \cdot 0.060 = 0.0033(\text{cm}^2/\text{sec})$$

$$\text{消散 } 60 \% \text{ 時, } C_v(\text{NC}) = (0.0306 / 0.184) \cdot (1/3) \cdot 0.071 = 0.0039(\text{cm}^2/\text{sec})$$

$$\text{消散 } 80 \% \text{ 時, } C_v(\text{NC}) = (0.0306 / 0.184) \cdot (1/3) \cdot 0.115 = 0.0064(\text{cm}^2/\text{sec})$$

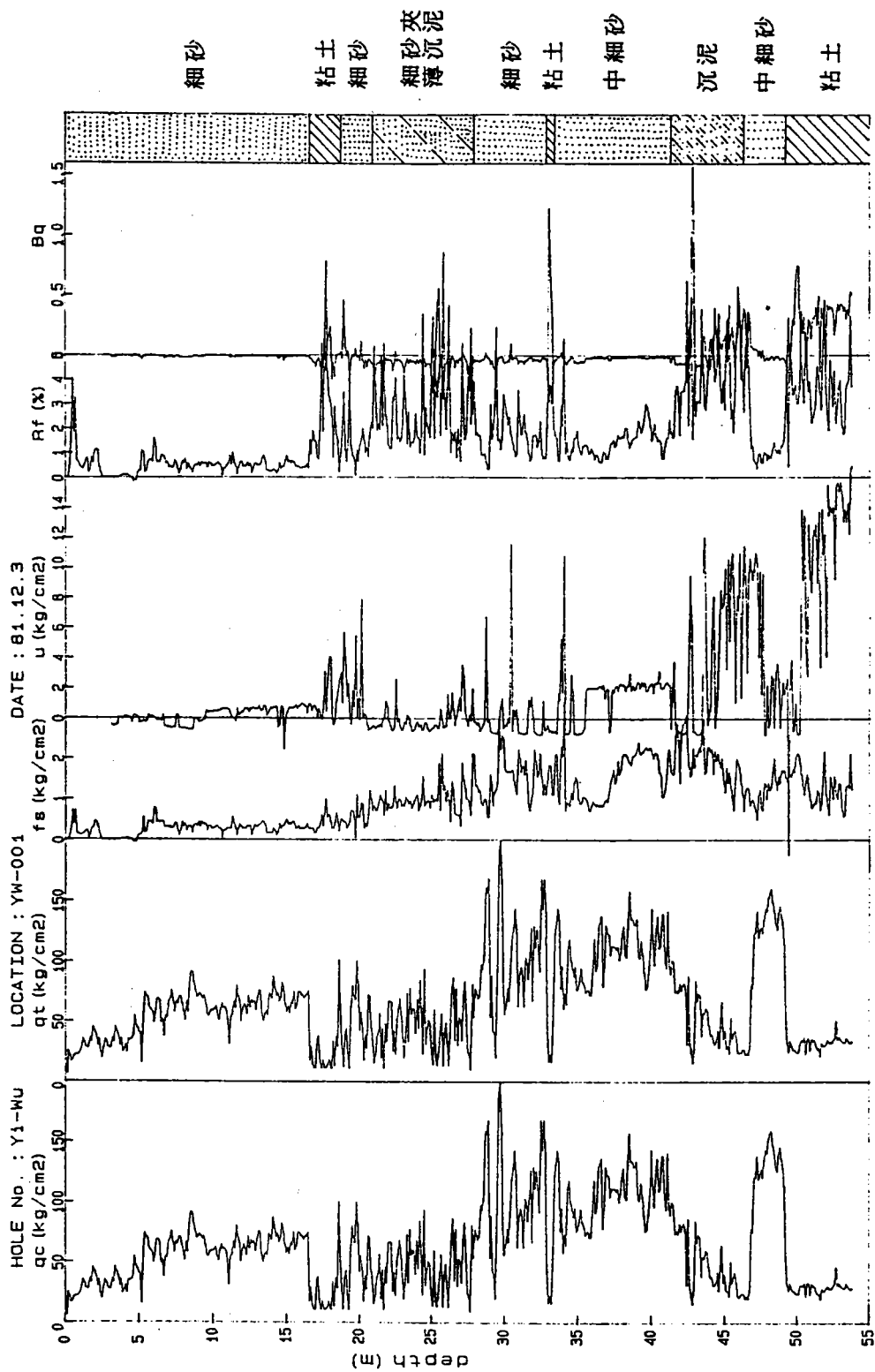


圖 4-7 宜梧地區水壓錐貫入試驗結果及土層分佈

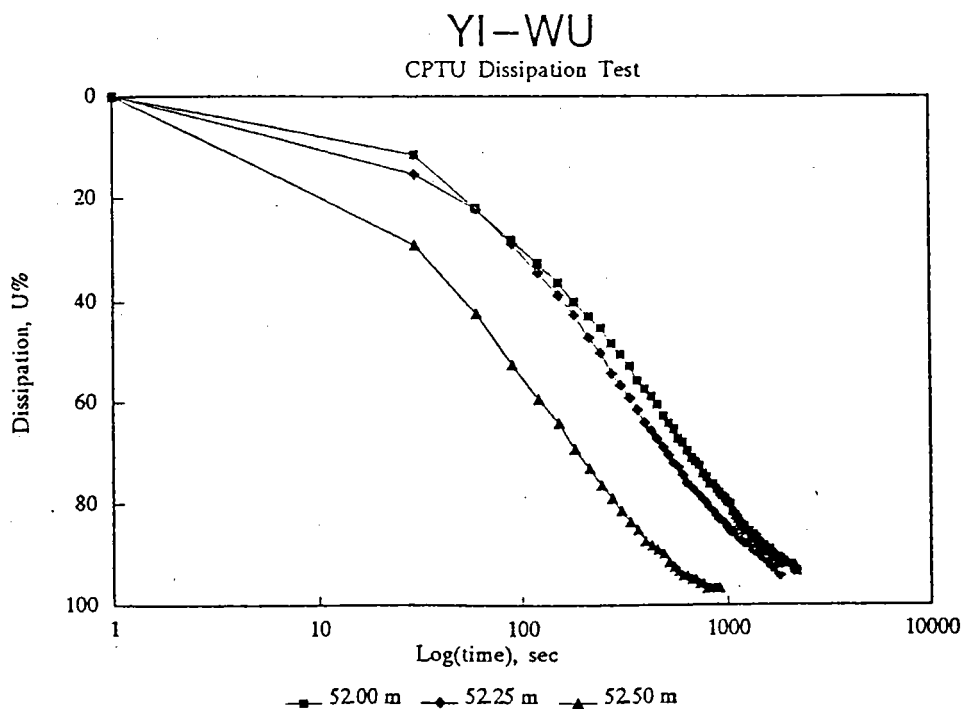
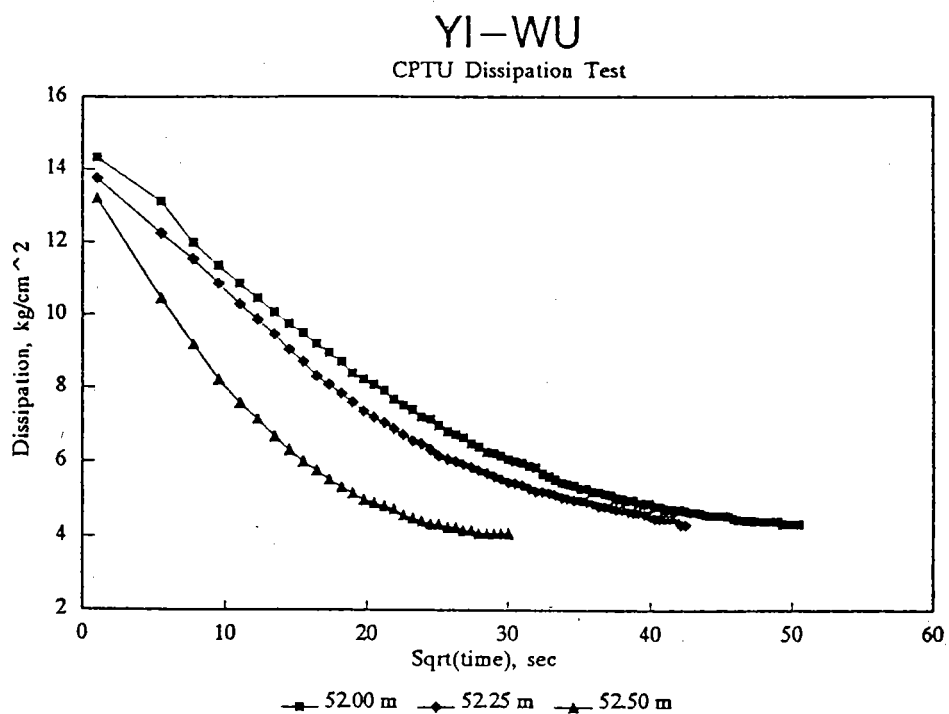


圖 4 - 8 宜梧粘土層水壓錐消散試驗曲線圖

而依據室內壓密試驗結果(圖4-3)，該深度應力下之 C_v 值為 $11.67\text{m}^2/\text{year} \doteq 0.0037\text{cm}^2/\text{sec}$ ，因此CPTU消散試驗推估結果與壓密試驗結果相近。

五、雲林沿海地區地下水位變化與地層下陷之關係

雲林沿海地區的地層下陷長久以來一直困擾著政府相關單位及當地居民，並妨得這些地區之發展；最近因為環境與土地等因素之影響，這些地區卻可能或為台灣地區未來之工業重鎮，地位不可同日而言。但是至目前為止，這些地區地層下陷仍未獲得改善，地層下陷情形如圖5-1所示，本文特針對地層下陷較嚴重之宜梧、台西兩地區之地下水位及地層下陷量測資料，探討其地層下陷之特性，以期作為防治之基礎。

5-1 宜梧地區

根據水利局之觀測資料，宜梧地區自70年5月至79年10月共有7次水準點檢測資料，而地下水位自71年9月至78年2月期間，每個月皆有觀測資料，然後80年元月起工研院能資所，在宜梧國中有分層之地下水位及分層沉陷之觀測。茲將上述觀測資料繪製成圖5-2。

由圖5-2得知76年11月至77年5月，其地下水位下降達26.4公尺，而地層下陷並未發生，然而78年4月至79年10月之間，地下水位未下降反而回升，但地層下陷量卻高達40.14公分，有些學者之見解，認為此種現象為地下水位洩降與地層下陷間之延遲行為，但本研究認為是因地下水位之資料不全所造成之問題，茲分兩點說明如下：

- (1)以往抽水之影響：76年11月至77年5月有地下水位下降達26.4公尺而地層並未下陷，因此可判斷在76年11之前，地下水位曾經下降大於或等於26.4公尺，而由圖5-2之研判，在70年4月至71年9月之間，宜梧地區雖未有水位觀測資料，但地層自70年4月累積至74年12月卻有41.38公分之下陷量，而且由宜梧附近如金湖、塭底等地區之地下水位觀測資料，如圖5-3、5-4所示，可發現在69年至72年期間地下水位變化極大，因此可推斷宜梧地區在70年4月至71年9月期間有極大之地下水位下降。因此此期間地層有極大之下陷量，而76年11月至77年5月地下水位雖再有26.4公尺之下降，其地層沒有繼續變化。

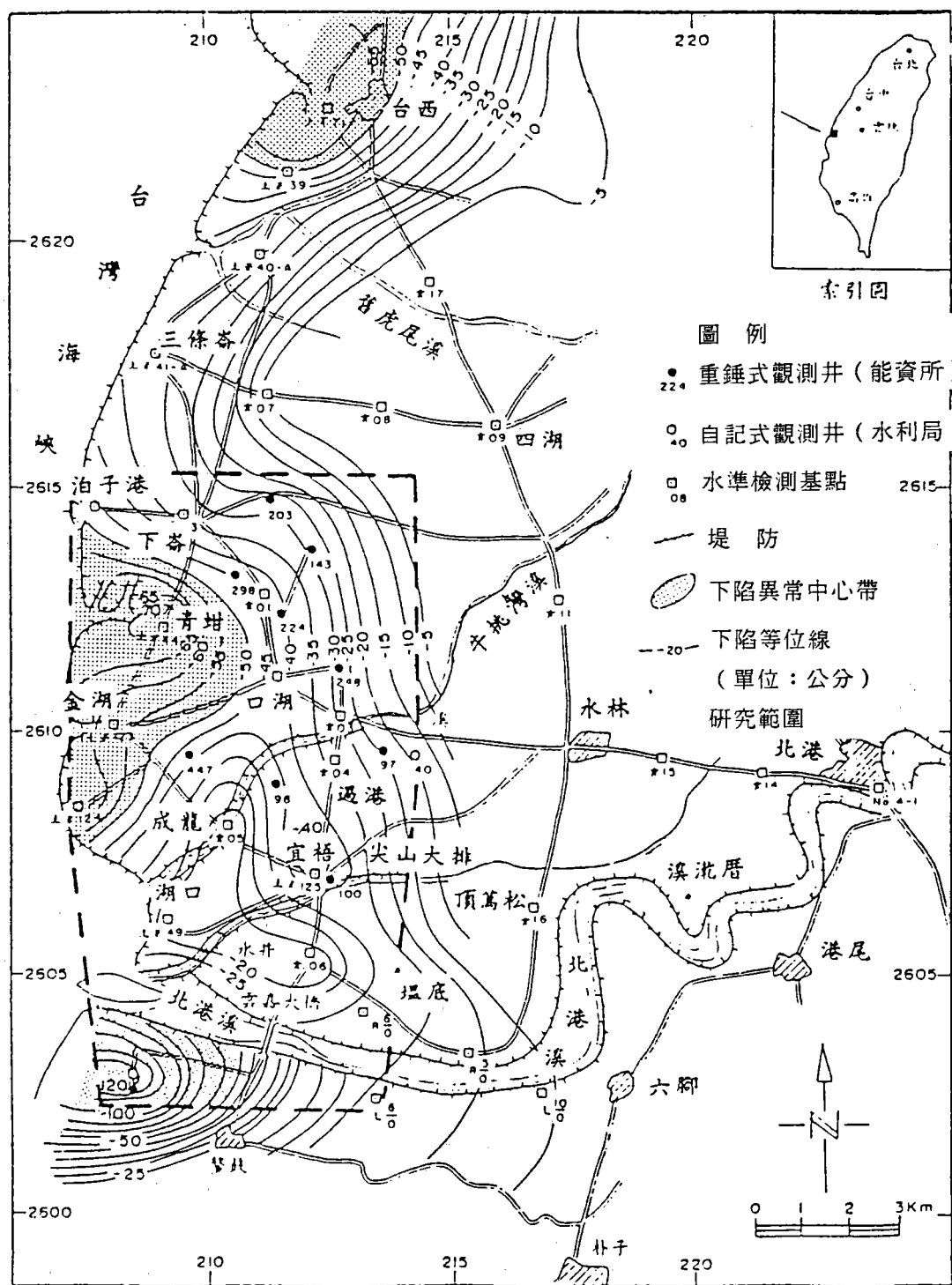


圖 5-1 雲林地區地層下陷等位線圖 (資料來源：水利局)

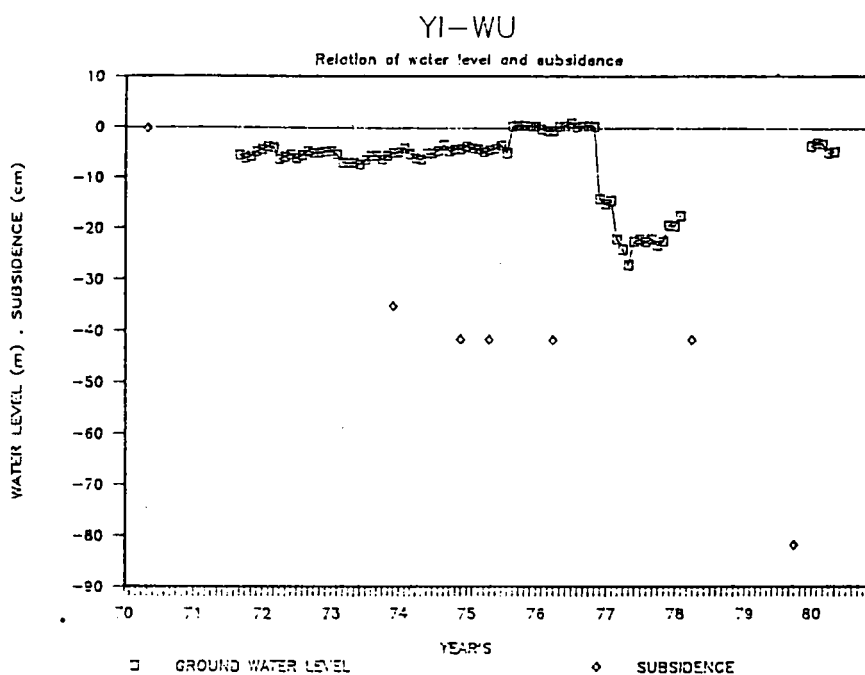


圖 5 - 2 宜梧地區地下水位與地層下陷觀測資料

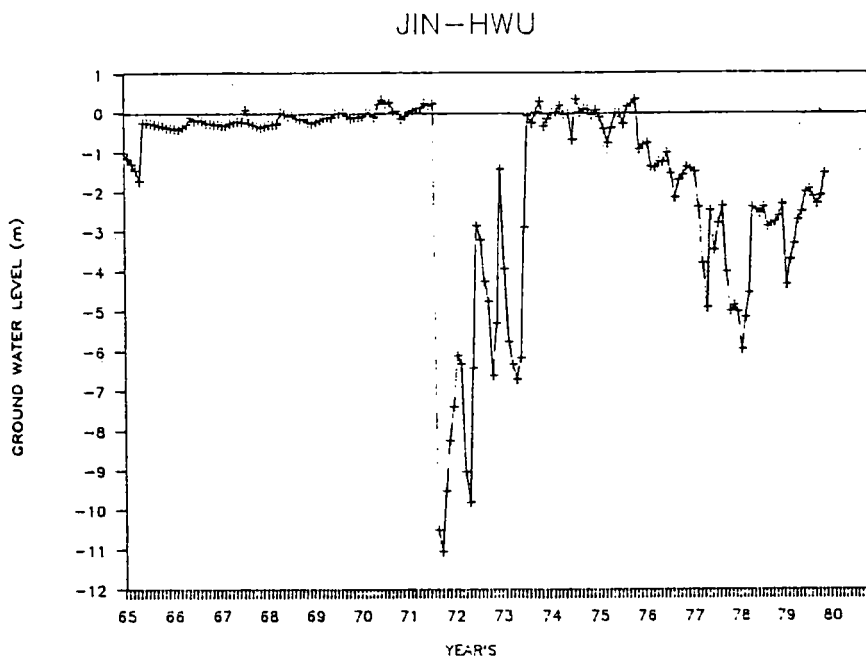


圖 5 - 3 金湖地區地下水位觀測資料

(2)深層抽水之影響：由於以往之地下水位觀測皆為淺層自由水位變化之觀測資料，而最近幾年由於淺層之地下水漸受海水入侵之污染，魚塭養殖漸往深層之受壓水層抽取地下水，致使深層地下水位下降極大，而淺層之自由水位漸漸回升，然後保持穩定之水位，此項可由圖 5-5 之分層水位觀測資料得到證明，因此可推斷 78 年 4 月至 79 年 10 月期間，淺層之自由水位雖然回升，深層之受壓水位因大量抽水而有極大之下降，致使地層約有 40 公分之下陷。

茲將上述兩項說明之地下水位與地層下陷間之關係補充如圖 5-6 所示，若以保守估計 70 年 4 月至 71 年 9 月期間淺層地下水位僅下降 26.4 公尺，而其地層下陷累積至 74 年 12 月共 41.38 公分，因此可推估宜梧地區淺層自由水位每下降 1 公尺，其地層約下陷 1.57 公分，若以分層地下水位資料推估 78 年 4 月至 79 年 10 月間，其深層地下水位約下降 25 公尺，而由水準觀測資料得知其地層下陷共 40.14 公分，因此可推估宜梧地區深層受壓水位每下降 1 公尺，其地層約下陷 1.61 公分。

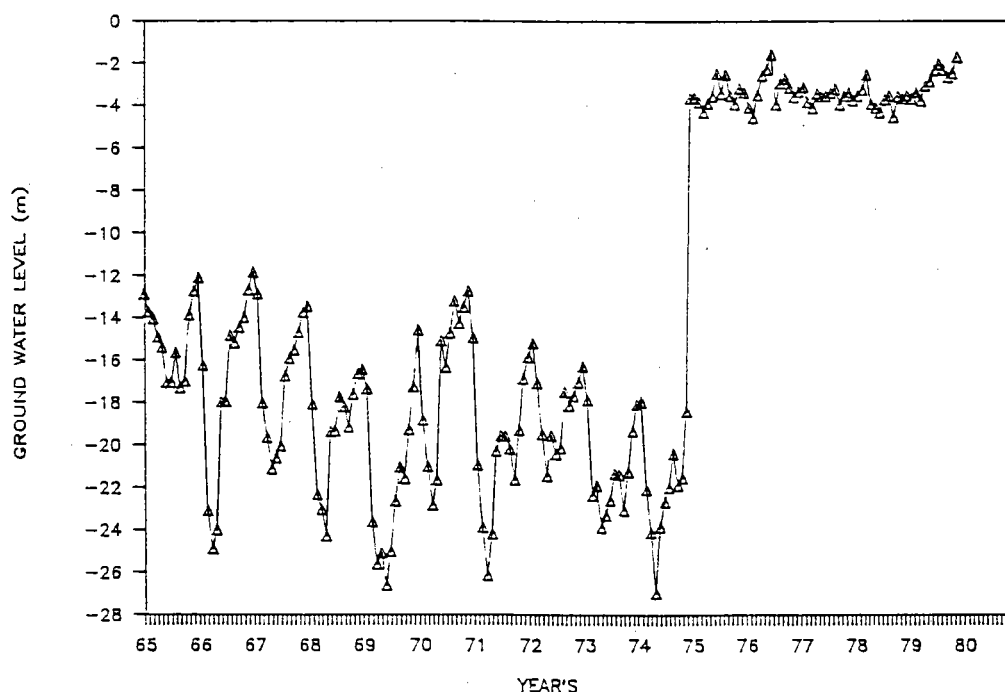


圖 5 - 4 塭底地區地下水位觀測資料

地下水位(公尺)

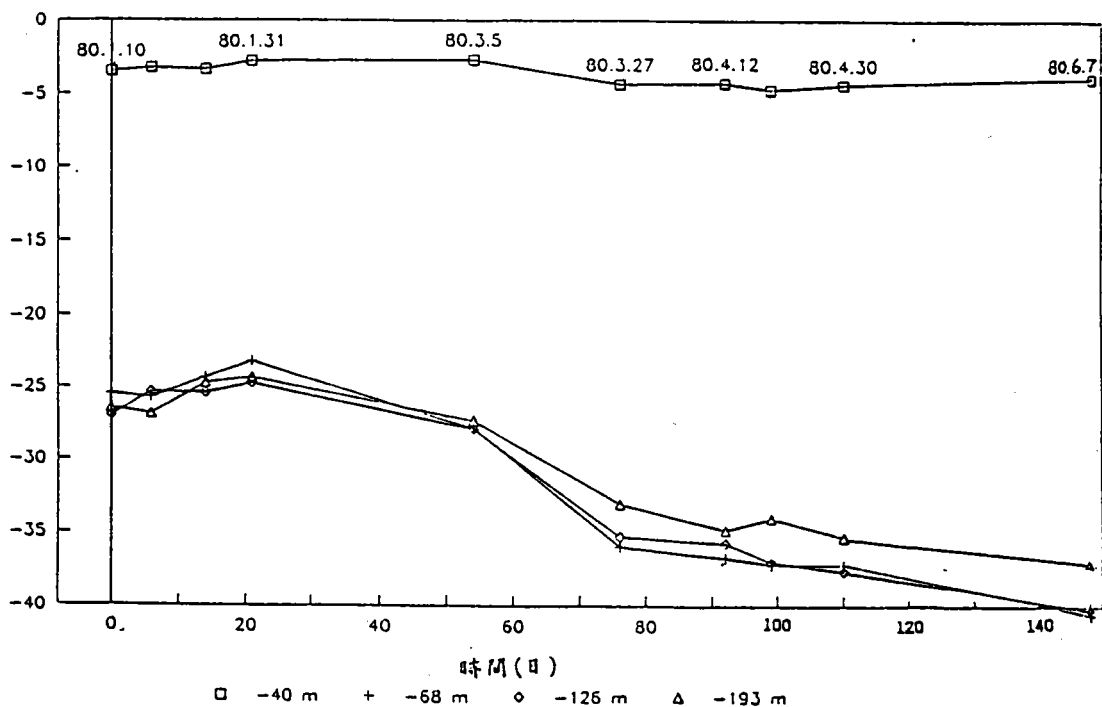


圖 5-5 宜梧國中分層觀測井水位變化情形

YI-WU

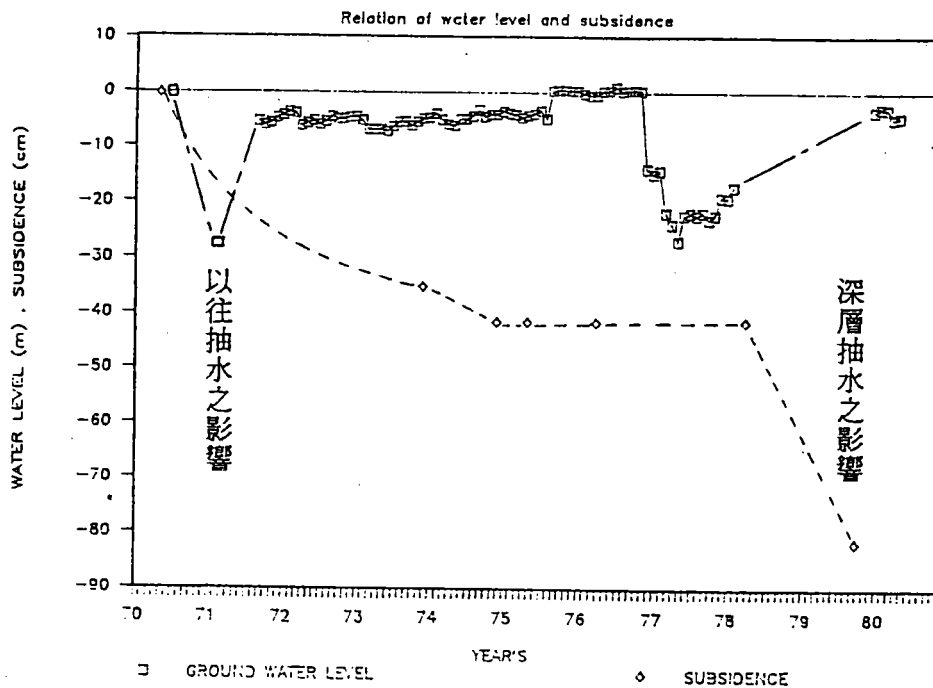


圖 5-6 宜梧地區地下水位與地層下陷關係係圖

5-2 台西地區

根據水利局觀測資料，雲林縣台西鄉溪頂村之地下水位，自58年1月至79年12月，每個月皆有觀測資料，唯因埋設時間甚早，僅作淺層之地下水位觀測，其地下水位歷線，如圖5-7所示。

由圖5-7可知，地下水位由於抽水及補注，枯水期及豐水期之影響，放使水位歷線反覆著升降，而土層隨著水位升降，一直重覆著加壓及解壓之程序反覆進行。因此本文在沉陷分析時，爲了盡量減少預壓應力之干擾，檢討水位變化對沉陷之影響時，一律取每個階段之最低水位，以單向度壓密理論進行分析，分析結果其沉陷隨著時間歷時性之變化圖5-8所示。

爲了檢視本文分析結果之準確性，茲將70年5月、75年5月、76年4月、78年4月之地層下陷檢測資料與本文分析結果比較，由圖5-8可知，70年、75年、76年之檢測資料與本文分析結果相當吻合，由此可證本文分析結果相當準確，唯78年4月之檢測資料較本文分析結果多出7.443公分之下陷量，由此結果顯示，此期間已有深層沉陷7.443公分，亦即多出之下陷量爲深層抽水之影響，此種結論與宜梧地區之分析結果互相應證。而由筆者與雲林地區養殖戶訪談之信息中，亦獲知約78年左右，雲林地區養殖面積急速擴大，淺層抽水已不敷使用，而且淺層自由水層已有鹽化污染現象，因此大量抽取深層之受壓水層。

由上述之論證分析可知，僅有淺層之自由水位觀測及地表之水準測量等資料，在進行地下水水位變化與地層下陷關係之研究方面，已不敷理想，因此分層觀測之觀念因應而生，茲將水利局在台西地區進行之分層地下水位與分層之地層下陷觀測結果，提供讀者參考，如圖5-9、5-10、5-11所示。

由現地調查及圖5-9之地層柱狀圖可知，台西地區主要抽水層爲80~120公尺間，由圖5-10之分層地下水位資料顯示，淺層26m、50m之地下水位已趨穩定，而深層72m、100m、169m之地下水位仍然甚低，且隨著枯水期，豐水期而變化，而由圖5-11之分層地層地層下陷資料顯示，個別層發生較大下陷量者爲地表下100公尺附近。

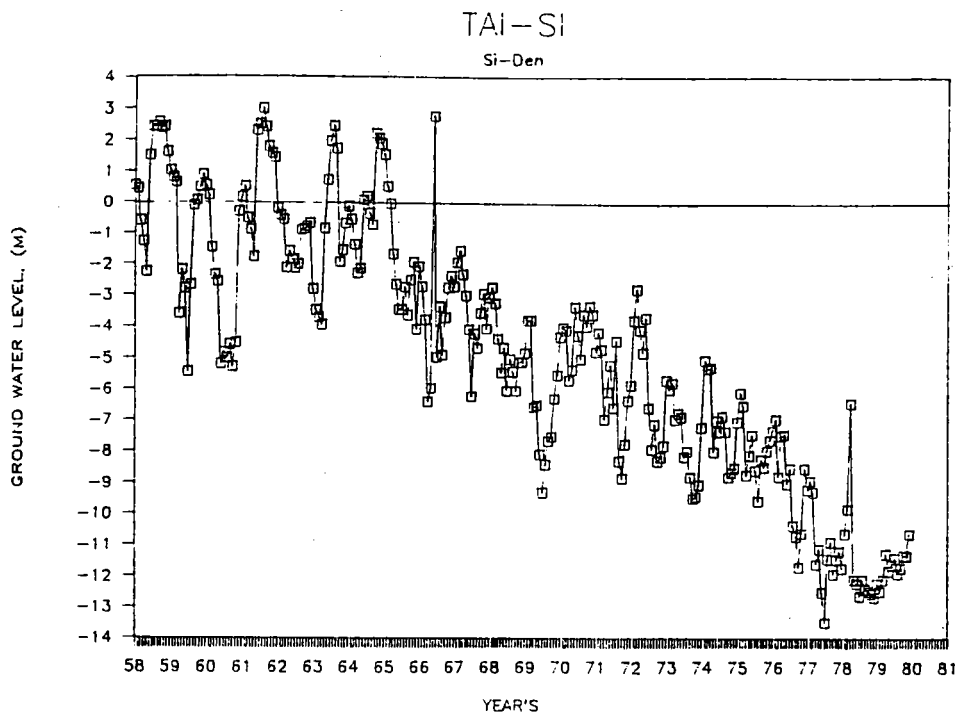


圖 5-7 台西地區地下水位觀測資料

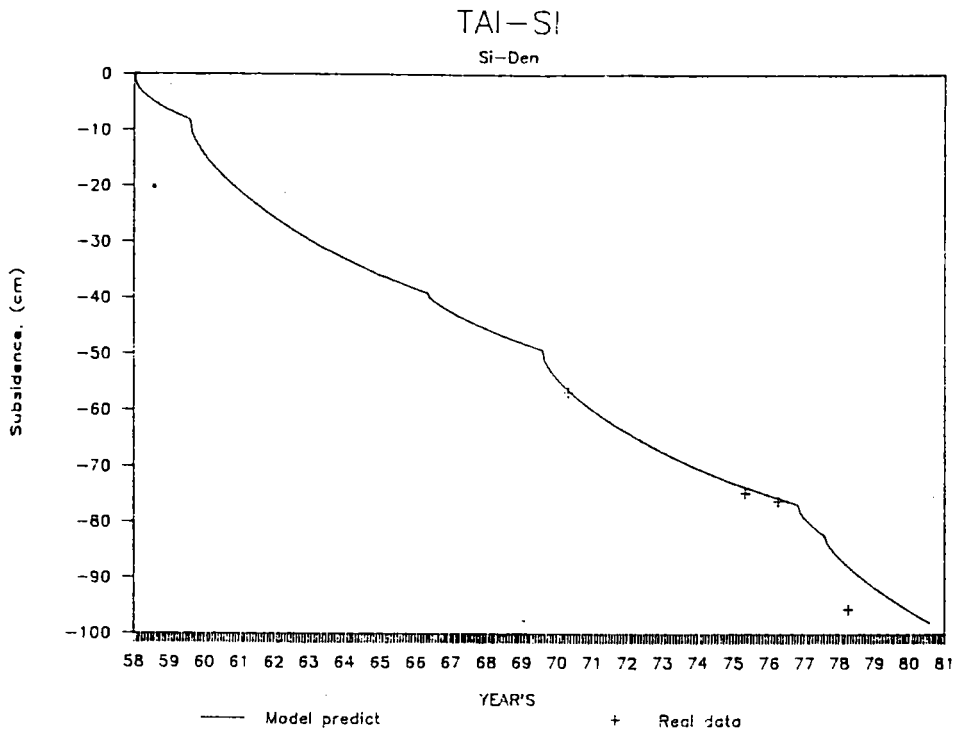


圖 5-8 台西地區預測之地層下陷歷線與檢測資料比較圖

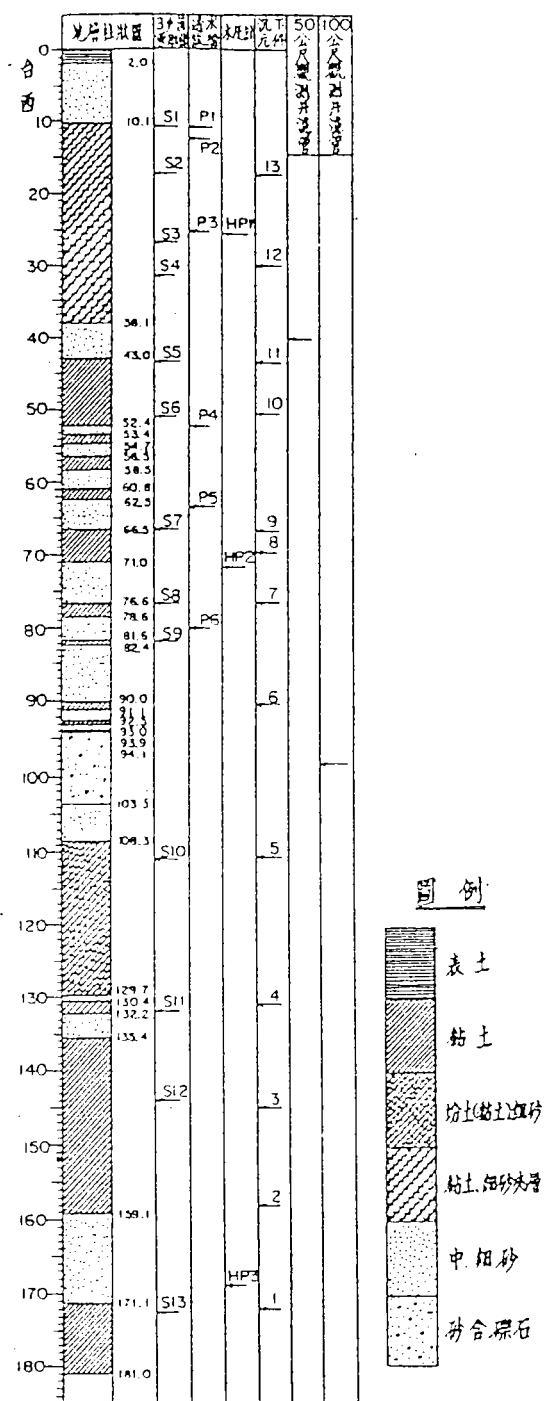


圖 5-9 台西分層觀測站之土層柱狀圖

TAI-SI

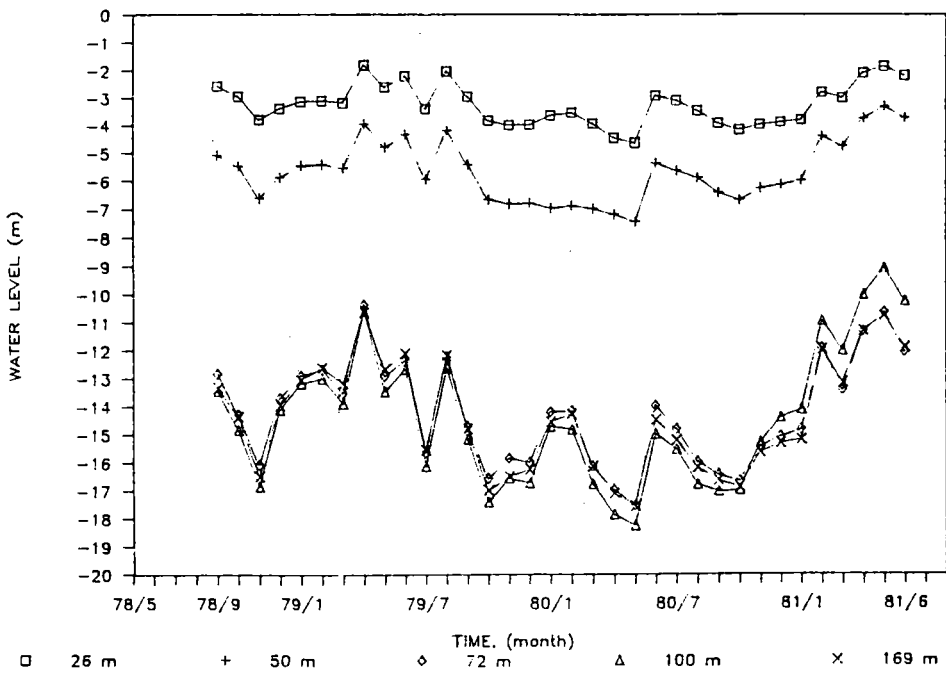


圖 5 - 10 台西地區分層地下水位觀測資料

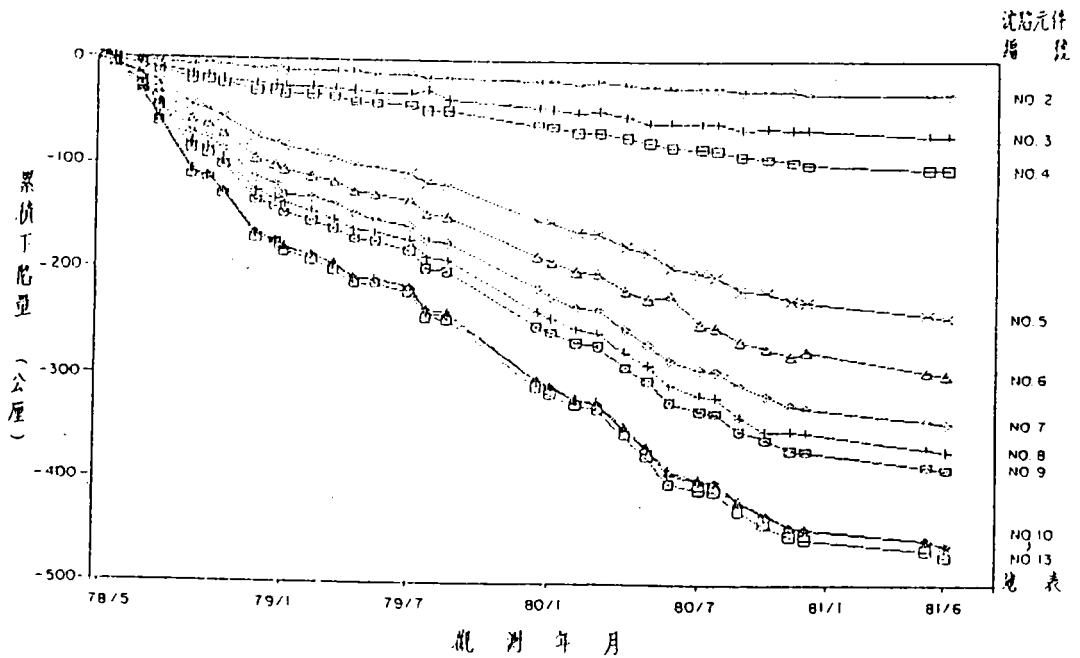


圖 5 - 11 台西地區分層下陷量累積曲線圖

六、結論與建議

國內外有關地層下陷的研究，已進行過許多，針對不同的水文及地質條件，其所呈現的問題並不一致，因此以合理可行的方式，評估地層下陷問題，當屬重要，由本文針對台灣沿海地區超抽地下水引致地層下陷問題之探討，得到一些初步之結論與建議：

- (1)由地層下陷行為之探討可知，評估地層下陷之前，應將區域的含水層、不透水層、夾層等特性與分野，作完整之調查。
- (2)由雲林地區之地下水資料與地層下陷檢測資料之探討可知，約民國 78 年之前，地層下陷造成之主要原因，為超抽淺層自由水層，而 78 年之後之下陷原因，除了 78 年以前超抽自由水層之稽延沉陷之外，主要為超抽深層之受壓水層。
- (3)由於地層材料特性影響地層下陷量與下陷速率，因此除了進行傳統式之單向度壓密試驗瞭解垂直向之壓密特性外，Rowe cell 壓密試驗及現地之 CPTU 消散試驗，亦可對地層沉陷特性之瞭解，提供更多之資訊。
- (4)降低地下水位引致地層下陷可造成土壤壓實，提高其承載力，在地區開發之初如海埔新生地，可能可以此法作土層材料特性的改良，即利用較高的預壓密應力，使其沉陷，再施行填土到足夠的程度，以達到開發的目的。

七、參考文獻

- 1.李豐博、謝明志、賴聖耀、蘇吉立、陳志芳(1992)「海岸土層下陷行為與預測之研究」港灣技術研究所 81-研(九)期中報告。
- 2.謝明志、賴聖耀(1992)「以水壓錐消散試驗推估土層沉陷特性之研究」國科會計劃，NSC 80-410-E124-04。
- 3.林炳森(1989)「地盤下陷之數值模擬分析」地盤下陷研討會論文集，PP.257-276。
- 4.蘇苗彬(1991)「台灣西南沿岸之地盤下陷機制探討」中興大學土木工程研究所。
- 5.工研院能資所(1991)，「地盤下陷行為與水質鹽化的調查及地陷防治效應

之研究」行政院環保署八十年度科技研究發展專案，計劃編號：EPA-80-E3G1-09-02。

6. 水利局 (1989)，「雲林地區地盤下陷檢測報告」。

7. 水利局規劃總隊 (1992) 「分層地層下陷觀測研究」。

陸、台灣海岸地區的環境問題 與資源管理之探討

張長義 台灣大學地理研究所教授

一、引言

海岸地區乃是指位於海洋與陸地交界的帶狀地區，兼具海陸生態體系的特性。近岸海域及河口地區因河受川，潮汐及波浪等作用，使得河川冲刷帶下的營養鹽及海域沉積的營養物質遍布海域，形成海洋生物種類最多樣且海洋生產力最高的區域，全球魚貝類的產量即有百分之九十分布於此區。

海岸地區除富有高經濟價值的天然資源外，亦成為人類因人口成長壓力與經濟快速成長過程中土地資源供應的來源，尤其以地狹人稠，山多平地少的臺灣為甚。臺灣地區自光復以來，由於人口快速增加，工業化與都市化日益彰顯，工業化政策的結果使得經濟快速成長，可利用的土地資源有限，地處都市邊緣地區的海岸土地也日漸形成各種土地利用活動的供給者，也自然而然地成為各類土地利用活動的競爭所在。

臺灣海岸地區目前主要的利用包括農業、畜牧、林業、鹽業、水產養殖、採礦及土石、設置風景區及觀光遊憩設施、港口與船塢、住宅社區、軍用基地、工業區、發電設施、機場、陸地交通運輸設施、污水及垃圾處理廠、海岸保護工程設施、自然及生態保護區、排水及防潮設施、以及石油與天然氣之探採等十九種。這些大都屬於性質不相容的土地利用型態，常未能適當選擇最適區位作好國土利用規劃，以致河川及近岸水域的污染無法有效防制，海岸工程建設規劃未能因地制宜，造成海岸侵蝕及國土流失，進而影響海岸生態體系的平衡；加以人民守法觀念和自然保育知識不足，促使臺灣海岸的環境品質日益惡化，造成各種環境問題。

二、台灣海岸地區現有亟待解決的環境問題

台灣海岸環境品質在快速而不當的利用下，又無強有力又有效的管理單位規劃督導下，造成了如下的環境惡化問題。

1. 沿海地區河川及近岸水域的嚴重污染：海岸地區屬於生態的下游區，河川集水區上、下游的各種污染物皆在本區出海，污染源主要來自工業廢水、家庭污水及畜牧污水，以北港溪為例，三者分別佔 71 %、19.5 % 及 9.5 % 之污染量。這些污染物常使得海岸地區養殖業及農業用水品質低於最低要求（如水產養殖為丙類二級，灌溉用水為丁級）。養殖水質惡劣，導致河口及淺海水域的養殖魚貝類屢生暴斃，台灣西南沿海海埔地養殖的文蛤和牡蠣，常在每年四、五月間乾季後的第一場大雨，河川逕流把高濃度的有毒物質順流沖至沿岸，造成海岸養殖水產大量死亡。

2. 海岸地層下陷及海水倒灌：台灣沿海地區由於大量濫闢養殖池，超抽地下水，本區平均海拔高度又皆近於海平面（約 3 至 5 公尺），地層下陷地區直接導致海水倒灌，並積久不退形成淹水區，如屏東佳冬鄉塭豐村及燄塭村地區，雲林的口湖災區。海水倒灌造成農地成為鹽水田，水退之後亦需經洗鹽後方能耕作。此外，對近海之魚塭亦造成嚴重的打擊，使塭堤沖垮，魚蝦等水產流失，如此造成公共污染、人民財物、甚至生命之嚴重損失，產生社會經濟的問題。

3. 海岸土地鹽化：沿海地區土地鹽化的問題皆與海水入侵有關。由於地面水受污染或供應不足，農田及養殖業又需大量的較乾淨水源，因此，在本區大量抽取地下水，由於需求水量大，超抽日益嚴重，除造成前述地層下陷、海水倒灌外，更造成海水由地面及地下入侵內陸，產生土地及土壤的鹽化的後果。由地面入侵者因地層下陷海水倒灌或經由鹹水養殖下滲入土造成農地土壤的鹽化。地下之海水入侵，則是由於陸地地下水水位低於海平面，故海水經由海岸地區或感潮河道流入透水地層中成為鹹性地下水。土地鹽化的結果使得農地生產力降低，甚至無法耕作，變成荒地或被迫改成魚塭。也正因如此，使得魚塭面積向內陸更加擴大，蠶食鯨吞沃野良田。地下水鹽化的結果，亦使得依賴地下水的各種土地利用（尤其是農牧業）受到直接的影響。

4. 海岸侵蝕造成海岸地形嚴重改變、天然資源急遽減少：沿海地區或填土、或整地、或建屋、或開路、或闢養殖池、或建遊憩設施、或置工業區、或建電廠、或建港闢機場、或設突堤護岸工程等土地利用活動、由於區位不宜規劃設計失當或違法使用，以致嚴重改變海岸地形，造成侵蝕甚或國土流失，致使原有生物之棲息地消失，天然資源銳減。此外，沙丘、海灘、珊瑚礁及紅樹林等之破壞，除減少國民旅遊之場所外，並因此海陸之間的緩衝區消失，促成沿海暴潮風浪之侵襲，造成嚴重災害。

5. 沿岸天然資源的銳減：近岸地區由於電魚、炸魚、毒魚及濫捕等違法魚業活動日益猖獗，復以因海岸地形之改變造成生育地之急遽減少，因此，沿岸地區的漁業資源銳減。此外，核電廠入水口吸入大量冷卻用水，產生強大水流，也使進水口附近海域的浮游生物及底棲魚類無法生存，減少漁獲量。若出水口所排放的熱廢水，未能適當降溫處理，便會使得鄰近地區海域的珊瑚因無法忍受持續性的高溫而白化死亡，嚴重破壞海底景觀及生態資源，例如墾丁核能三廠所排出之熱廢水，自1987年以來，每年夏季都導致出水口附近海域水溫遽增，超過珊瑚生長溫度之臨界值，而使大量珊瑚白化而死亡。

三、臺灣海岸地區土地資源管理問題

造成上述海岸地區的環境問題其來有自，除了土地利用區位選定不當，工程規劃管制欠周延及人民自然保育知識不足外，海岸地區管理範圍不明確、管理法規不周密以及缺乏綜合性管理計畫等，更加深了環境問題的嚴重性。

1. 海岸地區管理範圍之不明確，影響海岸地區管理工作之進行。雖然行政院於1984年2月核定實施「臺灣沿海地區自然環境保護計畫」中將沿海地區定義為「陸域為平均高潮線往內陸推移至第一條稜線或三公里所涵蓋的區域，依海岸地理特性分別認定之。水域則為平均高潮線往海洋延伸至三十公尺等深淺間涵蓋之地區」。上述定義雖具台灣海岸地區管理之雛型，惟該保護計畫僅對各海岸保護區範圍有明確劃界，但對整體臺灣海岸地區管理範圍猶嫌不足。

2. 海岸地區管理法規對景觀與生態體系保護之規定，缺乏明確準繩：現行有關臺灣海岸主要法規共有三十三種，分由農委會、內政部、國防部、交

通部、經濟部、財政部、環保署、及省政府主管(見附表)。且由地方政府或各目的事業主管機關執行。因事權分散，無統合規範及協調之專法與專責機構，造成各管理機關在執行業務法規時，於開發事業可增進財源時，每多流於本位主義，各行其事。而於管制不當開發利用事宜時則互相推諉，使海岸地帶的管理工作顯得渙散而充滿無力感。尤有進者，這些法規有關土地管理部份，因其立法旨意並非專為管理環境敏感及脆弱的海岸資源而設定，其內容規定多未能符合這些本質異於內陸的海岸土地資源管理之特殊需求。因此，其所容許的土地或資源利用活動，可能危及海岸環境資源品質，並造成嚴重的環境災害。

3. 缺乏以生態體系平衡為基礎，兼顧保育與利用之綜合性管理計畫：臺灣海岸地區由於長期缺乏生態體系之資料，復以過去忽視海岸地區所具備的重要功能，未能發展出綜合性兼顧保育與利用的管理開發計畫，以作為海岸土地資源利用之上位指導計畫，致使海岸地區陸續出現許多不相容的土地利用開發計畫，干擾海岸生態脆弱敏感地帶，嚴重影響海岸資源品質及其土地永續利用之目標。

四、臺灣海岸地區環境管理之建議

1. 設置海岸地區專責管理機關：宜由掌理全國土地綜合開發計畫之主管機關增設海岸管理單位，負責海岸發展政策之研擬及海岸土地資源之調查建檔，規劃利用與監督管理。

2. 制定海岸地區管理法：臺灣海岸地區目前有三十三種管理法規在運作，為避免因法規間之重疊或不周延，以致不宜利用土地造成海岸資源之斲喪與環境之惡化，必需制定海岸管理的基本法，以綜合協調臺灣海岸地區現有的相關管理法令，海岸地區建設發展與環境資源保育兼籌並顧之法令依據。

3. 建立台灣海岸地區地理資訊系統資料庫：海岸科技與土地利用規劃建設必須建立完整的資料庫。過去中央氣象局、省水利局、各海洋學術研究機構以及各有關的公營事業機構如臺電、臺糖、臺鹽等，對臺灣附近海域之水文、地形、海象、氣象等已有長期的觀測、調查與研究；然而相對的對於有關海岸地區生物及景觀等生態資源的調查研究則零散不足。因此，在缺乏客

觀或量化的基礎資料之支持下，顯然難以進行合乎國家整體利益及地區需求的臺灣海岸地區綜合性發展計畫。故未來政府應結合學術界及民間力量，進行海岸環境資源調查建檔，以建立系統完整的資料庫。

4. 研訂兼顧保育與開發之「台灣海岸地區管理計畫」：臺灣海岸地區目前已有十九種主要的土地利用型態，但因缺乏有效的上位綜合管理與開發計畫督導，以致出現許多相互毗鄰而不相容的土地利用，造成資源利用效益之低降引發環境災害，增加社會成本支出。為使台灣海岸資源之合理且永續的利用，以改善海岸環境品質，增進海岸資源利用效益，應在確保水土資源及海岸生態體系平衡之前提下，依海岸資源的特性、社會需求、土地利用現況及環境災害之分布等，訂定兼顧保育與發展之「臺灣海岸地區管理計畫」。

5. 加強海岸土地資源保育宣導工作，並鼓勵民間積極參與海岸資源保育活動：對於具有高度敏感性與脆弱性的海岸土地資源之保育，應結合民間力量，透過學校教育、大眾傳播媒體及座談會等，廣為宣傳海岸資源保育的重要性。

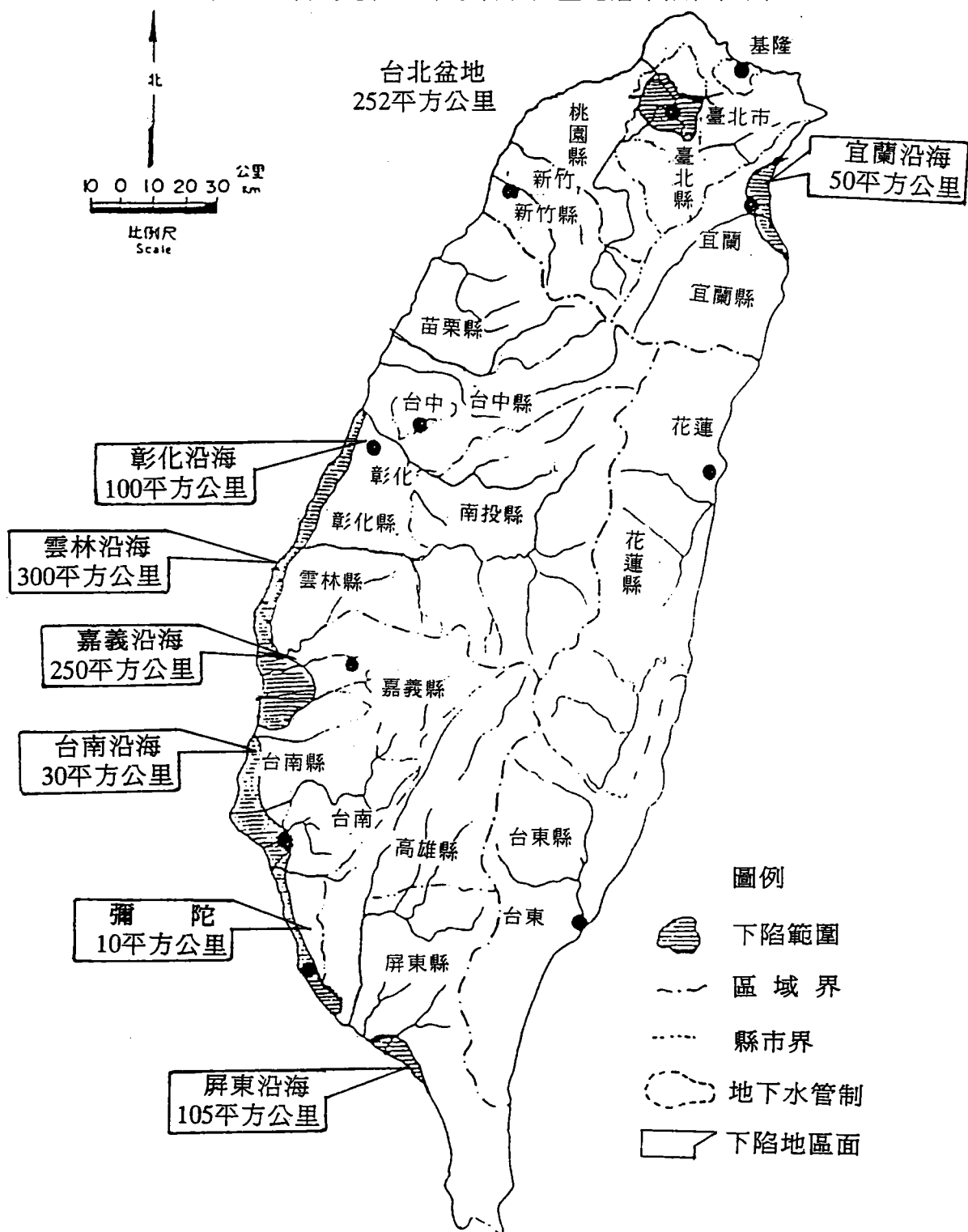
6. 加強海岸科技、土地資源調查及其利用規劃之研究：應結合學術界及民間的力量進行海岸科技、土地資源調查及其利用規劃之研究，以期建立海岸地區地理資訊系統資料庫，並據以作為綜合管理規劃之依據。

7. 加強推動「臺灣沿海地區自然資源保護計畫」之執行：行政院於1984年2月及1987年元月分別核定實施之「臺灣沿海地區自然環境保護計畫及其後續計畫」，係將臺灣海岸資源具重要生態、經濟、遊憩、環境教育及學術研究價值之地區，規劃為海岸自然保護區及一般保護區，依事前加以適當保護管制，減低其使用強度或暫緩使用，以避免這些環境資源在綜合性的海岸地區管理計畫釐定完成之前遭受人為破壞。因此，為促使臺灣海岸資源之永續利用，需加強該保護計畫之督導與執行，以保護珍貴之海岸資源，避免環境災害之發生。

表一 台灣海岸地區相關管理法規及其主管機關一覽表

相關法規	主管機關	農委會	內政部	經濟部	交通部	財政部	國防部	環保署	臺省政府
1 土地法及其施行法			✓						
2 區域計畫法			✓						
3 都市計畫法			✓						
4 國家公園法			✓						
5 建築法			✓						
6 文化資產保存法 (自然文化景觀部份)		✓							
7 森林法		✓							
8 漁業法		✓							
9 漁港法(草案)		✓							
10 水利法				✓					
11 礦業法				✓					
12 國有財產法						✓			
13 國安法							✓		
14 商港法									
15 水污染防治法								✓	
16 廢棄物清理法								✓	
17 海洋污染防治法(草案)								✓	
18 農業發展條例		✓							
19 山坡地保育利用條例		✓							
20 發展觀光條例					✓				
21 海域石油礦探採條例				✓					
22 非都市土地使用管制規則		✓							
23 國有非公用海岸土地 放租辦法						✓			
24 海埔地開發管理辦法		✓							
25 臺灣地區地下水管制辦法				✓					
26 土石採取規則				✓					
27 風景特定區管理規則					✓				
28 台灣省河川管理規則									✓
29 台灣省海堤管理規則									✓
30 台灣省海水浴場管理規則									✓
31 海水污染管理規則								✓	
32 臺灣沿海地區自然環境 保護計畫		✓							
33 臺灣地區近岸海域遊憩 活動管理辦法(草案)					✓				

圖二 台灣地區地下水管制區暨地層下陷位置圖



表二 各地區地層下陷情形

地 區	累積最大 下陷量 (公尺)	發 生 地 點	下 陷 地 區 範 圍	下陷地區概 估面積(平 方公里)	檢 測 期 間
台北盆地	二・二四	台北市光華陸橋	台北市、三重、板橋、新莊	二五二	44年4月～79年11月
宜蘭地區	〇・二二	礁 溪	礁溪、壯圍、五結、頭城、蘇澳	五〇	74年3月～79年8月
彰化地區	〇・七七	鹿港顏厝海堤	線西、鹿港、福興、芳苑、大城	一〇〇	70年6月～79年6月
雲林地區	一・四六	口湖鄉金湖村	麥寮、台西、四湖、口湖、水林	三〇〇	64年～79年10月
嘉義地區	〇・七三	過溝庄布袋鹽場事業堤	東石、布袋、義竹	二五〇	76年12月～78年6月
台南地區	〇・一四	北門民衆服務站	北門、學甲、七股	三〇	77年6月～80年6月
高雄地區	〇・〇八	彌陀海堤	彌陀	一〇	76年12月～79年6月
屏東地區	二・五四	塭豐村、塭子防潮閘門	東港、林邊、佳冬、枋寮、新埤	一〇五	59年～80年6月

表三 台灣沿海地區自然環境保護區

單位：平方公里

保護區名稱	總面積	自然保護區		一般保護區		
淡水河口保護區	25.30	1.70	海	21.8	海	
			陸 1.7		陸 21.8	
蘭陽海岸保護區	34.90	5.60	海	29.30	海	
			陸 5.6		陸 29.3	
蘇花海岸保護區	65.20	25.60	海	39.60	海	
			陸 25.6		陸 39.6	
花東沿海保護區	580.20	10.30	海 2.6	569.90	海 78.1	
			陸 7.7		陸 491.8	
雲嘉南沿海保護區	970.04	1.30	海 1.3	968.74	海 831.0	扣除好美寮
			陸		陸 155.74	
好美寮自然保護區	8.56	8.56	海 3.4			
			陸 5.16			
北海岸沿海保護區	96.20	2.06	海 1.3	94.14	海 32.57	
			陸 0.76		陸 61.57	
北門沿海保護區	114.50	7.90	海	106.6	海 75.05	
			陸 7.9		陸 31.55	
尖山沿海保護區	23.20	9.66	海 9.59	13.54	海 0.93	
			陸 0.07		陸 12.61	
九棚沿海保護區	13.29	5.07	海	8.22	海 7.09	
			陸 5.07		陸 1.13	
懇丁自然保護區	326.31	326.31	海 149.00			
			陸 177.31			
東北角自然保護區	131.45	131.45	海 42.75			
			陸 88.70			
合 計	2,387.35	535.51	海 209.94	1851.84	海 1006.74	
			陸 325.57		陸 845.10	

柒：潮汐特性及預報式 及使用介紹

港灣技術研究所數學模式組研究員 蘇清和

一、前言	7 ~ 02
二、潮汐特性	7 ~ 03
三、調和分析	7 ~ 06
四、潮汐預報方法	7 ~ 15
五、潮汐預報模式介紹	7 ~ 25
六、潮汐預報模式使用說明	7 ~ 26
參考文獻	7 ~ 30

一、前言

海岸工程、港灣工程之研究規畫及施工，有關潮汐資料之收集與分析為重要工作之一。在碼頭貨物裝卸，港灣工程施工潮汐預報之工作也甚為重要，其次軍事上正確的潮汐預報也是甚為重要的資訊。因此潮汐分析及預報為海岸工程甚為重要研究項目。

潮汐是由於太陽和月亮與地球之海洋中海水互相吸引而產生的，它顯示出海面，在一定之範圍內，作有規則的起伏，一般是在一天內發生兩次起伏，高水位之間的週期平均是十二小時二十五分鐘。從海岸或港灣所作的觀測顯示出海洋的潮汐受月亮的影響比太陽為大，最明顯的現象，就是每天的高低潮的時間，平均延後約一小時，這與月亮通過同一子午線，每天都延後五十分鐘的現象相符合。潮汐由深海傳播到淺海時，會受到海底地形的影響，因此潮汐問題就變得更為複雜。潮汐也受到風、颱風以及大氣壓力變化的影響（稱氣象潮或暴潮）。因此實際潮汐現象的研究為一相當複雜的問題，但天文潮變化就簡單多了！本文主要探討天文潮之問題，因此除非特別說明，文中之潮汐就是代表天文潮。

潮汐主要受天體運動影響，而天文學是一門古老的科學，因此潮汐基本理論已甚為完善，在開放海域的平衡潮(equilibrium tide)基本上可推甚為準確。然而對台灣本土四周圍的潮汐現象因地形效應，倍潮及複合潮的成份甚為重要，而且與地理位置關係甚為密切，必需利用實際觀測資料經由統計分析、能譜分析、調和分析等方法，才能求得實際潮位變化。

利用調和分析預測潮汐水位，在國內已研究多年，學者已建立甚為完整的預報模式理論。調和分析基本原理為假設潮汐是由很多分潮(partial tide)組合而成，而每一個成份分潮振幅(amplitude)及遲角(phase lag)隨地點不同而有所改變，一般將由實測潮汐資料推算求得。如果知道各分潮振幅及遲角，則利用一些天文常數，加上時間變化，即可往後預報潮位變化。

隨著資訊科學之進步，電腦硬體功能增強，普及性高，早期需要在較大型的電腦計算之調和分析預報模式，目前可輕易的在個人電腦上執行，在配合上中文系統其實用性更佳。於此將介紹本所開發，在操作及使用皆甚容易之潮汐預報模式（蘇青和、張金機等，1992）。

二、潮 汐 特 性

地球表面之海水，受天體引潮力(tide generating force)之作用，並因海底及海岸地形之影響，以及海灣河口之共振(resonance)，地球自轉所生之力等，水位作週期性之變動，稱為潮汐(tide)。不受氣象因素之作用時，其水位必與天體之位置有關，可推算至非常正確，故稱天文潮(astronomical tide)。因氣象變化由氣壓及風力引起之水位變化則稱氣象潮(meteorological tides)，颱風過境時，氣壓低、風速大，當時所引起的氣象潮，一般又稱為暴潮(storm surge)。暴潮與一般所謂的湧浪(swell)也不相同。湧浪是一種「無風自行」的「大浪」，通常於颱風登陸前一、二天發生之水位突然暴漲現象。

天文潮、暴潮及湧浪皆為改變海面水位之重要成份，我們將簡略分別介紹其物理現象，而本文之預報模式則僅針對天文潮位變化部分做推算。

(一) 天文潮現象

天文潮主要受天體運影響，由於太陽和月亮等星體與地球或海水互相吸引而產生，一般利用天體運動之理論，可準確推算開放海域之平衡潮(equilibrium tide)，然而實際海洋及海岸之潮汐現象，因受地形，海底因素，以及水深變淺後運動方程式非線性項之影響，與理論上之潮汐，性質上雖符合，但潮高，高潮發生時間等，均不相同。

一般海岸前，因天體引潮力作用而生之水位變化，大致每日有兩次高潮及低潮，上午之高潮稱為潮，下午發生者曰汐，每次水位到達最高時稱為滿潮或高潮(high water)，最低時稱為乾潮或低潮(low water)，海面逐漸上升期間謂之漲潮(flood tide)，下降期間稱退潮(ebb tide)，水位最低或最高時海面停止升降之瞬間曰停潮(stand of tide, slack water)。

滿潮至下次滿潮或乾潮至下次乾潮所需時間稱為潮汐週期(period of tide)，大體上為12時25分，即24時50分內，一般發生兩次滿潮及乾潮，滿潮在理論上應用月球南中時發生，但實際上因海水需由他處流來，故滿潮發生時間實際上必在南中之後，月球南中至滿潮位發生之時間間隔稱為滿潮間隙(high water interval)，南中至乾潮位發生之時間間隔稱為乾潮間隙(low water interval)，兩者總稱為月潮間隙(luni-tidal interval)，此間隙之大小，因地而異，同一地點亦每日不同，其變化範圍在數十分鐘以內，其平均值曰平均滿(乾)

潮間隙，朔望之平均值稱為潮齡(age of tide)單位為日，大體上月潮間隙在朔望時大均値20～30分，上下弦時較平均值短30～40分。

滿潮與次一乾潮間之水位差稱為潮差(tidal range)，各地不同，同一地點亦逐日不一致，一月之內，朔望後1～3日潮差最大，上下弦後1～3日潮差較小，朔望時之潮汐稱為大潮(spring tide)，上下弦時之潮汐稱為小潮(neap tide)，其潮差分別稱為大潮差(spring range)及小潮差(neap range)，潮差不僅與月之盈虛即月齡(lunar age)有關，與月地中心距離變化亦有關係，即近地點潮或遠地點潮，實際上亦發生。

日潮不等現象，實際海洋及海岸亦發生，大致與理論上性質相同，但其程度並不與緯度之大小完全一致，例如臺灣東海岸與西海岸緯度相同之點，東海岸之日潮不等程度較大，基隆附近日潮不等大於上海青島及韓國西海岸等。一般潮與汐之高度多少有差，而今日之潮與明日之潮，今日之汐與明日之汐，除受月齡影響外大致相等，1日中較高之滿潮稱為高滿潮，較低者稱為低滿潮，同樣亦有低乾潮及高乾潮。

理論上天體之引潮力位勢可分解為無限多分潮(partial tide)或調和項(harmonic)，每一項各有其振幅與變化週期，但根據湯麟武(1971)之分析月亮與太陽之引潮位勢共可分解為123個調和項，而連三郎(1977)則取60個主要分潮做調和分析。根據往昔學者分析以 M_2 、 O_1 、 S_2 、 K_1 四個分潮為台海最重要之分潮。如何求得各分潮之調和常數，如振幅，遲角，則為預報模式最重要的工作。

(二) 湧浪及暴潮現象

遠方海面上發生颱風，產生巨大之波浪，當浪脫離風域後，仍向前推進，此時已不受風力影響，能量無來源，但因長週期波能量不易衰減，逐漸接近海岸時，瞬間產生異長之水位變化，此種波浪稱之湧(swell)。當颱風通過海岸時，水位因氣壓久低下而上升，一般均海面同時有強風，因風之壅積作用(piling up)，風下方(leeward)之水位升高，稱為風揚(wind setup)，此種水位，純因氣象作用而引起，故稱為氣象潮(meteorological tide)，又稱異常潮(abnormal tide)或暴潮(storm surge)，此種潮位與當時之天文潮位之差，稱為潮位偏差(sea level departure from normal)，又稱暴潮位。

湧浪通常在濱海颱風產生時生成，而其傳遞速度遠較颱風移動速度為快

，通常颱風登陸前一二天便會發生，而湧浪因週期甚長，不易感覺其接近，在突然接近時，近岸人員非常容易受湧之襲擊而發生海難。一般民間所稱的瘋狗浪即是湧浪。湧浪之特性，可用一般的波浪理論解析。湧浪由海上颱風產生後，波浪及週期因瞬間及距離之經過產生之變化，如週期之加大，波高之減衰特性，及湧浪傳遞速度，湧到達海岸時間，皆是研究之重要項目。

海面上發生颱風，逐漸接近海岸時，先發生前驅湧(forerunner)，異常水位(減去天文潮位後之水位)有長週期之波動，颱風接近時發生暴潮，颱風通過後，水位降至天文潮位以下，但經一段時間後，再漲至天文潮位以上，波動數次後，完全消失，颱風通過後之波動，稱為餘湧(resurgence)。

暴潮之高度與氣壓風力有關外，與海岸地形亦有極大關係，普通海灣、內海、海峽之暴潮位較大，面臨大洋之平直海岸較小，餘湧更與地形有關，在海灣或湖泊中，在氣象作用消失後，仍有長期之蕩漾。

我國渤海地區，冬季季節風長期吹颶後，山東北海岸可發生純為風揚之暴潮過去曾有災害紀錄，臺灣、浙江、福建、廣東海岸，均有因颱風而生之暴潮，美國東海岸及墨西哥灣常因颶風而生暴潮，最大之紀錄達6m左右(Conner, 1957, Hoover, 1957)，日本在1959年發生於伊勢灣(Ise bay)之暴潮高達3.54m，因恰在滿潮時發生，故災害甚大，人命損失以千計，海埔地堤防全毀。我國尚無具體數據，1969年之Violet颱風在南臺灣造成之異常高潮約為1.30～1.40m左右，Elsie颱風在臺灣中部之異常高潮約為1.5m左右，均引起災害，1960年Trix颱風在新竹海埔地之異常高潮為0.80m，1956年Dianah颱風在臺中港之異常高潮約為0.50～0.60m，以上均為颱風時最高水位與各該地之最大滿潮位之差，尚非潮位作差之確實數字。

臺灣海峽、蘇澳灣、基隆、八斗子、深澳等北部海岸港灣、南灣以及浙閩粵沿岸大小海灣，均可能發生相當高度之暴潮位，最大暴潮位與天文潮之最高潮位同時發生時，亦足以成災，故此問題對海岸工程之規劃設計，其重要性不在波浪以下，應予詳細研究。

暴潮的成因主畏是由於颱風的低氣壓、風剪力及地形因素的綜合結果，然而這幾項因素在流場中產生各種「非線性」的動力交互作用，所以在各地產生的暴潮水位，無法由「直接組合」與「線性相加」的方法來求，必需根據流體力學，利用偏微分的數值法及計算機求解(劉肖孔，1985)。

三、調和分析

(一) 基本理論介紹

潮汐調和分析法(Harmonic Analysis)基本原理為把任何地點之潮汐分成有限個潮汐分潮(component tide),每個分潮在數學視為一簡單的時間調和函數,理論上潮汐是包含無窮多的分潮,但是只有少數的分潮是主要的分潮,因此在實用上可視精確度的要求而選取分潮數目。

由牛頓的平衡理論及實際海岸,海底地形的影響,潮汐分潮可由下面一般化的公式來表示:

$$y^i(\bar{x}, t) = f_i H_i \cos[\sigma_i t + (V_0 + U)_i - k_i], \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (1)$$

式中 y^i 為在 x 位置及時間 t 第 i 個分潮潮高

H_i 為振幅 (Amplitude)

f_i 為修正係數 (factor of reduction)

σ_i 為分潮之角速度 (angular velocity)

m 為分潮之總數

$E_i = \sigma_i t + (V_0 + U)_i$ 為平衡引數 (equilibrium argument), 是時間函數。當 $t=0$, 則 $(V + U)_i$ 為起始時間之平衡引數, 以 E_{i0} 表示, 即 $E_{i0} = (V_0 + U)_i$ 。 k_i 為遲角 (phase angle), 其值相當於平衡潮汐理論推算的高潮時間與實際潮汐高潮時差 (如圖 5-1)。

分潮之振幅 H_i 及遲角 k_i 稱為調和常數 (Harmonic constants), 其值係隨地點 ($\bar{x}$) 及時間 (t) 而異, 必需由當地觀測的潮汐實測值來決定。而分潮之修正係數 f_{i0} , 角速度 σ_i 及平衡引數 E_{i0} 則受天體運動之影響, 可由天體運動之公式求得。表示式 (1) 各變數之間的關係可由圖 1 說明。

根據上述分潮之調和函數, 任何地點 ($\bar{x}$) 任何時間 (t) 之潮高為各分潮之總和, 表示式如下:

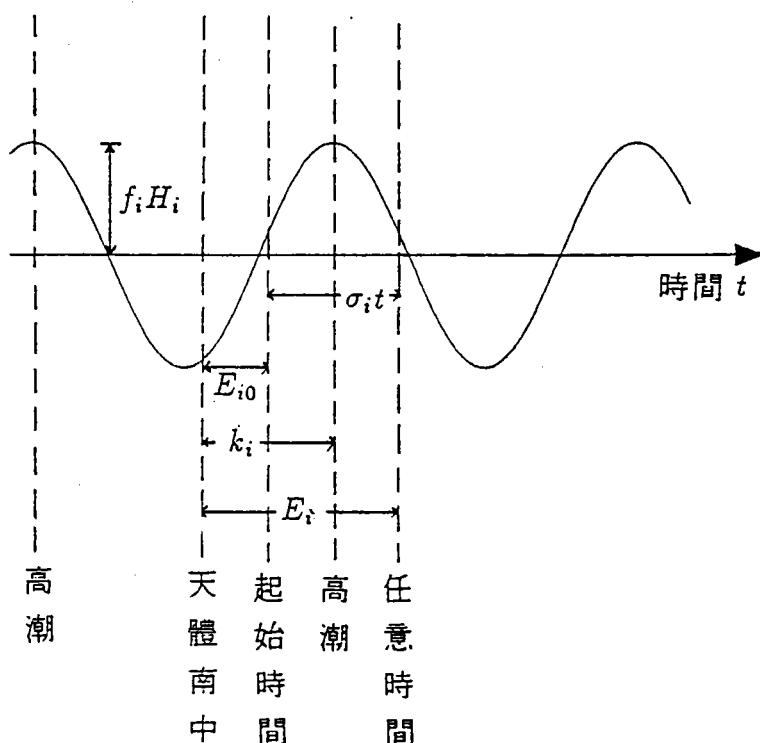


圖1 分潮之修正係數 f_i , 角速度 σ 及平衡引數 E_{i0} 之間的關係

$$y(\bar{x}, t) = H_0(\bar{x}) + \sum_{i=1}^m y^i(\bar{x}, t) \quad (2)$$

式中 $H_0(\bar{x})$ 為平均水位, $y^i(\bar{x}, t)$ 為第 i 個分潮之潮高, 定義如(1)式, 由表示式(2), 如果知道平均水位 $H_0(\bar{x})$, 各分潮之振幅 H_i , 遲角 k_i , 修正係數 f_i , 角速度 σ_i 及平衡引數 E_{i0} , 則任何地點($\bar{x}$), 任何時間(t)之潮位 $y(\bar{x}, t)$ 即可求得。

(二) 數值方法

利用三角函數之關係, 表示式(1)可展開為

$$y^i = a_i \cos(\sigma_i t) + b_i \sin(\sigma_i t), \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (3)$$

式中

$$a_i = f_i H_i \cos[(V_0 + U)_i - k_i] \quad (4a)$$

$$b_i = -f_i H_i \sin[(V_0 + U)_i - k_i] \quad (4b)$$

而(2)式可展開爲

$$y(\bar{x}, t) = a_0 + \sum_{i=1}^m [a_i \cos(\sigma_i t) + b_i \sin(\sigma_i t)] \quad (5)$$

式中 $a_0 = H_0(\bar{x})$

在假設分潮角速度 σ_i , 修正係數 f_i 等皆已知之條件下, 以下我們將介紹如何由實測之資料推算平均水位 $a_0(H_0)$ 及係數 $a_i, b_i, i = 1, 2, \dots, m$ 。

實際觀測爲時間間格 Δt 的潮汐資料, 選定一時間當起始時間 $t=0$, 並在起始時間之前後各取 n 個觀測潮位值, 合計 $2n+1$ 個資料點, $y'(\bar{x}, j\Delta t)$ 爲在 x 點, 時間 $t = j\Delta t$ 時之潮位觀測值, $j = -n, \dots, -2, -1, 0, 1, 2, \dots, n-1, n$, 而對應推算潮位 $y(\bar{x}, j\Delta t)$ 表示爲:

$$y(\bar{x}, j\Delta t) = a_0 + \sum_{i=1}^m [a_i \cos(\sigma_i j\Delta t) + b_i \sin(\sigma_i j\Delta t)] \quad (6)$$

$j = -n, \dots, -1, 0, 1, 2, \dots, n-1, n$

爲了使表示式(5)盡可能的描述實際的潮位變化, 我們要求在任一觀測時間 $j\Delta t$, 計算值 $y(\bar{x}, j\Delta t)$ 與觀測值 $y'(\bar{x}, j\Delta t)$ 相近, 換言之, 所求得之係數 a_0, a_i 及 $b_i, i = 1, 2, \dots, m$ 要使得 $y(\bar{x}, j\Delta t)$ 與 $y'(\bar{x}, j\Delta t)$ 之間誤差最小, 如以最小二乘法觀念, 必需使誤差之平方和爲最小, 即下式之 R 值爲最小

$$R = \sum_{j=-n}^n [y(\bar{x}, j\Delta t) - y'(\bar{x}, j\Delta t)]^2 \quad (7)$$

上式包含未知係數 $a_0, a_i, b_i, i = 1, 2, 3, \dots, m$, 根據微積分基本原理, 要求 a_0, a_i 及 b_i 值使得 R 值最小之條件, 即 R 對 a_0, a_i 及 b_i 微分爲零:

$$\frac{\partial R}{\partial a_0} = 0 \quad (8a)$$

$$\frac{\partial R}{\partial a_i} = 0, \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (8b)$$

$$\frac{\partial R}{\partial b_i} = 0, \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (8c)$$

爲方便符號使用定義

$$y_j = y(\bar{x}, j\Delta t) \quad (9a)$$

$$y'_j = y'(\bar{x}, j\Delta t) \quad (9b)$$

(8a) 式之展開式如下

$$\frac{\partial R}{\partial a_0} = \sum_{j=-n}^n (y_j - y'_j) \frac{\partial y_j}{\partial a_0} = \sum_{j=-n}^n (y_j - y'_j) = 0 \quad (10)$$

或

$$\sum_{j=-n}^n y_j = \sum_{j=-n}^n y'_j \quad (11)$$

即

$$\sum_{j=-n}^n \{a_0 + \sum_{j=-m}^m [a_i \cos(\sigma_i j \Delta t) + b_i \sin(\sigma_i j \Delta t)]\} = \sum_{j=-n}^n y'_j \quad (12)$$

利用下面三角函數關係

$$\sum_{j=-n}^n \cos(\sigma_i j \Delta t) = \frac{\sin[(2n+1)\sigma_i \Delta t/2]}{\sin(\sigma_i \Delta t/2)} \quad (13a)$$

$$\sum_{j=-n}^n \sin(\sigma_i j \Delta t) = 0 \quad (13b)$$

(12) 式可化簡爲

$$\sum_{i=0}^m A_{i0} a_i = c_0 \quad (14)$$

式中

$$A_{00} = 1 \quad (15a)$$

$$A_{i0} = \frac{\sin[(2n+1)\sigma_i\Delta t/2]}{\sin(\sigma_i\Delta t/2)}, \quad i = 0, 1, 2, 3..m \quad (15b)$$

$$c_0 = \frac{1}{2n+1} \sum_{j=-n}^n y'_j \quad (15c)$$

同理(8b)式之展開式如下

$$\frac{\partial R}{\partial a_i} = \sum_{j=-n}^n (y_j - y'_j) \frac{\partial y_j}{\partial a_i} = \sum_{j=-n}^n (y_j - y'_j) \cos(\sigma_i j \Delta t) = 0 \quad i = 1, 2, \dots m \quad (16)$$

或

$$\sum_{j=-n}^n y_j \cos(\sigma_i j \Delta t) = \sum_{j=-n}^n y'_j \cos(\sigma_i j \Delta t) \quad i = 1, 2, \dots m \quad (17)$$

即

$$\begin{aligned} & \sum_{j=-n}^n \{a_0 + \sum_{k=-m}^m [a_k \cos(\sigma_k j \Delta t) + b_k \sin(\sigma_k j \Delta t)]\} \cos(\sigma_i j \Delta t) \\ &= \sum_{j=-n}^n y'_j \cos(\sigma_i j \Delta t), \quad i = 1, 2, \dots m \end{aligned} \quad (18)$$

並利用下列三角函數關係

$$\begin{aligned} A_{ii} &= \sum_{j=-n}^n \cos^2(\sigma_i j \Delta t) = \frac{2n+1}{2} + \frac{\sin[\sigma_i(2n+1)\Delta t]}{2\sin(\sigma_i\Delta t)}, \\ & \quad i = 1, 2, \dots m \end{aligned} \quad (19a)$$

$$\begin{aligned}
A_{ij} &= \sum_{k=-n}^n \cos(\sigma_i k \Delta t) \cos(\sigma_j k \Delta t) \\
&= \frac{1}{2} \left\{ \frac{\sin[(\sigma_i - \sigma_j)(2n+1)\Delta t/2]}{\sin[(\sigma_i - \sigma_j)\Delta t/2]} + \frac{\sin[(\sigma_i + \sigma_j)(2n+1)\Delta t/2]}{\sin[(\sigma_i + \sigma_j)\Delta t/2]} \right\} \quad (19b) \\
&\quad i \neq j, i, j = 1, 2, \dots, m
\end{aligned}$$

$$\sum_{k=-n}^n \sin(\sigma_i k \Delta t) \cos(\sigma_j k \Delta t) = 0 \quad i, j = 1, 2, \dots, m \quad (19c)$$

及在不影響計算結果之條件下可令

$$\sigma_0 = 0 \quad (19d)$$

將(19)式代入(18)式化簡爲

$$\sum_{i=1}^m A_{ij} a_i = c_j \quad j = 1, 2, \dots, m \quad (20)$$

式中 A_{ij} 定義如(19a)及(19b), 而 C_j 定義如下式

$$c_j = \sum_{k=-n}^n y'_k \cos(\sigma_j k \Delta t), \quad j = 1, 2, \dots, m \quad (21)$$

方程式(14)及(20)式合計 $m+1$ 有個方程式, 可化爲矩陣方程式

$$[A]_{(m+1) \times (m+1)} \{a\}_{(m+1) \times 1} = \{c\}_{(m+1) \times 1} \quad (22a)$$

或

$$\sum_{i=0}^m A_{ij} a_i = c_j, \quad j = 0, 1, 2, \dots, m \quad (22b)$$

係數 A_{ij} , c_j 分別定義如表示式(15), (19)式及(21)式, 未知變數 a_i , 可由高斯消去法求得。

同樣(8c)式之展開式如下

$$\frac{\partial R}{\partial b_i} = \sum_{j=-n}^n (y_j - y'_j) \frac{\partial y_j}{\partial b_i} = \sum_{j=-n}^n (y_j - y'_j) \sin(\sigma_i j \Delta t) = 0 \quad (23)$$

$$i = 1, 2, \dots, m$$

或

$$\sum_{j=-n}^n y_j \sin(\sigma_i j \Delta t) = \sum_{j=-n}^n y'_j \sin(\sigma_i j \Delta t), \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (24)$$

即

$$\begin{aligned} & \sum_{j=-n}^n \{a_0 + \sum_{k=-m}^m [a_k \cos(\sigma_k j \Delta t) + b_k \sin(\sigma_k j \Delta t)]\} \sin(\sigma_i j \Delta t) \\ &= \sum_{j=-n}^n y'_j \sin(\sigma_i j \Delta t), \quad i = 1, 2, \dots, m \end{aligned} \quad (25)$$

利用方程式(19)及下列三角函數關係式

$$B_{ii} = \sum_{j=-n}^n \sin^2(\sigma_i j \Delta t) = \frac{2n+1}{2} + \frac{\sin[\sigma_i(2n+1)\Delta t]}{2 \sin(\sigma_i \Delta t)} \quad (26a)$$

$$i = 1, 2, \dots, m$$

$$\begin{aligned} B_{ij} &= \sum_{k=-n}^n \sin(\sigma_i k \Delta t) \sin(\sigma_j k \Delta t) \\ &= \frac{1}{2} \left\{ \frac{\sin[(\sigma_i - \sigma_j)(2n+1)\Delta t/2]}{\sin[(\sigma_i - \sigma_j)\Delta t/2]} + \frac{\sin[(\sigma_i + \sigma_j)(2n+1)\Delta t/2]}{\sin[(\sigma_i + \sigma_j)\Delta t/2]} \right\} \\ & \quad i \neq j, i, j = 1, 2, \dots, m \end{aligned} \quad (26b)$$

方程式(25)可化簡為

$$\sum_{i=1}^m a_i B_{ij} = d_j \quad j = 1, 2, \dots, m \quad (27a)$$

或

$$[B]_{m \times m} \{a\}_{m \times 1} = \{d\}_{m \times 1} \quad (27b)$$

式中 B_{ij} 定義如(26)式, 而 d_j 定義如下:

$$d_j = \sum_{k=-n}^n y'_k \sin(\sigma_j k \Delta t) \quad j = 1, 2, \dots, m \quad (28)$$

同理方程式(27)未知變數 b_i 可由高斯消去法求得。

因此由方程式(4)及(5)式, 利用求得之 a_0, a_i 及 $b_i, i = 1, 2, \dots, m$, 可求得下列調和常數表示式

$$H_0 = a_0 \quad (29a)$$

$$H_i = \frac{1}{f_i \sqrt{a_i^2 + b_i^2}} \quad (29b)$$

$$k_i = E_{i0} + \tan^{-1} \left(\frac{b_i}{a_i} \right) \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (29c)$$

在各分潮之修正係數 f_i , 平衡引數 $E_{i0} = (V_0 + U)_i$ 及角速度 σ_i 已知條件下, 解出上述調和參數平均水位 H_0 , 振幅 H_i 及遲角 k_i , 則代入(2)式用以預測位置($\bar{x}$)之未來任何時間的潮位。

根據連三郎(1977)解析結果, 一般基本分潮合計有六十個, 其角速度及對應之週期如附表1。而各分潮之平衡引數 E_{i0} 及修正係數 f_i 之計算方法, 連三郎(1977)文中敘述甚為詳細, 因此本文不再引敘。

表 1 60分潮角頻率

編號	分 潮	角頻率 (° /hr)	編號	分 潮	角頻率 (° /hr)
1	S _a	.0410686	31	M ₂	28.9841042
2	S _{aa}	.0821373	32	MKS ₂	29.0662415
3	H _m	.5443747	33	λ ₂	29.4556253
4	M _{sf}	1.0158958	34	L ₂	29.5284789
5	M _f	1.0980331	35	T ₂	29.9589333
6	2Q ₁	12.8542862	36	S ₂	30.0000000
7	σ ₁	12.9271398	37	R ₂	30.0410667
8	Q ₁	13.3986609	38	K ₂	30.0821373
9	ρ ₁	13.4715145	39	MSN ₂	30.5443747
10	O ₁	13.9430356	40	KJ ₂	30.6265120
11	MP ₁	14.0251729	41	2SM ₂	31.0158958
12	M ₁	14.4920521	42	MO ₃	42.9271398
13	X ₁	14.5695476	43	M ₃	43.4761598
14	π ₁	14.9178647	44	SO ₃	43.9430356
15	P ₁	14.9589314	45	MK ₃	44.0251729
16	S ₁	15.0000000	46	SK ₃	45.0410686
17	K ₁	13.0410686	47	MN ₄	57.4238337
18	φ ₁	15.0821353	48	M ₄	57.9682084
19	φ ₁	15.1232059	49	SN ₄	58.4397295
20	θ ₁	15.5125897	50	MS ₄	58.9841042
21	J ₁	15.5854433	51	MK ₄	59.0662415
22	SO ₁	16.0569644	52	S ₄	60.0000000
23	OO ₁	16.1391017	53	SK ₄	60.0821373
24	OO ₂	27.3416964	54	2MN ₅	86.4079380
25	MNS ₂	27.4238337	55	M ₅	86.9523127
26	2N ₂	27.8953548	56	MSN ₅	87.4238337
27	μ ₂	27.9682084	57	2MS ₅	87.9682084
28	N ₂	28.4397295	58	2MK ₅	88.0503457
29	ν ₂	28.5125831	59	2SM ₅	88.9841042
30	OP ₂	28.9019669	60	MSK ₅	89.0662415

四、潮汐預報方法

本章將依序介紹潮汐預報之整個詳細方法及流程，經由潮位觀測資料蒐集、統計分析、能譜分析、相關性分析等幾個重要步驟，以確定觀測資料之品質，及深入了解潮汐變化及特性，最後利用調和分析原理，在個人電腦系統上建立完整潮汐預報模式，至於模式特性、功能介紹及使用說明，將分述如后。

(一) 潮汐資料蒐集

預報模式之調和常數，需由實際觀測潮位求得，因此蒐集潮汐資料為首要工作。一般蒐集之資料中品質良莠不齊，除以實際經驗判別外，最好經進一步的整理分析、修補，以確定品質。且部分資料因記錄儀器故障或其他外力因素，造成資料中斷甚多，這對調和分析法需要較長之觀測資料也造成甚大困擾。

除記錄中斷外，一般記錄常發生之錯誤，可能有下列幾項：

1. 儀器故障，造成誤載或記錄之時間位置錯亂。
2. 放置地點不佳受外力干擾或淤淺。
3. 人為處理讀錯記錄卡，包括判讀潮位大小及時間之錯誤。
4. 登錄記錄表或輸入電腦時之人為錯誤。

這些實測資料誤差的處理與修正為預報前首要的工作，也是最繁雜的項目。配合實測資料繪圖，統計分析，能譜分析，調和分析等一連串分析、反覆檢查資料品質良劣，方不致誤導預報之結果。

潮位資料中少數人為輸入異常，位相的不正常移動，暴潮偏差，短暫資料中斷等錯誤，皆可由反覆調和分析之結果做資料補遺。功能上調和分析建立之預報模式，還可做潮汐資料補遺，及協助暴潮位研究。

(二) 統計分析、能譜分析及相關性分析

1. 統計分析：

利用統計分析方法，可求得潮汐水位變化及高低潮差這兩個物理量之一些統計量，如平均潮差、最小潮差、最大潮差、標準偏差等，而潮差統計分佈圖，可顯示各統計資料分佈型態，進一步了解潮汐統計特性。

2. 能譜分析：

能譜分析在研究海洋及地球物理對於週期性的時序，是一種很有效的工具(Tukey, 1961)，能譜可以明白顯示海流、潮汐、波浪及風等週期性的成份大小與不同資料間各週期成份的相關大小及相位關係。

對於一組一度空間的時序(或稱實數值時序)如潮汐，若在某週期的成份有較大的出現頻率，則在自能譜(autospectrum)上所對應的頻率(週期)處呈現一有效尖峯(significant peak) (Jenkins and Watts, 1968)。能譜計算方法較常用的BT有法及FFT法(蘇青和, 1970)，根據我們測試之結果，他們之間差異不甚大，但整體而言FFT法較佳，因此一般最常取用FFT法來計算。能譜大小表示對應頻率(週期)分潮振幅之大小，辨定能譜圖中各分潮成份大小，可協助調和分析分潮之選取。

3. 相關性分析：

對二組實數值時序，例如不同測站的兩組潮汐水位資料，假如二組潮汐水位在某週期有較大的相關存在，則在相關平方譜上(coherence-squared spectrum)所對應的頻率呈現較大的相關平方值，且各測站的潮汐水位自能譜在所對應的頻率處亦存在尖峯值，而相位譜(phase spectrum)所對應的頻率處表示二組潮汐水位的相位差。而利用二組實數值時序之頻率轉換函數(frequency response function)，則可由已知測站之資料時序，透過頻率轉換函數推算另一測站之資料時序。此方法可應用於利用已有的資料，先建立二測站資料時序之頻率轉換函數，再由資料較充實的測站，推算另一資料欠缺測站，而達到預報之目的。

我們將選取兩組潮位資料，以此說明相關分析之原理與方法。首先選取永安港與台中港，在1988年1月間同時段之潮汐水位資料作相關分析，圖2實

線部分爲永安港自相關函數曲線，虛線爲台中港自相關函數曲線，顯示二站曲線非常近似，而二站之互相關函數曲線(圖3)，更顯示二站之相關係數大於0.8以上，而且成週期變化，相位差則永安站領先台中港1個小時。其次由二個測站之能譜圖(圖4及圖5)也顯示其能譜之型態非常相似，主要潮汐分潮爲半日潮及全日潮，再由相關譜(圖6)，也進一步顯示在半日潮及半日潮相對尖峯處，相關值接近於1，而相位譜(圖7)顯示二者相位差約50度左右。能譜轉換函數之Gain值(圖8)，則顯示台中港之半日潮振幅約爲永安港處半日潮之振幅的6倍，相位差(圖9)約爲50度，全日潮二者大小相差不大，台中港振幅稍大，相位差約50度左右。

(三) 調和分析步驟及方法

由以上調和分析原理及數值方法討論的結果，潮汐預報步驟及方法敘述如下：

1. 蒐集實測資料：

蒐集連續潮汐資料，資料愈長，調和分析效果愈好，以1小時爲一點計，則資料長度至少需3個月以上，調和分析結果才不至產生太大誤差，而資料點數需爲奇數。一般影響海面水面變化之主要外力有(1)潮汐(2)季風或颱風(3)氣壓(4)海流，因此選取實測之海面水位變化資料應避免最後3項外力影響甚大之時段，尤其有颱風產生之暴潮時段應避免選取。而記錄誤差也是造成調和分析誤差之重要因素，因此把資料繪成水位隨時間變化曲線圖，如果有異常點發生，應先加合理的修改。事實上調和分析方法除可預報潮汐水位，尚可應用於分離暴潮及實測資料欠缺或錯誤時之修補等功能。資料少數欠缺之值，先以平均值取代，待以後再以調和分析結果取代。最後我們在此強調實測資料品質好壞將決定調和分析預報結果之是否正確。

2. 實測資料統計分析

根據資料曲線圖，選定品質較好且連續時段之潮位資料進一步做統計分析，以了解於定點之潮位變化統計特性，如高低潮差、平均潮差等統計量。

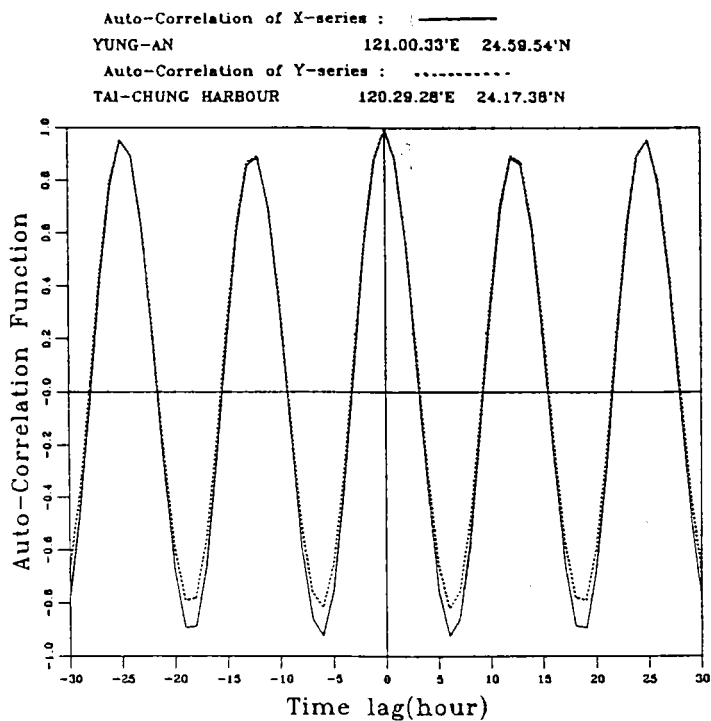


圖2 永安港及台中港潮位自相關函數

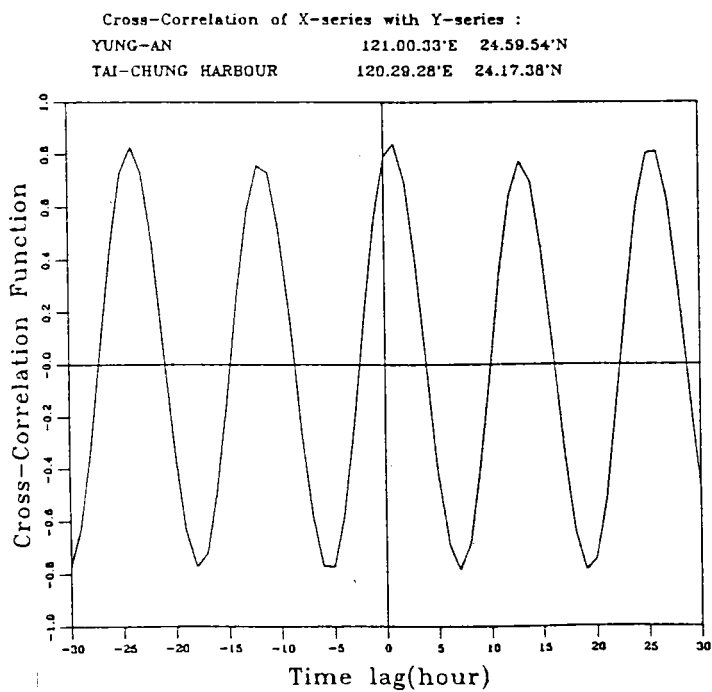


圖3 永安港及台中港潮位互相關函數

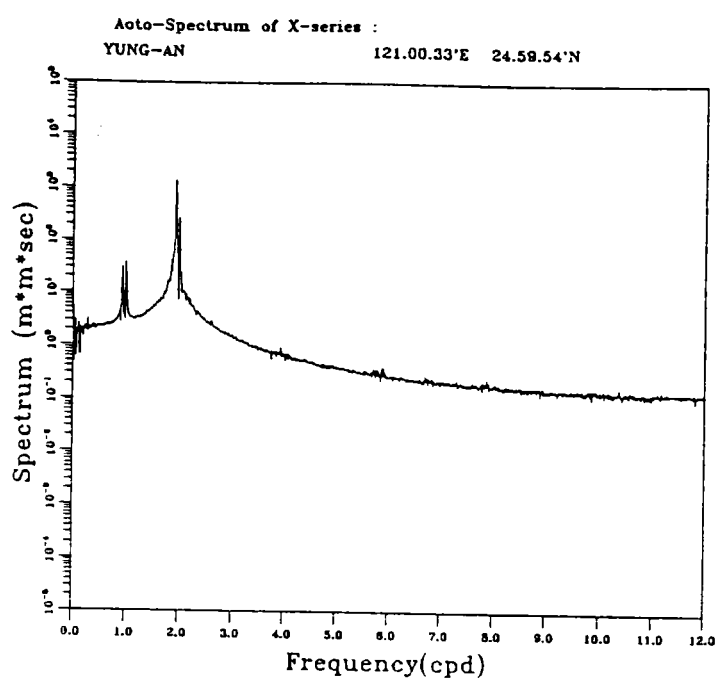


圖4 永安港潮位自能譜

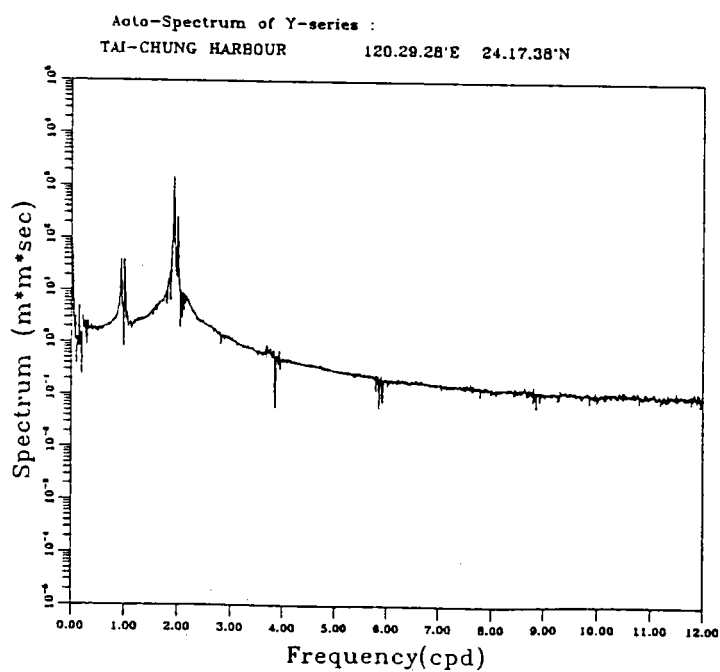


圖5 台中港潮位自能譜

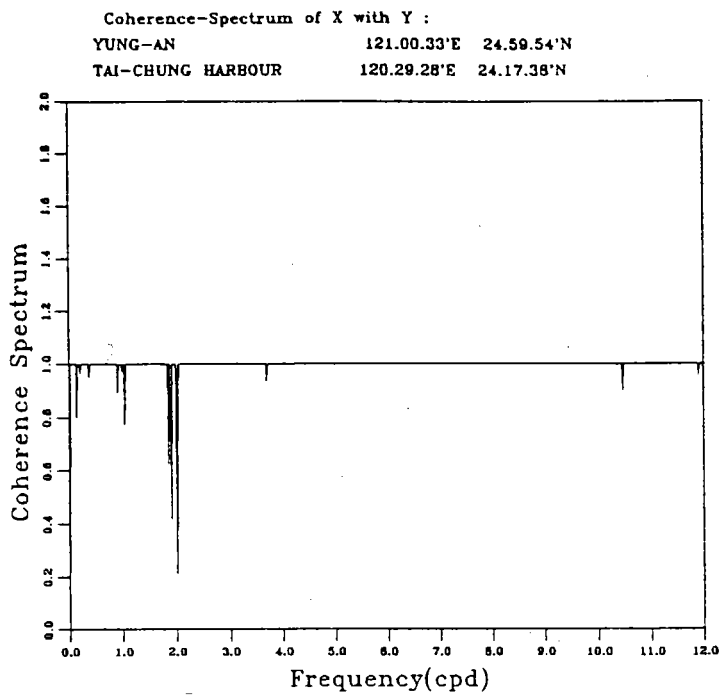


圖6 永安港及台中港潮位相關譜

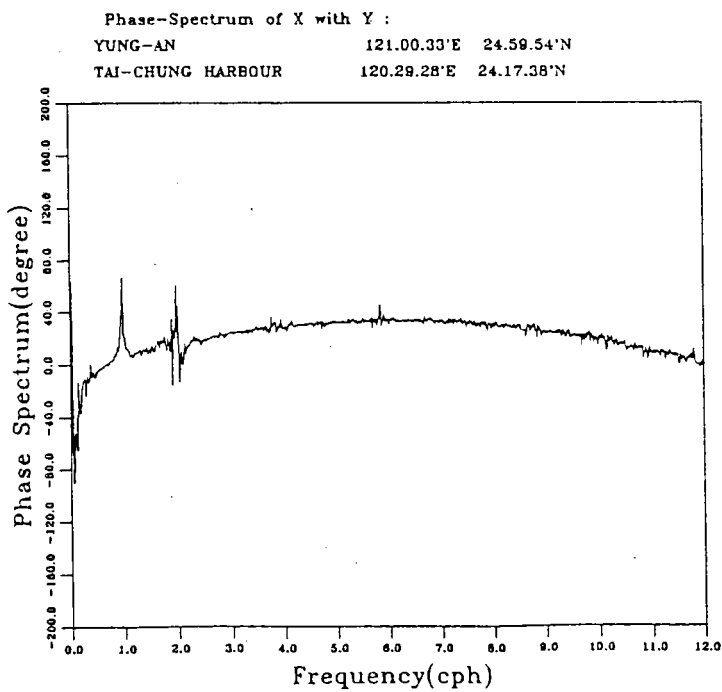


圖7 永安港及台中港潮位相位譜

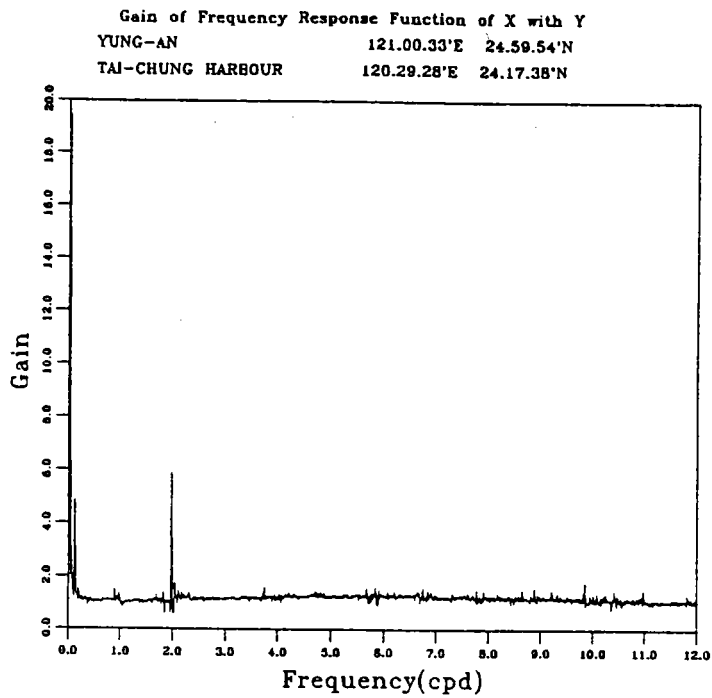


圖8 永安港及台中港潮位頻率轉換函數之 GAIN

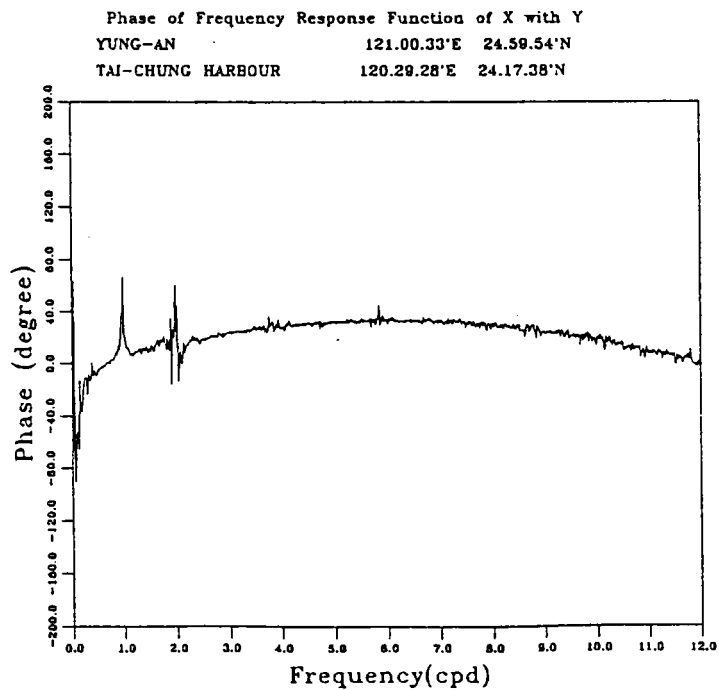


圖9 永安港及台中港潮位頻率轉換函數之相位差

3. 實測資料能譜分析

利用快速傅立葉轉換法(FFT),計算實測資料之能譜,並繪製能譜圖,以了解該地點之潮汐週期成份及大小,以作為下一步驟選擇分潮之參考。

4. 選擇分潮個數

在理論上看來,潮汐是由無窮多的分潮相加而成的,但實際上,無法處理無窮多的分潮,因此要選擇有限個分潮作為調和分析之用。又因實際觀測的潮汐資料有限,因此從基本60個分潮中,選擇適當的分潮,作為調和分析之用,為影響預報結果好壞之甚為重要的一個步驟,如果實測資料不長,而全部取用60個分潮,將增加電腦計算之捨入誤差,並不理想,而且增加的分潮分量,將會扭曲調和常數之結果,因此不正常的多取或少取分潮個數皆會造成計算之誤差。一般來說,所選擇的分潮要包括下面幾個主要分潮: $O_1, P_1, K_1, N_2, M_2, S_2, K_2, M_4$ 以及 MS_4 等,然後再依測站當地的地形及環境情況,還有實測潮汐資料的長短,來增加其他的分潮。例如測站是在淺水區裡,則倍潮及複合潮就要多選些。

在解聯立方程式中,為減小運算之誤差,最好是每個方程式都能滿足對角線係數最大的條件,這一原則也能用來做為選擇分潮的判斷。根據連三郎(1977)建議,在選擇分潮前,先找出較小的角速度差來,以測站之資料個數,可計算各角速度差之參考係數,由此可判斷所選擇之分潮是否會滿足對角線係數最大的條件。其詳細原理可參考原文。而根據此原則,兩鄰近分潮之角速度差最小值為0.041,只要有一年之潮汐資料則六十個基本分潮全可考慮。對兩分潮角速度差0.082而言,只要有半年以上的潮汐資料,即可被選用於調和分析。

所選用的分潮是不是適合,根據連三郎(1977)之建議,也可由潮汐計算得的結果加以判斷。

- (1) 預測之潮汐值要合理,高低潮之潮差應接近觀測值之潮差。
- (2) 分潮之遲角應為一常數,變化不大,不適當之分潮會使得一些分潮之遲角變化很大。分潮之振幅也應合理,較大振幅之分潮只有少數,例如在台灣海峽 M_2 潮之振幅較大。

- (3) 一般潮汐每天有兩個高潮兩個低潮,因月亮繞地球一週的時間,每天相差約50分,故在每六、七天後,有一天之高低潮只有三次,如果印出來的結果每天只有三次高低潮之間隔為兩,三天,表示所選擇之分潮可能有不適當的存在。
- (4) 在預測之時間裡,高低潮之計算無法全部完成,可能有不適當的分潮被選用到調和分析。

5. 執行調和分析

(1) 依序輸入下列參數及資料

- (a) 輸入實測資料起始時間,終了時間,資料點數(奇數)及實測資料,則程式自動計算資料中點時間,並換算成格林威治時間,中點時間設定為調和分析之啓始時間($t=0$),起始時間之前後各有 n 個相等數目的資料。
- (b) 輸入相關年、月、日之天文常數,並由相關公式計算其他天文常數。
- (c) 輸入60個分潮之序號,名稱及角速度。
- (d) 輸入選定分潮個數 m 及序號,依相關公式計算各分潮之平衡引數 E_{i0} 及修正係數 $f_i, i=1, 2, \dots, m$ 。最後利用反矩陣法求解係數 $a_0, a_i, b_i, i=1, 2, \dots, m$,並利用(29)式求出調和常數 $H_0, H_i, k_i, i=1, 2, \dots, m$ 。
- (e) 輸入擬預報之啓始時間及結束時間,預報之有效時間應是在觀測時間後與觀測時間同樣長短的一段時間,例如有1979年5月到8月的潮汐資料,用來計算所選擇各分潮之調和常數,預報公式即可用來預測1975年9月到12月的潮汐變化,假設用來預報更遠時間的潮汐,其準確度會較差。

(2) 輸出重要結果

- (a) 輸出每個分潮之序號,名稱,角速度,平衡引數,修正係數,振幅,及遲角。
- (b) 輸出平均潮位。
- (c) 輸出自身預報結果之每點潮位變化,高潮,低潮,高低潮差等物理量

及發生時間,並輸出誤差值,(實測值與預報值之差)及其相關誤差統計量。

(d) 輸出預報期間之每點潮位變化,高潮、低潮、高低潮差等物理量及發生時間。

(3) 利用調和分析之推算潮位值,修正實測資料中記錄缺少,人為輸入錯誤,暴潮水位等點數。

(4) 重複(1)之步驟,直到修正的實測值及分潮選定的個數得到合理的驗證。

五、潮汐預報模式介紹

在個人電腦之計算能力及普級性甚佳之優良條件,我們將潮汐預報模式,建立在個人電腦系統上,並以套裝軟體的方式設計。本節我們將針對預報模式軟體之特性,功能及使用做簡略的說明。

(一) 預報模式特性

潮汐預報模式有下列幾種特性

1. 在個人電腦建立,軟體轉移容易。
2. 採交談式設計,操作使用方便。
3. 輸出不但提供報表格式,而且具有繪圖能力。
4. 主要語言設計為 Fortran, Basic 等,作業系統為 MS-DOS,普級性佳。
5. 使用倚天中文系統,可讀性高。

(二) 預報模式功能

預報模式共有下列幾點功能

1. 模式說明
2. 查詢基本資料目錄
3. 預報參數之選定及執行
4. 輸出自身預報結果
5. 輸出預報之結果

(三) 預報模式之使用

按照使用說明(第六章)安裝在硬碟上,一般設定在 C:\TPM 次目錄上。
輸入 TPM C:\TPM > TPM

即可進入預報模式,並列出主畫面,,開始你的潮汐分析及預報工作。至於其操作及使用說明,則於下一章介紹。

六、潮汐預報模式使用說明

(一) 硬體及軟體設備

1. 硬體設備

作業系統使用 MS-DOS, 並可執行 BIG-5 碼中文系統 (如: 倚天、國喬、零壹.. 等) 的個人電腦均適用, 但為提高計算速度, 建議最好使用 386 以上主機。

(1) 主機: IBM PC, PC/XT, PC/AT, 386, 486 系列和一般相容機型均可。

(a) 640K 以上主記憶體 (建議最好使用 2MB 以上)。

(b) 一個以上軟式磁碟機 (360K, 720K, 1.2MB 或 1.44MB 均可)。

(c) 一個 10MB 以上硬式磁碟機。

(2) 顯示卡: VGA, EGA 或單色卡均可。

(3) 中文系統: 配合中文卡或中文碟皆可。

其他選擇性配備

(4) 繪圖機: HP 或 Roland 系列。

(5) 印表機: EPSON 系列。

(6) 雷射印表機: HP LaserJet 系列。

(7) 噴墨式印表機: HP PaintJet 或 HP DeskJet 系列。

(8) 80287, 80387 輔助計算器, 可增快執行時間。

2. 軟體設備

(1) DOS 3.0 以上作業系統。

其他選擇性配備

(2) MS Quick Basic (V4.5)。

(3) MS Fortran (V5.0) 或 Lahey Fortran。

[註]使用者如果想具有更新預報模式之能力,需具備以上二種語言編輯程式。

(a) MS Fortran 在DOS作業系統,程式記憶體受640K之限制。

(b) Lahey Fortran

在DOS作業系統,程式可使用主機上所有的記憶體。

(二)系統安裝

擬設定的硬碟(C或D),產生一子目錄,其名稱爲TPM,並將系統磁片儲存於中。例如設定於硬碟C中,則使用下列指令:

```
C>MD TPM
```

將系統磁片依序插入A磁碟或B磁碟,儲存於硬碟:

```
C>CD\TPM
```

```
C:\TPM>COPY A:\*.*
```

```
或 >COPY A:\*.*
```

即安裝完成。

(三)程式執行

1. 開機
2. 進入中文系統(參閱相關手冊)
3. 執行預報模式進入系統子目錄,輸入TPM

例如:

```
C:\> TPM
```

即可進入預報系統

(四) 使用說明

預報模式主功能表如下：

1. 模式說明
2. 查詢基本資料目錄
3. 預報參數選定及執行
4. 輸出自身預報結果
5. 輸出未來預報結果
6. 結束

輸入 1～6 數字即可執行你想要的工作。功能表說明甚為詳細，使用者可一目了然，在此一不再詳述。

(五) 系統檔案說明

下列幾個系統檔案，使用者可依預報測站之更動，觀測資料更新，分潮選取個數改變，而自行更改檔案內容（但檔名不能更動）。

1. 各測站名稱及緯度之檔名：STATION.DAT
2. 各測站名代碼及觀測資料檔名，觀測期間之檔名：DURATION.DAT
3. 各測站觀測資料檔，例如台中港（代碼為 TC）之檔名為 TC1.DAT
4. 各測站分潮選取個數檔，例如台中港（代碼為 TC）之檔名為 TC1.TID

下列幾個輸出檔如報表檔或繪圖檔，使用者可自行處理。

1. 輸出之報表檔（文字檔）一般名稱為 *.RPT，使用者可下 PRINT 指令自行印出。

例：C > PRINT TC11.RPT

2. 輸出之繪圖檔(Binary 檔)一般名稱爲 *.plt, 使用者可下 copy 指令自行輸出 LPT1 port 或 COM1 port

例如

C > COPY TC11.PLT LPT1:/B

或 C > COPY TC11.PLT COM1:/B

(六) 其他

有關軟體之使用或建議, 請洽電:

港灣技術研究所數學模式組 (04)6564415 或 (04)6568020。

參考文獻

1. Conner W. C. et al. (1957) , "Empirical methods for forecasting the maximum storm tide due to hurricanes and other tropical storms ", Monthly Weather Rev. Vol. 85 pp. 113 ~ 116.
2. Jenkins, G. M. and D. G. Watts , "Spectral analysis and its applications." , San Francisco , Holden-Day , 1968.
3. Haubrich, R. A. (1965), "Earet noise 5 to 500 millcycles per second, Spectral stationarity, normality and nonlineasity." J. Geophys. Res. 70, PP. 1415 ~ 1427.
4. Hoover R. A. , "Empirical relationships of the central pressures in hirricanes to the maximum surge and storm tide ", Monthly Weather Rev. 85 pp 167 ~ 174.
2. Tukey, J. W. , "what can data analysis and statistics offer today? " In: Proc. of cofe. on Ocean Wave-spectral , PP. 347 ~ 351 ,1961.
4. Welch, P. D. " The use of fast fourier transform for the estimation of power spectra.", IEEE. Transaction on Audio and Electroacoustics. 15, pp70 ~ 73, 1967.
1. 湯麟武, " 海岸工程規化設計", 中國農村復興聯合委員會特刊新二號, 1971。
2. 劉肖孔, " 台灣海域颱風暴潮及氣象潮模式研究計化", 中央氣象局研究報告, 第181號, 1985。
3. 連三郎, " 潮汐預報電腦程式模型", 國立台灣國立大學海洋研究所報告, 1977。
4. 蘇青和, " 興達港外泊地區海流特性及成因之研究", 國立台灣大學海洋研究所碩士論文, 1970。
5. 蘇青和、張金機, " 台灣各港口潮汐相關性與預報模式研究", 港灣技術研究所報告, 81-研(十三), 1992。

捌：海灘地形變化數值模式分析

台灣大學造船及海洋工程學系教授 林銘崇

摘要

首先簡要地介紹天然與人爲因素所造成之海灘地形變遷過程與型態，其次說明海灘地形變化之基本概念及各種數值模式，並比較討論其特性。接著簡述數值模擬之執行流程，最後則以實例說明數值模式之應用，並提出今後之展望。

一、前言

台灣四面環海，土狹人稠，土地資源極爲有限。近年來經濟蓬勃發展產業用地需求量增加，但因地價昂貴土地取得不易，政府遂積極規劃開發利用海岸沿岸的土地以維持經濟成長。但海岸的利用開發將改變原有海域波場、流場及輸砂活動，進而造成鄰近海岸地形之變化。此等地形變化將關係到國土資源及人民生命財產之安全，故有必要在開發之前事先加以預測，以做為開發規劃佈置及未來海岸保護方案之參考。

早期海岸變遷的預測主要仰賴相類似案例之海岸工程經驗以及水工模型試驗之結果。近年來由於對海岸變遷過程之物理現象有較深層的了解及電腦科技的高度應用，不少數值模式已被開發出來並直接應用到海岸變遷預測。

二、海灘地形變遷過程

(參考附圖 1、2、3)

三、海灘地形變化之原理及數值模式

3-1 海灘地形變化之原理

(參考附圖 4、5、6)

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{(1-\lambda)} \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \frac{h_k}{B} \frac{\partial x_0}{\partial t} = & \frac{\partial \bar{h}}{\partial t} - \frac{h_k}{B} \left(1 - \frac{\bar{h}}{h_k} \right) \frac{\partial B}{\partial t} - \frac{1}{(1-\lambda)B} \frac{\partial Q_y}{\partial y} \\ & + \frac{1}{B^2} Q_R(t) \delta(y - y_0) \end{aligned}$$

h_k ：漂沙移動臨界水深 (土屋義人，1978)

B ：漂沙帶寬度

Q_y ：沿岸總漂沙量

$\bar{h}$ ：漂沙帶平均水深

3-2 數值模式

目前此等預測模式主要可區別成二大類，一為海岸線(shoreline 或者 line)模式，另一則為平面模式。典型的海岸線模式有單線模式及多線模式兩種，用以計算各選定等水深線其位置之移動量。平面海岸變遷模式則利用平面上各點波、流所推算而得之輸砂量分佈，求得各點海床高程之變化量。以下簡要介紹此二類海岸變遷模式：

1. 海岸線變遷模式

(1) 單線模式

數學解析海岸變遷始於 1956 年 Pelnard-Considé're 提出之理論模式。該類模式假定在海岸沖淤過程中，海灘的特性斷面在其整個高度範圍內水平移動，如圖 7 所示。過去已有不少此類單線模式運用於預測海岸結構物設置後及外海抽砂所造成之海岸變遷(Horikawa, 1988)。近年來美國海岸工程研究中心(Coastal Engineering Research Center)及荷蘭道爾富水工試驗室(Delft Hydraulics Laboratory)分別發展了一套較為完整的單線模式。前者各為 GENESIS 模式(GENERalized Model for Simulating

Shoreline Change)，後者稱為 UNIBEST(UNiform Beach Sediment Transport)。

(2)多線模式

多線模式始於 Bakker(1968)之二線模式，基本原理與一線模式類似。Perlin. Dean(1983)假設平衡砂灘剖面，延伸二線模式至多線模式。同時考慮沿岸及向、離岸輸砂量，利用泥砂守恒原理用以推算各海灘地形等深線在各固定沿岸位置上其向、離岸方向之水平移動量 Δy 如方程式(2)所示(見圖9)：

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} = 0$$

式中 Q_x 、 Q_y 分別為沿岸及向、離岸方向之輸砂量。此多線模式可用以模擬與海岸線相垂直之結構物以及外海堆砂或抽砂所造成之海岸變遷。Scheffner(1987)更進一步發展此模式，加入可模擬因設置離岸堤所造成之海岸變遷，但仍未能將潮流及沙洲的影響納入考慮。

2. 平面模式

平面模式一般即為二維水深平均模式，用以模擬海灘平面各網格點上之地形高程變化量。其間需經由平面波場模式、近岸流場模式、輸砂量估算模式及平面海底地形變化模式，逐步運算而成，如附錄所示。圖10所示則為各種模式之適用範圍。

四、計算流程及實例應用

數值計算之流程如圖11～13所示。

在應用海岸變遷模式於實際問題時，通常經由下列幾個執行階段(黃正昌、林銘崇，1992)。

- (1)問題分析：根據模擬前所需收集之海域相關背景資料如表所示，研判適切之物理變化過程，選擇適當之海岸變遷模式。
- (2)模式概念規劃：決定模擬地區範圍，所需利用之邊界條件特性，運算網格之大小。

- (3)模式校正：必須與實測資料或其他模式估算結果做比較調整模式中之有關係數。
- (4)模式驗證：將校正過後之模式運算他組實例，再與實測資料或其他模式運算結果做比較，以確定模式之可靠性。
- (5)敏感度分析：故意微量改變輸入資料值，查看輸出結果是否有極大的改變，以確定模式驗證的品質。
- (6)目標方案模擬：將驗證確定後之模式模擬目標方案。
- (7)解釋模擬結果：繪圖查看整個模擬趨勢是否合理。
- 實例應用及其結果另以投影片說明

表1 海岸變遷模擬所需收集之相關資料

1. 歷年海岸型態變化相關資料	2. 水理相關資料	3. 泥砂相關資料	4. 其他相關資料
(1)海岸底床地形圖 (2)海岸線地形圖 a.航照圖 b.衛星量測圖 (3)海岸斷面圖 (4)當地居民訪談資料	(1)波浪資料 a.波高 b.波向 c.週期等 (2)潮汐資料 a.水位 b.流速等 (3)海流資料 a.方向 b.強度 (4)代表性之河川流量資料	(1)海底底床砂粒性質 a.粒徑 b.級配 c.密度 d.孔隙率 (2)非沖防蝕層地區分佈 (3)河口輸砂量延時分佈	(1)風力相關資料 a.風速 b.風向 c.延時 d.重現機率等 (2)沿岸地盤下陷或海水面上升率相關資料 (3)水質資料 a.密度 b.黏度 (4)人類干擾資料 a.抽砂、堆砂 b.海岸結構物等

五、結語與展望

六、主要參考文獻

1. Do Vriend, H. J. (1987), "Two-and Three-Dimensional Mathematical Modelling of Coastal Morphology, "Delft Hydraulics Communication No. 377.
2. Hanson, H. and N.C. Kraus (1989), "GENESIS: Generalized Model for Simulating Shoreline Change, "Department of the Army, US Army Corps of Engineers.
3. Horikawa, K.(editor)(1988), "Nearshore Dynamics and Coastal Processes, "University of Tokyo Press.
4. Perlin M. and R. G. Dean (1983), "A Numerical Model to Simulate Sediment Transport in the Vicinity of Coastal Structures, "U.S. Army, Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center.
5. Scheffner, N. W. and J. D. Rosati (1987), "A User's Guide to the N Line Model Numerical Model: A to Simulate Sediment Transport in the Vicinity of Coastal Structures. "Dpartment of the Army, US Army Corps of Engineers.
6. Watanabe, A. (1982): "Numerical Models of Nearshore Currents and Beach Deformation", Coastal Eng. in Japan, Vol. 25, pp. 147-161.
7. 林銘崇，李慶恩(1989)：“河口海岸結構物附近海灘地形變化之數值模式”，NTU-INA Tech. Rept 323.
8. 林銘崇、侯廷易、蕭松山、周宗賢(1991)，“離島式工業區海岸變遷數值模式分析”，台大造船工程學研究所，NTU-INA Tech. Rept 323。
9. 林銘崇、侯廷易、蕭松山、周宗賢(1991)，“離島式工業區海岸變遷數值模式分析”，國立台灣大學造船工程研究所技術報告第356號。
10. 林秉衡、連永順、黃正昌、高源國、林銘崇(1992)，“GENESIS模式應用

- 於新竹海岸變遷之研究”，第六屆水利工程研討會論文集，PP. 603-614.
- 11.林秉衡、黃正昌、高源國、林銘崇(1992)：“UNIBEST 模式應用於海竹海岸變遷之研究”第 14 屆海洋工程研討會論文集，PP. 470-482.
- 12.黃正昌、林銘崇(1992)：“海岸變遷預測”，近海產業用地開發利用研討會論文集，，經濟部工研院，PP. 7-1～7-18.。

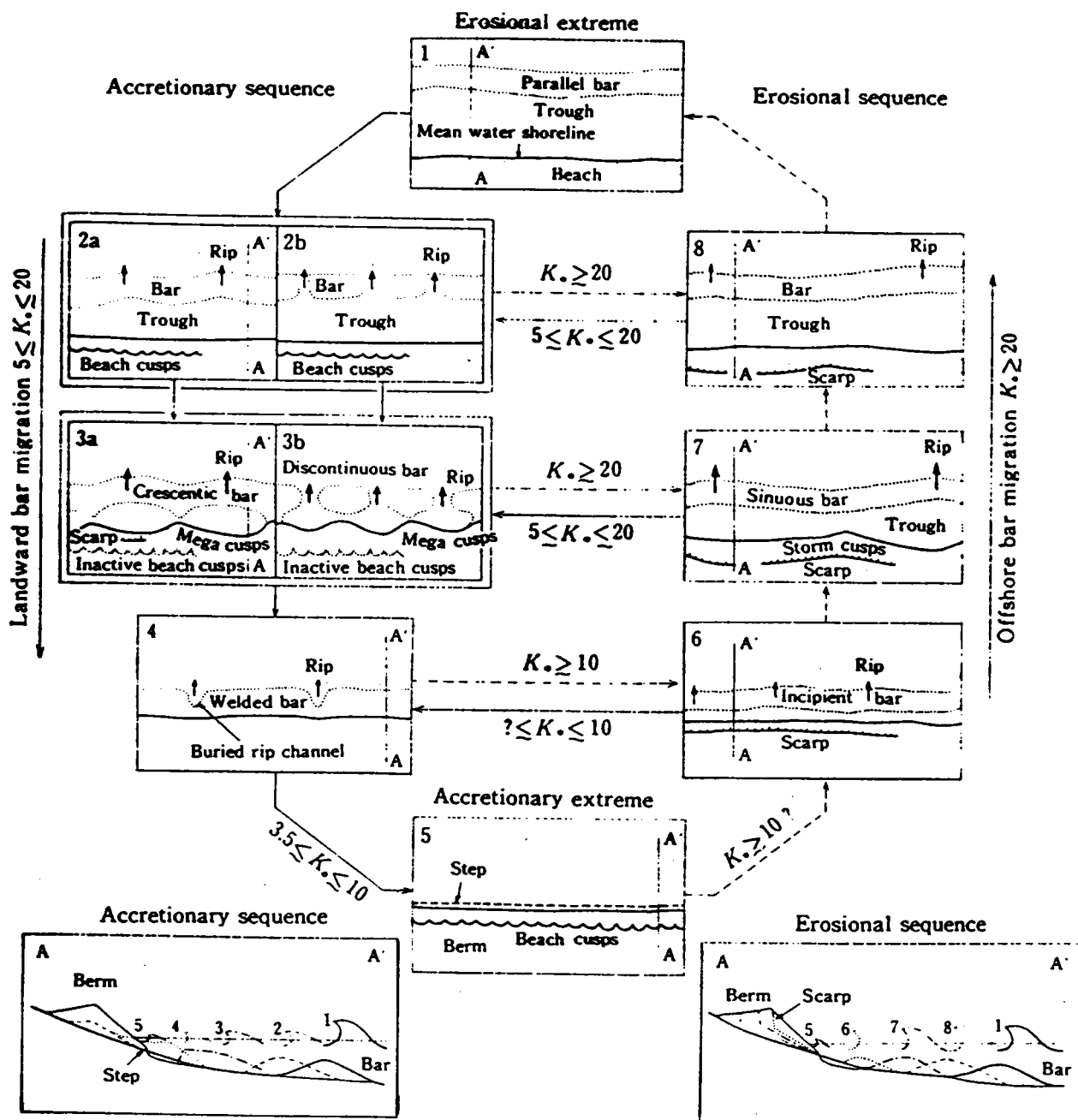


圖1 Beach-change model (modified after Sunamura, 1985a).

$$K_* = \frac{\bar{H}_b^2}{g \bar{T}^2 d}$$

d : grain size of beach sediment
 $\bar{H}_b$: daily average value of breaker height
 $\bar{T}$: " " period.

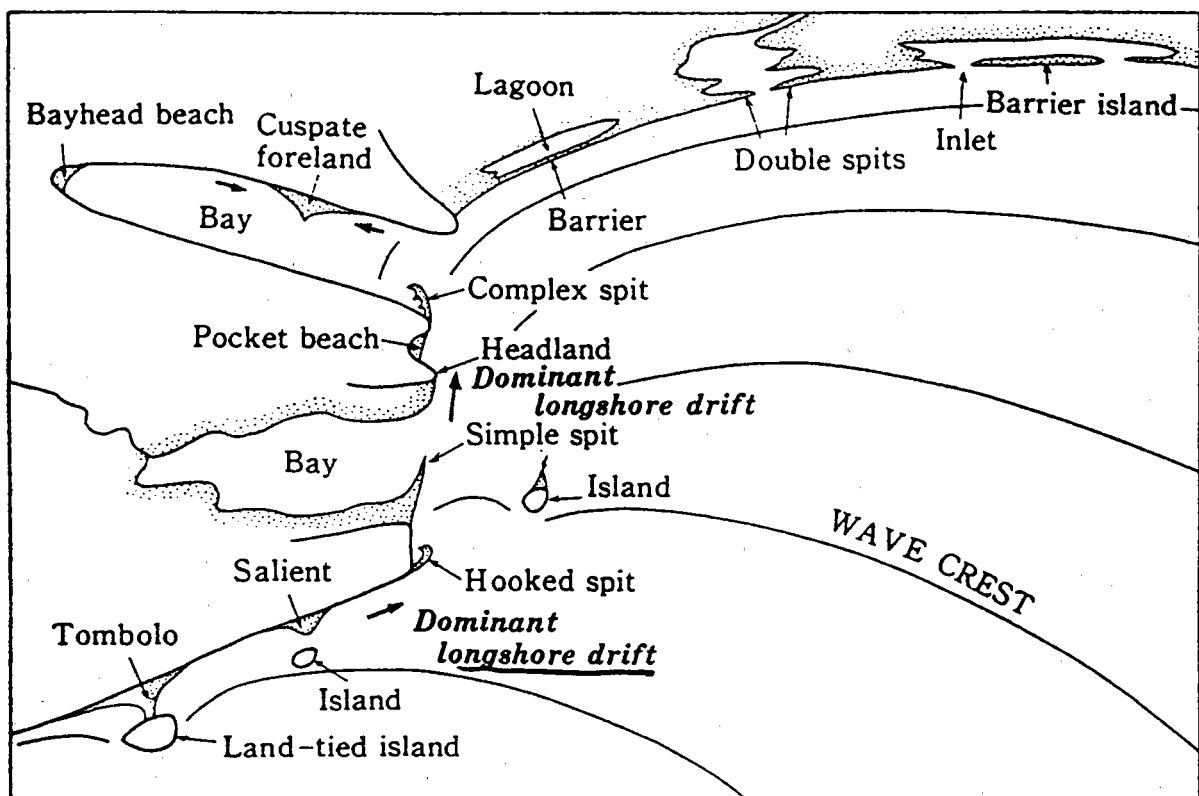


圖2 Schematic illustration of typical depositional landforms along the coast.

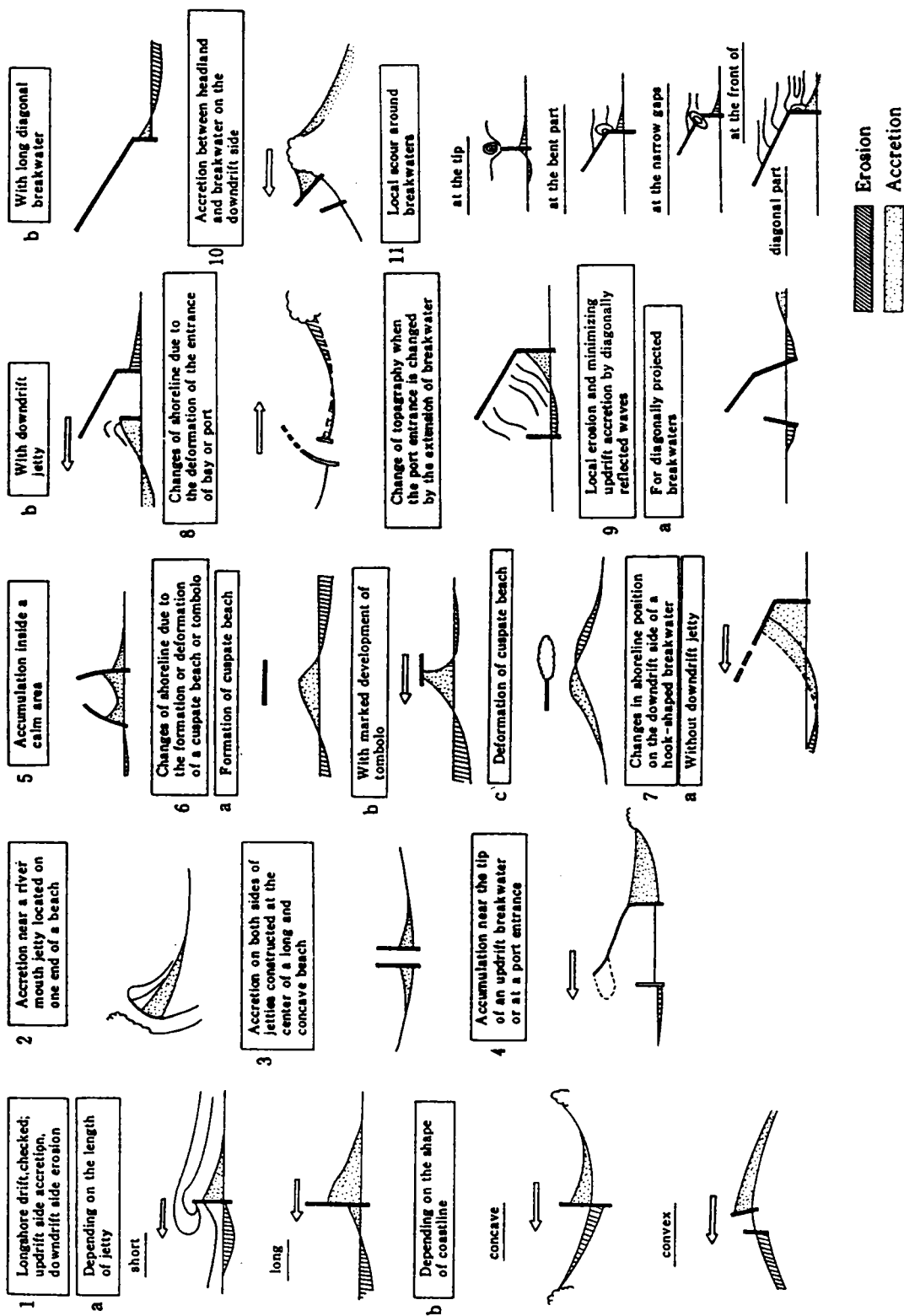
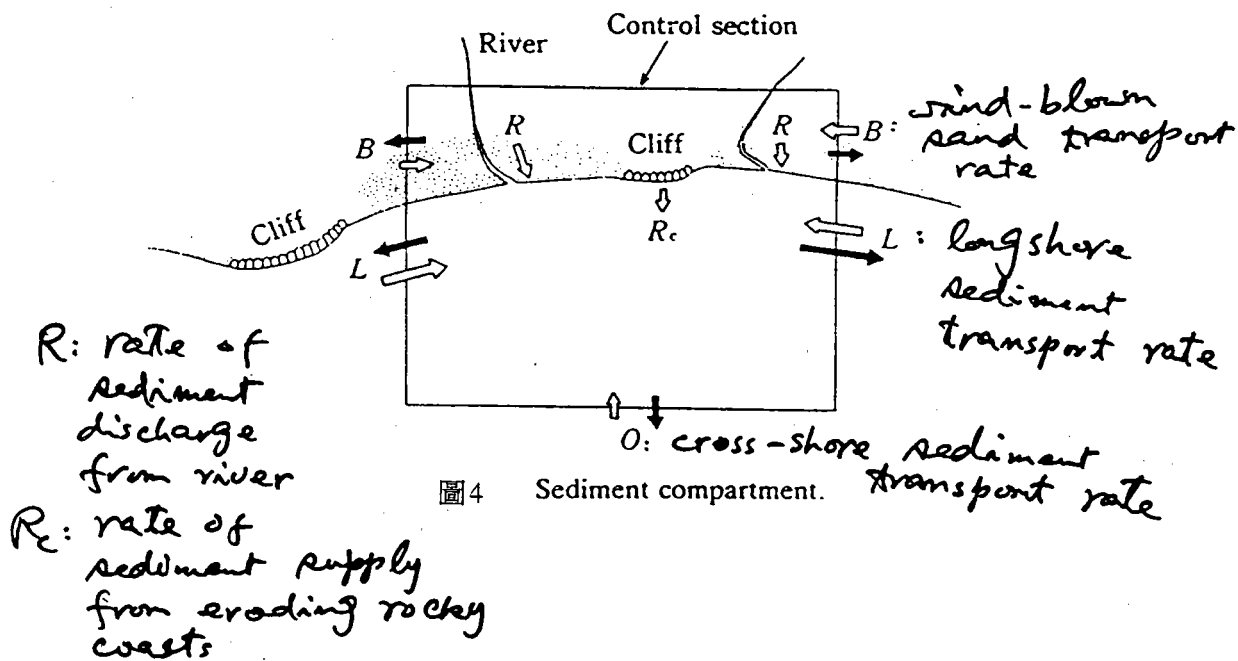


Fig. 3

Classification of morphological changes due to the presence of structures. The arrow indicates the direction of net sediment transport (Tanaka, 1983).



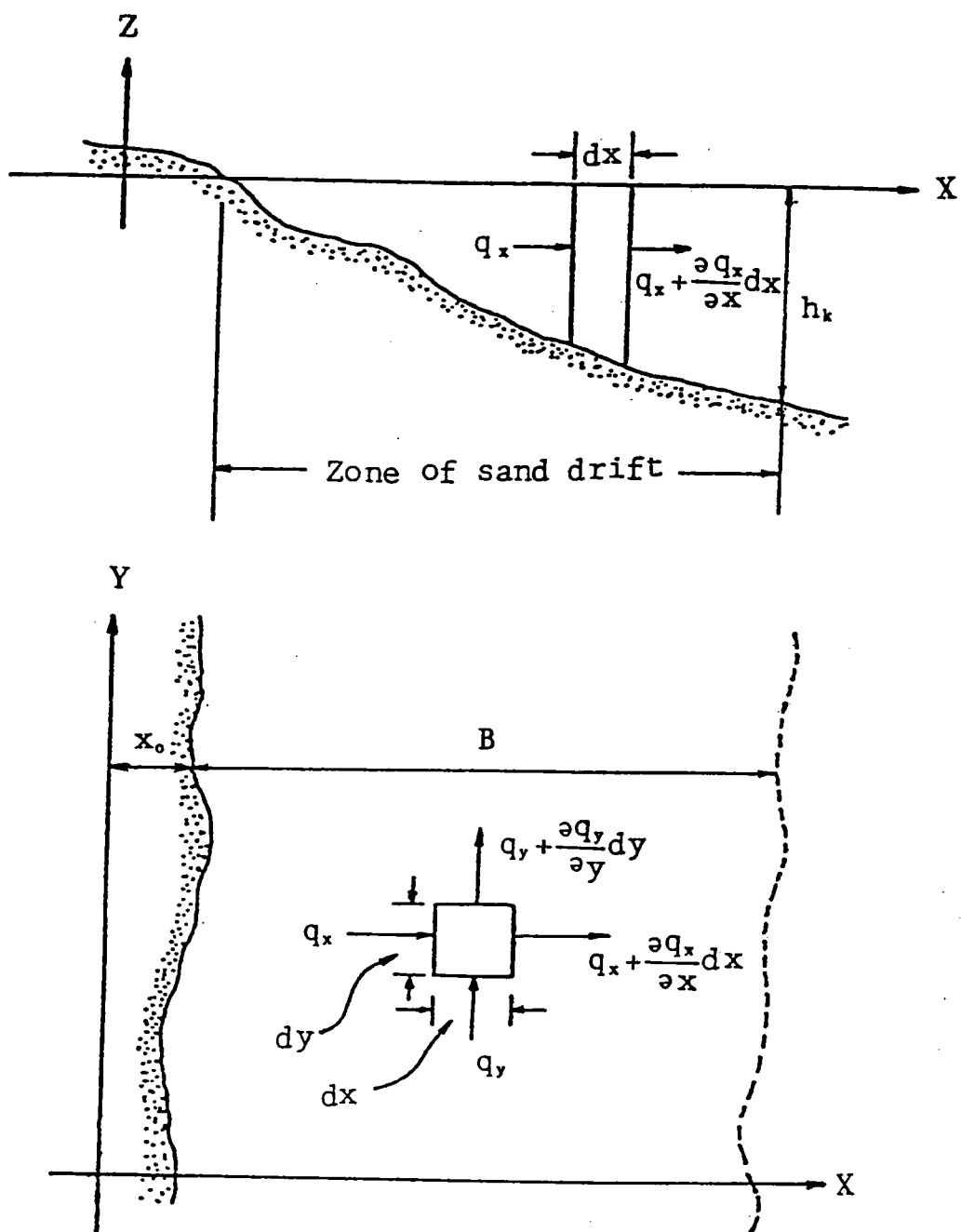
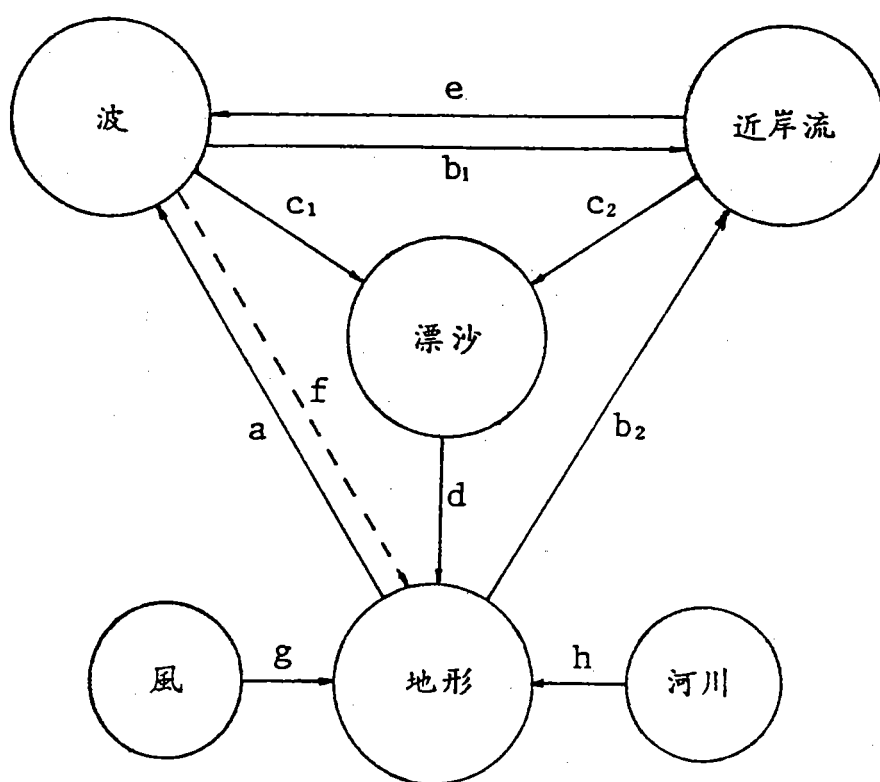


圖5 平面地形變化座標圖



a : 波浪的變形

b : 近岸流

c : 漂沙量

d : 沙移動後的地形變化

e : 波和流的干涉

f : 碎波區的作用

g : 飛沙

h : 河川移送的土沙

圖6 波、流、漂沙與海灘地形相互作用模式圖

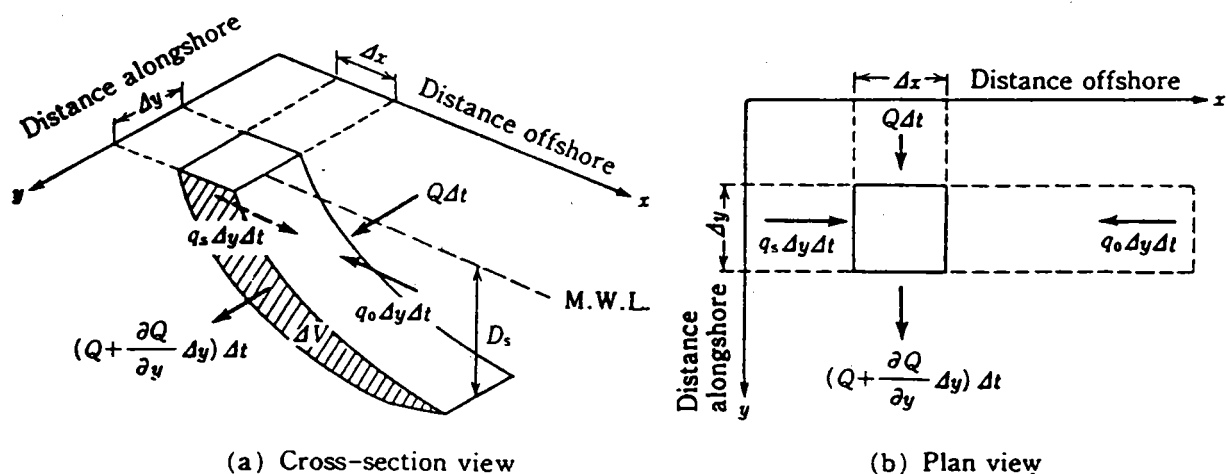


圖 7 Definition sketch for sand continuity equation.

$$\frac{\partial \chi_s}{\partial t} + \frac{1}{D_s} \left(\frac{\partial Q}{\partial y} - q \right) = 0$$

Q = volume rate of longshore sediment transport (m^3/s)

q = rate of sediment entering and leaving the profile from the landward and seaward

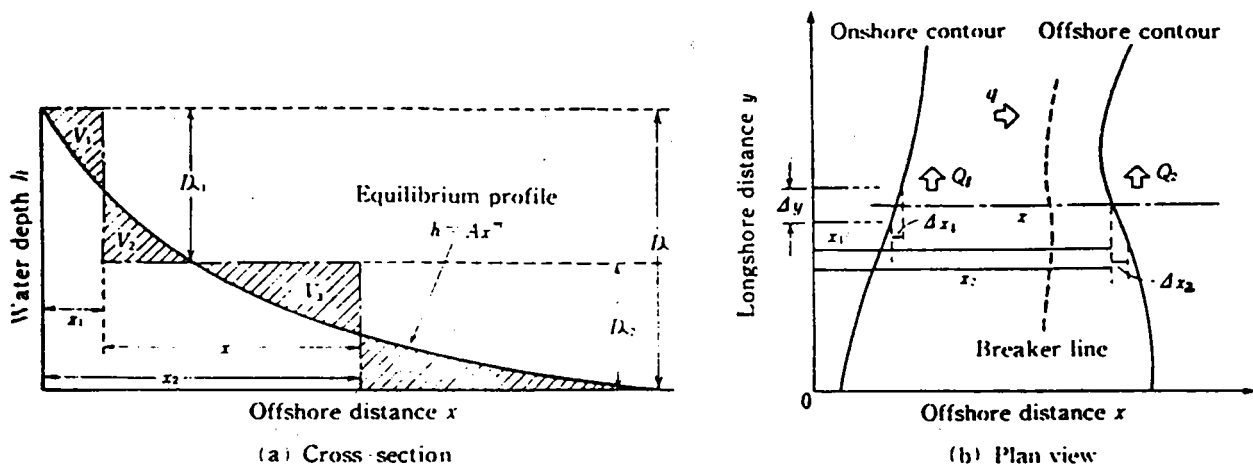
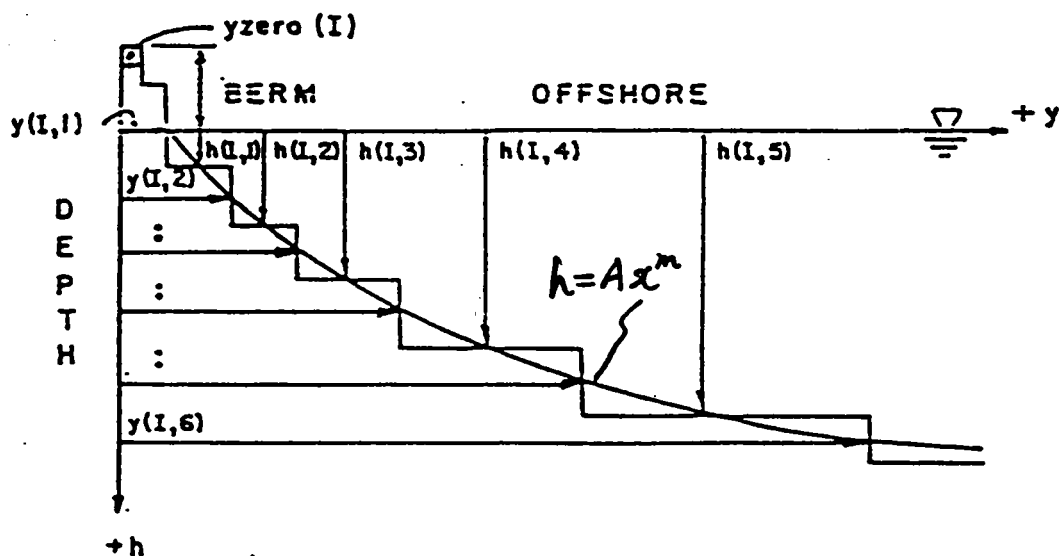


圖8 Definition sketches for two-line model. (Bakker, 1968)

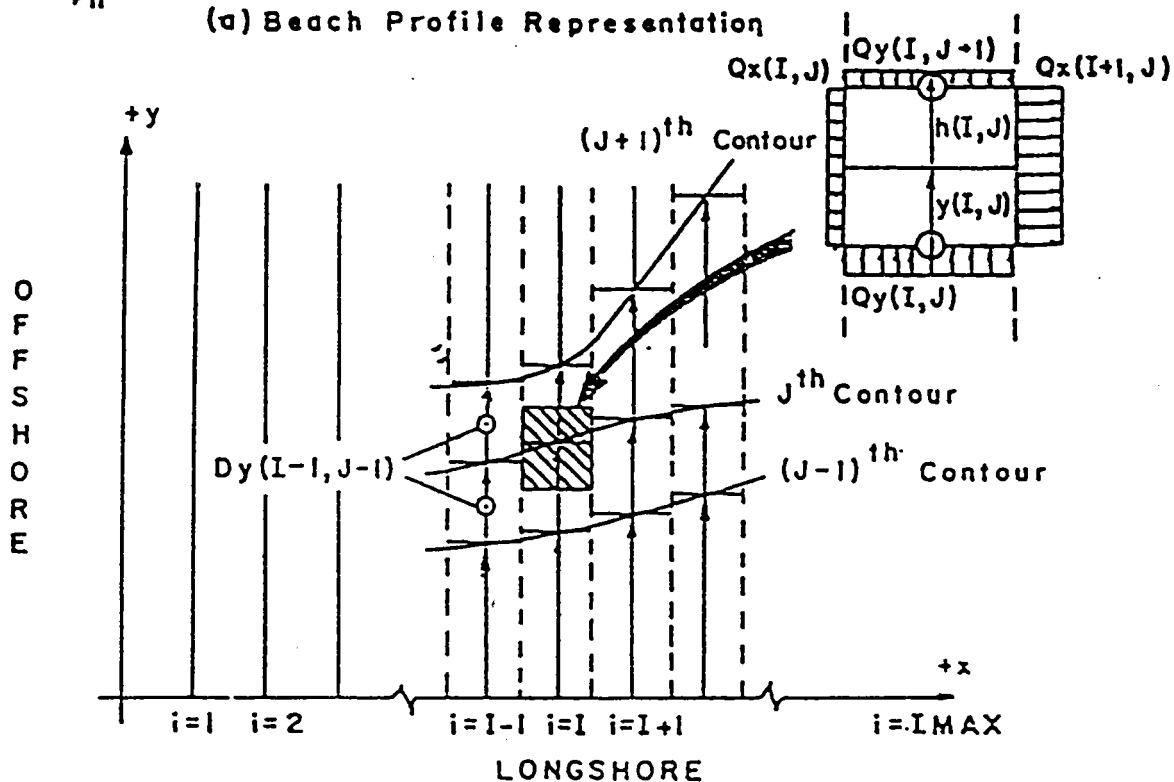
$$\frac{\partial x_n}{\partial t} = - \frac{1}{D_{sn}} \frac{\partial Q_n}{\partial y} + \delta$$

two-line model, — $n=1, 2$.

n -line model — $n=1, 2, \dots, n$



(a) Beach Profile Representation



(b) Beach Planform Representation

圖9 海岸變遷多線模式示意圖(perline · Dean, 1983)

(N-line model)

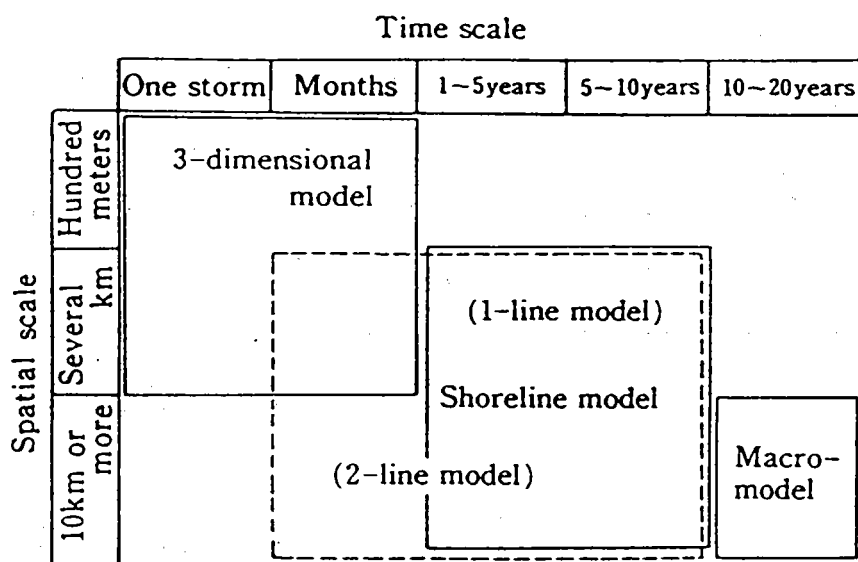


圖10 Application ranges of beach evolution predictive models.
(Horikawa, 1988)

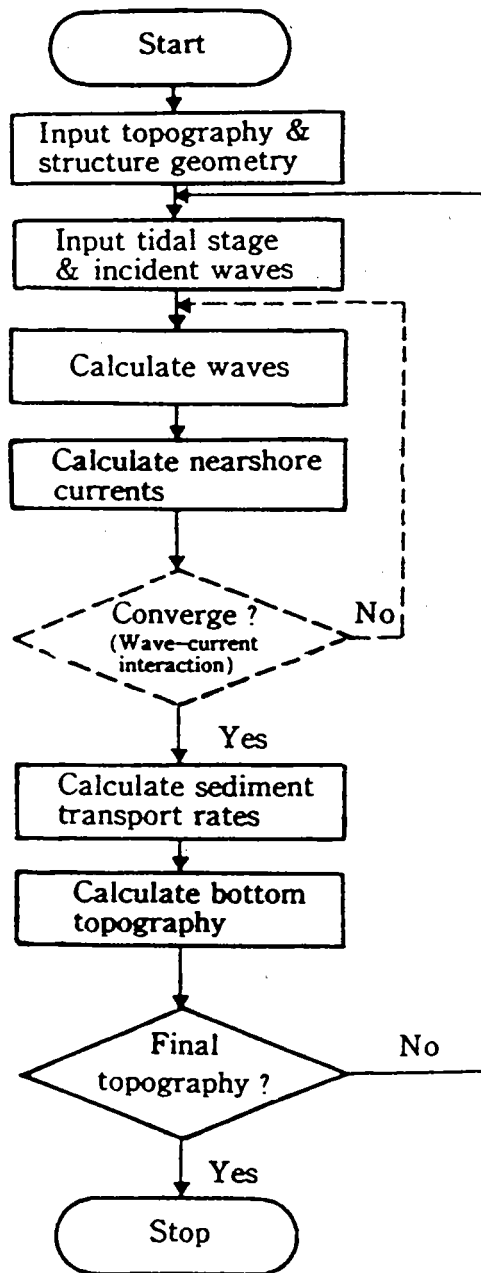
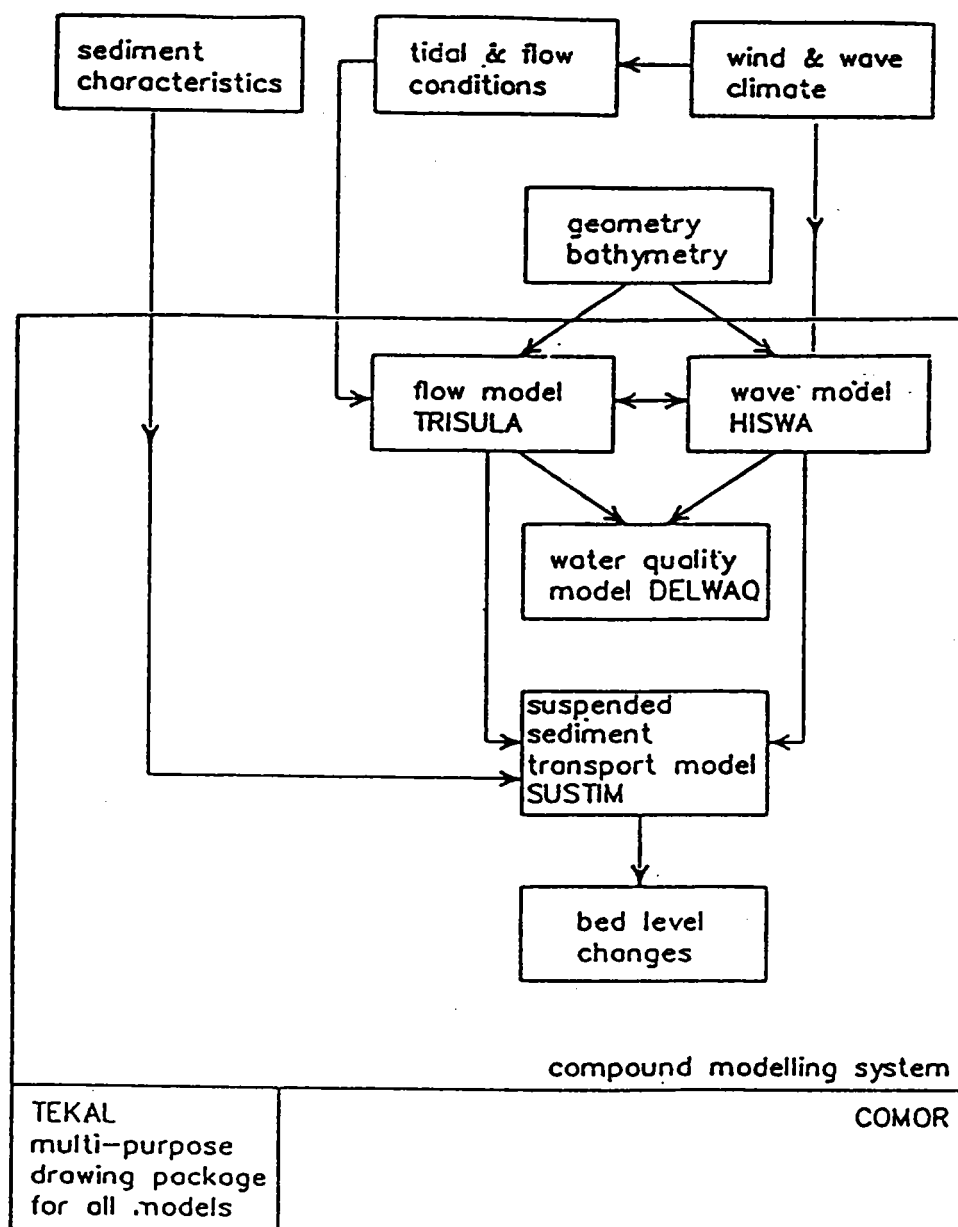


圖12 Flow chart of the three-dimensional beach evolution model.



STATE-OF-THE-ART RESEARCH SOFTWARE

Integrated modelling system COMOR
(mainframe-based)

圖13 荷蘭COMOR海岸變遷模式流程圖

附錄 1 海灘地形變化模式（例）

本文之海灘地形變化模式，共分成四大部份，現分別簡述如下：

1. 平面波場計算模式

同時考慮波浪之折射與繞射現象時，波場之控制方程式如下：

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[CC_g \frac{\partial \psi}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[CC_g \frac{\partial \psi}{\partial y} \right] + k^2 CC_g \psi = 0 \quad (.1)$$

ψ ：複數波數函數

C ：波速

C_g ：群波速

k ：波數

若波浪以 α 角入射（ α 為波向與 x 軸之夾角），則需滿足波浪非旋轉條件：

$$\frac{\partial(k \sin \alpha)}{\partial x} - \frac{\partial(k \cos \alpha)}{\partial y} = 0 \quad (.2)$$

波高則由下式計算：

$$H(x, y) = 2 |\psi(x, y)| \quad (.3)$$

2. 近岸流場計算模式

在計算近岸流場時，採用之連續方程式與動量方程式為

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} [(\eta + h)u] + \frac{\partial}{\partial y} [(\eta + h)v] = 0 \quad (.4)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{R_x}{\rho(\eta + h)} + \frac{1}{\rho(\eta + h)} \left[\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{xy}}{\partial y} \right] = 0 \quad (.5)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{R_y}{\rho(\eta + h)} + \frac{1}{\rho(\eta + h)} \left[\frac{\partial S_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yy}}{\partial y} \right] = 0 \quad (.6)$$

上列三式中， η 為平均水位變化， h 為水深， R_x 、 R_y 為底部摩擦力，分別表為 $R_x = \rho C_f u_0 u$ ， $R_y = \rho C_f u_0 v$ ，其中 u_0 為速度尺度，依微小振幅理論其值為

$$u_0 = \frac{\pi H}{T \sinh(kh)} \quad (.7)$$

上式中， H 為波高， T 為波浪週期。

又應用線性波理論可將式（5）、（6）之輻射應力 S_{xx} 、 S_{xy} 、 S_{yx} 、 S_{yy} 表如下式：

$$\begin{bmatrix} S_{xx} & S_{xy} \\ S_{yx} & S_{yy} \end{bmatrix} = \bar{E} \begin{bmatrix} n(1 + \cos^2 \alpha) - 1/2 & (n/2) \sin 2\alpha \\ (n/2) \sin 2\alpha & n(1 + \cos^2 \alpha) - 1/2 \end{bmatrix} \quad (.8)$$

上式中， $n = C_g/C$ ，為群波速度與波速比值， $\bar{E} = \rho g H^2 / 8$ ，為每單位面積之總波能。

3. 漂沙量估算模式

此處參考 Watanabe(1982) 之研究，採用如下之漂沙量公式：

$$q_x = Q_c \cdot u \quad (9)$$

$$q_y = Q_c \cdot v \quad (10)$$

$$Q_c = [A_1 f_c(u^2 + v^2) + A_2(U_*^2 - U_{*c}^2)]/g \quad (11)$$

其中

u, v : 近岸流速

$U_* = \sqrt{f/2} u_0$: 底床上水粒子最大剪力速度

U_{*c} 為底床上水粒子之臨界剪力速度，本文採用 Sawaragi

& Deguchi (1978) 之估算式：

$U_{*c}^2 = 8.41 d_{50}^{11/32}$ ，其中 $0.565\text{mm} > d_{50} > 0.065\text{mm}$

A_1 : 流所造成之輸沙係數

A_2 : 波動所造成之輸沙係數

4. 平面海底地形變化模式

海底地形變化量依守恒原理導出如下：

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{1-\lambda} \left[\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right] \quad (12)$$

上式中 λ 為海底底質之空隙率。利用前述各模式所求得之條件代入式 (12)，即可求出各位置海底地形變化量。

附錄 2

海灘地形變遷之數值模擬

林 銘 崇

國立臺灣大學造船工程學系

鄭 兆 麟

國立臺灣海洋大學河海工程學系

關鍵詞：海灘地形、數值模擬。

摘 要

本文之研究目的在模擬並探討波浪、水流作用下，平面海灘地形變化之過程。首先，就適當設定之單純海灘進行數值計算，並與 Short 於 1978 所實測之海灘地形變遷過程比較，其結果顯示趨勢一致。其次，則以彰化萬埔海埔地開發前後海底地形之變動情形進行模擬，其結果亦稱良好。

NUMERICAL SIMULATION OF BEACH EVOLUTION

Ming-Chung Lin

*Department of Naval Architecture
National Taiwan University
Taipei, Taiwan 10770, R.O.C.*

Chao-Lin Cheng

*Department of Harbor and River Engineering
National Taiwan Ocean University
Keelung, Taiwan 20224, R.O.C.*

Key Words: beach evolution, numerical simulation.

ABSTRACT

The processes of beach evolution under wave and current actions are investigated and simulated numerically. Numerical calculations for a simple plane beach are performed. Comparing the numerical results thus obtained with the field results by Short in 1978 reveals good agreement regarding the evolution tendency. Computations for the sea bottom topography changes around the coastal reclaimed land of Yu-Pu are carried out, the results are also reasonably good.

一、前 言

隨着農、工業的高度發展，近年來對於沿岸海域的開發利用意見積極。伴隨着此種開發與利用必將使附近海灘產生變化，因此若能事先預測海灘地形可能的變化，將有助於海岸工程的規劃設計。

以往對於海灘地形變化的預測主要有 Pelnard-

Consideré [1] 的單線模式 (one-line model)、Bakker [2] 的雙線模式 (two-line model) 及 Willis [3] 的模式等。此諸模式最大特徵在於將海灘變形表現在海岸線的前進與後退，因此難以評估海底平面地形的變動。為了詳細評估此海底的變動情形，遂有平面模式的開發。關於平面模式的研究目前主要的有山口等 [4]、Watanabe [5] 及 Perlman and Dean [6] 及 de Vriend [7] 等。

圖1為 Short [8] 觀測澳洲南部多處海灘，其實際海灘平面變化過程之模式圖。本文之研究目的即在於經由數值模式以模擬此種海灘平面變化之過程，同時模擬預測寓埔海岸地形變化。

二、模式之建立

本文將平面海灘地形變化模式分為平面波場模式、近岸流場模式、漂沙量估算式及平面海底地形變化模式等四部分。模式之基本架構與山口等 [4] 及 Watanabe [5] 類似，但各部分之計算模式則採不同之數值方法。茲將各模式分述如下。

1. 平面波場模式

波浪由外海入射至淺海時由於淺化、折射因素的影響必會使波向、波高產生變化。圖2即為平面波場與流場之座標系。波浪前進時，一般需滿足波數非旋轉條件與分散關係式，即

$$\frac{\partial(k \sin \theta)}{\partial x} - \frac{\partial(k \cos \theta)}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

$$\omega_0^2 = gk \tanh(kh) \quad (2)$$

上式中 θ 為波向角， k 為波數， g 為重力加速度、 ω_0 為頻率、 h 為水深。

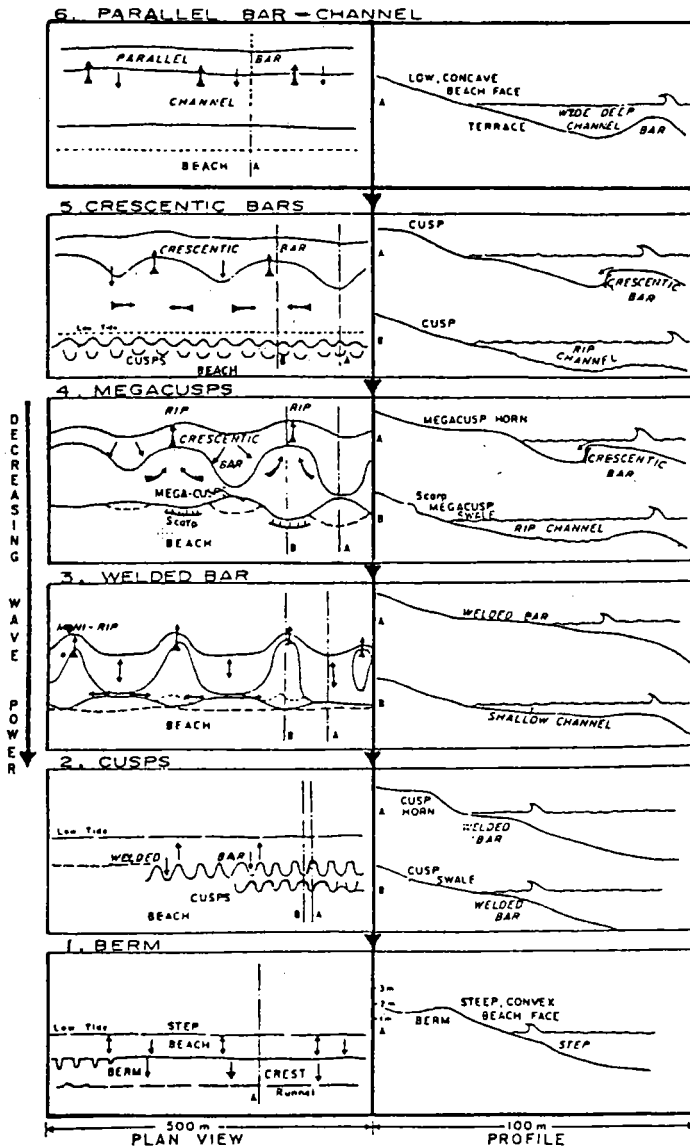
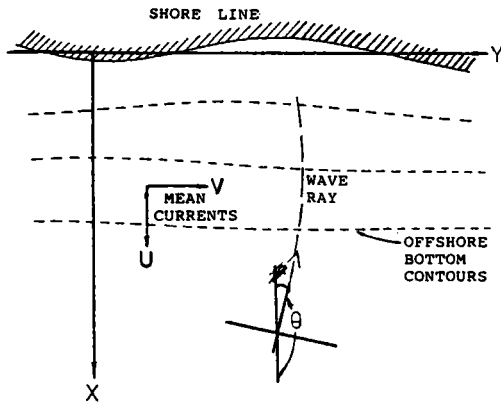
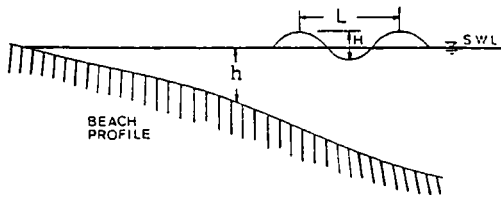


圖1 平面海灘變形模式圖，摘自文獻 [8]。



(A) 平面圖



(B) 斷面圖

圖 2 波場與流場座標圖。

對於碎波帶外的波高變化則可由非定常能量平衡方程式求解，即

$$\frac{\partial H}{\partial t} + C_e \cos \theta \frac{\partial H}{\partial x} + C_e \sin \theta \frac{\partial H}{\partial y} = \frac{H}{2} Q \quad (3)$$

$$Q = C_e \sin \theta \frac{\partial \theta}{\partial x} - C_e \cos \theta \frac{\partial \theta}{\partial y} - \cos \theta \frac{\partial C_e}{\partial x} - \sin \theta \frac{\partial C_e}{\partial y} \quad (4)$$

此處 H 表示波高， C_e 為波浪之羣速度。

關於碎波波高及碎波後的波高，則採 Le Mehaute 和 Koh [9] 的碎波公式，即

$$\frac{H_b}{L_b} = 0.12 \tanh \left(\frac{2\pi h_b}{L_b} \right) \quad (5)$$

上式中註標 b 表示碎波時之情況， L_b 表示碎波波長。

2. 近岸流場模式

近岸流場計算模式是利用連續方程式與 x 、 y 方向動量方程式來共同求解 x 、 y 方向之近岸流速 u 、 v 及平均水位變動量 η 。其方程式如下：

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \{(\eta+h)u\} + \frac{\partial}{\partial y} \{(\eta+h)v\} = 0 \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{R_x}{\rho(\eta+h)} \\ + \frac{1}{\rho(\eta+h)} \left\{ \frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{xy}}{\partial y} \right\} = 0 \end{aligned} \quad (7)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{R_y}{\rho(\eta+h)} \\ + \frac{1}{\rho(\eta+h)} \left\{ \frac{\partial S_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yy}}{\partial y} \right\} = 0 \end{aligned} \quad (8)$$

上式中 ρ 為海水密度， g 為重力加速度， R_x 、 R_y 為底部摩擦項，其式分別為 $R_x = \rho c_f u_0 u$ ， $R_y = \rho c_f u_0 v$ 式中 c_f 及 u_0 又分別為摩擦係數及水平水粒子速度之振幅，此 u_0 依微小振幅波理論為

$$u_0 = \frac{\pi H}{T \sinh(kh)} \quad (9)$$

上式中 T 為週期。

又式 (7) 及式 (8) 中 S_{xx} 、 S_{xy} 、 S_{yx} 、 S_{yy} 表示輻射應力，依線性波理論，輻射應力依 Longuet-Higgins 和 Stewart [10] 應用線性波理論求得此輻射應力為

$$\begin{pmatrix} S_{xx} & S_{xy} \\ S_{yx} & S_{yy} \end{pmatrix} = E \begin{pmatrix} n(1+\cos^2 \alpha) - \frac{1}{2} & \left(\frac{n}{2}\right) \sin 2\alpha \\ \left(\frac{n}{2}\right) \sin 2\alpha & n(1+\sin^2 \alpha) - \frac{1}{2} \end{pmatrix} \quad (10)$$

上式中 α 為波向與 x 軸之夾角（如圖 2）， $E = \frac{1}{8} \rho g H^2$ 為每單位面積的平均波能， $n = C_e/C$ 為羣速度與波速之比。

利用第一節求出之波高 H 和波向角 α 代入式 (6)、式 (7) 及式 (8) 即可得 η 、 u 、 v 等三變量。

3. 漂沙量估算公式

影響漂沙量的因素很多，因此對於漂沙量的估算，各家學說紛紜 [11]，至今尚未能求得可充分信賴的漂沙量估算公式。本文乃採用山口正隆等 [4] 所提二維漂沙量估算公式。其公式如下：

$$\begin{cases} q_x = \bar{c}_0 h u \\ q_y = \bar{c}_0 h v \end{cases} \quad (11)$$

此處， q_x 、 q_y 為 x 、 y 方向之單位寬度漂沙量， h 表示水深， u 、 v 為 x 、 y 方向流速， $\bar{c}_0$ 則表示由波浪運動所引起的底質平均濃度。可以下式近似表之 [4]

$$\bar{c}_0 = c_0 \left(\frac{\rho}{\rho_d} \right) \left(\frac{\tau^*}{\tau_c^*} - 1 \right) \quad (12)$$

上式中 ρ_d/ρ 表示底質沙粒的比重， c_0 為一隨 τ^* 變化的值，本文在以後之計算中，均取為 0.04 [4]； τ^* 為無因

次化的拖曳力， τ_c^* 為底質移動界限之無因次化拖曳力，分別為

$$\left. \begin{aligned} \tau_c^* &= \frac{c_f \bar{v}^2}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) g d_0} \\ \tau_c^* &= \frac{c_f \bar{v}_c^2}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) g d_0} \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

上二式中 $c_f = \frac{1}{2}f$ ， f 為 Johnson 摩擦係數， d_0 為底質沙粒粒徑， $\bar{v}$ 可由波浪引起之最大水平水粒子速度 u_0 近似表示之，即

$$\bar{v} = u_0 = \frac{\pi H}{T \sinh kh} \quad (14)$$

又 $\bar{v}_c$ 為底質移動的臨界流速，其式為 [12]

$$\bar{v}_c = u_{0c} = \left[\frac{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) g d_0 \tan \varphi^{1/(A+2)}}{B \left(\frac{d_0}{\nu}\right)^A} \right], \quad A = -0.74, B = 3.22 \quad (15)$$

上式中 φ 為水中沙粒之靜止摩擦角， ν 為動粘性係數。

4. 平面海底地形變化

海底地形變化一般以二維海底地形變動之連續方程式表示之，此式係根據底質質量守恆原理所導出。其方程式為

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{(1-\lambda)} \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) \quad (16)$$

上式中 h 表示水深， q_x 、 q_y 分別表示 x 、 y 方向之單位寬度漂沙量， λ 為海底底質之空隙率。

整個海底地形之變化乃利用前述各模式所求得之波、流、底質等條件代入式 (16)，並判定出各位置之漂沙方向及漂沙量，復由所判定漂沙量的平面分布求出各位置海底地形之變動量。

三、數值差分法

1. 平面波場差分方程式

平面波場的差分計算，本文是以 Noda [13] 的 row by row 法為基礎以計算各格點上的波向角及波高變化。波向變化的差分方程式是將式 (1) 在 x 方向以前差分，在 y 方向以後差分進行差分化後，可求得在 (i, j) 點處之波向角 $\theta_{i,j}$ 即

$$\theta_{i,j} = \frac{1}{B_{i,j}} \left\{ \frac{1}{k} \frac{\partial k}{\partial y} \cos \theta_{i,j} - \frac{1}{k} \frac{\partial k}{\partial x} \sin \theta_{i,j} + \frac{\theta_{i,j-1}}{\Delta y} \sin \theta_{i,j} - \frac{\theta_{i+1,j}}{\Delta x} \cos \theta_{i,j} \right\} \quad (17)$$

其中

$$B_{i,j} = \frac{\sin \theta_{i,j}}{\Delta y} - \frac{\cos \theta_{i,j}}{\Delta x} \quad (18)$$

此處註標 i, j 表格點在 x, y 方向的座標位置。式 (17) 中的 $\frac{1}{k} \frac{\partial k}{\partial x}$ 及 $\frac{1}{k} \frac{\partial k}{\partial y}$ 可利用式 (2) 分別對 x, y 微分求得，並將所得代入式 (17) 後進行疊代運算即可求得各格點上的波向角 $\theta_{i,j}$ 。

關於碎波前的波高計算將前述的式 (3) 在 x 方向以前差分，在 y 方向以後差分進行差分化後可得波高 $H_{i,j}$ 為

$$H_{i,j}^{(k+1)} = H_{i,j}^{(k)} + \Delta t \left[\frac{C_s \sin \theta H_{i,j}^{(k)}}{\Delta y} - \frac{C_s \cos \theta H_{i,j}^{(k)}}{\Delta x} \right] - \Delta t \left[\frac{C_s \sin \theta}{\Delta y} - \frac{C_s \cos \theta}{\Delta x} - \frac{Q_{i,j}}{2} \right] H_{i,j}^{(k)} \quad (19)$$

上式中註標 k 和 $k+1$ 表示時階 (time step)。碎波及碎波後的波高則由式 (5) 求得，即

$$H_b = \frac{(0.12)2\pi}{k_b} \tanh(h_b k_b) \quad (20)$$

在進行數值計算時，每次計算 $H_{i,j}$ 時亦同時計算碎波波高，若此時 $H_{i,j}$ 大於碎波波高，則表示波浪已碎，座標 (i, j) 點處之波高將以碎波波高代之。

上述平面波場在進行數值計算時，波場兩側的邊界條件，係採 Noda [13] 對於沿岸方向為週期性的假設（如圖 3），即假設座標 $j=2$ 到 $j=r+1$ 為一週期，因此計算的邊界條件為

$$\left. \begin{aligned} \theta_{i,r+1} &= \theta_{i,2} \\ \theta_{i,r+2} &= \theta_{i,3} \\ \theta_{i,1} &= \theta_{i,r} \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

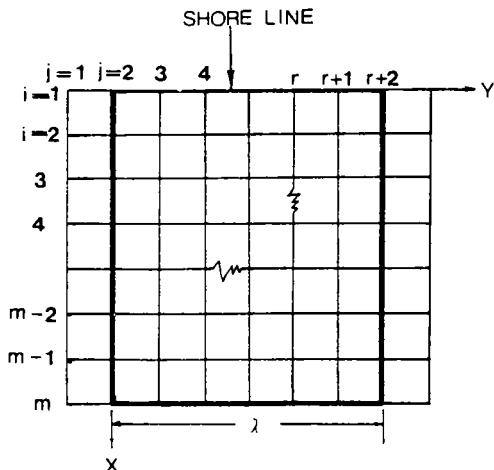


圖 3 平面波場計算範圍。

四、海灘變化過程之模擬

為了探討海灘地形變化之過程，本節將依據 Iwagaki 和 Noda [15] 之沙洲與平台型海灘分界圖（如圖 6）以假設各種入射波場，並將模式計算所得地形變化的結果與 Short [8] 觀測澳洲南部的 Narrabeen Beach 之地形變化比較驗證。

1. 假定及輸入程式之基本資料

首先，假設其計算領域為一在 x 方向為 0.02 之等坡度海灘如圖 4 所示，並令計算格點間距 $\Delta x = \Delta y = \Delta s = 10$ 公尺，且有一週期 3.5 秒的垂直入射波浪，其入射波高在沿岸方向呈餘弦分布。波高分布方程式為

$$H = H_1 + H_2 \cos\left(2\pi \frac{y}{190}\right) \quad (35)$$

其中 H_1 及 H_2 為常數。在上式中可知 y 在 0 與 190 公尺處有最大波高為

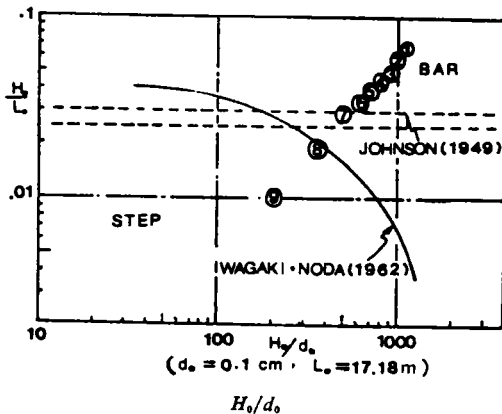
$$H_{max} = H_1 + H_2 \quad (36)$$

而在 $y=95$ 公尺處有最小波高

$$H_{min} = H_1 - H_2 \quad (37)$$

因此在 $y=0-95$ 公尺時波高呈餘弦遞減，而在 $y=95-190$ 公尺則呈餘弦遞增。

至於計算水域之最大水深 h_{max} 則取為 4 公尺，故依



（底質粒徑 $d_s = 0.1$ cm，波長 $L_0 = 17.18$ m）

- ①: $H_0 = 1.2$ m ($H_0/L_0 = 0.0698$, $H_0/d_s = 1.2 \times 10^3$)
- ②: $H_0 = 1.0$ m ($H_0/L_0 = 0.058$, $H_0/d_s = 1 \times 10^3$)
- ③: $H_0 = 0.9$ m ($H_0/L_0 = 0.052$, $H_0/d_s = 9 \times 10^2$)
- ④: $H_0 = 0.8$ m ($H_0/L_0 = 0.047$, $H_0/d_s = 8 \times 10^2$)
- ⑤: $H_0 = 0.7$ m ($H_0/L_0 = 0.041$, $H_0/d_s = 7 \times 10^2$)
- ⑥: $H_0 = 0.6$ m ($H_0/L_0 = 0.035$, $H_0/d_s = 6 \times 10^2$)
- ⑦: $H_0 = 0.5$ m ($H_0/L_0 = 0.03$, $H_0/d_s = 5 \times 10^2$)
- ⑧: $H_0 = 0.4$ m ($H_0/L_0 = 0.02$, $H_0/d_s = 4 \times 10^2$)
- ⑨: $H_0 = 0.3$ m ($H_0/L_0 = 0.012$, $H_0/d_s = 2 \times 10^2$)

圖 6 沙洲與平台型分界曲線圖及各例中波浪狀況分佈圖，摘自文獻 [15]。

收斂條件式，半時距 $\frac{\Delta t}{2} < 1.596$ 秒。演算時式 (12) 中之 C_0 ，如前所述，取為 0.04 [4]。摩擦係數定為 0.01。

本節將以六個例子進行數值計算，各例之入射波高資料如表一所示。

2. 計算結果與討論

各例之數值計算結果如下：

- (1) 在例一中，其波形尖銳度位於圖 6 中 ①-④ 的位置。圖 7 為模式數值計算之結果，由圖中可知在作用時間為 1,500 秒時，于 $y=50-130$ 公尺與 $x=50-70$ 公尺處沙洲已明顯的存在。此數值計算結果之平面地形與 Short 之觀測圖（圖 1）中的第 6 圖頗為相似。
- (2) 在例二中，其波形尖銳度位於圖 6 中 ②-⑥ 的位置。圖 8 為作用 1,800 秒後之數值計算結果，圖中在 $y=40-140$ 公尺與 $x=30-37$ 公尺處沙洲分布很明顯的存在，此例與例一之地形變化頗相似，但沙洲分布範圍較例一小。
- (3) 在例三中，其入射波形尖銳度位於圖 6 中 ③-⑦ 間。圖 9 為本例在 2,100 秒時之數值計算結果。圖中可看出在 $y=50-130$ 公尺與 $x=20-50$ 公尺有弦月型沙洲 (crescentic bar) 產生，此地形變化與圖 1 中之第 5 圖頗為相似。
- (4) 在例四中，其波形尖銳度位於圖 6 中 ④-⑧ 之間。圖 10 為例四經由模式數值計算之地形變化圖，在圖中可知於時間 2,400 秒時在 $y=40-90$ 公尺與 $x=100-140$ 公尺有分散的沙洲產生，此地形與 Short 之觀測圖中第 4 圖類似。
- (5) 例五中，其入射波形尖銳度位於圖 6 中 ⑥-⑨ 間。圖 11 為本例經 600 秒之計算結果，由圖可看出在領域兩旁有繫岸沙洲 (welded bar) 產生，此地形變化與圖 1 中第 3 圖頗為相似。
- (6) 例六中，其入射波形尖銳度位於圖 6 中 ⑧與⑨間。圖 12 為經由模式數值計算後之地形變化圖，由圖中可看出其地形已有平台型海灘 (step beach) 的傾向。此種情形頗接近圖 1 中之第 1、3 圖。

表一 計算之入射波浪條件

	H_1 (m)	H_2 (m)	週期 T (sec)	海灘 坡度 Slope	H_{max} (m)	H_{min} (m)	最大波形 尖銳度 H_{max}/L	最小波形 尖銳度 H_{min}/L
例一	1.0	0.2			1.2	0.8	0.0698	0.047
例二	0.8	0.2			1.0	0.6	0.058	0.035
例三	0.7	0.2			0.9	0.5	0.052	0.03
例四	0.6	0.2	3.5	0.02	0.8	0.4	0.047	0.02
例五	0.4	0.2			0.6	0.2	0.035	0.012
例六	0.3	0.1			0.4	0.2	0.02	0.012

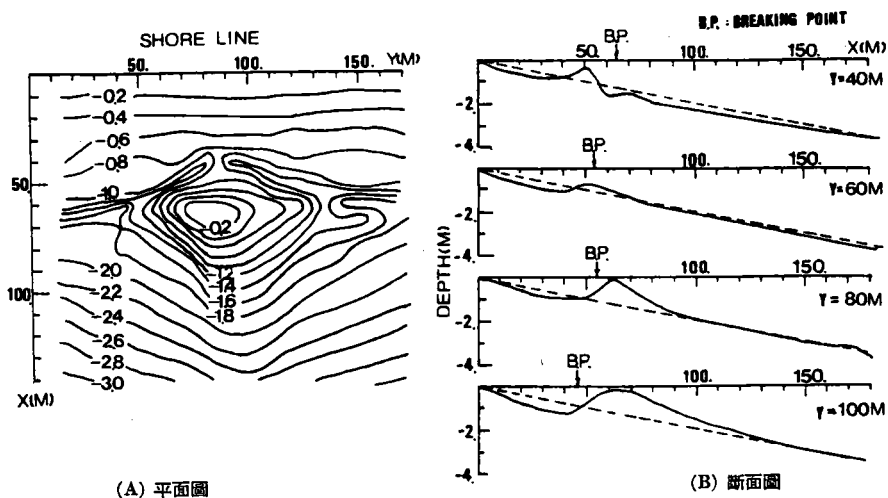


圖 7 例一之地形變化圖 (作用時間 1,500 秒)。

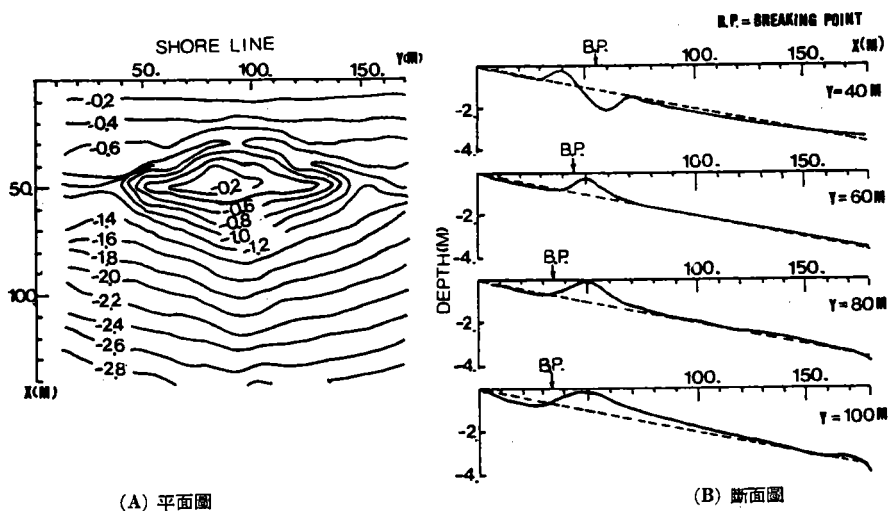


圖 8 例二之地形變化圖 (作用時間 1,800 秒)。

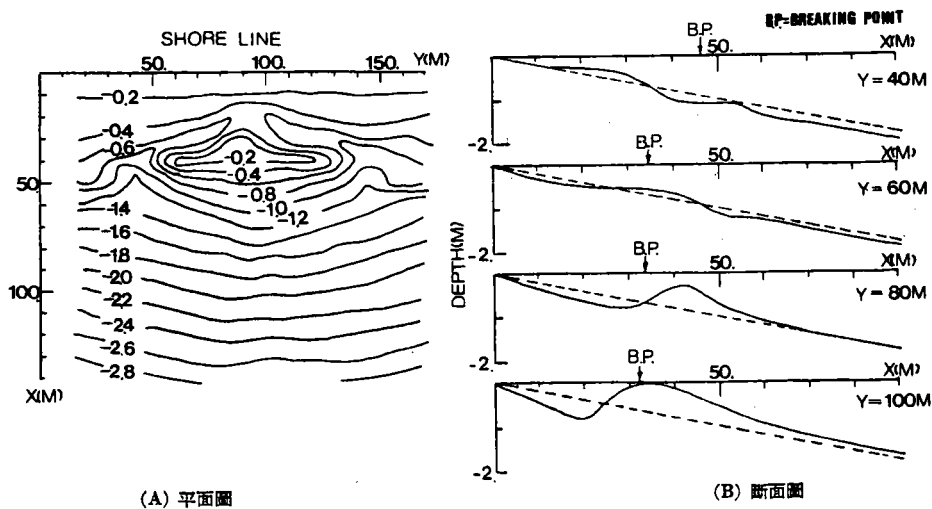


圖 9 例三之地形變化圖 (作用時間 2,100 秒)。

$$\left. \begin{aligned} H_{i,r+1} &= H_{i,2} \\ H_{i,r+2} &= H_{i,3} \\ H_{i,1} &= H_{i,r} \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

此外在進行疊代計算時，是以前次運算所得的值做為下次運算的起始值，並以其所得的新值須小於某一特定的相對誤差做為收斂的標準。在本計算中 H 和 θ 的解傳達

$$\left. \begin{aligned} |\theta_{new} - \theta_{old}| &\leq (\text{ESP}) |\theta_{new}| \\ |H_{new} - H_{old}| &\leq (\text{ESP}) |H_{new}| \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

其中 $\text{ESP}=0.001$ 。

2. 近岸流場的差分方程式

對於近岸流場的數值計算，本文係採用 ADI 法 (Alternating Direction Implicit Method)。在前半時間 $[kdt \rightarrow (k + \frac{1}{2})dt]$ ，式 (6)、式 (7) 及式 (8) 的差分方程式為

$$\begin{aligned} \eta^{(k+1/2)} &= \eta^{(k)} - \frac{1}{2} \frac{dt}{ds} [(\bar{h}^x + \bar{\eta}^x)^{(k)} u^{(k+1/2)}]_x \\ &\quad - \frac{1}{2} \frac{dt}{ds} [(\bar{h}^y + \bar{\eta}^y)^{(k)} v^{(k)}]_y, \\ &\quad \text{位置在 } (i, j, k + \frac{1}{2}) \end{aligned} \quad (24)$$

$$\begin{aligned} u^{(k+1/2)} &= u^{(k)} - \frac{1}{2} dt u^{(k+1/2)} \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^{(k)} \\ &\quad - \frac{1}{2} dt \bar{v}^{(k)} \left(\frac{\partial u}{\partial y} \right)^{(k)} - \frac{1}{2} \frac{dt}{ds} g(\eta^{(k+1/2)})_x \\ &\quad - \frac{dt}{2} \frac{C_f \pi H^2 u^{(k)}}{T(\bar{h}^x + \bar{\eta}^x)^{(k)} \sinh(\bar{k}^x \bar{h}^x)} \\ &\quad - \frac{1}{2} \frac{dt}{\rho ds} \frac{[(S_{xx})_x + (S_{xy})_y]}{(\bar{h}^x + \bar{\eta}^x)^{(k)}}, \\ &\quad \text{位置在 } (i + \frac{1}{2}, j, k + \frac{1}{2}) \end{aligned} \quad (25)$$

$$\begin{aligned} v^{(k+1/2)} &= v^{(k)} - \frac{1}{2} dt \bar{u}^{(k+1/2)} \left(\frac{\partial v}{\partial x} \right)^{(k)} \\ &\quad - \frac{1}{2} dt \bar{v}^{(k+1/2)} \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)^{(k)} \\ &\quad - \frac{1}{2} \frac{dt}{ds} g(\eta^{(k+1/2)})_y \\ &\quad - \frac{dt}{2} \frac{C_f \pi H^2 v^{(k)}}{T(\bar{h}^x + \bar{\eta}^x)^{(k+1/2)} \sinh(\bar{k}^x \bar{h}^x)} \\ &\quad - \frac{1}{2} \frac{dt}{\rho ds} \frac{[(S_{yy})_y + (S_{xy})_x]}{(\bar{h}^x + \bar{\eta}^x)^{(k+1/2)}}, \\ &\quad \text{位置在 } (i, j + \frac{1}{2}, k + \frac{1}{2}) \end{aligned} \quad (26)$$

在後半時間 $[(k + \frac{1}{2})dt \rightarrow (k+1)dt]$ ，式 (6)、式 (7) 及式 (8) 的差分方程式為

$$\begin{aligned} \eta^{(k+1)} &= \eta^{(k+1/2)} - \frac{1}{2} \frac{dt}{ds} [(\bar{h}^x + \bar{\eta}^x)^{(k+1/2)} u^{(k+1/2)}]_x \\ &\quad - \frac{1}{2} \frac{dt}{ds} [(\bar{h}^y + \bar{\eta}^y)^{(k+1/2)} v^{(k+1/2)}]_y, \\ &\quad \text{位置在 } (i, j, k+1) \end{aligned} \quad (27)$$

$$\begin{aligned} u^{(k+1)} &= u^{(k+1/2)} - \frac{1}{2} dt u^{(k+1)} \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^{(k+1/2)} \\ &\quad - \frac{1}{2} dt \bar{v}^{(k+1)} \left(\frac{\partial u}{\partial y} \right)^{(k+1/2)} \\ &\quad - \frac{1}{2} \frac{dt}{ds} g(\eta^{(k+1)})_x \\ &\quad - \frac{1}{2} dt \frac{C_f \pi H^2 u^{(k+1/2)}}{T(\bar{h}^x + \bar{\eta}^x)^{(k+1/2)} \sinh(\bar{k}^x \bar{h}^x)} \\ &\quad - \frac{1}{2} \frac{dt}{\rho ds} \frac{[(S_{xx})_x + (S_{xy})_y]}{(\bar{h}^x + \bar{\eta}^x)^{(k+1/2)}}, \\ &\quad \text{位置在 } (i + \frac{1}{2}, j, k+1) \end{aligned} \quad (28)$$

$$\begin{aligned} v^{(k+1)} &= v^{(k+1/2)} - \frac{1}{2} dt \bar{u}^{(k+1/2)} \left(\frac{\partial v}{\partial x} \right)^{(k+1/2)} \\ &\quad - \frac{1}{2} dt \bar{v}^{(k+1)} \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)^{(k+1/2)} \\ &\quad - \frac{1}{2} \frac{dt}{ds} g(\eta^{(k+1)})_y \\ &\quad - \frac{1}{2} dt \frac{C_f \pi H^2 v^{(k+1/2)}}{T(\bar{h}^x + \bar{\eta}^x)^{(k+1/2)} \sinh(\bar{k}^x \bar{h}^x)} \\ &\quad - \frac{1}{2} \frac{dt}{\rho ds} \frac{[(S_{yy})_y + (S_{xy})_x]}{(\bar{h}^x + \bar{\eta}^x)^{(k+1/2)}}, \\ &\quad \text{位置在 } (i, j + \frac{1}{2}, k+1) \end{aligned} \quad (29)$$

此處

$$\begin{aligned} \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)_{i+1/2, j} &= \frac{1}{2ds} (u_{i+3/2, j} - u_{i-1/2, j}) \\ \left(\frac{\partial u}{\partial y} \right)_{i+1/2, j} &= \frac{1}{2ds} (u_{i+1/2, j+1} - u_{i+1/2, j-1}) \\ \left(\frac{\partial v}{\partial x} \right)_{i, j+1/2} &= \frac{1}{2ds} (v_{i+1, j+1/2} - v_{i-1, j+1/2}) \\ \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)_{i, j+1/2} &= \frac{1}{2ds} (v_{i, j+3/2} - v_{i, j-1/2}) \end{aligned}$$

且為了表示方便起見，設一物理量 F 表示 u 、 v 、 k 、 h 、 η 、 H ，則

$$\begin{aligned} \bar{F}_{i+1/2, j}^x &= \frac{1}{2} (F_{i, j} + F_{i+1, j}) \\ \bar{F}_{i, j+1/2}^y &= \frac{1}{2} (F_{i, j} + F_{i, j+1}) \\ \bar{\bar{F}}_{i+1/2, j+1/2} &= \frac{1}{4} (F_{i, j} + F_{i+1, j} + F_{i+1, j+1} + F_{i, j+1}) \\ F_{i, j}^{(k)} &= F(i ds, j ds, k dt) \end{aligned}$$

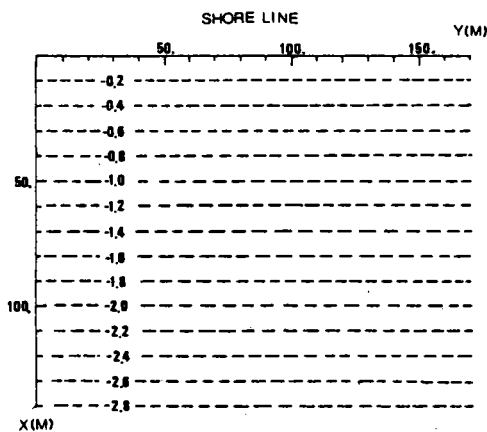
$$F_x = F_{i,j} - F_{i-1,j} \quad \text{at} \left(i - \frac{1}{2}, j\right)$$

$$F_y = F_{i,j} - F_{i,j-1} \quad \text{at} \left(i, j - \frac{1}{2}\right)$$

利用前述之差分方程式可求得 η 、 u 、 v 等值。其計算過程，在前半時間是由式 (24) 及式 (25) 聯立求解，可得 $\eta^{(k+1/2)}$ 與 $u^{(k+1/2)}$ 並將兩數代入式 (26) 可求得 $v^{(k+1/2)}$ 。在後半時間，則由式 (27) 及式 (29) 聯立求解 $\eta^{(k+1)}$ 、 $v^{(k+1)}$ 而後代入式 (28) 可求得 $u^{(k+1)}$ 。如此反覆求解直到滿足所定的收斂條件為止。至於收斂條件乃是根據金子、堀江、村上 [14] 設定為 $\frac{dt}{2} < \frac{ds}{\sqrt{gh_{max}}}$ ，其中 dt 為時距， ds 為格點間距， g 為重力加速度， h_{max} 為計算水域的最大水深，且令 u 、 v 、 η 的誤差值需分別小於下述三項：

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_u &= \frac{\sum ABS[u^{(k+1)}(i,j) - u^{(k)}(i,j)]}{\sum u^{(k)}(i,j)} \\ \epsilon_v &= \frac{\sum ABS[v^{(k+1)}(i,j) - v^{(k)}(i,j)]}{\sum v^{(k)}(i,j)} \\ \epsilon_\eta &= \frac{\sum ABS[\eta^{(k+1)}(i,j) - \eta^{(k)}(i,j)]}{\sum \eta^{(k)}(i,j)} \end{aligned} \right\} \quad (30)$$

在本文的驗證例中 (如圖 4) 是採三面開放邊界，而只有在海岸線一處為封閉邊界的計算領域，其邊界條件分別為：



(A) 平面圖

(B) 断面圖

圖 4 驗證模式的起始海濱。

(一) y 方向為開放邊界 (如圖 5)，其邊界條件的取法為：

① $\eta_{i,j,s-1}$ 、 $\eta_{i,j,s+1}$ 為設定水位，水位的取得是由水位沉降抬昇 (wave set-down and wave set-up) 的公式來估算其值，其公式分別為：

$$\eta = -\frac{H^2}{8} \frac{k}{\sinh 2kh} \quad (31)$$

$$\eta = K(h_b - h) + \eta_b \quad (32)$$

$$K = \left[1 + \frac{8}{3\tau^2}\right]^{-1}, \quad \tau = \frac{H}{(\eta + h)} = 0.73$$

其中 η_b 是碎波位置的水位沉降， h_b 為碎波處水深。

② 在兩端邊界處並令

$$\left. \begin{aligned} u_{i+1/2,j,s-1} &= u_{i-1/2,j,s-1} = 0 \\ u_{i+1/2,j,s+1} &= u_{i-1/2,j,s+1} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (33)$$

③ 對於領域外的流速假定 $v_{i,j,s-3/2} = v_{i,j,s+1/2}$ 及 $v_{i,j,s+3/2} = v_{i,j,s+1/2}$ 即對流項 $v^{(k+1/2)} \left(\frac{\partial v}{\partial x}\right)^{(k)} = 0$ 。

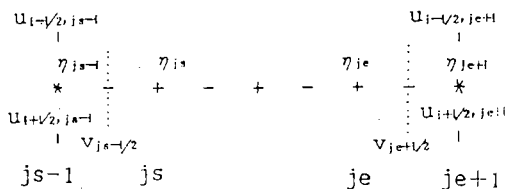
(二) x 方向在外海處為開放邊界，其邊界條件的取法可與前述 y 方向同，而在海岸線處因與陸地交接，故為封閉邊界，其邊界條件為：

$$\eta_{i,s-1,j}^{(k+1/2)} = 0, \quad u_{i,s-1/2,j}^{(k+1/2)} = 0$$

3. 平面海底地形變化的差分方程式

將式 (16) 以中央差分，並令計算格點間距 $\Delta x = \Delta y = ds$ 則其差分方程式可寫為

$$\begin{aligned} h^{(k+1)}(i,j) &= h^{(k)}(i,j) + \frac{dt}{ds} \frac{1}{(1-\lambda)} \left[\left(\frac{q_x(i+1,j) - q_x(i-1,j)}{2} \right) \right. \\ &\quad \left. + \left(\frac{q_y(i,j+1) - q_y(i,j-1)}{2} \right) \right] \end{aligned} \quad (34)$$

圖 5 y 向開放邊界。

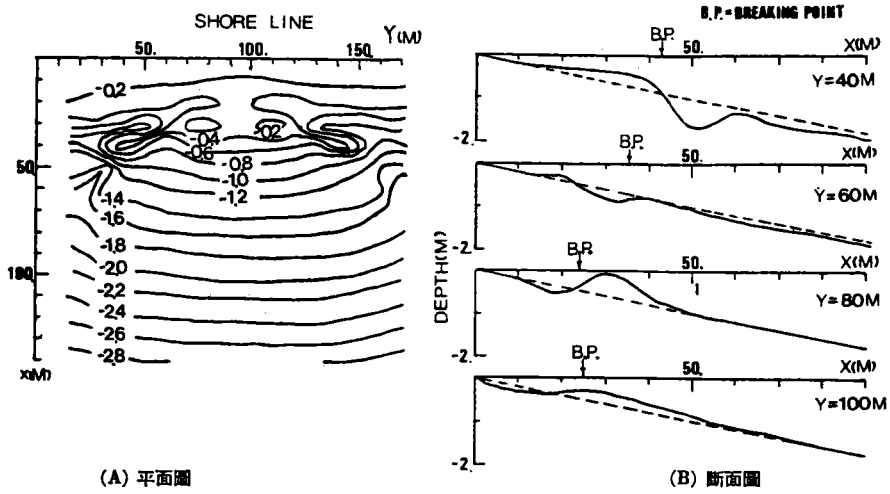


圖10 例四之地形變化圖 (作用時間 2,400 秒)。

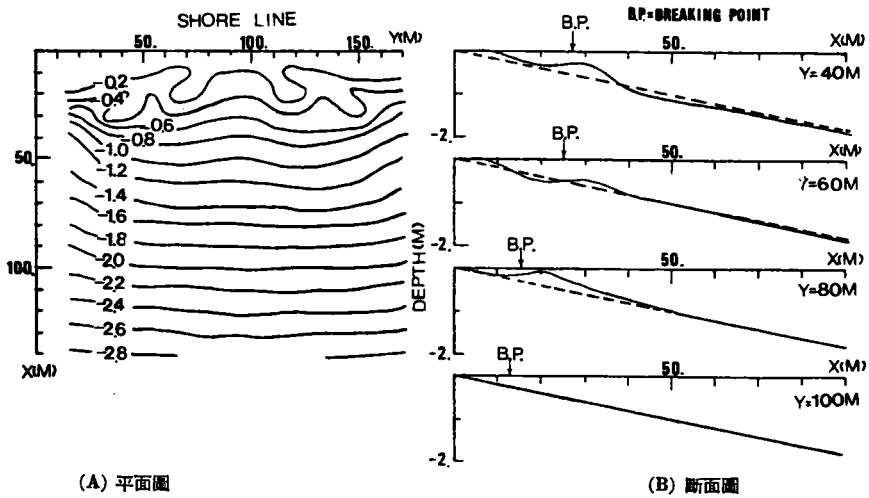


圖11 例五之地形變化圖 (作用時間 3,600 秒)。

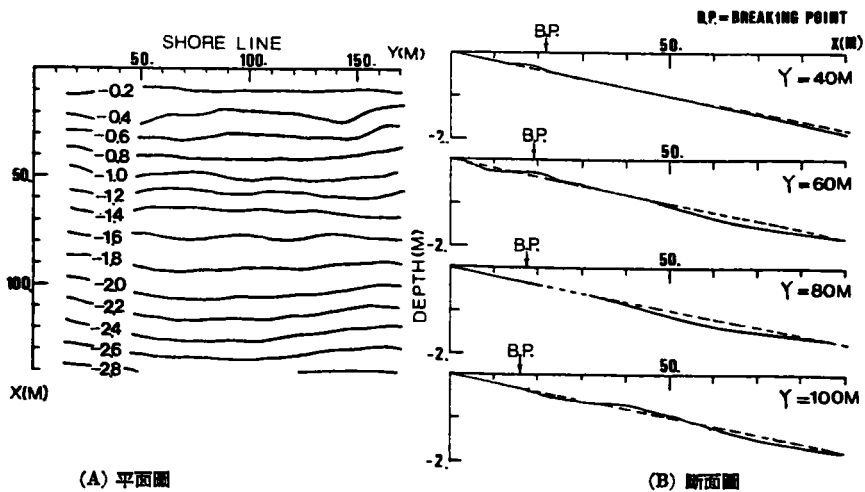


圖12 例六之地形變化圖 (作用時間 5,600 秒)。

綜合上述各例計算所得之結果可知：

- (A) 各例計算結果其波浪及流況情況大致良好。圖13為例一的流況圖與入射波高沿岸分布圖。由於各例中均設最小入射波高位於流場中間位置，故在此處有離岸流產生，且在兩旁處皆有環流存在，又其最大離岸流大都位於碎波線外附近，此點與Watanabe [5] 的結果類似，故整體而言其流況型態尚稱良好。
- (B) 由例一至例六隨入射波形尖銳度的逐漸減小，碎波線也逐漸向海岸線靠近，且由例一到例六中離岸流也逐漸的相對減小，因此地形變化不僅漸向海岸線移動，也由例一的沙洲型海灘逐漸轉變成例六的平台型海灘。此種由沙洲型海灘轉變成平台型海灘的過程與 Short [8] 觀測實際海灘的轉換過程頗為相近。Short 是根據波能的大小來作為海灘變換的基準，即波能遞減時海灘會由沙洲型轉為平台型（圖 1），此點在本文計算中亦可看出。
- (C) 由各例的断面圖中可知在碎波線附近地形變化最大，且沙洲的形成大都在碎波線附近。

五、實例運算

為進一步了解實際現場的應用，本節將以彰化寓埔附近之海埔新生地開發前後的平面海灘地形變化進行實際之

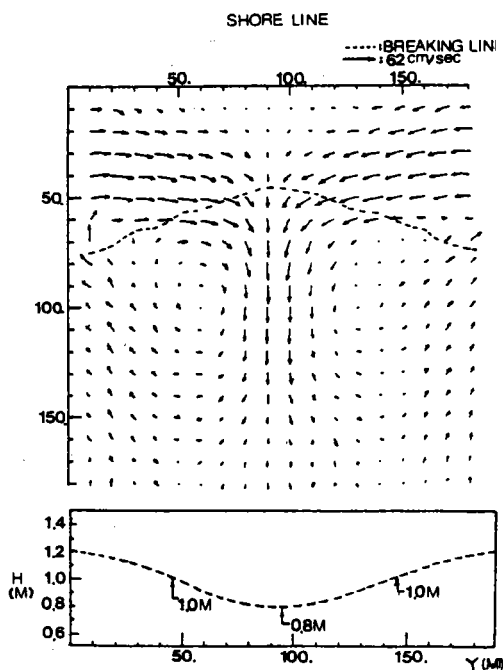


圖13 例一之入射波高沿岸分布及流況圖。

模擬預測。

1. 彰化海埔地之自然條件

彰化海埔地位於大肚溪之南，濁水溪之北，其範圍含蓋彰化縣全境之海岸，南北全長約 45 公里，東西寬在 2-5 公里之間，為臺灣中部一重要之海埔新生地。

彰化海埔地可分為寓埔、王功、鹿港、福興、漢寶、崙尾、永興、芳苑、伸港、大城等十區。由於缺乏各區開發前後之詳細地形資料，因此，本文不擬就各分區來探討，而僅以寓埔附近之海埔新生地，作概略性的模擬預測。

本區因位於臺灣西海岸，因此盛行東北季風與西南季風，這對於海埔地的墾殖計劃影響頗大。本區之東北季風大多偏向 NNE 之方向，其作用時間始於十月上旬終於次年三月底，歷時約半年。西南季風在本區則大都偏於 SSW 之方向，其作用時間始於五月上旬，而止於九月中旬，為期約四個月餘。本區亦為颱風行徑之要衝，但在本研究中並未將颱風之影響列入考慮。

2. 資料之選取

本數值模擬在向離岸方向 (x 方向) 取 30 點，即 $m=30$ ，而在沿岸方向 (y 方向) 也取 30 點，即 $n=30$ ，而網格圖之沿岸基線取與海圖之北方成 30° 之夾角。計算的起始地形水深資料係依據 1931 年日本水路部測量之第 533 號海圖（圖 14），而以 1972 年中華民國海軍水道圖第 356 號海圖（圖 15）做為計算之比較。

本區之波高、週期、波向角等氣象資料係參考水利局於 1965 年出版之「彰化海埔地開發計劃書」[16] 及臺灣海峽之資料，經推斷整理後定出二組波浪輸入資料，如表二所示。

表二 實例運算之波浪條件

項 目	波 向	波 高 (m)	週 期 (sec)
延 時			
6 月	NNE	1.5	5.5
6 月	SSW	0.8	5.0

其他輸入之資料則為：

格 點 間 距 $dx=247.5$ m, $dy=247.5$ m

海水動粘性係數 $\nu=0.01$ cm²/sec

底質沙粒比重 $\rho_s/\rho=2.65$

沙 粒 粒 徑 $d_0=0.1$ cm

海 水 之 比 重 1,020 kg/m³

沙 之 孔 隙 比 $\lambda=0.3$

平 均 潮 位 1.1 m

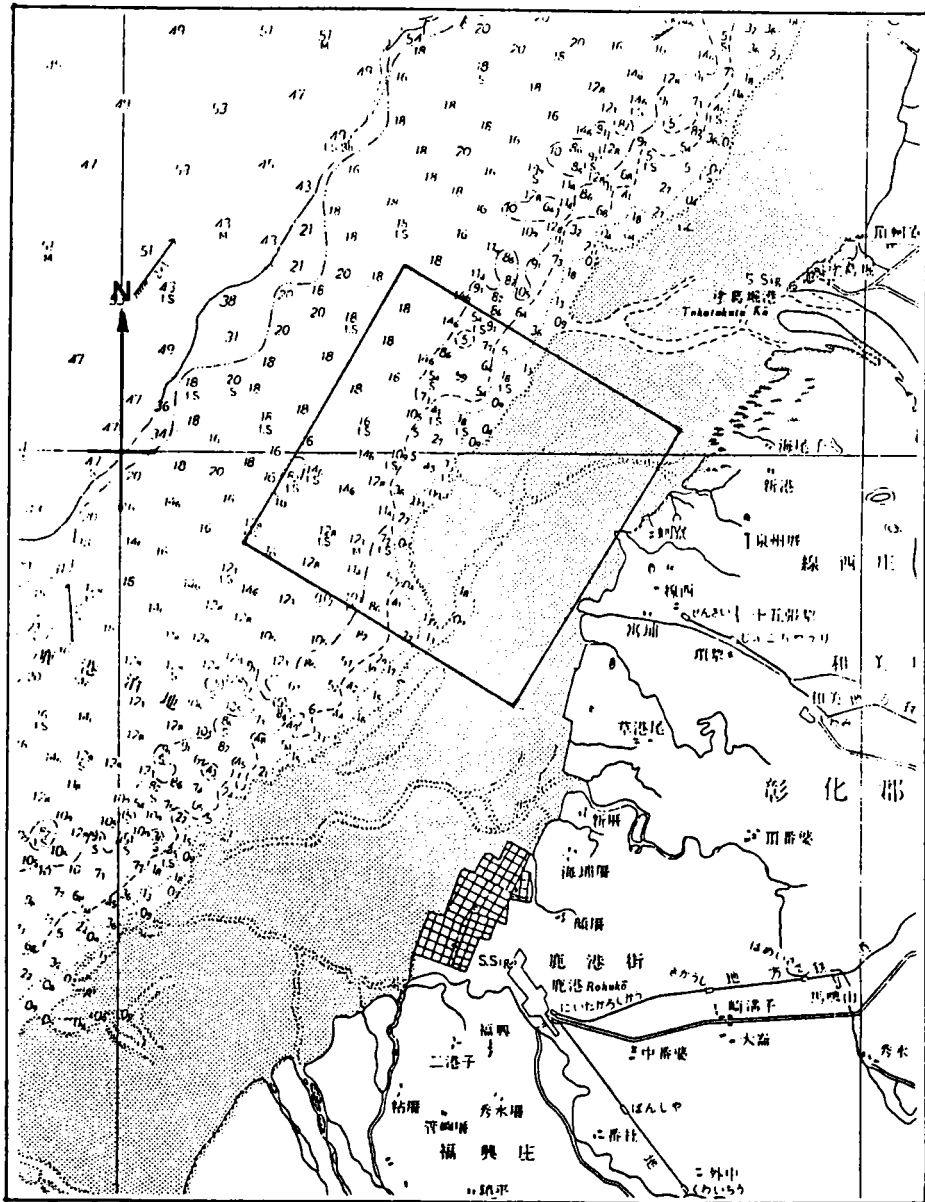


圖14 1931年彰化海埔附近之平面地形圖。

3. 數值計算之結果與討論

數值計算結果如圖 16 所示。以下將就低潮位線、-5 m 線、-10 m 線及 -15 m 線之變化情形各別討論之。

- (1) 低潮位線：由圖中可看出數值計算所得之 1972 年低潮位線與實際之低潮位線除了左邊少部份差距略大外，其餘之部份兩線頗為吻合且其變化之趨勢也頗相近。將 1972 年與 1931 年之低潮位線做比較，可看出 1972 年之低潮位線有向離岸方向移動之傾向且漸趨平滑。

- (2) -5 m 線：由於 -5 m 線接近海岸線，因此 1972 年 -5 m 地形線與 1931 年比較，有極大之變化。由圖可看出在 $y=23$ 附近至 $y=7$ 附近處，不管數值計算所得或實際地形，1972 年之 -5 m 線均向岸移動，且數值計算之地形線與實際地形線幾近重合，而在 $y=23$ 附近向左處，1972 年之地形線則向離岸方向移動。數值與實際之地形線雖略有差異但其移動的傾向仍是相同的。

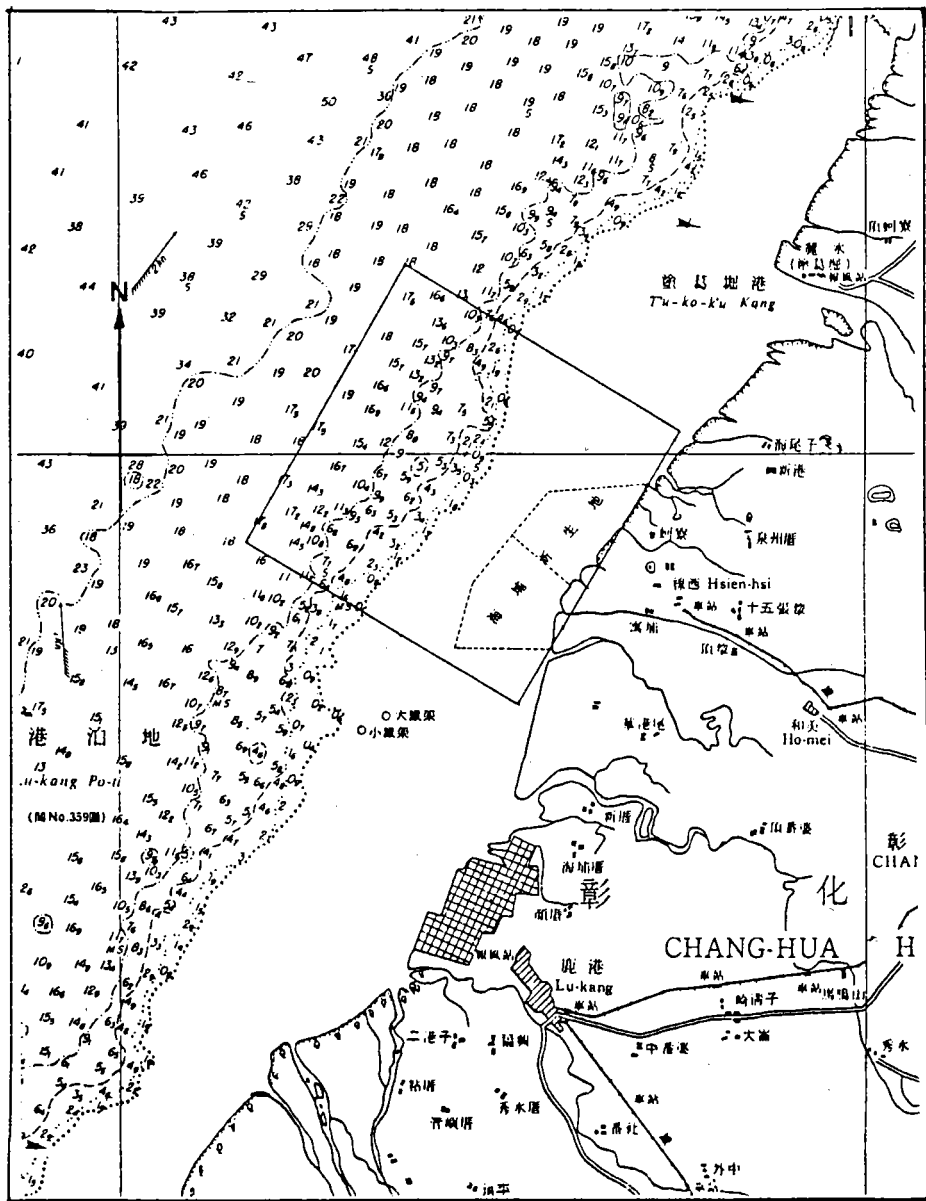


圖15 1972年彰化寓埔附近之平面地形圖。

- (3) -10 m 線：此部份由於已離岸較遠因此其變化不似 -5 m 線那麼大。若將 1972 年數值計算與實際之地形線與 1931 之 -10 m 地形線做一比較，可知在 $y=15$ 向右處 1972 年之地形線向岸向移動，但其變化幅度並不很大，而在 $y=16$ 向左處 1972 年之地形線，則向離岸向移動，且變化幅度較 $y=15$ 向右處大。比較 1972 年之數值計算地形線與實際地形線，可發現其數值雖

有差異但其侵蝕與堆積的傾向均一致，而以計算所得之地形線較實際之地形線平滑。

- (4) -15 m 線：此部份由於離岸更遠，因此其變化均較前述之各部份少。將圖中之 1972 年數值與實際之地形線與 1931 年之地形線比較，在 $y=15$ 向左處均呈堆積，在右邊則堆積、侵蝕均有，但變化很小。又數值模擬的水深線除了最左方少許偏離較大外，其餘部份變化趨勢頗為相近。

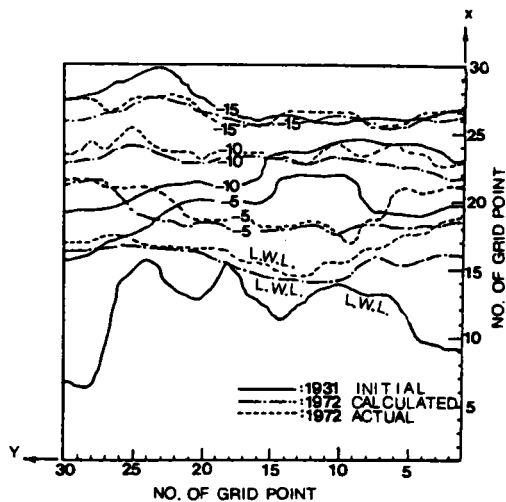


圖16 1931年起始計算地形與1972年實際及數值計算比較圖
(格點間隔 247.5 公尺)。

由於實際的地形變化所牽涉之因素不僅只有波浪、流等因素，尚包括颱風，河川輸沙及人為之建設與破壞等諸多因素，故模擬所得之1972年的平面地形變化與1972年實際之地形雖不盡相同，但就其總體趨勢而言尚稱良好。

六、結 論

依本文模式理論進行例證及實例應用之結果，綜合可得下列幾點結論：

- (1) 本模式就各種不同之入射波場進行數值計算，計算所得之海底地形平面變化均能滿足 Iwagaki 和 Noda [15] 所提之平台型海灘與沙洲型海灘的分布範圍。
- (2) 隨入射波浪波形尖銳度的遞減，海灘變化由沙洲型逐漸轉變成平台型，此種變化的過程與 Short 觀測澳洲實際海灘的變換過程頗為相近。
- (3) 在實例應用中，計算所得之地形變化與實際地形變化比較，其總體變化趨勢尚稱良好。
- (4) 本模式在平面波場變形模式及近岸流場模式中均導入時間項的影響，因此對於非定常 (unsteady) 波浪作用下的平面海灘地形變化亦可適用。
- (5) 在本文實例計算中對於河流存在之影響，及結構物存在時所引起的反射及繞射作用均未列入考慮，因此若能在模式中加入河川輸沙的影響及結構物存在之影響必能使模擬預測更加完整，同時也使模式本身更能適應各種狀況。

七、謝 誌

本研究承行政院農業發展委員會提供研究經費 (計畫編號：74 農建-7.1-源利-32(2))，並承農委會林永德技正提供寶貴意見，謹此一併致謝。

參考文獻

1. Pelnard-Considere, R., "Essai de Theorie de l'Evolution des Formes de Rivage en Plages de Sable et de Galets," 4th Journe de l'Hydraulique, Les Energies de la Mer, Question III Report No. 1 (1956).
2. Bakker, W. T., "The Dynamics of a Coast with a Groin System," *Proc. of the 11th Conference on Coastal Engineering, ASCE*, pp. 492-517 (1968).
3. Willis, D. H., "An Alongshore Current Beach Evolution Model," Hydraulic Laboratory, Division of Mechanical Engineering, National Research Council of Canada, Report No. HY-92 (1978).
4. 山口正隆，大津正司，西岡洋一，「非定常波浪による2次元海浜変形の數值計算」，日本第28回海岸工學講演會論文集，pp. 290-294 (1981)。
5. Watanabe, A., "Numerical Models of Nearshore Currents and Beach Deformation," *Coastal Engineering in Japan*, Vol. 25, pp. 147-161 (1982).
6. Perlin, M. and R. G. Dean, "3-D Model of Bathymetric Response to Structures," *Journal of Waterways, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE*, Vol. 111, No. 2, pp. 153-170 (1985).
7. de Vriend, H. J., "2 DH Mathematical Modeling of Morphological Evolutions in Shallow Water," *Coastal Engineering*, Vol. 11, No. 1, pp. 1-27 (1987).
8. Short, A. D., "Three Dimensional Beach-Stage Model," *Journal of Geology*, Vol. 87, No. 5, pp. 553-571 (1979).
9. Le Mehaute, B. and R. C. Y. Koh, "On the Breaking of Wave Arriving at an Angle to the Shore," *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 5, No. 1, pp. 67-88 (1967).
10. Longuet-Higgins, M. S. and R. W. Stewart, "Radiation Stress in Water Waves: A Physical Discussion with Applications," *Deep Sea Res.*, Vol. 11, No. 4, pp. 529-569 (1964).

11. Horikawa, K., ed., "Nearshore Dynamics and Coastal Processes," *University of Tokyo Press* (1988).
12. Horikawa, K. and A. Watanabe, "A Study on Sand Movement Due to Wave Action," *Coastal Engineering in Japan*, Vol. 10, pp. 39-57 (1967).
13. Noda, E. K., "Nearshore Circulations under Sea Breeze Condition and Wave-Current Interactions in the Surf Zone," *Tetra Tech. Rep.*, Vol. TC-149, No. 4, pp. 41-140 (1974).
14. 堀江毅、金子安雄、村上和男, 「潮流の数値シミュレーションについて—特に境界条件と支配因子の取扱い」, 日本運輸省港灣技術研究所講演會集, pp. 53-90 (1978)。
15. Iwagaki, Y. and H. Noda, "Laboratory Study of Scale Effects in Two Dimensional Beach Processes," *Proc. of 8th Conference on Coastal Engineering*, pp. 194-210 (1963).
16. 臺灣省政府建設廳水利局, 「彰化海埔地開發計劃書」(1965)。

本文討論意見將在本刊後期討論欄中刊出, 請將意見於六個月內寄交總編輯。

78年7月14日 收稿
78年10月22日 修改
78年11月6日 接受