

# 港灣報導



季刊 第86期

## 要 目

- ❖ 離岸式風力發電機基座地形沖刷與保護工安定研究
- ❖ 臺中港海域侵淤特性分析
- ❖ 板樁式碼頭受震易損性分析之研究—以花蓮港為例
- ❖ 互逆格林函數之應用-視窗化介面系統之建置與測試
- ❖ 智慧化海運系統之整合研究

中 華 民 國 99 年 6 月 出 版



# 港灣報導季刊

第 86 期

交通部運輸研究所

中華民國 99 年 6 月

## 港灣報導第86期

刊期頻率：季刊

出版機關：交通部運輸研究所

地址：10548臺北市敦化北路240號

網址：www.iot.gov.tw

電話：(02)23496789

總編輯：黃德治

編輯委員：邱永芳、朱金元、林昭坤、何良勝、簡仲璟、  
蘇青和、單誠基、馬維倫

出版年月：每年2、6、10月

創刊年月：中華民國77年2月1日

定價：100元

本次出刊：300冊

本書同時登載於交通部運輸研究所網站

印刷者：承亞興企業有限公司

展售處：

交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880

國家書店松江門市：10485臺北市中山區松江路209號F1•電話：(02)25180207

五南文化廣場：40042臺中市中山路6號•電話：(04)22260330

GPN：2007700020 ISSN：1019-2603

著作財產權人：中華民國（代表機關：交通部運輸研究所）

本著作保留所有權利，欲利用本著作全部或部分內容者，須徵求交通部運輸研究所書面授權。

# 目 錄

## 一、離岸式風力發電機基座地形沖刷與保護工安定研究…… 1

陳信宏 國立成功大學水工試驗所研究助理  
楊瑞源 國立成功大學水工試驗所副研究員兼任海洋中心副主任  
江文彬 國立成功大學水工試驗所技術員  
黃煌輝 國立成功大學水利及海洋工程學系教授兼任副校長  
吳念祖 中興工程顧問公司水利及海洋工程部技術經理

## 二、臺中港海域侵淤特性分析…………… 11

張憲國 國立交通大學土木工程學系 教授  
劉勁成 國立交通大學土木工程學系 博士後研究員  
溫志中 弘光科技大學環境與安全衛生工程系 助理教授  
陳蔚璋 國立交通大學土木工程學系 博士研究生  
蔡立宏 交通部運輸研究所港灣技術研究中心 研究員  
翁瑞嘉 國立交通大學土木工程學系 碩士生

## 三、板樁式碼頭受震易損性分析之研究—以花蓮港為例……27

柯永彥 國家地震工程研究中心專案副研究員  
楊鶴雄 臺灣海洋科技研究中心助理研究員  
陳正興 國立台灣大學土木工程學系教授  
謝明志 交通部運輸研究所港灣技術研究中心研究員  
賴瑞應 交通部運輸研究所港灣技術研究中心研究員  
林雅雯 交通部運輸研究所港灣技術研究中心副研究員

## 四、互逆格林函數之應用-視窗化介面系統之建置與測試…41

陳冠宇 國立中山大學海下科技及應用物理研究所助理教授  
林佳豪 國立中山大學海洋環境及工程研究所博士候選人

## 五、智慧化海運系統之整合研究…………… 49

邱永芳 交通部運輸研究所港研中心主任  
張富東 交通部運輸研究所港研中心研究員  
蔣敏玲 交通部運輸研究所港研中心副研究員



# 離岸式風力發電機基座地形沖刷與保護工安定研究

陳信宏 國立成功大學水工試驗所研究助理  
楊瑞源 國立成功大學水工試驗所副研究員兼任海洋中心副主任  
江文彬 國立成功大學水工試驗所技術員  
黃煌輝 國立成功大學水利及海洋工程學系教授兼任副校長  
吳念祖 中興工程顧問公司水利及海洋工程部技術經理

## 摘要

本文主要瞭解離岸風力發電基座附近在波浪海流外力作用下所引致之基樁周遭海底床沖刷之問題，並探討風機基座保護工所受波流水動力是否影響基座安全等研究。藉由平面動床基礎沖刷水工模型試驗，以探究不同水深區位波浪及海流作用下基座附近之地形變化與基座旁保護工之安定。12m與16m水深基座經季風波、颱風波與造流各條件之作用下，以最低低潮位颱風波搭配海流之條件下，產生最大之沖刷深度分別為2.73 m(1.31D)

與2.42 m(1.17D)，而沖刷範圍為6D與2.5D(大於0.5 m深之沖刷地形)。12m水深基座鋪設保護工後，以內側沖刷趨勢較為明顯，約1.0~1.5 m之沖刷深度，保護工之預鑄方塊則呈現安定之狀態。而16m水深基座保護工內側沖刷深度約0.5~1.0 m，而保護工外側僅發生局部性些微之沖刷，沖刷深度於0.5 m內之局部範圍，然而保護工之預鑄方塊靠近基座內側一排有4~5塊發生移動與傾斜之情況，其餘方塊與0.5~1ton之塊石則呈現安定之狀態。

## 一、前言

地球上可供人類使用的傳統化石能源是極其有限和不可再生的，根據聯合國能源署的統計報告，按可供開採儲量預計，煤炭資源約可再供給人類使用200年、天然氣資源可再用50年，而石油資源則約可用30年。這即是目前全世界在能源使用上所逐漸面臨的兩大危機，一是化石燃料資源的日

益枯竭，二是溫室效應現象的加速惡化。而化石能源經過燃燒後所產生之二氧化碳是造成溫室效應的主因，因此開發潔淨、可循環使用且不虞匱乏之再生能源乃是世界能源技術開發運用之主流。能源科學家預計，21世紀的最主要能源將是核能、太陽能、風能、地熱能、海洋能、氫能和可燃冰。

台灣為一海島型國家，自主生產之化石燃料資源極度貧乏，絕大部份的能源供給均須仰賴國外進口，能源需求有97%仰賴進口；然而台灣本身因屬於季風氣候區的國家，本身蘊含了極為豐富的風力資源，尤以西部沿岸風力強勁，非常適合陸上及離岸式風力發電，如果可以善加開發利用台灣環島離岸海域蘊藏豐富的風力資源將有助於國內能源之多元化與自主性發展，那麼不只可降低本國對能源進口的過度依賴，同時亦可緩和台灣可能發生之用電危機，而幾乎無污染的

風力能源，對環境永續也有積極的助益。惟台灣本島地小人稠，陸上可供建機組之位置有限，故朝離岸海域開發風力電廠乃為未來開發之趨勢。

而為瞭解離岸風力發電基座附近在波浪海流外力作用下所引致之基樁周遭海底床沖刷之問題，並探討防制對策及研究風機基座所受波流水動力是否影響基座安全等課題。期藉由平面動床基礎沖刷水工模型試驗，以探究不同水深區位波浪及海流作用下基座附近之地形變化與保護工之安定。

## 二、研究方法

### 2.1 海洋結構物鄰近之沖刷現象

海工構築物佈置與泥沙沖淤有著密切的關係，因工程構築物的佈設將改變原流場及波浪場的底床泥沙動力條件。而結構物附近之沖刷乃肇因於近底床流速的局部加速度(或減速度)變化或紊流(渦漩)引致之局部輸沙能力增強所造成之結構物周遭底床裸露降低的現象。一旦沖刷坑洞(scour hole)形成，於坑洞前緣還將發生流離現象同時併生混合層(mixing layer)的發展，這都會構成更強的紊流強度與進一步的沖刷作用。水下座底式結構物，如座底式平台、樁柱等，當水流通過這些結構體時即形成繞流，並在結構體水流下游側形成較強的水流渦漩。繞流及渦漩在一定流速下將沖刷結構物周圍的泥沙，特別在結構物水流下游的強渦漩區形成沖刷深坑，於

較大波浪條件下，結構物的基礎沙基將遭破壞，從而導致結構物或滑移、或傾斜、或傾倒等。

一般在海洋樁柱結構物鄰近之沖刷現象可區分為純粹水沖刷(clear water scour)及動床沖刷(mobile-bed scour)等；前者係上游側無輸沙的狀況(即平均深度流速 $U < U_{cr}$ )時，而動床沖刷則發生於 $U > U_{cr}$ 時。Breusers et al. (1977)、Melville (1988)、Melville-Sutherland (1988)、Kothyari et al. (1992)及Melville (1997)與Lim (1997)等均曾進行過相關的研究。De Bruyn (1988)探討了直立管柱在波、流作用下的沖刷現象，其水工試驗擇用之底質材料為中值粒徑 $D_{50}=0.2\text{mm}$ 之沙粒，試驗水深為 $0.3\text{m}$ ，管柱上游側之平均深度流速達 $0.4\text{m/s}$ (動床， $U/U_{cr}>1$ )。其試驗結果

之最大沖刷深度綜整如下：

$$d_{s,max}/D = \alpha \dots\dots\dots (3)$$

其中D為直立管柱直徑，當 $\alpha=1.3$ 為只受流之作用下， $\alpha=1.0$ 在流與未碎波的波浪作用下， $\alpha=1.9$ 在流與碎波的波浪作用下。

至於沖刷坑的長度，在只受流的作用下，其上游側約為3D的長度，下游側則約為5D的長度。而當同時受波、流的作用下，沖刷坑的長度，上游側約為4D，下游側則變為6D。

另水下橫臥於海床上的管線受波、流作用下之周遭海床沖刷可依速度比 $U_b/U_c$ 決定，其中 $U_b$ 為靠底床振盪水流流速的振幅，而 $U_c$ 為海床管線上方1/2~1倍管徑高度的水流速度。當 $U_b/U_c$ 愈大則水下橫臥管線下方之最大沖刷深度將以波場為主宰，其沖刷量可依式(4)推估；反之當 $U_b/U_c$ 愈小時則以流為主控因子，其最大沖刷深度以式(5)分析之。

$$d_{s,max}/D = 0.1(KC)^{0.5} \dots\dots\dots (4)$$

$$d_{s,max} = 0.97D^{0.8}(U^2/2g) \dots\dots\dots (5)$$

其中KC為無因次參數(Keulegan-Carpenter Number);  $KC=2\pi a/D$ , 而a則為入射振盪水流之最大振幅。

## 2.2 基座沖刷試驗方法及條件

風力機基座三維動床基礎沖刷試驗係針對離岸風力機基座附近可能形成之沖刷或淤積所進行之動床試驗，因此重點在波流場與砂粒之兩相流流動能否較真切地被模擬。本文基礎沖刷試驗乃以模擬季風與颱風波浪及有無海流作用下風力機基座基礎附近漂砂為主要考量。

基座平面動床沖刷之水工模型試驗項目為基座鄰近地形變化及基座旁之沖刷深度，模擬動床範圍涵蓋以基座為圓心，20倍預定植入之樁徑(D)為半徑之方圓區域。考量滿足動力相似條件、試驗範圍、實驗設備及試驗場地大小等因素之限制，決定風力機基座沖刷水工模型試驗建構採長度比尺為1/36之等比模型方式建構。圖1為12與16公尺水深風力基座設計示意圖。

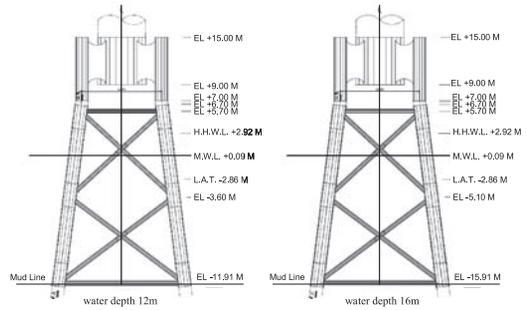


圖1 12與16公尺水深風力基座示意圖

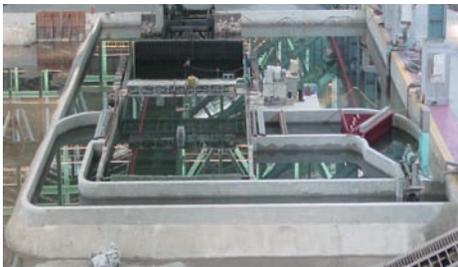
台灣西部海域(彰濱工業區外海)之波浪特性主要乃受冬季季節風以及颱風所主導，其中颱風波浪雖屬短期因素，然其對近岸段底質淘刷之影響最巨，颱風來襲時，不論直接侵襲本島或僅由本島周圍掠過，所掀起之颱風波浪往往使得海岸地形在一夜之間完全變樣；但在另一方面，季風波浪長期作用下，加上海流之影響，亦會造成基座附近底床之沖刷，因此本試驗將以颱風波浪與季風波浪為模型試驗之波浪條件。表1所列為二組基座之試驗條件，不規則波波譜型式採用JONSWAP波譜，尖峰集中度係數(peak enhancement factor)  $\gamma$  值為2.08。

表1 平面動床基礎沖刷試驗波浪條件

試驗 基座 水深	潮位	水位(m)		波高 $H_{1/3}$ (m)		週期 $T_{1/3}$ (sec)		海流(m/s)	
		現場	試驗	現場	試驗	現場	試驗	現場	試驗
12 m	M.W.L.	13.39	0.372	6.77	0.188	11.74	1.96	0.0	0.0
	L.L.W.L.	10.44	0.290						
	M.W.L.	12.09	0.336	2.5	0.069	7.0	1.17		
	L.L.W.L.	9.14	0.254						
16 m	M.W.L.	17.39	0.483	7.72	0.214	11.67	1.95	1.0	0.17
	L.L.W.L.	14.44	0.401						
	M.W.L.	16.09	0.447	2.5	0.069	7.0	1.17		
	L.L.W.L.	13.14	0.365						

### 2.3 基座沖刷試驗設備及配置

平面基座沖刷試驗乃於平面循環水槽進行(照片1)，該水槽長27 m、寬19 m、深1 m可同時造波與造流，水槽內安置一部平推活塞式(piston type)不規則造波機，造波機配置具有主動吸收反射波功能之裝置。造流系統以一組軸流式抽水馬達，可產生正逆流之水流，該馬達轉速最大達 $50H_z$ ，約相當最大可提供0.4CMS零揚程之流量；而整流段包括導流面板以及由長20 cm、直徑0.8 cm之吸管所組成之蜂巢結構，以調整流況至均勻與穩定。試驗段前入流口與試驗段後流出口，各架設可調整式導流設施，可調整入流之角度。



照片1 平面循環試驗水槽

圖2為平面試驗佈置示意圖，在平面循環水槽中鋪設長3 m，寬7 m，高0.35 m之動床(煤灰底床)試驗區域，

前方鋪設坡度為1/10之混凝土固定底床，動床試驗區域左右兩側為造流之循環水道，搭配軸流式馬達進行造流，水流行進過程中分別以導流片與蜂巢式整流設施加以整流與穩定水流，而使流況穩定；基座模型架設於動床試驗區域靠近中央位置，試驗過程中觀測波浪作用於基座上之情況。此外，動床試驗區域後方為消波設施以減少波浪之反射情況；另於試驗區段中架設軌道與台車，台車上架設波高計、流速儀及砂面測定儀，其中基座前方與左側架設波高計及流速儀，以量測入射波高與造流之水流速度。

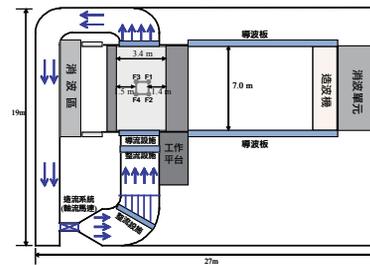


圖2 平面風力基座基礎沖刷試驗佈置示意圖

而地形變化之量測主要以基座附近產生沖刷之區域為主，整體量測線為28條測線，包含基座前後範圍與基座內側，測線之間距為 $0.52D$ 或 $1.04D$ (3 cm或6 cm)，測點間距為 $0.52D$ (3 cm)，全部共924個測點，整個地形量測點位分佈如圖3所示。

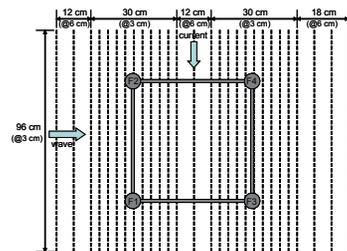


圖3 地形量測測線分佈

### 三、結果與討論

#### 3.1 平面動床基礎沖刷試驗結果

颱風波浪於試驗過程中每作用10分鐘(現場1小時)即停止造波並進行地形量測，直至累積波浪作用時間80分鐘(現場8小時)為止。表2為12m與16m水深基座經造波與造流試驗後所得到基座四根柱體旁之最大沖刷深度與柱體直徑之比值( $d_{s,max}/D$ ,  $D=2.08$  m)，而其所有試次之最大沖刷範圍整理如表3所示。其中12m水深基座以最低低潮位颱風波搭配造流之條件下(12TLLCM試次)，產生最大之沖刷深度，而以迎流面之柱體(F2、F4)沖刷較為嚴重，F2柱體之最大沖刷深度已達到1.31D，由圖4可發現颱風波與海流作用10分鐘後，迎流面之柱體F2與F4已下刷至2m深，F1與F3柱體也刷深達到1.4m左右，可見海流對基座沖刷之影響甚為關鍵；當颱風波浪與海流作用80分鐘後，基座附近之地形沖刷深度更深範圍也擴大許多(圖5)，沖刷深度達到0.5 m之範圍約4~6D之間，而沖刷深度達到1.0 m之範圍約2~4D之間，基座內側之沖刷深度約0.5~1.5 m之間，照片2所示。



照片2 12TLLCM試次造波後地形變化情形

表2 基座最大沖刷深度與柱體直徑之比值

試次	F1/D	F2/D	F3/D	F4/D
12TMM	0.61	0.55	0.67	0.62
12TLLM	0.92	1.00	1.01	1.04
12SMM	0.21	0.23	0.22	0.28
12SLLM	0.33	0.28	0.28	0.38
12TMCM	1.02	1.19	1.00	1.09
12TLLCM	1.11	1.31	1.13	1.26
12SMCM	0.42	0.90	0.44	0.93
12SLLCM	0.59	1.07	0.60	1.05
16TMM	0.67	0.65	0.66	0.65
16TLLM	0.54	0.43	0.59	0.47
16SMM	0.33	0.28	0.09	0.32
16SLLM	0.37	0.32	0.33	0.36
16TMCM	0.79	0.95	0.78	0.92
16TLLCM	0.81	1.14	0.79	1.17
16SMCM	0.46	0.94	0.47	0.92
16SLLCM	0.52	1.00	0.48	0.95

表3 基座附近地形之沖刷範圍

試次	不同深度之沖刷範圍					
	>0.2 m	>0.5 m	>1.0 m	>1.5 m	>2.0 m	>2.5 m
12TMM	---	2.5D	1D	---	---	---
12TLLM	---	5D	3D	2D	0.5D	---
12SMM	1.5D	---	---	---	---	---
12SLLM	1.5D	---	---	---	---	---
12TMCM	---	4D	3D	1.5D	1D	---
12TLLCM	---	6D	4D	2.5D	1.5D	0.5D
12SMCM	---	2D	1D	0.5D	---	---
12SLLCM	---	4D	2D	1.5D	0.5D	---
16TMM	6D	2.5D	1D	---	---	---
16TLLM	3D	1.5D	0.5D	---	---	---
16SMM	1.5D	---	---	---	---	---
16SLLM	1.5D	---	---	---	---	---
16TMCM	---	2.5D	2D	1D	---	---
16TLLCM	---	2.5D	2D	1.5D	0.5D	---
16SMCM	---	2D	1.5D	1.2D	---	---
16SLLCM	---	2D	1.5D	1D	0.5D	---

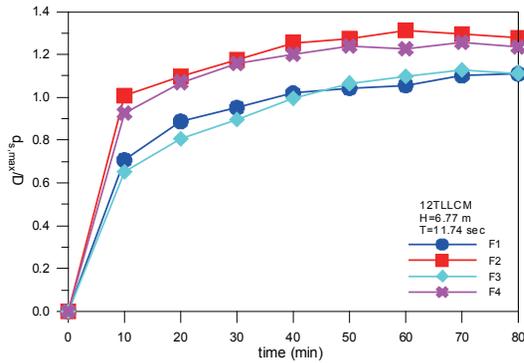


圖4 12TLLCM試次波流作用時間與  $d_{s,max}/D$ 關係圖

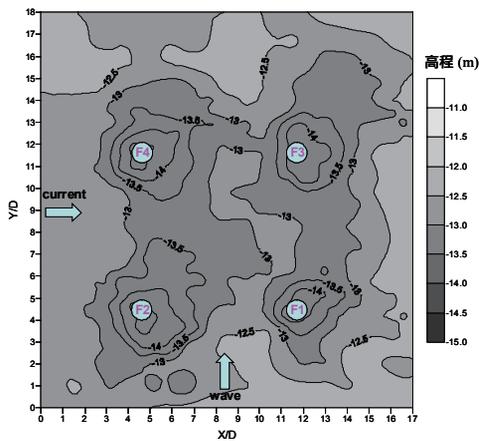


圖5 12TLLCM試次基座附近地形變化

16m水深基座仍以最低低潮位颱風波搭配造流之條件下(16TLLCM試次)，產生最大之沖刷深度，其中基座柱體旁之最大沖刷深度分別為  $d_{s1}=1.68$  m(0.81D)， $d_{s2}=2.37$  m(1.14D)， $d_{s3}=1.65$  m(0.79D)， $d_{s4}=2.42$  m(1.17D)，明顯地迎流面之柱體(F2、F4)仍然沖刷較為嚴重，F4柱體之最大沖刷深度已達到1.17D。圖6與照片3為颱風波浪與海流作用8小時後基座附近之地形變化情形，明顯地沖刷深度慢慢變小，而基座柱體周圍之沖刷範圍也逐漸縮小；以沖刷深度達到0.5 m之地形來看，第2小時其基

座周圍之沖刷範圍約為1.5~2.5D，第4小時後基座周圍之沖刷範圍約為1~1.5D，第8小時後其基座周圍之沖刷範圍縮減為0.5~1.3D，而且基座內側有部分是淤積之情形。

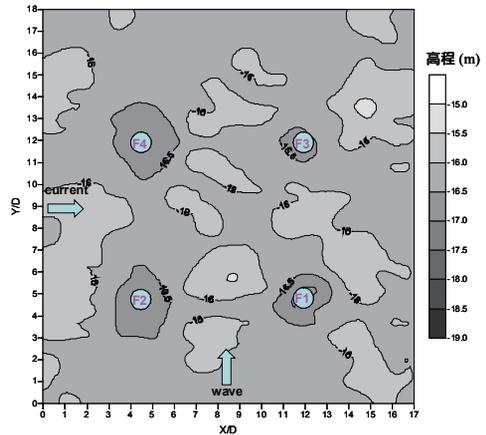


圖6 16TLLCM試次基座附近地形變化



照片3 16TLLCM試次造波後地形變化情形

季風波對12m與16m水深基座所產生之沖刷範圍不大，大部分0.2~0.6 m深度之沖刷約為柱體周圍1~1.5D之範圍內，最大沖刷深度為0.45~0.79 m(0.21~0.38D)之間。季風波與海流對12m水深基座所產生沖刷之影響，主要為海流之因素所造成，而且隨著潮位增高沖刷深度也慢慢減小，迎流

面之柱體最大沖刷深度約為 $0.9\sim 1.1D$ 之間，下游端之柱體最大沖刷深度約為 $0.4\sim 0.6D$ 之間，而且上游端柱體周圍之沖刷範圍為下游端的 $2\sim 3$ 倍大，整體沖刷深度達到 $0.5\text{ m}$ 以上之沖刷範圍約 $4D$ ，圖7與照片4為12SLLCM試次造波後地形變化情況。而季風波與海流對 $16\text{ m}$ 水深基座所產生沖刷之影響，因水深較深季風波浪對底床之沖刷影響較小，主要為海流之因素所造成，迎流面之柱體最大沖刷深度約為 $0.9\sim 1.0D$ 之間，下游端之柱體最大沖刷深度約為 $0.5D$ 左右，整體沖刷深度達到 $0.5\text{ m}$ 以上之沖刷範圍約 $2.5D$ 。

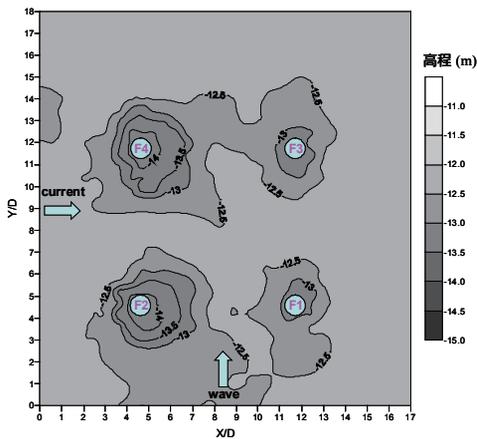


圖7 12SLLCM試次基座附近地形變化



照片4 12SLLCM試次造波後地形變化情形

綜整 $12\text{ m}$ 與 $16\text{ m}$ 水深基座經季風波、颱風波與造流各條件之作用下，以最低低潮位颱風波搭配造流之條件下，產生最大之沖刷深度分別為 $2.73\text{ m}(1.31D)$ 與 $2.42\text{ m}(1.17D)$ ，而沖刷範圍分別為 $6D$ 與 $2.5D$ (大於 $0.5\text{ m}$ 深之沖刷地形)。

### 3.2 基座保護工沖刷試驗結果

針對風力發電機基座保護工之型式與佈置方式，依 $12\text{ m}$ 與 $16\text{ m}$ 水深基座水工試驗結果提出保護工方案，如圖8所示。保護工佈置方式於基座柱體旁下挖 $2\text{ m}$ 深之凹槽(上方 $14\text{ m}$ 寬，下方 $6\text{ m}$ 寬)，先鋪設土工織布，再回填 $5\sim 100\text{ kg}$ 塊石 $0.6\text{ m}$ 與 $0.5\sim 1\text{ ton}$ 塊石 $1.4\text{ m}$ ，最後塊石上方再放置 $2\times 2\times 1\text{ m}$ 之預鑄方塊6排( $12\text{ m}$ 寬)，保護工佈置環繞基座四方周圍，如照片5所示。

由 $12\text{ m}$ 與 $16\text{ m}$ 水深基座沖刷試驗結果，選取沖刷最深且沖刷範圍最大之試驗條件來進行基座保護工安定與沖刷試驗，因此選取 $12\text{ m}$ 與 $16\text{ m}$ 水深基座以最低低潮位颱風波搭配造流之試驗條件(12SLLCM、16SLLCM試次)進行基座保護工水工模型試驗。其中地形變化之量測主要以基座內側與外圍保護工附近產生沖刷之區域為主，整體量測線為35條測線，包含基座保護工四週範圍與基座內側，測線之間距為 $0.52D$ 或 $1.04D$ ( $3\text{ cm}$ 或 $6\text{ cm}$ )，測點間距靠近保護工為 $0.52D$ ( $3\text{ cm}$ )，其餘間距為 $1.04D$ ( $6\text{ cm}$ )，全部共904個測點。

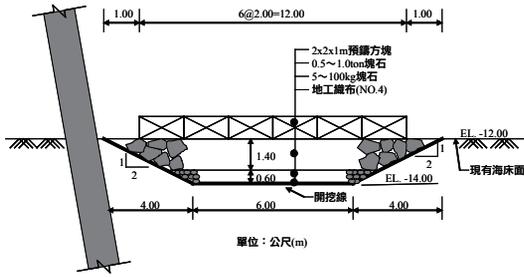


圖8 基座保護工斷面佈置示意圖



照片5 基座保護工佈置方式

表4為12m與16m水深基座保護工試次經造波與造流試驗後所得到保護工內側與外側之最大沖刷深度和最大沖刷深度與柱體直徑之比值( $d_{s,max}/D$ )。12m水深基座保護工方案於最低潮位颱風波配合造流(12TLLCPM試次)之作用下，保護工內側(基座內)與保護工外側之最大沖刷深度分別為 $d_{S(in)}=1.79$  m( $0.86D$ )， $d_{S(out)}=1.22$  m( $0.59D$ )，明顯地基座內側沖刷較為嚴重，而保護工外側沖刷較為輕微，但是都比沒有保護工時之沖刷深度為小(12TLLCPM試次， $d_{S2}=2.73$  m( $1.31D$ ))。圖9為颱風波浪與海流作用8小時後基座與保護工附近之地形變化，基座內側沖刷深度與沖刷範圍都逐漸擴大，幾乎基座內側沖刷深度都達1 m左右，而達到1.5 m沖刷深度之範圍為 $5D \times 7D$ 之區域；另外，保護

工外側於迎波面保護工前 $1.5D$ 位置，發生0.5 m沖刷深度之範圍也有更擴大之趨勢約 $14D \times 3D$ 之區域，也有局部性區域沖刷深度達到1m，但迎流面與迎波面保護工前之淤積高度與範圍也逐漸增加。而保護工之預鑄方塊則呈現安定之狀態，沒有移動或滾落之情況發生，只有迎波面保護工幾顆 $0.5 \sim 1$ ton之塊石有些許之移動，其餘保護工皆為安定之狀態，如照片6所示。

表4 基座保護工內側與外側之最大沖刷深度

試次	$d_{S(in)}$ (m)	$d_{S(out)}$ (m)	$d_{S(in)}/D$	$d_{S(out)}/D$
12TLLCPM	1.79	1.22	0.86	0.59
16TLLCPM	1.53	1.14	0.74	0.55

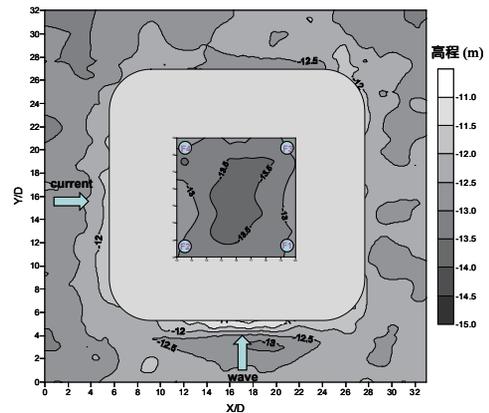


圖9 12TLLCPM試次基座附近地形變化



照片6 12TLLCPM試次造波後保護工安定與地形變化情形

16m水深基座保護工方案於最低潮位颱風波配合造流(16TLLCPM試次)之作用下，保護工內側沖刷趨勢較為明顯，約0.5~1.0 m之沖刷深度，而保護工外側僅發生局部性些微之沖刷，沖刷深度於0.5 m內之局部範圍，

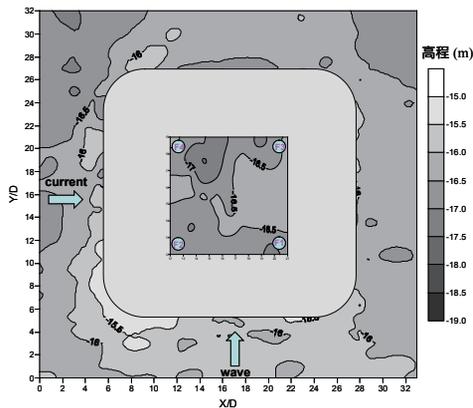


圖10 16TLLCPM試次基座附近地形變化

但迎流面保護工前也有淤積之情況發生，其餘保護工周圍地形變化不大，如圖10所示。而保護工之預鑄方塊靠近基座內側一排有4~5塊發生移動與傾斜之情況，其餘方塊與0.5~1ton之塊石則呈現安定之狀態，如照片7所示。



照片7 16TLLCPM試次造波後保護工安定與地形變化情形

#### 四、結論

12m水深基座經季風波、颱風波與造流各條件之作用下，以最低低潮位颱風波搭配海流(12TLLCM試次)之條件下，產生最大之沖刷深度為2.73 m(1.31D)與沖刷範圍為6D(大於0.5 m深之沖刷地形)。而16m水深基座於同樣條件下(16TLLCM試次)，產生最大之沖刷深度為2.42 m(1.17D)與沖刷範圍為2.5D(大於0.5 m深之沖刷地形)。

12m水深基座鋪設保護工後，以內側沖刷趨勢較為明顯，約1.0~1.5 m之沖刷深度，而保護工外側於迎波面保護工前1.5D位置，發生0.5~1.0 m

沖刷深度之局部範圍，但迎流面與迎波面保護工前也有淤積之情況，其餘保護工周圍地形則變化不大，而保護工之預鑄方塊則呈現安定之狀態。而16m水深基座保護工內側沖刷深度約0.5~1.0 m，而保護工外側僅發生局部性些微之沖刷，沖刷深度於0.5 m內之局部範圍，但迎流面保護工前也有淤積之情況發生。然而保護工之預鑄方塊靠近基座內側一排有4~5塊發生移動與傾斜之情況，其餘方塊與0.5~1ton之塊石則呈現安定之狀態。

## 參考文獻

1. Breusers, H.N.C., Nicollet, G. and Shen, H.W.(1977): Local scour around cylindrical piers, *Journal Hydraulic Res.*, Vol. 15, P. 211-252.
2. Hughes, S.A.(1993): *Physical Models and Laboratory Techniques in Coastal Engineering*. World Scientific.
3. Jensen, B.L., Sumer, B.M., Jensen, R. and Fredsøe, J.(1990): Flow around and forces on a pipeline near a scoured bed in steady current. *Trans. ASME, J. Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, Vol. 112, 206-213.
4. Sumer, B.M. and Fredsøe, J. (1996): Scour around pipelines in combined waves and current. *Proc. 7<sup>th</sup> International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, vol. 5, pp. 595-602.
5. Sumer, B.M., Truelsen, C., Sichmann, T. and Fredsøe, J. (2001 a): Onset of scour below pipelines and selfburial. *Coastal Engineering*, vol. 42, 4, 213-235.

# 臺中港海域侵淤特性分析

張憲國 國立交通大學土木工程學系 教授  
劉勁成 國立交通大學土木工程學系 博士後研究員  
溫志中 弘光科技大學環境與安全衛生工程系 助理教授  
陳蔚璋 國立交通大學土木工程學系 博士研究生  
蔡立宏 交通部運輸研究所臺灣技術研究中心 研究員  
翁瑞嘉 國立交通大學土木工程學系 碩士生

## 一、前言

港灣建設破壞了原有漂沙平衡機制，而常造成鄰港附近地形變遷，再加上近年常發生異常的海氣象事件，港灣鄰近上下游河川持續的排放沙源與強勁的季節風常將大量在平緩沙灘上之沙吹向下游，故常發生海岸侵蝕與淤積以及港池的淤積現象。海岸地形變遷發生原因包括海氣地象條件、港灣結構物建造的形式位置、上下游河川輸沙及人為搬移等，其變遷機制極為複雜，在進行許多改善設施計畫前，需先瞭解其整個變遷機制，以使改善方案達到預期的效果。為達到港灣正常營運與海岸永續發展利用的目標，本研究擬探討臺中港附近地形變遷機制，提出改善建議方案，評估改善方案之效果，俾提供施政以及工程單位之參酌。

臺中港務局於臺中港民國65年建港後，針對臺中港鄰近海域漂沙現象進行一系列之研究。其主要研究包括：臺中港第一期工程完工報告(1985)；臺中港漂沙評估報告(1979)；臺中港港口擴建計畫評估研究(1988)；臺中港北

側淤沙區漂飛砂整治規劃研究(1992)；臺中港漂沙防制與新生地開發(1994)；臺中港港池泊渠浚及圍堤造地規劃(1999)；臺中港北側淤沙區漂飛沙整治暨生態保育研究(2003)；臺中港北側淤沙區漂飛沙整治第三期工程可行性研究(2007)。綜合上述研究結果顯示，臺中港鄰近海域長期受到海岸漂沙活動及東北季風吹襲影響，導致港區北側鄰近海域持續淤積，對臺中港區航道及附近漁港水域產生影響。為解決臺中港北側淤積問題，港區持續以圍堤造地及淤沙區漂飛沙整治方式對海岸漂沙進行處理。依據臺中港北側淤沙區漂飛沙整治第三期工程可行性研究(2007)研究報告指出，臺中港海域漂沙現象除使北淤沙區因沙地面積增加導致飛沙問題更加嚴重外，歷年來持續淤積之漂沙，已使北淤沙區及南側港外航道海域水深地形變淺，致使北淤沙區逐漸呈現飽和，降低攔阻海岸漂沙能力。此外，受到颱風所帶來之豪雨影響，大量土沙伴隨洪水帶出河口，為海岸提供更充足的沿岸漂沙，如2008

年薈蜜颱風及辛樂克颱風。為瞭解臺中港附近海域之漂沙運動特性，本研

究透過歷年海象及地象資料之基本分析與統計瞭解地形變化特性。

## 二、地形變化趨勢分析

由於漂沙現象之水理機制複雜，故於進行海岸保護規劃時應對計畫區鄰近歷年之地形變化詳予比較分析後，再進行改善規劃作業。本章擬分析自民國85至民國95年間臺中港附近地形侵淤變化，以統計分析方式歸納出附近地形的侵淤變化趨勢。

### 2.1 漂沙特性分析

計畫區附近海域漂沙特性之分析，主要係依附近海底底質特性及波浪觀測資料分析與漂沙相關之各項指標，如向離岸斷面型態分類之判定係數( $C_s$ )、碎波水深( $d_b$ )、漂沙移動界限水深( $d_s$ 、 $d_g$ ：表層與集體移動界限水深)及沿岸流輸沙範圍之界限水深( $d_c$ )等，由上述指標可約略判定計畫區附近海岸漂沙之活動範圍及海岸特性。

#### 2.1.1 漂沙代表波浪特性分析

依據港灣技術研究中心出版的「2007年港灣海氣地象觀測資料年報(波浪部分)」的分析，季風波浪在冬季以N向為主，夏季波浪則以W向為主。冬、夏兩季波浪之波高、週期資料，冬季之代表性波浪波高( $H_s$ )為2.1m，週期( $T_s$ )為6.6sec，夏季之代表性波浪波高( $H_s$ )為0.9m、週期( $T_s$ )為6.3sec。

#### 2.1.2 碎波水深之決定

碎波帶之大小影響漂沙現象極為顯著，而碎波帶之決定一般以碎波水

深表示之。波浪於碎波時約有60%之能量逸出，對海岸地形之變化及沿岸漂沙之影響頗巨，故在漂沙分析上必須加以考慮，而影響碎波之因素至為複雜，如入射波波形尖銳度、底床坡度及波高水深比等，因此發展出不少理論及經驗性公式，於本研究中選取Le Mèhautè (1967)提出有關碎波波高經驗式，配合Goda (1970)對不規則波所提之碎波指標公式，可求得所需之碎波水深，其完整之計算公式列示如下：

$$\frac{H_b}{H_o} = 0.76S^{1/7} (H_o/L_o)^{-1/4} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{H_b}{L_o} = A \{1 - \exp[-1.5\pi (\frac{h_b}{L_o})(1 + 15S^{4/3})]\} \dots\dots(2)$$

式中 $H_o$ 、 $L_o$ 為外海入射波波高與波長； $H_b$ 為碎波波高； $h_b$ 為碎波水深； $S$ 為底床坡度； $A$ 為經驗係數，於描述規則波時採 $A=0.17$ 。

經由上述二式將代表性波浪資料代入，可求得冬季碎波波高( $H_b$ )為2.08m，碎波水深( $h_b$ )為2.75m；夏季碎波波高則為1.07m，碎波水深為1.35m。

#### 2.1.3 漂沙移動界限水深計算

沙粒欲活動有其一定之摩擦力，若波浪或流之推曳力小於此等摩擦力，則沙粒將不致漂移，而此推曳力之大小決定於波浪條件、底質粒徑及海底坡降等因素。有關漂沙活動範圍之探討，於港灣工程規劃之漂沙問題

分析中，以表層移動界限水深與集體移動界限水深較顯重要。所謂表層移動界限水深( $d_s$ )即海底表面沙粒能隨波浪進行方向或沿岸流方向移動之水深界限，可視為漂沙能有效移動之水深界限；所謂集體移動界限水深( $d_g$ )即某種深度以上之沙粒全部脫離其原來位置，沙粒移動十分顯著，是為含有明顯水深變化之臨界條件。

有關此兩項漂沙移動界限水深之計算，本研究採佐藤昭二(1962)按實地觀測及放射性沙作模型試驗結果所提之公式運用之，其公式如下：

$$\frac{H_o}{L_o} = A \left( \frac{D_m}{L_o} \right)^{1/3} \left[ \sinh \left( \frac{2\pi d}{L} \right) \right] \left( \frac{H_o}{H} \right) \dots \dots \dots (3)$$

式中 $H_o$ 為深海波波高(m)； $L_o$ 為深海波波長(m)； $D_m$ 為平均粒徑或用中值粒徑 $D_{50}$  (m)； $d$ 為漂沙之臨界移動水深(m)； $A$ 為經驗係數，視 $A$ 係數之採用值不同而可得 $d_s$ (表層移動界限水深)及 $d_g$ (集體移動界限水深)； $H$ 、 $L$ 為於水深 $d$ 處之波高與波長；當欲求表層移動界限水深時，採 $A=1.35$ ，當欲求集體移動界限水深時，採 $A=2.40$ 。

經將所得之代表性波浪資料代入，配合微小振幅波與Snell's law，可求得冬季時表層移動界限水深( $d_s$ )為10.45m，集體移動界限水深( $d_g$ )為5.47m；夏季時此二值各為3.81m、1.83m。

#### 2.1.4 沿岸流漂沙之界限水深(Closure Depth)

海岸地形之變化主要可分為向離岸方向(on-off shore)與沿岸方向(longshore)，其中又以沿岸方向代表海岸長期變化之特性，而沿岸輸沙之大小則以沿岸流影響為主，本節所將計

算之界限水深(closure depth)即可視為沿岸流輸沙之影響界限，故視為沿岸輸沙之一重要指標。有關此值之計算採Hallermeier (1983)提出之公式如下：

$$d_c = [2.9H_o / \sqrt{(\rho_s / \rho) - 1}] - 110H_o^2 / [(\rho_s / \rho) - 1]gT^2] \dots \dots (4)$$

式中 $\rho_s$ 為底床沙粒之密度； $\rho$ 為海水之密度； $H_o$ 為外海入射波波高； $T$ 為入射波週期； $g$ 為重力加速度。將前述所得代表性波浪資料代入上式，可得冬季時之界限水深 $d_c$ 值為4.05m；夏季時則為1.94m。

#### 2.1.5 海岸縱斷剖面變化判定

依Sunamura 和 Horikawa (1974)調查日本沿岸灘線至水深-20m間海灘地形變化，並記錄各不同海岸海灘剖面之侵蝕、淤積之結果而歸納分類海灘之型式有下列三類：

- 第一類：侵蝕型(Bar型)
- 第二類：變遷型
- 第三類：堆積型(Step型)

其分類型如圖1所示，而其判別式為： $H_o / L_o = C_s (\tan \theta)^{-0.27} (D_{50} / L_o)^{0.67} \dots \dots \dots (5)$

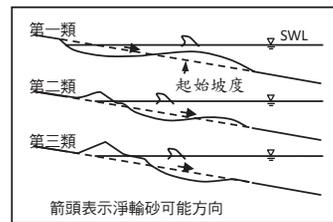


圖1 Sunamura 和 Horikawa之海灘分類(1974)

於實地測量結果判別如下：

- $C_s < 9$ ：為堆積型(第三類)
- $18 > C_s > 9$ ：為變遷型(第二類)
- $C_s > 18$ ：為侵蝕型(第一類)

式中 $H_o$ 為外海入射波波高(m)； $L_o$ 為外海入射波波長(m)； $D_{50}$ 為底床砂

粒中值粒徑(m)； $\tan \theta$  為底床坡度； $C_s$  為判定係數。將前述冬季代表波浪資料代入，求得 $C_s=46.57$ 大於18.0，故於冬季期間該區域之海灘縱剖面屬於侵蝕型剖面；另依夏季代表波浪資料代入，求得 $C_s=20.41$ 亦大於18.0，故於夏季期間該區域之海灘縱剖面亦屬於侵蝕型剖面。

### 2.1.6 漂沙特性指標綜合整理

依據上述各項指標分析結果，約略判定計畫區海岸漂沙之活動範圍及海岸特性，詳如表1所示。其中海底坡度部份，考量在季風波浪作用下，漂沙主要移動範圍約在-10m水深內，其現場地形坡度在-10m等深線內約在1/80，故在條件選擇時取用影響近岸地形較大之海床坡度約1/80作為計算時之條件；另漂沙粒徑則參考臺中港務局於民國92年完成之「臺中港北側淤沙區漂飛沙整治暨生態保育研究」調查成果，漂沙採樣調查中值粒徑介於0.18mm~0.28mm之間，平均值約為0.22mm。

表1 計畫區海岸漂沙特性一覽表

項目	入射波向	代表波浪		碎波波高 (m)	碎波水深 (m)	漂沙移動 限界水深 (m)		沿岸流漂沙 限界水深 (m)	海灘縱 斷面特 性 $C_s$
		波高 (m)	週期 (sec)			$d_s$	$d_g$		
		$H_s$	T	$H_b$	$h_b$	$d_s$	$d_g$	$d_c$	
冬季	N	2.1	6.6	2.08	2.75	10.45	5.47	4.05	侵蝕型 (46.57)
夏季	W	0.9	6.3	1.07	1.35	3.81	1.83	1.94	侵蝕型 (20.41)

## 2.2 平面侵淤特性分析

計畫區鄰近海岸地形水深自民國65年起，由臺中港務局及工業局等單位陸續於計畫區進行海岸地形水深調查工作，經本研究蒐集到之水深資料

包含10次測量成果，如表2所示。

表2 計畫區歷年觀測水深概況表

單位	調查時間	備註
台中港務局	85年、86年、87年、89年、90年、91年、92年、93年、94年、95年	施測範圍北起大甲溪出海口，南至烏溪出海口，東濱台中港港埠設施，西迄外海水深約-30m~-40m等深線。

海岸設置任何結構物將影響到鄰近海岸之地形變化，其影響程度則依結構物規模、設置位置及完成時間等因素有關。在結構物完成後最初數年內影響最大；但隨時間之增長，海岸地形亦趨於新的平衡狀態，影響程度也隨之減少。計畫區海岸受臺中港之影響最大，臺中港於民國65年完成主體工程，爾後陸續辦理擴建工程，相關工程內容茲彙整如表3所示，施工位置則如圖2所示。

表3 臺中港後續工程一覽表

開工日期	完工日期	工程內容
民國79年	民國84年	延長北防波堤850公尺。
民國89年	民國91年	延長北防波堤480公尺。

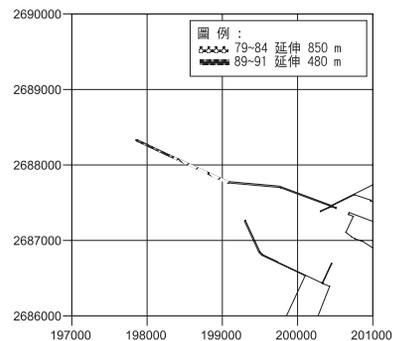


圖2 臺中港後續工程位置圖

本節採用已蒐集之地形水深圖(民國85年~95年間)，進行相關之海岸地形變遷趨勢分析。為便於了解海岸之特性，將計畫區沿岸方向海岸分為

A~G等7個區域，由表1可知，冬季時表層移動界限水深( $d_s$ )為10.45m，夏季時為3.81m，因此，本研究在考量漂沙移動界限水深下，將向離岸方向分為4區，分別為0m以上標示為第0區、0m至-5m之間標示為第1區、-5m至-10m間標示為第2區、-10m以上標示為第3區，來詳細探討各分區的侵淤狀況，各分區代號詳圖3所示。由圖中可知，A、B區為防沙堤以北區域；C區為臺中港北防波堤至防沙堤之間的區域；D、E、F、G區為臺中港北防波堤南側區域。

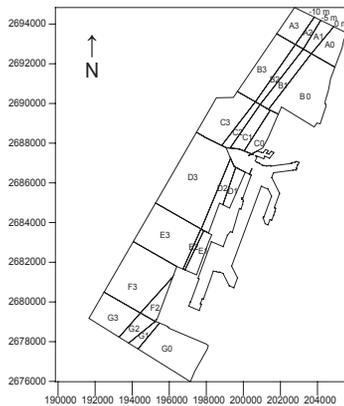


圖3 臺中港地形水深變遷計算分區圖

### 2.2.1 侵淤特性分析

為瞭解各區域內侵淤分佈之情

形，以民國85年之地形水深圖為基準年，繪製各次測量之地形水深資料相對於民國85年測量之地形水深資料侵淤變化圖如圖4~12所示。由圖4~5可知，臺中港北防波堤至北防沙堤間有部分淤積，而在北防波堤堤頭附近亦有產生淤積，並擴及至港口南側，形成港口南側區域遠岸淤積近岸侵蝕的現象。由圖6~8可知，民國89年至91年間，臺中港北防波堤正在進行延長工程，造成北防波堤至北防沙堤間持續淤積，淤積深度最大可達4m以上，臺中港北側及南側遠岸的區域亦快速淤積，尤其以北側遠岸的區域淤積速度最快，淤積深度最大亦達4m以上，而在北防波堤堤頭附近及港口附近產生大量侵蝕，侵蝕深度最大可達-5m以上。由圖9~12可知，臺中港整體擴建已完成，北防波堤至北防沙堤間不論是近岸還是遠岸，皆全面淤積，而擴及至港口南側的淤積面積亦有擴大並往南持續延伸，淤積深度則是逐年加深，港口南側近岸區則維持些微侵蝕的狀況，北防波堤堤頭附近及港口附近的侵蝕範圍則大致上維持穩定，並未持續刷深。

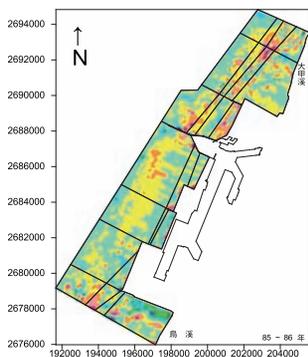


圖4 臺中港附近地形侵淤變化圖(85~86)

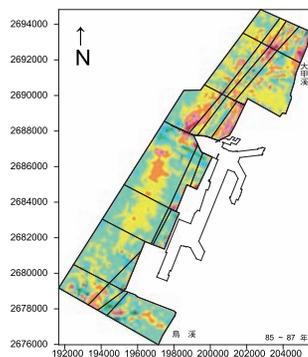


圖5 臺中港附近地形侵淤變化圖(85~87)

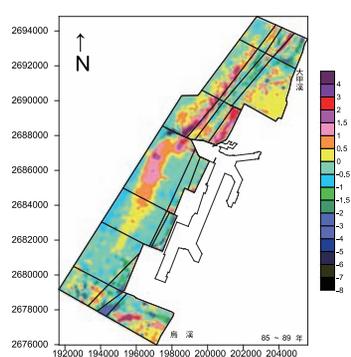


圖6 臺中港附近地形侵淤變化圖(85~89)

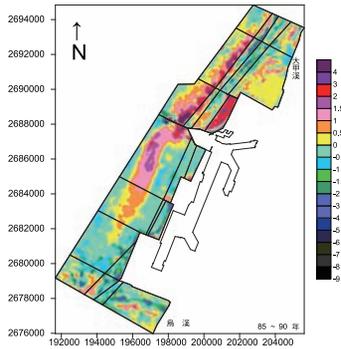


圖7 臺中港附近地形侵淤變化圖(85~90)

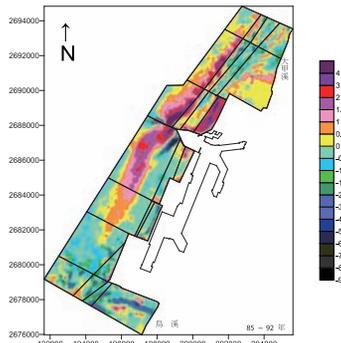


圖9 臺中港附近地形侵淤變化圖(85~92)

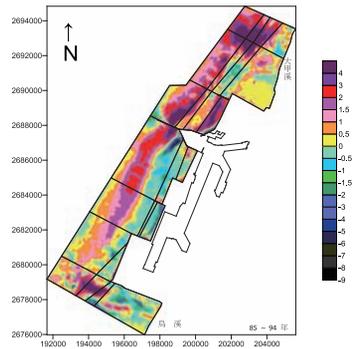


圖11 臺中港附近地形侵淤變化圖(85~94)

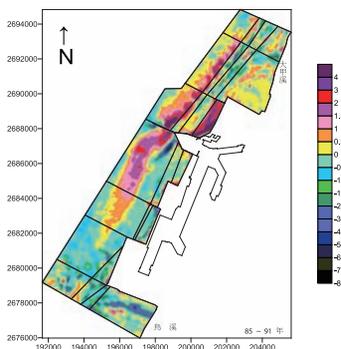


圖8 臺中港附近地形侵淤變化圖(85~91)

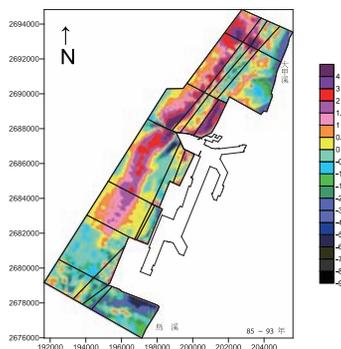


圖10 臺中港附近地形侵淤變化圖(85~93)

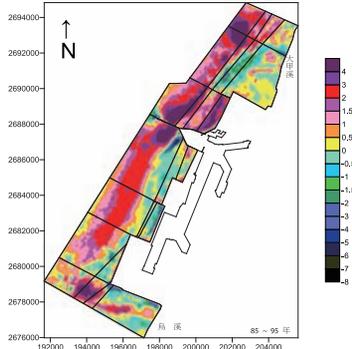


圖12 臺中港附近地形侵淤變化圖(85~95)

### 2.2.2 累積侵淤量分析

表4係以民國85年之地形水深圖為基準年，計算各區相對於85年之累積侵淤量。表中彙整各分區之淨侵淤量，淨侵淤量若為正值表示該分區為淤積；反之負值表示該分區為侵蝕，並以粗體字表示之。

由表4的淨侵淤量可知，在防沙堤北側的A、B區中，遠岸的A3及B3區大致呈現淤積的現象，A3區至93年達到最大累積淤積量約為413.61萬 $m^3$ ，B3區則至95年達到最大累積淤積量約為1040.10萬 $m^3$ 。合計防沙堤以北的區域，自民國85年至95年皆呈現淤積的現象，並在民國94年達到最大累積淤積量約為2631.98萬 $m^3$ ，而民國89年~

91年由於正在進行防波堤延伸工程，因此淤積量較少，在民國90年達到最小累積淤積量約為98.19萬 $m^3$ 。

由表4的淨侵淤量可知，C區為臺中港北防波堤至防沙堤間的北淤沙區，其中除了近岸的C1區在85年~89年呈現略微侵蝕之情形，其累積侵蝕量於86年最大，約23.86萬 $m^3$ ，其餘區域所有年度皆呈現淤積之特性，合計北淤沙區自民國85年至95年間，累積淤積量持續成長，並於民國95年達到最大累積淤積量約為2199.88萬 $m^3$ 。

D、E、F、G區為臺中港北防波堤以南的區域，由表4的淨侵淤量可知，D3區各年度皆呈現淤積的情形，最大累積淤積量發生在95年，約

1509.76萬 $m^3$ ；E1區和F2區皆呈現侵蝕的情形，E1區在89年有最大累積侵蝕量，約111.28萬 $m^3$ ，F2區在90年有最大累積侵蝕量，約148.28萬 $m^3$ ，合計北防波堤以南的區域，自民國85年至93年間皆為侵蝕的情形，最大累積侵蝕量發生在91年，約835.68萬 $m^3$ ，至94年後則由侵蝕轉為淤積，於95年產生最大累積淤積量為3743萬 $m^3$ 。

由表4中全區的淨侵淤量可知，

除了民國89年防波堤延長工程進行中有最大累積侵蝕量外，其餘年度皆呈現淤積的現象，並於民國95年達到最大累積淤積量，約7650.22萬 $m^3$ 。綜言之，臺中港北防波堤以北之區域，因北防波堤及防沙堤攔阻季節性之沿岸漂沙呈現淤積現象，而北防波堤以南之區域，目前因漂沙越過臺中港，亦於94年後由侵蝕轉為淤積。

表4 臺中港附近地形累積侵淤量

(單位： $\times 10^4 m^3$ )

分區	85~86	85~87	85~89	85~90	85~91	85~92	85~93	85~94	85~95
A0	-1.60	53.76	-105.70	-7.48	-30.58	-40.90	-215.89	545.90	599.66
A1	39.20	59.28	29.69	-37.01	-31.55	-32.05	113.59	225.83	-10.14
A2	23.23	25.79	6.29	-42.86	-24.36	-15.11	144.50	132.95	-109.17
A3	-32.04	3.31	-34.54	8.67	11.45	267.61	413.61	270.64	153.10
B0	12.10	64.05	17.09	62.29	29.11	62.24	-258.61	225.83	-10.14
B1	61.62	46.88	-110.23	-161.00	-97.15	-123.99	-11.21	132.95	-109.17
B2	26.50	22.51	-34.13	-48.45	-34.21	-6.20	76.06	270.64	153.10
B3	-22.56	33.46	124.17	324.02	306.05	363.47	587.32	827.24	1040.10
防沙堤以北	106.45	309.04	107.35	98.19	128.76	475.07	849.35	2631.98	1707.34
C0	75.19	115.94	192.09	261.85	492.53	397.54	424.28	375.39	446.51
C1	-23.86	-1.87	-2.06	13.99	37.24	66.01	101.21	159.52	248.43
C2	23.32	45.80	49.83	32.75	59.69	98.10	109.64	161.60	264.46
C3	27.69	108.82	217.93	429.75	433.46	624.69	684.93	883.20	1240.49
北淤沙區	102.34	268.69	457.80	738.34	1022.92	1186.35	1320.05	1579.71	2199.88
D1	3.55	-15.27	-16.54	-22.67	21.36	48.98	46.21	32.60	40.50
D2	17.34	-12.96	-39.66	-48.86	3.21	5.20	-7.59	-34.38	-6.06
D3	55.08	24.78	202.49	449.88	396.17	502.17	719.70	795.76	1509.76
E1	-29.37	-38.12	-111.28	-100.36	-93.22	-59.96	-93.15	-103.12	-76.97
E2	-5.77	-6.98	-14.04	-12.59	-7.99	-2.17	5.89	-8.37	1.98
E3	-32.68	-18.10	-119.33	43.77	42.25	121.35	493.97	474.52	881.16
F2	-32.27	-36.81	-115.22	-148.28	-77.36	-73.39	-19.37	-0.79	-18.89
F3	-69.57	-103.13	-261.07	-305.14	-395.88	-355.52	-244.66	326.43	666.24
G0	-162.76	-99.22	-38.08	-244.33	-427.50	-424.22	-1046.63	-146.16	51.91
G1	-13.40	-43.99	-126.18	-57.10	-81.85	-95.98	-108.75	42.53	71.37
G2	42.84	10.29	-55.88	-64.34	-80.93	-104.24	-102.92	257.62	314.29
G3	17.53	-19.75	-103.92	-99.11	-133.94	-180.25	-159.71	300.14	307.72
北防波堤以南	-209.47	-359.25	-798.72	-609.11	-835.68	-618.02	-517.02	1936.77	3743.00
全區	-0.67	218.48	-448.27	227.42	315.99	1043.39	1652.38	6148.45	7650.22

### 2.2.3 長期侵淤趨勢分析

圖13~19分別為各區的累積侵淤趨勢圖，圖中各資料點為以民國85年之地形水深圖為基準年，計算各區相對於民國85年之累積侵淤量，各點的數值即為表4中的淨侵淤量，實心圓

點、空心圓點、空心三角形及x分別為第0、1、2及3區的累積侵淤量。圖中線條為累積侵淤量之2次迴歸曲線( $Y=a_0+a_1X+a_2X^2$ )，細實線、細虛線、粗長實線和短實線的組合及粗實線分別為第0、1、2及3區的累積侵淤量之2

次迴歸曲線，透過此一長期的趨勢可瞭解各區往後的侵淤特性，各切線斜率若為正值，表示將呈現淤積現象，反之，斜率為負值則為侵蝕。

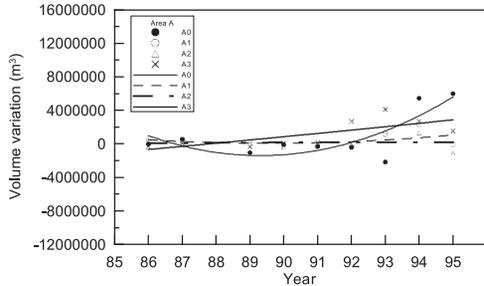


圖13 A區地形累積侵淤趨勢圖

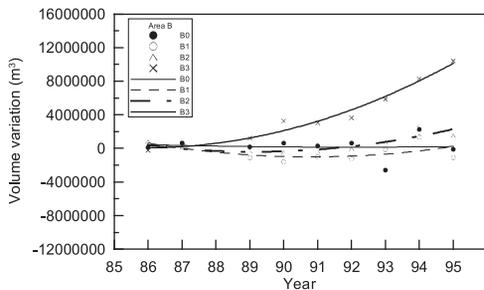


圖14 B區地形累積侵淤趨勢圖

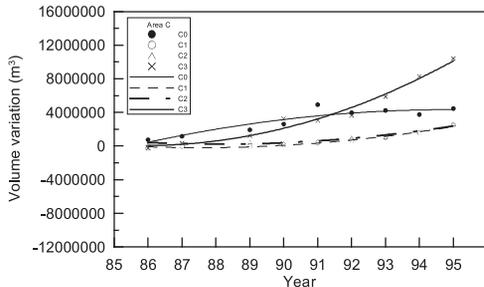


圖15 C區地形累積侵淤趨勢圖

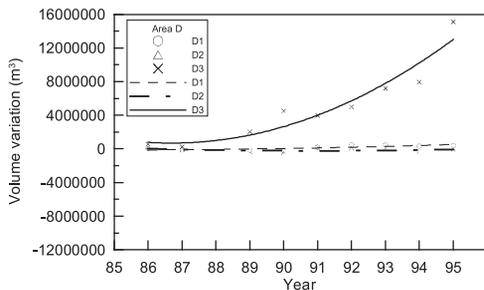


圖16 D區地形累積侵淤趨勢圖

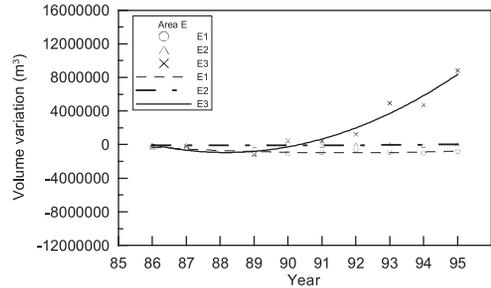


圖17 E區地形累積侵淤趨勢圖

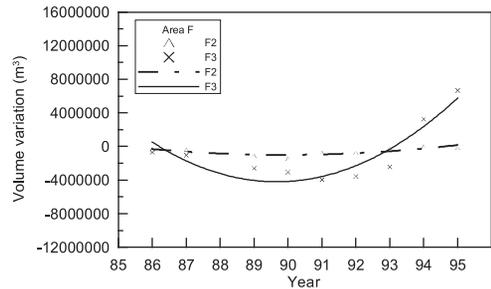


圖18 F區地形累積侵淤趨勢圖

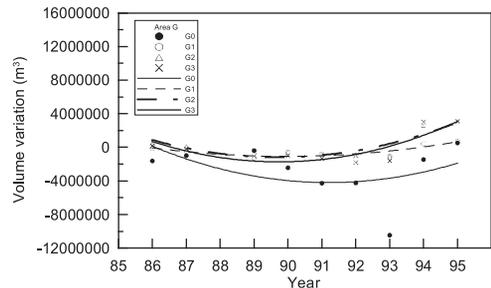


圖19 G區地形累積侵淤趨勢圖

在防沙堤北側A、B區部分，由圖13~14可知，A0區初期趨勢為遞減，於民國91年後則快速遞增，A1和A3區的趨勢呈現緩慢遞增，A2區最終切線斜率約為0，表示該區長期趨勢已達穩定；B0區最終切線斜率約為0，表示該區長期趨勢已達穩定，B1和B2區之變動趨勢由初期之些微侵蝕，目前已轉為些微淤積，B3區趨勢為快速遞增，切線斜率為正值，表示該區長期將呈現淤積現象。在臺中港北防波

堤至防沙堤間的C區部分，由圖15可知，C0區由最初的遞增至最終切線斜率為零，侵淤累積量為正值，表示該區長期趨勢已達穩定，C1和C2區趨勢呈現緩慢遞增，而C3區趨勢則呈現快速遞增，表示C1、C2及C3區長期將呈現淤積的現象。

在臺中港北防波堤南側D、E、F、G區部分，由圖16~19可知，D1和D2區最終切線斜率約為0，表示該區長期趨勢已達穩定，遠岸的D3區趨勢為快速遞增，切線斜率為正值，表示該區長期將呈現淤積現象；E1和E2區最終切線斜率約為0，表示該區長期趨勢已達穩定，遠岸的E3區趨勢初期有些微的遞減，之後則快速的遞增，顯示遠岸區受到上游沙源的補充，長期將呈現淤積的現象；F2區最終切線斜率約為0，表示該區長期趨勢已達穩定，F3區之趨勢先遞減，於民國91年後轉為快速遞增，顯示此區長期為淤積的現象；G0、G1、G2及G3區的趨勢為先遞減再遞增，顯示此區長期將呈現淤積的現象。由各侵淤趨勢圖的比較可知，B~F區的遠岸，趨勢為快速遞增，顯示臺中港北防波堤以北的漂沙越過防波堤，造成北防波堤南側快速的淤積。

#### 2.2.4 累積高程分析

表5係以民國85年之地形水深圖為基準年，計算各區相對於85年之高程變化量。表中彙整各分區之高程變化量，高程變化量若為正值表示該分區高程上升；反之若為負值表示該分區高程降低，並以粗體字表示之。

由表5的高程變化量可知，在防沙堤北側的A、B區中，遠岸的A3及B3

區高程從民國90年大致呈現逐漸上升的現象，A3區及B3區皆至民國95年達到最大高程分別約為3.14m及2.60m。在民國90年至92年間近岸的A0~A2及B1~B2高程皆下降，在民國89年B1下降達到0.9m。合計防沙堤以北的區域，民國89年~92年由於正在進行防波堤延伸工程，因此B1與B2區高程皆下降，但民國93年至95年間呈現高程明顯上升，在民國93至94年間年達到平均高程上升0.98m。

由表5的高程變化量可知，C區為臺中港北防波堤至防沙堤間的北淤沙區，其中除了近岸的C1區在85年~89年呈現略微下降之情形，其高程下降量於86年最大，約0.14m，其餘區域所有年度高程皆呈現上升之特性，合計北淤沙區自民國85年至95年間，累積平均高程量持續成長，並於民國95年達到最大高程約為2.58m。

D、E、F、G區為臺中港北防波堤以南的區域，由表5的高程變化量可知，D3區各年度皆呈現上升的情形，最大高程量發生在95年，約1.44m；E1區和F2區皆呈現下降的情形，E1區在89年有最低高程，約0.88m，F2區在90年有最低高程，約1.28m，合計北防波堤以南的區域，自民國85年至93年間皆為侵蝕的情形，最大累積平均侵蝕量發生在90年至91年，約-0.2m，至94年後高程則由下降轉為上升，於95年產生最大高程量為0.92m。

由表5中全區的高程變化量可知，除了民國89年至91年間防波堤延長工程進行中有下降的現象外，其餘年度皆呈現上升的現象，並於民國95年達

到最大平均高程，約1.17m。綜言之，臺中港北防波堤以北之區域，因北防波堤及防沙堤攔阻季節性之沿岸漂沙

高程呈現上升現象，而北防波堤以南之區域，目前因漂沙越過臺中港，亦於92年後由下降轉為上升。

表5 臺中港附近地形高程變化量

(單位：m)

分區	85~86	85~87	85~89	85~90	85~91	85~92	85~93	85~94	85~95
A0	-0.01	0.27	-0.54	-0.04	-0.15	-0.21	-1.09	0.45	0.08
A1	0.36	0.54	0.27	-0.34	-0.29	-0.29	1.04	3.22	1.45
A2	0.31	0.35	0.09	-0.58	-0.33	-0.20	1.96	4.40	1.87
A3	-0.17	0.02	-0.18	0.05	0.06	0.21	2.16	2.85	3.14
B0	0.02	0.09	0.03	0.09	0.04	0.09	-0.38	0.33	-0.01
B1	0.35	0.26	-0.62	-0.90	-0.54	-0.69	-0.06	0.75	-0.61
B2	0.19	0.16	-0.25	-0.35	-0.25	-0.04	0.55	1.95	1.11
B3	-0.06	0.08	0.31	0.81	0.76	0.91	1.47	2.07	2.60
防沙堤以北	1.00	1.78	-0.89	-1.26	-0.70	-0.23	5.64	16.03	9.62
C0	0.50	0.77	1.27	1.73	3.26	2.63	2.81	2.49	2.96
C1	-0.14	-0.01	-0.01	0.08	0.22	0.39	0.59	0.94	1.46
C2	0.23	0.45	0.49	0.32	0.59	0.96	1.08	1.59	2.60
C3	0.06	0.25	0.50	0.99	1.00	1.44	1.58	2.04	2.86
北淤沙區	0.65	1.46	2.25	3.13	5.07	5.42	6.06	7.05	9.87
D1	0.04	-0.16	-0.17	-0.24	0.22	0.51	0.48	0.34	0.42
D2	0.10	-0.08	-0.23	-0.29	0.02	0.03	-0.04	-0.20	-0.04
D3	0.05	0.02	0.19	0.43	0.38	0.48	0.69	0.76	1.44
E1	-0.23	-0.30	-0.88	-0.80	-0.74	-0.48	-0.74	-0.82	-0.61
E2	-0.18	-0.22	-0.44	-0.39	-0.25	-0.07	0.18	-0.26	0.06
E3	-0.05	-0.03	-0.18	0.07	0.06	0.18	0.75	0.72	1.33
F2	-0.28	-0.32	-1.00	-1.28	-0.67	-0.64	-0.17	-0.01	-0.16
F3	-0.09	-0.14	-0.34	-0.40	-0.52	-0.47	-0.32	0.43	0.88
G0	-0.28	-0.17	-0.07	-0.43	-0.75	-0.74	-1.83	-0.26	0.09
G1	-0.20	-0.64	-1.84	-0.83	-1.20	-1.40	-1.59	0.62	1.04
G2	0.35	0.08	-0.45	-0.52	-0.66	-0.85	-0.84	2.09	2.55
G3	0.05	-0.06	-0.32	-0.30	-0.41	-0.55	-0.49	0.92	0.95
北防波堤以南	-0.72	-2.00	-5.73	-4.98	-4.51	-3.99	-3.92	4.34	7.96
全區	0.93	1.24	-4.37	-3.12	-0.14	1.20	7.78	27.42	27.45

### 三、颱風對海岸侵淤與河川輸沙量的影響

本研究因同時考慮地形測量及河川輸沙量的時間，選擇民國85至94年期間大安溪及烏溪之河川輸沙量與C3區域及防波堤南、北兩側每年漂沙侵淤量，如表6，其中以民國85年為例代

表，其表中數據由民國86年地形資料減去民國85年的地形資料。由於資料缺漏問題，在分析海岸侵淤與河川輸沙量關係的時候，沒有探討民國88、92及93年。

表6 臺中港附近地形輸沙量與侵淤量 (單位： $\times 10^4 m^3$ )

年份	大安溪	烏溪	C3區域	北堤北側	北堤南側	兩側和
85	760.26	140.68	27.69	210.39	-209.47	0.92
86	392.62	325.60	81.13	313.58	-149.79	163.79
87	405.20	304.60	109.11	-67.83	-439.47	-507.30
89	19.46	251.07	211.82	387.87	189.61	577.48
90	62.90	337.84	3.71	338.24	-226.57	111.67
91	6.02	34.55	191.23	292.70	217.66	510.36
94	391.04	437.58	357.29	-89.62	1806.23	1716.61

為了得知大安溪及烏溪兩條河川輸沙量大小的影響原因，根據中央氣象局公布民國85年至94年的侵台颱風，共有40場，颱風資料如表7所示，其中侵臺路徑為中央氣象局所統計出的九種路徑指標，未標示數字者為路徑不在這九種分類當中。

表7 民國85至民國94年侵台颱風發生的時間及強度

年份	颱風名稱	颱風名稱	颱風警報期間	強度	侵台路徑
94	Longwang	龍王	09/30~10/03	強烈	3
	Damrey	丹瑞	09/21~09/23	中度	--
	Khanun	卡努	09/09~09/11	中度	--
	Talim	泰利	08/30~09/01	強烈	3
	Sanvu	珊瑚	08/11~08/13	輕度	--
	Matsa	馬莎	08/03~08/06	中度	1
91	Haitang	海棠	07/16~07/20	強烈	3
	Sinlaku	辛樂克	09/04~09/08	中度	1
	Nakri	娜克莉	07/09~07/10	輕度	9
90	Rammasun	雷馬遜	07/02~07/04	中度	--
	Haiyan	海燕	10/15~10/16	中度	--
	Lekima	利奇馬	09/23~09/28	中度	4
	Nari	納莉	09/08~09/19	中度	特殊路徑
	Toraji	納莉	07/28~07/31	中度	3
	Yutu	桃芝	07/23~07/24	中度	--
	Trami	玉兔	07/10~07/11	輕度	4
	Utor	潭美	07/03~07/05	中度	5
	Chebi	尤特	06/22~06/24	中度	7
	Cimaron	奇比	05/11~05/13	中度	8
89	Bebinca	貝碧佳	11/06~11/07	中度	--
	Xangsane	象神	10/30~11/01	中度	6
	Yagi	雅吉	10/23~10/26	中度	--
	Bopha	寶發	09/08~09/10	輕度	特殊路徑
	Prapiroon	巴比倫	08/27~08/30	中度	6
	Bilis	碧利斯	08/21~08/23	強烈	3
87	Kaitak	啟德	07/06~07/10	中度	6
	Babs	芭比絲	10/25~10/27	中度	9
	Zeb	瑞伯	10/13~10/17	強烈	6
	Yanni	楊妮	09/27~09/29	輕度	6
	Otto	奧托	08/03~08/05	輕度	3
86	Nichole	妮蕊兒	07/09~07/10	輕度	9
	Ivan	艾文	10/19~10/21	強烈	--
	Cass	卡絲	08/29~08/30	輕度	--
	Amber	安珀	08/27~08/30	中度	3
85	Winnie	溫妮	08/16~08/19	強烈	1
	Zane	薩恩	09/27~09/28	中度	--
	Sally	莎莉	09/07~09/08	中度	--
	Herb	賀伯	07/29~08/01	強烈	2
	Gloria	葛樂禮	07/24~07/27	中度	7
	Cam	凱姆	05/20~05/23	輕度	8

註：整理自中央氣象局資料

經過上段所述資料的對照，顯示颱風對於大安溪輸沙量有顯著的影響，民國85年的強烈颱風Herb造成該年大安溪輸沙量高達760萬立方公尺原因。在民國86年雖然有強烈颱風Winnie，但是侵台路徑偏離臺中港，影響相對減小，Amber颱風路徑雖然直接影響臺中港的地形，但其為輕度颱風，故大安溪的輸沙量驟降至393萬立方公尺，民國87年的颱風與民國86年的颱風相似，因此大安溪年輸沙量改變量不大，為405萬立方公尺。在民國89年至91年之間，雖然發生颱風次數較多，但是大部分的強度及路徑對於大安溪輸沙量的影響並不大，僅有Bilis、Toraj及Nari三場颱風影響，因此民國89及90年輸沙量分別有19萬及63萬立方公尺，而沒颱風影響的民國91年其大安溪輸沙量只有6萬立方公尺。而民國94年因為有Haitang、Talim及Longwang三場路徑直接經過臺灣中部的強烈颱風，輸沙量達到391萬立方公尺。

烏溪輸沙量與颱風影響的相關性就不如大安溪顯著。除了民國91年因沒有颱風的影響，輸沙量只有35萬立方公尺之外，其餘年份皆介於141萬至437萬立方公尺之間。

至於防波堤北側侵淤量與颱風相關較弱，但南側的侵淤量明顯與颱風較高相關，在民國85年至87年之間，由於較有強烈且路徑接近臺中港之颱風影響，造成南側的總量皆為侵蝕，為150萬至440萬立方公尺間。民國89年至91年之間，因為民國90年有Toraj及Nari兩場影響侵淤量較大的颱風，因此該年侵蝕227萬立方公尺，而其他

兩年由於受到颱風影響較小，所以漂沙量為淤積，在臺中港防波堤南側沒

受颱風影響的民國91年，淤積了218萬立方公尺。

## 四、海岸侵淤與河川輸沙量相關性

### 4.1 海岸侵淤的平衡分析

為進一步瞭解海岸侵淤的機制，本研究以控制體之沙量平衡原理來分析。圖20為臺中海岸地形變化控制體之示意圖，圖中 $L_1$ 及 $L_2$ 為南北兩側之沿岸漂沙量， $Q$ 為C3區域往南的年漂沙量， $R_d$ 及 $R_w$ 分別為大安溪與烏溪兩條河川之年輸沙量， $V_n$ 為防波堤北側的年總侵淤量， $V_s$ 為防波堤南側的年總侵淤量。南、北兩側的侵淤量平衡依照控制體積的質量守恆原理分別列為：

$$\text{北側總侵淤量：} V_n = R_d + L_1 - Q \dots\dots\dots (6)$$

$$\text{南側總侵淤量：} V_s = Q + R_w - L_2 \dots\dots\dots (7)$$

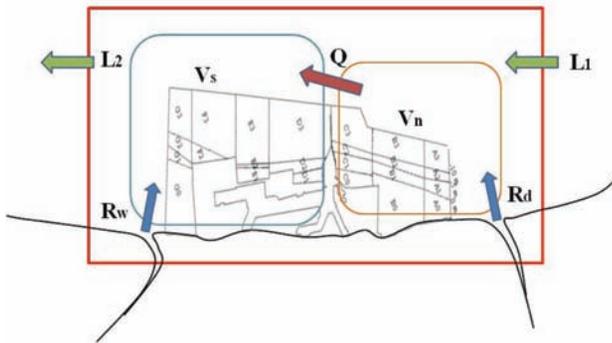


圖20 海岸漂沙之平衡示意圖

### 4.2 漂沙量與侵淤量的比例關係

在民國66年至83年間，臺中港務局曾在防波堤北側浚挖土方，其量如表8。由表中顯示浚挖土方量是在16.9~134.1萬立方公尺之間，平均值為54.8萬立方公尺。此浚挖土方因與

本研究之分析時段不同，故不加以考慮。但位於防波堤南側的D區域，在民國90年及91年間曾辦理航道浚深拓寬工程，兩年人工浚挖量分別為143.6萬及175.2萬立方公尺。

表8 北側淤沙區浚挖期間浚挖量統計表 (單位： $\times 10^4 m^3$ )

期間	66.01~66.12	67.01~67.12	68.01~68.12	69.01~69.12
挖泥量	23.43	40.97	45.51	55.73
期間	70.01~70.12	71.01~71.12	72.01~72.12	73.01~73.06
挖泥量	65.22	27.49	38.15	16.98
期間	73.07~74.06	74.07~75.06	75.07~76.06	76.07~77.06
挖泥量	70.07	55.17	96.38	49.34
期間	77.07~78.06	81.01~81.12	82.01~82.12	83.01~83.12
挖泥量	22.37	76.04	134.12	59.97

註：引自交通部台中港務局「台中港北側淤沙區漂飛沙整治第三期工程可行性研究」

為了得知控制體積中，大安溪及烏溪輸沙量跟C3區域漂沙量在防波堤南、北兩側的海岸總侵淤量之間的漂沙量，本研究使用最小二乘法，即以表6之數據在式(10)最小化的誤差平方和，獲得一組最合適的係數( $a_1, a_2, a_3, L_1, L_2$ )，誤差函數定義為：

$$\min \Sigma \left\{ \frac{1}{2} [a_1 \times R_d + L_1 - a_2 \times Q - V_n]^2 + \frac{1}{2} [a_2 \times Q + a_3 \times R_w - V_s - L_2]^2 \right\} \dots\dots\dots (8)$$

以表6中以前6筆（因第7筆數據時間相距較長）的河川輸沙量與海岸侵淤量數據計算出大安溪輸沙量係數 $a_1$ 為0.12、C3區域漂沙量係數 $a_2$ 為0.60及烏溪輸沙量係數 $a_3$ 為0.75，沿岸漂沙量

$L_1$ 為261.9萬立方公尺， $L_2$ 為349.8萬立方公尺。

為了要能表示利用係數計算出來的侵淤量結果之優劣程度，本研究利用了統計學上之相關係數(R)與相對誤差(Err)作為評估，相對誤差定義為：

$$Err = \frac{\sum_{t_i=1}^N |V_p(t_i) - V_m(t_i)|}{\sum_{t_i=1}^N V_m(t_i)} \dots\dots\dots (9)$$

其中 $V_p$ 為漂沙平衡所計算出之地形變化量， $V_m$ 為測量地形變化量。防波堤北側的侵淤量與大安溪輸沙量的相關係數為0.01，表示兩者相關性低，而防波堤南側的侵淤量與烏溪輸沙量的相關係數高，其為0.72。

由計算出來的防波堤北測、南側及南北兩側侵淤量與實測侵淤量相比較，分別示如圖21至圖23，相關係數分別為0.27及0.90與0.28，南北側之計算侵淤量與實測量之相對誤差分別為0.44及0.50。而從圖21至圖23顯示所計算出來的侵淤量皆些許偏離45度中心線。

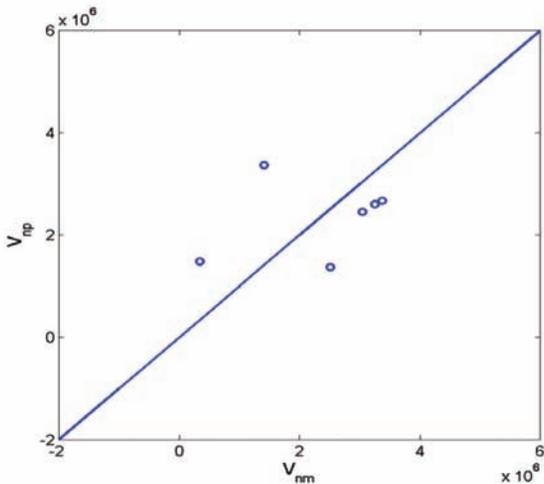


圖21 計算防波堤北側侵淤量與實測值

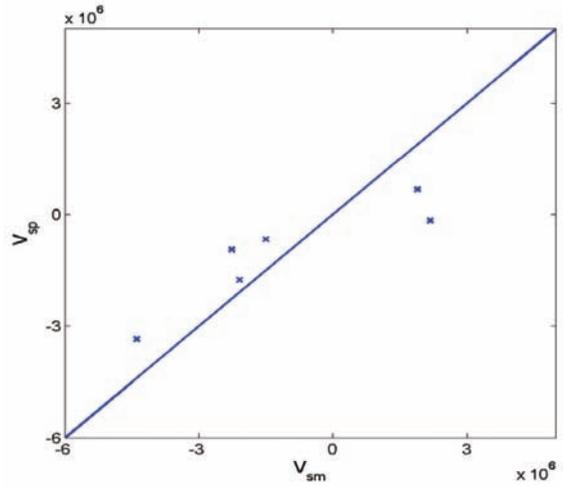


圖22 計算防波堤南側侵淤量與實測值

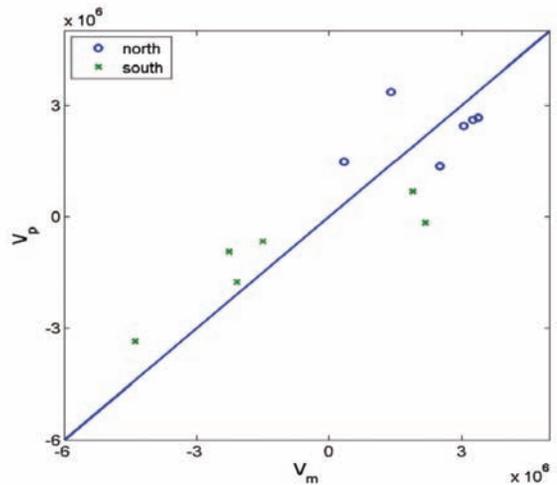


圖23 計算防波堤南北兩側侵淤量與實測值

由所得出來係數 $a_2$ ，及C3區之年淤積量可計算出由C3區域往南側之年漂沙量，示如圖24。從圖24顯示C3區域侵淤量在民國85至89年時候呈線性增加，在民國90年侵淤量急速下降，接著在民國91及94年再度呈現一穩定成長，年平均輸沙量為62.5萬立方公尺。

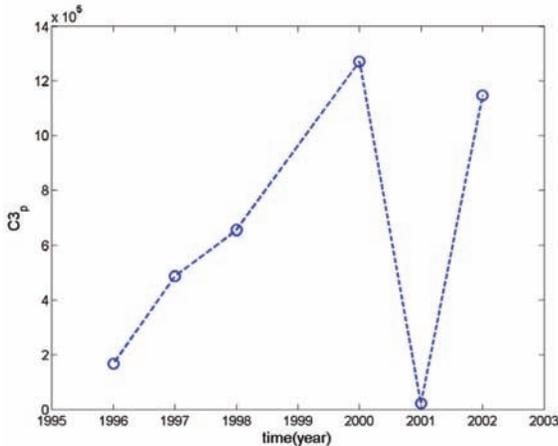


圖24 計算C3區域侵淤量時序圖

### 4.3 海岸各區侵淤與河川輸沙量之相關性

為了確定是否因為水深所劃分的區域影響，因此以各區侵淤量分別與大安溪及烏溪6年的輸沙量（第7筆數據時間相距較長）做相關性的分析探討，其結果如表9所示。從表9顯示當不分區的情況，C區及E區侵淤量與大安溪的輸沙量分別達到-0.758及-0.703，呈現較大的負相關性，但與烏溪輸沙量的R為0.524，呈現中度正相關。

而在水深0m以上的第0區，A區及C區與大安溪的輸沙量分別達到0.652及0.747，呈現較大的正相關性。水深0m~5m之間的第1區侵淤量方面，A區域與大安溪輸沙量的R為0.593。C及E區域侵淤量與大安溪的R分別為-0.87及-0.681，顯示整個C區中的侵淤量與

大安溪輸沙量在水深0m~5m之間的區域相關性影響較大。並且在水深-5m~10m之間的第2區方面，E區域侵淤量與大安溪的R為-0.852，顯示E區中侵淤量與大安溪輸沙量在水深-5m~10m之間區域相關性影響較大。

另外在水深-10m以上的第3區侵淤量方面，在A、B及C區域與大安溪輸沙量的R為-0.449至-0.679之間，表示在這3個區域侵淤量在水深-10m以上的區域受到大安溪輸沙量影響相較於其他水深的影響較為平均。

若從北側侵淤量與大安溪輸沙量來分析漂沙特性，在A1區近岸侵淤量與大安溪較B1還有高相關係數，而在C1區反而與大安溪輸沙量有負的相關性，此說明大安溪排出之輸沙不直接停留在C1區，而在A1區因水流再漂移至B1及C1區。A3、B3與C3的侵淤量與大安溪均呈負值相關性，此顯示大安溪輸沙量直接留在此三區少，可能因為有沿岸或向離岸海岸輸沙而造成遠岸地形與河川輸沙量有薄弱相關的原因。

防波堤南側的侵淤量與烏溪輸沙量成反比，因為南側的年侵淤量大部分為負值而低的相關性，此顯示臺中港防波堤之突堤效應，在由北往南海岸漂沙而造成防波堤南側之侵蝕。雖然南側有烏溪輸沙補充，但因為沿岸輸沙大而使河川輸沙往南側淤積相對減少。因此南側地形侵淤量與烏溪輸沙量無法辨別出地區之漂沙特性。

表9 分區侵淤量與河川輸沙量之相關性

		A	B	C	D	E	F	G	All
全區	$R_d$	0.140	-0.283	-0.758	-0.359	-0.703	-0.511	0.254	-0.481
	$R_w$	-0.257	-0.323	0.524	-0.335	-0.330	-0.410	-0.413	-0.100
0區	$R_d$	0.197	-0.121	0.066	--	--	--	0.142	0.197
	$R_w$	0.652	-0.353	0.747	--	--	--	0.019	0.652
1區	$R_d$	0.593	0.117	-0.870	-0.454	-0.681	--	-0.403	-0.253
	$R_w$	-0.195	-0.147	0.107	-0.221	-0.400	--	-0.206	-0.293
2區	$R_d$	0.371	-0.039	0.097	-0.170	-0.852	-0.456	0.379	-0.053
	$R_w$	-0.248	-0.580	-0.404	-0.076	-0.229	0.098	-0.420	-0.300
3區	$R_d$	-0.679	-0.449	-0.544	-0.192	-0.655	-0.394	0.212	-0.542
	$R_w$	-0.052	0.088	-0.404	-0.241	-0.284	-0.668	-0.252	-0.356

## 五、結論

本研究蒐集臺灣中西部附近海域海氣地象、水文資料及附近河川流量與輸沙量資料，整理並探討該地區海氣地象及水文等特性。根據以上分析項目得到以下幾點結論：

1. 本研究經侵淤分析發現，除了民國89年防波堤延長工程進行中有最大累積侵蝕量外，其餘年度皆呈現淤積的現象，並於民國95年達到最大累積淤積量，約7650.22萬 $m^3$ 。綜言之，臺中港北防波堤以北之區域，因北防波堤及防沙堤攔阻季節性之沿岸漂沙呈現淤積現象，而北防波堤以南之區域，目前因漂沙越過臺中港，亦於民國94年後由侵蝕轉為淤積。
2. 若從北防波堤北側侵淤量與大安溪輸沙量分析漂沙特性，在A1區近岸侵淤量與大安溪較B1還有高相關係數，而在C1區反而與大安溪輸沙量有負的相關性，此說明大安溪排出之輸沙不直接停留在C1區，而在A1

區因水流再漂移至B1及C1區。A3、B3與C3的侵淤量與大安溪均呈負值相關性，此顯示大安溪輸沙量直接留在此三區少，可能因為有沿岸或向離岸海岸輸沙而造成，造成遠岸地形與河川輸沙量有薄弱相關的原因。

3. 防波堤南側的侵淤量與烏溪輸沙量成反比，因為南側的年侵淤量大部分為負值而低的相關性，此顯示臺中港防波堤之突堤效應，在由北往南海岸漂沙而造成防波堤南側之侵蝕。雖然南側有烏溪輸沙補充，但因為沿岸輸沙大而使河川輸沙往南側淤積相對減少。因此南側地形侵淤量與烏溪輸沙量無法辨別出地區之漂沙特性。
4. 本計畫利用民國82年至民國92年的衛星影像資料透過影像前置處理及灘線位置的修正，擷取出各年平均水位處的灘線位置，以分析臺中港北堤以北至大甲溪河口處的灘線變

遷，並加入了臺中港務局民國85至95年間的地形實測資料進行長期的灘線變遷分析，其結果顯示臺中港北堤至北攔沙堤間的沙灘段自民國82年開始由於臺中港北堤的擴建工程而持續有淤積的現象直至民國93

年趨於穩定，而北攔沙堤以北的區域由於受到大甲溪河口的輸沙補注，發展成一片廣大且複雜的淺灘地形，但除了民國82至84年間有較大的淤積量之外，該區域沙量皆保持穩定。

## 參考文獻

1. Goda, Y. (1970) "A synthesis of breaker indices", Transactions of Japan Society of Civil Engineers, 2, 227-230
2. Hallermeier, R.J., (1983) "Sand Transport Limits in Coastal Structure Design," Proceedings Coastal Structures '83, ASCE, New York, pp. 70716.
3. Sunamura, T. and Horikawa, K. (1974) "Two-dimensional beach transformation due to waves", Proceedings of Fourteenth International Conference on Coastal Engineering, ASCE, 920-938.
4. 佐藤昭二、田中則男，1962，「水平床における波による砂移動について」，日本第9回海岸工學講演會論文集，95~100頁。
5. 台中港務局，1985，「台中港第一期工程完工報告」。
6. 台加工程顧問股份有限公司，2003，台中港北側淤沙區漂飛沙整治暨生態保育研究」，交通部台中港務局。
7. 宇泰工程顧問公司，2007，「台中港北側淤沙區漂飛沙整治第三期工程可行性研究」，交通部台中港務局。

# 板樁式碼頭受震易損性分析之研究－以花蓮港為例

柯永彥 國家地震工程研究中心專案副研究員  
楊鶴雄 臺灣海洋科技研究中心助理研究員  
陳正興 國立台灣大學土木工程學系教授  
謝明志 交通部運輸研究所港灣技術研究中心研究員  
賴瑞應 交通部運輸研究所港灣技術研究中心研究員  
林雅雯 交通部運輸研究所港灣技術研究中心副研究員

## 一、前言

### 1.1 研究背景

臺灣位於多地震的西環太平洋地震帶，故經常受到地震災害的威脅，尤其於1999年9月21日發生之集集大地震，帶來嚴重人員傷亡與財產損失，對社會造成極大衝擊。且臺灣都市化程度與日遽增，當都會區附近發生強烈地震，由於工程建設眾多，且人口分佈密集，損失將更為慘重。因此，為了減緩地震所帶來之災害與損失，政府與民間均極力投入地震防災減災之相關研究與工作。

一般而言，基於地震事件之發生機率、暴露於地震事件下之人員與財產數量、以及地震事件所可能造成之損害程度，可將地震風險予以定義。若結合地球物理、土木工程、社會經濟各領域之知識，發展地震災害損失評估工具，如美國之HAZUS 99地震損失評估系統[1]，不僅能作為震時緊急救災與應變之依據，並可作為地震風險管理策略的參考。在臺灣，由國家地震工程研究中心開發了「臺灣地

震損失評估系統」(TELES) [2]，其目前針對地震災害潛勢分析、工程結構物損害評估分析、直接社會經濟損害分析等相關模組已臻成熟，其架構如圖1所示。

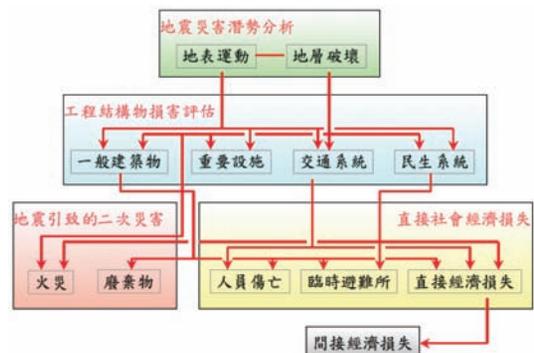


圖1 TELES分析流程與架構[2]

臺灣四面環海，故海上運輸為臺灣運輸線中相當重要的一環。在強震發生時，港灣設施如碼頭、海堤、倉儲等可能遭受破壞，除了人命安全上之考量外，更會造成港口服務功能受嚴重影響，復原工作所需費用與時間則難以估計，將造成相當大的經濟

損失。因此，國家地震工程研究中心推動「港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究」[3,4]，將於TELES系統中建置港灣模組，藉以對港灣構造物進行地震損失評估。內容包括：針對臺灣各主要港區進行地震潛勢評估，掌握各港區之地震發生機率與特性；對重要港灣構造物進行耐震能力評估，了解其實際耐震能力，作為地震災害損失評估之參考依據；並且針對港灣地區進行震災境況模擬，評估港灣設施於地震中可能之損害狀況及經濟損失。期能增進對臺灣各港區受地震影響之了解，作為災前預防、災時應變及災後重建計畫與決策之參考。

## 1.2 研究目的

在地震損失評估中，易損性曲線為一重要的參考資料，其係描述在指定之強地動需求評估參數（如地表最大加速度PGA，譜加速度 $S_a$ ，譜位移 $S_d$ 等）下，結構系統處於或超越某種損害狀態(DS)的機率。舉例來說，若採用譜位移 $S_d$ 作為強地動參數，則針對一特定損害狀態 $d_s$ ，其易損性曲線可採機率累積分佈函數之型式，表為 $P[DS \geq d_s | S_d]$ 。由於損害狀態通常不易以特定參數定義，故通常會定性描述為輕微、中度、嚴重、及完全損壞。各個損害狀態之易損曲線如圖2所示，則某一結構處於損害狀態 $d_s$ 之機率可表為：

$$P[DS \geq d_s | S_d] = P[DS \geq d_s | S_d] - P[DS \geq d_{s+1} | S_d] \dots \dots (1)$$

亦即，相鄰易損曲線之差值。

一般而言，易損性曲線之訂定可

依照歷史性震災的案例彙整、進行大量數值分析、或參考專家的意見。各類型結構均有其對應之易損性曲線，代表該類結構於地震時之損傷潛勢，可運用於結構受震損害程度之快速評估，為地震損失評估系統之必要基本資料。因此，港灣構造物易損性曲線之建立，實為發展TELES系統港灣模組之重要工作之一。

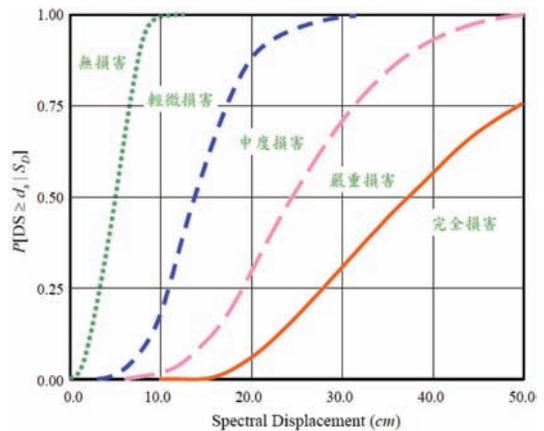


圖2 不同損害狀態之易損曲線與機率示意圖[2]

本研究係針對臺灣港區常見之板樁式碼頭進行受震易損性分析，由於臺灣地區港灣構造物受震損壞的案例有限，專家意見之可靠度又難以驗證，故本研究將採數值分析模式。在此選用大地工程領域常用之有限元素分析軟體PLAXIS，建立板樁式碼頭有限元素模型；並以實際地震記錄作為輸入運動，進行受震反應分析，驗證模型之合理性；最後利用所建立之模型，進行板樁式碼頭受震易損性分析，以獲得相關易損性曲線，供港灣地區地震損失評估之用。

## 二、板樁式碼頭受震反應分析

### 2.1 分析模式

板樁式碼頭結構是由相互連鎖的板樁、繫索拉桿、以及錨碇設施等所組成，如圖3所示。當地震發生時，板樁壁體的受震反應將受到板樁壁體與牆前、牆背土壤互制作用之影響。故於進行板樁式碼頭受震反應分析時，需採用能適切掌握土壤~結構互制行為之分析模式，以合理掌握碼頭構造物之受震反應與行為。

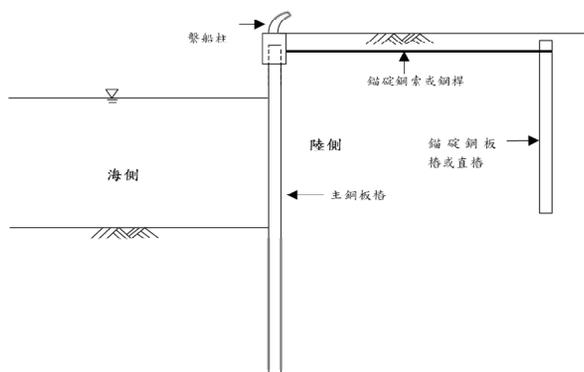


圖3 板樁式碼頭示意圖[5]

碼頭擋土構造之受震反應分析模式一般包含：基於力平衡關係之擬靜力分析、將結構簡化為滑動剛性塊體之簡便動力分析、與考慮土壤與結構之互制，通常採用有限元素法(FEM)或有限差分法(FDM)進行之嚴謹動力分析。其中，嚴謹動力分析法採用實際地震記錄作為輸入運動，能充分展現地震之變異性，並能合理考量材料之非線性及土壤~結構互制效應，且分析結果包含土壤~結構互制系統之破壞型式、位移等級與應力狀態，搭配相關定性或定量準則後，便可據以判定其損壞等級。因

此，本研究將採用嚴謹動力分析法，並考量到板樁式碼頭具有板樁、繫索拉桿、及錨碇設施等結構構件，故利用對結構行為掌握度較佳之有限元素法，並選用大地工程分析常用之有限元素分析軟體PLAXIS以建置分析模型。

### 2.2 板樁式碼頭受震破壞機制與損害等級

由以往板樁式碼頭的震害案例中，可概略歸納出板樁式碼頭受地震力作用下可能的破壞模式，如圖4所示[6]，茲說明如下：

1. 擋土設施：係指板樁結構本體與錨碇設施，可能的破壞模式為因地震所產生額外的土壓力及水壓力，超過板樁結構原有的設計強度（包括板樁的材料容許應力、錨碇拉桿或鋼索的容許應力、錨碇設施的材料容許應力等），使得岸壁產生裂縫、破損、拱起及下陷；或板樁沿法線方向產生位移及側傾。
2. 岸肩：此部份係指碼頭面，可能的破壞模式為碼頭結構因地震力產生破壞或變位造成岸肩破裂，或因背填土砂液化產生岸肩下陷、破裂。
3. 背填土砂：可能的破壞模式為土壤液化產生沉陷，或因板樁破損使背填土砂發生漏砂及淘空。

表1為板樁式碼頭損害等級的基準。其中，表1(a)係基於震災損害資料，針對板樁壁頂最大殘餘位移值大小，所作之損害狀態分級[7]。各等級之定義如下：

- 等級0：無破壞；
- 等級I：壁體破壞甚微，對運作影響不大；
- 等級II：壁體可見破壞，運作暫時中斷；
- 等級III：壁體破壞較為嚴重，但未倒塌；
- 等級IV：壁體完全倒塌。

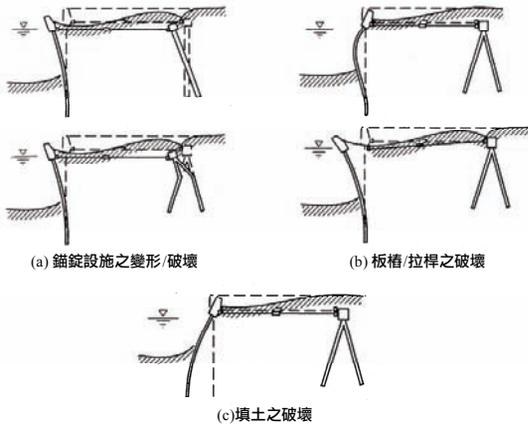


圖4 板樁式碼頭破壞機制示意圖[6]

表1(b)為國際航海協會(PIANC)所提出之分級基準[6]，係以碼頭的運轉能力來分類，主要針對各結構構件之應力狀態，作定性之描述。各等級之定義如下：

- 等級I：結構無或輕微損壞，功能無或些微喪失；
- 等級II：結構損壞處於可控制狀態，功能暫喪失；
- 等級III：結構嚴重破壞，功能長期甚至完全喪失；
- 等級IV：結構處於完全破壞狀態，功能完全喪失。

表1(a)與(b)中之損害定義相近，故本節之板樁式碼頭受震反應分析，與後續之板樁式碼頭易損分析，於研

判碼頭損壞狀態時，將綜合參考上述兩種基準。

表1 板樁式碼頭損害等級

(a) 針對板樁壁頂最大殘餘位移值之分級[7]

損害等級	壁頂最大殘餘位移(cm)
等級0	0
等級I	<30
等級II	30~100
等級III	100~200
等級IV	>200

(b) 針對各結構構件之應力狀態之分級[6]

損害等級	板樁		拉桿	錨錠設施
	水深以上	水深以下		
等級I	彈性	彈性	彈性	彈性
等級II	塑性 (小於韌性容量)	彈性	彈性	彈性
等級III	塑性 (小於韌性容量)	塑性 (小於韌性容量)	塑性 (小於韌性容量)	塑性 (小於韌性容量)
等級IV	塑性 (超出韌性容量)	塑性 (超出韌性容量)	塑性 (超出韌性容量)	塑性 (超出韌性容量)

### 2.3 分析案例

花蓮港區之板樁式碼頭，包括有4號、5號、6號、8號、及9號等碼頭，係位於內港區域，主要係由鋼板樁、RC岸壁、拉桿及RC錨錠板等所組成。其中，4號、5號、6號、及8號碼頭之斷面配置類似，在分析時可將4號、5號、6號、及8號碼頭視為同一類型，並以8號碼頭做為代表，分析斷面如圖5(a)所示；至於9號碼頭，因設計斷面較為特殊，除了以鋼板樁作為擋土設施外，另於鋼板樁背側澆置無鋼筋混凝土，提供額外之重力式擋土機制，故將其視為另一類型進行分析，

分析斷面如圖5(b)所示。

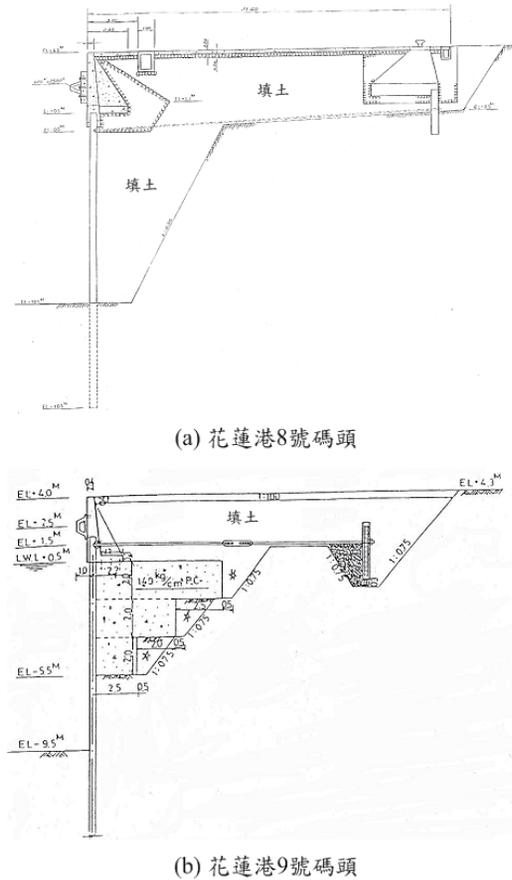


圖5 花蓮港板樁式碼頭斷面圖[8]

## 2.4 輸入運動

在地震等級方面，依國際航海協會(PIANC, 2001)建議，當進行港灣設施性能設計時，應考量以下兩個等級之地震：

- 等級1 (L1) 地震：定義為在結構使用年限內超越機率為50%之地震。
- 等級2 (L2) 地震：定義為在結構使用年限內超越機率為10%之地震。

一般而言，港灣結構物之設計使用年限多為50年，則L1與L2等級地震對應之地震回歸期分別為75及475年。考量到花蓮港構造物之重要性，其在

上述兩個等級之設計地震下，可容許之損害等級為：L1地震發生時，應屬損害等級I，亦即可使用之狀態；L2地震發生時，應屬損害等級II，亦即可修復之狀態[4]。

在此所採用之輸入地震運動為2002年3月31日所發生規模6.8之花蓮外海地震，在花蓮氣象站(HWA019)所記錄到之歷時，選取其中包含總能量95%以上之有效延時50秒，如圖6所示。並根據基於最近地震資料所進行之地震危害度分析結果[4]，將該歷時放大至所考量之兩個地震等級，亦即，花蓮港區之75年回歸期(L1)地震PGA=0.379g，以及475年回歸期(L2)地震PGA=0.557g。

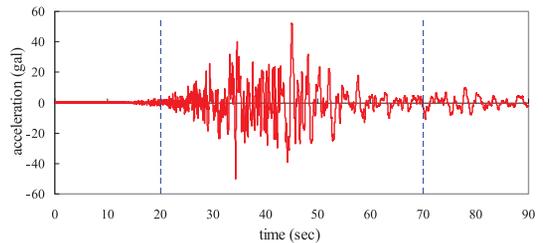


圖6 2002年3月31日花蓮外海地震(規模6.8)之歷時記錄

## 2.5 板樁式碼頭有限元素模型

### 2.5.1 場址地盤反應分析

首先，利用常用來作地盤反應分析之SHAKE 91程式[9]，建立場址地盤模型，以實際之地表地震記錄作為輸入運動，進行反捲積分析，得到場址之基盤運動，以瞭解場址地盤反應特性。根據現有鑽探資料，花蓮港區岩盤深度約10~20m不等，岩盤上之地層主要為卵礫石層。震波探測資料顯示，花蓮港區地層P波波速約介於1650m/

s至2350m/s之間[10]，藉此歸納出合理且保守之地層參數（如表2），供SHAKE地盤反應分析初始設定之用。

分析所需之地表自由場地震歷時，係採用上節所述2002年3月31日花蓮外海地震之歷時記錄。在PGA為0.2g之情況下，反捲積分析所得之基盤運動零週期加速度(zero period acceleration, ZPA)為0.173g，故可知花蓮港區之地盤放大效應並不顯著。此外，在分析過程中，迭代而得之剪應變符合(strain-compatible)土壤力學參數，將作為後續地盤模型之材料參數設定用。

表2 地盤反應分析初始設定用之花蓮港區代表性地層參數

土層描述	厚度 (m)	密度 (t/m <sup>3</sup> )	V <sub>p</sub> (m/s)	V <sub>s</sub> (m/s)	阻尼比 $\zeta$	包松比 $\nu$
表土、礫石	9.0	2.04	1658	500	0.02	0.45
礫石	10.0	2.04	1990	600	0.02	0.45
岩層	—	2.04	2322	700	0.02	0.45

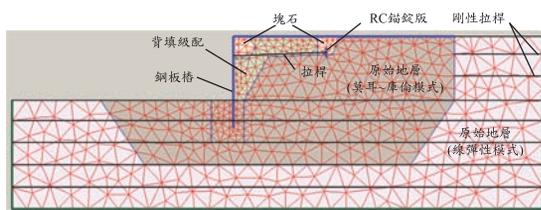
### 2.5.2 地盤模型

由於碼頭為一線型結構，且其受震反應中，以向海側之位移較為重要，故本研究採用平面應變分析模式進行受震反應分析。地盤模型如圖7所示，係由6節點三角形平面應變元素構成，地層各分區材料參數如表3，

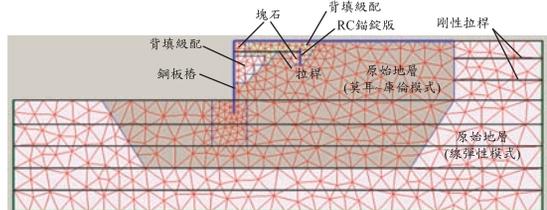
係根據前述場址地盤反應分析之結果予以設定，並採用莫耳~庫倫(Mohr-Coulomb)模式模擬土體之塑性破壞。然而，為了分析效率與收斂性，接近模型邊界之一部份原始地層係採用線彈性模式。土壤之遲滯阻尼係以PLAXIS程式提供之雷利阻尼功能，藉由適當之參數設定予以模擬[10]。

為了能有效模擬地盤的半無限特性，在此以剛性拉桿連接同一層面之左右兩端點，強制其位移為一致，不同層面之節點則容許相對運動，使整個地盤模型近似於一維土柱狀態，而可模擬水平地層之受震反應，並容許近域土壤模擬因結構體存在所造成之散射效應[11]。此外，在模型左右邊界施加吸收邊界(absorbent boundary)來吸收波傳能量，減少波傳反射之不利影響。

分析時，直接於地盤模型底部輸入地表自由場的加速度歷時，由於根據地盤反應分析之結果，花蓮港區地層放大效應並不明顯，且吸收邊界會限制地層放大效應，如此可使板樁碼頭整體承受與自由場地表運動等級相近之震動歷時。另由於花蓮港區主要屬卵礫石層，較無液化疑慮，故在分析中並不考慮土壤液化造成之材料弱化、沉陷、以及側潰等現象。



(a) 花蓮港8號碼頭



(b) 花蓮港9號碼頭

圖7 花蓮港板樁式碼頭有限元素分析模型

表3 非線性動力分析用之花蓮港地層參數

地層種類	$\gamma_{unsat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$\zeta$	$c$ (kPa)	$\phi$ (deg)
回填塊石	16.0	20.0	$1.0 \times 10^6$	0.45	0.054	5.0	40
回填級配	16.0	20.0	$3.0 \times 10^5$	0.45	0.054	5.0	35
原始地層	16.0	20.0	$1.1 \times 10^6$	0.45	0.054	10.0	45

### 2.5.3 結構構件模型

如圖7所示，鋼板樁與RC錨錠版係以版元素模擬拉桿則以二力桿件模擬，並根據設計條件設定材料參數與斷面性質，如表4所示。採用彈塑性模式模擬構件之非線性行為，其中，降伏彎矩將考慮其與軸力互制之效應，視實際軸力狀態予以適度折減。

表4 花蓮港板樁式碼頭結構構件材料參數

結構種類	自重 $w$ (kN/m/m)	$EA$ (kN/m)	$EI$ (kN-m <sup>2</sup> /m)	降伏彎矩 (kN-m/m)	降伏張力 (kN)
鋼板樁	1.138	$3.0 \times 10^6$	$6.0 \times 10^4$	581.5	—
RC錨錠版	11.25	$1.1 \times 10^7$	$2.2 \times 10^5$	200.0	—
拉桿	—	$8.4 \times 10^5$	—	—	1004.5

## 2.6 受震反應分析結果

### 2.6.1 花蓮港8號碼頭，L1地震 (PGA=0.379g)

圖8為板樁壁頂相對於基盤之位移量，可看出當加速度歷時起伏趨緩之後，壁頂位移亦趨於定值，故分析所得最終位移，可視為板樁壁體之最大殘餘位移。因此，後續之損害等級判定，將根據表1(a)中，以壁頂最大殘餘位移為評估參數所建議之標準[7]，

以及表1(b)中，以碼頭各位置變位量以及結構構件應力狀態作為評估參數所建議之標準[6]，來進行綜合研判。

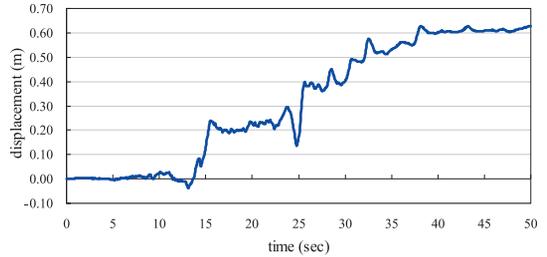


圖8 花蓮港8號碼頭板樁壁頂位移歷時 (331地震, PGA=0.379g)

圖9為分析所得最終變形網格、板樁彎矩分佈、拉桿張力、與錨錠版彎矩分佈。板樁壁頂殘餘變位量為62.7cm；板樁最大彎矩為462.4 kN-m/m，發生於基盤面以上；拉桿張力為328.2 kN/m；錨錠版最大彎矩為112.1 kN-m/m，發生於拉桿錨錠處。各構件均未達降伏狀態。雖然如此，然壁頂殘餘位移遠超過30cm，故根據表1，歸納出花蓮港8號碼頭於此地震案例中，損害等級屬於等級II。

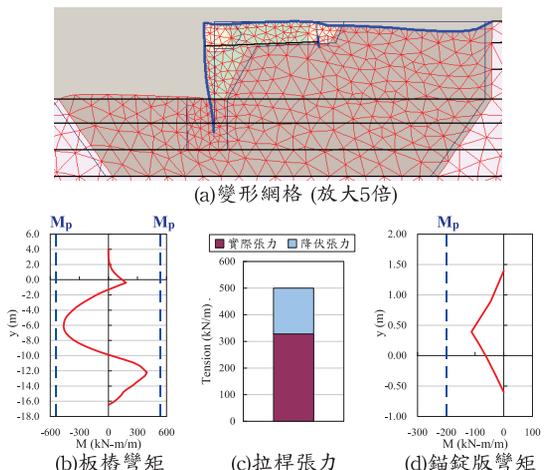


圖9 花蓮港8號碼頭受震位移反應 (331地震, PGA=0.379g)

### 2.6.2 花蓮港 8 號碼頭，L 2 地震 (PGA=0.557g)

圖10為分析所得最終變形網格、板樁彎矩分佈、拉桿張力、與錨錠版彎矩分佈。板樁壁頂殘餘變位量為101.6cm；板樁最大彎矩為547.2 kN-m/m，發生於基盤面以上，已達降伏狀態；拉桿張力為263.6 kN/m，未達降伏狀態；錨錠版最大彎矩為99.2 kN-m/m，發生於拉桿錨錠處，亦未達降伏狀態。雖然鋼板樁於基盤之下未達降伏；拉桿與錨錠版亦未達降伏，且其應力狀態甚至較PGA=0.379g時為小，但其可能與錨錠版長度不足，拉桿無法有效發揮拉力有關；而板樁壁頂殘餘位移則恰超過100cm。因此，根據表1，可歸納出花蓮港8號碼頭於此地震案例中，損害等級介於等級II與等級III間。

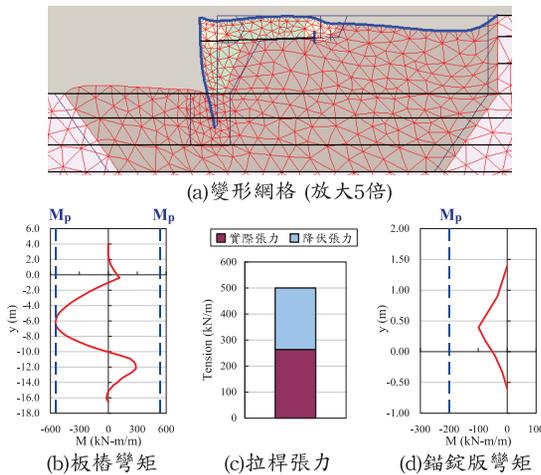


圖10 花蓮港8號碼頭受震位移反應 (331地震，PGA=0.557g)

### 2.6.3 花蓮港 9 號碼頭，L 1 地震 (PGA=0.379g)

圖11為分析所得最終變形網格、

板樁彎矩分佈、拉桿張力、與錨錠版彎矩分佈。板樁壁頂殘餘變位量為63.6cm；板樁最大彎矩為506.4 kN-m/m，發生於基盤面以上，混凝土塊體下緣與鋼板樁接觸之位置，已達降伏狀態；另於基盤面以下，板樁彎矩達475.5 kN-m/m，亦接近降伏；拉桿張力為86.4 kN/m，未達降伏；錨錠版最大彎矩為23.2kN-m/m，發生於拉桿錨錠處，遠低於降伏彎矩。由此可見，9號碼頭所配置之混凝土塊體，明顯影響了鋼板樁之變形型態，使鋼板樁在其與混凝土塊體接觸面之最下緣產生明顯塑鉸。雖然，其發揮了類似於重力式擋土牆之作用，讓錨錠設施處於較小的應力狀態，但也因此讓錨錠設施無法有效發揮作用。如此則根據表1，可歸納出花蓮港9號碼頭於此地震案例中，損害等級屬於等級II。

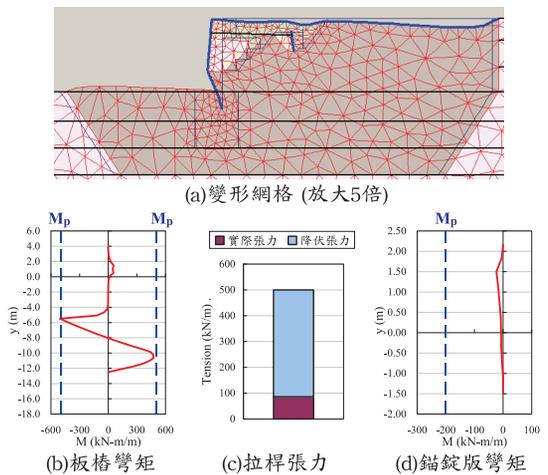


圖11 花蓮港9號碼頭受震位移反應 (331地震，PGA=0.379g)

### 2.6.4 花蓮港 9 號碼頭，L 2 地震 (PGA=0.557g)

圖12為分析所得最終變形網格、

板樁彎矩分佈、拉桿張力、與錨錠版彎矩分佈。板樁壁頂殘餘變位量為101.2cm；板樁最大彎矩為502.5 kN-m/m，發生於基盤面以上，混凝土塊體下緣與鋼板樁接觸之位置，已達降伏狀態；另於基盤面以下，板樁彎矩達470.0 kN-m/m，亦接近降伏；拉桿張力為84.1 kN/m，未達降伏；錨錠版最大彎矩為32.8 kN-m/m，發生於拉桿錨錠處，亦未達降伏。雖然拉桿與錨錠版遠低於降伏狀態，但其係受混凝土塊體影響，導致錨錠設施無法有效發揮作用；而板樁壁頂殘餘位移則恰超過100cm。因此，根據表1，可歸納出花蓮港9號碼頭於此地震案例中，損害等級介於等級II與等級III間。

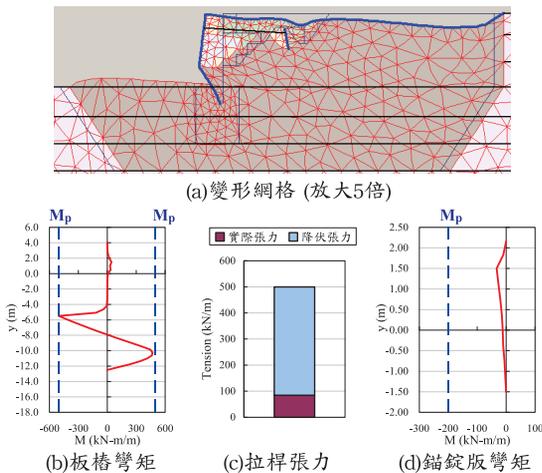


圖12 花蓮港9號碼頭受震位移反應 (331地震, PGA=0.557g)

### 三、板樁式碼頭受震易損分析

#### 3.1 分析模式與分析流程

如前所述，板樁式碼頭之受震反應係受到板樁結構體與牆前、牆背土壤互制作用之影響。故於進行板樁式

#### 2.6.4 綜合討論

綜合以上，可知花蓮港8號與9號板樁式碼頭，在L1地震下(PGA=0.379g)，損害等級為等級II，結構功能暫時喪失但可修復；在L2地震下(PGA=0.557g)，損害等級介於等級II與等級III之間，結構可能會達到嚴重破壞狀態，功能長期甚至完全喪失。由於花蓮港碼頭在L1地震下損害應屬等級I，L2地震下應屬等級II，因此，由基於最新地震資料進行之地震危害度分析成果，所從事之受震反應分析顯示，花蓮港8號與9號板樁式碼頭之耐震能力略嫌不足。然而，根據現行港灣構造物設計基準[12]，花蓮港區供設計用之475年回歸期(L2地震)PGA為0.33g，則其耐震性能大致符合現行設計基準要求。

另外，不論是在無設置混凝土塊體以提供額外重力式擋土機制之8號碼頭，或者是在9號碼頭，拉桿與錨錠版之應力狀態，在各分析案例中均距降伏尚遠，這可能是由於錨錠版長度不足，土體無法提供足夠反力固定之，使拉桿拉力無法有效發揮作用。

碼頭易損性分析時，關鍵亦在於需採用能有效掌握土壤~結構互制行為之分析模式，以合理掌握在各種大小量值之強地動因子作用下，碼頭構造物

的可能損壞狀況，並能進一步統計其條件機率。

於前節之板樁式碼頭受震反應分析，採用了基於有限元素法之動力分析模式。由於其輸入運動為實際地震記錄，能充分展現地震之變異性；較能掌握結構與土層材料的非線性，以及結構與土壤的互制作用；且分析結果包含應力與位移，搭配相關準則（如表1）後可有效判定其損壞等級。故雖然動力分析法較為耗費成本，但在將所建立板樁式碼頭模型之元素大小與模型尺寸經最佳化調整以提升分析效率後，本研究仍將此法運用於板樁式碼頭之易損性分析。

為了能表現出地震特性中之場址效應，並能將損壞狀態與結構容量之變異性一併考慮，故宜針對各港區分別建立各類碼頭模型，針對不同強地動需求參數值進行多組分析。由於板樁式碼頭中，板樁壁體與土體緊密接合，因此不易將板樁~土壤互制系統簡化為單自由度模型，也因此無法定義其結構自然頻率，故在此處之強地動需求參數，將不採譜加速度 $S_a$ 或譜位移 $S_d$ ，而是採用地表最大加速度(PGA)。本研究所研擬板樁式碼頭結構易損曲線之建立流程與方法如下：

1. 建立具代表性之板樁式碼頭結構分析模型。
2. 選取多個較具代表性的自由場強震歷時紀錄，並縮放到不同震度等級(PGA)。
3. 進行非線性動力歷時分析，以求取分析模型在各震度等級下的受震反應。

4. 由分析所得結果，建立在不同震度等級下，板樁式碼頭結構反應之分佈情況。

5. 根據前述之受震反應分佈，再配合各損害等級對應之反應門檻值，便可計算在不同震度下，結構反應處於或超越各特定損害狀態的機率。

根據以上步驟，即可建立花蓮港板樁式碼頭對應各損害等級之易損性曲線，詳如下節所述。

需特別注意的是，於前文中提到由於花蓮港區主要屬卵礫石層而較無液化疑慮，故在此之易損性分析中，亦不考慮土壤液化之效應，僅考慮由地震運動所直接引致之結構與土體破壞。

### 3.2 地震樣本

花蓮港地處臺灣東部地區，屬於大陸與海洋板塊交界處，地震活動頻繁，多為近域地震且地震延時不長。然而，自921集集地震以來，臺灣本島內亦發生數次因斷層錯斷所致之內陸型地震，此類型地震雖然其震央距離花蓮較遠，屬於遠域地震，但其延時較近域地震為長，仍會對花蓮地區造成明顯的地動影響。

因此，針對花蓮氣象局測站(HWA019)，本研究收集自1991年至2004年期間震度3級以上（或者，PGA大於25gal）之地震記錄資料共237筆，統計震央至測站距離與發生次數之關係，發現震央距離小於20km之地震事件次數與震央距離大於20km者各約為總數之一半。據此，本研究選定之地震樣本中，近域地震（震央距離

小於20km者)與遠域地震(震央距離大於20km者)需佔各半,以大致符合實際花蓮地區之地震趨勢。

本研究針對花蓮港板樁式碼頭易損曲線研究所採用之地震樣本,初步選取距離花蓮港區內花蓮港務局測站(HWA062)、鄰近的花蓮氣象局測站(HWA019)與花蓮氣象局速報站(HWA)等三個測站,收集這些測站所記錄到震度3級以上的8筆地震記錄,如表5所示。此地震樣本包含1999

年921集集地震、2002年331花蓮外海地震等,震央離花蓮港區較遠但延時較長之地震4筆,以及震央離花蓮港區較近之地震記錄4筆,共8個地震事件,將其東西(EW)向及南北(NS)向兩個歷時紀錄,等比例縮放其PGA值至不同等級,依序為0.1g、0.2g、0.3g、0.379g、0.4g、0.5g、0.557g、0.6g、0.7g、0.8g、0.9及1.0g,共計192筆地震加速度歷時記錄,作為動力歷時分析的輸入運動。

表5 花蓮港板樁式碼頭易損性分析所用之地震樣本

編號.	發生時間(UT)	PGA (gal)			震央與花蓮港距離(km)	延時(sec)
		V	NS	EW		
1	03/31/2002 06:52:51	18.66	42.52	52.28	62.31	90
2	09/20/1999 17:47:15	46.9	132.6	126.44	81.55	90
3	09/10/2000 08:54:44	78	131.59	157.43	12.19	53
4	06/10/2003 08:40:23	13.88	72.02	64.42	53.28	81
5	11/01/1999 17:52:53	31.34	131.6	118.08	69.24	85
6	06/30/2001 04:07:23	52.52	52.1	23.14	10.62	49
7	01/13/2004 09:28:50	3.12	17.64	42.52	16.19	41
8	04/24/2004 15:20:15	28.36	47.02	35.7	14.89	49

### 3.3 分析結果

將前述192筆地震歷時作為輸入運動,以所建立之板樁式碼頭模型進行非線性動力分析,獲得各比地震歷時作用下之板樁式碼頭受震反應。為了有效量化損害狀態,在此係採用表1(a),針對板樁壁頂最大殘餘位移值所定義之損害狀態分級,藉以判定各分析例中碼頭受震反應所處之損害狀態。

在此假設各PGA下,板樁壁頂殘

餘位移呈對數常態分佈,由實際分析所得各地震事件下之壁頂殘餘位移,回歸出其對應之對數常態分佈參數後,便可由表1(a)中,各損害等級對應之板樁壁頂最大殘餘位移門檻值,計算出各PGA下處於或超越各個損害等級的條件機率,此即為花蓮港8號及9號板樁式碼頭基於PGA值之易損性曲線,分別如圖13及圖14中所示之空心點。其中,「中度損壞」表損害等

級 I 與損害等級 II 之界線，「嚴重損壞」表損害等級 II 與損害等級 III 之界線，而「完全損壞」表損害等級 III 與損害等級 IV 之界線。至於等級 0 與等級 I 之界線，由於在表 1(a) 中其位移門檻值並未定義，故在此無法建立。

由花蓮港 8 號碼頭之易損分析結果可知，當 PGA 等於 0.1g 時，此板樁式碼頭之損害等級幾乎均未超過於等級 I，屬未發生損壞或輕微損壞之狀態；當 PGA 為 0.379g 時，處於或超越等級 II 中等損壞之機率約為 20%；當 PGA 為 0.557g 時，處於或超越等級 III 嚴重損壞之機率約 15%；當地震 PGA 高達 0.8g 時，達到等級 IV 嚴重損壞之機率僅約 9%。至於花蓮港 9 號碼頭，當 PGA 等於 0.1g 時，其損害等級亦幾乎均未超過於等級 I，屬未發生損壞或輕微損壞之狀態；當 PGA 為 0.379g 時，處於或超越等級 II 中等損壞之機率約為 18%；當 PGA 為 0.557g 時，處於或超越等級 III 嚴重損壞之機率約 9%；當地震 PGA 高達 0.8g 時，達到等級 IV 嚴重損壞之機率僅約 7%。

由上述結果可知，花蓮港 8 號碼頭相較於 9 號碼頭而言，在地震中較易受到損害。雖然在前文中提到，9 號碼頭中設置於板樁壁體背側之混凝土塊體，會造成鋼板樁與塊體下緣接觸位置易於發生彎矩降伏，且會使錨錠設施無法有效發揮作用，然由於該塊體仍能發揮重力式擋土機制，故仍可限制壁體位移之發展。因此，在本分析案例中，若僅考慮基於位移定義之破壞機制，則 9 號碼頭將具有較高的抗震能力

### 3.4 易損性曲線之參數化

針對地震損失評估中快速運算之需求，常會將所求得之易損性曲線加以標準化為能以簡單參數描述之函數型式，以便快速計算。與 HAZUS 99[1]類似，臺灣地震損失評估系統(TELES) [2]中，易損性曲線之型式係假設為對數常態累積分佈函數(lognormal cumulative distribution function)。基於此一假設，當給定地表最大加速度(PGA)時，對應到某特定損害狀態 $d_s$ 之易損性曲線，或者，結構系統處於或超越某特定損害狀態 $d_s$ 的機率，可表為：

$$P[DS \geq d_s | PGA] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{d_s}} \ln \left( \frac{PGA}{\text{Med}[PGA]_{d_s}} \right) \right] \quad (2)$$

其中， $\text{Med}[PGA]_{d_s}$ 為結構系統達損害狀態 $d_s$ 之PGA對應之中位數(median)， $\beta_{d_s}$ 則為其對數標準差， $\Phi$ 則為標準常態分佈的機率累積函數。 $\text{Med}[PGA]_{d_s}$ 與 $\beta_{d_s}$ 可由易損性分析之結果利用迴歸分析求得，如此一來，便可僅用該兩個參數完整描述易損性曲線。

將上節所得之花蓮港 8 號及 9 號板樁式碼頭各損壞等級之易損性曲線，依據上述假設，求取其最佳化近似之中位數與對數標準差，即可將易損曲線予以參數化，如表 6 所列。另依據表中所列參數代入式(2)，即可繪出標準化為對數累積分佈函數型式之各損壞等級易損性曲線，如圖 13 與圖 14 中虛線所示，兩者均與分析所得之易損性曲線近似情況大致良好，驗證了上述假設確屬合理。

## 四、結論

根據上述針對花蓮港板樁式碼頭所進行之受震反應分析與易損性分析，可獲得以下結論：

1. 本研究利用有限元素分析軟體 PLAXIS，建立板樁式碼頭模型，用以進行板樁式碼頭之受震分析。在依據花蓮港區地震危害度分析所得之L1地震(PGA=0.379g)及L2地震(PGA=0.557g)作用下，花蓮港8號與9號板樁式碼頭損壞等級分別為等級II及等級II~III間，驗證了所建立之模型確實能有效進行板樁式碼頭

頭之受震反應分析

2. 本研究所研擬之板樁式碼頭易損性分析流程，在受震分析模型能合理建立，並能收集到足夠代表性地震樣本之情況下，可藉以有效求得易損性曲線。

3. 本研究基於易損性曲線具有對數常態累積分佈函數型式之假設，進行易損性曲線之參數化，並證明該假設之合理性。所求得之板樁式碼頭易損性曲線參數，將可供港灣構造物地震損失評估使用。

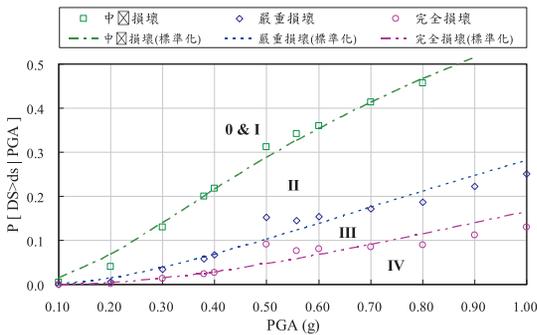


圖13 花蓮港8號板樁式碼頭受震易損性曲線

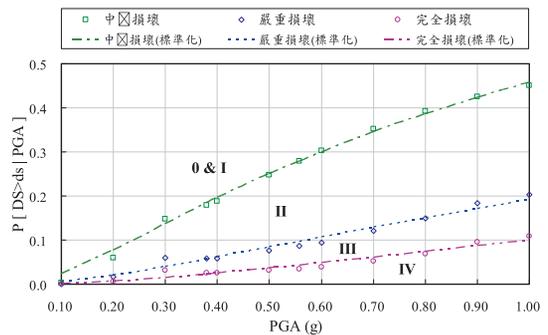


圖14 花蓮港9號板樁式碼頭受震易損性曲線

表6 花蓮港板樁式碼頭易損曲線標準化參數

損壞狀態	花蓮港8號碼頭		花蓮港9號碼頭	
	中位數 (g)	對數標準差	中位數 (g)	對數標準差
輕微損壞	0.87	0.99	1.14	1.22
中度損壞	1.79	1.01	3.29	1.37
嚴重損壞	2.62	0.99	5.73	1.37

## 參考文獻

- [1] Federal Emergency Management Agency (FEMA) (1999), Earthquake Loss Estimation Methodology Hazus 99 Technical Manual, Federal Emergency Management Agency / National Institute of Building Sciences, Washington, D.C.,.
- [2] 葉錦勳 (2003), 「臺灣地震損失評估系統—TELES」, 國家地震工程研究中心報告, NCREE-03-002。
- [3] 賴聖耀、謝明志、林雅雯、曾文傑、陳正興、黃富國、徐松圻、邱俊翔、鄭魁香、王淑娟、葉錦勳、簡文郁、柯永彥、許尚逸、楊鶴雄、張毓文、王志聖、黃建琳 (2008), 「港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究(1/4)」, 交通部運輸研究所。
- [4] 謝明志、賴瑞應、林雅雯、陳正興、黃富國、徐松圻、邱俊翔、鄭魁香、葉錦勳、簡文郁、柯永彥、許尚逸、楊鶴雄、張毓文 (2009), 「港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究(2/4)」, 交通部運輸研究所。
- [5] 賴瑞應、賴聖耀、謝明志 (2005), 「地震引致板樁式碼頭之變位量分析」, 交通部運輸研究所。
- [6] International Navigation Association (PIANC) (2001), Seismic Design Guidelines for Port Structures, A.A Balkema Publishers, Rotterdam.
- [7] Uwabe, T. (1983), “Estimation of Earthquake Damage Deformation and Cost of Quaywalls based on Earthquake Damage Records,” Technical Note of Port and Harbour Research Institute, No.473, pp.197 (in Japanese).
- [8] 陳森河、陳吉紀、王志成、胡聰明 (2000), 「港灣工程技術庫—花蓮港部分」, 交通部運輸研究所。
- [9] Idriss, I. M., and Sun, J. I. (1992), User's Manual for SHAKE91- A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analysis of Horizontally Layered Soil Deposits, Program modified based on the original SHAKE program published in December 1972 by Schnabel, Lysmer, and Seed. University of California, Davis.
- [10] 花蓮港務局 (1996), 「花蓮港整體規劃及未來發展計畫」期末報告, 港灣技術研究所辦理。
- [11] Ko, Y.-Y., Hsu, S.-Y., and Chen, C.-H. (2009), “Analysis for Seismic Response of Dry Storage Facility for Spent Fuel,” Nuclear Engineering and Design 239, pp. 158-168.
- [12] 交通部 (2000), 港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明, 民國89年5月8日頒佈。

# 互逆格林函數之應用-視窗化介面系統之建置與測試

陳冠宇 國立中山大學海下科技及應用物理研究所助理教授  
林佳豪 國立中山大學海洋環境及工程研究所博士候選人

## 一、前言

本文利用互逆格林函數建置一海嘯波高計算模組，並以視窗化操作介面呈現，以期能提高現有模式之計算效率，以爭取足夠反應時間供後續應變措施之參考。

二維海嘯模式(例如COMCOT)通常以海底斷層模式作為主要驅動力，以一個已知之震源來模擬海嘯波在大洋中之傳遞行為以及陸地上任意點之水位時序列變化；但是受限於網格大小與模擬區域，致使模擬一個海嘯案例需時甚久，不符海嘯預報之效率需求。對於防災需求而言，人口密集區域才是預報作業之重點所在，故其他區域之計算便顯得可以忽略，以減少計算時間以及電腦儲存容量。

臺灣主要之海嘯資訊來源多半來自於美日兩國，目前有關單位尚無自有之海嘯預警系統；印度洋周邊國家自南亞海嘯後，目前已逐步建立印度洋海嘯預警系統；臺灣地區雖然近百年來無災害性之大海嘯紀錄發生，但是遠在清朝年間，臺灣北部之基隆、南部之安平與高雄均有海嘯之古文獻紀錄。以現代眼光觀之，三處正好都是國內主要港口與人口密集處，加以臺灣西部海域屬於緩坡地形，且鄰近

馬尼拉海溝，目前仍無法有效排除發生海嘯災害之疑慮，恆春地震所引發之海嘯事件正是一個最佳證明。

有鑑於此，本研究利用線性格林函數之可逆性(稱為互逆格林函數)為主要理論基礎，發展一簡單之海嘯計算模組，並以視窗化介面呈現。由於格林函數在線性系統裡具有可逆性，且海嘯波在水深50公尺以上者可以利用線性淺水方程式描述(Shuto, 1991)，故互逆格林函數可以應用在精進現有海嘯模式中。格林函數亦是線性淺水方程式之解，故此一解之物理結果也包含了海嘯波在深水區域之傳遞行為。Xu(2007)指出利用互逆格林函數之概念可以有效降低對初始震源之依賴性。劉及陳(2008)即利用此一概念用來快速預估高雄港受海嘯侵襲時之最大高度。Chen et al.(2009)亦利用互逆格林函數來建議海嘯感測器於台灣北海岸之最佳佈放位址。

本文第二章中，將介紹互逆格林函數與視窗化作業系統；第三章將假設高雄港外海發生一起海嘯事件，實際利用視窗化介面系統來計算對高雄港之影響；主要之結論則列於第四章。

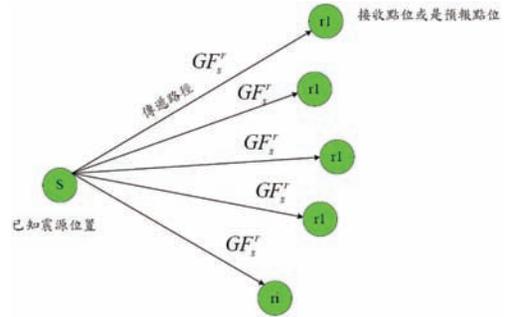
## 二、互逆格林函數與視窗化作業系統

### 2.1 傳統海嘯模式與互逆格林函數

由於大多數的海嘯成因起源於海底地震，所以海嘯模式中之初始水位藉由海底斷層模式來驅動，基本上起始海水面的變動是利用海床位移量的計算來產生水位，假設海水為不可壓縮；當海床產生錯動，則垂直方向上的海水面也會產生瞬間的變動，亦即地震與海水面變動的發生視為同一時間。海床位移量是由走向滑距(strike-slip displacement)及傾向滑距(dip-slip displacement)所構成，一般常使用之斷層模式是Mansinha and Smylie(1971)的彈性半空間錯移模型(elastic half-space dislocation model)，主要是計算走向滑距及傾向滑距在垂直地表方向的分量，即垂直位移的總量。

傳統海嘯模式(如COMCOT)必須得知或猜測一個地震震源或是海嘯傳遞路徑，方能繼續計算模擬該點震源(s)對全計算區域各點( $r_i$ )之水位；其水位時序列變化即為一格林函數(Green's Function, GF)。若s表示波源位置(source)，而r則為接收位置(receiver，即是計算點位)，傳統海嘯模式是屬於單波源全接收點(one-source-all-receiver)的形式，如圖一所示。換句話說就是以一個已知之波源s計算所有點位r的反應，其GF即是由s到r，記為 $GF_s^r$ 。

這種計算方式之最大缺點，在於必須知道海嘯之震央、藉以模擬海嘯之傳播路徑及受災範圍，在實務海嘯預報作業效率上顯有不及。



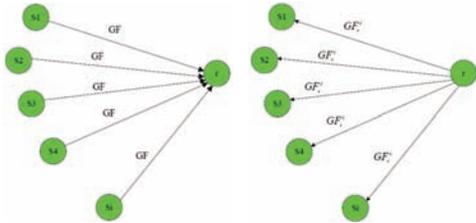
圖一 傳統海嘯模式-單波源全接收點形式

格林函數在線性系統中具有可逆性及對稱性。儘管海嘯波靠近近岸時會呈現高度非線性變化，但在水深深於50公尺的海域，線性淺水方程式能適用於描述其傳播過程(Shuto,1991)，故線性格林函數之可逆性仍可適用。利用格林函數之可逆性，稱為互逆格林函數(Xu,2007)，可以降低對初始條件(即震央)之依賴性及提高計算效率。

而互逆格林函數代表以r產生的單位波源振幅，在s所造成的反應，記為 $GF_r^s$ ，即是 $GF_s^r = GF_r^s$ 。Loomis(1979)即指出GF及其互逆GF對於s和r是呈現對稱的形式，亦即相同的波源出現在s所造成對r的反應相當於出現在r所造成對s的反應，故互逆格林函數可以提高計算各點GF的效益，只要計算s傳播後對所有r的GF，等同於得知當任何r出現波源時對s造成的反應。

以上由圖二說明其概念，對某一個接收點r而言，由於可能有許多未知震源，故用 $S_i$ 來表示所有可能之震源，其 $GF_s^r$ 即是由 $S_i$ 到r。由於格林函數具有可逆性，所以任一點 $S_i$ 之單位

振幅對r所造成之反應(即是格林函數)等於r之單位振幅對s<sub>i</sub>所造成的反應；所以當海嘯發生時，僅需利用相關斷層參數得知起始水位後，做簡單之乘積加總後即可獲得與傳統海嘯模式運算後相同之結果。



圖二傳統格林函數與互逆格林函數之示意圖

故為了解區域內任何s點發生海嘯時，對r點位置的造成之水位高度值，故先計算所有r點對應s點的GF。首先將某一時段內各r點給予單位振幅1公尺之水位經模式計算後之水位變化，便是r點傳播至各點的GF值，如(2.1)式所示。根據GF的互逆性質，r點對應s點的GF等同於s點對應r點的GF(2.2)式。只要透過(2.3)式作簡單的乘積與加總就可到預報點位在海嘯發生後的該時段水位變化。

$$GF_r^s = \frac{r\text{點水位}}{\text{波源}s\text{之初始水位}} \dots\dots\dots (2.1)$$

$$GF_s^r = GF_r^s \dots\dots\dots (2.2)$$

$$H_{r,t} = \sum_{r=1}^N \sum_{t=1}^M (GF_{r,t} * H_{s,l}) \dots\dots\dots (2.3)$$

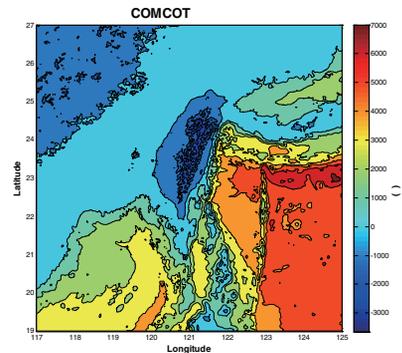
其中(2.3)式的 $H_{r,t}$ 為各接收點(或是預報點位)r在時間t的水位高度， $GF_{r,t}$ 為各r點在時間t的GF， $H_{s,l}$ 各波源點的初始水位高度，N為所有r點的總數，M為總時間長度。由於 $GF_{r,t}$ 是一單位振幅之格林函數值，故可以先行

計算並以資料庫型態儲存，唯一的未知量是初始水位。故只要在地震發生初期，利用斷層模式計算出一初始水位，利用(2.3)式即可快速計算出與傳統海嘯模式完全相同之結果。

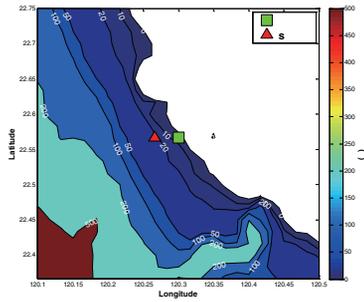
Xu (2007)曾提出以互逆格林函數的最大絕對值代表可能有影響接收點之海嘯發生範圍及其危險程度，並稱此互逆格林函數的最大絕對值為最大放大率(max gain)。若格林函數最大值(最大放大率max gain)很大，即相對波高值很大，當地發生的海嘯會嚴重影響互逆格林函數的原點(即初始具單位水位高程的位置)。

## 2.2 互逆格林函數之實例驗證

以恆春海嘯為案例，驗證互逆格林函數之對稱性。COMCOT模式計算區域範圍在東經117°至125°，北緯19°至27°(圖三)，網格點481\*481，解析度1分。以高雄為例，首先在高雄港外水深50公尺的定點s(圖四)，並且給予水位高度1公尺當成波源振幅，經模式計算水位傳播3小時，除s點之外，所有的點皆視為接收點r，而s點即為之後海嘯高度預報的水位點。

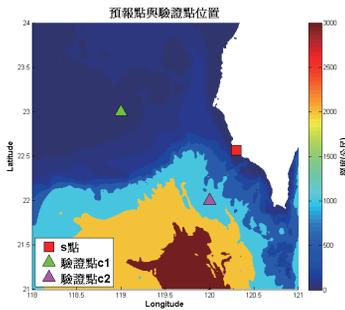


圖四海嘯數值模式計算區域圖

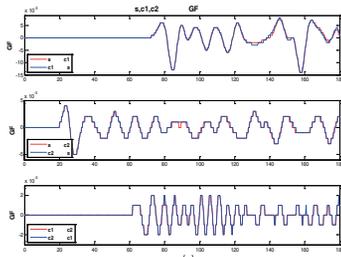


圖五海嘯高度預報點(r點)位置圖

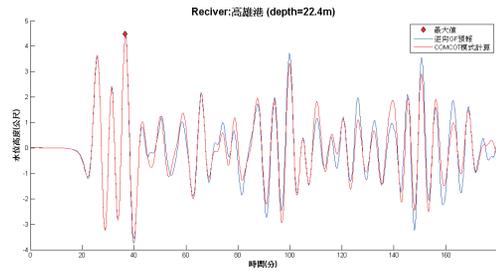
為了驗證由模式所計算出的GF是否符合(2.2)式，在此選擇s點設置起始波源進行模式水位傳播，之後各別在c1與c2點(圖六)設置同樣波源進行傳播，由這三次模擬可得到s、c1、c2三點相互傳播的GF(圖七)，基本上互傳的結果相一致，儘管由數值模式計算產生的誤差導致了微小差異。圖八為高雄港點位利用COMCOT模式進行全區域之模擬與互逆格林函數計算結果之比較，在最大波及其到達時間上兩者計算結果完全相符。



圖六互逆GF驗證點的位置圖



圖七利用s、c1及c2三點互相驗證GF與互逆GF的一致性



圖八COMCOT模式與互逆格林函數於高雄港外之計算結果比較

### 2.3 視窗化作業介面

由於單位振幅之互逆格林函數可以事先計算建置成一資料庫，初使水位可以利用斷層模式透過遠端擷取功能於地震發生初期擷取相關網站之參數進行計算。以互逆格林函數之計算效率可在數分鐘後得到結果，模擬結果顯示台灣附近之馬尼拉海溝所造成之海嘯波可在30-40分鐘到達台灣本島，因此，可有足夠時間進行相關配套措施。同時，將計算模組以視窗化介面匯整，也有助於使用者使用。

本文利用Matlab內建的介面設計模組GUIDE (Graphic User Interface Design Environment)，提供使用者一個設計「圖形使用者介面」(Graphical User Interface, GUI)的程式設計環境。圖九為介面完成圖。本系統之參數輸入方式有兩種，一是輸入斷層長度、寬度及滑移量，計算地震矩規模；一是直接輸入地震矩規模，反算斷層長度、寬度及滑移量。就地震警報而言，得知地震矩規模較為容易也較為一般人所接受；斷層長度等資料由於海底斷層探測比較不易，故斷層尺度之換算通常也經由經驗公式得出，其他之斷層參數(例如走向等)可參考HCMT等網站得知。

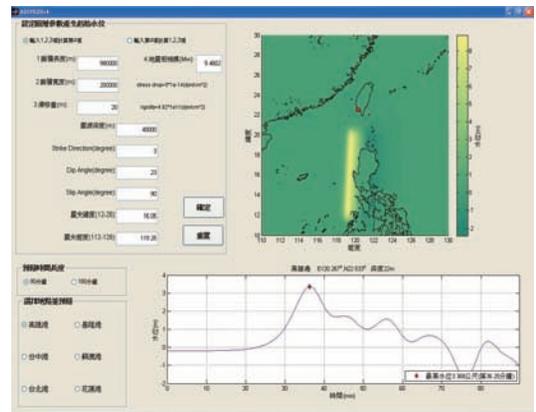
本系統初步僅考量近域海嘯對台灣之影響，目前可使用於震央範圍為東經110~130度，北緯10~30度之間，故一般而言，海嘯波約可在30分鐘至1小時之內到達台灣，故本系統目前最大預報時間為3小時；至於遠域海嘯部份，由於傳遞時間較長，未來將視使用者需求，可加以延長之。預報地點目前僅針對國內高雄港等六個主要港口，其預報點位之水深如表1所示；由

於東西兩岸水深不同，故東岸之預報點位水深多在50公尺以上；西岸由於地形較為平緩，考量離港口距離之遠近後，其水深多半均小於50公尺。

海嘯成因眾多，本系統目前僅適用於因海底地震所產生之海嘯；此外，本系統主應用程式及其他所需資料庫檔案約需2GB之空間，故極適合於一般個人電腦與筆記型電腦執行。

表 1 各港口計算點位、水深及離岸距離

港口	經度	緯度	該點水深 (m)	離岸距離 (km)
高雄	120.267	22.533	22	5.5
基隆	121.767	25.167	38	2.38
台中	120.5	24.333	21	4.3
花蓮	121.633	24.033	42	0.39
蘇澳	121.867	24.6	20	0.83
台北	121.333	25.167	28	4.54



圖九 視窗介面完成圖

### 三、視窗化作業系統之應用與測試

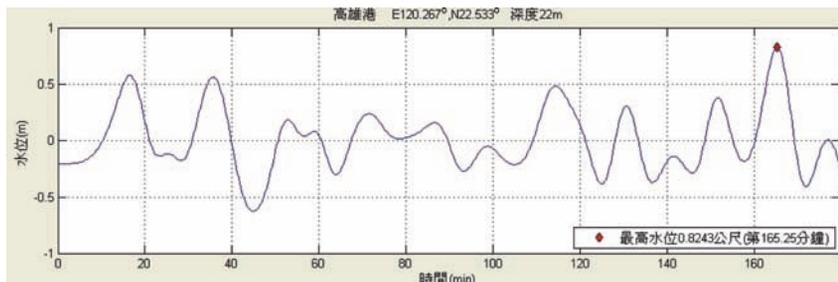
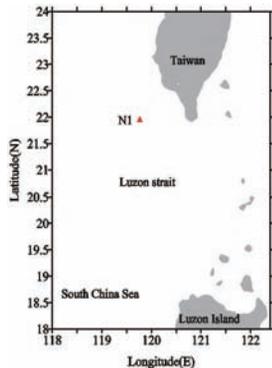
#### 3.1 案例測試

本節將利用視窗化介面系統，假設高雄港外海發生一起海嘯事件以測試系統計算成果；震央位址為(119.98°E, 21.72°N)，如圖十所示。震源深度假設為29.2公里，計算並說明海嘯發生時對高雄港之影響。計算案例相關參數如同表2所示。本測試案例採用直接輸入地震矩規模方式，均假設為8.0。地形來自NOAA之ETOPO-2分精度之資料，預報時間為180分鐘。

表2之斷層參數茲參考Kusnowidjaja Megawati et al.(2009)之斷層資料加以調整而來。高雄港計算結果如圖十一所示。

表2 假設震央之地層參數

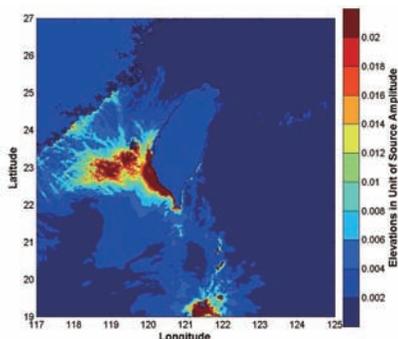
假設震央	N1(119.98°E, 21.72°N)
地震矩規模Mw	8.0
震源深度(km)	29.2
Strike(degree)	338
Dip(degree)	7
Slip(degree)	90



圖十 假設震央位址 圖十一 高雄港在地震矩規模8.0下可能產生之最大波高及到達時間

當高雄外海發生海嘯事件時，高雄港在18分鐘後即可感受到水位變化，但是最大水位之到達時間卻是在165分鐘左右出現；由時序列圖可發現，雖前兩個波之波高值得注意，但約3小時後仍有可能有另一波顯著之波高變化。

互逆格林函數之另一項應用是用來評估威脅性。互逆格林函數的最大絕對值代表可能有影響該地之海嘯發生範圍及其危險程度，為最大放大率(max gain)，高雄港在六小時之放大率如圖十二所示。由圖可知，發生在澎湖、西南海域及呂宋島海域附近發生，則對高雄港產生較大的威脅。



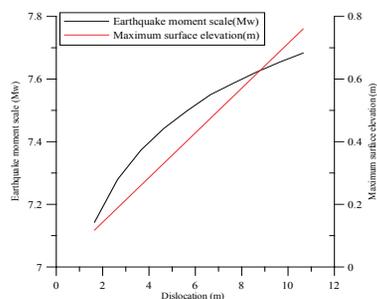
圖十二 高雄港之放大率

### 3.2 敏感度分析

本節進一步利用格林函數來探討

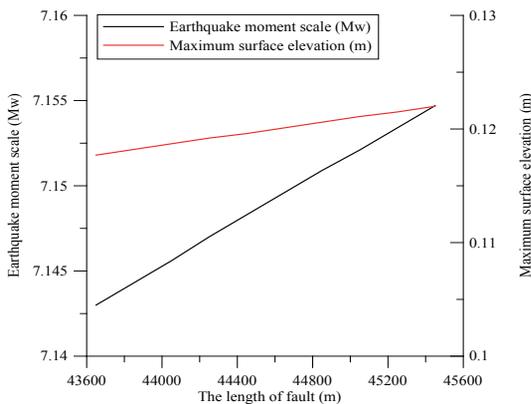
各地層參數對地震矩規模以及最高水位之影響。在一般實際之地震測報作業，以直接發佈地震矩規模或是地震規模最容易為人所接受；此外，實際上斷層長度、寬度及滑移量並無法得知，故僅能用經驗公式或是常用之數值計算，其餘之地層參數多可以由地震相關資訊網站中得知；故本節主要探討斷層長度、寬度及滑移量對地震矩規模及最高水位之影響，測試案例與前節相同均假設N1發生地震，預報時間為180分鐘，預報地點為高雄港。

圖十三為滑移量對地震矩規模及最高水位之影響。單位滑移量增量為1公尺；由該圖可發現滑移量與最大水位為線性關係，其斜率約為0.07m/m；滑移量與地震矩規模為曲線關係，其割線斜率0.06。



圖十三 滑移量與地震矩規模及最大水位之關係

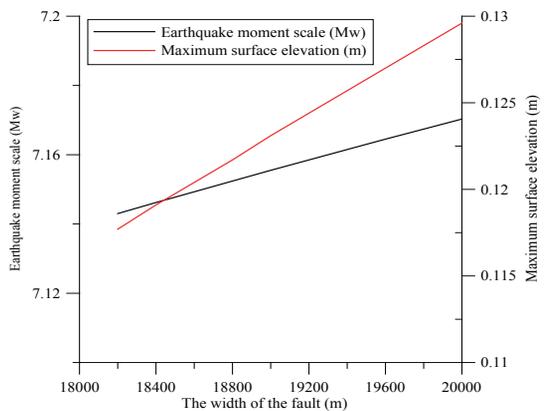
圖十四為斷層長度對地震矩規模及最高水位之影響。單位長度增量為200公尺；由該圖可發現滑移量與最大水位為線性關係，其斜率約為 $2.38 \times 10^{-6} \text{m/m}$ ；滑移量與地震矩規模亦為線性關係，其斜率為 $6.5 \times 10^{-6}$ 。



圖十四 斷層長度與地震矩規模及最大水位之關係

圖十五為斷層寬度對地震矩規模及最高水位之影響。單位寬度增量為200公尺；由該圖可發現滑移量與最大水位為線性關係，其斜率約為 $1.5 \times 10^{-5} \text{m/m}$ ；滑移量與地震矩規模亦為線性關係，其斜率為 $6.6 \times 10^{-6}$ 。故以上簡單之分析可得知，滑移量對於地震矩規模以及最大水位值之影響遠大於斷層長度以及寬度。

為200公尺；由該圖可發現滑移量與最大水位為線性關係，其斜率約為 $1.5 \times 10^{-5} \text{m/m}$ ；滑移量與地震矩規模亦為線性關係，其斜率為 $6.6 \times 10^{-6}$ 。故以上簡單之分析可得知，滑移量對於地震矩規模以及最大水位值之影響遠大於斷層長度以及寬度。



圖十五 斷層寬度與地震矩規模及最大水位之關係

#### 四、結論

互逆格林函數由恆春海嘯之案例中已得知與傳統海嘯模式之計算結果一致，證明此一計算方式可有效提升計算及預報效率；同時，應用此一方式所建置而成之視窗化作業系統亦可在地震發生初期3-5分鐘內完成預報點位之水位時序列變化預測，簡單之操作介面可供使用者操作使用。

由測試案例顯示，當西南部海域發生海嘯時，高雄港因距離最近，

故影響較為明顯，除了第一波須注意外，也要防範3小時之水位突然變化；由互逆格林函數之放大率顯示，海嘯若於澎湖、西南海域及呂宋島海域發生，則對高雄港影響最大。從敏感度分析顯示，地層參數中以滑移量之影響最大。

此一操作介面之預測點位多位於離岸50公尺水深處，但仍可足夠各港作為海嘯來臨時是否應變之依據；另

一方面，目前本系統所考量之潛在震源區域僅限於台灣附近海域，遠域海嘯如南美智利並未列入，目前正將震源區擴展至太平洋海盆。此外，海嘯

溯上之行為是海嘯災害之重點項目之一，研發一溯上計算模組結合現有之系統，目前亦正在進一步開發中。

## 五、參考文獻

1. 劉俊志、陳冠宇(2008) “以格林函數快速預報高雄港外海嘯高度,” 中華民國第30屆海洋工程研討會。
2. Guan-Yu Chen and Chin-Chu Liu,(2009), “Evaluating the Location of Tsunami Sensors: Methodology and Application to the Northeast Coast of Taiwan” , Terr. Atmos. Ocean. Sci., 20(4), 563-571, doi:10.3319/TAO.2008.08.04.01(T).
3. Kusnowidjaja Megawati , Felicia Shaw , Kerry Sieh , Zhenhua Huang , Tso-Ren Wu, Yunung Lin , Soon Keat Tan , Tso-Chien Pan (2009):” Tsunami hazard from the subduction megathrust of the South China Sea:Part I. Source characterization and the resulting tsunami” , 36, pp 13~20.
4. Loomis, H.G. (1979): “Tsunami prediction using the reciprocal property of Green's functions,” Mar. Geod., 2(1), pp.27-39.
5. Mansinha, L. and Smylie, D. E. (1971) : “The displacement fields of inclined faults” , Bulletin of the Seismological Society of America, 61(5), pp.1433-1440.
6. Shuto N.(1991), “Numerical Simulation of Tsunamis—Its Present and Near Future,” Natural Hazards 4, pp.171-191.
7. Xu, Z.(2007), “The All-source Green's Function and its Applications to Tsunami,” Science of Tsunami Hazards, 26(1), pp.59-69.

# 智慧化海運系統之整合研究

邱永芳 交通部運輸研究所港研中心主任  
張富東 交通部運輸研究所港研中心研究員  
蔣敏玲 交通部運輸研究所港研中心副研究員

## 一、研究目的

臺灣經濟發展主要依靠國際貿易，而海運承擔98%以上的對外運輸，「智慧型海洋運輸系統(Maritime ITS)」係在船舶、港埠、以及船岸間的通訊技術(ICT)應用，也就是所謂的「電子化航行(e-Navigation)」。由於海運的國際化特性，國際海事組織(IMO)已決議優先發展「e-Navigation Strategy」，本研究首要目的即是以子題「在e-化航行的國際架構下實現智慧型海運系統」來研究有關「電子化航行(e-Navigation)」的相關之知能與技術。另一方面，隨著遙測技術的發展，提供了嶄新的海岸調查新觀念，本研究的另一個子題「海岸帶及近海衛星遙測技術之整合應用研究」是利用目前的遙測技術，對海岸帶附近海域實施進行調查，期望能最佳化的開發利用海岸帶資源，並對國土保育和環境保護提供快速、準確、有效

的資訊，提供政府機關未來的決策參考。另外本研究亦提出「以水下載具進行多音束測深之研究」子題來研究如何將多音束測深系統安裝在水下載具上，藉此方式將有效的提高水下量測的精度及解析度，希望對於近離岸的海洋、港灣的水下測繪及特徵物的搜尋等有所幫助。最後，本研究亦以「智慧型太陽能遙控近岸測量船之研究」子題來針對太陽能驅動之智慧型無人船舶進行研究，期望能夠開發出自主式的無人船舶來提供給近岸量測、海岸搜救等任務時來運用，未來更可以進一步延伸為架構無人船隊系統，藉由無人船隊間的相互通訊，可以施行大規模的海岸測量與監控。本研究的各項子計畫完成後預期可以加速臺灣海域航行安全與海岸資源管理全面電子化的終極目標。

## 二、研究方法

海洋運輸系統是由水道、港埠、複合運送之連結、船舶與車輛、海運

使用者等多項因子所組成，缺一不可。智慧化的運輸系統更需要整合與協調

的技術才能有效運作。而智慧型運輸系統(ITS)與航運管理系統已被國際主要海運國家視為海運系統持續發展必要的兩大支持系統。本研究的主要目的是規劃與整合智慧型運輸系統中的各項子系統，並且針對各子系統的開發技術進行有計畫的分工設計與研究，最後再利用各子計畫研究後所獲得之成果進行整合，進而提出智慧型海洋運輸系統間的問題所在與尋求可能的解決方案，期望未來能夠提供給

海洋運輸業者有力的參考與運用；本研究的研究子題與研究方法如下：

1. 臺灣海域船舶動態資訊系統(AIS)之建立。
2. 船舶遠距識別與追蹤系統(LRIT)建置之研究。
3. 無人載具(UAV)攝像及影像處理技術之設計與開發。
4. 超短基線之水下定位系統的精度探討。
5. 自主是無人船舶設計。

### 三、研究成果

依據研究目的與研究方法，本研究的各子計畫陸續完成的各項研究成果分述如下：

#### 3.1 臺灣海域船舶動態資訊系統(AIS)之建立

本研究已經完成臺灣海域及基隆港、蘇澳港、臺北港、臺中港、高雄港、花蓮港、馬公港、開元港等8個主要港口之船舶自動辨識系統(AIS)建置。而為了整合各個港口之船舶自動辨識系統(AIS)，本研究更建立了可以整合與查詢各站的「海灣海域船舶動態資訊系統」網站，本系統可以提供給一般使用者進行查詢、瀏覽及簡易的統計分析臺灣各主要港口進出港船舶動態訊息。「海灣海域船舶動態資訊系統」共有「網路船舶動態地理資訊模組」、「船舶航向資訊模組」、「港口、船舶與接收站動態統計分析模組」等模組其功能如下：

##### 3.1.1 網路船舶動態地理資訊模組

動態地理資訊系統模組功能有顯示船舶、港口、接收站位置，船舶種類以不同圖示表示，船舶數量統計，個別船舶資訊等，其動態地理資訊系統模組如圖1所示。



圖1 動態地理資訊系統模組

##### 3.1.2 船舶航向資訊模組

船舶航向資訊模組包含功能有追蹤船舶資訊查詢、船舶之詳細基本資料列表、船舶目前位置顯示、到達與駛離之船舶資訊查詢等；其船舶航向資訊模組如圖2所示。



圖2 船舶航向資訊模組

### 3.1.3 港口、船舶與接收站動態統計分析模組

港口、船舶與接收站動態統計分析模組有船舶停靠數量統計分析、即將到達之船舶數量統計分析、接收站各項之圖表統計分析等功能；其港口、船舶與接收站動態統計分析模組如圖3所示。



圖3 港口、船舶與接收站動態統計分析模組

### 3.2 船舶遠距識別與追蹤系統(LRIT)建置之研究

船舶遠距識別與追蹤系統(Long-Range Identification and Tracking, LRIT) 其系統組成是由船舶船載設備、通訊服務商(CSP)、應用服務商(ASP)、數據中心(DC)、國際數據交換中心(IDE)及資訊分配計畫(DDP)等單元組成。目前適用船舶為航行國際航線之客船、300總噸以上的貨船及移動式離岸鑽油平台等。傳輸資訊有船舶識別碼、船舶位置(經緯度)及提供船舶位置之日期與時間等基本訊息。其船舶遠距識別與追蹤系統功能說明如圖4所示。



圖4 船舶遠距識別與追蹤系統功能說明

本研究的主要任務為訂定本國的LRIT技術規範、規劃系統組成與運作方式、訂定我國船舶、港口因應方案及建置我國LRIT資料中心(DC)等，並建議應積極協調外交部取得LRIT國碼及IMO資訊分配計畫(DDP)等事宜。民國98年交通部航政司決定發展自有的資料中心(DC)，且責成基隆港務局負責定案。

### 3.3 無人載具(UAV)攝像及影像處理技術之設計與開發

本研究係整合空間資訊技術，配合多來源及高解析遙測影像，觀測臺灣海岸帶及近海岸區域適時性的觀測與資訊蒐集，充實並連結已完成之海岸影像資料，建置完整及連續之海岸帶圖像資料庫系統，同時並以虛擬實境技術建構海岸之3D圖像顯示。其影像處理技術之成果可以從遙測影像的原始圖及經由MSRCR+本研究色彩修正處理後之影像圖(如圖5所示)比較；明顯的獲得改善與修正。



圖5 色彩修正處理後之影像圖

本研究未來將以臺灣岸線及島嶼遙測影像資料更新、圖像管理查詢

及顯示系統建置、無人飛行載具(Unmanned Aerial Vehicle, UAV) 定位與導航設計、多源圖像局部快速修測及更新等方向繼續努力。

### 3.4 超短基線之水下定位系統的精度探討

為有效的解決水下測量解析度之問題，將多音束測深系統安裝在水下載具是一種極為有效之解決方案。本研究利用超短基線原理，可以改進傳統多音束測深技術多是以船隻為載具，其系統在左右搖擺(roll)、前後傾斜(pitch)、上下起伏(heave)、船艙旋轉(yaw)等船隻姿態下，極易受到海面波浪、沿岸海流及潮汐之影響，而導致測深品質不一的缺點；其超短基線水下定位系統的示意圖如圖6所示。

本研究對於提高水下定位系統及多重解析度資料2D及3D之展示技術，獲得量化得成果與結論。

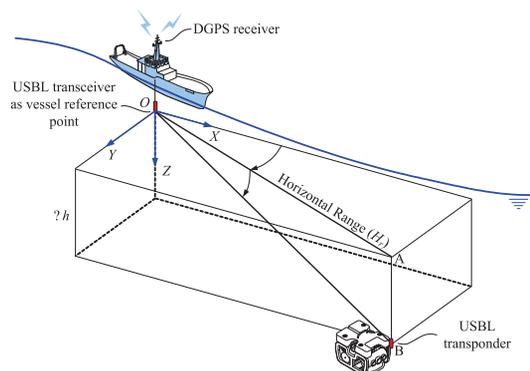


圖6 超短基線水下定位系統的示意圖

### 3.5 自主式無人船舶設計

本研究主要在建立太陽能驅動之智慧型無人船舶，研發近岸海洋資料蒐集、測量、資料傳送與輔助救難之

自動控制船舶相關技術。研究的方向著重在開發具有自動導航定位功能、攜帶多種探測儀器、採用穩定之雙胴體設計、使用太陽能與充電電池驅動之自主式無人船舶系統，可以做為海洋研究資料蒐集、測量與海上救難之輔助工具。自主式無人船的船型設計選用SWATH船型作為實驗船，耐海性能的預估則考慮不同波高及週期對無人船舶的縱搖、橫搖及起伏運動及針對臺灣海域的海象條件為設計重點。本研究出佈設計出之SWATH船型實驗

船如圖7所示。



圖7 SWATH船型實驗船

#### 四、結論與建議

為持續提升我國航運的競爭力，避免錯失產業機會，更避免使我國海域淪為不適於e-化航行的海域，此時正是切入核心研究發展的契機。本研究經過多項子計畫的研究與整合應用，獲得了以下之結論與成果：

1. 本研究已經完成臺灣海域及基隆港、蘇澳港、臺北港、臺中港、高雄港、花蓮港、馬公港、開元港等8個主要港口之船舶自動辨識系統(AIS)建置，為整合各個港口之船舶自動辨識系統(AIS)，本研究建立一套可以整合與查詢各站船舶動態資訊之網路系統，一般使用者可以查詢、瀏覽及統計分析臺灣各主要港口進出港船舶動態資訊。
2. 在船舶遠距識別與追蹤系統(LRIT)之因應與初步應用試驗方面，完成探討本國船舶LRIT因應方案、設立我國LRIT中心的可行方案、與國際

資料交換中心的資料交換程序與技術、LRIT資料於海運ITS的應用。本研究過程中也已陸續將研究成果提供主管機關做為相關決策措施之參考。

3. 在船舶自動識別系統(AIS)之船舶交通流分析與統計技術方面，以AIS岸基基地台累積接收到的海上船舶動態、航程與識別資料庫為基礎，運用資料探勘與時空/地理資訊分析技術，建立交通流分析與統計技術，輔助航行安全與港埠運作等相關決策。
4. 在海岸帶及近海衛星遙測技術之整合應用主題方面，本年度研究主要完成臺灣周邊海域及島嶼遙測影像資料重整與局部更新、大型圖像之3D管理查詢及顯示系統平臺與功能之重置、無人飛行載具(UAV)應用於即時海岸帶攝影實務及影像處理

系統開發、多源圖像局部快速修測及更新之策略。

5. 本研究利用超短基線感測器對準偏差校正之演算法，可以有效率地估算出heading、pitch、roll三個對準偏差角度，提升超短基線定位系統的定位精度。此演算法乃利用船隻航行直線測線來收集海床應答器的定位資料，並根據heading、pitch、roll三個角度的對準偏差對於應答器定位的影響，分別推導出各個偏差角度的計算公式。由於此一演算法是依據各個偏差角度造成應答器定位之幾何特性所推導出來的，所以具有非常快速的收斂速度，而且其運算結果也非常穩定與一致。此一演算法也利用實海域量測資料進行驗證，證實此演算法可以在四、五次的迭代運算之後，三個對準偏差角度的估測值便能穩定收斂。此外，本研究也針對偏離航跡誤差發展出一套修正方法，即使利用不具備動態定位系統的船隻來收集超短基線定位資料，也能夠精確估算出超短基線定位系統的對準偏差角度，大大提升了此一演算法的實用性。
6. 當採用超短基線系統進行水下目標物定位時，本研究分析不同水深與不同半錐角對定位精度的影響，結果顯示定位精度隨著水深增加而變差；水深32 m、76 m、以及110 m的最大定位誤差分別在1公尺、2.5公尺、以及3.5公尺左右。此外，隨著半錐角增大，定位精度也跟著變大；在這三種不同水深下，半錐角30度以內的定位精度可控制在約2公

尺以內。因此，利用超短基線進行水下載具定位時，應盡量將工作母船控制在水下載具正上方附近，可以有效降低定位誤差。

7. 在使用超短基線水下定位系統的基礎下，本研究建構之水下載具定位與導航介面，整合了水下載具感測器與外部感測器（GPS、電羅經、運動感測器），可以即時提供水下載具的位置。此外，具備友善、直覺、互動的3D虛擬介面與2D圖形顯示介面，也有助於操作員確實掌握水下載具的動態。

本研究具體建議事項如下：

1. 「臺灣海域電子航行圖中心」正式成立後，後續應持續進行電子航行圖之宣傳推廣、圖資發行機制及流通辦法之擬定等工作。
2. e-化航行即將逐步實現，為持續提升我國相關競爭力，避免錯失產業機會，更避免使我國海域淪為不適合e-化航行的海域，此時正是我國結合海運實力與電子資通訊優勢，依此國際架構針對核心重點切入研究發展的契機。
3. 為有效的解決測量解析度之問題，將多音束測深系統安裝在水下載具已是一種極為有效之解決方案，但國內尚無此種解決方式之案例，目前國內對於水下載具之開發已經漸有成績，在客觀環境上已經允許進行此項研究課題，加上澎湖、東沙及南沙等島嶼之珊瑚礁及環礁附近之地形測量，與港灣水下結構物之測繪等方面之應用已有迫切的需

求，未來應持續探討水下多音束測深系統之整合技術及水下載具導航系統之規劃設計等課題。

4. 建立太陽能驅動之智慧型無人船舶，研發近岸海洋資料蒐集、測量、資料傳送與輔助救難之自動控

制船舶相關技術，實有其必要性；本研究應持續在未來架構在無線網路上之無人船隊系統，藉由無人船隻間之相互通訊，可以施行大規模的海岸測量與監控

## 參考文獻

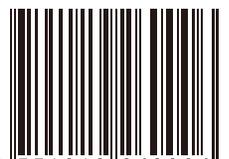
1. 邱永芳、張富東、蔣敏玲(民99)，「智慧型航行與監測系統之研究(1/4)」，交通部運輸研究所專書。
2. 邱永芳、張富東、張淑淨、李良輝、周宗仁(民98)，「電子化(e化)航行安全模式之建立研究(4/4)」，交通部運輸研究所專書。
3. 邱永芳、張富東(民97)，「資料庫管理系統應用在電子海圖之研究」，第30屆海洋工程研討會論文集，頁323-332。
4. 邱永芳、張富東、張淑淨、簡曉芸(民97)，「資料庫管理系統在電子海圖上之應用」，國土資訊系統通訊季刊，第65期，頁55-64。
5. 張富東、邱永芳、郭淑芬(民96)，「資料庫管理系統應用在電子海圖之研究」，第29屆海洋工程研討會論文集，頁781-786。
6. 邱永芳、張富東(民97)，「電子化(e化)航行安全模式之建立研究(3/4)」，交通部運輸研究所專書。
7. 張淑淨、邱永芳、張富東(民95)，「電子海圖資訊通報管理系統之研究」，第28屆海洋工程研討會論文集，頁919-922。
8. 邱永芳、張富東(民96)，「電子化(e化)航行安全模式之建立研究(2/4)」，交通部運輸研究所專書。
9. 邱永芳、張富東(民95)，「電子化(e化)航行安全模式之建立研究(1/4)」，交通部運輸研究所專書。

## 港 灣 報 導 徵 稿 簡 訊

1. 本刊為提供國內港灣工程界同仁交換工作經驗與心得之園地，歡迎工程、學術界之同仁提供港灣工程相關之工程動態、實務、工程新聞、技術新知、地工技術、工程材料、營運規劃及其他有關之工程簡介或推動中之計畫等的報告、論著或譯述。
2. 投稿者應保證所投稿件無侵害他人著作權情事，如有違反，願就侵害他人著作權情勢負損害賠償責任，並對中華民國（代表機關：交通部運輸研究所）因此肇致之損害負賠償責任。
3. 來稿經本刊接受刊登後，作者應附具著作授權同意書，同意非專屬授權予本刊做下述利用：
  - (1) 以紙本或是數位方式出版。
  - (2) 進行數位化典藏、重製、透過網路公開傳輸、授權用戶下載、列印、瀏覽等資料庫銷售或提供服務之行為。
  - (3) 再授權國家圖書館或其他資料庫業者將本論文納入資料庫中提供服務。
  - (4) 為符合各資料庫之系統需求，並得進行格式之變更。
4. 作者應保證稿件為其所自行創作，有權為前項授權，且授權著作未侵害任何第三人之智慧財產權。
5. 稿件每篇以8頁（含圖）（4000~5000字）以內為原則，稿酬從優；請附磁片或E-mail，並請加註身分證字號及戶籍地址（含鄰、里）。
6. 本刊每年刊行3期，分別於2月、6月、10月出版。如蒙惠稿請於每期出版前30日寄交本刊。
7. 聯絡電話：(04)2658-7139 馬維倫  
傳真電話：(04)2656-4415  
E-mail：elisa@mail.ihmt.gov.tw
8. 歡迎賜稿，來稿請寄：  
43542臺中縣梧棲鎮中橫十路2號  
交通部運輸研究所港灣技術研究中心「港灣報導編輯委員會」收



ISSN 1019-2603



9 771019 260006

GPN 2007700020

定價 100 元