目　　錄

1. 台灣地區國際港埠與亞太地區重要港埠裝卸設施及裝卸效率之比較研究 (84~85年度)..... 1-1～12
2. 台灣各港區規劃基本資料建檔研究 (85~87年度)..... 2-1～8
3. 港灣海域海氣象特性之研究 (84~86年度)
   (1) 台灣五個國際港海氣象調查研究..... 3-1-1～8
   (2) 台灣五個國際海氣象資料庫查詢系統建立研究.... 3-2-1～12
   (3) 台灣五個國際波譜預測模式之研究..... 3-3-1～10
4. 漂沙防治與新生地開發 (84~85年度)
   (1) 新生地開發海堤最佳配置研究..... 4-1-1～8
   (2) 衛星遙測在台中港海岸變遷偵測之應用研究..... 4-2-1～12
5. 台灣各港區土壤動態特性與改良研究 (84~85年度)
   (1) 台灣各港區砂土層液化特性與改良方法研究..... 5-1-1～12
   (2) 台灣各港區地震引致土層之沉陷研究..... 5-2-1～12
   (3) 台灣各港區土壤液化潛能調查研究..... 5-3-1～22
   (4) 台灣各港區土層分佈資料微電腦建檔及土壤動態性質分析研究 ..... 5-4-1～12
6. 港灣構造物腐蝕機理與維修防制之研究 (84~85年度)
   (1) 港灣鋼結構物之耐久性研究..... 6-1-1～14
   (2) 水文及污損生物對材料腐蝕之探討..... 6-2-1～12
   (3) 材料熱分析技術之研究..... 6-3-1～14
7. 港池污染防治之研究 (85~87年度)
   (1) 台中港地區港池污染數值模式之研究..... 7-1-1～12
   (2) 港池污染水質調查研究..... 7-2-1～12
8. 花蓮和蘇澳港附近長波研究 (84~85年度)..... 8-1～32

港灣技術研究所基本研究成果發表會論文集　民國 85 年
Porc. on Basic Research of Institute of Harbor & Marine Technology in 1996

台灣地區國際港埠與亞太地區重要港埠裝卸設施與裝卸效率之比較研究

朱金元

執行單位：規劃設計組
計畫編號： 85-研(一)
全程期間： 84/07/01~85/06/30
執行期間： 84/07/01~85/06/30

摘　要

隨著貨櫃船之大型化，主要航商對於選擇其主要轉運港之要求也越趨謹慎與嚴格，因爲港埠設施之投資非常龐大，一旦決定了則短期之內不容易轉移。歸納航商選擇轉運港其主要之考量因素大約：有港埠地理位置、直接貨運量、港埠之效率、社會以及政治安定等；次要之考慮因素則有：港埠費率、港埠未來發展計畫、談判較好作業條件之可能性等。

本文綜合各項轉運條件，比較高雄港與香港及新加坡港，發現高雄港在競爭轉口櫃的總體條件上，比不上其餘二港，尤其在最關鍵的直運櫃數量上，處於最不利的地位。除此之外，在決策流程以及相關軟體設施也有不足。雖然高雄港在地理位置上也有其優越條件，但是如果再仔細劃分爲靠近經濟蓬勃發展之大陸東南沿海地區時，則高雄港不如香港位置好；如果以靠近經濟發展快速的東南亞國家爲考量時，則高雄港不如新加坡港。當然高雄港也有其最有利的條件，就是租用碼頭之航商作業效率很高，唯與其他二港比較差距並不大。

壹、前　言

民國八十一年台灣地區各國際商港裝卸貨櫃數目達到 6,178,870 TEU ，只比民國八十年之 6,129,670TEU 成長約 **0.8%**而已。但是同期之**香港以及新加坡港**，其貨櫃裝卸量卻已分別有 7,972,235 TEU 及 7,560,000 TEU，**成長率分別爲 29.38%及 18.98%**。台灣地區各國際港之貨櫃裝卸業務，不但在量的方面落後香港以及新加坡港，而且在成長率方面更有明顯的差距。**基隆港之貨櫃裝卸量在民國八十一年與民國八十二年，連續兩年負成長**；高雄港之貨櫃裝卸量在民國八十一年也僅成長 1.21%。如果這種趨勢繼續下去，台灣地區發展爲亞太海運中心之構想將漸行漸遠，永遠停留在築夢的階段。爲此，省政府交通處乃責由本所研究，探討是不是在裝卸設施以及裝卸效率方面，有不如鄰近港埠的地方，才會造成這種結果。其實貨櫃運量成長速度快慢，其影響之因素並不是只有港埠設施與裝卸效率而已，整體台灣地區社會經濟變遷，產業發展，相關軟體之配合措施，航港管理體制，地理位置，政治與社會因素等都有影響。

貳、航商選擇轉運中心原則

2.1 貨櫃轉運業務

「轉運」一般可以分爲陸路轉運(Transit)與船舶轉運(Tranship)兩種，在航運名詞上，轉運泛指貨物從一艘船舶往岸上碼頭卸貨後，再裝載至另一艘船，然後開往第三目的地之全部過程。有時候二艘船舶之間或者一艘船舶與駁船間之裝卸過程也稱爲轉運，轉運在台灣則通稱爲「轉口」。

2.2 發展背景

最近幾年由於貨櫃運輸之激烈競爭，航運業者基於提昇以及改善他們本身之競爭地位，爲了尋求**運輸成本的降低**以及**滯港時間之縮短**，配合集貨服務(Feeder Service)之轉運方式遂被引進。轉運方式通常包含一大型母船運輸貨櫃於少數策略性的港埠或者樞紐港，並且以較小型之集貨船連接附近規模較小、運量較少之港埠。貨物經由轉運才運到目的港的運輸方式，會增加船舶在港埠之作業，從而增加成本負擔，而這些增加之費用就必需藉著更有效率或者更便宜之海上運輸網路聯接來彌補。在某些特殊情形下，如果航商在經濟上認爲可行時，甚至有二次或三次轉運之可能。

2.3 航商選擇轉運中心之原則

隨著貨櫃船之大型化，主要航商對於選擇其主要轉運港之要求也越趨謹慎與嚴格，因爲港埠設施之投資非常龐大，一旦決定了則短期之內不容易轉移。航運業者傾向於在同一區域對於轉運港之位置有比較多種的選擇，因此在一區域內如果有兩個或數個港埠有發展轉運業務之意圖時，航運業者都會鼓勵港埠業者從事必要之投資以滿足轉運之需求，而在投資未完成時航運業者也不會太明確的表示要選擇那一港作爲轉運中心；所以**港埠間相互的競爭帶給航運業者的好處，反而是港埠業者之痛處**。誠如快桅公司(Maersk Line)駐新加坡經理 Jacobs 所說：「航商所需要的是經營之高效率與高效能(Efficient and Cost Effective)，那裡貨源足夠，那裡費率公道，我們自然就航向那裡。」即已一語道破航商選擇停靠港口，尤其是選擇航運中心之考量。因此，歸納航商選擇轉運港**其主要之考量因素大約有：港埠地理位置、直接貨運量、港埠之效率、社會以及政治安定等**；次要之考慮因素則有：港埠費率、港埠發展計畫、談判較好作業條件之可能性等。

參、港埠地理位置

3.1 港埠間之航行時間

港埠地理位置之優越與否，是上天賜與該港埠之禮物，人們無法改變它，只能好好利用它，充分發揮它的優點。由高雄港航行至亞洲其它大港之航行時間約爲 53 小時；香港則爲 64 小時，稍高於高雄港；新加坡港則需 124 小時，比高雄港多了約三天之航行時間。而日本與韓國位居東北亞，與台灣在地理位置上相距較遠，其在亞太主要港埠間之平均航行時間，以日本爲例其航行時間需要 110 小時，遠大於高雄港之平均航行時間。因此，就航行時間而言，*如果*航商在亞洲只要挑選單一港埠作爲此區域之海運中心時，選擇高雄港絕對有其經濟價值。

3.2 亞洲海運之鐘擺理論

(1)最西側邊界：高雄港／香港

在成本考量下，服務於日本、韓國以及北美地區跨越太平洋之航線，其設置服務主航線以及集運航線之最佳位置應位於亞洲主要港埠之"最西側邊界"附近。也就是高

雄港或香港。大多數的越太平洋轉口服務，到高雄港或香港後便往東折返，僅有少數的航線跨越太平洋繼續西行至新加坡。

(2)最東側邊界：新加坡

東南亞與北美地區間之貨物，如果利用新加坡～蘇伊士運河～歐洲～美東之航線，可比利用美西航線縮短兩天之航程並可節省運費。因此，在西元 2000 年之前，這條較具競爭力的航線將成爲亞洲海運往歐洲和北美東岸海運市場之主要航線，且最東點非新加坡莫屬。

(3)界於最東側以及最西側間之貿易區屬於集貨航線，以最東側以及最西側之樞紐港作轉運站。

由以上探討可知，**不論就地理區位或者亞洲航運之鐘擺理論而言，高雄港所處之位置都有很大之優勢，而其最主要之競爭港埠則是*香港***。值得特別注意的發展是，自 1988 年以後相繼有 MOL 以及 SEA LAND 公司把越太平洋航線延伸至新加坡，而不必一定依賴原先在新加坡港與高雄港間之集貨航線服務，使得新加坡港與高雄港競爭東南亞地區往北美洲貨櫃之情勢逐漸浮出。未來高雄港之競爭對手將不僅是香港而已，尚包括新加坡港。

肆、直接貨櫃運量

4.1 台灣地區貨櫃運量分析

如以全台灣地區基隆、台中、高雄三個國際港之貨櫃裝卸量與香港與新加坡港相比， 1986 年是台灣地區總貨櫃運量超過香港與新加坡港最多的一年，當年香港是世界排名第二名，新加坡港第五名，高雄港第三名，第一名則是鹿特丹港。台灣地區各國際商港這種優勢，在 1991 年同時被香港與新加坡港超過，自此以後，台灣地區之貨櫃運量即與香港及新加坡港差距越來越遠，而且此種趨勢似乎並無緩和的跡象。而香港與新加坡則自 1989 年開始就互相競爭世界第一的地位。

如果以成長率觀之，自 1981 年至 1986 年間之貨櫃運量平均成長率，台灣地區是 18.8 %，香港是 12.3 %，新加坡港是 14.8 %，台灣地區之平均成長率高於其餘兩港，所以 1986 年是台灣地區港埠貨櫃運量高於香港與新加坡港最多的一年。。但是自此以後之 1987 年至 1991 年，台灣地區之平均成長率是 8.4 %，香港是 17.4 %，新加

坡港是 23.7 %，台灣地區之平均成長率遠低於其餘兩港，所以在**1991 年台灣地區總貨櫃運量同時被香港與新加坡港超過**。自 1992 年以後至 1995 年，台灣地區之貨櫃運量平均成長率更是每況愈下，只有 5.8 %，而香港則是 19.7 %，新加坡港是 16.9 %；去年(1995 年)香港與新加坡港之成長率雖然稍微下降，但是也仍然有 14 %，而台灣地區之成長率卻僅剩下 4.9 %，所以台灣地區之總貨櫃運量也就遠遠落後於香港與新加坡港了。

台灣地區歷年貨櫃裝卸量統計，進口櫃與出口櫃於 1995 年都達到二百六十萬 TEU ，出口櫃數量略高於進口櫃。進出口櫃自 1987 年以來之成長率，除了 1991 年以外，成長率都在 10 %以下。其在貨櫃裝卸市場之佔有率則從 1981 年之各佔將近 50 %，減少至 1995 年之各佔 34 %；而轉口櫃則從 1981 年不到 5 %之佔有率，增加至 1995 年之 31 %，其重要性與日俱增。轉口櫃數量之增長趨勢與進出口櫃數量之增長趨勢很一致，這種情形也再次印證了「直運量的多寡，是航商選擇轉運中心之重要考量因素」。而受到貨櫃船舶大型化，航商在台灣大多只選擇一個港口灣靠之影響，高雄港自 1987 年以來之轉口櫃承運量都佔全台灣地區轉口櫃運量之百分之九十以上。

進出口櫃不管是由其它港口轉運來台，或者是經由母船直運來台，都是必需進出台灣地區之貨物，與台灣地區之經濟發展息息相關，也是吸引航商靠泊台灣港埠之最基本條件。但是由於近年來台灣產業結構之改變，雖然外銷金額明顯成長，可是因爲外銷貨品走高科技路線，「質高量輕」的結果，<u>貨運量明顯減少</u>。再加上勞力密集的「質低量高」產業紛紛外移，使得船噸過剩情形日益明顯。**由於台灣海運市場不佳，各大輪船公司紛紛將市場重心移轉至目前正蓬勃發展的大陸市場。**

4.2 新加坡港與香港貨櫃直運量分析

雖然每年有大量的貨櫃在新加坡港轉運，其正確之數量卻沒有具體之統計可茲說明，但是根據 Lloyd'd Maritime Asia 報導，<u>*新加坡裝卸的貨櫃中約有三分之二爲轉運櫃*</u>。如果以此百分比來估計**新加坡港本身之直運量，則 1995 年新加坡港之直運量約爲四百萬 TEU** ，比高雄港約三百萬 TEU 之進出口櫃還要高。

香港之貨櫃裝卸作業，可概分爲葵涌以及中流貨櫃裝卸作業，而經由中流作業(駁轉)、陸路拖運中轉以及過境者，香港政府均未納入轉口統計，所以每年經由香港轉運之正確數目並不清楚。以 1993 年爲例，**估計約有二分之一是轉口櫃**，其中又以

來自大陸之轉口櫃最多，也是佔約二分之一。如果以此估計百分比來計算，**香港 1995 年本身之直運量約爲六百萬 TEU**。至於台灣與中國大陸之間經由香港轉運之貨櫃量，1993 年**據估計由台灣運往香港之貨櫃約有七成轉往大陸(約是四十萬個)，而由香港運往台灣之貨櫃則約有五成來自大陸(約是七萬個)**。

五、港埠作業績效比較

5.1 平均船舶裝卸量

以 1993 年之數據作比較，香港與新加坡港平均每艘船舶裝卸量差不多，大約是 640TEU；高雄港之租用碼頭則平均每艘船舶裝卸量超過 1000 TEU。因此就平均每一船舶裝卸量而言，高雄港是最多的，航運公司以大型貨櫃船灣靠高雄港之跡象很明顯。但是，高雄港公用碼頭之平均每船裝卸量卻都只有 200TEU 左右，可見得停靠公用碼頭的船舶，大都是近洋之集貨船。

5.2 平均等待時間

如果以民國 83 年之統計資料來比較，則高雄港全貨櫃輪之平均等待時間爲 2.71 小時，半貨櫃輪爲 1.72 小時，比香港低，新加坡港無該項資料可供比較。

5.3 船席平均服務時間與裝卸效率

船舶停靠船席作業時間之長短，與船舶裝卸貨櫃數目以及船席裝卸效率息息相關。就船舶平均停泊於船席之時間而言，新加坡港最短，其次是高雄港之租用碼頭，最長的是香港。在三個港中，高雄港之租用碼頭船席平均裝卸效率最快(63TEU/HR)，其次是新加坡港(53TEU/HR)，再其次是香港(36TEU/HR)。

由平均等待船席之時間、船舶平均停泊於船席之時間以及船席裝卸效率三項指標看來，高雄港之租用碼頭表現不但不比新加坡港、香港差，而且猶有過之。至於公用碼頭部份，則船席裝卸效率明顯不如租用碼頭。

5.4 橋式起重機之作業績效

每台橋式起重機之平均裝卸效率高雄港平均最高的是 43TEU/hr/Crane (包含公用碼頭)，香港爲 55 TEU，新加坡港爲 51TEU，釜山港爲 50TEU，都比高雄港爲高。

而鄰近之馬尼拉港也有 42TEU ，與高雄港之差距並不大。

陸、航港管理體制

亞洲地區主要港埠之航政以及港物管理體制比較分析如表 6.1 。

表 6.1 亞洲主要港埠之航政、港務管理體制分析對照表

項目 國別	航　　政	港　　務
日本	1.中央：運輸省主管航業政策與發展 2.航港管理一元化 3.運輸省若干部門分別掌理航政業務	1.中央：運輸省港灣局負責港灣政策與發展 2.地方：地方政府之港灣局負責港埠管理 3.港市合一 4.公營組織體制
韓國	1.中央：與交通部平行之港灣廳負責總體海運以及港灣政策之擬定 2.地方：各地方港灣廳 3.航港管理一元化 4.中央航政業務由海運港灣廳下之若干部門分別處理	1.中央：海運港灣廳負責港灣政策與發展 2.地方：各地方海運港灣廳負責港埠管理 3.公營組織體制
中國大陸	1.國務院爲最高航政管理機關 2.交通部與各省市政府亦負責航港管理 3.航港管理多元化	1.朝港市合一方向發展 2.由各港口所在地城市政府之 港務局負責港埠管理 3.公營組織體制
香港	1.由香港政府之海事處負責 2.航港管理一元化	1.港務行政管理由香港政府之海事處負責 2.港埠經營採分區出租之自由化政策，由承租公司自行經營
新加坡	1.由新加坡海事處負責 2.航港管理一元化 3.海事處隸屬於交通部	1.新加坡港務局負責港埠營運及管理 2.設有港埠管理委員會 3.港務局隸屬於交通部 4.公營組織體制
中華民國	1.憲法及相關法規規定由交通部負責，目前由省政府代管部分航政業務。 2.目前由各港務局航政組負責航政業務執行 3.航港管理一元化	1.各港務局負責港埠經營管理 2.各港務局受省政府交通處以及交通部監督 3. 公營組織體制

柒、轉運成本比較

大陸地區之進出口櫃，**經由高雄港轉運**，總體之轉運成本，約比經由香港轉運，每一 **TEU 節省 40 %之後勤成本**。

另外根據 Maersk Line 香港分公司總經理 Henrik Zeuthen 表示：**中國大陸轉口櫃在香港轉運比在高雄港轉運，總體之轉運成本，約高出 50 %**。如果這些櫃子能直接由大陸港口直運，則可節省更多。據估算：通過北侖港中轉比經由香港、新加坡、神戶、釜山等港中轉，每一 TEU 可節省 300□～ 500 美元。

由上述之報告，可以概估**大陸地區之進出口櫃由高雄港中轉，約可節省 40 %～ 50 %之運輸成本**。

捌、港埠發展計畫

各港貨櫃碼頭設施現況與未來發展計畫，將其比較後之結果整理如表 8.1 ，由表可知**不論現況或未來發展，在船席數目與橋式起重機配置上，高雄港均比不上新加坡港，但是與香港之差距則並不大。**

表 8.1 亞洲主要港埠貨櫃碼頭設施比較表

項目 / 港別	船席	裝卸設施
神戶港	1.現有船席長度 7,990 公尺，其中 2540 公尺爲公共使用，其餘則由航商承租使用。 2.水深　-12.0 ～-14.0 m 。	1.現有橋式起重機 48 台，其中 30.5tons × 33 台， 40.0tons × 15 台。 2.預定至 1996 年添置 3 台 40.0tons 橋式起重機。
釜山港	1.現有船席長度 2,162 公尺，船席 7 座，水深　-12.5m ～-15.0m 。 2.預定至 1998 年完成 4 座船席，水深-15.0 m ，長度 1400 公尺。 3.2001 年完成擁有 12 座船席之光陽貨櫃碼頭。 4.2011 年完成擁有 24 座貨櫃船席之 God Island 。	1.子城台貨櫃碼頭擁有 9 台 30.5 ～40.6tons 橋式起重機。 2.神仙台貨櫃碼頭有 6 台 40.6tons 橋式起重機。 3.預定至 1996 年添置 9 台 40.0tons 橋式起重機。
香　港	1.現有船席長度 5,929 公尺， 12 座船席。 2.水深　-12.2 ～-14.5 m 。 3.預定 1997 年完成有 5 座船席之 # 10 貨櫃碼頭， 1998 年完成有 4 座船席之 # 11 貨櫃碼頭	1.現有橋式起重機 51 台。 2.預定至 1996 年添置 6 台 40.0tons 橋式起重機
新加坡港	1.現有船席長度 13,845 公尺，船席 29 座，水深　-9.4m ～-15.0m 。 2.預定 30 年內興建 50 座貨櫃船席，其中 8 席將在 1998 年完成。	1.現有橋式起重機 92 台。 2.預定至 1996 年添置 9 台橋式起重機， 1998 年完工之 Pasir Panjang 貨櫃碼頭預定添置 26 台橋式起重機。
高雄港	1.現有船席長度 5,320 公尺，船席 18 座，水深　-10.5m ～-14.0m 。 2.預定 1996 年增加 4 席， 1999 年增加 3 船席。	1.現有橋式起重機 44 台。 2.預定至 1996 年添置 14 台橋式起重機，其中 6 台爲 50.0tons 。

玖、轉運條件比較

新加坡港、香港、高雄港各項轉運條件整理評比如表 9.1 。

表 9.1 新加坡、香港、高雄港轉運條件評比表

港別 / 評比項目	新加坡港	香港	高雄港
地理位置	○○○	○○○	○○○
直接貨運量	○○	○○○	○
航管管理體制	○○○	○○○	○
裝卸作業效率	○○	○	○○○
相關服務效率	○○○	○○	○
政治社會因素	○○○	○○	○
轉運成本	○○○	○○○	○○○
現有貨櫃設施	○○○	○○	○
未來碼頭發展	○○○	○	○○
綜合評比	○○○	○○	○

註:1.“○○○”表示三港比較，條件最佳，“○○”：次佳，“○”：條件最不好。

2.裝卸作業效率項，高雄港以出租專用碼頭之效率與其餘二港比較。

3. 航港管理體制以決策流程及經營之靈活性比較。

綜合各項轉運條件評比結果，可見得**高雄港在競爭轉口櫃的能力上，比不上其餘二港**。尤其在最關鍵的直運櫃數量上，處於最不利的地位。至於在地理位置條件之比較上，本文雖然在評比上給予三港同等之優越地位，但是如果再仔細劃分爲靠近經

濟蓬勃發展之大陸東南沿海地區時，則高雄港不如香港位置好；如果以靠近經濟發展快速的東南亞國家爲考量時，則高雄港不如新加坡港。當然高雄港也有最強的條件，就是租用碼頭之航商作業效率很高，惟與其餘二港比較，差距並不大。

拾、結論與建議

由各種轉運條件比較結果看來，高雄港比較不如人的地方包括：直運量、軟體設施、行政效率以及政治社會方面等因素，尤其是直運量不足影響最大，因此建議儘量朝這些不足的地方加強改善。但是，所有轉運條件的改善，僅靠港務局之努力是不夠的，必須靠政府各有關單位通力合作才能發揮整體之效果，尤其是提高台灣地區本身直運量方面，本研究謹提供下述建議以供參考：

(1)提供鄰近港區週邊土地，與經濟部加工出口區及高雄市政府，共同促進產業之發展。

(2)加強行銷策略之四個「 P 」，吸引航商、貨主，尤其是跨國企業，使他們樂於在高雄港長期發展。

(3)儘快就管理體制進行改革，縮短決策流程，提高行政效率，以便在競爭日益激烈的港埠市場掌握商機。

(4)碼頭工人管理制度已成爲影響台灣地區港埠競爭力之最大絆腳石，必須儘快解決，否則在裝卸效率以及港埠費率方面，將很難有效改善。

(5)不管以任何型式出現之兩岸直航，都宜早日付諸實現，以補足大型貨櫃船灣靠台灣地區港埠不足之貨載，留住航商。

台灣各港區規劃基本資料建檔研究

單誠基　張國泉

執行單位：規劃設計組
計畫編號：85-研(二)
全程期間：84/07/01~87/06/30
執行期間：84/07/01~85/06/30

摘　要

本文分成兩部份。第一部份是 GIS 觀念建檔，初期建檔包括碼頭位置、相關屬性、碼頭結構斷面圖、設計條件、發展歷史，表現方式以數位地圖、關連式資料庫、向量圖和一般文字形式。

第二部份爲營運資料建檔，包括船席設施、機具、船席設施維護成本、機具成本、工資及生產力、船舶、收益等基本營運資料檔，以及含作業指標、財務指標之營運指標檔。建檔軟體以 MS-Windows 的 Office 系列爲主。

第一部份

壹、前言

本所研究服務對象爲港務局，過去常因各案研究需要求港務局提供資料，所得資料爲局部的，使用完畢就放置一旁沒有整理，另案沒有再能利用到非常可惜，所以有需要建立資料庫。該資料庫能盡量蒐集各項資料，不僅方便自行使用，也能提供港務局使用。

港區規劃資料牽涉範圍甚廣，首先關於港區及碼頭部份應包括港區範圍、碼頭位

置、碼頭長度、水深、開始使用日期、投資成本、碼頭後線設施、設計斷面和設計條件等資料。這些資料分成港區與碼頭空間資料、格式化資料庫、碼頭斷面圖和一般文字資料四類。

目前一般辦公室文書處理軟體如 MS-Word 、 Lotus-Amipro 等只能擁有部份功能，沒有資料庫； dBASE 、 MS-Excel 軟體不能處理圖形和一般文字檔資料。本文採用 GIS(地理資訊系統)軟體 MapInfo 完成上述建檔工作。該類軟體出圖能力甚強，在出圖視窗下還可以編輯，可使圖文得到較佳安排。

文中包括高雄港、基隆港、台中港、花蓮港。執行當中曾請教高雄港、基隆港設計課有關資料庫欄位內容，由於兩港需求不同，所以兩港資料庫內容有些差異。

貳、資料檔與圖檔製作與建立

一、港區圖檔製作建立。(支援軟體:AutoCAD R12)

(一)使用任何 GIS 軟體都要建立數值(Digital)地圖，該數值地圖嚴格地說是向量化(Vector)地圖。如果使用掃描(Scan)方法，使地圖轉成網格檔輸入，格式如(.GIF)、(.JPG)、(.JIF)、(.PCX)、(.BMP)、(.TGA)、(.BIL)，還要在 MapInfo 內輸入大地座標系統或四個控制點座標才能完成定位，然後使用 MapInfo 內建繪圖工具數化方得完成。爲什麼要使用向量化地圖，一方面可決定區域面積，另一方面圖上任何兩點可立刻測得距離，最重要一點，地理資訊系統建檔可成爲國土資訊系統的一部份，因爲使用相同座標系統。爲達成此目地，最好使用精密度夠標準的數值地圖。

(二)本文採用內政部出版伍仟分之一的數值地圖。一幅圖代表面積是 1 公里× 1 公里。該地圖使用 TM2 (麥卡脫投影 2 度分帶)座標系統，該圖爲(.DXF)檔，內有 12 分層(Layers)分別爲硬面道路、鬆面道路、小路、道路中心線、河流、時令河、湖泊、漁池、河流中心線、省界院轄市界、縣界省轄市界、鄉鎮縣轄市界，配合六種顏色五種線型。爲顯示港區區域理論上愈簡單愈好，所以只留用河流層，其餘全部刪除。 主要步驟爲先執行地圖的執行檔，作用爲解壓縮成爲(.DXF)檔，然後 AutoCAD R12 以 DXF IN 環境下輸入該檔，高雄港是由十四幅圖而成，只留下河流層，再稍作修改以 DXF OUT 指令輸出。

(三)數值地圖產生程序上較慢，先有航照圖，再有普通地圖，最後才數化完成，時間

上與目前港區碼頭佈置狀況相比可能相差數年。四個數化港區地圖中，以花蓮港與現狀相差最大，數值地圖上防波堤尚未延長(四期擴建)。高雄港第五貨櫃中心還沒填平，自行修改增加。本文採用花蓮港使用整體規劃數值地圖;台中港使用港務局新完成之數值地圖。

二、碼頭位置與關連性資料庫建立

(一)MapInfo 輸入(.DXF)圖檔，指定投影 (Projection)爲 TM2 座標系統，該圖即可轉換成 MapInfo 圖檔。使用數值地圖可提供使用 TM2 座標分析軟體疊圖之用，如港區地震液化強度範圍以鑽孔點座標輸入土層資料，求得影響範圍但不能反應地表位置，需要輸入整個港區範圍，如同一座標則可達成上述目標。

(二)開啓該圖檔後再開新圖，選擇新圖依附舊圖(這是 GIS 軟體特殊功能)。資料庫欄位與格式(文字、小數、整數等)設定完成後就可開始在圖上繪製碼頭位置區塊(Parcels)，分成點、線、面三種型式，爲凸顯碼頭位置面積與實際碼頭狀況相近，選用封閉多邊形繪圖工具製作。當繪製完一個碼頭，資料庫就預留一筆空間待填。

基隆港資料庫包括碼頭斷面圖圖檔名稱也代表碼頭編號(NUM)，碼頭高程(Level)、軌道寬度(Gauge)、碼頭長度(Length)、碼頭水深(Depth)、開始使用日期(Useda)、投資金額(Fee)、碼頭類別(Berth)、船舶總(GT)；高雄港資料庫包括NUM、Level、Gauge、Length、Depth、Useda、Fee、出租航商(Lease)、使用後重修日期(Rehat)；台中港資料庫包括NUM、Level、Gauge、Length、Depth、Useda、Fee；花蓮港資料庫與台中港資料庫相同。資料庫欄位可隨需要增加，彈性很大。

(三)再開一新檔在碼頭位置圖上註明碼頭編號及台中港碼頭佈置圖等文字。參考圖 2. 台中港碼頭查詢一、滑鼠的箭頭(Cursor)，指在碼頭位置按一下左邊鍵，該位置就會爲線條填滿，資料庫關連位置前空格也會填滿。反之亦然。圖 3.台中港碼頭查詢二、以 SQL 查詢框加入查詢條件，如果語法正確，就會出現 Query 的臨時資料庫告之滿足條件的碼頭，關連的碼頭位置也會爲線條填滿，圖 4.也是 SQL 查詢方式製作相關的統計圖表，本文以 Fee(碼頭投資金額)/Length(碼頭長度)爲橫座標， Num(碼頭編號)爲縱座標，繪出統計表。

三、碼頭斷面圖圖檔製作與建立(支援軟體:AutoCAD R12, 魯班中文)

各碼頭都有碼頭斷面圖，各港務局提供斷面圖型式尺寸大小沒有一定格式，清晰度不同。統一格式最好的方法就是重繪，使用 AutoCAD R12 繪出各碼頭有代表性斷面圖，新建碼頭斷面圖基本結構都一致，只有早期興建碼頭長度也許只有 30 公尺，今日碼頭長度最短也有百餘公尺，所以可能包括三、四種不同結構斷面。本文選用長度最長的斷面爲代表。數值化斷面圖，清晰度大爲提高，筆誤機會也減少。由斷面圖可了解該座碼頭是何種結構構成，有沒使用不織布透水層，護舷材樣式，基樁入土深度等資料。斷面圖以(.DXF)輸出。 MapInfo 輸入後選擇沒有投影座標(Non-Earth)輸入後，斷面圖中文數字會位移，稍後討論，再以 MapInfo 特殊功能調整所有文字、數字標示使其出圖時文字、數字能清晰可讀。

四、普通文字檔製作建立(支援軟體:ET2 、 PE2)

該資料在倚天中文環境下以 PE2 寫入碼頭基本資料包括後線設施名稱、面積、投資金額以(.TXT)檔儲存再拷貝(Copy)到 MapInfo 資料檔內。

參、結論

地理資訊系統爲一藉電腦輔助以整合各項具有空間分析的基本資料之作業系統，其可用於整合地理資料並做多目標使用。顧名思義地理與土地使用有密不可分的關係。本研究不涉及土地分類只是以 GIS 強大功能建檔方式管理各港碼頭使用情形。目前只是先從碼頭佈置情形著手，並可延伸到碼頭營運管理、碼頭裝卸機具管理，港勤船舶管理等建檔。傳統類比式資料流通及保管方式無法達成提高行政品質之要求。出圖能力強大，能管理圖檔、文字檔、格式化資料的 GIS 軟體是很好的選擇工具，政府正大力鼓勵各單位使用，便於資料流通、交換。

第二部份

壹、前言

1.1 計畫目的

在港埠競爭日益激烈的現代社會中，港埠當局爲了爭取更多的航商與貨主來使用，就必須不斷地努力提升它的服務品質。除了需要改善碼頭設施、機具等硬體設備外

，一套完整的港埠規劃資訊系統更是不可或缺。

其實國內各港區至目前爲止，已有許多規劃資料可供參考，可惜這些資料散見於各有關單位，缺乏有效地利用。因此本研究計畫建立一套規劃基本資料建檔模式，並搜集各港區現有規劃資料，依此模式進行有系統地整理分析與儲存，其主要目的有三：

❁提供港灣規劃、經營管理所需的資訊。

❁提供學術研究所需的基本資料。

❁對各港區規劃資料作有系統的儲存與建檔。

1.2 計畫內容

茲將規劃基本資料分爲環境資料、營運資料以及設計資料三種，本計畫僅針對營運資料進行建檔研究，主要工作內容如下：

❁資料搜集與整理。

❁資料分析及應用。

❁資料建檔研究。

貳、資料搜集

本章主要探討與港埠營運有關之七個基本資料，即船席設施檔、機具檔、船席設施維護成本檔、機具成本檔、工資及生產力檔、船舶檔以及收益檔，這些資料爲一組具有關聯性的檔案，可作爲分析及建立營運績效指標檔案之用。

參、資料分析及應用

第二章所介紹之營運基本資料檔爲上游檔案，建立這些檔案之主要目地在於得到下游的港埠營運指標檔。港埠營運指標是一組用來量測各種港埠作業績效好壞之數據，爲了達到這個目地，它們必須易於計算而且易於了解，它們可以用來：

◎比較實際營運績效與預期營運績效之差異。

◎觀察營運之趨勢。

◎談判徵收港埠擁擠費用、港埠開發、港埠費率以及投資決策之參考。

簡而言之,港埠營運指標之主要目地是提供充分之資訊以供港埠管理者作爲規劃及控制之用。

港埠營運指標可分爲作業指標和財務指標兩種,聯合國於「港埠營運指標」中建議採用之作業指標有船舶到達率、船舶平均等待時間、船舶平均服務時間、船舶平均滯港時間、每艘船舶平均裝卸噸量、裝卸時間佔船舶停泊船席時間比例、每船每一工作時段平均使用工作班、每延機工時裝卸量、船舶停泊船席期間平均每一小時之裝卸量、船舶滯港期間平每一小時之裝卸量以及工作班閒置時間之比例。聯合國於「港埠營運指標」中建議採用之財務指標有總裝卸噸量、每一噸貨物之使用船席收入、每一噸貨物之裝卸費收入、每一噸貨物之勞力成本、每噸貨物之機具資本支出以及總損益。

各指標應按不同船席種類分別按月計算其平均值,使港埠經營管理者對於各項港埠作業情形均能很快知道並且時時監督、立刻改進,以最佳之方式服務港埠之使用者。

肆、資料建檔研究

一般對大量資料的處理可區分爲三個層次,即規格化、系統化及應用性。對本研究而言,各港務局所提供之營運資料,其記錄事項以及記錄格式均有差異;是故資料處理的第一個步驟即是妥善規劃各港務局的營運資料,訂定統一表格。

就資料處理之系統化而言,即是要建立一個適合於管理及展示資料的資訊系統,本研究計劃所需求的資訊系統,基本上希望具有下列八項功能:

❁建立各港區的船席設施資料系統。

❁建立各港區的機具資料系統。

❁建立各港區的船席設施維護成本資料系統。

❁建立各港區的機具成本資系統。

❁建立各港區的工資以及生產力資料系統。

❁建立各港區的船舶資料系統。

❁建立各港區的收益資料系統。

❁建立各港區的營運指標資料系統。

而本研究資料處理的第三個層次－應用性，乃有效地利用各港區的營運指標資料系統，對於港埠之運作發揮實際監控的功能，這樣才能提昇港埠之營運績效。

伍、應用實例－台中港第一貨櫃中心

本研究以台中港第一貨櫃中心爲例，搜集該中心與營運有關之七個基本資料，即船席設施檔、機具檔、船席設施維護成本檔、機具成本檔、工資及生產力檔、船舶檔以及收益檔，再依據這些基本資料求其作業指標和財務指標後一併建檔，以用來探討其營運績效。

陸、結論與建議

6.1 結論

規劃基本資料爲港埠當局在規劃未來港埠發展、改進港埠營運之重要參考資料。本研究旨在建立一套規劃基本資料建檔模式，並搜集各港區現有規劃資料，依此模式進行有系統地整理分析與儲存，此一完整有效之建檔模式可提供交通處以及各港務局參考利用。

由於研究時間尚短資料有限，但規劃基本資料庫之建檔爲經常性、永久性的工作，須不斷的更新，才能提昇資料庫的完備性及可靠度。

6.2 建議

各港務局對於營運資料記錄事項以及格式，宜有統一的規定，俾便於資料建檔。

本研究各項分析只是作業後之結果作一檢討，將來可以進一步研究建立即時監測系統，屆時港埠管理者只要透過電腦終端機即可瞭解整個港埠或個別船席之作業

績效，並能對現場加以控制，可以大幅提昇營運績效。

台灣五個國際港附近海域海氣象調查研究

曾 相 茂

執行單位：海岸工程組
計畫編號： 85-研(三)~1
全程期間： 83/07/01~86/06/30
執行期間： 84/07/01~85/06/30

摘 要

茲將本計畫本年度的研究工作內容摘錄如下：第一章爲本年度歷年的海氣象資料蒐集，建檔情況說明；第二章爲花蓮港附近海域海流與波浪調查，分別說明現場作業經過及針對颱風侵襲期間此區域的波浪特性；第三章爲臺中港港口擴建後臺中港港口附近海流、波浪、潮汐及風調查研究，分別說明現場作業經過及其延伸 850 公尺後北防波堤之遮蔽效果：(詳見本研究報告)

壹、資料蒐集

任何港灣、海岸與海洋結構之規劃、設計施工及營運均需有長期分析之海象資料爲依據。而在海洋環境中，波浪是最複雜且影響最大的自然外力。台灣地區處西太平洋亞熱帶，夏季均常處於颱風侵襲中，冬季則有強烈東北季風之吹襲，致使沿岸與海峽地區經年累月處於惡劣海象條件下。

有關台灣長期之波浪觀測除本所與各港務局合作在基隆、蘇澳、花蓮、台中及高雄等各港附近海域設有五個及時自動觀測站外，還有氣象局之鼻頭角、成功、小琉球、東吉島等四個觀測站；基隆港務局的基隆觀測站已於 84 年 8 月起開始運轉，蘇澳港觀測站在 81 年 5 月底時已故障至今。台中港觀測站自 83 年 9 月安裝後到現在都正

常運轉中。另外，尚有台灣省水利局有 8 個驗潮站與 6 個氣象站對資料收集、分析有極大的貢獻，其它單位如國立成功大學、國立交通大學、國立中興大學、國立中山大學、國立海洋大學、國立高雄海專、台灣電力公司、中國石油公司、環境保護署等單位，近年來大多皆以臨時設置之觀測站做短期海象調查，以做爲海岸與海洋工程設計之依據。

貳、花蓮港附近海域海流與波浪之調查與分析(VI)

摘　要

花蓮港位於台灣東岸每年夏天遭受菲律賓東方海面形成之颱風造成之波浪威脅。爲進一步了解港池水力環境作爲改善颱風波浪所造成港池不穩靜現象，本研究分別在花蓮港外海及港池內安裝波高計，同步測取颱風期間波浪資料。本報告分析實測波浪資料，比較港內、外波浪能譜結果顯示，外海短週期能峰密度經過防波堤遮蔽後在港內已經大幅減小，但是長週期波浪能量密度卻反而增加上百倍。同時間港外與港內水位變化圖可以很清楚的印證港內長週期能量增加。本文最後描述港外波浪與港內船隻碇泊，甚至往外海疏散情形。

前　言

花蓮港位於台灣東部海岸，經過四期擴建後擁有 25 座碼頭，佈置如圖 1 所示，港池成簡單之漏斗型，長達四千五百多公尺，港口朝南，岸壁缺乏消波設施。每年夏季受太平洋颱風波浪直接侵襲，常造成港內船隻無法裝卸、碇泊，甚至可能發生斷纜而必需往外海疏散。民國 79 年 6 月 22 日遭受中度颱風(強烈轉中度)歐菲莉直接侵襲，路徑如圖 2 ，統計波浪延時變化圖如圖 3 ，實測波浪頻譜如圖 4 ，颱風登陸前約一小時外海測得最大波高超過 20m ，最大示性波高超過 13m ，造成港內碇泊船隻斷纜並撞毀碼頭設施，也使航經該港外，而錨泊於南濱海岸避難船隻且擱淺斷裂成重大災難。

花蓮港除颱風直接侵襲造成災難外，也可能受菲律賓東方海面形成之遠洋颱風威脅。 81 年 11 月在菲律賓東方海面艾爾西、漢特及蓋伊三個颱風，路徑如圖 5 至 7 。三個颱風中心距離花蓮港均在 1000km 以上，甚至超過 2000km ，氣象局尚未發佈海上颱風警報，但花蓮港卻受湧浪侵襲，雖然，港內波高並非太大，但船隻仍需往外

海疏散，留港船隻甚至發生斷纜現象。

民國 79 年歐菲莉颱風與 81 年艾爾西、漢特及蓋伊颱風，本所雖測得相當完整之花蓮外海波浪，但卻缺乏港內波浪資料，無法進一步研析造成船隻無法碇泊之港池動力機制。爲了解花蓮港在颱風波浪作用下，港池動力特性，作爲改善港灣佈置之依據。本基本研究計畫與本所受花蓮港務局委託在颱風侵襲期間同步進行港外、港內波浪調查研究期限兩年，本報告所涵蓋之範圍系本所開始在花蓮港進行現場海氣象調查，即民國 83 年 7 月起至 85 年 5 月底止所觀測之所有海象及氣象資料，上述各觀測站之地理位置請見圖 8 ，本文謹就初步調查分析結果提出報告，期盼往後能再深入分析以了解造成不穩靜之力學機制。

討論與結論

花蓮港港池成漏斗型，岸壁缺乏消波設施受偏東南向颱風波浪作用造成港池內不穩靜船隻無法碇靠碼頭而必需往外海疏散避難。實測波浪資料分析結果顯示，港外 St.2 測站波浪能峰週期除少許時間外，大都在 11sec 至 15sec 間，並無異常之長週期波浪能量。但到達港口附近的港外 ST.5 測站之波浪週期其能量約略降低，但長週期亦顯著的出現。外海入射波浪受東防波堤遮蔽，港池內短週期波浪能量顯著降低，外港池約降低一階。內港池約降低二階，但 160 秒左右長週期波能卻大幅增加約二階。

隨颱風路徑與登陸位置不同，外海測站 St.2 所測取之波向亦顯著改變。提姆颱風路徑向西北行進在花蓮以南登陸，入射波主波向約爲 145° ，弗雷特颱風路徑也是向西北行進，但位置偏北，掠過北部海面，花蓮所測得主波向約爲 115° ，隨中心接近台灣入射角減小。葛拉絲颱風路徑向西前進並在蓮北方登陸，入射波向約爲 110° ，且隨著颱風中心逼近陸地而減爲 90° 以下。

港內實測波浪延時變化顯示，內港池水位呈 150 餘秒長週期變動；外港池表面上雖爲 20 餘秒短期波動，但平均水位亦呈長週期變化。外海入射波向偏北，東防波堤遮蔽效果愈顯著，外港池#17 碼頭前波高大約爲#22 碼頭前一半。

船隻往外海疏散時機，除感受港內波浪大小外，颱風強度，中心路徑，行進速度及登陸時間等造成港航人員心裏壓力均爲決定出海避之因素。就實際情況而言，葛拉絲颱風侵襲期間，碇泊港內貨輪，可以不必離港避難。

外海 ST.2 站波浪採用浮球式波高計，因加速度感應器無法感應長週期波重力加速度，因此外海波浪資料未顯現長週期波浪能量。港內波浪紀錄時間約 34 分，用以分析一百多秒長週期波譜資料點不足造成頻譜擾動現象。

外海短波群進入近岸時，兩種機制可能產生自由行進超長重力波，其一爲碎波點位置振盪所生爲之自由長波，另一種可能則是伴隨短波群前進之強制長波。根據徐(1995)研究指出颱風所產生之短波群可能在花蓮港港口附近碎波，產生自由長波進入港內，造成共振現象。另一種可能則是在港口附近未發生碎波現象，但颱風短波群波長增加(湧浪),且爲斜向入射至淺海，因而在岸邊產生 Edge Waves ，使超長重力強制長波振幅增加，進入港內造成超長重力長波共振現象。詳細過程及分量則有待進一步計算分析。

參、台中港港口擴建後海氣象調查研究(VI)

前 言

台灣省政府交通處台中港務局，爲徹底瞭解現有北防波堤延伸八百五十公尺後外廓防波堤之遮蔽效果，除作爲評估港口擴建工程成效之依據外，並爲未來擴建之參據。特委託台灣省政府交通處港灣技術研究所(以下簡稱本所)辦理台中港附近海域冬季季風與夏季季風及颱風期間波浪、海流、風及潮汐調查研究分析。

根據本所之經驗，完整之海氣象調查，必須包含現場波浪之觀測(wave observation)、海流實測(current measurement)、潮汐水位實測及分析(tide record and analysis)及風向風速觀測(wind observation)。因此現場實測調查研究計畫乃依據上述各項調查，就調查的內容，測定的方法，施測的頻率以及資料之分析，於下章中依序說明之。

民國七十年起，本所即接受中國石油公司委託進行台中港港口流況調查研究，其中包括當時港口外現場流況調查以了解台中港港口附近流況受風浪、海流及潮汐之影響，再利用現場所得資料決定數值模式的邊界條件及校核數值模型的正確性，使現場流況在模型上重現，綜合實測、數值模式及水工模型試驗的結果作出結論，提供中油公司參考。接著自民國七十年至七十二年，本所基本研究計畫辦理台中海岸流況調查研究計畫，並利用水工模型作沿岸流及碎波流況試驗。民國七十五年九月至七十七年六月，所接受台中港務局委託進行台中港港口擴建流況調查研究及水工模型試驗，其

中包括港口附近在冬季強風侵襲時流速分佈情形，作爲規劃港口擴建、延伸防波堤之依據。並利用流體力學方程式建立近岸海流數值模式，以現有防波堤的形式設計一基本模式，配合實測資料，以驗証模式之正確性。並爲瞭解未來北外廓防波堤擴建後，遮蔽效果及領港登輪區領港人員登輪之難易，辦理水工模型試驗。民國七十八年至七十九年，台中港務局委託本所辦理台中港港口擴建北防波堤延伸堤頭動床試驗，以瞭解防波堤延伸後堤頭穩定情形，辦理堤頭穩定三維動床試驗，以期能良好掌握擴建延長後港池波浪及堤頭穩定狀況。民國八十年至八十一年，台中港務局再次委託本所進行沈箱式防波堤施工中海床沖刷防治研究之流況調查部份，主要是考慮在強勁東北季風盛吹時堤頭附近的流況及其受風、潮汐等之影響及關係特性。由上述之資料作爲台中港北防波堤延伸 850 公尺前之背景資料外，並可將以往之實測結果納入本計畫中共同分析，作爲延伸 850 公尺後之參考，相信在本所有系統性之整理後，對於台中港附近海域之海氣象變化能有更深入之瞭解。由本所建立統一系統資料，以期作爲台中港在日後規劃、設計之重要參考。

結果與討論

綜合本計畫各項調查結果，歸納各章結論如下：

1. 由觀測地點皆爲近岸區域，因此受地形或海岸結構物的影響，不同測站的海流特性有明顯的差異，因此對於近岸的流況判斷宜小心。

2. 北防沙堤測站海流成份主要爲風驅流及沿岸流，流向西南最大流速 87cm/sec 。北堤堤頭測站海流成份主要爲恒流，及強制裂流，流向明顯分佈於西南西向及北北西向，鋒面來襲時風速增強，強制裂流成份明顯流向向西南西，最大流速可達 100cm/sec ，當鋒面離境時風速減弱，恒流成份較明顯，流向向北北西。南防波堤測站海流成份主要爲潮流及恒流，流向分佈較分散，大致在北向與東北向之間，最大流速 70cm/sec 。不同測站間的海流組成成份隨季節變化而有所不同。

3. 與以往堤頭海流觀測資料比較發現，最大流速有偏小的趨勢，此可能是北防波堤延伸 850 公尺及堤頭水深變深，使得強制裂流的強度減弱所致。

4. ST.1 站潮流振幅在 50cm/sec 左右，主要沿著平行海岸方向(北北東～南南西走向)往復運動。

5. 83 年 10 月份爲秋、冬交接期間，受颱風與東北季風雙重影響，有明顯東北東強風出現， 83 年 11 月至 85 年 3 月期間風向集中在東北(NE)方向，呈現典型的冬季東北季風型態。

6. 83 年 10 月份台灣地區發佈之颱風警報有一次，但未直接通過調查海域，僅爲湧浪傳播到達與外圍環流東北季風梯度增強所產生之有義波高、週期，分別爲 ST.1 站(3.28 公尺， 7.70 秒)， ST.2 站(4.21 公尺， 7.45 秒)， ST.4 站(3.45 公尺， 7.22 秒); 由於颱風路徑並未通過台中港附近海域，觀測結果較台中港過去相關記錄爲低。

7. 本地區波浪主要由冬季東北季風造成，由於海峽吹風區域受到限制，所以波浪之成長與衰退迅速，因此風速與波浪有良好的相關。以 ST.1 站來看，風速在 5m/s 左右時 $H_{1/3}$ 在 1 公尺以下， $T_{1/3}$ 在 4 ～ 5 秒，風速在 10m/s 左右時， $H_{1/3}$ 在 1 ～ 2 公尺， $T_{1/3}$ 在 5 ～ 7 秒，風速在 15m/s 左右時， $H_{1/3}$ 在 3 ～ 4 公尺， $T_{1/3}$ 在 6 ～ 8 秒，波向在北北西～北北東之間。

8. 水位能譜的型態有單一能量尖峰的代表，該記錄時段的波浪主要集中於此頻率，波況較單純; 亦有雙(或多)能量尖鋒的波譜發生，此時表示波浪有來自不同風場而來，在觀測站匯聚而成。一般情況可分區域性的風浪(較高頻分量)及遠方颱風與風場產生的湧浪(較低頻分量)匯聚而成。

9. 波浪觀測站 ST.1 、 ST.2 及 ST.4 三個站同時期之有義波高、週期之逐時變化資料中顯示出北防波堤延伸 850 公尺後東北季風時遮蔽已達到效果，使得 ST.4 站之波高已有明顯下降之現象。

結　語

水工模型試驗與數值模擬計算是研究解決港灣與海岸規劃佈置最常使用方法，既省經費又可以在短期間內獲得所需資料，是執行規劃不可或缺的工具。現場海象調查是既耗費人力又需要龐大經費的工作，也是蒐集港灣及海岸工程規劃設計資料最重要的一環。過去許多港灣及海岸工程規劃設計往往爲節省經費而忽視現場觀測調查，而以推算（追算）取代，殊不知因資料短缺，錯誤所造成工程浪費甚至失敗遠超過事前觀測調查費用。因此，我們常說：「已開發國家把有限經費花在工程規劃設計前之調查、試驗研究；開發中國家則將大筆金錢浪費在工程失敗的經驗上」。

台中港建港工程在國內是開啓港灣工程規劃調查與水工模型試驗先端，也是島內率先採用超音波波高計建立永久性觀測站連續量測外海波浪的第一站。民國 65 年建港完成後證明經過審慎試驗評估所獲的台中港外廓防波堤佈置發揮預期防沙防浪功能。民國 77 年爲配合台電進舶大型煤輪以及國際船舶大型化趨勢，並改善冬季強烈東北季風侵襲時港口操船條件，進行現場調查、水工試驗、流況數值計算及操船模擬作爲規劃港口擴建之依據。港口擴建防波堤延長 850m 在 83 年順利完成；由進港船舶資料以及實際操船領港意見顯示，防波堤延長後，在強烈東北季風作用下六萬噸級船隻已可安全進港。台中港務局爲了解防波堤延長後港口及領港登輪區附近波浪及流況特性，作爲評估港口擴建之依據，委託本所辦理擴建港海氣象調查。本文爲期中報告資料分析結果，在研討會提出希望借由研討會各位專家學者指教，以使期末報告更臻完善。

現場海象觀測調查工作是一項極爲艱巨任務，風浪愈大取得的資料愈可貴，因此本所研究人員經常冒著惡劣天候出海佈放儀器，期盼測取強風巨浪侵襲時海面波浪與流速作爲規劃設計依據。這些年來，本所工作同仁用盡不少心血，暈船嘔吐、吹風雨淋，頂著大太陽辛勤工作，也花費不少國家公帑，在海上安裝儀器，佈置警示燈，並依規定發佈海上航行通告，但卻遭釣客與漁民肆意損毀造成儀器流失，且只能取得殘缺資料。工作人員對漁民見利忘義感到悲憤，也對社會公義道德淪喪感到痛心。因而在此呼籲海上船隻應重視作業規範。

海氣象資料庫與查詢系統建立研究

簡仲璟　張富東

計畫編號：85-研(三)~2
執行單位：海岸工程組
全程期間：83/07/01 ～ 85/06/30
執行期間：84/07/01 ～ 85/06/30

摘　要

本計畫是以82及83年度"台灣四周海氣象調查研究"計畫中的資料蒐集與統計分析結果，經整理歸納後建立海氣象資料庫查詢系統。本系統將於個人電腦上以方便、易操作的視窗方式將上述的資料及其統計結果以各類圖形或表格顯示，而讓使用者能方使、快速的瞭解台灣海域海氣象資料的種類、時間涵蓋範圍、測站相關資料及其基本特性。

目前本計畫蒐集整理台灣近岸區域海氣象資料計有風速、風向測站17個，1945年至1994年颱風資料，波浪測站11個，潮汐測站14個，海流測站9個。

最後本研究對於海氣象資料的查詢系統提出初步的架構設計，並說明所考慮的相關事項，及處理原則。並且以台中港風速、風向的查詢作一舉例說明，讓使用者明瞭如何利用此一查詢系統獲得其所須的海氣象資訊。

一、前　言

本計畫是以82及83年度"台灣四周海氣象調查研究"計畫中的資料統計分析結果

，經整理歸納後建立海氣象資料庫查詢系統。本系統將於個人電腦上以方便，易學的視窗方式將上述的分析結果以易看、易懂的各類圖形或格顯示，而讓使用者能方便，快速的瞭解台灣海域海氣象的基本特性。

此外配合籌建中的港研所網際網路查詢系統，將本海氣象資料庫查詢系統納入作整體考量。同時考慮本系統是否將來納入全國海氣象資訊網中，而成爲其一子系統。

查詢系統使用者透過本系統除了上述可概括的瞭解台灣四周的海氣象特性外，也可知道本所目前蒐集的各種海氣象原始資料的相關資訊，如果使用者需要這些原始資料，以便作進一步的分析時，也可藉由本系統清楚瞭解如何將所需資料下載到使用者的個人電腦上，而省去資料拷貝時的人力與時間，同時也達到資料廣泛提供及交流與國家推動政府業務電腦化的政策。

二、海氣象資料庫說明

2-1 風速、風向資料庫

在本計畫中主要是以蒐集海氣象資料爲目的，故風測站的選擇是以近岸或離島地區爲考量。經蒐集整理後共得 17 個測站的風資料。

上述資料是截至民國 81 年 6 月本所所蒐集之較完整資料經整理而得，不過在涵蓋期間內仍有零星資料缺失。民國 81 年 6 月至目前爲止本所除繼續蒐集上述各站的後續資料外並蒐集興達港、鹽寮、南沙、鹿港、後安寮及曾文等站的資料，以豐富資料庫內容。

2-2 波浪資料庫

本計畫先蒐集 11 個測站的波浪資料，上述資料是截至 82 年止，在近兩年港研所於花蓮港，及台中港進行新觀測，目前尚未儲入資料庫中。由於某些測站資料涵蓋期間較短，因此無法進行長期統計分析，故只挑選 6 個具較長資料的測站進行分析，其結果可參考「台灣區域波浪統計特性比較研究」，參見參考文獻 1 。

2-3 潮汐資料庫

本計畫共蒐集 40 個測站的潮汐資料， 目前建檔完成的有 14 個測站(具較長期資料)。

一般在港灣規劃設計時因爲在防波堤堤頂高度，或胸牆高度的決定，必須依據暴潮位加以計算。而目前一般潮汐資料中並未提供暴潮位， 而是由經驗公式加以推算，其準確性如何? 仍有待蒐集暴潮實測記錄加以驗証。在本畫的後續相關工作將進行此方面的研究。此外本所於民國 81 年對台灣四周 26 個潮汐站的潮汐資料進行調和分析， 在本計畫中將其各港口的各分潮相關資料也納入查詢系統中，以供各界進行潮汐預報之用。

2-4 海流資料庫

本計畫共蒐集台灣近岸海域 9 個測站的海流資料。事實上近岸海流受海岸線，底部摩擦，及海岸人工結構物的影響，兩測站雖相距數百公尺，甚至僅數十公尺，其流速、流向都有很大的差別，而且同一點的上、下兩層流速，流向變化也可能有很大的不同。因此海流資料在應用時應特別小心，尤其在近岸地區。

三、資料庫查詢系統操作介紹

因考慮到本所的網路查詢系統的完整性，故本計畫之查詢系統擬規劃爲港研所網路查詢系統之一部份，如圖 1 、 2 。在圖 1 中所顯示的是港研所網路查詢系統之首頁(Home Page)，而圖 2 中則列有各種選擇項目，而海象氣資料查詢是其中的一項。

此處將規劃中的查詢系統其操作功能作一範例的逐步(step by step)介紹，以便使用者大致瞭解該系統的架構與提供那些資訊。

3-1 海氣象料庫查詢系統首頁

如圖 3 所示，爲本系統之首頁，其包含主題說明與輔助說明選擇功能。在主題說明將概略敘述本系統之架構、建立單位與本系統之設立目的。在輔助說明中則敘述其他相關事項如使用者意見欄，系使用規則與限制及緊急狀況之連絡人等。

3-2 海氣象資料項目選擇

如圖 4 所示，是海氣象資料項目根據使用者需求進行選擇，目前本所資料庫中共

含五種海氣象資料,使用者於欲查詢的項目中選擇後按確定鍵即進入該項目的查詢；按取消鍵則再次等待項目選擇；按離開鍵則回到海氣象資料庫查詢系統首頁。

3-3 風資料查詢

如圖 5 所示爲風資料查詢之首頁(在此爲方便說明，故以風查詢爲例，其他海氣象項目查詢則大致相同),圖中有四種選擇按鍵。測站查詢鍵將提供本資料庫中各風測站的相關資料說明，而資料檔案查詢鍵，則將提供風資料檔案，輔助說明鍵則說明查詢風資料時的注意事項及可查詢到那些資訊。離開鍵則回到上一層即海氣象資料項目選擇頁。

3-3-1 風測站相關資料查詢

如圖 6 所示，爲風測站相關資料查詢之首頁。圖中顯示出台灣四周近岸及離島之各風測站大略位置。於該圖中選擇某一測站後按確定鍵則進入該測站說明(在此以台中港風測站爲例)，按取消鍵則再次等待測站選擇，按離開鍵則回到上一層，即風資料查詢頁。台中港測站相關資料說明如圖 7 所示，該圖中包含下列各項資料：

- ◆測站之地理位置概述：描述該測站是何單位設立，鄰近之地形，地貌.....等等。
- ◆經緯度：該測站之東經及北緯座標。
- ◆儀器海拔高度：從海平面起算之儀器設置高程。當然在其他資料項目則有所不同如在海流資料項目中則是儀器深度。
- ◆儀器型式：說明使用何種儀器觀測，其隨年度可能有所變更。
- ◆觀測單位：說明是由那個單位負責觀測及資料處理。
- ◆測站代號：此代號將與風資料檔案有關。
- ◆觀測期間：說明本測站是由何時開始觀測及何時結束觀測或持續觀測中。
- ◆鄰近10公里是否有其他海氣象資料：此是考慮目前國內海氣象資料仍相當缺乏且無妥善管理，因此許多使用者常不知何處有進行觀測，且對各項資料間的關連性資訊感到缺乏，故設此欄，以增加各項資料間的相互查詢。

由以上各項內容，對於該測站的相關資訊，應當足以有瞭解。

3-3-2 風資料檔案查詢

如圖 8 所示，爲風資料檔案查詢之首頁，圖中顯示各測站之地理位置，同時類似風測站相關資料查詢設置測站選擇鍵。仍以台中港爲例，其風資料案查詢如圖 9 所示。圖中共分四個按鍵。資料檔案總表鍵，則可顯示該測站歷年來的風資料蒐集概況，如圖 10 ，由該圖中可大略了解那些年、月有資料，及資料的品質等級。資料檔案瀏纜鍵，則可顯示該測站有那些風資料檔案及各檔案的資料有效量(以百分比顯示)、本站同時段它項海氣象資料，資料所有權、保密等級及儀器型號如圖 11 。藉由圖中右側滑鼠鍵可快速瀏覽本測站含有那些風資料檔案，及其相關資訊。資料典說明鍵，則說明資料檔案的其他資訊，如圖 12 。圖中資料取得管道是說明系統使用者於查詢到所需資料後，如何將資料下載(Down Load)到使用者的電腦中，以便進行分析，其他資訊欄則如圖中所示。統計圖、表鍵，則可顯示該測站的基本統計分析圖、表首頁，如圖 13 所示，於該圖中選擇資料的年代，月份及圖表種類。

由上述說明可大略瞭解風資料的查詢，至於其他海氣象資料其查詢方式大致與此雷同。不過要另外強調的是本文僅是對資料庫的查詢系統作一初步規劃，至於實際上的設計與製作，則必須配合海氣象資料庫的架構設計，再作調整。有關這一方面的工作如資料庫建立、網際網路上查詢系統與下載介面程式，或者是使用者使用資料庫之監視管理系統，其目前尚未整體完成，但已著手進行中，可望於 86 年初建立一雛型系統上線讓使用者試用，並同時調查使用者的意見，以進行系統修正。另外配合五個國際港的船舶交通管理系統(VTMS)所須的海氣象即時查報系統，則須待下年度本所海氣象電腦工作站主機的採購完成後，才能進行。

四、結論與建議

1.海氣象資料蒐集後須系統化整理及分析，以轉變成有用之資訊，提供給規劃設計單位參考或學術研究單位進行深入的分析。

2.海氣象資料量龐大繁雜，格式不統一，因此須先作前級修正、篩選及謬誤更正工作，以保障資料的正確性與品質。

3.資料庫的更新管理、查詢系統的維護，需有專職人員及充足的經費，才能持續順利運作，如此也才能達到資訊共享及提高海氣象資料的應用價值。

4.資料庫及查詢系統應有專屬電腦主機，例如電腦工作站及充足的磁碟空間與相關附屬設備，以保障資料及資訊品質。

5.資料庫與查詢系統的建立是屬專業性工作，且在政府所提委外原則的資訊策略下應依政府所公佈之各機關資訊作業委外服務實施要點，尋找民間合格專業廠商或有關學術機構進行合作計畫，加速業務資訊化的達成。

6.海氣象特性在短期內沒有大變動，但長期而言，可能受地球自然環境或人爲環境的改變而有所變化，因此海氣象資料的蒐集與調查是一長期性、永續性的工作，其不僅是對未來可能的開發建設，事先作好環境調查，同時也對目前的環境現況作一監測，以便提早發現可能發生的災害，而作預防措施，其道理如同人的定期健康檢查一般。對於慢性變化的海氣象環境若無長期的觀測資料，如何在面臨可能發生的災害時，而能夠提出對症下藥的防治措施。

五、參 考 文 獻

1.簡仲璟、曾相茂、林受勳(1995)，「台灣區域波浪統計特性比較研究」，第十七屆海洋工程研討會，第 161 ～ 176 頁。

2.梁乃匡、張金機、簡仲璟、曾相茂(1987 ～ 1993)，「台灣四周海氣象調查研究(一)-(八)」，港灣技術研究。

3.何良勝、簡仲璟(1995)，「台灣海域海氣象特性之研究」，港灣技術研究所。

4.「政府業務電腦化報告書」，行政院資訊發展推動小組編印， 1995 年 9 月。

圖 1. 港研所網際網路查詢系統首頁

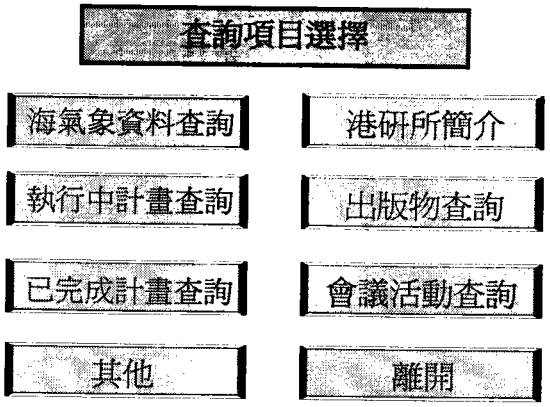


圖 2. 港研所網際網路查詢項目選擇

圖 3. 海氣象資料庫查詢系統首頁

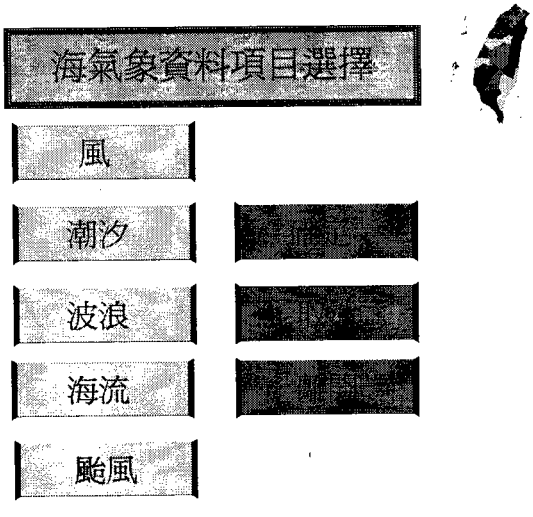


圖 4. 海氣象資料項目選擇

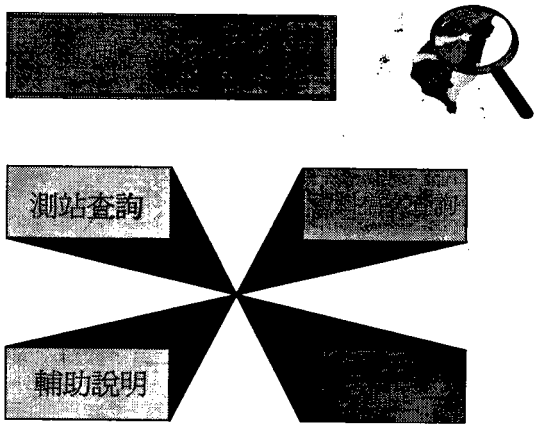


圖 5. 風資料查詢首頁

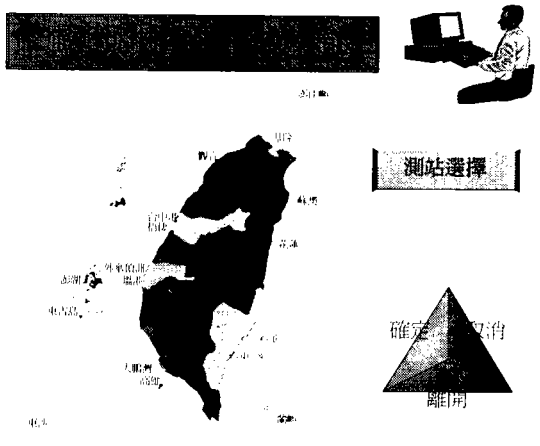


圖 6. 風測站相關資料查詢首頁

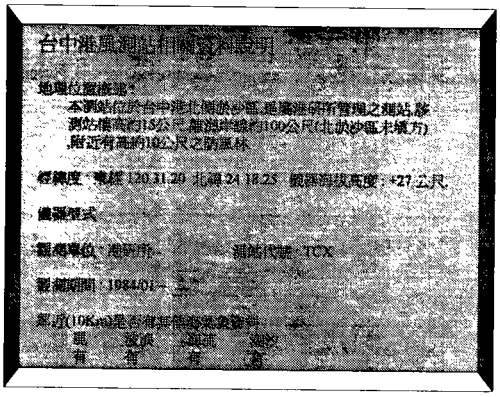


圖 7. 台中港風測站相關資料說明

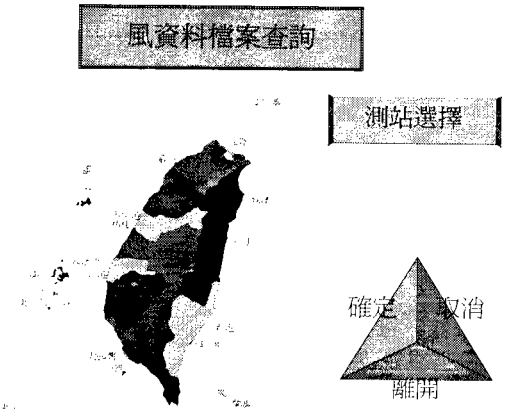


圖 8. 風資料檔案查詢首頁

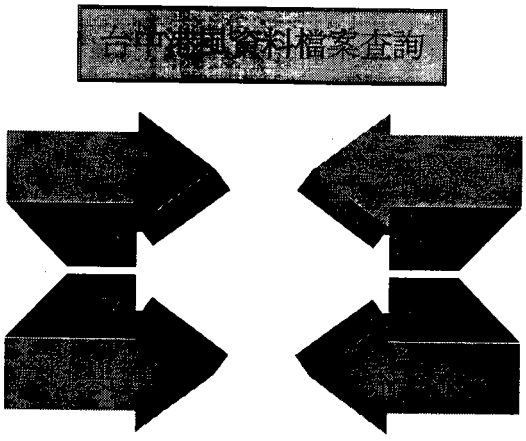
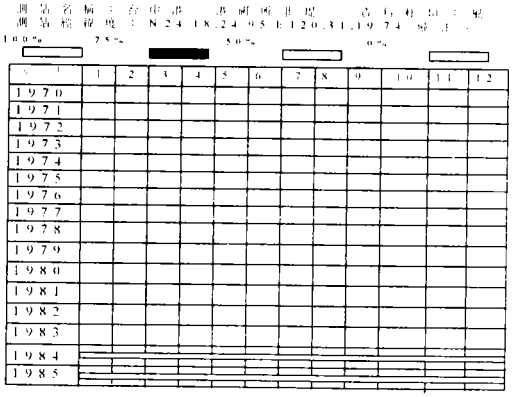
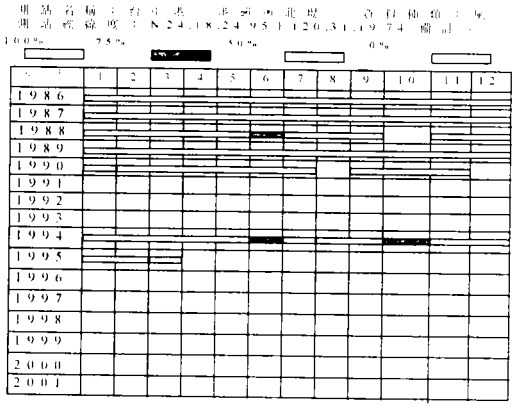


圖 9. 台中港風資料檔案查詢首頁



年	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1970												
1971												
1972												
1973												
1974												
1975												
1976												
1977												
1978												
1979												
1980												
1981												
1982												
1983												
1984												
1985												

圖 10. 台中港風資料檔案總表



年	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1986												
1987												
1988												
1989												
1990												
1991												
1992												
1993												
1994												
1995												
1996												
1997												
1998												
1999												
2000												
2001												

圖 10. 台中港風資料檔案總表(續)

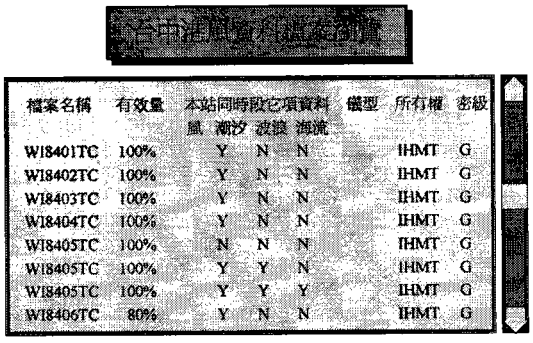


圖 11. 台中港風資料檔案瀏覽

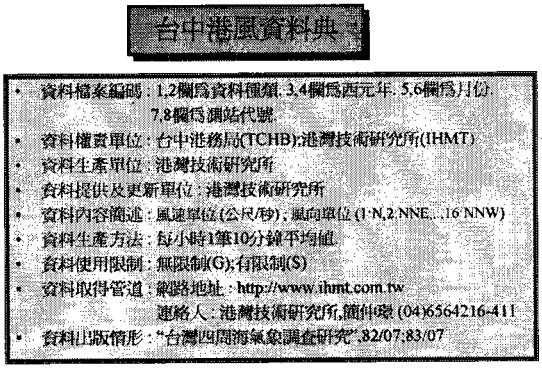


圖 12. 台中港風資料典說明

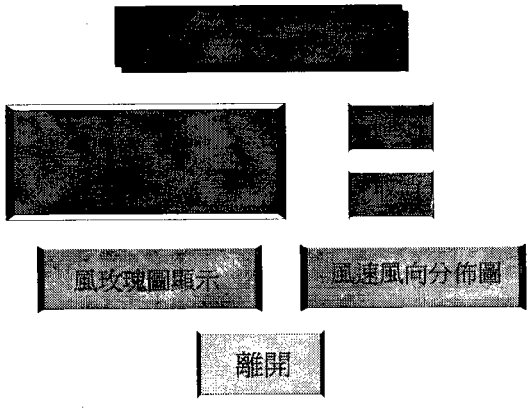


圖 13. 台中港風統計圖表查詢

台灣五個國際港波譜預測模式之研究

何良勝　邱永芳

執行單位：海岸工程組
計畫編號：85-研(三)-3
全程期間：83/07/01-86/06/30
執行期間：84/07/01-85/06/30

摘　要

本計畫係分別以理論解析與模型試驗研究探討波浪於有限水深區域波譜形狀與能量分佈的變化情況。理論解析結果方面，文中以 TMA 波譜與深海修正型波譜分別爲第一階波譜，探討各種水深情況時，第二階波譜的整體型態、較高頻及極低頻處的能量分佈與其總能量等的變化情況。利用成份波本身的高階非線性量與各成份波間相互作用之非線性量的關係，比較說明不同型態的第一階波譜，其對應獲得的第二階波譜亦呈現不同的能量分佈型態。另外，以現場實測資料與理論解析方式驗證第二階波譜極低頻處確切有能量分佈的情況，由解析結果顯示，當水深較淺時，第二階波譜極低頻處有大量的能量顯現。

模型試驗結果方面，文中分別以 1/30 與 1/50 之斜面底床，探討淺水性波譜形狀的變化情況。試驗結果證明波浪尖銳度與波高水深比皆不會受影響波譜的形狀參數，其主要的影響因素爲相對水深。與 WALLOPS 波譜比較，於相對水深 d/L 較小時，本文的波譜形狀參數值與 WALLOPS 推估值差異不大，但 d/L 較大時則有偏大的趨勢。當相對水深 0.3 至 0.05 之波浪的非線性量由雙階波譜係數可知，於主頻處仍是線性波浪，較高頻處之非線性量所佔成份約爲此處線性成份的 15 %以內。

一、前　　言

除了自然的天體引力所生的潮波之外，出現於廣大水域上起伏脈動的重力波浪通常是風之吹刮所引起，然而這些包括各種成份波組合而成的紛紜波浪，由於微動而發展至完全成熟的波浪時，其即具有統計的特性，而波譜分佈型態的研究，無疑地是瞭解此種統計特性較有效的方法之一。諸因此世界各地無不以研究探討適用於當地的波譜型態或者波譜預測模式爲重要課題之一。

雖然波譜的型態可以呈現海域波浪的整體特性，然而實際水面的波動是由一大大小小的紛紜波浪所組合而成，其各成份波間能量分佈的情況，則無法由已知的波譜型態中獲得，尤其是當一波群於較淺水深時，由於受水深的影響，不論是成份波本身或者各成份波之間相互作用的非線性效應，其能量分佈的變化即影響波譜型態的架構，因而造致淺水性波譜模式研究探討的複雜與困難。可是一般海洋或海岸工程上的問題大多都發生於淺水區域，關於淺水區域之海洋波浪的頻譜模式，至今雖有甚多的研究成果出現，但意見分雜，未能有一可被廣泛接受的標準波譜型態存在。主要原因是淺海波浪頻譜的形狀及力學機構均較深海波浪複雜，因此近岸淺海波譜形式的確定對海岸工程設計上是必須的。由於波譜是研究紛紜波群特性的重要方法，往昔學者對於波譜模式的探討不遺餘力，並有甚多良好的結果，尤其對實際應用甚有助益的淺水性波譜模式，更是近年來研究的主題之一。

當波群由深海前進至較淺水深時，由於受水深影響，波浪的非線性效應往往影響波譜分佈的力學機構，因此，學者專家致力於研究探討較適用的淺水性波譜模式，以提供港灣工程規劃設計者之參考應用。有關此方面的研究，則有 Imasato 和 Kunishi(1977)、 Guza 和 Thornton(1985)、 Guza(1985)、 Elgar 和 Guza(1986)、 Masuda 和 Kuo(1981)、 Goda(1983)、郭和陳 (1982)、簡和郭 (1994)。

至於利用成份波與成份波間之非線性效應而探討能量分佈的研究，則有 Tick(1959)、 Hasselmann(1962 、 1963a 、 1963b)、 Le Mehaute 和 Wang(1982)、 Freilich 和 Guza(1984)、 Hasselmann 和 Hasselmann (985)、 Tayfun(1990)等。至於對波譜狀的研究，有 Jima et al. (1970)、 Kitaigorodskii (1975)、 Goda(1974)、郭一羽、彭鏡洋(1985 ）對於淺水波譜模式 Huang(1983)曾利用非線性理論推導出 WALLOS 波譜，其涵蓋自深水至淺水的各個波譜形狀，是目前較簡便適用於淺水的波譜模式。

由以上闡述可知，由於受水深之非線性效應及其他因素的影響，淺水性波譜的形

狀及力學機制均極富變化且難於確立，然基於港灣工程規劃設計的應用與需求，本計畫擬在往昔學者研究成果的基礎上，以理論解析與模型試驗方式，對淺水性波浪的特性加探討，瞭解淺水波譜形狀的變化，進而尋找出影響波譜形狀的因素，求得淺水波譜的通用模式，以提供港灣工程參考與與應用。

二、理論解析與探討

2-1 理論解析

經由控制方程式與邊界條件，依擾動法原則可求解波動流場之流速勢函數與水位活動至第二階解，再利用水位活動與連貫函數之傅利葉轉換關係，求解第二階之波譜密度函數 $S_2(\lambda)$ 爲

$$S_2(\lambda) = 2\pi \int_{-\infty}^{\infty} K(\sigma,\lambda) S_1(\sigma) S_1(\lambda-\sigma) d\sigma \tag{1}$$

式中 $S_1(\sigma)$ ， $S_1(\lambda-\sigma)$ 爲已知的第一階波譜密度函數， $K(\sigma,\lambda)$ 爲水深影響函數，有關較詳細之解析過程可參考港研所 85-研(三)-3 基本研究報告。

上式(1)所表達的意義爲：當一已知的第一階波譜的波群至任一特定的水深時，由於此波群各成份波間因非線性效應關係所產生的第二階波譜 $S_2(\lambda)$ 可經由一影響函數 $K(\sigma,\lambda)$ 求得。

2-2 有限水深型波譜爲第一階波譜之解析

當一紛紜波群由深海及至較淺水區域時，應用本文前節式(1)的解析結果，可以求得第二階波譜，由第二階波譜的型態可以瞭解波浪因非線性效應所形成的能量分佈情況。應用式(1)時，除了須計算水深影響函數 $K(\sigma,\lambda)$ 外，尚需一已知的第一階波譜。由於波浪的非線性效應於有限水深及至較淺水區域較爲顯著，因此本文中將引用適用於有限水深區域的波譜作爲第一階波譜。往昔學者已發展的多種有限水深波譜模式中，由於區域性或者嚴密性的限制，本文中將以較爲著名的 TMA 波譜(Bouws 等人，1985)爲第一階波譜。

由於第一階波譜型態的不同，將可能產生相異的第二階波譜能量分布型態，因此，本文中將改變 TMA 波譜中 JONSWAP 波譜的尖峰集中度(peak enhancement factor)，γ，以不同的第一階波譜型態加以研究探討。

圖 2-1 至圖 2-3 分別爲 $\gamma = 3.3, 2.08, 1.0$ 時，解析所得之第二階波譜，由於第二階波譜能量分佈的型態主要受水深的影響，於較淺水區域時，由於波浪成份波本身與各成份波間相互作用的非線性效應較爲強烈，其於極低頻與 $\sigma/\sigma_{1p} = 2.0$ 附近較高頻處皆有顯著的能量分佈情況；於較深水處時，由於波浪的非線性效應已減弱，較低高頻處的能量則亦明顯的減小，於低頻處幾無能量分佈現象。由於第一階波譜型態的差異，造致第二階波譜的分佈型式亦有所不同，屬於尖銳窄帶型的第一階波譜(如 $\gamma = 3.3$ 者)，其產生的第二階波譜，於較高頻及極低頻處的能量分佈較爲尖銳集中，且較高頻處的尖峰主頻大致位於 $\sigma/\sigma_{1p} = 2.0$ 處；屬於寬帶型的第一階波譜(如 $\gamma = 1.0$ 者)，其第二階波譜的能量分佈較爲平滑寬廣，而較高頻處的尖峰主頻則往 $\sigma/\sigma_{1p} > 2.0$ 的更高頻處位移。

2-3修正型波譜爲第一階波譜之解析

由於波浪非線性效應於有限水深區域時較爲顯著，因此，本文中引用之第一階波譜需適合於有限水深的波譜模式，方能求得較正確的第二波譜。但由於有限水深及至較淺水區域波浪的變化較爲複雜，造致有限水深波譜模式的難求與莫衷一是，亦因如此，由第一階波譜所獲得的第二階波譜即更爲不確定。假若能引用較爲確切的深海型波譜，並加以一簡單化的水深影響參數作爲有限水深的第一階波譜，且其求得的第二階波譜不致於有太大的誤差，如此，當可克服本文中所需求的第一階波譜困擾的問題。

圖 2-4 至圖 2-6 爲 JONSWAP 波譜乘以水深因子 $\tanh^2 k_0 d$ 爲修正型波譜所得之第二階波譜。以 $\tanh^2 k_0 d$ 爲水深參數的修正型 JONSWAP 波譜，於各水深情況時，由於第一階波譜型態與前章 TMA 波譜者較爲相似，因此，其非線性效應產生的第二階波譜，不論 $\sigma / \sigma_{1p} \to 0$ 之極低頻處與 $\sigma / \sigma_{1p} = 2.0$ 附近較高頻處能量分佈的成因，或者整體型態變化的情況，皆有相似性，是故，以較簡化之 $\tanh^2 k_0 d$ 參數作爲深海型波譜的水深影響參數，以求解有限水深情況波浪非性效應的第二階波譜，是爲可行之道。

三、試驗結果與探討

本試驗於港研所風洞水槽中進行，試驗底床分別爲 1/30 與 1/50 兩種，模型佈置如圖 3-1 與圖 3-2 所示，有關試驗條件如下表 3-1 與 3-2

表3-1　底床斜率1：30實驗之波浪統計參數表

水深 d （ cm ）	90	波高水深比 $H_{1/3}/d$	0.083-0.43
主頻 f_p （ Hz ）	0.264-1.143	Ursell number	0.32-131.9
波高 $H_{1/3}$ （ cm ）	4.64-9.14	Goda 之 Gs 參數	0.033-0.59
波浪尖銳度 $H_{1/3}/L_p$	0.009-0.0524	相對水深 d/L_p	0.051-0.5133

表3-2　底床斜率1：50實驗之波浪統計參數表

水深d（cm）	90	波高水深比 H/d	0.11-0.62
主頻 fp （ Hz ）	0.293-1.025	Ursell number	0.74-225
波高 $H_{1/3}$ （ cm ）	2.21-11.16	Goda 之 Gs 參數	0.036-1.01
波浪尖銳度 $H_{1/3}/L_p$	0.01-0.056	相對水深 d/L_p	0.052-0.408

3-1床坡度的影響

由於實際海底地形並不是規則平坦的，因此需考慮底床坡度對波譜形狀的影響，本次共做二種不同底床斜率的試驗。探討波浪於斜面上其波譜的變化。

波譜形狀的描述，我們可由圖 3-1 圖 3-2 瞭解，圖 3-1 底床斜率爲 1 ： 30 的各測站之無因次能譜圖，由此圖可看出 channel 3 至 channel 7 的波譜形狀相當一致，而此時的相對水深爲 0.084 至 0.075 ，而自 channel 9 至 channel 11 可看出波譜形狀開始變緩，其主頻的能量略減， 2 倍主頻處的能量略增，此時相對水深約 0.068 至 0.065 ，最後至 channel 13 至 channel 17 則可明顯發現波譜形狀變緩，其主頻的能量大量減少， 2 倍主頻處的能量大增，其相對水深爲 0.057 至 0.05 。圖 3-2 爲底床斜率爲 1 ： 50 的各測站之無因次能譜圖，由此圖可看出 channel 3 至 channel 11 的波譜形狀十分一致，而此時的相對水深爲 0.091 至 0.076 ，而自 channel 13 至 channel 15 可看出波譜形狀變緩，其主頻的能量大量減少， 2 倍主頻處的能量大增，此時相對水深約爲 0.057 至 0.05 。以上可知波譜形狀會隨著測站水深的減少而漸漸變緩。

3-2 實驗值與理論值之討論

將本次實驗所歸納出的波譜形狀參與 WALLOPS 波譜形狀推估式做比較，繪製成如圖 3-3 所示。另一方面我們也可由實際的圖形加以說明，如圖 3-4 中長虛線即爲以 WALLOPS 波譜推估的 $\widetilde{m}$ 值代入 Pierson-Moskowitz 標準波譜所得之波譜形狀，點線則是所得的 m 值代入 Pierson-Moskowitz 標準波譜繪出的圖形。由圖中發現 m 值大時，以 WALLOPS 波譜方法所得的結果與本次實驗所用的方法所得的結果差異相當大，而 m 值變小時則差異性逐漸減少。

四、結　論

針對淺水區域波浪頻譜的形狀與能量分佈變化情況，本計畫以理論解析與模型試驗兩方面分別加以研究探討，綜合解析與試驗結果，可得結論如下：

一、以 $\tanh^2 k_0 d$ 作爲 JONSWAP 波譜水深參數的修正型波譜當作有限水深波譜時，其第二階波譜能量分佈的整体型態，與 TMA 波譜爲有限水深波譜的結果頗爲近似。以此修正型波譜的方式，可適時解決無適當的有限水深波譜當作第一階波譜的困擾。惟於較淺水區域，修正型波譜可能產生較大的誤差結果。同時，若引用深海型波譜爲第一階波譜時，將獲致較大誤差的第二階波譜。

二、本文引用的有限水深波譜(第一階波譜)，包含能量集中尖銳的窄帶型與能量分佈較寬廣的寬帶型等三種不同型態的波譜，而第一階波譜的型態往往影響其非線性效應產生的第二階波譜的型式。當第一階波譜屬於能量較集中且主頻尖峰較尖銳的窄帶型式時，其所獲得之第二階波譜於較高頻處之能量亦較集中尖銳，且其尖峰主頻產生於$\sigma/\sigma_{1p}=2.0$處；若第一階波譜屬於較寬廣平滑且形心向右偏移的寬帶型式時，則其第二階波譜於較高頻處之型態亦較寬廣平滑且尖峰主頻會往$\sigma/\sigma_{1p}>2.0$處位移。

三、分析第二階波譜的總能量與較高頻及極低頻處尖峰主頻值的方式，當相對水深比$d/L_0<0.2$之較淺水區域，由於波浪的非線性效應較爲強烈，其第二階波譜較高頻及極低頻處之尖峰主頻即有較大之值顯現，尤其極低頻處之尖峰值更快速增大，波譜總能量亦快速增加，其整体的波譜型態變化較大；當$d/L_0\geq 0.3$之較深水區域，波浪的非線性效應較弱，第二階波譜較高頻及極低頻處之尖峰主頻值即減小，極低頻處甚或無能量分佈情況，波譜的總能量增加有限，整体的波譜型態則趨於固定型式。

四、以1/30與1/50的斜面底床試驗所得的數據與上面的經驗式比較可知，除了相對水深大於0.15時有稍微的差異外，其他部份皆十分一致，表示此經驗式有其一般性，不論平面或斜面底床皆適用。

五、與WALLOPS波譜比較後發現於相對水深較小時，本文的形狀參數值與WALLOPS推估值差異不大，但相對水深較大時則有偏大的趨勢。由於WALLOPS波譜是以高頻處非線性量出現（overshoot）的概念來描述頻譜的形狀，理論上有點過於牽強不易與實際現象完全符合。

六、相對水深小於0.05時，其波浪會發生分裂的現象以至於波譜形狀發生分裂而形成雙峰型，分裂時在高頻處所產生第二尖峰處的成分波由二階係數得知仍是線性成分波。隨著波浪的進行，波譜又漸漸地變成單一波峰型波譜，但主頻會略往高頻處移動，而波形也變成較有對稱性，逐漸形成線性波。

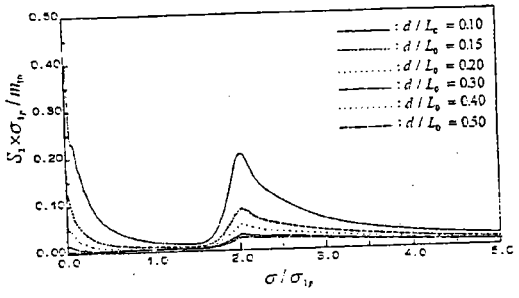


圖 2-1 TMA 波譜(γ=3.3)為第一階波譜時，各種水深之第二階波譜

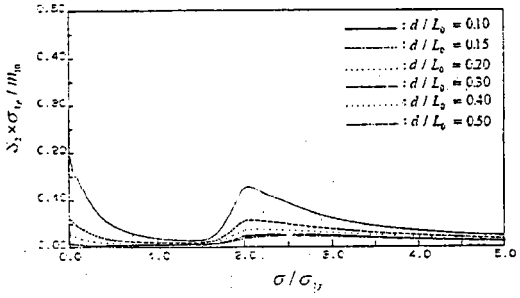


圖 2-2 TMA 波譜(γ=2.08)為第一階波譜時，各種水深之第二階波譜

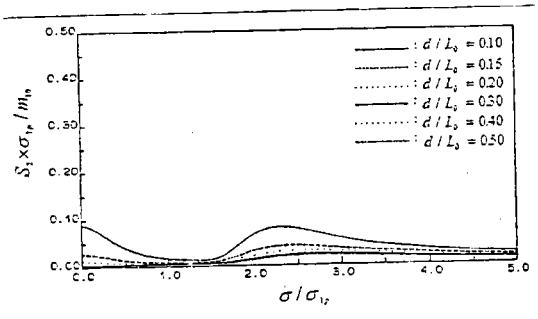


圖 2-3 TMA 波譜(γ=1.0)為第一階波譜時，各種水深之第二階波譜

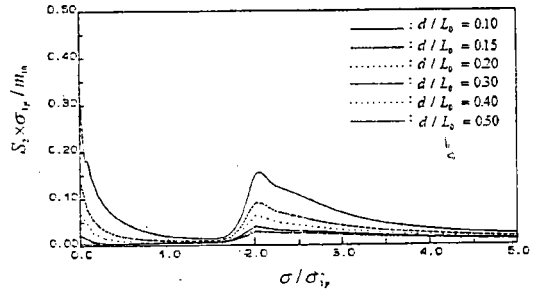


圖 2-4 修正型 JONSWAP 波譜(γ=3.3)為第一階波譜時，各種水深之第二階波譜

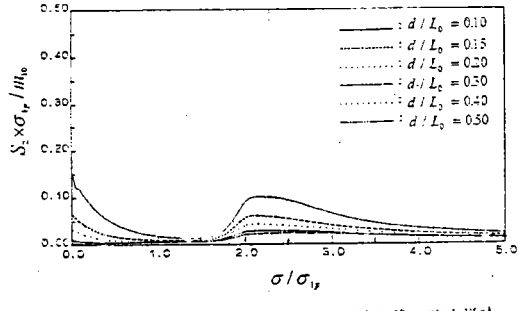


圖 2-5 修正型 JONSWAP 波譜(γ=2.08)為第一階波譜時，各種水深之第二階波譜

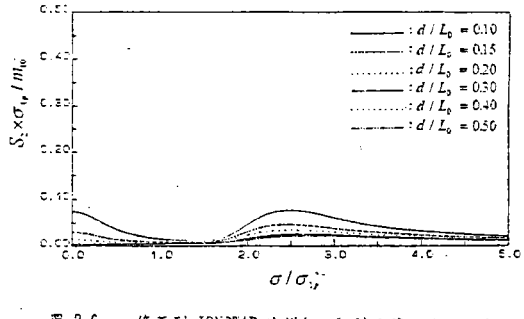


圖 2-6 修正型 JONSWAP 波譜(γ=1.0)為第一階波譜時，各種水深之第二階波譜

圖 3-1　底床斜率 1:30 模型配置圖

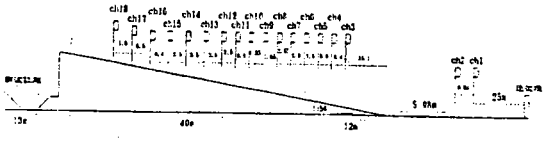


圖 3-2　底床斜率 1:50 模型配置圖

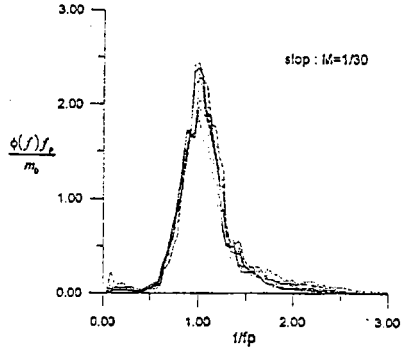


圖 3-3　斜率1：30各測站之無因次能量頻譜圖

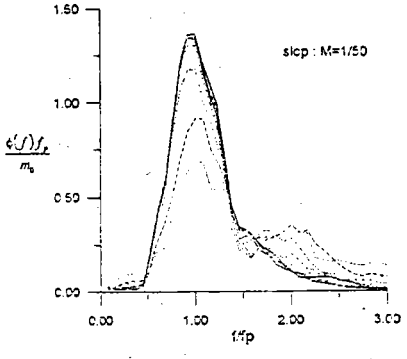


圖 3-4　斜率1：50各測站之無因次能量頻譜圖

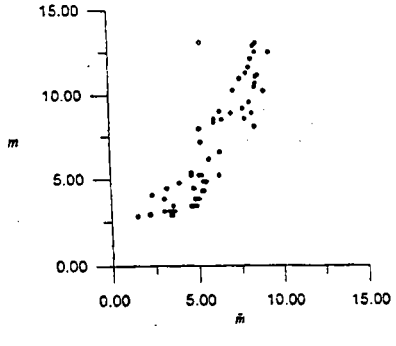


圖 3-5　波譜形狀參數經驗式　　之m值與TALLOPS波譜之推估值而比較圖

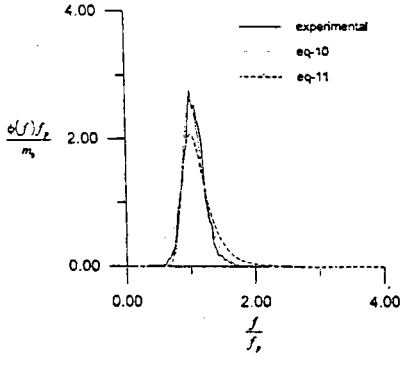


圖 3-6　波譜形狀參數經驗式　　所得之m值及TALLOPS波譜之推估值而得入
Pierson-Moskowitz標準波譜與實驗值之比較圖 (D/L=0.28)

新生地開發海堤保護對策最適配置研究

黃清和　蔡立宏　蔡金吉　徐如娟

執行單位：海岸工程組
計畫編號： 85-研(四)~1
全程期間： 84/07/01~85/06/30
執行期間： 84/07/01~85/06/30

摘　要

本計畫針對回填新生地開發所築海堤，研提突堤群以及離岸潛堤群等兩種最適配置保護對策；兩者方案共進行 44 個 Run 次試驗，每個 Run 次試驗累積造波時間均達 10 個小時以上；試驗結果顯示突堤群配置在各種不同尖銳度深海波浪作用下，其定砂效果隨著其突堤長度之加長而增大且波浪尖銳度較小者其長度對定砂效果更形顯著；大體而言對各種不同尖銳度波浪試驗，以間距比 $B/L_g = 2$，其突堤定砂效果較佳。

至於離岸潛堤群試驗部份，若以其堤後 ±0 cm 灘線成長趨勢以及堤後初期地形之安定性作爲評比基準，試驗結果顯示：(1)對無潮差變化試驗情況，以間距比 $G/L_h = 0.75$ 效果較佳；(2)對有潮差變化試驗情況，則以間距比 $G/L_h = 1.25$ 效果較佳。惟就各種不同間距比之離岸潛堤群對其定砂效果比較分析知，不論試驗條件有否考量潮差變化，離岸潛堤群之設置，對其堤後定砂作用均呈正面效應，但仍以間距比 $G/L_h = 0.75$ 時效果較佳.最大淤砂量約可達其堤後通水體積之兩倍。

壹、研究背景及目的

近年來由於科技進步及人口膨脹，政府爲配合工業快速發展需求，積極推動海岸開發；惟任何自然條件的變化或人工的改變皆是破壞海岸地形平衡的主因，故對海岸保護對策需求日漸殷切；而漂沙移動乃是促使海岸再趨平衡之過程，如何有效控制海岸漂沙與結構物互動關係一直爲學者所感興趣。

自二十世紀初以來，大部學者專家研提用來防止或減輕侵蝕淤積現象之對策，大都建議採用興建定砂突堤等硬體工法，並經由數值與水工模型試驗驗証其突堤長度及最適間距比，其假設條件大都採用平均水位且針對單一座突堤進行研究。

作者有感於漂沙移動行爲在碎波帶內特別顯著，惟有關潮差變化對試驗結果所引起差異性，或因限於人力、實驗室設備則較少學者探討，故本文分別就波浪尖銳度對突堤群定砂效果差異性、不同潮差變化對突堤群定砂效果差異性以及在固定潮差變化作用下突堤群長度定砂對其定砂效果與突堤群不同間距比對其定砂效果等差異性進行一連串比較分析試驗。

離岸潛堤爲海岸保護對策之一種近岸結構物，有消減波能，使波浪提早碎波，對堤後的水域具有穩定功能，進而達到海灘及堤後定砂之效益。早在西元 1950 年代雖然即有相關離岸堤研究之文獻或報告，但有關離岸堤設計之準則，目前仍多憑設計者之判斷及他處實測之經驗累積而成，尚無完整之理論或規範可資參考應用；加上因其工程費用高、施工不易，維護費可觀，故以往海岸保護對策甚少採用。

有關離岸潛堤佈置對堤後定砂效果的研究，國外目前仍舊很少，國內目前從事這方面之研究，主要以成大郭金棟教授爲主；郭金棟、王植煇(1995)在其「離岸潛堤群後堆砂機構之研究」報告中探討固定離岸潛堤堤長、開口寬、底床坡度及相同波浪條件作用下，變換不同潛堤之離岸距離，探討其堤後定砂效果並與郭金棟、謝文凱(1994)之一般離岸堤之試驗結果比較；研究結果顯示：離岸潛堤後定砂效果隨著離岸距離與堤長比值之增加而增大，大約在離岸距離長與堤長比爲 0.6 ～ 0.7 條件，其潛堤後會有最大之淤砂量；而考慮堤後與開口後之總淤砂量而言，離岸潛堤約在離岸距離與堤長比爲 0.5 ～ 0.7 時，會有最大總堆積量；但離岸潛堤則僅有灘線之成長，未見繫陸砂洲之形成，此與郭、謝等(1994)一般離岸堤試驗結果共約在 X/B=0.6 ～ 1.0 之間較易形成繫陸砂洲兩種現象並不相同；另外，郭金棟、陳文俊(1994)亦曾以動床水工模型試驗方式於平面水池中進行試驗，探討一般離岸堤群間不同開口寬度對堤後定砂效

果，試驗結果顯示，當開口寬度約爲深海波長之 0.265 倍或近似於離岸堤長時，離岸堤有最大之總淤積量。

故綜合以上郭金棟教授等(1993 、 1994 、 1995)對一般離岸堤群以及離岸潛堤群研究成果，本研究分別就離岸潛堤群後地形變化分析、離岸潛堤群後斷面水深變化分析以及離岸潛堤群不同間距比對其定砂效果比較分析等進行一連串試驗，俾探討離岸潛堤群定砂效果。

貳、試驗條件、步驟及方法

2.1 突堤群試驗

本研究共進行 24 個 Run 次試驗，有關突堤群配置方式及試驗條件如表 1 所示。CASE(1)與 CASE(2)試驗累積造時間分別達 20 個小時與 30 個小時； CASE(3)以後則根據前述兩個試驗結果修正爲累積造波時間均爲 10 小時，並每隔 5 小時量測地形一次，每 25 公分間距量測一點並拍照。試驗底床坡度採 S=1/30 ；波浪入射角度採用 θ =45°，並考量不同突堤群長度在不同間距比分別於每 26 分鐘有±0cm(即平均水位)、±1cm 以及±2cm 等潮差變化條件下進行試驗研究，俾探討突堤群定砂效果。

表 1　突堤群配置方式及試驗條件表

CASE	波高(H)cm	週期(T)sec	堤長(L_g)cm	堤間隔(B)cm	潮位變化
1	7.88	2	150	600($4L_g$)	0
2	11.82	2	150	600($4L_g$)	0
3	11.82	2	150	600($4L_g$)	± 1cm/26min
4	11.82	2	150	600($4L_g$)	± 2cm/26min
5			150	450($3L_g$)	± 2cm/26min

6	11.82	2	150	300($3L_g$)	± 2cm/26min
7			100	300($3L_g$)	± 2cm/26min
8			100	200($2L_g$)	± 2cm/26min
9			50	300($6L_g$)	± 2cm/26min
10			50	150($3L_g$)	± 2cm/26min
11			50	100($2L_g$)	± 2cm/26min
12	8.28	1.5	150	450($3L_g$)	± 2cm/26min
13			150	300($2L_g$)	± 2cm/26min
14			100	300($3L_g$)	± 2cm/26min
15			100	200($2L_g$)	± 2cm/26min
16	4.47	1	150	450($3L_g$)	± 2cm/26min
17			150	300($2L_g$)	± 2cm/26min
18			100	300($3L_g$)	± 2cm/26min
19			100	200($2L_g$)	± 2cm/26min
20			50	200($3L_g$)	± 2cm/26min
21			50	100($2L_g$)	± 2cm/26min
22	11.82	2	無	堤	± 2cm/26min
23	8.28	1.5			± 2cm/26min
24	4.47	1			± 2cm/26min

2.2 離岸潛堤群試驗

本研究離岸潛堤群堤長選定爲 L_b=160cm ；設置離岸距離選定爲 X=100cm ；潛堤設置高度剛好在平均水位 d=40cm 上，針對離岸潛堤群堤間距 G 爲 40cm 、 80cm 、 120cm 、 160cm 以及 200cm 等，即 G/L_b 爲 0.25 ， 0.50 ， 0.75 ， 1.0 以及 1.25 等五種配置分別就有離岸潛堤配置、無離岸潛堤配置，有連續潮差變化(± 2cm/26min)以及無潮差變化(即平均水位)等組合，共進行 20 個 Run 次試驗，相關離岸潛堤群配置方式及試驗條件如表 2 所示。

表 2　離岸潛堤群配置方式及試驗條件

CASE	波高(H)cm	週期(T)cm	堤長(L_b)cm	堤距(G)cm	潮位變化
1	8	1.5	160	40	0
2	8	1.5	160	80	0
3	8	1.5	160	120	0
4	8	1.5	160	160	0
5	8	1.5	160	200	0
6	8	1.5	160	40	± 2cm/26min
7	8	1.5	160	80	± 2cm/26min
8	8	1.5	160	120	± 2cm/26min
9	8	1.5	160	160	± 2cm/26min
10	8	1.5	160	200	± 2cm/26min
11	8	1.5	無	堤	0
12	8	1.5	無	堤	0

13	8	1.5	無 堤	0
14	8	1.5	無 堤	0
15	8	1.5	無 堤	0
16	8	1.5	無 堤	± 2cm/26min
17	8	1.5	無 堤	± 2cm/26min
18	8	1.5	無 堤	± 2cm/26min
19	8	1.5	無 堤	± 2cm/26min
20	8	1.5	無 堤	± 2cm/26min

參、結論及建議

綜合以上有關本研究就築堤回填新生地保護對策，針對突堤群以及離岸潛堤群等所進行共計 44 個 Run 次試驗資料分析結果及討論，吾人可歸納以下數點結論及建議。

一、由波浪尖銳度對突堤群定砂效果之差異性比較分析知，突堤群受單一規則波浪作用試驗後，其斷面水深變化特性受斷面位置之不同、試驗波浪尖銳度之大小以及累積造波時間之長短等因素影響，將產生明顯差異；由本試驗結果得知，突堤群定砂效應若採用較大尖銳度(H/L=0.030)試驗波浪，則可在較短時間內(累積造波時間 10 個小時)，發揮其預期定砂功能。

二、由潮差變化對突堤群定砂效果差異性比較分析知，動床漂沙試驗，其試驗條件若採用較大潮差變化，則其地形較易達到平衡斷面，且可在預期

更短期間內(累積造波時間5個小時)，突堤群即可發揮其定砂功能。

三、由突堤群長度變化對其定砂效果差異性比較分析知，在各種不同尖銳度深海波浪作用下，突堤群定砂效果均隨著其突堤長度之加長而增大；深海波浪尖銳度較小者，突堤長度對其定砂效果影響益形顯著；對相同突堤長度試驗結果同時顯示在不同尖銳度波浪作用下，其定砂效果之差異性隨著突堤長度之加長而增加。

四、由突堤群不同間距比對其定砂效果差異性比較分析知，在尖銳度H_0/L_0=0.0197波浪作用下，各種不同突堤長度其突堤群定砂效果隨著間距比值之增大而減小；對相同間距比試驗結果顯示，突堤長度較長者，其定砂效果較佳；惟當尖銳度提高到H_0/L_0=0.0258與H_0/L_0=0.0302時，對不同突堤長度試驗結果顯示，間距比B/L_R=2與B/L_R=3，二者對其定砂效果則無顯著差異。大體而言，對各種不同尖銳度波浪試驗，以間距比B/L_R=2，其突堤群定砂效果較佳，而對相同間距比而言，試驗結果顯示又以較小尖銳度波浪試驗其定砂效果為佳。

五、離岸潛堤群定砂試驗，就五種不同間距比G/L_b=0.25、0.50、0.75、1.00以及1.25等試驗情況，若以潛堤後其±0cm灘線成長趨勢作為定砂優劣評比考量，則試驗結果顯示：

(1)對無潮差變化試驗情況，以間距比G/L_b=0.75效果較佳。

(2)對有潮差變化試驗情況，以間距比G/L_b=1.25效果較佳。

六、就離岸潛堤群斷面水深變化分析知，對各種不同間距比之離岸潛堤群，若以潛堤後初期地形之安定性作為評比考量，則試驗結果與結論(五)相同。

七、就不同間距比之離岸潛堤群對其定砂效果比較分析知，該五種不同間距

比試驗結果顯示，不論試驗條件有否潮差變化，離岸潛堤群之設置，對其堤後定砂作用均呈正面效應，惟仍以間距比 $G/L_b=0.75$ 時效果較佳，最大總淤砂量約可達堤後通水體積之兩倍。

八、建議應進一步探討不規則波浪作用情況下，突堤群以及離岸潛堤群間之定砂效果。

衛星遙測在台中港海岸變遷偵測之應用研究

莊甲子　吳　基

執行單位：海岸工程組
計畫編號：85-研(四)~2
全程期間：83/07/01~85/06/30
執行期間：84/07/01~85/06/30

摘　要

本研究爲利用衛星遙測技術對近海及海岸地區進行偵測，本年度主題爲台中港海岸變化與衛星影像相關性解析。衛星影像上海岸線變化偵測之研究結果顯示台中港北防沙堤以北的地勢極爲平緩；南測試區靠大肚溪出海口北岸之地形變化較南岸的地勢爲陡。台中港區變遷偵測研究結果顯示台中港及港區週圍的土地從 1972 年至 1995 年建地有逐漸增加的趨勢，尤以近年爲甚。爲探討影像上判釋水陸邊界的結果與實際量測之間的誤差範圍及誤差的可能原因，本計畫亦針對此點做過現場測量，此部份工作應再作進一步的測量與研究。

一、前 言

對於海岸地區的地形變遷在已往之研究，大部份必須依賴地面逐點的調查來完成。對於大範圍的地區而言，逐點的調查往往耗費大量的時間與金錢。近年來，利

用衛星遙測影像來研究於海岸地區日趨熱門，主要原因是衛星影像能涵蓋大範圍地區，同時具數值化的特性，因此可進行平面的自動化處理。但是近海地區的地形及海況之研究受潮汐及時間因素的影響很大，很明顯的，在不同的潮汐及時間，近海地區會呈現不同的地形及海況，因此完整的近海研究，也必須收集各不同時間的衛星影像來進行分析。台灣地區第一座資源衛星接收站於民國 82 年在中央大學正式運轉接收後，即針對台灣地區有系統和有計畫的接收各種相關資料。尤其西海岸地區，歷年來已累積了相當密集的影像資料，再加上接收站成立之前所收集的影像，可說已建立了一個相當完整的西海岸地區衛星遙測影像資料庫。本計畫乃利用衛星遙測影像來進行台中港地區之研究。初步完成的研究項目如下：

1.潮位與淺灘面積之關係及長期變遷

2.台中港區土地利用變遷

3.衛星影像海岸線之偵測

二、研究地區環境及背景

台中港位於台中縣之海岸平原南邊，此平原南北長約 15 公里，東西寬 4 公里，東側以大肚山西麓爲界，港址原爲一廣大平坦之沙灘。

民國 55 年，由於基隆港日趨飽和，故政府選定淡水、梧棲、蘇澳三地，評估設立新港之構想。台中港(梧棲)的自然條件如潮差、漂沙問題等雖較蘇澳、淡水爲差，但考慮建港效益、腹地大小、內陸運輸等條件後，仍選擇優先建築台中港，省府於民國 58 年 12 月 1 日在台中縣梧棲鎮成立「台中港建港籌備處」。 61 年 12 月起，南堤施工道路，北防波堤施工道路，北防沙堤施工道路陸續開工， 62 年 10 月 31 日建港工程正式開工，積極展開第一期建港工程。於民國 65 年 10 月 31 日完成第一期工程後啓用通航，至民國 72 年 6 月工程全部完成。

台中港北邊爲大甲溪河口，南邊爲大肚溪河口。台灣西部海岸又多爲河川沖積而形成坡度平緩之沙質海岸，故本區海岸漂沙現象主要亦受大肚溪、大甲溪及更北

方的大安溪三者之影響。

大甲溪流域約一千二百平方公里，流經台中縣境，全長約 140 公里，河床平均坡度約 1 ： 39 ，流域年平均降雨量約二千四百公厘，自民國 38 年至 68 年的資料統計顯示年平均逕流量爲 80 立方公尺/秒，而每年的 5 月至 10 月爲豐水期，流量約佔全年的 78%，依據水資會民國 71 年水文年報，大甲溪流域年平均輸沙量約爲 3.565 百萬公噸。

大肚溪之全長約一百一十七公里，河床平均坡度約爲 1 ： 45 ，年平均逕流量爲 106.2 立方公尺/秒，較大甲溪爲高。根據 1973 年經濟部水資會對台灣西海岸河川年輸沙量統計，大肚溪自民國 45 年至 59 年十五年間，總輸沙量共有 7.593 百萬公噸，若按估計約有 65%的沙輸入海中，則每年約有 4.935 百萬公噸的沙由大肚溪輸入海中。

台中港地區每年的 11 月至次年 3 月間爲東北季風期，其主要風向在東北東-北北東之間，風速強勁穩定， 7~8 月爲西南季風期，風向以西南爲多，但風速不如東北季風時那麼強勁，因此，台中港的飛沙最嚴重的季節爲冬季，方向自北向南，海域之漂沙優勢方向亦爲自北向南，在建港之初預估由北向南之漂沙量每年約 1.2 百萬公噸至 1.8 百萬公噸，由南向北之漂沙量每年約 1.2 百萬公噸，而由北向南之沿岸飛沙量每年約 0.3 百萬公噸。惟近年來因大甲溪流域如達見水庫及沿岸之水土保持設施相繼完成，致台中港之沿岸漂砂量有相當程度之減少。

台中港營運初期，由於諸多不利因素影響，業務推展不甚理想， 72 年 6 月完成碼頭 28 座時，年裝卸量僅七百餘萬噸，直到 76 年才達到當初第一階段建港目標之年裝卸量一千一百餘萬噸，此後業務快速發展，平均以每年增加 24%之速率成長，82 年裝卸量高達三千九百九十四萬噸，如以吞吐量計，則爲三千零九十八萬噸，已超越基隆港。

三、研究內容及方法

針對本研究之主題,我們共蒐集了自 1972 年 11 月至 1996 年 1 月間台中港的衛星影像共十四幅,各幅影像之日期如表 1 所示,其中除 1922 年 11 月 1 日爲 Landsat 衛星 MSS 影像外,其餘均爲 SPOT 衛星 XS 影像。

影像之範圍,北界爲大甲溪口,南界爲大肚溪口,陸地部份涵蓋台中港全區、梧棲、沙鹿、清水、龍井部份地段,在研究潮汐與海岸線變化部份,主要著眼於台中港北防沙堤以北,高美濕地及大肚溪口沙灘部份,將不同潮位的海岸線描出,統計露出水面之面積,並由不同潮位的海岸線疊合,選定若干垂直海岸的直線,計算沙灘坡度,並推定長期變遷趨勢。

在台中港區海岸變遷偵測上,其目的在於瞭解台中港附近地區,因台中港的逐漸開發與正式營運,對其土地利用所產生之影響。內容爲利用 Landsat MSS 以及 SPOT XS 多光譜衛星影像進行分類之工作,所使用的分類法則爲監督式的最大相似分類法(supervised maximum likelihood classification)[Richard, 1986]。

研究中所要進行偵測的地面類別分別爲建地、植被、裸露土以及水體。由於使用的分類法爲監督式的分類法則,因此必需經過訓練樣區選取的過程,然後進行訓練區的評估、更改,之後才進入分類之過程。最後再將分類完成後之影像根據其類別給予特定之顏色,以顯示分類之成果。

在前述利用衛星影像進行海岸線偵測的過程中,由於影響衛星影像內涵的因素繁多且複雜,故僅利用衛星影像進行偵測所得之水線並不保證其爲真正水面與沙灘之界線,因此必需實施現場測量並進行比較之後才能得到確切的結果。本研究乃利用衛星通過時間,在現場實地測量水線之位置,與衛星影像上之水線加以比較。 首先在衛星通過的前後十分鐘內,在目前的水線上釘下木樁作爲標 記。事先選定的兩個點位上,利用兩台全測站(total station),對所有木樁進行角度與距離的測量。此時所有測得之點位均定義在現場之局部座標系統。之後將所有測得之點位所組成之觀測網進行最小二乘平差,以求得各點位上在局部座標系統的座標,並使得整體誤差

爲最小。利用事先所測得衛星影像上可辨識的特徵點之二度 TM 投影座標與現場測量之局部座標建立轉換關係，並求得轉換係數。最後將所有水線上之點位，利用所求得之轉換係數轉換至二度 TM 投影座標系統上。

表 1 沙灘面積與潮汐變化關係

日期	潮位(cm)	北沙灘面積(km^2)	南沙灘面積(km^2)
1972/11/1	缺	–	–
1986/10/3	490	–	–
1995/10/31	77	7.3198	7.1021
1995/9/2	缺	7.1725	6.6503
1994/2/3	101	5.8884	6.6103
1993/12/8	113	6.5492	6.5518
1996/1/30	248	4.3516	3.8352
1993/12/24	265	3.9175	3.2556
1994/8/25	約 270*	3.5667	2.3289
1995/3/4	349	1.7106	1.9975
1994/11/1	370	1.6678	0.9702
1994/6/8	443	0.4964	0.1448
1994/1/27	461	0.2058	0.1327
1994/1/11	480	0	0

* 潮位非實測數據，由潮汐表推估。

四、結果分析

1.潮位與海岸線之關係

針對 1994/2/3(潮位 101cm)、1995/10/31(潮位 77 cm)、1993/12/8(潮位 113 cm)、1995/9/2 、1994/8/25(潮位約 270 cm)、1996/1/30(潮位 248 cm)、1993/12/24(潮位 265 cm)、1994/11/1(潮位 370 cm)、1995/3/4(潮位 349 cm)、1994/6/8(潮位 443 cm)、1994/1/27(潮位 461 cm)及 1994/1/11(潮位 480 cm)的台中港 SPOT 衛星影像在北防波堤以北及大肚溪出海口的沙灘面積變化情形，以 1994/1/11 潮位 480 cm 之海岸線爲基準做統計迴歸分析，得其詳細分析結果如圖 1 。部份年代資料偏離整體變化趨勢。其原因可能是潮位資料不準確(部份影像攝取時間無潮位實測資料，只能由潮汐表推估而得)或是季節變化所致。圖 2 則以 1995/10/31(潮位 77 cm)、1994/8/25(潮位 270 cm)及 1995/3/4(潮位 349 cm)之沙灘重疊以計算其坡度變化。依計算所得之坡度顯示北測試區的地勢極爲平緩，南測試區靠大肚溪出海口北岸之地形坡度變化較陡峭，大肚溪出海口南岸的地勢則平緩許多。

2.台中港區土地利用變遷

所選用的台中港區衛星影像之獲取日期分別爲 1972 年 11 月 1 日(Landsat MSS)、1986 年 10 月 3 日(SPOT XS)、1993 年 12 月 24 日(SPOT XS)以及 1995 年 10 月 31 日(SPOT XS)。其中特別要說明的是，研究中用來作爲分類的範圍，是以 1995 年 10 月 31 日的衛星影像中，台中港區所延伸的範圍，在此日期前之影像均按照此一範圍進行分類。

由分類影像可得到各類別隨時間其面積之變化，在表 2 中爲各類別在不同時間所獲取之影像上所佔有的面積，其單位爲公頃。圖 3 則爲每一類別隨時間變化之曲線圖。

在 1972 年 11 月 1 日的 Landsat MSS 影像中，台中港海域仍是大片的沙灘地，影像中市街之建物分佈仍呈點狀分佈，建地面積僅 117 公頃，植被及裸露地帶合計約 6,480 公頃，建地與植被及裸露土合計之比例約爲 1 ： 55 ，至 1986 年 SPOT 影

像，建地已增至 765 公頃，植被仍維持 4,900 公頃，因建設次第展開，裸露土也增至 2,124 公頃，植被與裸露土合計約 7,060 公頃，建地與植被及裸露土之比例已增爲 1 ： 9.3 。此時，南突堤及南海堤均仍在施工中，到 1993 年的影像上，植被略減爲 3,746 公頃，裸露土增爲 3,812 公頃，此時台中港南海堤已與台中火力發電廠聯結，北防波堤業已延伸，北防波堤及北防沙堤間已築堤填沙，建地面積增爲 1,041 公頃，建地與植被及裸露地合計之比例變爲 1 ： 7.3 ，至 1995 年 10 月 31 日之影像，建地(含道路)之面積激增爲 2,778 公頃，市區擴大，道路系統更完備，裸露地面積降低，建地與植被及裸露地合計之比例已達到 1 ： 2 之空前紀錄。港區及相鄰地區土地利用的變遷充份反應了台中港發展的歷史，而近二年的快速變化更可明顯預期台中港未來成長的光明遠景。

3.水線測量

水線測量相關點號位置如圖 4 所示，其中黃色標點爲現場測量所得之水線位置(無深度表示者)與水線附近水深 10cm 至 80cm(有深度表示者)之點位。所使用之影像爲 12.5 公尺多光譜影像與 6.25 公尺全色態影像所產生之 6.25 公尺假色合成影像。

在本次測量中，引起誤差的最主要原因是在衛星影像上認點時所產生之誤差。由於現場的局部座標系統中使用傳統光學儀器測量，在本次測量所延伸的範圍與環境條件下，其精度均在 2 公尺以內，但在最後將局部座標系統轉換至二度 TM 投影座標系統時，參考點位之二度 TM 投影座標是由辨認影像上與現場相符之特徵點位像元座標而來，因此在特徵點辨識時若有一個像元之誤差時，則參考點位之座標誤差就增加 6.25 公尺，而由影像特徵點辨識的座標誤差爲一個像元是可能發生的。因此，假設影像上特徵點辨識之誤差爲一個像元時，則影像上所增加的誤差約爲 6.25 公尺，加上原有測量之誤差時，本次水線位置之測量誤差約在 8.25 公尺以下。

由實際檢核現場測量水線位置與影像判識所得之水線間之差距來計算，其平均距離約爲 27.89 公尺。此部份仍應再作多次之現場測量，以便作進一步之分析研究。

五、結論與討論

1.衛星影像上海岸線變化之偵測

本研究針對台中港衛星影像在北防沙堤至大甲溪口及大肚溪出海口的沙灘面積變化情形進行分析，試驗結果顯示北測試區的地勢較爲平緩；南測試區靠大肚溪出海口北岸之地形坡度變化較南岸的坡度爲陡。而就長期的變化而言，在大甲溪出海口的南岸利用高潮的衛星影像內插得到的海岸線與同潮位實際影像比對，實際海岸線超出內插線，可能爲持續淤積的結果。

2.台中港區變遷偵測

同一地區不同時間的衛星影像可提供土地使用變遷的資訊。本研究利用 1972 年，1986 年，1993 年及 1995 年台中港及港區週圍的 Landsat 及 SPOT 多光譜影像來進行土地變遷的自動化偵測。經監督性分類後的結果顯示台中港及港區週圍的土地從 1972 年至 1995 年其變遷甚爲明顯。因逐年整地及建設的關係，導致建地有快速增加的趨勢，而裸露土及植被則互有消長。

3.水線測量

水線測量的目的主要是探討由影像上判釋水陸邊界的結果與實際量測之間的誤差範圍及誤差的可能原因。誤差產生中之一個主要原因是地面參考點與影像上對應判釋時產生的誤差，改進的方式是地面參考點儘可能選取已知座標導線點作爲控制，以消除在影像上辨識地面參考點的誤差。另外的原因可能是影像辨識水陸邊界所產生的誤差。

目前水線測量之結果，僅來自於一次的現場測量與影像判識比較，故其結果在客觀性上嫌薄弱。因此類似的測量應再實施幾次，藉以改善測量的過程與品質，並在下次進行水線測量時，利用台中港務局所提供具有二度 TM 座標之導線點來作爲控制，以消除影像辨識所產生之問題，以提升整體水線測量上之精度。

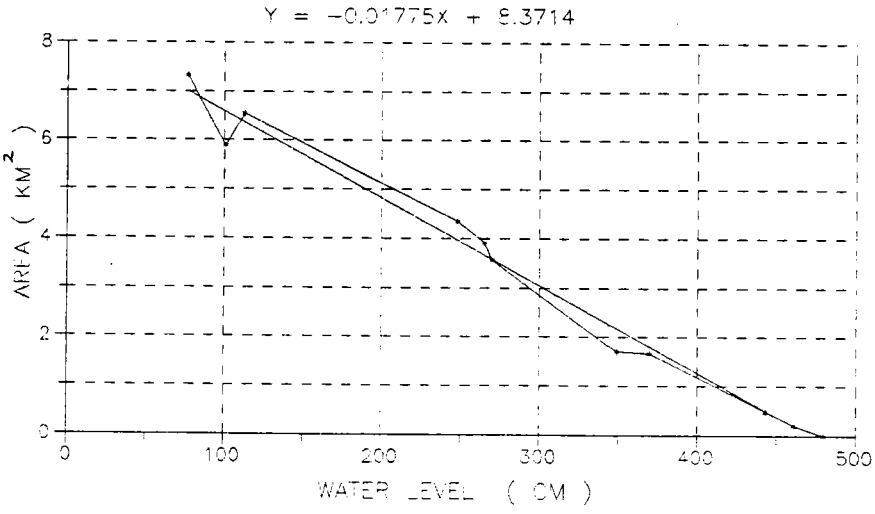


圖　1.(a) 大甲溪口沙灘面積與潮位迴歸圖

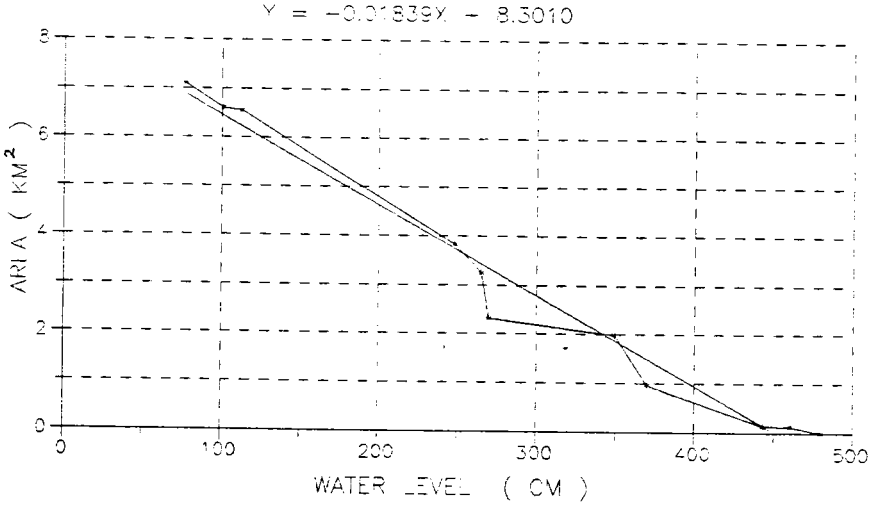
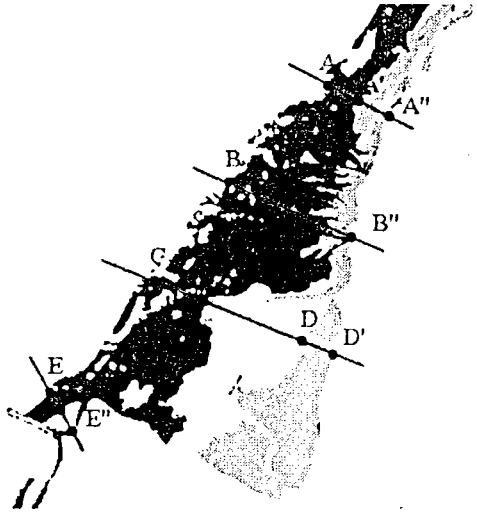


圖　1.(b) 大肚溪口沙灘面積與潮位迴歸圖

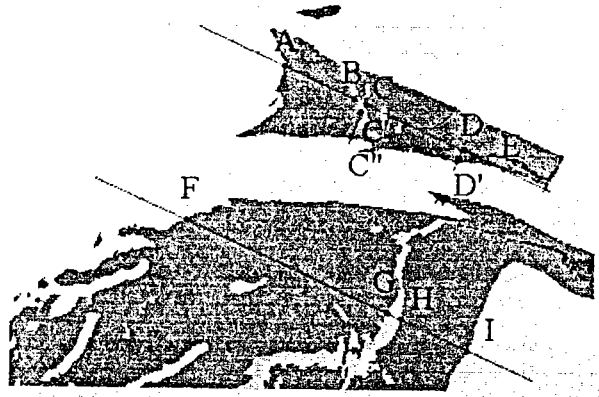


■ 1995/10/31 潮位 77 cm
1994/8/25 潮位 270 cm
▒ 1995/3/4 潮位 349 cm
□ 1994/1/11 潮位 480 cm

坡度

AA′ = 1/182　　A′A″ = 1/157
BB′ = 1/537
CC′ = 1/314　　C′D = 1/1326　　DD′ = 1/245
EE′ = 1/110　　E′E″ = 1/109

圖 2.(a) 大甲溪口沙灘坡度估算圖



■ 1995/10/31 潮位 77cm
1994/8/25 潮位 270cm
▒ 1995/3/4 潮位 349cm

坡度

AB = 1/345　　BC = 1/141　　DE = 1/140
CC' = 1/101　　C'C" = 1/123　　DD' = 1/43
FG = 1/994　　GH = 1/163　　HI = 1/474

圖 2.(b) 大肚溪口沙灘坡度估算圖

表 2　各類別在不同時間所獲取之影像上，所占有的面積(單位:公頃)

	建地	植被	裸露土	水體
1972	117.8	4961	1521	2575
1986	764.9	4937	2125	1344
1993	1041	3747	3813	570
1995	2778	4199	1516	678.3

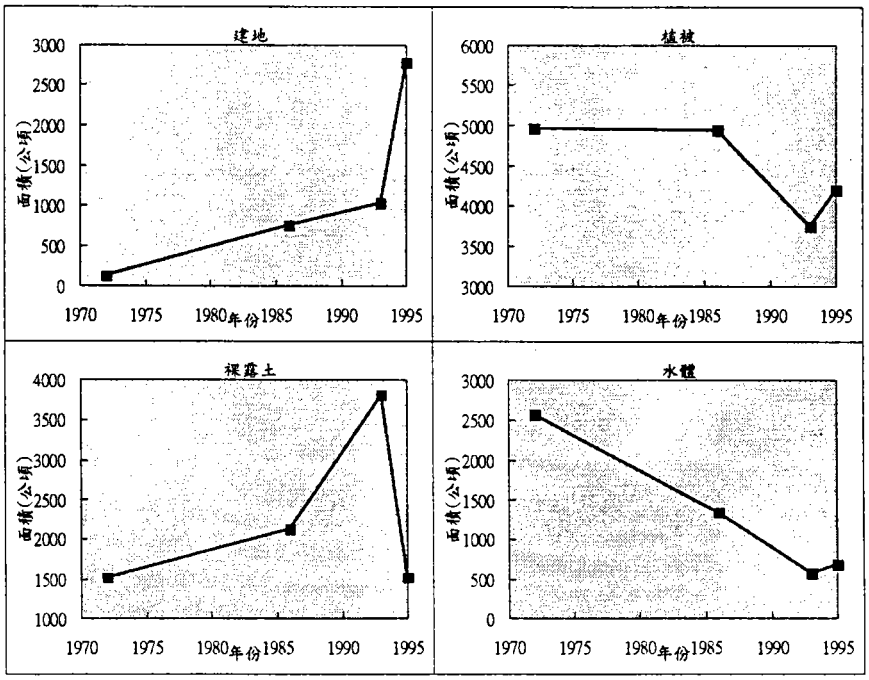
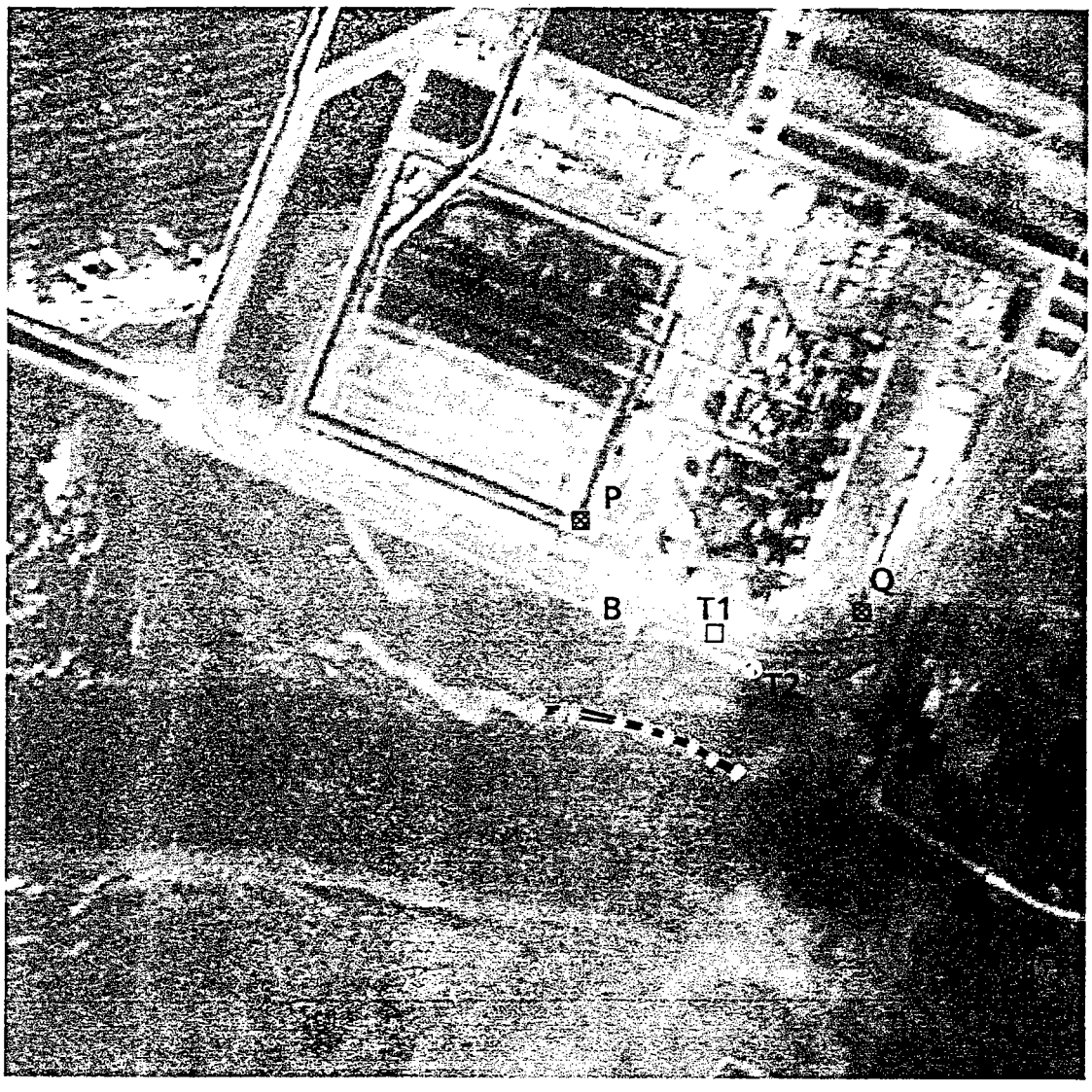


圖 3　每一類別隨時間變化之曲線圖



P,Q ： 座標轉換參考點
T1 ： 控制點
B,T2 ： 觀測基準點

圖 4. 測量當日衛星影像(96/01/30)及相關點位位置

台灣各港區砂土層液化特性與改良方法研究

李豐博　賴聖耀　蘇吉立

執行單位：大地工程組
計劃編號：85-研（五）-1
全程期間：83/07/01~85/06/30
執行期間：84/07/01~85/06/30

摘　　要

本研究計畫進行一系列之室內動力試驗與現地試驗（包括 SCPT 法），探討台灣西海岸各港區砂土層之液化特性，建立室內試驗與現地試驗結果之相關性。並選擇適當地點埋設孔隙水壓計，進行現地孔隙水壓地震反應之量測分析。另配合砂土層之液化特性，研提適當之地質改良方法，作爲擬訂砂土液化問題防治對策之依據。

一、前言

台灣西海岸各港區之地質多屬沖積砂土層，新開發之海埔新生地亦多爲砂性土壤所構成，土層之地質年代短，密度不高；而台灣恰處於世界最大且最活躍之太平洋地震帶西環，每年大小地震相當頻繁。在強烈地震作用下，沖積砂土層與海埔新生地極有可能發生液化現象，造成海岸與港灣設施、房屋、地下管線等發生沉陷、傾側與破壞等災害之虞。

最近（ 1995 年 1 月）同處太平洋地震帶西環之日本發生阪神大地震，造成神戶港之碼頭、岸壁等港灣設施嚴重毀損，港灣機能全面癱瘓，即是港區新生地發生液化

所造成之災害。因此進行沿岸土地與海埔新生地之開發建設，顧及工程安全，對於土層液化特性之研究與評估，甚爲重要。

土層之液化特性可進行室內動力試驗與現地試驗研究之。室內試驗可利用動力三軸試驗或動力單剪試驗來模擬地震力作用下之土壤液化現象。現地試驗方面，除利用SPT-N 值外，亦可利用 CPT-qc 值評估土層液化特性，近年來 Robertson(1986)另發展震測圓錐試驗(SCPT)，結合 CPT 並作震測試驗，以剪力波速作爲評估土壤液化特性之指標。後兩者皆爲新穎可行之方法，國內有待積極研究與發展。

因此本研究計畫進行一系列室內動力三軸試驗與現地 CPT 試驗（包括 SCPT ），探討台灣西海岸各港區砂土層之液化特性，並建立室內試驗與現地試驗結果之相關性，提供液化評估之依據。

土壤在地震作用下之孔隙水壓反應是評估液化特性重要資料，利用試驗室動力試驗結果，雖可建立分析模式以推估孔隙水壓之變化，惟極需實地之量測資料以資佐證。因此本研究計畫並選擇適當地點埋設孔隙水壓計，進行現地孔隙水壓地震反應之量測與分析。

本研究計畫並配合砂土層之液化特性，研提適當之地質改良方法，提供擬訂砂土液化問題防治對策之依據。

二、動態孔隙水壓量測

2.1 、量測站之地質狀況

本計畫動態孔隙水壓量測站設置在港研所內，即位在台中港區中二路與中橫十一路交叉口附近。根據現場之鑽探資料，量測站在地表下深度 30m 以內土層，約可細分爲七個層次：

1. 灰色沉泥質砂(SM)：約分佈於深度 0.6-7.6m ，其中 0.6-3.8m 爲沉泥質細砂，SPT-N 值平均約 8 左右， 3.8-7.6m 爲沉泥質中細砂， SPT-N 值平均約 16 左右。

2. 灰色粘土質沉泥(ML)：約分佈於深度 7.6-9.5m 左右，主要爲粘土質沉泥夾細砂質沉泥，其 SPT-N 值約爲 10 左右。

3. 灰色沉泥質砂(SM)：約分佈於深度 9.5-11.4m，其中 9.5-10.2m 爲沉泥質細砂，SPT-N 值約爲 18 左右， 10.2-11.4m 爲沉泥質中細砂， SPT-N 值約爲 24 左右。

4. 灰色細砂質沉泥(ML)：約分佈於 11.4-12.7m ，其 SPT-N 值約爲 16 左右。

5. 灰色沉泥質砂(SM)：約分佈於 12.7-19.5m ，其 SPT-N 值約爲 18 左右。

6. 灰色沉泥細砂夾薄粘土：約分佈於 19.5-23.1m ， SPT-N 值約爲 10 左右。

7. 灰色沉泥質砂(SM)：約分佈於 23.1-30m ， SPT-N 值平均約爲 19 左右。

2.2 、水壓計埋設與量測系統

水壓計及地震計分別之埋設，其中地震計埋設於深度 8m 處，而水壓計分埋設於深度 6 、 8 、 9 、 11.7 、 15 及 30m 處。水壓計之埋設，除了考慮埋設於 6 ～ 15m 間之較易液化砂土層外，並考慮埋設於不同土層，以便量測各種土層之動態孔隙水壓特性。至於 30m 之水壓計是爲了量測較深層之動態水壓特性。

本計畫使用之孔隙水壓量測系統是日本 Tokyo Sokashin 公司所發展，包括：數位資料記錄器、高感度應力放大器、水壓計、地震計及程式軟體。

2.3 、動態孔隙水壓之量測

動態孔隙水壓需進行長期之量測工作，至目前爲止，本計畫量測站僅測知數個小地震，其所激發之土層內動態孔隙水壓皆甚小。

表 2-1 所示爲分別於 1995 年 2 月 23 日及 1995 年 6 月 25 日測得之其中兩個較大地震及其所激發之動態孔隙水壓（僅取深度 6m 及 15m 水壓計紀錄表示）。

表 2-1　量測站地震及孔隙水壓紀錄摘要

時　　間	最大加速度	引致之孔隙水壓	
	gal	6m 深度	15m 深度
1995 ／ 2 ／ 23	16	0.115 σ_o'	0.085 σ_o'
1995 ／ 6 ／ 25	9	0.069 σ_o'	0.042 σ_o'

（表中σ_o'＝孔隙水壓量測深度之有效覆土壓力）

由表 2-1 所示，地震引致之孔隙水壓與其最大加速度大致成正比。最大孔隙水壓皆在地震最大加速度直後產生，但其後孔隙水壓僅隨地震動振盪，並未產生漸進性升高。

三、液化特性評估

3.1 、液化特性試驗

本計畫進行試驗室動力三軸試驗及現地荷式錐試驗(CPT)與震測圓錐試驗(SCPT)等試驗方法，探討砂土之液化特性。動力三軸試驗是目前國內外最常用以評估土壤液化特性之室內試驗方法， CPT 近年來在國內已日漸採行，可利用 CPT-q_c值評估土壤之液化特性，進行 CPT 同時兼作震測試驗，亦可利用 SCPT-Vs 值作爲評估液化特性之指標。

本計畫分別在台中港區港研所內及第 16 ～ 18 號碼頭預定地、高雄港第五貨櫃中心第 80 ～ 82 號碼頭預定地及安平港第 8 ～ 10 號碼頭預定地等地區，選定適當地點進行 CPT 及 SCPT 試驗及取樣工作。

CPT 及 SCPT 試驗係配合第三子計畫「台灣各港區土壤液化潛能調查研究」進行，各區選取其中代表性孔位 4 ～ 5 孔另採取 3 英吋薄管不擾動砂性土樣，以供進行室內動力三軸試驗。每孔取樣深度爲 30 公尺，分別在台中、高雄及安平港區各採取薄管土樣 42 、 90 及 60 支。

每一土樣之動力三軸試驗之試驗結果均繪製達到液化所需之荷重反復次數， N ，與反復應力比， SR ，之關係曲線（ SR-N 曲線），即液化強度特性曲線，其中反復應力比以下式表示：

$$SR = \frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_3'}$$

式中，σ_{dc}＝反復軸差應力，σ_3'＝初始有效圍壓。

3.2 、各港區砂土之液化特性

除前述之各港區各土樣之液化曲線外，另分別綜合各港區砂土之動力三軸試驗結果，可顯示各港區砂土之一般液化特性。

由各港區砂土之液化特性曲線可分別求得其在特定次數，即不同地震規模，反復荷重作用下發生液化所需之剪應力比，即液化強度，作爲一般液化潛能評估之依據。砂土之液化強度一般以其在地震規模 M = 7.5 ，即相當反復次數 Neq = 15 之地震作用下發生液化所需之剪應比， SR ，表示之。各港區砂土之液化強度，列如表 3-1 所示。

表 3-1　各港區砂土之液化強度

	含水率 %	乾密度 g／cm³	粒徑分佈		土壤分類	液化強度 SR
			D_{50} mm	FC %		
台中港區	27.4 ± 3.0	1.52 ± 0.07	1.14 ± 0.06	26 ± 12	SM	0.277 ± 0.043
高雄港區	25.6 ± 2.1	1.56 ± 0.03	0.18 ± 0.06	24 ± 6	SM	0.241 ± 0.014
安平港區	24.7 ± 2.4	1.61 ± 0.07	0.14 ± 0.09	33 ± 12	SM	0.248 ± 0.013

根據統計得知，地震規模愈大，其所引致之震動延時愈長，亦即震動反復次數愈多。 Seed et al.(1975)利用強震紀錄及 Miner(1945)所提金屬疲勞損害觀念，以統計方法求得不同地震規模所對應之相當反復作用次數 Neq ，再利用代表性液化曲線（如圖 3-1 所示）計算而得不同地震規模對應於 M = 7.5 之液化強度修正係數 Cm 。因此，砂土在不同地震規模作用下之液化強度，即可以下式計算：

$$(SR)_{M=M} = Cm(SR)_{M=7.5} \qquad (3.1)$$

式中，$(SR)_{M=M}$ 及 $(SR)_{M=7.5}$ 分別表示在地震規模 M = M 及 M = 7.5 作用下之液化強度。

本研究根據前述各港區各土樣之液化曲線亦算得地震規模修正係數，經迴歸分析，該修正係數可以下式表示：

$$Cm = \left(\frac{7.5}{M}\right)^{0.88} \qquad (3.2)$$

與前述之 Seed 等人建議值相比較，如圖 3-2 所示，顯示本研究所得之規模修正係數值略低(M < 7.5)。其中差異反映了各港區粉質砂土之液化曲線與 Seed 等人所建議之純淨砂土液化曲線之不同所致。

3.3 、液化強度與 CPT-q_c 值之相關性

利用 CPT-q_c 值評估砂土液化特性之方法大致有二：(1)經驗相關法及(2)試驗相關法。

由於本計畫進行一系列之動力三軸試驗，得以直接建立各港區砂土液化與 CPT-q_c 值之關係，如圖 3-3 所示，圖中 SR 爲在地震規模 M = 7.5 作用下砂土液化所需之剪應力比， q_{c1} 爲修正之錐頭阻抗，係考慮有效覆土壓力之影響，將實測 q_c 值以式 3-3 修正至有效覆土壓力 σ_o' = 1 kg／cm^2 。

$$q_{c1} = C_N q_c \qquad (3.3)$$

上式中， C_N = 修正係數(Seed et al., 1983 ， Shibata et al., 1988)

由圖 3-3 顯示，各港區粉質砂土之液化強度 SR 與 CPT － q_{c1} 值之關係大致爲線性，其關係式爲

$$SR = \frac{q_{c1}}{830} + 0.19 \qquad (3.4)$$

上式中之 q_{c1} 值介於 20 ～ 100 kg／cm^2 間。

利用式 3-4 ，得以 CPT-q_c 值評估各港區砂土之液化特性，以供其液化潛能之評估分析，其在時間及經費上均是相當經濟可行的。

四、地質改良

4.1 改良方法

砂性土層經液化分析評估，具有液化潛能者，需進行地質改良(Soil improvement)，改善其動態特性、增強其承載力以及對液化之抵抗能力，以防治液化之發生。砂土層液化防治之地質改良方法很多，其目標不外增加砂土層之密度、有效應力、或微結構之穩定性，從而增強其液化抵抗能力，因此改良方法大致可歸爲三類方式，即

(1)夯實法：提高土層之密度

(2)排水法：提高土層之密度與有效應力

(3)化學固結法：增加砂土顆粒間之膠結穩定

此三類之各種常用改良方法及其相關特性摘列如表 4-1 所示，可供方法選擇之參考。

表 4-1　防治液化之地質改良方法及相關特性比較

原　理	改良方法	最大改良深度	適用土壤範圍	特　點	相對費用
排水	降低地下水位法	可視需要增加	淨砂或沉泥質砂	造成過壓密效果	因工程而異
	礫石柱法	約 30m	一般沖積土	透水率高，兼具夯實與排水作用	中等
夯實	壓實砂樁法	25m	鬆砂或黏性	施工容易，惟對緊密層效果有限	中等
	動力壓密法	30m	鬆砂或黏性土	操作簡易迅速，震動大，適用於大區域	低等
	振動揚實法	33m	鬆砂	低噪音震動，改良深度大	中等
	震爆法	大於 30m	淨砂或沉泥	施工迅速，對環境影響大	最低

化學固結	深層攪拌法	大於20m	軟弱黏土或鬆砂	低噪音震動，使用原地土壤拌合	中至高
	生石灰樁法	大於20m	軟弱黏土或鬆砂	低噪音震動，吸水發生膨脹擠壓作用	中至高

4.2、改良方法之評估與選擇

防治砂土層液化所可採行之地質改良方法很多。各種改良方法分別具有不同之特性、限制與優劣條件，其優劣之評估與選擇並不能單憑處理改良效果加以評斷，尚需考量許多因素。如何選擇適當之方法，以較低之經費，在合理之工期內達到較佳之改良效果，必需就下列諸因素審慎評估比較：

(1)原有土層之土質狀況

(2)計劃改良之區域範圍與深度

(3)所需之改良程度及檢核方法

(4)廠商之施工能力及以往之工程施工經驗

(5)環境限制因素之考量

(6)工期之配合與經費。

近年來，國內對於大面積砂質回填土層爲防治液化之地質改良方法仍以夯實法之壓實砂樁法及動力壓密法爲主。如中油永安液化天然氣接收站、高雄港第五貨櫃中心等使用壓實砂樁法；動力壓密法則在民國 82 ～ 83 年間始引進國內，大規模使用於台塑六輕抽砂回填地之地質改良。

五、結論與建議

本研究計畫進行一系列室內動力三軸試驗與現地 CPT 試驗，探討台灣西海岸台中、高雄及安平等主要港區砂土層之液化特性，並建立室內試驗與現地試驗結果之相關性，以供液化評估之依據；另在台中港區埋設孔隙水壓計，進行長期之孔隙水壓地震反應之量測分析；爲防治砂土層之液化，並研提適當之地質改良方法。下列爲獲致之結論與建議：

1. 台中、高雄及安平等港區粉質砂土。在地震規模 M = 7.5 作用下之液化強度均值分別約爲 SR = 0.277（台中港），0.241（高雄港），及 0.248（安平港）。

2. 利用各港區粉質砂土之液化曲線特性，求得地震規模修正係數，$Cm = (7.5 / M)^{0.88}$，可據以計算各港區砂土在不同地震規模作用下之液化強度，$(SR)_{M=M} = Cm(SR)_{M=7.5}$。

3. 各港區粉質砂土之液化強度與 CPT － q_{c1} 有線性關係（式 3-4，q_{c1} = 20 ～ 100 kg／cm^2），利用（式 3-4）得以現地 CPT 試驗結果快速、經濟而合理地評估其液化特性。

4. 各港區粉質砂土中之細料含量對其液化強度之影響，由於資料尚不充分而未予細分探討，有待將來進一步補充分析。

5. 就目前僅測得之小地震而言，其所引致之最大孔隙水壓大致在出現最大加速度直後產生，並大致與最大加速度成正比，其後孔隙水壓僅隨地震動振盪，並未產生漸進性升高。這項動態孔隙水壓之地震反應需進行長期之量測工作。

6. 防治砂土液化之地質改良方法有夯實法、排水法及化學固結法三類，而以夯實法中之壓實砂樁法及動力壓密法適合大面積之地質改良。國內以採用該兩法爲主要地質改良方法。

六、參考文獻

(1)Ishihara,k., Shimizu,k., and Yamada,y., "Pore Water Pressure Measured in Sand Deposits During an Earthquake," Soils and Foundations, Vol. 21, No.4(1981).

(2)Seed,H.B., "Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes," ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol.105, No.GT2(1979).

(3)Robertson,P.K., Woeller,D,J., and Finn,W.D.L., "Seismic CPT for Evaluating Liquefaction Potential Under Cyclic Loading," Canadian Geotechnical Journal, August(1992).

(4)Robertson,P.K., and Campanella,R.G., "Liquefaction Potential of Sands Using the CPT",

ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol.111, No.3, March(1985).

(5)Shibata,T., and Teparaksa,W., "Evaluation of Liquefaction Potential of Soils Using Cone Penetration Tests", Soils and Foundations, Vol.28, No.2, June (1988).

(6)Seed,H.B., Idriss,I.M., and Arango,I., "Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data", ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, No.3, March(1983).

(7)Seed,H.B., Idriss, I.M., Makdisi,F., and Banerjee,N., "Representation of Irregular Stress Time History by Equivalent Uniform Stress Series in Liquefaction Analyses," Report No. EERC 75-29, EERC, U.C. Berkeley, California (1975).

(8)Miner,M.A., "Cumulative Damage in Fatigue," Transactions, ASME, Vol.67 (1945).

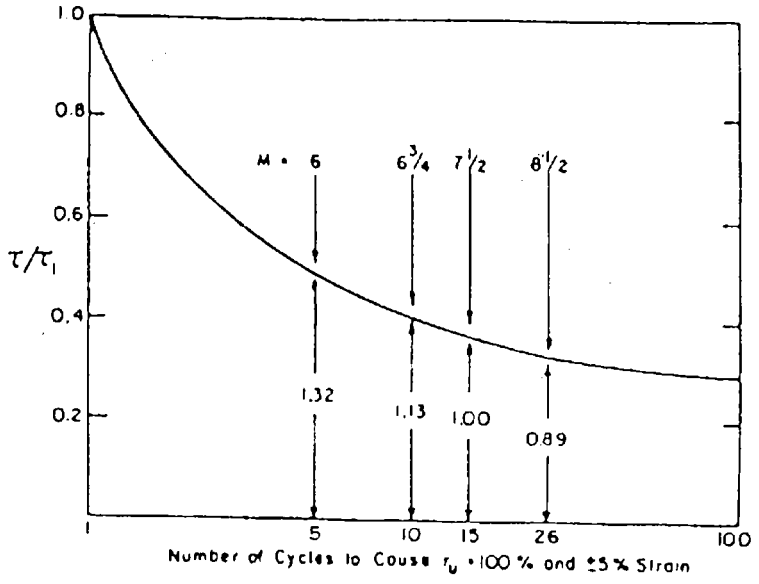


圖 3-1　Seed建議之代表性正規化液化曲線

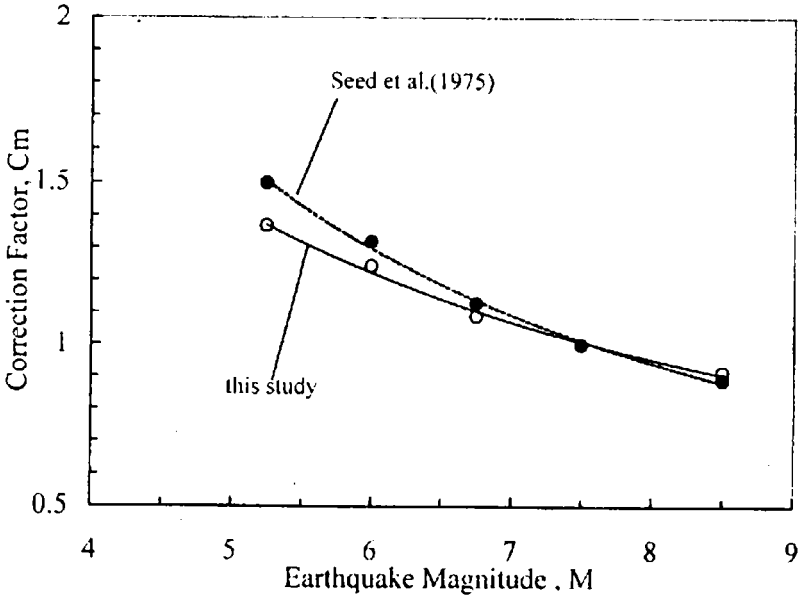


圖 3-2 各港區規模修正係數與地震規模之關係

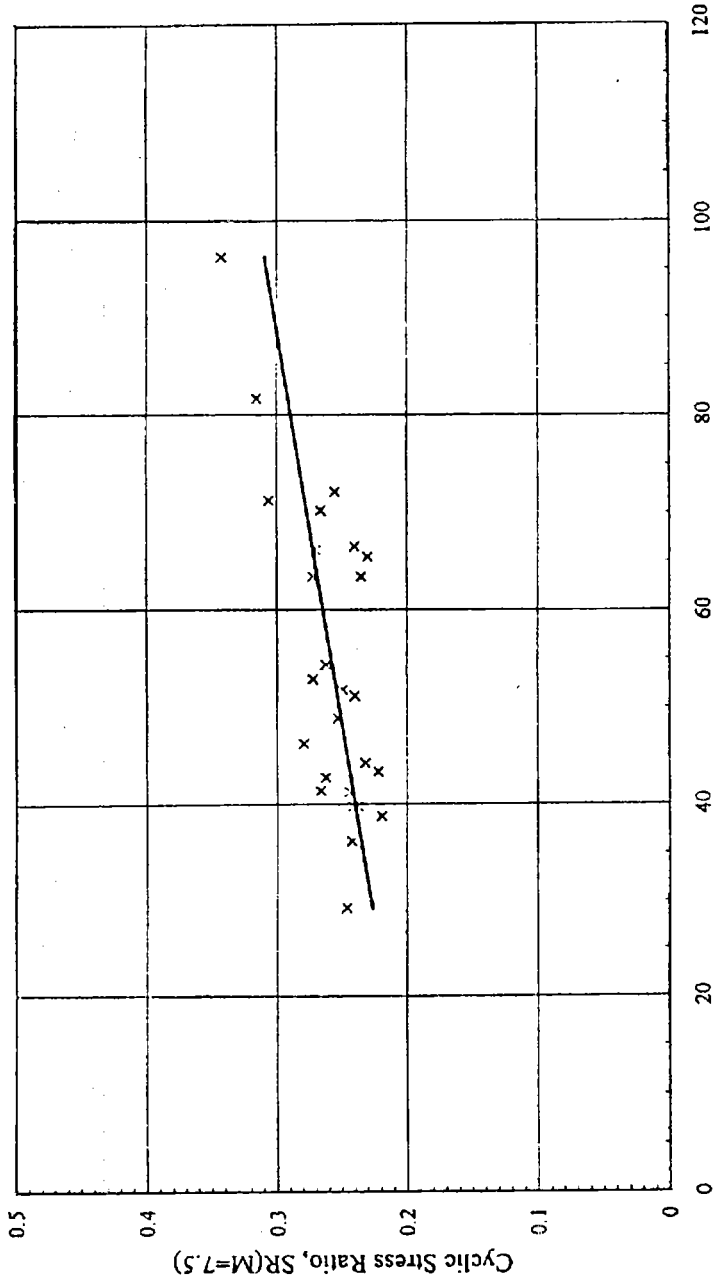


圖 3-3　各港區砂土液化強度$(SR)_{M=7.5}$與CPT－q_{c1}值之關係

台灣各港區地震引致土層之沉陷研究

賴聖耀　謝明志

執行單位：大地工程組
計劃編號：85-研（五）-2
全程期間：84/07/01~85/06/30
執行期間：84/07/01~85/06/30

摘　要

台灣恰處於世界最大且最活躍之太平洋地震帶西環，每年大小地震頻繁，地震時基礎構造物之不穩定，常常造成結構物損壞或喪失其使用功能，因此在港灣基礎構造物之設計時，均須考慮地震之影響。

由於基礎底面以下之土壤，在受到地震之動態作用力時，將使土壤產生體積壓縮，引致基腳沉陷，而往往又因土層分佈及特性之差異，使基礎產生可觀之差異沉陷，造成結構物損壞或喪失使用功能，故在地震區內，對差異沉陷較敏感及較重要之港灣基礎構造物，均應對其地震引致基礎土壤之沉陷問題加以重視。

本計劃爲一年之短期計劃，僅以現地標準貫入試驗 SPT-N 值初步評估台中港區之沉陷特性，建立台中港區不同地震規模引致區域性之沉陷圖，期能對台中港區港灣工程提供規劃設計之參考。於後續計劃中再對台灣其他港區之沉陷特性進行研究。

一、前言

台灣恰處於世界最大且最活躍之太平洋地震帶西環，每年大小地震頻繁，地震時基礎構造物之不穩定，常常造成結構物損壞或喪失其使用功能，因此在港灣基礎構造物之設計時，均須考慮地震之影響。

由於基礎底面以下之土壤，在受到地震之動態作用力時，將使土壤產生體積壓縮，引致基腳沉陷，一般砂土層於承受震動時，均有趨於緊密之現象，對於乾燥或低飽和度之砂土，因孔隙中空氣迅速被壓縮及擠出，而立即產生體積壓縮現象，對於飽和之砂土，則因孔隙水無法立即排出，逐有孔隙水壓累積增大現象，俟震動過後，則隨著超額孔隙水壓之消散，有再壓密現象而產生體積壓縮，此外飽和之粘土，在受到震動時，亦如飽和砂土一樣有再壓密現象發生，唯其孔隙水壓消散較慢，乃發生長期沉陷，且其沉陷量較砂土層爲大。

地震引致之沉陷，往往又因土層分佈及特性之差異，使基礎產生可觀之差異沉陷，造成結構物損壞，尤其港區貨櫃碼頭之貨櫃裝卸及堆置漸朝自動化設計，（如荷蘭鹿特丹港貨櫃碼頭之無人電動導引車（ AGV ）自動系統），碼頭地面少許之差異沉陷，皆易使碼頭自動化之機械設備損壞或喪失使用功能，故在地震區內，對差異沉陷較敏感及較重要之港灣基礎構造物或自動化之機械設備，均應對其地震引致基礎土壤之沉陷問題加以重視。

地震引致土壤之沉陷特性，可進行室內動力試驗與現地試驗研究之。室內試驗可利用動力三軸試驗或動力單剪試驗來模擬地震力作用下之土壤壓縮現象。現地試驗方面，可利用 SPT-N 值或 CPT-q_c 值評估土層沉陷特性，本計劃爲一年之短期計劃，僅以現地標準貫入試驗 SPT-N 值初步評估台中港區之沉陷特性，建立台中港區不同地震規模引致區域性之沉陷圖，期能對台中港區港灣工程提供規劃設計之參考，於後續計劃再對台灣其他港區沉陷特性進行研究。

二、相關文獻之探討

現地土壤承受反覆荷重作用所產生的壓密和液化問題，對大地工程師而言是一項重要而值得研究的問題。

土壤液化後，在其孔隙水壓消散過程將使得土壤產生壓密現象，而使基礎構造產生超額之差異沈陷，致使結構物發生破壞或傾斜現象。一般設計者可能會較爲注意淺層土壤之液化問題，其實較深層土壤液化時，雖不致直接影響基礎之支承力，但因超額孔隙水壓消散引致之沉陷，則可能影響結構物之安全，對於沉陷較爲敏感及重要之結構物於設計時應作適度之考慮。

根據 Lee & Albaisa(1974)整理多位學者之研究及實地觀測資料，發現不論飽和或不飽和之砂土層在強震或人造反覆剪應力作用時，均會產生沉陷現象；對於未發生液化之砂土層沉陷應變量均小於 1 %，而發生液化後產生之沉陷應變量將可達 2 %至 5 %， Ishihara et al.(1991,1996)亦提出抗液化安全係數與沉陷應變量之相關經驗圖，由該圖可明白液化程度與沉陷應變量之關係，或未液化情況（ Fl > 1.0 ）之沉陷應變量。 EERI(1986)提到在一些大地震中曾觀測得沉陷量達一公尺以上者，如 1906 年之舊金山及 1964 年之阿拉斯加大地震，而發生 5 公分至 30 公分之沈陷者則十分普遍。

而 1995 年 1 月 17 日之阪神大地震，造成神戶港區新生地(Port Island)液化後之沉陷，在無基礎構造物之廣闊地區平均液化後之沉陷爲 50 公分，最大者爲 90 公分；但在港區沉箱式碼頭背填土液化後之沉陷高達 3-4 公尺； Port Island 碼頭岸壁後 150 公尺以內，其基礎土壤液化造成地表差異沉陷，沉陷量由岸壁向碼頭後線遞減。

三、台中港區之沉陷分析

台中港位於台灣西部地震帶之中央區域，大小地震頻仍， 1935 年港區附近發生一次規模達 7.1 級之強烈地震，造成嚴重災害。港區地質屬於河川沖積層，爲一深厚之沈泥質細砂（ SM ）與薄層不良級配細砂（ SP ）或細砂質沉泥（ ML ）相間之沉積土層，新開發之海埔新生地亦多爲細砂與沉泥質細砂所組成，在強烈地震地用下，沖積土層與海埔新生地極易發生液化及沉陷而造成碼頭、防波堤等港灣工程破壞，因此對於港區土層液化及沉陷之分析，甚屬需要。

目前對土層沉陷之評估方法基本上與液化潛能評估法類似可歸爲兩種：(1)相關經驗法，即根據現地土層在過去地震作用下之沉陷行爲反應與現地進行調查資料（

如 SPT-N 值， CPT-qc 值等）之關係，(2)試驗分析法，係採取現地土樣於實驗室中進行動力試驗（如動力三軸試驗、動力單剪試驗或震動桌試驗）以瞭解土壤之體積壓縮行爲。

本文搜集台中港區現有鑽探資料 87 孔，共約 900 筆 N 值資料，其相關位置如圖 1 所示，分別以各種設計地震規模 M 及其可能發生之地表最大加速度 Amax ，利用 Tokimatsu & Seed(1987)所建議之體積應變與反復剪應力比及 N 值之相關經驗圖，分析各孔 20m 內各個深度之體積應變 ε_v ，再經由下列公式，計算各孔之沿陷量 Sd:

$$Sd=\int \varepsilon_v \cdot dz \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

本文分析各種地震規模引致台中港區之區域沉陷圖分別如圖 2 至圖 4 所示，其中圖 2 ，是以統計方法推估台中港區 100 年回復週期可能發生之地震規模及地表最大加速度，其所引致之沉陷等值圖。其餘各種地震規模引致台中港區之區域沉陷，如下所示： M = 5 ， Amax = 0.03g 時，其引致港區之最大沉陷量爲 21 公分，平均沉陷量爲 2.37 公分； M = 5.5 ， Amax = 0.05g 時，其引致最大沉陷量爲 22 公分，平均沉陷量爲 3.25 公分； M = 6.0 ， Amax = 0.075g 時，其引致最大沉陷量爲 24 公分，平均沉陷量爲 4.67 公分； M = 6.5 ， Amax = 0.1g 時，其引致最大沉陷量爲 26 公分，平均沉陷爲 6.76 公分； M = 7 ， Amax = 0.15g 時，其引致最大沉陷量爲 34 公分，平均沉陷爲 12.52 公分； M = 7.5 ， Amax = 0.25g 時，其引致最大沉陷量爲 55 公分，平均沉陷爲 28.68 公分。

圖 3 ，是以 1935 年台中港區附近曾發生歷年來之最大地震規模 M = 7.1 ，港區最大地表加速度 Amax = 0.15g 爲設計考慮之地震，其所可能引致港區之沉陷等值圖，由圖 3 顯示，其最大沉陷量爲 34 公分，平均沉陷量爲 12.83 公分。

圖 4 ，是以 1995 年日本阪神烈震 M = 7.2 ，其於神戶港區之最大地表加速度 Amax = 0.55g 爲台中港之設計地震，該次地震造成神戶港 80 %的碼頭全壞及半壞，其 150 座公用碼頭中，僅有 3 座耐震碼頭未受到災害，使整個神戶港遭受到毀滅性之打擊，若如此災害性之地震於台中港發生，則其可能引致港區之沉陷等值圖，如圖 4 所示，由圖 4 顯示，最大沉陷量爲 85 公分，平均之沉陷量爲 57.52 公分，此沉陷分析結果與神戶港之沉陷災害調查結果相當。

茲將以上各種設計地震可能引致台中港區之平均沉陷整理如表 1 所示。

綜合圖 2 至圖 4 沉陷等值圖整體觀之，台中港區有四處土質較爲鬆軟，極易因地震而造成較大之沉陷災害，其分別位於(1)北突堤之第 8 、 9 、 10 號碼頭，即第 1 貨櫃中心，(2)西碼頭區之 W10 、 W11 、 W12 號碼頭，(3)臨港工業專業區(Ⅱ)近安良港大排附近(4)南突堤之貨櫃基地。

圖 2 至圖 4 之分析結果，皆以港區爲廣闊無碼頭岸壁等港灣構造爲分析依據，據神戶港災害調查，於碼頭岸壁附近，於強烈地震下，因碼頭岸壁之側傾，背填土因液化而流失，將造成更大之沉陷。

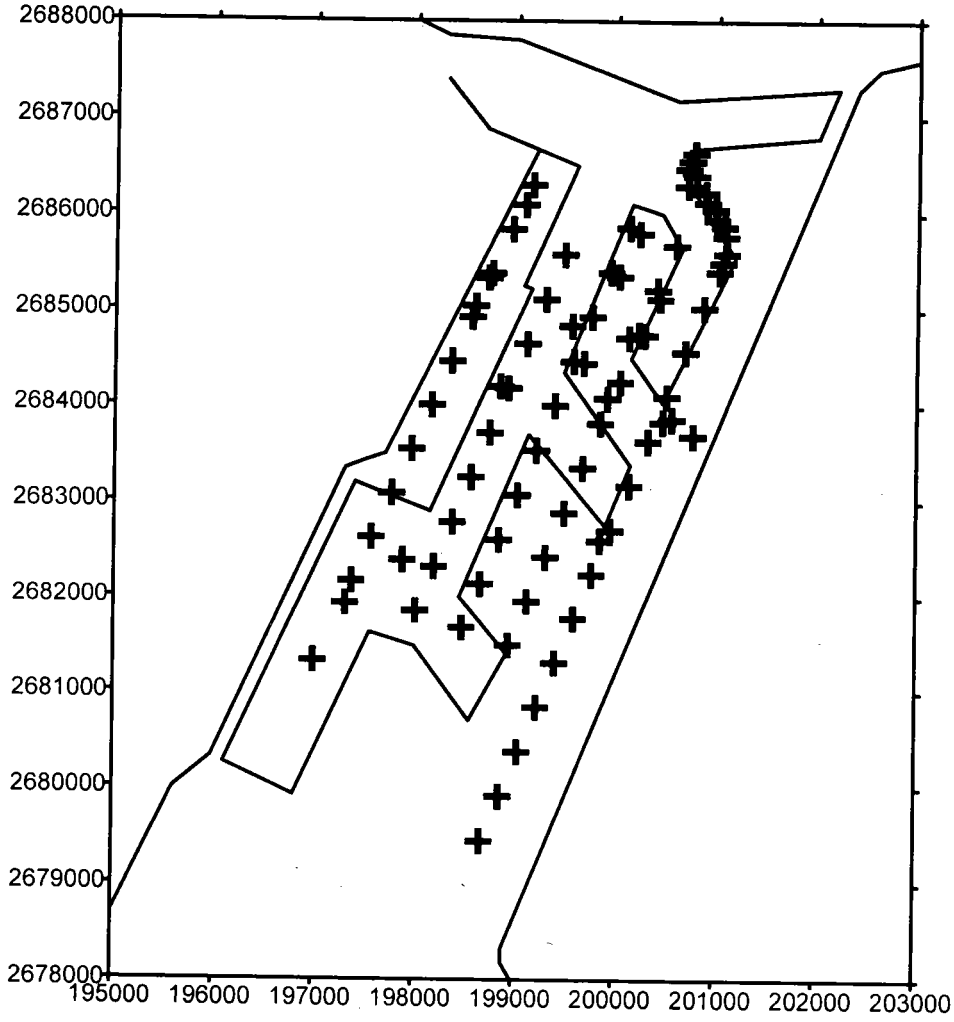


圖1 台中港區87孔鑽探資料位置圖

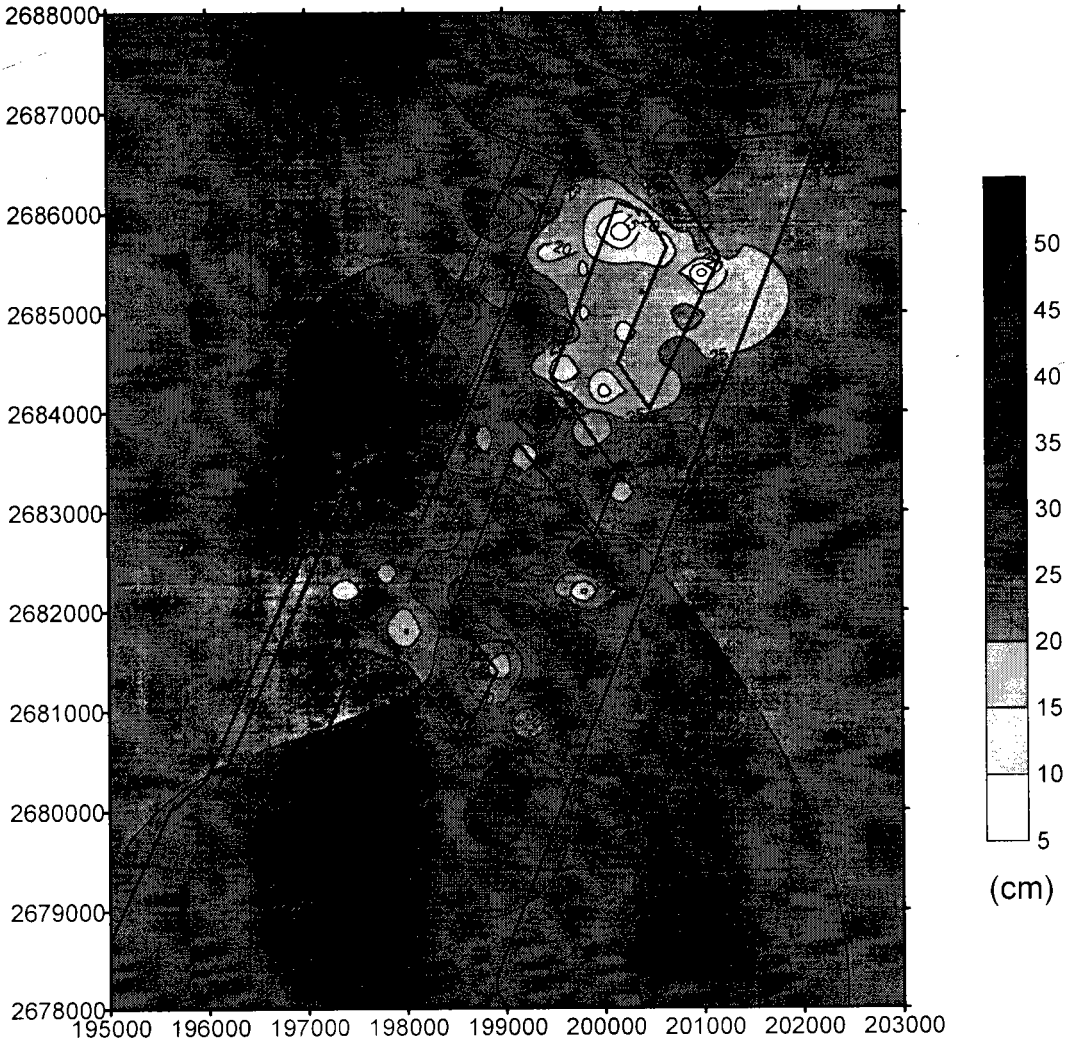


圖2 台中港區地震引致沉陷等值線（M＝7.5，Amax＝0.25g）

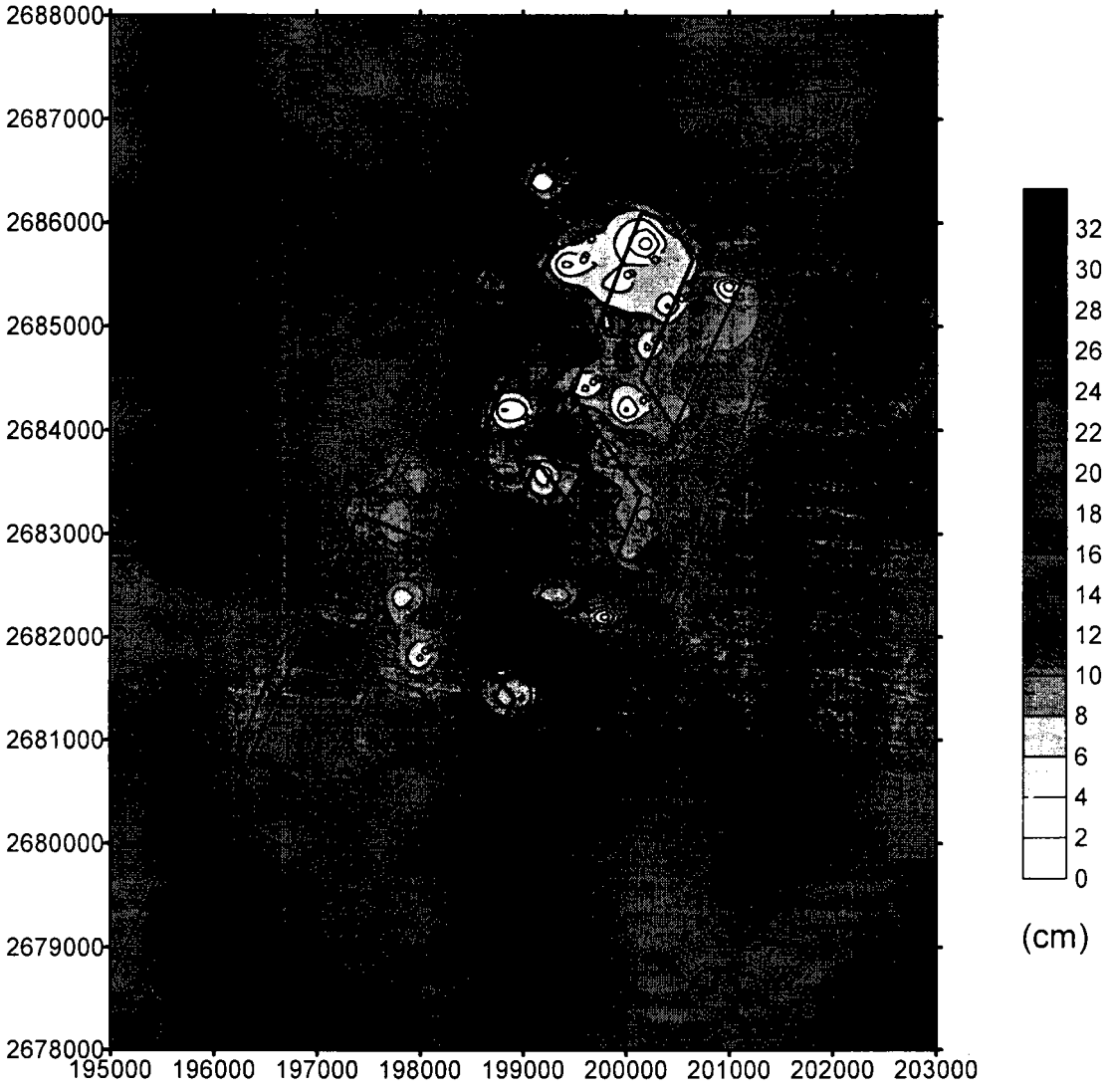


圖3 台中港區地震引致沉陷等值線（M＝7.1，Amax＝0.15g）
（1935年新竹、台中烈震之台中港區震度）

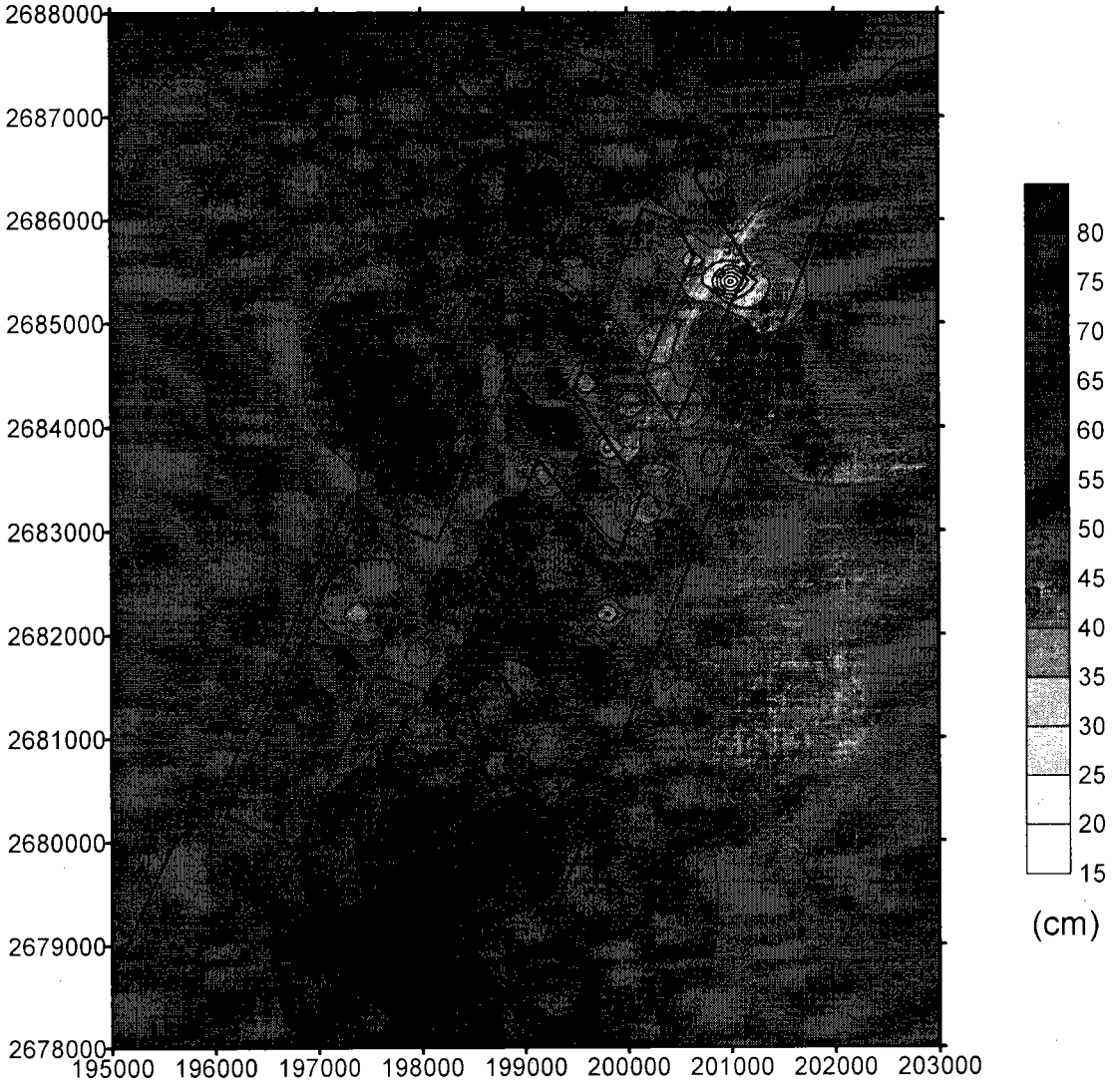


圖4 台中港區地震引致沉陷等值線（M＝7.2，Amax＝0.55g）
（1995年阪神烈震引致神戶港區之震度）

表1　台中港區各種設計地震引致土層之平均沉陷量

地震規模(M)	地表最大加速度(a max)	回復週期（年）	平均沉陷(cm)
5.0	0.03	3.5	2.366
5.5	0.05	7	3.248
6.0	0.075	15	4.673
6.5	0.10	30	6.761
7.0	0.15	50	12.523
7.5	0.25	100	28.680
7.1	0.15	※	12.828
7.2	0.55	※※	57.516

※ 1935 年新竹－台中烈震之台中港區震度

※※ 1995 年日本阪神烈震之神戶港區震度

四、結論與建議

1. 由本文台中港區域性之沉陷分析結果顯示，台中港有四處之土質較爲疏鬆，極易因地震而造成較大之沉陷災害，其分別位於(1)北突堤第 8 、 9 、 10 號碼頭(2)西碼頭區之 W10 、 W11 、 W12 號碼頭(3)近安良港大排之臨港工業專業區（ Ⅱ ）(4)南突堤之貨櫃基地規劃區。

2. 台中港區附近若再發生 1935 年之烈震（ M ＝ 7.1 ， Amax ＝ 0.15g ），港區最大沉陷量爲 34 公分，平均沉陷量爲 12.83 公分。

3. 台中港區若發生 1995 年日本阪神烈震（ M ＝ 7.2 ， Amax ＝ 0.55g ），港區之最大沉陷量達 85 公分，平均沉陷量達 57.52 公分，此結果與 1995 年神戶港之沉陷災害調查結果相當。

4. 本文另以各種地震規模 M = 5 、 5.5 、 6 、 6.5 、 7 、 7.5 及其可能發生之地表最大加速度 Amax = 0.03g 、 0.05g 、 0.75g 、 0.1g 、 0.15g 、 0.25g 分析台中港區域性之沉陷，其平均沉陷分別爲 2.37 公分、 3.25 公分、 4.67 公分、 6.76 公分、 12.52 公分、 28.68 公分。

5. 本文之 SPT-N 值資料，大多集中於已興建之碼頭，今後宜補充地質調查未興建之碼頭區，使區域性之沉陷分析更加完善。

6. 本文僅建立台中港區各種設計地震引致區域性之沈陷等值圖，於後續計劃宜對台灣其他港區之沉陷特性進行研究。

參考文獻

1. 台中港務局（ 1982 ）「台中港區地質調查與土壤液化研究」。

2. 李延恭，謝明志（ 1994 ）「台灣各港區地質調查分析及資料建檔研究」港灣研究所， 83-研（九）

3. 張慶龍（ 1988 ）「非均向壓密飽和砂土承受反覆荷重後體積應變特性」成功大學土木系碩士論文。

4. 賴聖耀，謝明志（ 1996 ）「台中港區土壤液化危險度分析與應用」八十五年度港灣大地工程研討會 PP.7-1 ～ 7-18

5. 賴聖耀（ 1990 ）「以標準貫入試驗值建立土壤液化潛能判別模式」中國土木水利工程學刊，第二卷，第四期， PP.301-311 。

6. 謝百鍾、柯鎮洋（ 1989 ）「基礎耐震設計新擬規範之精義」地工技術雜誌第 26 期，第 23-38 頁。

7. 顏宗瓊（ 1992 ）「反覆荷重下飽和砂土之累積應變比之探討」成功大學土木系碩士論文。

8. Ishihara, K., and Yoshimine, M., (1991). "Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes", Soils and foundations, Vol.32, No.1, pp.173-188.

9. Ishihara,K., Yasuda,S., and Nagase,H., (1996), "Soil characteristics and ground damage", Special Issue of Soils and Foundations, pp.109-118

10. Lee, K., and Albaisa, A., (1974), "Earthquake induced settlements in saturated sands," Journal of ASCE, Vol.100, GT 4, pp.387-405

11. Nagase,H., (1984), "Strength and deformation characteristics of sand subjected to irregular loading in multiple directions, " PhD dissertation to the University of

Tokyo, (in Japanese).

12. Nagase, H., and Ishihara, K., (1988), "Liquefaction-induced compation and settlement of sand during earthquakes, "Soils and Foundations, Vol.28, No.1, pp.66-76.

13. Ohara,S., and Matsuda,H., (1988), "Study on the Settlement of Saturated Clay Layer Induced by Cyclic Shear", Soils and Foundations, Vol.28, No.3.

14. Seed,H.B., and Silver,M.L., (1971), "Volume Changes in Sands During cyclic Loading", Jnl. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.97, SM9.

15. Seed,H.B., and Silver,M.L., (1972), "Settlement of Dry sands During Earthquakes", Jnl. Soil Mechanics and foundations, ASCE, Vol.98, SM4.

16. Soydemir,C., and Lecount,P.L., (1984), "Foundation design for potential liquefaction: A Case Study", Proc.8th World Conf. Earthquake Engg, San Francisco, California.

17. Tatsuoka,F., Sasaki,T., and Yamada,S., (1984), "Settlement in saturated sand induced by cyclic undrained simple shear, "Eighth World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, Vol.Ⅲ, pp.95-102.

18. Tokimatsu, K. and Seed,H.B. (1987), "Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking, "Journal of ASCE, Vol.113, GT8, pp.861-878.

19. Zeevaert,L. (1973), Foundation Engineering in Difficult Subsoil Condition, Van Nostrand-Reinhold Company, New York.

台灣各港區土壤液化潛能調查研究

陳圭璋

執行單位：大地工程組
計劃編號： 85-研（五）-3
全程期間： 83/07/01~85/06/30
執行期間： 84/07/01~85/06/30

摘　要

台灣位於環太平洋地震帶之西環大小地震繁,飽和鬆砂性基礎土層在地震作用下,有引致土壤液化現象之可能,因而造成各種嚴重災害,台灣西海岸地區將來國內多項重大工程很可能均規劃在此等地區進行,本研究計劃在西海岸重要港區進行較大數量之震測錐貫入試驗,藉以分析研判各地區土層之液化潛能,可提供政府單位在決定各工程計劃興建地址或評估工程經費之參考.

一、前言

台灣位於環太平洋地震帶之西環，大小地震頻繁，地震引致之動態性荷重，對飽和鬆砂性基礎土層，可能引致土壤液化現象，土壤發生液化現象時，地盤承載力頓時減小，其所承載之結構物，可能產生沉陷、傾斜或破壞，地下結構物可能因水壓太高而浮出地面，地底下之砂水混合物可能往上噴出地面，引致地盤下陷，產生裂縫或側移，穿過土壤液化區之管線常因此遭受破壞。每當強烈地震發生時，地下水較高之沖積砂土層極可能發生液化現象，尤其靠近海邊之地區，該現象更是可能

發生。去年初日本阪神大地震，亦造成人工填築海埔地發生土壤液化現象，使神戶商港嚴重受創。

台灣歷年來之地震亦曾有土壤液化之報導，惟均屬局部液化，並未造成大災害，但我們不能因此輕視地震引致土壤液化災害之嚴重性。台灣過去亦曾發生類似阪神地震規模之地震，在 1906 年之嘉義烈震及 1935 年新竹台中烈震其規模均超過 7 級以上，因此我們相信台灣發生大地震之可能性很大，地震災害之預防我們須加以重視。

爲避免地震造成重大工程設施之破壞，惟有於工程規畫階段，對工程地址作詳細之調查探測工作，以了解工程地址其基礎發生液化之可能性，而避免將工程結構設於高液化潛能地區，或者將該等土層改良，設法降低其液化潛能，以減少地震時發生土壤液化災害之產生。

目前國內爲促進經濟發展，提高國民生活水準，正積極進行六年國家建設計畫，其中多項計畫如西部濱海公路，港灣工程及大型工業區之開發等，均位於台灣西部海岸地區，因此該等地區將成爲政府從事重大經濟建設之處，台灣西海岸地區大都屬於沖積砂土層，很多開發區甚至是位於以水力回填築成之海埔新生地上，該等地區地震時發生土壤液化之可能性通常較大。對於海岸地區基礎土層若能有較詳盡之液化潛能資料，對各工程計畫在決定興建地址或評估工程經費將有甚大的助益。

二、以震測錐試驗評估土壤液化潛能

本研究採用 Seed 所建議之相關經驗法分析土壤之液化潛能，該法所使用之現地試驗，過去最常用者是標準貫入試驗 SPT-N 值，雖然建立有很多經驗法則，而且其應用情形也不錯，惟該試驗在設備及人員操作上甚難有一致之標準，因之有時造成試驗結果之未具代表性，進而影響液化潛能之評估結果。

荷式錐貫入試驗 CPT 在過去數十年經學者專家之研究發展與改進，使 CPT 由最初僅能量測錐頭阻力(Cone resistance)，而逐漸演變成能同時量測錐頭阻力、摩擦阻力(Local friction)、孔隙水壓、垂直度及溫度等之水壓錐 (Piezocone)，利用水壓錐試驗結果詮釋評估土壤液化潛能之方法近年亦逐漸發展成熟，加上 CPT 試驗大

都由機械操作，且其設備與試驗過程都有標準規範，因之可將人爲之錯誤減至最低，目前有逐漸取代 SPT 之趨勢。 Robertson 等學者爲改進水壓錐評估固結性(Cemented)砂土或過壓密粘土工程性質之能力，於水壓錐內部增設量測土層剪力波速之波動接收器(Geophone)，該種貫入錐頭我們稱之爲震測錐(Seismic cone)圖 2-1 爲其結構示意圖，而剪力波速亦爲一種評估土壤液化潛能之重要參數。

2.1 根據錐頭阻力評估土壤液化潛能

Seed (1971) 等多位學者曾建立由 SPT-N 值評估土壤液化潛能之方法，該方法是根據觀察地震前後現地土壤反應行爲所訂出 N 值與臨界反復應力比(CSR) τ_{av} ／δ_0'之關係圖如圖 2-2 所示，圖中$(N_1)_{60}$爲現地量測N值經正規化成 60 %自由落錘能力之修正值，該圖爲根據淨砂土(Clean sand)之行爲所建立之關係。土壤液化潛能是計算由圖 2-2 所得之土壤液化強度與土壤所承受之地震剪應力之比值，當比值小於一時，表示該土層在設計地震作用下具有液化潛能。 Seed 研究土壤液化問題時，發現飽和疏鬆砂土承受反復荷重後，孔隙水壓將逐漸增加，當孔隙水壓等於土壤之總應力而達到液化時，會產生無限量之變形，但隨砂土緊密程度之增加，其液化時之應變量將逐漸變小，亦即僅會引致有限量之變形，在工程規畫階段，若以基礎土層其液化潛能如何來選定結構物地址時，便須視結構物能忍受之變形量而定，若液化時土層之應變量不超過結構物能忍受之程度，該土層仍可視爲合適之施設地址。 Seed 爲便於工程上之應用，於圖 2-2 內更建立一組曲線供研判土層承受反復荷重產生液化時應變量之大小，該圖顯示當淨砂土(D_{50} = 0.25mm)且$(N_1)_{60}$小於 10 ～ 15 時，土壤液化將產生有限之變形量，通常其應變量將小於 20 %。

Douglas ， Seed 及 Robertson 等學者於從事研究錐頭阻力 q_c 與 SPT-N 值之關係時，發現各種土壤其 q_{c1} / $(N_1)_{60}$ 比值雖然不同，但同種類之土壤其比值常爲定值，且比值是隨土壤顆粒平均粒徑之增大而逐漸增加，其比值之分佈情形如圖 2-3 所示，爲工程應用安全之見， Robertson 建議淨砂土其 q_{c1} / $(N_1)_{60}$ 比值選用 5 ， q_{c1} 爲錐頭阻力經有效覆土壓力正規化之數值， $q_{c1} = q_c \cdot (\delta_0')^{-0.5}$ ， Robertson 根據 q_{c1} / $(N_1)_{60}$ 之比值，將圖 2-2 內之橫軸由$(N_1)_{60}$，轉換成 q_{c1} ，因之該圖亦能顯示修正錐頭阻力與臨界反復應力比 (CSR) 之關係， Robertson 認爲圖 2-2 僅適於有效覆土壓力小於 1.5 kg/cm^2 發生之液化現象，若土層有效覆土液壓力大於 1.5 kg/cm^2 時，於評估土層之液化潛能，須將該關係圖之剪應力比作適量之減小。圖 2-2 爲根據地震規模M＝ 7.5 及土壤爲乾淨砂土所建立評估土壤液化潛能之關係圖，若地震規模

不是 7.5 或砂土含有細料，則該關係圖須加以修正才能適用。

2.2 根據剪力波速研判土壤液化潛能

針對一定強度(Intensity)及延期(Duration) 之震動欲給剪力波速一界限值以判別某地區是否液化，通常須根據現地之量測資料，到目前爲止，雖然有關之量測數據仍然十分有限，但很多事實均清楚顯示剪力波速能作爲研判液化潛能之有效指數。

Robertson 根據加州 Imperial Valley 地區之現地資料，曾建議剪力波速之界限值爲 140m/sec 以判別液化及非液化區，剪力波速是孔隙比(Void ratio)與有效圍壓之函數，對某一定孔隙比之砂土(即固定密度) ，其剪力波速將隨深度而增加，因之欲訂出剪力波速 Vs 與臨界應力比 CSR 之關係圖以研判土層之液化潛能，其剪力波速須先經有效覆土壓力正規化再進行相關性分析。 Hardin 及 Drnevich 曾明白指出剪力波速爲有效覆土壓力之函數，通常正規化之剪力波速可以下式求取。

$$V_{S1} = V_S \left(\delta_0' \right)^{-0.25}$$

式中 V_S ： 剪力波速

V_{SL} ： 正規化剪力波速

δ_0' ：有效覆土壓力

圖 2-4 爲 Robertson 所建議用以研判土壤液化潛能之正規化剪力波速與臨界應力比關係圖， Robertson 研究發現細料含量對正規化剪力波速與臨界應力比 CSR 僅有些微影響，甚至無影響，此點爲以剪力波速來分析液化潛能較以 SPT-N 值或錐頭阻力 q_c 來分析爲佳之處。

三、現地震測錐試驗

台灣西部沿海各港區均位處在台灣西部地震帶內，本研究選定在經濟開發及工程上較重要之四個港區加以調查研究其土層之液化潛能，四個港區分別是台中港區、布袋港區、安平港區及高雄港區。台中港區計進行 22 孔之震測錐試驗，每孔

試驗深度約 30 米，其中 16 孔在第 16 號碼頭預定區， 16 個試孔分成二排，均與碼頭平行， 1 – 8 號試孔距碼頭線約 100 米，而 9-16 號試孔與第一排試孔相距約 60 米，其相對位置如圖 3-1 所示。台中港區另 6 個試孔則位在台中港西碼頭區之中油油庫附近，與碼頭線之距離約 100 米，分成二排，南北走向，孔距約 30 米。

高雄港區計進行 23 個試孔，其中 1-13 孔位在第 81 號碼頭區， 14-23 號孔則位在 78-80 號碼頭區，每孔深度約爲 25-30 米，相關位置如圖 3-2 所示。安平港區則位在第九、十號碼頭預定區之後線如圖 3-3 所示之填築區，計進行 17 個試孔，試孔順序由東向西漸增，孔距均約爲 50 米，試驗區爲東西走向全長約 600 米 。布袋港區之試孔則位在現有漁港南側之布袋海埔新生地第二期開發計劃區最靠海邊南北向之計劃道路上，計進行 8 個試孔，試孔順序由北向南漸增，孔距均約爲 70 米。

震測錐之試驗是將震測錐頭以靜力貫入土層內，可量測連續土層斷面之錐頭阻力 q_c，摩擦阻力 fs 及動態孔隙水壓 P_w 。若欲進行孔內震測試驗則於錐頭每向前貫入一公尺均先暫停，再以錘擊產生之剪力波進行孔內震測試驗。於台中港區除西碼頭區及試孔 9 、 11 及 12 外均進行震測試驗，至於高雄港區則僅於 1-13 號試孔進行震測試驗，布袋港區進行震測試驗者爲 1-4 號試孔，安平港區則除 13 試孔外均進行震測試驗。

四、試驗結果分析與討論

4.1 以錐頭貫入阻力評估土壤液化潛能

本研究利用 Seed & Robertson 所建議之經驗分析法來評估各地區土層之液化潛能，根據過去甚多研究資料顯示，具有液化潛能之土層深度少有超過 25 米者，因之本研究僅就各試孔深度 25 米以內之土層分析探討其液化潛能，現就各地區土層斷面變化及液化潛能分佈情形分別說明如下：

1. 台中港區

本地區分析研判土層之液化潛能所使用之地震規模M爲 7.0 級，最大地表加速度 A_{max} 爲 0.15g 。

A.第 16 號碼頭預定區

本區計進行 16 個試孔，分成二排，兩排相距爲 60 米，以錐頭阻力分析研判土層之液化潛能，本地區深度 25 米內之土層剖面大致可分成七個次層，說明如下：

第一次層　SM(非液化土層)

本次層爲厚約 2 米之表面土層，錐頭阻力爲 60-120 kg/cm^2，爲緊密之沉泥質砂土層，未具有液化潛能。

第二次層　ML(非液化土層)

本次層爲厚約 1.5-2 米之黏土質沉泥，錐頭阻力爲 20-30 kg/cm^2，未具有液化潛能。

第三次層　SM(液化土層)

本次層爲深度約從 4 米起，厚度爲 7-9 米之沉泥質砂土層，依錐頭阻力之變化本次層大致可分成上下二層，上層之錐頭阻力較高爲 60-80 kg/cm^2，未具有液化潛能，下層之錐頭阻力爲 50-60 kg/cm^2，爲較疏鬆之砂土層，具有液化潛能，本次層偶夾有黏土薄層。

第四次層　CL(非液化土層)

本次層爲厚約 1-2 米之黏性土層，其錐頭阻力僅約 20 kg/cm^2，但不具有液化潛能。

第五次層　SM(液化土層)

本次層爲沉泥質砂，夾有薄黏土層，深度約從 13 米起，厚度約爲 7 米，其錐頭阻力爲 40-120 kg/cm^2，錐頭阻力從北邊試孔 1 、 9 往南有逐漸減少之趨勢，且第二排試孔 P9-P16 之錐頭阻力較第一排試孔 P1-P8 爲高，本次層除錐頭阻力較高之北側幾個試孔外，大都具有液化潛能。

第六次層　CL (非液化土層)

本次層爲厚約 1-2 米之黏性土層，錐頭阻力約爲 15-40 kg/cm^2，本土層不具有液化潛能。

第七次層　SM（非液化土層）

本次層爲深度 22 米以下至 25 米均屬之，爲沉泥質砂，其錐頭阻力大都高於 100 kg/cm^2，爲較緊密之砂土層，未具有液化潛能。

B.西碼頭區：

本區計進行 6 個試孔，依錐頭阻力評估土層之液化潛能，其土層剖面大致可分成六個次層，說明如下：

第一次層　SM(非液化土層)

本次層爲厚約 2 米之表面土層，爲沉泥質砂，其錐頭阻力爲 40-120 kg/cm^2，本土層未具有液化潛能。

第二次層　SM(液化土層)

本次層爲厚約 2 － 3 米之沉泥質砂，間雜有黏土層，部份試孔該間雜之黏土層甚至厚達 1 米，本土層之錐頭阻力約爲 10-60 kg/cm^2，爲較疏鬆之砂土層，具有液化潛能。

第三次層　SM(液化土層)

本次層爲深度從 4 - 6 米起而厚度約爲 5 - 6 米之沉泥質砂，其錐頭阻力爲 40 - 70 kg/cm^2，屬於疏鬆砂土層，具有液化潛能。

第四次層　SM(非液化土層)

本次層爲厚約 6 米之沉泥質砂，其錐頭阻力爲 60-100 kg/cm^2，屬於緊密之砂土層，本土層未具有液化潛能。

第五次層　CL(非液化土層)

本次層爲 1-2 米厚之黏性土層，位在深度約 20 處，其錐頭阻力約爲 5 - 20

kg/cm^2，未具有液化潛能。

第六次層　SM(非液化土層)

深度約爲 20-25 米間之沉泥質砂土層屬於本次層，此土層間雜有黏土薄層，甚至變爲沉泥與黏土之互層，其錐頭阻力爲 60-100 kg/cm^2，本土層不具有液化潛能。

2. 布袋港區

本區計進行 8 個試孔，試孔分佈爲南北走向，全長計約 500 公尺，使用 7.0 級之地震規模及 0.12g 之地表最大加速度分析土層之液化潛能，本區深度小於 25 米之土層剖面大致可分成五個次層，說明如下：

第一次層　SM(部份試孔爲液化土層)

本次層土壤爲沉泥質砂，厚度約爲 2-4 米，錐頭阻力爲 30-60 kg/cm^2，其中試孔 PD08 於本次層之錐頭阻力較低爲 30 kg/cm^2，其它各試孔均爲 60 kg/cm^{2}以上，故僅試孔 PD08 於本次層爲疏鬆砂土層，具有小量之液化潛能。

第二次層　SM(非液化土層)

本次層厚度約 4-5 米之沉泥質砂，其錐頭阻力爲 60-80 kg/cm^2，故本層土壤爲不具液化潛能之緊密砂土，部份試孔於本次層內夾有 1-2 米厚之黏土層，亦不具液化潛能。

第三次層　CL 夾雜 SM(部份試孔爲液化土層)

本次層爲厚度約 8 米而錐頭阻力很小之軟弱黏性土層，本層土壤未具有液化潛能，於本次層內間雜夾有砂土層，於試孔 PD07 夾雜之砂土層錐頭阻力低於 50 kg/cm^{2}以下，爲疏鬆砂土層具有液化潛能，其它各試孔於本次層均未具液化潛能。

第四次層　SM(非液化土層)

本次層爲厚度約 1.5-4 米之沉泥質砂，其錐頭阻力爲 60-140 kg/cm^2，屬緊密性之砂土層，未具有液化潛能。

第五次層　CL(非液化土層)

本次層爲厚度約 4-6 米之軟弱黏性土層，其間夾雜有沉泥質砂，無論黏土層或間雜之砂土層均不具液化潛能。

第六次層　SM(非液化土層)

本次層爲較緊密之沉泥質砂，其錐頭阻力爲 60-100 kg/cm^2，土層未具有液化潛能。

3.安平港區

本試驗地區計進行 17 個試孔，試孔爲東西走向延伸約有 600 米，根據 CPT 試驗可知整個試驗地區土層剖面之變化不大，以錐頭阻力評估土層液化潛能，本地區於深度小於 25 米內之土層剖面可分六個次層，分析土層液化潛能是使用 7.0 級之地震規模及 0.12g 之地表最大加速度，現就六個次層說明如下：

第一次層　SM/ML(非液化土層)

本次層厚度約爲 2 米，屬於砂質沉泥，黏性細顆粒含量較多，因其表面土層水分受到蒸發，含水量低，錐頭阻力約爲 80-140 kg/cm^2，爲較緊密沉泥層，未具有液化潛能。

第二次層　SM(液化土層)

本次層爲厚約 2 米之沉泥質細砂，錐頭阻力小於 20 kg/cm^2，爲極爲疏鬆之砂土層，因此本層具有液化潛能。

第三次層　CL(非液化土層)

本次層爲厚約 1 米之軟弱黏性土層，錐頭阻力很低，但未具有液化潛能。

第四次層　SM/ML(非液化土層)

本次層爲厚約 2-3 米之沉泥質細砂或砂質沉泥，依 CPT 試驗結果研判，位在最東邊之試孔 APH01 其顆粒之沉泥及黏土質含量較低，土壤分類屬 SM ，其錐頭阻力約爲 60 kg/cm^2，漸往西邊之試孔，其土層漸變爲含有細黏土顆粒較多之砂質沉泥，此時錐頭亦逐漸變小，本次層均不具液化潛能。

第五次層　CL 夾雜 SM(夾雜液化土層)

本次層爲厚度約 5 米之軟弱黏土層，基本上錐頭阻力不大，但不具液化潛能，大部份之試孔於深度 8.5 或 9.0 米處夾有一厚約 1 米之砂土層，其錐頭阻力較低爲 35-50 kg/cm^2，此一夾雜砂土層爲疏鬆土層，具有液化潛能。

第六次層　SM(非液化土層)

本次層爲沉泥質砂土層，深度從 13 米至 25 米，均屬此層，有些試孔在深度約 20 米處夾有一米厚之黏土層，本土層之錐頭阻力大致成二段之階梯狀增加，其二個範圍分別爲 80 及 100 kg/cm^2，本次層因錐頭阻力較高，屬較緊密之砂土層，不具有液化潛能。

4.高雄港區

本研究於高雄港第五貨櫃中心計進行 23 孔之 CPT 試驗，分佈於 78- 81 號碼上，根據試驗結果得知於 81 號碼頭與 78-80 號碼頭之土層剖面並不相同，爲研判土層之液化潛能將試孔分成 81 號碼頭與 78-80 號碼頭兩組進行，本地區使用 7.0 級之地震規模及 0.12g 之地表最大加速度分析土層之液化潛能。

A.81 號碼頭區

本區計進行 13 個試孔之 CPT 試驗，其孔號爲 KH01-KH13 ，依錐頭阻力分析

研判本區土層剖面於深度 25 米內可分成三個次層，說明如下：

第一次層　ML/CL(非液化土層)

本次層爲 1 米厚之表面土層，因水分蒸發之故，含水量低，爲堅硬之黏土質沉泥或沉泥質黏土，錐頭阻力爲 60-120 kg/cm^2，未具有液化潛能。

第二次層　CL(非液化土層)

本次層爲厚度約 4-6 米之軟弱性土層，其錐頭阻力很低，大約爲 5 kg/cm^2，本土層不具有液化潛能。

第三次層　SM(液化土層)

本次層爲沉泥質砂，夾雜有黏土薄層，深度 6 或 7 米以下至 25 米均屬本次層，本層錐頭阻力大致成階梯狀分成二至三個範圍，隨深度增加而變大，錐頭阻力爲 50-110 kg/çm^2，在深度約 10 米至 15 米之土層，大部分試孔其錐頭阻力僅約 50 kg/cm^{2}該土層具有液化潛能，試孔 KH8 在深度 13.5 米以下至 25 米其錐頭阻力降至 35 kg/cm^2,故該孔之液化土層深達 23 米。

B.78-80 號碼頭區

本區計進行 12 個試孔，依錐頭阻力研判土層液化潛能土層剖面可分成三個次層，說明如下：

第一次層　ML/CL(非液化土層)

本次層爲 2 米厚之表面土層，含水量低爲堅硬之黏土質沉泥或沉泥質黏土，其錐頭阻力較高爲 60-120 kg/cm^2，不具有液化潛能。

第二次層　CL(非液化土層)

本次層爲黏性土層，厚度較 81 號碼頭處爲厚，約爲 5-11 米，在 78 號碼頭處之試孔 KH14-KH16 其錐頭阻力較小爲 5 kg/cm^{2}以下,在 79-80 號碼頭之試孔 KH17-KH23 其錐頭阻力則爲 35 kg/cm^2，本土層均不具液化潛能，試孔 KH14 在本

次層上有一厚約 3 米之細砂層，其錐頭阻力僅爲 20 kg/cm^2，爲具液化潛能之疏鬆砂土層。

第三次層　SM(78 號碼頭區爲液化土層)

本次層爲沉泥質砂，深度在 11-13 米以下至 25 米均屬此層，錐頭阻力隨深度成階梯狀之增加，約爲 50-80 kg/cm^2，在 78 號碼頭之試孔 KH15–KH17 其在緊接第二次層部份錐頭阻力較小，具有液化潛能，其它在 79–80 號碼頭之本次層均不具液化潛能。

4.2 以剪力波速評估土壤液化潛能

Robentson(1990)曾以加州 impeial Valley 地區地震規模 6.5 級地表最大加速度 0.17g 之地震，其於現地造成土壤液化之資料，認爲讓地區在深度 20 呎以內之土層其剪力波速若小於 140m/sec 則地震時會產生液化，本研究將前述利用 Seed 經驗分析法評估具有液化潛能土層之剪力波速加以正規化後與該土層地震時將承受之剪應力繪製如圖 4-1 ，圖中顯示具液化潛能土層之剪力波速範圍很廣，無法定出一臨界剪力波速來界定土層是否具液化潛能。但圖中顯示安平港區之全部及少部分台中港區及高雄港區之數據點其剪力波速均小於 150 m/sec ，經查該等數據點之土層其深度大都在 10 米以內，因此我們認爲土層之深度若小於 10 米，則似乎可以 150m/sec 當作研判土層是否液化之臨界剪力波速。圖 4-1 內還顯示本研究所得之大部份數據點均落在由 Robentson 所建議之地震規模 7.0 級之液化界限曲線之下面，而應屬非液化區，此等顯與前述由 Seed 經驗法之結果不符，我們認爲該界限曲線是 Robentson 根據加州地區之地震與土壤特性所定出，可能無法適用於台灣地區之土層，欲定出該界限曲線唯有國內多收集地震後現地土壤發生液化之資料並配合進行未擾動試樣之室內動三軸試驗所得資料，才能達成。

五、結論與建議

1. 台中港區使用地震規模 M=7.0 及地表最大加速度 Amax=0.15g 分析研判土層之液化潛能，於第 16 號碼頭預定區，深度 25 米以內之土層剖面大致可分成七個層次，具有液化潛能者爲第三及第五次層，第三次層爲在深度約 10-12 米間係疏鬆沉

泥質砂其錐頭阻力爲 50-60 kg/cm2 ，第五次層係在深度 14-21 米間，各試孔深淺厚薄不一，亦具有液化潛能。於西碼頭區土層剖面可分成六個次層，第二及第三次層具有液化潛能，其深度約在 2-12 米間。

2.布袋港區分析土層液化潛能之地震規模爲 7.0 級，地表最大加速度爲 0.12g ，本地區土層抗液化之強度均不差，僅在試孔 PD08 之表面土層其錐頭阻力較低爲 30 kg/cm^{2}及試孔 PD07 在深度 11-18 米夾雜之砂土層較疏鬆，兩者具有液化潛能。

3.安平港第九、十號碼頭預定區其土層剖面變化不大，使用 M=7.0 及 A_{max}=0.12g 分析土層之液化潛能，土層剖面在深度 25 米內大致可分成六個次層，具有液化潛能者爲第二及第五次層，深度在 2–4 米間之第二次層其錐頭阻力小於 20 kg/cm^2 ，爲具有較高液化潛能之疏鬆沉泥質砂，第五次層爲厚度約 5 米之軟弱黏土層，本不具液化潛能，但在深度約 9 米處夾有約 1 米厚之沉泥質砂其錐頭阻力僅爲 35-50 kg/cm^2 ，具有不低之液化潛能。

4.高雄港第五貨櫃中心分析土層液化潛能使用之地震規模爲 7.0 級，地表最大加速度爲 0.12g，土層剖面於深度 25 米內可分成三個次層， 79 及 80 號碼頭區之試孔其土層均不具液化潛能， 78 號碼頭區試孔 KH15 – KH17 在緊接黏性土壤之第二次層之下第三次層的較淺部份其錐頭阻力較小具有液化潛能，在 81 號碼頭後線之 13 個試孔，其第三次層在深度約 10–15 米間具有液化潛能，試孔 KH15 及 KH11 因錐頭阻力較小，液化潛能層之深度更達到 20–23 米。

5.震測錐爲一極佳之現地試驗工具，能偵知土層連續變化剖面，對夾雜薄土層亦能精確分辨，黏性土層內若夾雜約一米厚疏鬆具有液化潛能之砂土層，若用過去 SPT 之試驗方法，便難以獲得正確之相關資料來研判土層之液化潛能，加上震測錐試驗之人爲誤失因素較少，故以震測錐試驗結果研判土壤液化潛能應是一種極佳之方法。

6.欲定出一臨界剪力波速來界限土層是否具液化潛能，由本研究結果顯示是無法達成，但試驗土層深度在 10 米以內，似乎可以 150m/sec 當作臨界剪力波速來研判土層是否液化。

7.研究結果顯示 Robertson 建議之液化界限曲線無法應用於我們台灣地區，欲定出該曲線，唯有靠我們自己多收集地震後現地土壤液化現象之相關資料及進行未擾

動試樣之動三軸試驗，才能達成。

六、參考文獻

1. Seed, H.B. and Idriss, I.M. "Simplified Procedure forEvaluating Soil Liquefaction Potential", Journal of SMFE, ASCE, Vol.97, No. SM 9, Sept. 1971, PP.1249-1273.

2. MING-TUNG HSU, 〝Engineering Seismological Consideration〞地震工程研習會, 1981, 12.

3. P.K.Robertson, 〝Recent Advances in Earthquake Design Using Laboratory and Insitu Tests〞 1990, 2.

4. Robertsou, P.K. and Campanella, R.G.(1985) "Liquefaction of Sands Using CPT", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 111, GT3, PP.384-403.

5. Robertson P.K. and Campanella, R.G.(1983), "SPT-CPT Correlations", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.109, GT 11, PP. 1449-1459.

6. Seed, H.B.(1979), "Soil Liquefoction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE,Vol. 105, GT2, PP. 201-255.

7. 台中港務局, 〝台中港地質調查與土壤液化研究〞 1981, 6.

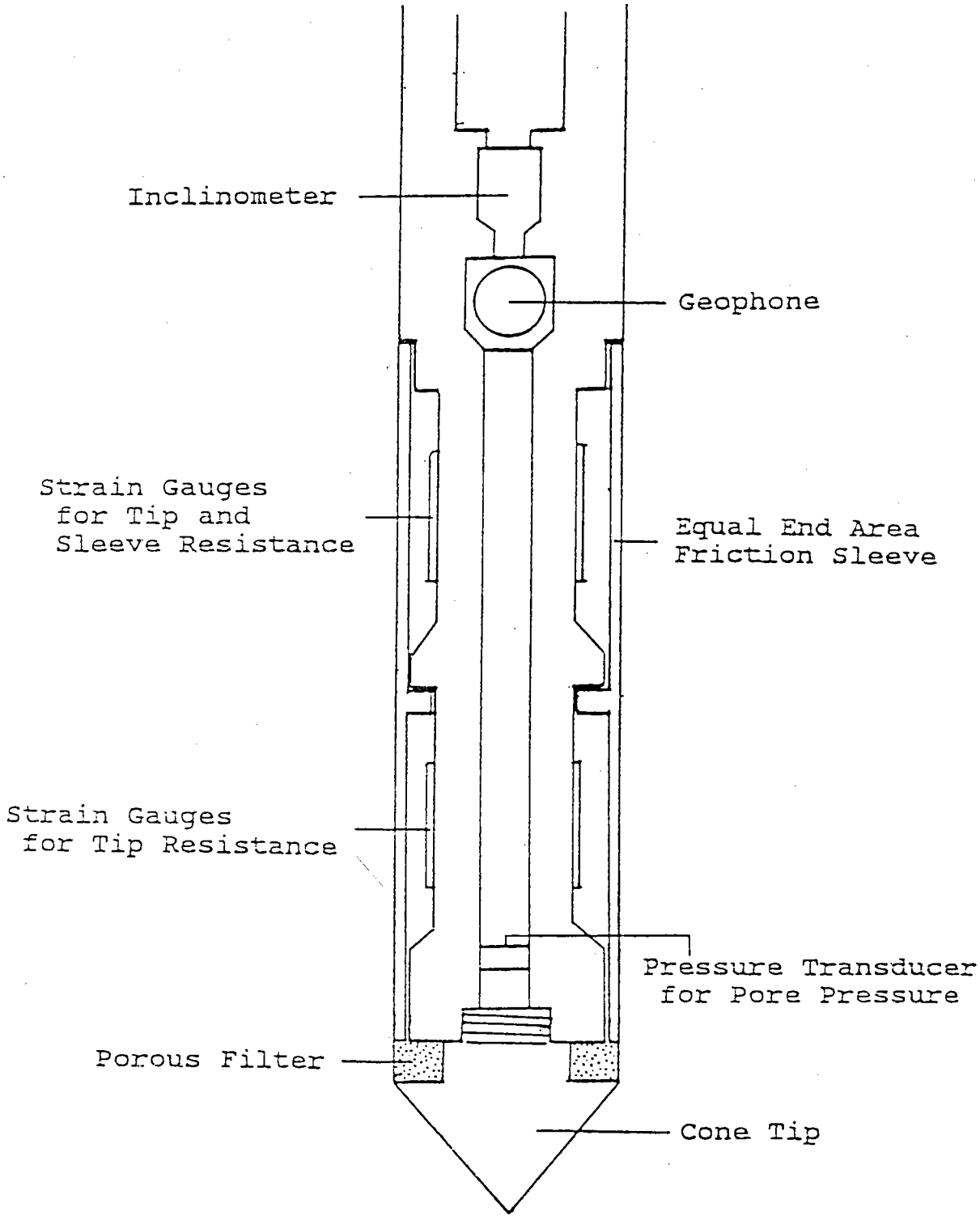


圖 2-1 震測錐結構示意圖

CORRELATION FOR "CLEAN SANDS"

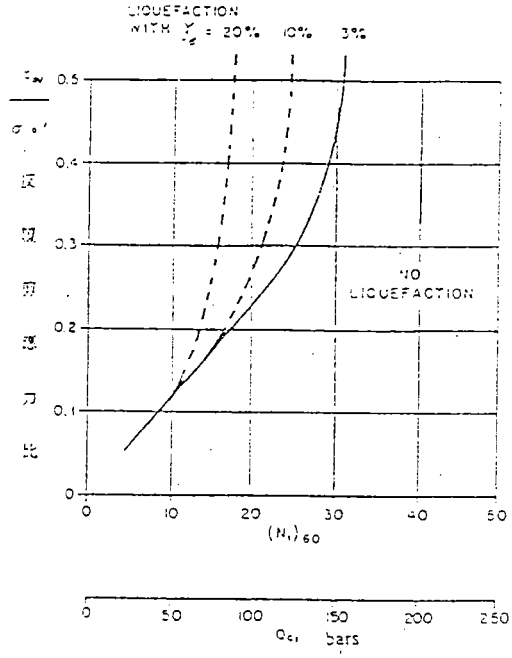


圖 2-2 以 SPT-N 值或錐頭阻力 Q_{c1} 評估淨砂土之液化潛能

BASED ON ENERGY RATIO OF 60% (N_{60})

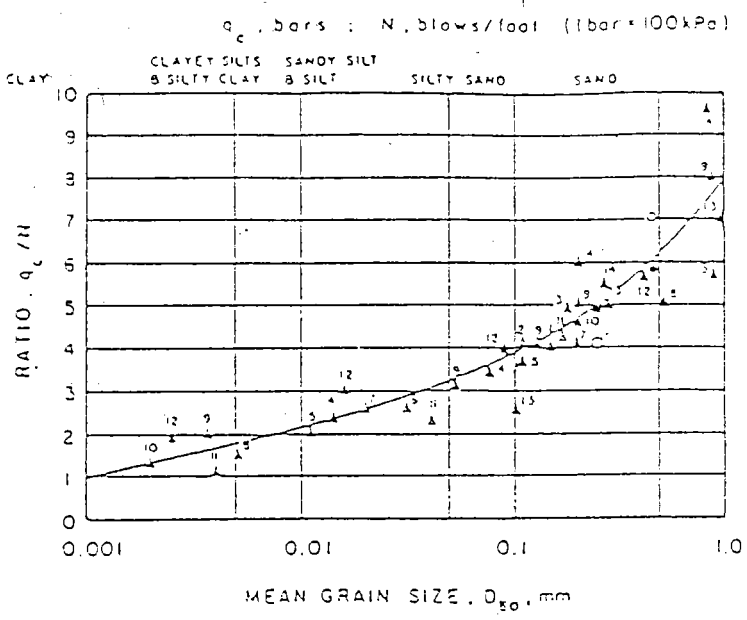


圖 2-3 q_c/N 隨顆粒平均粒徑變化圖

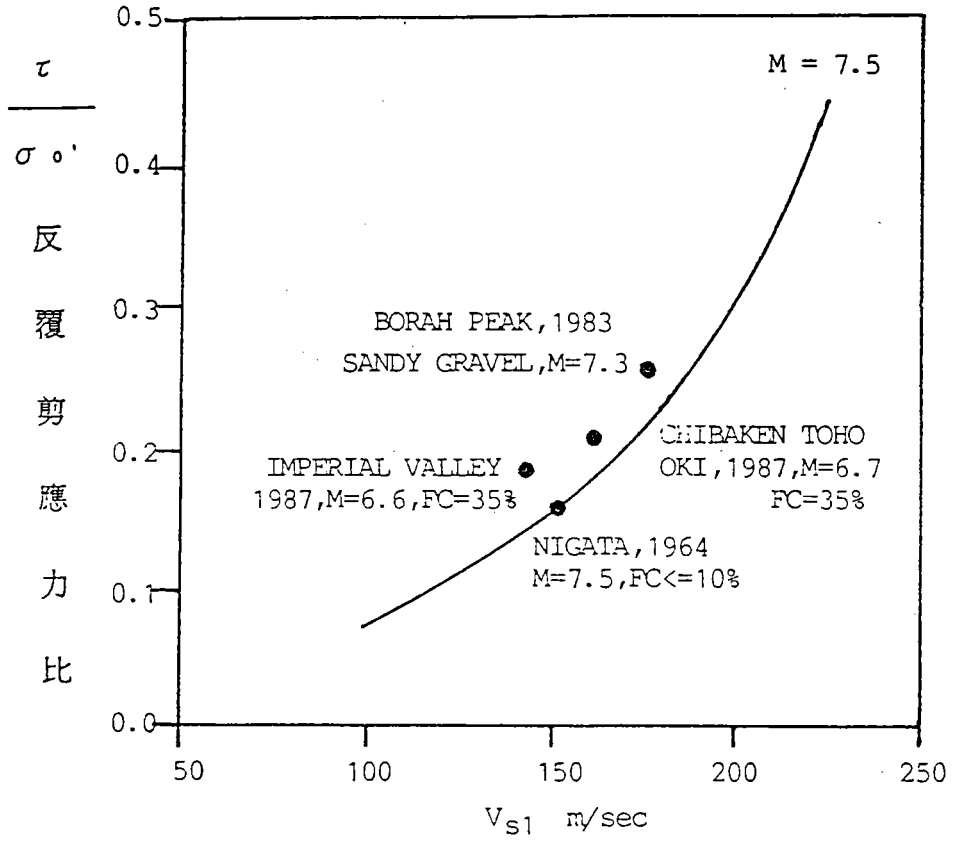


圖 2-4 剪力波速與臨界反覆剪應力關係圖

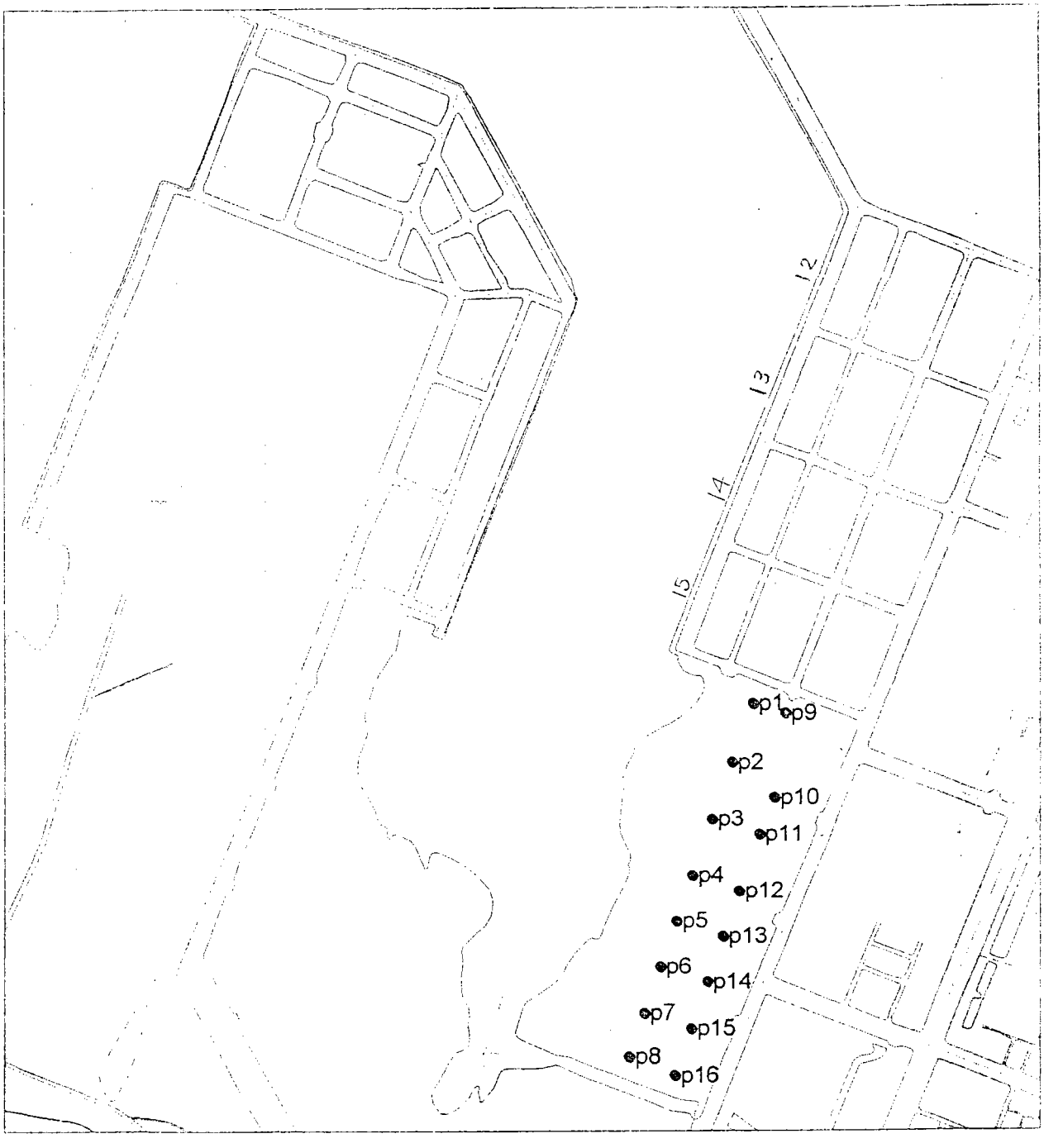


圖 3-1 台中港 16 號碼頭區試孔位置圖

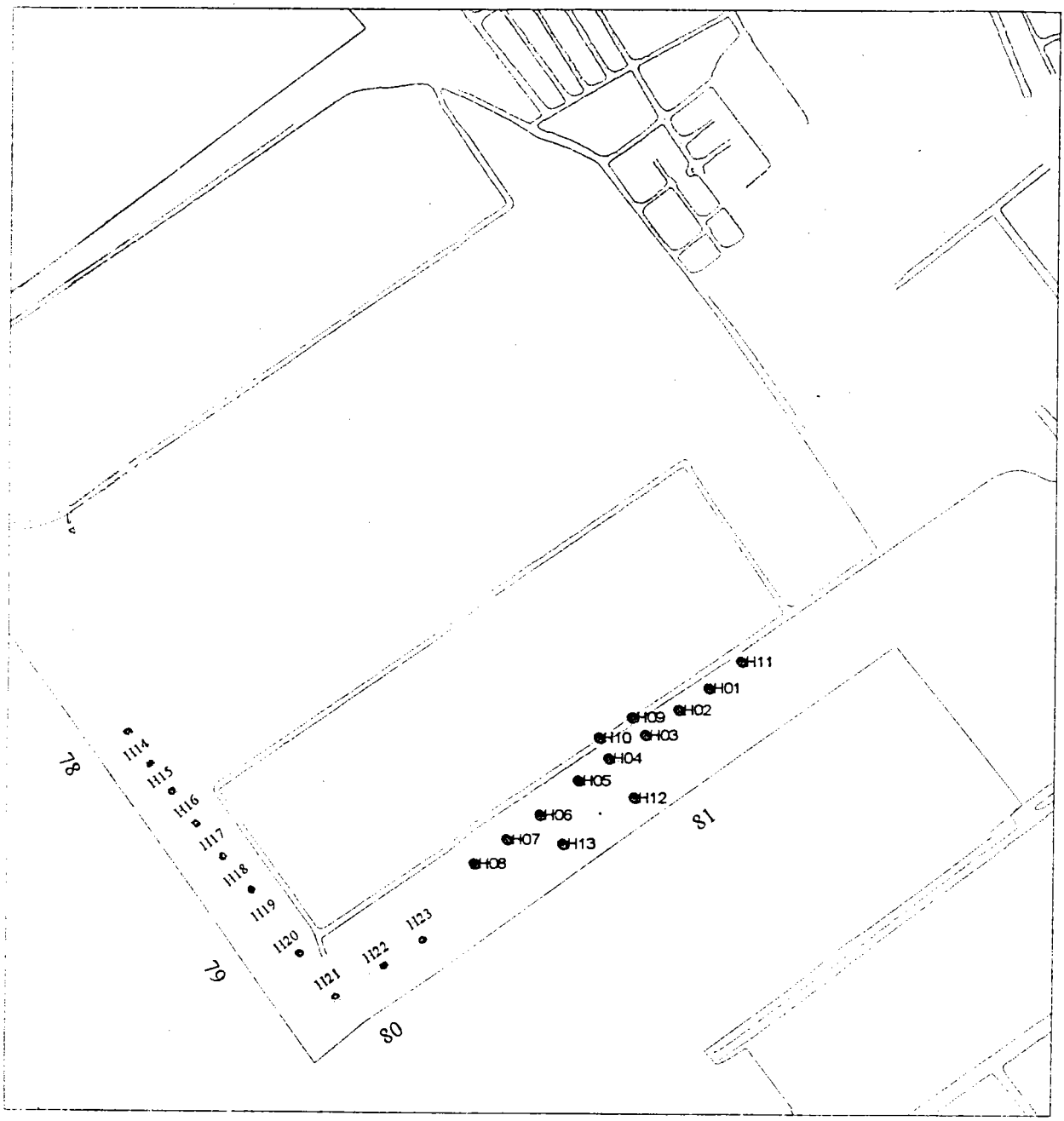


圖 3-2 高雄港區震測錐試驗孔位圖

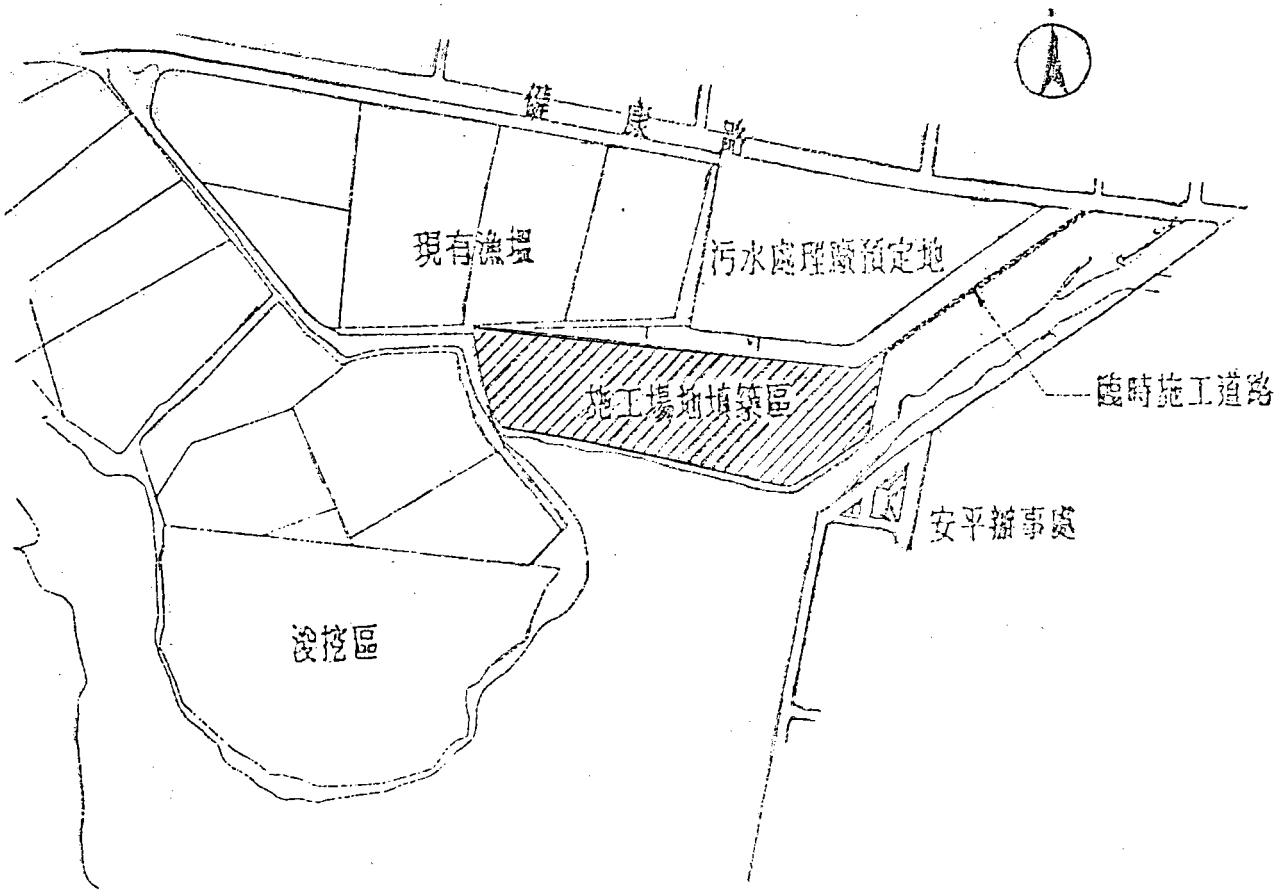


圖 3-3 安平港區震測錐試驗位置圖

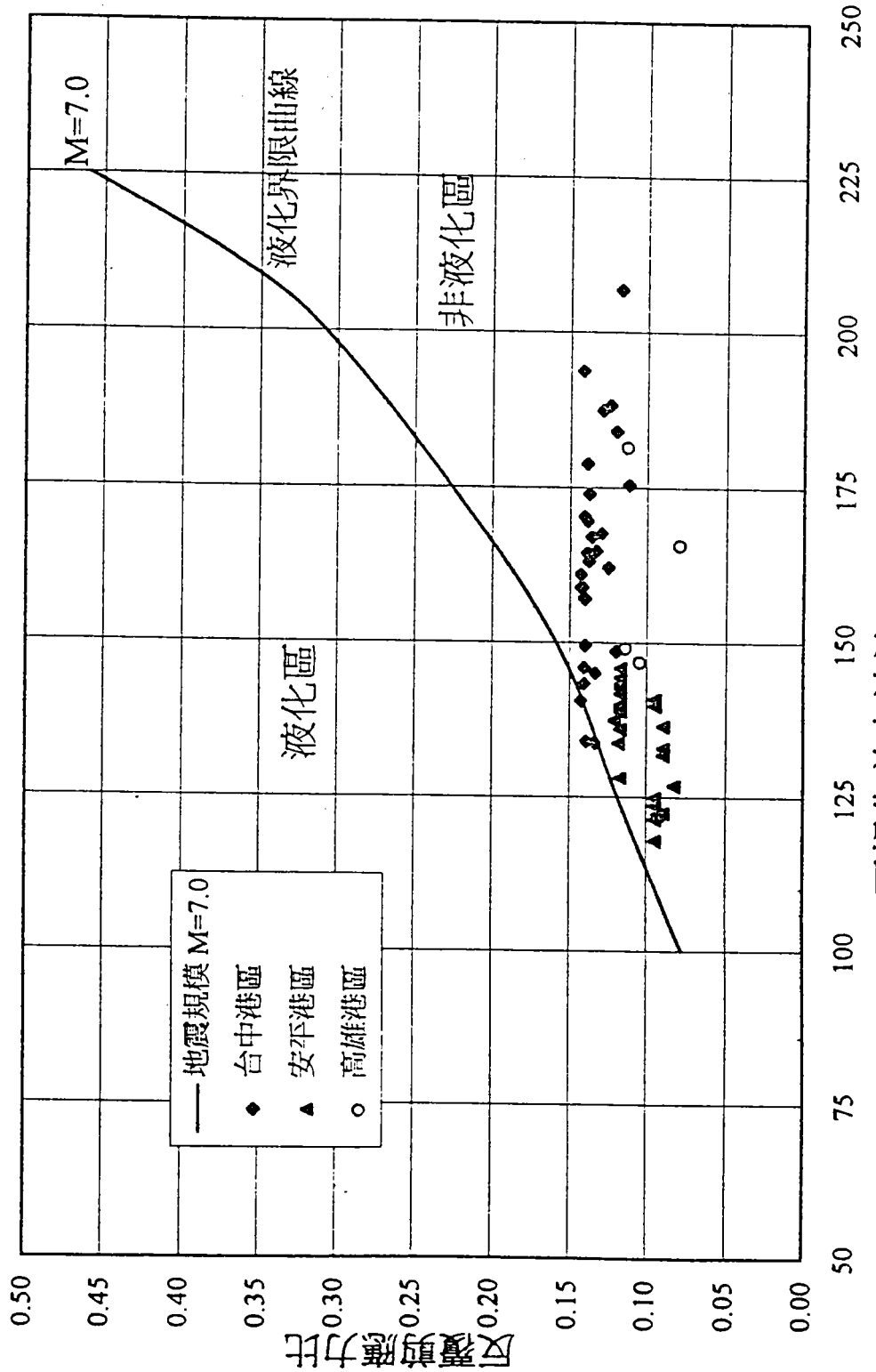


圖 4-1 液化土層剪力波速與反覆剪應力比之關係圖

港灣技術研究所基本研究成果發表會論文集　民國 85 年
Proc. on Basic Research of Institute of Harbor & Marine Technology in 1996

台灣各港區土層分佈資料微電腦建檔研究與土壤動態性質分析研究

謝明志　李延恭

執行單位：大地工程組
計劃編號：85-研（五）- 4
全程期間：84/07/01~85/06/30
執行期間：84/07/01~85/06/30

摘　要

本研究計劃廣泛搜集各港區土壤鑽探資料及相關試驗報告，彙整各試驗報表，設計資料庫格式，建立資料庫表格檔案，利用 MapInfo 公司所開發的地理資訊系統－MapInfo 3.05 版及 MapBasic 使用者發展語言環境，設計港區土層分佈資料查詢展示系統，此應用軟體可依據鑽孔分佈位置查詢各鑽孔之土層資料及相關試驗結果，並展繪土層剖面圖。除了典藏傳統的標準貫入試驗鑽探資料外，本系統亦收錄荷式錐貫入試驗資料，使用者可以查詢到此種更精確的土層試驗數據，可對現地土層做更細緻的分析研判。

另外，本研究也針對台灣西部海岸地區土壤之動態性質，搜集了相關的試驗資料，包括試驗室試驗如共振柱試驗、動三軸試驗等及現場震測試驗等結果，加以綜合整理分析，分別求出台灣西部代表性地區土壤動剪力模數、阻尼比、壓縮波速度和剪力波速度等之範圍。根據已搜集的資料整理結果，台中港區砂性土壤剪力模數和阻尼比較高雄港區和興達港區之砂性土壤高，剪力波速度和壓縮波速度一般亦以台中港區之土層較其他地區稍高。該研究結果可供初步工程規劃之參考。

一、前言

港灣建設在工程規劃階段如有完整的土層分佈資料，將可節省大量經費，時間與人力。對已完成之港灣工程其土層分佈資料若能有系統的儲存建檔，亦將有助於港灣結構物之維護與受損原因之探討。

本研究計劃分爲土層分佈資料微電腦建檔研究和土壤動態性質分析研究兩部份。

1. 台灣各港區土層分佈資料微電腦建檔研究：

大凡建築工程之規劃設計，皆以搜集土層工程特性爲第一要務；而大型的港灣工程，其橫跨之區域動輒數公里以上，大地工程地質資料之獲得亦爲重要之規劃依據。若有完整的港區地工資料庫，則港灣建設在工程規劃階段，將可以節省龐大的經費、時間與人力。且因台灣地處環太平洋地震帶，港灣結構物的最大破壞力乃爲烈震強浪所帶來的強烈衝擊及其延生的土壤液化、變形等現象。依據 1989 年美國加州灣區烈震調查，受災最嚴重的位置，均在海灣淤泥層及填土區上， 1994 年 1 月 17 日，加州又現烈震，報告指出嚴重災區也多在軟弱地層上。隔年同日(1995 年 1 月 17 日)，日本阪神發生加速度達 833 gal 的烈震，回填區大面積液化，可見震災之分佈與地質條件有絕對密切之關係。對於地震這類不可預知的天然災害，若能事先確知那些地點於地震時較可能受創，當可事先採取適當之防範措施，因此，對台灣各港區而言，建立完整的土層分佈地質資料庫，除了規劃預算階段可獲得省時、省力、省錢等效益外，亦能達到災害防治的目的。本研究計劃建入荷式錐貫入試驗資料於地質資料庫系統中，該資料比標準貫入試驗更加精確且具有連續性的土層強度反應值，另外仍搜集新增之標準貫入試驗資料，納入此系統中。將來並可依據這些土層資料來推估烈震侵襲時土壤發生液化的可能分佈範圍及其它工程應用，以作爲規劃設計及災害防治上的基本資料。

2. 土壤動態性質分析

工程師在進行港灣工程基礎分析及設計時，其結果可說是一個預測。預測之準確與否和原始資料之週全及假設是否合乎實際狀況息息相關，尤其有關土壤動力作用和

液化問題的預測較之一般土木工程更爲困難，主要原因爲：　地層本身之變化多端、大部份時間無法搜集足夠及準確之資料、及液化問題屬於大量資料之統計問題等。

土壤在動態荷重作用下所引發之問題遠較靜態荷重者複雜與重要。在分析砂土層之液化問題時，應對土壤之動態性質有相當程度的瞭解。而動態性質資料之週全與否對液化問題分析影響極大。

本研究計畫擬廣泛搜集西海岸港灣地區現有土壤動態性質資料，作有系統的整理分析及建議，俾提供港灣工程規劃之參考。

二、土層分佈資料庫程式設計及成果展示

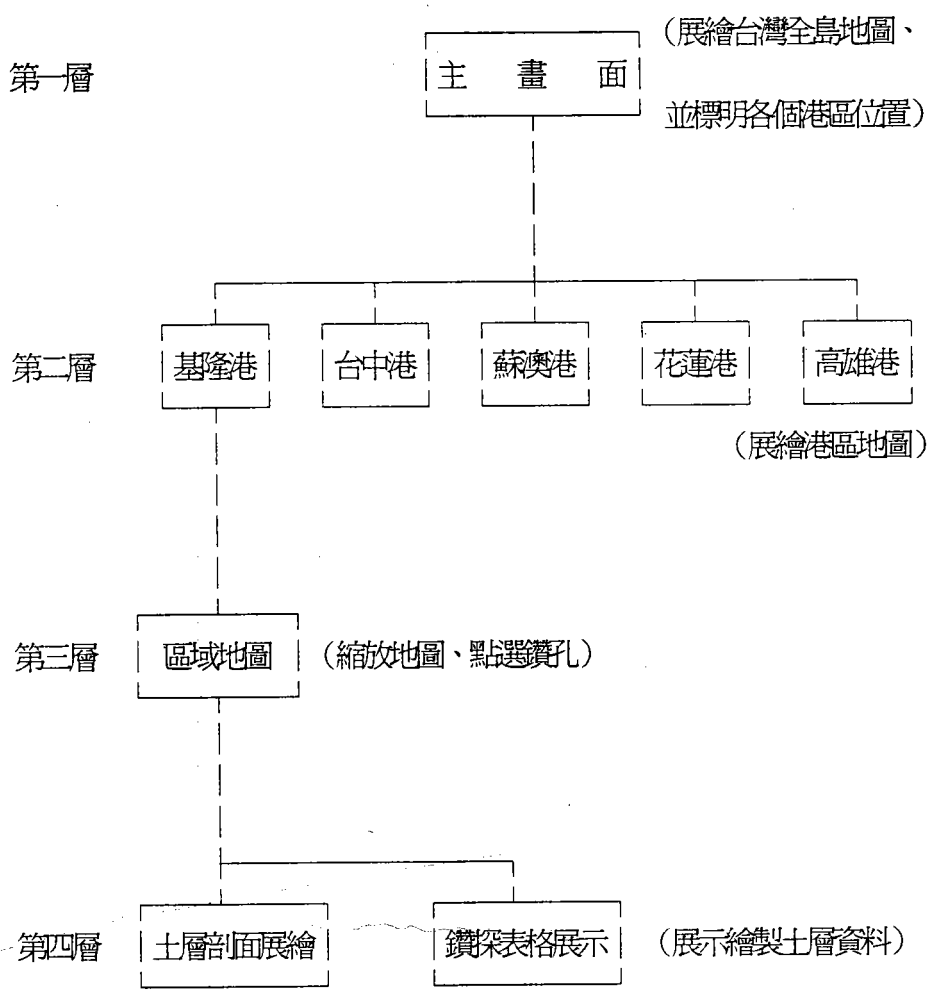
2.1 土層分佈資料之處理原則：

本研究在資料之處理上，係依據李咸享(1988)在「大地工程地質資料庫系統及台北市區建檔之研究」上對工程地質資料之處理原則。要將項目雜、數量多、內容繁雜的各港區工程地質資料納入一個系統中，誠然不易。而且各家公司之鑽探報告格式不同，工程資料分類方法也多不相同。所以表格須先統一才能進行實質之建檔作業。本研究乃依據李氏之建議表格及處理方法，進行資料整理。

2.2　資料查詢展示程序之規劃

整個軟體的查詢展示程序，共分四層，如表 2.1 所示，在 MapInfo 系統下執行本程式後，即進入第一層主畫面，展繪出台灣全島地圖並標示各個港區位置。在螢幕上以滑鼠點選所需之港區後，即進入第二展示層，該層按所點選之港區可展繪出台中、高雄、基隆、花蓮、蘇澳等五個港區之地圖。再利用圖形縮放工具，可放大港區地圖，尋得目的鑽孔之位置，此爲第三展示層。再點選鑽孔後，則可展示鑽探表格及展繪土層剖面圖，此爲第四展示層。

表 2.1　土層分佈資料庫圖文查詢展示組織架構



2.3 程式設計組織架構

本程式在撰寫上共分成五個模組，各模組的名稱及所包含的副程式計有：

(一)Harbor 模組。本模組含括五個副程式，其名稱及功能如下：

(1)Main 副程式：主要功用爲呼叫 LoadData 副程式及 SelChanged Handler 副程式。

(2)MainMenu 副程式：載入所設計的功能表

(3)LoadData 副程式：載入台灣全島地圖及標示五大港區

(4)Select-harbor 副程式：跳回台灣全島地圖畫面，重新選擇所需港區

(5)QuitProgram 副程式：終止本應用程式

(二)Event 模組。本模組只含括一個名爲 SelChangedHandler 的副程式，該副程式之名稱爲 MapBasic 所內定，其功用爲當滑鼠之點選一改變時， MapBasic 即會自動呼叫這個副程式。

(三)Loging 模組。本模組含括二個副程式及一個函數，其名稱及功能如下：

(1)Loging 副程式：繪製柱狀圖

(2)Show-WellsData 副程式：展示鑽孔之抬頭資料

(3)ListLogData 副程式：展示鑽探試驗紀錄

(4)Getpattern 函數，載入柱狀圖圖樣

(四)ShowCPT 模組。本模組包含兩個副程式如下：

(1)Print_CPTData 副程式：展示荷式錐貫入試驗文字資料表

(2)CPT-log 副程式：展示荷式錐貫入試驗鑽探成果圖

(五)UTI_LIB 模組：本模組係處理各項函數及副程式的宣告用。

將上述五個模組分別編譯（ compile ）後，再利用 MapInfo 的專案檔案 (Project file)方式，將這些模組聯結(Link)成一個執行檔。

2.4 建檔處理流程

在 MapInfo 系統上建立各港區土層分佈資料庫，並撰寫查詢展示軟體，其相關資料的處理流程，可分下列 13 個工作項目依序進行：

1.設定查詢展示程式功能

2.規劃查詢程序及展示項目

3.結合各港區基本地圖檔案

4.圖檔轉入及編輯

5.土層鑽探試驗報表格式彙整

6.設計資料庫架構

7.新增鑽孔位置量測

8.鑽孔基本資料建檔

9.鑽孔試驗資料建檔

10.製作孔位分佈向量圖檔

11.土壤分類圖樣編輯

12.程式撰寫編輯

13.程式測試

上述工作項目，其中③結合各港區基本地圖檔案係利用 Auto CAD 軟體來執行，④圖檔轉入及編輯、⑩製作孔位分佈向量圖檔及 ⑬ 程式測試係在 MapInfo 系統上執行。⑦新增鑽孔位置量測係利用全球定位系統於現地施測。

⑧鑽孔基本資料建檔及⑨鑽孔試驗資料建檔係利用 Foxpro 及 Access 資料庫軟體來建置，再轉入 MapInfo 系統內。 ⑫ 程式撰寫編輯係在 MapBasic 語言環境上作業。而所撰寫的查詢展示程式，也須要在 MapInfo 系統上執行。

2.5 建檔成果展示說明

本研究將分佈於台灣各國際港區土層鑽探資料做有系統的整理及貯存，並撰寫查詢展示程式，使各鑽孔的分佈位置及試驗資料能被快速的查詢及展示出來。程式操作程序如下：

1.在視窗作業環境下，執行 MapInfo 系統，進入該系統內。

2.點選功能表 File\Run MapBasic Program ，選擇 d:\harbor 內的 Harbor.mbx 執行檔，按 OK 選鈕，即進入港區土層分佈資料查詢展示系統。

3.此時螢幕會展繪出台灣全島地圖，並標示基隆、台中、高雄、花蓮、蘇澳等港區的分佈位置。此爲第一層主畫面。

4.利用滑鼠，點選其中任一港區，則螢幕展繪出該港區的向量地圖檔，並以藍色實心圓標示出標準貫入試驗鑽探點位置，以紅色實心圓標示出荷式錐貫入試驗鑽探點位置，此時，所設計的主功能表也出列在螢幕上方，主功能表計有八項功能，依序爲：①標準貫入試驗資料、②荷式錐資料、③地圖視窗、④統計圖、⑤出圖視窗、⑥視窗控制、⑦離開系統等，此爲第二展示層畫面。

5.利用工具箱內的放大、縮小、平移等工具，可作地圖縮放，以更精細地查詢目標鑽孔位置及鄰近地形。此爲第三展示層畫面。

6 選用工具箱內的點選工具，再點選所需之目標鑽孔，若所點選之鑽孔屬標準貫入試驗時，主功能表的第一功能項（即標準貫入試驗資料功能項）底下所附屬的兩個次功能項（即鑽孔資料功能項和柱狀圖功能項）會由啓始的無效狀態轉變爲有效狀態。若所點選之鑽孔屬荷式錐貫入試驗時，主功能表的第二功能項（即荷式錐資料功能項）底下所附屬的兩個次功能項（即鑽孔資料功能項和鑽探圖功能項）會由啓始的無效狀態轉變爲有效狀態。

7.當目標鑽孔被點選到時，會有一深紅色正方形外框套住被點選的鑽孔位置實心圓標誌，若選中標準貫入試驗鑽孔，可在第一主功能項下點選“鑽孔資料”功能項，則系統會開出一新視窗，抬頭名稱爲“鑽探資料報表”，視窗內展示出該鑽探試驗各項數據文字資料，此時該功能項會變回無效狀態，其字體呈現灰白色。若點選“柱狀圖”功能項，則系統會開出另一視窗，抬頭名

稱爲“柱狀圖”，視窗內展繪出該鑽探結果之土層剖面柱狀圖，且該功能項也會變回無效狀態其字體也會轉變爲灰白色。此種土層資料的展示繪製，即爲第四展示層。

8.若要查詢另一港區的土層資料，可點選第一主功能項下的“選擇港區”功能，則系統會跳回主畫面。可依循步驟 4 至 7 ，繼續查詢所需地區之土層資料。

9.結束查詢，可點選至功能表的最後一個功能項“離開系統”，則可停止本程式的執行。

三、各港區土壤動態性質分析研究

3.1 高雄港區土壤動態性質資料研討

(1)剪力模數與阻尼比特性

剪力模數與阻尼比特性，爲土壤之主要動力性質，根據 Hardin Drnevich(1970)之研究；砂性土壤之剪力模數與阻尼比大小，皆受土層土壤之包圍壓力，應變振幅與孔隙比（或相對密度）等之影響甚大，而受土壤顆粒大小之影響較小，粘性土壤則受試體之軟硬程度，擾亂大小及應變振幅等變化之影響。

由高雄港區砂性土壤共振柱試驗結果，顯示剪力模數值隨剪應變之增加而遞減，隨圍壓的增加而增加，在低應變階段圍壓對剪力模數之影響較大，隨剪應變之增加，圍壓對剪力模數之影響程度逐漸減少。且阻尼比隨剪應變之增加而增加，圍壓增加亦會使阻尼比隨之增加在圍壓等於 $2kg/cm^2$ 時無論剪力模數或阻尼比變化範圍均較大。另高雄港區砂質沉泥或粘土質沉泥共振柱試驗結果，顯示圍壓對剪力模數和阻尼比的影響並不明顯。

若將全部砂質土壤之剪力模數試驗結果予以常態化(Normalized)，即以 G/Gmax 表示，則 G/Gmax 隨剪應變之增加而減少，變化範圍與 Seed & Idriss (1970)建議之範圍極爲接近。

高雄港區砂性土壤阻尼比與剪應變之關係，試驗資料顯示阻尼比與剪應變的關係與 Seed & Idriss (1970) 之建議值相比較偏向其下限範圍。

(2)動力強度

由不同相對密度之砂性土樣進行動力三軸試驗結果，相對密度變化範圍在 65% 至 85%間，試驗資料顯示對同一土壤當振動循環數固定時，循環應力比 (Cyclic stress ratio)隨相對密度之增大而增大，當相對密度固定時，循環應力比隨振動循環數之增加而減少。大致而言，振動循環數在 20 週以後，循環應力比即趨於定值，是故 Ishihara 建議採用第 20 週的應力比做爲液化分析的依據。

資料整理結果顯示，高雄港區砂性土壤第 20 週循環數以後之循環應力比變化範圍約在 0.2 至 0.3 之間。

(3)土層之壓縮波速度與剪刀波速度特性

壓縮波速度到目前爲止並無較合理的經驗公式可資應用，根據亞新工程顧問公司委託新中光物理探測公司在高雄港務局聯合辦公大樓及中和國校，第二港口附近等之震測試驗結果顯示，在地表至深度 10m 間壓縮波速度 Vp 在 500m/sec 至 1650m/sec 間，剪力波速度 Vs 在 135m/sec 至 165m/sec 間。深度 10m 以下，壓縮波速度爲 1650m/sec ，剪力波速度 Vs 在 154m/sec 至 280m/sec 間。

3.2 台中港區土壤動態性質資料研討

(1)剪力模數與阻尼比特性

根據本所進行的共振柱試驗結果，顯示台中港區砂性土壤之剪力模數隨剪應變的增加而遞減，隨圍壓的增加而增加，在低應變階段圍壓對剪力模數之影響較大，隨剪應變的增加圍壓對剪力模數之影響程度逐漸減少。而砂性土壤之阻尼比隨剪應變之增加而增加，圍壓增加亦會使阻尼比隨之增加，但不明顯。台中港區砂性土壤在圍壓 1.8kg/ cm^2 及 2.0kg/cm^2 時，動力三軸試驗結果其楊氏模數，剪力模數及阻尼比與剪應變之關係，與共振柱試驗結果極接近。

若將砂性土壤之剪力模數予以常態化處理，其變化範圍與 Seed & Idriss(1970)之建議值比較，台中港區砂性土壤 G/Gmax 與剪應變關係偏向其上限範圍。而阻尼比與剪應變之關係，其變化關係在 Seed & Idriss(1970)建議之範圍。

(2)土壤動力強度

台中港區土壤亦極少有土壤動力三軸試驗之資料，亞新工程顧問公司進行台中港火力發電廠之地質調查和分析曾完成若干組動力三軸試驗，綜合各組動力三軸試驗結果，由於取樣深度不同，各試驗細粒含量差異甚大，故循環應力比與產生液化時循環次數之關係頗具分散性，惟大致而言，台中港區土壤之循環應力比較高雄港區爲高，第 20 個循環數以後之循環應力比約在 0.35 至 0.7 之間。

(3)震測法求土壤動態性質

台中港區極少進行震測試驗求取土壤之動態性質，本所曾於民國 75 年間進行下井法震測試驗量測現地土層之剪力波速度及剪力模數，另搜錄亞新工程顧問公司在台中火力電廠之試驗，結果顯示台中港區土層標準貫入試驗 N 值，剪力波速度及剪力模數之關係，試驗深度 22m ，標準貫入試驗 N 值在 10 至 30 間，屬疏鬆至中等緊密程度，剪力波速度平均在 100m/sec 至 200m/sec 間，剪力模數 200kg/cm 至 800kg/cm 間，與試驗室共振柱試驗及動三軸試驗結果極接近，惟現地試驗局部深度剪力模數有高達 1200kg/cm 以上者。

與高雄港區相比較，台中港區砂性土壤之剪力波速度或剪力模數均較高雄港區之砂性土壤爲高。

四、結論與建議

1.國內各港區雖有許多地質資料可供參考利用，可惜這些資料散見於各有關單位，由於缺乏專人管理，資料極易遺失，故設立地質資料庫，有系統的整理分析與儲存土層分佈資料，已是極爲迫切性的問題。

2.土層分布資料庫之建檔工作爲一永久性的計劃，須不斷的補充建檔，使各港區資料庫更趨完備，可靠度更加提高。

3.本研究建檔軟體採用 MapBasic 語言撰寫，可直接提供各港埠單位配合 MapInfo 系統使用，各港區於工程規劃階段或設計階段，可利用本土層分佈資料庫調閱所需之地質資料以節省時間及經費。

4.建議各港務局協調提出鑽探“統一表格”，一方面營造廠商作業規格化，便於監

工人員督導，一方面便於資料建檔儲存。而鑽探表格上所列之鑽孔位置、高程等基本資料應標示清楚，以方便日後查閱。各港區若有新的地質調查資料時，建議由專人列管，並提供乙份供本所建檔儲存。

5.土壤之動態性質爲結構物耐震設計之重要考慮因素，尤其台灣西海岸多屬沖積土層，其主要結構爲沉泥質細砂或砂質沉泥層，地震時此飽和鬆軟砂性土層極可能發生液化現象，故對土壤動態性質之研究更爲重要。

6.台灣西海岸土壤動態性質研究資料不多，到目前爲止對土壤動態性質更無較系統化的整理與分析，本研究儘量搜集現有土壤動態性質研究成果，包括土壤共振柱試驗和動三軸試驗資料，現地震測試驗資料等，並整理出各地區土壤之動態剪力模數，阻尼比，壓縮波速度及剪力波速度等特性供工程設計之參考。

7.根據有限的土壤試驗資料整理結果，台中港區砂性土壤剪力模數和阻尼比較高雄港區和興達港區砂性土壤之剪力模數和阻尼比值高，剪力波速度和壓縮波速度一般亦以台中港區之砂性土壤較其它地區稍高，惟因可供比較的動態性質試驗資料極爲有限，此種比較結果僅供初步參考。

8.由於土壤動態性質極爲複雜，影響因素又多，而所能獲取的資料實在有限，本研究成果僅能提供初步工程規劃分析應用參考，將來仍須更多的現場與試驗室資料補充，同時因試驗資料結果之正確與否，影響因素甚多，目前仍有許多困難無法解決，故仍需更多的專家學者提供更多的研究成果，以求得台灣西海岸土壤動態性質有較完善的適用程度範圍及更安全可靠之設計參考數據。

9.本報告有關各港區之土層分佈情況及土壤動態性質等，僅根據目前已搜集的資料加以研討，將來若陸續有新的資料補充時應再繼續檢討修訂。

參考文獻

Hardin, B.O. and Drnevich, V.P. (1970) "Shear Modulus and Damping in Soils;

I.Measurement and Parameter Effects, II. Design Equations and Curves," Technical Reports UKY 27-70-CE 2 and 3, College of Engineering, Univ. of Kentucky, Lexington, Kentucky, July.

Prakash, S. & Puri, V.K. (1981) "Dynamic properties of soils from insitu Tests" JOGE, ASCE, vol.107, No. GT7 July pp.943 ～ 963

Imai, T., Fumoto, H. & Yokota, K. (1976),"P and S wave Velocities in Subsurface Layers of Ground in Japan" URAWA Research Institute, OYO Crop., TOKYO, Japan.

Seed, H.B. and I.M. (1970)"Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Respones analysis" Earthquake Engineering Research Center, Report No. EERC 70-100, U.C. Berkeley, Dec.

Seed, H.B. (1974) "Soil problems and soil Behavior" Earthquake Engineering, chapter I, prentice-Hall Co.

日本土質工學會(1973)「土の構造物の動的相互作用。」

楊勝明(1996)「地質鑽探資料庫建置及系統功能展示」，國土資訊系統自然環境基本資料庫分組地理資訊技術研討會， PP.4-1 ～ 4-31 。

李咸亨，謝浩明(1988)「大地工程地質資料庫系統及台北市區建檔研究」，內政部營建署。

邱景升，周宜強(1995)「地理資訊系統入門與應用」，松崗圖書公司。

石正義譯(1994)「鑽探圖的判讀要領」，詹氏書局。

經濟部資訊中心(1994)「國土資訊系統自然環境基本資料分組雛型地質探勘資料庫整合建置專案」

吳偉特(1983)「台北盆地土壤之剪力模數與阻尼比特性」，土木水利季刊第十卷第一期， PP.69 ～ 88 民國 72 年 5 月。

徐明同(1975)「台灣地區地震危險度之研究」，氣象學報第 21 卷第 2 期 PP.33-40 。

蔡義本(1976)「宜蘭地區之地震研究」，中央研究院地球物理研究所。

亞新工程顧問公司(1978)「高雄過港隧道地質探測與地震調查分析」。

港灣鋼結構物耐久性之研究

饒　正　柯正龍

執行單位：港工材料組
計畫編號： 85 —研(六)— 1
全程期間： 83/07/01~85/06/30
執行期間： 84/07/01~85/06/30

摘　要

在嚴酷的海洋腐蝕環境下，港灣構造物諸如鋼板樁、鋼管樁、棧橋等容易發生嚴重腐蝕， 爲了確保鋼結構物之耐久性，了解各港口鋼結構物遭受腐蝕的情形， 同時研究最佳的防蝕方法與對策， 尋找鋼結構物最適合之材料與設計的方法與條件等是非常需要。本計劃是接續 78 年 7 月至 84 年 6 月進行之「港灣鋼結構物耐久性之研究」，從早期的調查研究發現， 各港口鋼板樁碼頭腐蝕況狀差異極大，其中以基隆港區腐蝕速率最大最爲嚴重， 花蓮、蘇澳兩港腐蝕速率最小。本年度主要執行工作項目(一)、陰極防蝕試驗：結果顯示， 安裝犧牲陽極可得到保護鋼板的良好效果， 腐蝕電位值均在-850mV (飽和硫酸銅電位)以下， 厚度減少值亦較未安裝犧牲陽極者低， 從外觀觀察亦無像未安裝犧牲陽極之鋼板樁表面部份有產生大量紅銹及剝落現象。(二)、陽極材料效應評估調查試驗：爲了評估陽極材料放電效應，材料消耗速率是否符合設計年限，以及環境因素對陽極材料之影響，本年度進行高雄港 58 號碼頭、基隆港西 20 號碼頭和蘇澳港 7 號及駁船碼頭現場調查工作。發現高雄港 58 號碼頭之陽極塊使用僅 10 年已消耗殆盡，未達使用年限，其原因有待探討。其餘碼頭陽極塊均爲新設，故建立其原始資料以供日後研究參考(三)、現場鋼板樁腐蝕調查：本年度調查高雄港 58 號碼頭鋼板樁、基隆港西 20 號鋼管樁，調查結果顯示平均腐蝕速率均

小於 0.20mm/yr 。但基隆港西 20 號碼頭與其他各港之鋼管樁碼頭(台中港 29 號、蘇澳港 6 、 7 號)比較，腐蝕速率明顯高出許多，值得深入探討。(四)、防蝕對策之陰極防蝕方法研究。

壹、前　言

在嚴酷的海洋腐蝕環境下，港灣構造物諸如鋼板樁、鋼管樁、棧橋等容易發生嚴重腐蝕，爲了確保鋼結構物之耐久性，了解各港口鋼結構物遭受腐蝕的情形， 同時研究最佳的防蝕方法與對策， 尋找鋼結構物適合之材料與結構物設計的方法與條件等是非常需要。

腐蝕爲鐵回歸其自然氧化狀態的過程，金屬元素大多數以礦石等自然狀態存在，經冶煉而成爲金屬，僅爲一暫存狀態，發生腐蝕回歸至氧化狀態爲自然之趨勢 [(1)]。鋼板樁碼頭因其具有施工設備簡單、施工期短、工程費用少，且壁體較富彈性、耐震性強、不需要水下基礎工程....等優點，因此在港灣工程中廣受應用，與鋼管樁碼頭同爲最主要之港灣鋼結構物之一。 因鋼結構物的腐蝕係自然的化學變化 [(3)]，其發生與所處環境有關浸泡於不同海域[(4)]、受海水的氯離子含量[(4)(5)]、 pH 值[(5) (10)]、溶氧量[(2)]、導電度[(4)]、溫度、流速[(2)(7)]、海生物和細菌附著[(9)]、其他溶解氣體[(8)]....等因素的影響，會發生不同的腐蝕現象。因爲要探究腐蝕的原因十分困難，設計者在設計鋼板樁等鋼結構物時，應先行瞭解其所處的海洋環境特色，不能逕行引用國外規範，否則極易導致失敗。從相關文獻發現海洋鋼結構物的腐蝕部份及速率會因不同海域及水深區域有許多明顯的差異，由於彼此接觸(曝露)環境不同，其腐蝕型態亦有不同[(1)(6)]，根據本所對本省五大港口現場調查結果發現，基隆港潮汐帶腐蝕速率最大最嚴重，而花蓮、蘇澳兩港腐蝕速率較小，海中帶部份均有隨著水深增加腐蝕速率逐漸遞減的跡象[(11-17)]。

貳、陰極防蝕試驗

一、試驗規劃

(一)海水循環水槽內之試驗規劃

1.鋼材試片

• Z 型鋼板樁　• U 型鋼板樁　• SS41 鋼板

2.陽極材料

(1).犧牲陽極法用之陽極

本試驗採用鋁合金及鋅合金陽極材料。

a.陽極尺寸：依設計年限及保護面積而定。

b.設計年限：依實際需要而定。

(2).外加電流之陽極材料

• 鉛一銀 電極　• 鈦棒　• 鉑金屬片　• 磁性氧化鐵

3.防蝕電流設計

所有試片均浸漬於新鮮天然海水中，因此設計防蝕電流密度爲 0.10-0.12 A/㎡。

4.防蝕電位標準

防蝕電位依所採用之參考電極而異，以 $Cu/CuSO_4$ 爲參考電極時，防蝕電位爲 -850mV 。

5.試驗場地

爲配合實際碼頭鋼板樁安置之狀況，在本所試驗大樓後，另闢建一大型新海水循環水槽，抽取台中港區內之新鮮海水，每日隨海水漲落，進行抽放海水，以維持水槽內海水之新鮮。

6.新循環水槽部份試驗鋼板樁及犧牲陽極塊安裝之位置。

(1)新海水循環水槽內，安置有 U 型鋼板樁一排計 19 支，每支長 3m ， Z 型鋼板樁一排計 16 支，每支長爲 3m 。

(2)鋼板樁需保護之面積

(a)U 型鋼板樁計 19 支，每支需保護之面積約爲 2.0 ㎡ (以單面接觸海水估計)，總計需保護面積約爲 38 ㎡ 。

(b)Z 型鋼板樁計 16 支，每支需保護之面積約爲 2.7 ㎡ (以單面接觸海水估計)，總計需保護面積 43.2 ㎡。

(3)犧牲陽極塊安裝

(a)陽極塊規格：外觀近似長方體型，詳細規格尺寸約爲 20cm × 10cm × 2.5cm 左右，重量約爲 4.0kg ， 爲鋁合金或鋅合金材料，壽命約爲一年左右。

(b)每塊陽塊能放出之平均電流約爲 0.36 A 左右，可保護面積爲 3 ㎡， 因此一塊陽極塊足夠保護一支鋼板樁之有效年限約爲一年左右。

(c)陽極塊安裝位置約在水槽深度 1.5-2.0m 之間，由於鋼板樁浸入海水之深度最深僅 3 m 而已，因此並未以 V 型排列方式安裝。

二、試驗項目

- 定期觀測鋼板樁外觀變化。
- 定期量測防蝕電位分佈。
- 定期量測陽極塊作用(消耗)之速率。
- 定期量測鋼板樁厚度變化。

三、試驗結果與討論

(一)海水循環水槽試驗部份

1. 腐蝕電位量測

(1)舊循環水槽內之鋼板之腐蝕電位量測，在三年期間，定期量測所得之結果顯示有犧牲陽極保護之鋼板其腐蝕電位均能達到防蝕電位標準，亦即小於 - 850 mV (以 $CuSO_4$ 電極量測)。 未有安裝陰極防蝕之鋼板，其防蝕電位顯然不夠，約介於 -600mV 至-700mV 左右。

(2)新循環水槽內之鋼板樁，由於幾乎每支鋼板上均焊接有陽極塊保護，經過一年陽極材料之持續放電作用，防蝕效應已達顯注水準，因此所量測到的腐蝕電位值約爲-1040mV 左右，比防蝕電位標準值低甚多。部份之 Z-26 型鋼板未安裝陽極塊保護者，則所測得之腐蝕電位約爲 -631mV~ -666mV 左右，顯示鋼板處於腐蝕生銹的狀態。

2.試片外觀變化情形

有安裝陽極材料之鋼板，由於陽極塊已發生放電效用，因此鋼板外觀有一層薄薄白色粉末層出現，沉浮或降落於鋼板表面，浸泡時間較長之鋼板，則鋼板表面亦有一層鱗片狀之薄層產生，此薄層可能是碳酸鹽類(M_gCO_3， CaCO3 等物質)，有阻延鋼板腐蝕效應。沒有安裝防蝕陽極塊之鋼板表面，則有紅銹薄膜出現，隨浸泡時間愈久，鋼板表面之銹膜繼續繁衍累積，最後形成一片一片膨鬆的銹層，受海流沖擊時極易剝落。

3.陽極塊消耗(速率)量測

本試驗預計每年量測一次陽極材料之放電大小及其消耗情形。量測結果顯示，相同材質之陽極塊期消耗速率不盡相同，可能是產品製程或安裝時與海水接觸面不一所導致的差異，但仍然屬於合理的消耗率範圍。

4.鋼板試片厚度量測結果

經過三年期間，定期檢測厚度，發現有安裝陰極防蝕措施之鋼板，其厚度幾乎沒有減少，亦即鋼材之腐蝕速率很小很小，幾乎爲零。沒有安裝陽極塊之鋼板，其鋼板厚度有輕微的減少。

參、犧牲陽極材料效應評估調查及水質分析

港灣鋼結構物最常應用之防蝕方法爲犧牲陽極法，爲了解及驗證犧牲陽極之放電效應，以確保它是否有發揮保護鋼材之效應，必須定期量測陽極材料之放電情形，及其消耗量是否在正常範疇內。本年度調查地點爲高雄港 58 號碼頭、基隆港西 20 號碼頭和蘇澳港 7 號及駁船碼頭。

一、高雄港 58 號碼頭

(一)、陽極塊調查

本碼頭陽極塊係於民國75年完成安裝，迄今使用時間約十年左右。陽極塊部份已完全消耗，其餘部份亦僅剩餘約原重量之10%左右。本次調查共取10塊陽極塊，其防蝕電位均小於-850mV，電流則在0.35-0.57A之間。

(二)、鋼板樁防蝕電位

自58號碼頭起點取4處測點及10個水深測點。以飽和硫酸銅電極爲參考電極量測防蝕電位，其防蝕電位均小於 -850mV，均在保護電位之內。

(三)、水質分析

自碼頭面下0公尺，2公尺，4公尺，6公尺，8公尺取不同水樣，分析其水質。其pH值約7.7，溶氧量在0.2~5.1%，鹽度2.73~3.24%，比電阻在20.2~23.6Ω-cm 之間，因58號碼頭位於前鎮河入海口，故其pH值較低，表面水之溶氧量極低。

二.基隆港西 20 號碼頭

(一)、陽極塊調查

本碼頭陽極塊係於民國79年完成安裝，迄今使用時間約六年左右。從陽極塊形狀觀察，其外觀尚能保持均勻消耗。

(二)、鋼板樁防蝕電位

自西20號碼頭起算第13、16、18、21支鋼管樁爲防蝕電位量測之四支測樁。水深測點10點，其防蝕電位均小於-850mV，均在保護電位之內。

(三)、水質分析

自樁頭混凝土下0公尺，4公尺，8公尺取不同水樣，分析其水質。 pH值約在 8.0左右，溶氧量在7.0-8.0 %，鹽度在3.18-3.26%，比電阻則在 19.9-20.4Ω-cm之間。

三、蘇澳港 7 號碼頭

(一)、陽極塊調查

本碼頭陽極塊係於民國82年完成安裝，迄今使用時間約三年左右。

防蝕電位均小於 -850mV，電流在1.9-2.9A，剩餘重量則在130.2-137.2公斤之間。

(二)、水質分析

自平均低水位下0公尺，4公尺，8公尺取不同水樣，分析其水質。其中pH值在7.92-8.04，溶氧量在7.1-7.5%，鹽度在2.93-3.24%，比電阻在20.1-22.1Ω-cm 之間。

四、蘇澳港駁船碼頭

(一)、陽極塊調查

本碼頭陽極塊係於民國83年完成安裝，迄今使用時間約二年左右。

本次調查共取4塊陽極塊，防蝕電位均小於-850mV，電流在1.9-4.0A，剩餘重量則在120.7-143.5公斤之間。

(二)水質分析

自平均低水位下0公尺，2公尺，4公尺取不同水樣，分析其水質。其中 pH 值在7.52-7.92，溶氧量在8.4-8.7%，鹽度在2.82-3.23%，比電阻在20.2-22.8Ω-cm之間。

肆、現場腐蝕調查

一、現場腐蝕調查工作步驟

(一)、資料蒐集

(二)、目視檢測

(三)、鋼板樁厚度量測

1.測樁選定

2.水深測點的選定

3.厚度量測

二、現場調查

85 年度完成高雄港 58 號碼頭鋼板樁及基隆港西 20 號碼頭鋼管樁之現場腐蝕調查，結果如下：

(一)、高雄港 58 號碼頭

本碼頭於民國57年完工，碼頭全長 250 公尺，水深約-9.50公尺係採用FSP ＶＩ U型鋼板樁，民國75年起採用犧牲陽極法之防蝕措施。

本次調查自與57號碼頭接點處起，連續取100支測樁，每支測樁共10個水深測點，本碼頭腐蝕速率均未超過0.20mm/yr，腐蝕速率平均值最大僅0.07mm/yr。各水深測點腐蝕速率平均值均非常接近，可見犧牲陽極防蝕法之效果。

(二)、基隆港西 20 號碼頭

西20號鋼管樁碼頭於79年完工，水深約爲-13.5公尺，鋼管樁原有厚度爲12.7㎜。鋼板樁均位於冠墻混凝土(平均低潮位線)下。且採用犧牲陽極法之防蝕措施。

本次調查自西20號碼頭起算第1-25支鋼管樁爲厚度量測樁，水深測點共10點。

其腐蝕速率平均值最大僅0.11mm/yr。各水深測點腐蝕速率平均值極爲接近，約在0.10mm/yr左右。可見犧牲陽極防蝕措施之效果。

但本碼頭與其他各港鋼管樁碼頭(台中港29號、蘇澳港6、7號)比較，腐蝕速率明顯高出許多，值得深入探討。

伍、港灣鋼結構物之防蝕對策—陰極防蝕方法之研究

港灣結構物中使用鋼材者如鋼板(管)樁、拉桿、鋼筋、海底管線....等，由於處於不同海洋環境下，防蝕工法亦有所不同，新建或現有結構物必須因環境條件採取適當

的防蝕措施，通常港灣鋼構造物腐蝕防制方法可分成三大類，如陰極防蝕、塗裝與覆襯及預留腐蝕厚度工法等。陰極防蝕爲海水下鋼結構物最有效之防蝕方法。

一、腐蝕的電化學特性

(一)腐蝕之基本原理

腐蝕爲一自然反應，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。這些金屬材料，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，即爲腐蝕之行爲。

(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，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)，以形成一封閉的導電迴路。

二、陰極防蝕的原理

(一)從熱力學觀點探討

金屬的腐蝕爲一電化學反應。 兩個不同狀態的金屬材料接觸在一起，因有電位差異，形成了一個有腐蝕反應之電池作用。其電化學所產生之電動勢值，可由Nernst方程式得知，其關係式如下：

$$E = E^0 - \frac{RT}{nF} \ln \frac{a_1}{a_2}$$

依熱力學理論觀點，金屬腐蝕之電化學反應過程，可看成一個反應系統。上述之電動勢值亦可轉換成系統之自由能，其關係

如下：　　△G= - nEF

△G(自由能)是一狀態函數，它可預測電化學反應之進行可否，如果△G 值爲負值時，即表示系統(電化學反應)可自然進行，亦即表示金屬

之腐蝕是自然發生的。

(二)由 E-pH 圖(Pourbaix 圖)

由於金屬在水溶液中之腐蝕反應主要涉及電位差異及pH值，因此，以E-pH值圖，可簡潔歸納出腐蝕反應之完整熱力學平衡資料。

(三)極化電位圖

極化電位圖主要是以電位及電流(或電流密度)之形式表示之。

三、陰極防蝕的方法

陰極防蝕方法依電流供給方式之不同，大致上可分成兩種：

(一)犧牲陽極法

將兩種不同金屬以導線連接，置於一電解質溶液中，具有較低(負)電位之金屬爲陽極，而具有較高(正)電位金屬則爲陰極。當電流流通時(亦即陽極放出電流)，會加速陽極(犧牲陽極)的溶解，而陰極因電位下降至防蝕電位(i.e.腐蝕免疫區域)，而不發生腐蝕的反應。

(二)外加電流法

此法係使用一外加直流電源，供給防蝕所需之電流，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。

四、陰極防蝕之設計標準

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，這些資料之調查與評估之工作，是防蝕工程師在設計防蝕系統之前，必須考量之重要因素。下列爲對一般港灣構造物，防蝕電流設計參考之基準：

(一)防蝕電流密度之基準

(1)理論設計上

	裸　鋼		塗裝鋼	
	極化	極化後	極化	極化後
流動海水	30-35	7-10	3-5	1.0-1.5
	(325-375)	(75-110)	(33-55)	(11-16)
停滯海水	15-25	4-7	1-3	0.5-1.0
	(160-270)	(45-75)	(11-33)	(5.5-11)
海 泥 帶	4-5	1-1.5	0.5-1.0	0.1-0.5
	(45-55)	(11-16)	(5.5-11)	(1.1-5.5)

單位 mA/ft^2 ，(　)爲 mA/m^2

(2)實務經驗上(僅考慮極化後所需之保護電流)

	裸　鋼	塗裝鋼
海 水 中	100 ～ 120 mA/m^2	15 ～ 20 mA/m^2
石積部份	50 mA/m^2	6 ～ 8 mA/m^2
海 床 下 (泥土部份)	20 mA/m^2	3 ～ 5 mA/m^2

(二)防蝕電位之標準

陰極防蝕是以降低金屬之電位，來減緩金屬的溶解反應，進而達到降低或抑制腐蝕速率之目的。

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 $Cu/CuSO_4$ 電極量測)以下。

2.於通電後結構物之電位必須降低 300mV (往負方向移)。

3.結構物有陰極防蝕保護後，其極化電位必須向負端移 100mV 。

五、陽極材料之選用

陰極防蝕系統中所使用之陽極材料，依防蝕方式之不同而有所不同。

(一)犧牲陽極法

1.鎂陽極(鎂合金) 2.鋅陽極 3.鋁陽極

(二)外加電流法

1.高矽鑄鐵陽極 2.磁性氧化鐵陽極 3.石墨陽極 4.鉛銀合金陽極 5.鈦鍍白金陽極

六、陽極之形狀尺寸與其電阻之關係

陽極之形狀(諸如圓形、方形....等)、尺寸、數量、排列方式....等之組合，對整個陽極系統之電阻影響很大。而陽極系統之電阻變化，影響了陽極材料放出保護電流之多寡。其三者間之關係，可由下列之通用公式表示之：

$$R = \frac{\rho}{2\pi L}\left[\ln\frac{4L}{D} - 1\right] \qquad I_{\max} = \frac{V}{R}$$

七、陰極防蝕工程設計實務

(一)設計流程(步驟)

1. 蒐集需被防蝕保護之結構體，其相關資料(諸如結構體建造所使用的材料、成份、塗裝處理....)。

2. 蒐集或調查結構體所處之環境因素。

3. 選擇適當的防蝕方法(外加電流法或是犧牲陽極法)。

4. 計算結構體需被保護之面積。

5. 計算所需保護電流之大小。

6. 設計防蝕系統使用年限。

7. 選擇適當的陽極材料。

8. 計算陽極之電阻大小。

9. 計算直流電源整流器之規格(大小)。(假如使用外加電流法設計時用)

10.系統安裝過程之規定。

11.操作運轉與維護程序之建立。

12.成本估算。

上述的設計流程中，事實上已忽略了許多腐蝕的基本理論觀點，然而成功的陰極防蝕系統是由實務經驗中，所發展設計出來的。 因此實務經驗的累積，扮演了設計主導的角色，也造成了理論設計上與工程實務設計上稍有不同。

陸、結論與建議

一、港灣鋼結構物安裝犧牲陽極塊，在海水面下可達到保護鋼板樁之效。

二、高雄港 58 號碼頭鋼板樁，腐蝕速率平均值最大僅 0.07mm/yr ，基隆港西 20 號碼頭鋼管樁腐蝕速率平均值最大僅 0.11mm/yr ，均未大於 0.20mm/yr 之設計上限，但基隆港西 20 號碼頭與其他各港鋼管樁碼頭(台中港 29 號、蘇澳港 6 、 7 號)比較，腐蝕速率明顯高出許多，值得深入探討。

三、爲期港灣鋼結構物能在設計使用年限內安全發揮功能，建立定期檢查制度及優先考慮裝設適當之防蝕措施是非常有必要的。

柒、參考文獻

1. Edward ， willard ， E. ，"Marine Corrosion ： It's Cause and cure"， Proceedings of the Eighth Annual Appalachian Underground short Course, Technical Bulletin No.69,West Virginia University Bulletin October 1963.

2. Mars G. Fontana , "Corrosion Engineering ", 3rd ed. McGraw-Hill Book Company , U.S.A., 1986.

3. Masamichi Kowara, "Metal Corrosion Damage and Protection Technology ", Allerton Press Inc. 1989.

4. Thomas D. Dismnke, Seymour K. Cobum, " Handbook of Corrosion Protection for Steel Pile Structures In Marine Environments American Iron and Steel Institute , U.S.A.1981.

5. Francis L. Laque , " Marine Corrosion Cause and revention" pp.95~163, John Wiley & Sons. U.S.A. 1975.

6. L.L.Shreir, " Corrosion ",pp2:51~2:60, Butterwort &Co., Ltd. U.K. 1979.

7. G.Wranglen, " An Introduction to Corrosion and Protection of Metals ", Chapman and Hall , New York , 1985.

8. Chandler, "Marine and Offshore Corrosion", pp.8~37, Butterworth & Co Ltd, U.K. 1985.

9. P. Howsam, " Microbiology In Civil Engineering " pp.24~38, E.& F.N.SPON, U.K., 1990.

10.Herdert H. Uhlig, "Corrosion and Corrosion Control", 3rd. ed. pp.90~122, John Willey & Sons , Inc. U.S.A. 1985.

11.林維明、饒正，「基隆港碼頭鋼板樁腐蝕調查研究」，港灣技術研究所專刊第 59 號，台中， 1980 。

12.「港灣鋼結構物耐久性之研究報告」，港灣技術研究所，民國 79~84 。

水文及污損生物對材料腐蝕之探討

饒　正　　柯正龍

執行單位：港工材料組
計畫編號：85—研(六)—2
全程期間：83/07/01~85/06/30
執行期間：84/07/01~85/06/30

摘　要

本研究爲了解基隆港區主要結構物之附著生物種類及其時空變化，於民國八十三年十月至八十五年四月間，於不同時段採集基隆港區不同地點，不同深度，不同材料與處理之試片上附著生物，進行覆蓋度與生物量估算，以及生物群聚結構分析。在試板材質上的比較，發現陰極保護（AISI 1015+鋅）、304不銹鋼、混凝土、AISI 1015裸鋼或其它處理等試板上所生成之附著生物覆蓋度與生物溼重、乾重及有機重皆較塗有含錫或無錫防污塗料之試片爲多，而無錫防污塗料之試片又較含錫塗料之試板爲多。除了塗有防污塗料之兩種試板外，其它材質之間，無論在覆蓋度、生物重或生物群聚結構皆並無顯著差異。在置放時段上的比較，置放時間愈長，除了塗有防污塗料之兩種試板外之其它材質，其上之覆蓋度與生物量愈多。但是當置放時間一致時，歷經夏季（四月至十月）之附著生物溼重與乾重要較歷經冬季者（十月至翌年四月）爲高。此一置放時段的影響明顯反應在生物群聚結構上。經歷夏季之附著生物種類主要以盤管蟲（Hydroides elegans）、三角藤壺（Balanus trigonus）、牡蠣（Ostrea plicatula）及各式苔蘚蟲爲多。而經歷冬季之生物群聚結構顯然有年間的變化。歷經民國八十三年十月至八十四年四月之附著生物種類，通常是以線蟲、螺旋蟲（Spirorbis spp.）、裸贏蜚（Corophium uenoi）等主；而歷經民國八十四年十月至八十五年四月之

附著生物種類則多爲綠藻中腸澁苔（ Enteromorpha intestinalis ）、紅藻中仙菜（ Ceramium sp.）、盤管蟲、螺旋蟲及原足蟲（ Anatanais normani ）。在置放地點的比較上，海大小艇碼頭的附著生物乾重少於 21 、 22 及 26 、 27 號碼頭。而在置放深度的比較上，二與八公尺處之試板上附著生物溼重較四與六公尺處顯著爲低。雖然單只有置放地點或者是置放深度一項因素，並無法明顯影響附著生物的群聚結構，但是附著生物群聚結構會受到地點和深度兩項因素共同的影響。使得海大小艇碼頭之離碼頭面二公尺或位於 21 號碼頭一公尺處大多只著生腸澁苔，而與其它試板有明顯區分。

海洋污損生物附著船舶、海洋結構物，除造成腐蝕問題，亦可能造成船舶行駛不順，及港灣結構物之負荷增加。本研究探討基隆港碼頭水文及污損生物對材料之影響，採用材料有結構用鋼， AISI 304 、 316 不銹鋼、混凝土及結構用鋼塗上防污塗料與犧牲陽極在碼頭海水浸漬一段時間後取出，分別觀察海生物種類、鋼材腐蝕速率與形態。目前觀測結果未保護的結構用鋼，浸漬初期腐蝕速率因水深而異，且不同季節浸漬會有不同的腐蝕速率。未固溶化處理的不銹鋼易因海生物附著造成嚴重的間隙腐蝕。犧牲陽極能使鋼材有效防蝕，夏季因鈣質沉積物易產生，使陰極防蝕所需電流密度減少，反較冬季更能延長保護鋼材壽命。浸漬十個月有錫防污塗料優於無錫防污塗料，未有大海生物附著。而 AISI 304 不銹鋼因添加鉻合金，其耐海水沖蝕性明顯優於結構用鋼。

壹 、 前 言

本所五年多來，調查國內五大港口(基隆港、高雄港、台中港、花蓮港、蘇澳港)之碼頭鋼板樁腐蝕狀況[(1)-(8)]，發現相同廠牌與型式之鋼板樁在不同之港口會產生不同之腐蝕速率與型態，即使使用在同一碼頭，亦會有完全不同之腐蝕型態，譬如基隆港之西 21 、西 22 與東 5 號碼頭之部份鋼板樁在潮汐帶有連續十多支鋼板樁破孔之現象發生，其餘鋼板樁均爲均勻腐蝕，吾人考慮其破孔原因是否與當地之水文及污損生物有關，故初期選定基隆港進行本研究。

結構材料浸泡於海水環境中，微型污損和腐蝕這兩個過程立刻就開始了，可是在研究上與這種環境中實際上發生的過程剛好相反，對這兩個過程習慣上往往是分開來加以處理，儘管在金屬腐蝕過程中與海生物有關的證據非常多，可是往常的腐蝕研究一直是在不考慮生物因素的情況下進行。

海洋附著生物是指在海水中以其基盤固著於基底而行固著生活，或在基底表面之

動、植物，其中附著或附生於船舶與港灣構造物表面之生物稱爲污損生物，污損生物可分爲微生物(microfouling)如細菌及生物所排放之黏液及巨污生物(macrofouling)如海藻、浮游生物及貝殼類。海生物附著會增加荷重，也可能增加腐蝕速率。污損是由所有附生物的主要種群以不同方式組成，污損之類型和程度常常有一定序列，可以隨季節、水深、海水性質變化，優勢種類等而變化。

台灣位處亞熱帶，海洋生物繁殖旺盛，各港口碼頭及船隻均受海生物附著而造成腐蝕等相關問題。國內有關海水附著物與防污之研究甚少(楊等)[9]—[11]。台電公司[12]亦曾調查南部興達電廠進水涵道附著海生物，即使採用防污塗料經半年後，仍有海生物附著，而以藤壺(barnacle)，管棲多毛蟲(ploychaet)，苔蟲(hydrozon)，海綿(sponge)，海藻，軟體動物(tube worm)，腔腸動物(coelendrium)及貽貝(mussel)等爲主。但該等研究之結果，著重於微污生物與部份巨污生物之分類與防污處理之效果；並未能涵蓋附著生物之整體研究。因此，本研究計劃乃配合主計劃及其他分支計劃，定期採集基隆港不同地點，不同深度，不同材料試片上之附著生物樣本，攜回實驗室，進行附著生物之歸類鑑定，及豐度計量(包括顯微鏡下之計數與拍照計算覆蓋面積)，以了解不同材料試片在不同光度(深度)、溫度(季節)，及地區(水質及潮汐)之環境下，附著生物之種類差異，與各種附著生物之滋生速度；以期能完整地了解基隆港附著生物之種類及其因時空差異而產生之變化。此項結果爲探討海洋材料腐蝕部份研究所必須之基本資料，對了解港灣結構材料受海洋生物之破壞及尋思其防治方法甚爲重要。

本研究跨越海洋生物與材料防蝕技術之領域，必須結合此兩領域之學者專家同攜手合作，才能開拓解決問題之契機，故本研究委託國立海洋大學辦理，由工程材料研究所之吳建國教授主持，成員包括河海工程所之黃然博士，海洋生物所的劉秀美所長及中央研究院動物所的邵廣昭博士，期能對海生物附著及其對材料腐蝕影響有初步瞭解。

貳、研究方法與過程

一、腐蝕調查與實驗方法

(一)、腐蝕實驗理論

本研究所採用的試驗方法爲傳統的浸漬試驗方法(immersion)及利用電化學技術的動態電位極化曲線掃描法(cyclic potentiodynamic polarization,cpp)。來評估港灣結

構材料的腐蝕速率。

(二)、實驗方法

1.浸漬實驗

本實驗在港灣浸漬的試片架分四層，分別離碼頭面二、四、六、八公尺深，試片均與鋼架絕緣。試片的材料大小均 200mm × 200mm ，有結構用鋼，結構用鋼片鎖上鋅塊，結構用鋼片塗上含錫防污塗料，結構用鋼片塗上無錫防污塗料， 304 、 316 不銹鋼片及混凝土等材料浸漬在基隆港西 21 、 22 ，西 26 、 27 二處碼頭，藉由重量損失法計算腐蝕速率。

2. 動態電位極化曲線掃描試驗

使用三極式之電化學實驗。其試液爲天然海水。動態電位的掃描速率爲 1.0mV/sec ，並且從開路電位下 0.2V 開始朝貴性(noble)方向掃描，

三、海洋污損生物調查方法

(一)、實驗設計

在不同環境之港灣放置試板，定期採樣，以了解附著生物之種類與豐度，與影響之環境因子；及附著生物季節與消長之變化。

(二)、 樣品處理

試架取出後，將每個試片分別拍照，以便比較各個試片上附著生物覆蓋程度百分比。在野外以刮刀刮取各個試板表面上 1/4 面積（約 100cm^2 ）的附著生物，將之浸泡於 5%福馬林固定後，攜回實驗室內進行附著生物的鑑定與稱重。在實驗室內以 30 倍的解剖顯微鏡進行初步的分類工作。

爲估算附著生物之生物量，經過分類鑑定後之樣品置於電子天平（ AND FX-40 ）上秤取溼重。後置於 60 ℃之定溫烘箱，連續烘乾數天，待其重量穩定後，秤取乾重。最後置於 400 ℃之灰化爐中，烘烤 5 個小時後，秤取餘灰重。乾重與餘灰重之差即爲附著生物有機重量。以上生物量皆以每 100cm^2 單位面積之克重（ g ）表示。

(三)、統計分析

1. 顯著性分析

因爲附著生物的著苗與生長有明顯的季節性變化，因此各個試板上附著生物量的變異極大，不易去測試變方分析（ ANOVA ）統計方法所需常態分布（ normality)之假設。我們採用非介量統計方法之 the Friedman test （ Potvin and Roff[13]， 1993 ）來檢測。假若 the Friedman test 檢測出六種材質間與五種離碼頭面深度間有顯著差異時，我們使用 the re-ranking method （ Shirley[14] 1987 ）來決定何者有顯著差異。至於不同地點間的比較，因只局限於同一浸漬時期，同一地點但不同材質上之附著生物量，其變異不大，故先以 Hartley's test 檢測其變方均質性（ homogeneity ）後（ Sokal and Rohlf[15]， 1981 ），再以 one-way 之變方分析 來檢測不同地點間的差異，並以 Fisher's Protected Least Significance Difference （ LSD ）（ Milliken and Johnson[16] 1983 ）來決定何者有顯著差異。

2. 聚類分析

爲比較附著生物群聚於各個試板之組成相似程度，我們使用 Jaccard 相似性係數（ Krebs[17]， 1989 ）來計算兩者之間的相似性程度

得之相似性係數矩陣，再以不加權算術平均連鎖法（ UPGMA ）將不同試板、不同浸漬時期、不同地點及不同離碼頭面深度之試板之相似程度，以樹狀圖（ dendrogram ）（ NTSYS-PC[18]， 1993 ）予以表現，藉以了解附著生物群聚組成時空的差異及造成此差異之主要因素。

3. 空間排序

最後我們利用 PCOORDA （ principal coordinates analysis ）（ NTSYS-PC[30]， 1993 ）方法，以資料最爲完整，採自於 21 、 22 號碼頭各試板上之附著生物群聚爲例，將原爲多度空間（軸）之訊息，濃縮表現在三度空間上。藉以了解附著生物群聚之試板、時間與離碼頭面深度等變化情形，及影響其群聚之時間變化的主要附著生物種類。

參、資料分析與討論

一、 海洋污生物調查分析

於民國八十三年十月置放試架至八十五年四月所進行之三組實驗中總計共刮取 223 個樣本，包括從西 21 、 22 號碼頭獲取之 122 個樣本，西 26 、 27 號碼頭之 60 個樣本，東 2 碼頭之 32 個樣本及小艇碼頭之 9 個樣本。

(一) 附著生物覆蓋度

1. 試板材質或處理之差異

六種主要材質之試板作比較，發現附著生物之覆蓋度於含錫與無錫防污塗料之試片上皆較陰極保護 I 、 304 不銹鋼、混凝土及 AISI 1015 裸鋼上爲少，而含錫防污塗料之試片又較不含錫塗料之試板爲少 （ $p < 0.001$ ， the Friedman test ）。

2. 置放時段之差異

在置放時間所造成之差異方面，置放三個月後，陰極保護 I 、 304 不銹鋼、混凝土及 AISI 1015 裸鋼上四種材質之生物覆蓋度只有約 10%，但是經過六個月後，這四種材質之生物覆蓋度大都高達 100%，且相互間無顯著差異。若將一樣是浸漬六個月，但是不同時段之六種主要材質之試板作比較，發現不管是經歷冬季 （十月至四月）或是經歷夏季 （四月至十月），結果仍是含錫與無錫防污塗料之試片上之附著生物之覆蓋度皆較陰極保護 I 、 304 不銹鋼、混凝土及 AISI 1015 裸鋼上爲少。但是同樣是經歷冬季 (十月至四月)，但不同年間之生物覆蓋度，卻有明顯的差異，其原因仍有待持續的觀察與資料的搜集。

3. 置放地點之差異

發現附著生物之覆蓋度並無置放地點間的差異 。

4. 離碼頭面深度差異

發現位於一公尺潮汐區之試板之平均覆蓋度只有 41%，較其它位於平均低潮線下之試板爲小 （ 74-83%）。但是這項差異因爲位於一公尺處之試板樣品太少，變異太大而無法在統計上差顯出差異。

（二）附著生物量

本研究中附著生物量的估計爲國內首次報告。附著生物量的估計從民國八十四年七月起之採樣才進行，因此附著生物量的分析僅侷限於民國八十四年七月後之四次採樣。

1 試板材質或處理之差異

雖然附著生物之溼重 （ wet weight ）、乾重（ dry weight ）和有機重（ ash-free dry weight ）代表的意義各不同，但是含錫與無錫之防污塗料、陰極保護 I 、 304 不銹鋼、混凝土及 AISI 1015 裸鋼上之附著生物濕重量、乾重量及有機重量差異程度卻頗爲相似，亦與上述之生物覆蓋度結果相符合。

2. 置放時段之差異

一般而言，置放時間愈長，附著生物量愈多。置放十個月後之附著生物量是六個月後之 4-9 倍，而置放一年後之附著生物量又爲十個月後之 2 倍。但是同樣是置放六個月，歷經夏季（四月至十月）或冬季（十月至翌年四月）的不同，使得附著生物量也會有所差異。

3. 置放地點之差異

我們發現三個地點間附著生物溼重與有機重並無明顯差異，但三個地點間之附著生物乾重卻有顯著差異（ $p = 0.02$ ， ANOVA ）。

4. 離碼頭面深度之差異

發現位於一公尺潮汐區之試板之附著生物溼重、乾重與有機重，如同前述之覆蓋度，皆明顯少於其它位於平均低潮線下之試板 。但是這項差異因爲位於一公尺處之試板樣品太少，不見得能夠在統計上顯出差異。

（三）附著生物群聚結構

由於附著生物之分離、撿出、鑑定與計算工作十分繁重與不易，僅能就肉眼可辨之巨污生物(macrofouling)，進行比較。我們於民國八十三年十月置放試架至八十五年四月所進行之三組實驗共 223 個樣本中，鑑定出至少 60 種的生物之附著生物，橫跨

3 個植物門及 10 個動物門，可謂生物多樣性豐富。所出現的附著生物種類以西 21 、22 號碼頭最多，達 43 種之多；而以小艇碼頭之 20 種最少。但因東 2 碼頭或小艇碼頭之採樣次數少，資料不若西 21 、 22 碼頭或 26 、 27 碼頭完備，故仍需進一步之觀察方能有定論。

1. 試板材質或處理之差異

我們使用 Jaccard 相似性係數來探討不同材質與處理、不同放置時段、不同地點及不同離碼頭面深度之試板上附著生物群聚結構相似程度時，發現任何試板的材質或處理（包括防污漆在內）皆不會影響附著生物之群聚結構。

2. 置放時段之差異

相對於試板的材質或處理的些微影響，置放時段，但並非置放時間長短，爲影響附著生物群聚結構相似程度的主要因素。

3. 置放地點與離碼頭面深度之差異

單只有置放地點或者是離碼頭面深度一項因素，並無法明顯影響附著生物的群聚結構。

二、 腐蝕調查與實驗

(一) 結構用鋼材

1.現場浸漬實驗

在基隆港西 21 、 22 碼頭海域之試片，隨著離海平面深度增加，結構用鋼的腐蝕速率減少。

結構用鋼浸漬在西 21 、 22 、 26 、 27 碼頭半年(84. 04. 14 -84. 10. 19)，其腐蝕速率比浸漬在相同地點，浸漬總時間相 同，投放時間不同(83.10.05-84.03.31)的結構用鋼略高。兩者所造成的差異，可能是投放時間的不同，一組試片浸漬時間由春天至夏天；另一組試片浸漬時間由秋天至冬天。兩者間有明顯的溫度差，且季節性不同生態也有所差異，均會影響其腐蝕速率。

2. 結構用鋼室內實驗

實驗室內浸漬，雖沒有海生物、海浪加速其腐蝕，但現場浸漬的試片，六個月以上的浸漬，試片表面均有一層厚厚的泥垢，阻礙金屬氧化還原反應。室內浸漬的結果爲隨著浸漬時間增加腐蝕速率減緩。其腐蝕速率約與浸漬在碼頭面下六公尺深的試片相同 。

3. 結構用鋼動態電位極化曲線掃描法

結構用鋼片的極化曲線掃描結果，腐蝕速率爲 3mpy 。

（二）AISI 304 型不銹鋼

不銹鋼在海水中，因海水中有氯離子與海生物，易使不銹鋼表面鈍態膜遭破壞，造成孔蝕或間隙腐蝕的現象發生。

室內浸漬實驗， 304 不銹鋼腐蝕速率明顯比現場浸漬低，其主要原因爲不銹鋼的腐蝕主因在於海生物的附著造成嚴重的孔蝕或間隙腐蝕，室內浸漬爲乾淨的天然海水，並沒有海生物，所以腐蝕速率較低。

（三）犧牲陽極

結構用鋼片鎖上鋅塊〔陰極防蝕〕，浸六個月結果顯示鋼片沒有生銹，即使有海生物附著受損亦不明顯。

不同季節，浸漬六個月，在(春天至夏天)浸漬的結構用鋼；每單位面積損失的鋅重量明顯比在(秋天至冬天)浸漬的結構用鋼單位面積損失的鋅重量少，其原因可能是鈣質沉積物附著於碳鋼表面，減少了欲達陰極保護電位所需電流。

（四）防污塗料試片

含錫與無錫防污塗料試片(塗料厚度約 200 μ m)，塗膜在海水中徐徐分解，故毒物不斷溶出，使海生物無法附著，浸漬三個月，兩種塗料試片均表面良好，未有剝落現像。浸漬六個月，兩種防污塗料試片仍然沒有海生物附著，但是綠色含錫防污塗料明顯的較紅色無錫防污塗料溶解快速。

肆、發現與結論

1. 陰極保護（ AISI 1015+鋅）、 304 不銹鋼、混凝土、 AISI 1015 裸鋼或其它處理等試片上所生成之附著生物覆蓋度與生物溼重、乾重及有機重皆較塗有含錫或無錫防污塗料之試片爲多。

2. 除了塗有防污塗料之兩種試片外，其它材質之間，無論在覆蓋度、生物重或生物群聚結構皆並無顯著差異。

3. 在置放時段上的比較，置放時間愈長，除了塗有防污塗料之兩種試片外之其它材質，其上之覆蓋度與生物量愈多。

4. 經歷夏季之附著生物種類主要以盤管蟲（ *Hydroides elegans* ）、三角藤壺（ *Balanus trigonus* ）、牡蠣（ *Ostrea plicatula* ）及各式苔蘚蟲爲多。而經歷冬季之生物群聚結構顯然有年間的變化。

5. 未保護之裸鋼顯示，浸漬初期腐蝕速率隨海水深度增加而降低，且不同季節性的浸漬，會有不同的腐蝕速率。(夏季浸漬的腐蝕速率明顯高於冬季)。

6. AISI 304 不銹鋼易因海生物附著而造成嚴重的孔蝕，且易受間隙腐蝕。

7. 犧牲陽極能保鋼材有效防蝕。夏季因鈣質沉積物易產生，使陰極防蝕所需電流密度明顯較冬季減少。

8. 浸漬一年有錫防污塗料優於無錫防污塗料，未有大海生物附著。

9. AISI 304 不銹鋼，由於添加鉻合金，海水流速造成的腐蝕性明顯優於結構用鋼。

10. 在本研究時間內， RC 中鋼筋腐蝕電位約介於-0.33~-0.34 V(SCE)，並於量測完成後剖開試體，並未發現明顯腐蝕現象，此或需更長之浸漬時間方足以辨明海生物對 RC 腐蝕之影響。

伍、建議

依據兩年之調查及試驗，本研究尚不能發現污損生物種類及附著量對於港工材料(鋼材及混凝土材料)腐蝕損害影響之顯著關係。此有待更長時間之調查研究及不同之

研究區域，方足以辨明其顯著性及差異性。

陸、參考文獻

1．港灣技術研究所，港灣鋼結構物耐久性研究，第一年報告（ 1990,6).

2．港灣技術研究所，港灣鋼結構物耐久性研究，第二年報告（ 1991,6).

3．港灣技術研究所，港灣鋼結構物耐久性研究，第三年報告（ 1992,6).

4．港灣技術研究所，港灣鋼結構物耐久性研究，第四年報告（ 1993,6).

5．港灣技術研究所，港灣鋼結構物耐久性研究，第五年報告（ 1994,6).

6．港灣技術研究所，港灣鋼結構物耐久性研究， 第六年報告（ 1995,6).

7．港灣技術研究所，基隆港碼頭鋼板樁腐蝕調查研究，專刊第 59 號， 1990.

8．港灣技術研究所，基隆港碼頭鋼板樁檢測及其維護改善方案研究，專刊第 81 號， 1993.

9．楊盛行、洪秀琤、林義宗，“海生物之吸附調查研究”，第二十九屆中國農化年會， pp.96(1991).

10．楊盛行、黃哲崇、王瑋龍、林義宗。 1992 。臺灣地區港區之海生物附著研究。中華生質能源學會會誌。 11:42-66 。

11．楊盛行、胡光濬、魏嘉碧、林義宗。 1994 。防污漆對海生物吸附之影響。中華生質能源學會會誌。 13:168-189 。

12. 鄭錦榮、白書禎、陳瑤湖，“防污塗料之效果評估研究試驗’，台電工程月刊，No.484, pp.59-80(1988,12).

13. Potvin, C. and D.A. Roff. 1993. Distribution-free and robust statistical methods: viable alternatives to parametric statistics? Ecology 74(6): 211-224.

14. Shirley, E. A. 1987. Applications of ranking methods to multiple comparison

procedures and factorial experiments. 36(2): 205-213.

15. Sokal, R. and F.J. Rohlf. 1981. Biometry. 2nd Edition. Freeman, New York, 859 pp.

16. Milliken, G.A. and Johnson, D.E. 1983. Analysis of messy data. Van Nostrand Reinhold, New York, 743pp.

17. Krebs, C.J. 1989. Ecological methodology. Happer & Row, New York, 654pp.

18. NTSYS - pc. 1993. Version 1.80. Exeter Software, New York.

19. Soong, K.Y., C.P.Chen, K.H. Chang, and T.H. Tan. 1981. Settling of Oysters (Crassostrea thunberg) and barnacles (Balanus amphitrite albicostatus Pilsbry) in Shun-Sun. Report of the Institute of Fishery Biology of Ministry Economic Affairs and National Taiwan University. Vol. 3.

材料之熱分析技術之探討

林維明

執行單位：港工材料組
計畫編號：85—研(六)—3
全程期間：83/07/01~85/06/30
執行期間：83/07/01~85/06/30

摘　要

台灣地處亞熱帶，四面環海。氣溫及相對濕度均偏高。再加上陽光強及污染嚴重。故材料發現提早劣化。本研究使用熱分析儀器研究分析水泥摻加氯化鈉或海砂、高分子材料及橡膠等材料之熱行爲，其特性很明顯地顯現。熱分析技術可偵測吸、放熱量變化、熔點、相變化或化學反應時之溫度、質量、體積、彈性模數及化學反應下之反應速率等之變化。此技術可快速可靠地查驗材料受任何外界腐蝕因子侵入期間之物理化學變化，可展現腐蝕生成物之熱特性，因此爲評估材料長期性能的一種簡便及實用方法。

關鍵詞：熱分析技術、材料、腐蝕、劣化、熱行爲

一、前　言

熱分析技術爲量測物質在受負荷過程中所呈現的物理性或化學性變化之技術。包括可量測相變化或化學反應發生時之溫度及其熱量、活性能、熱失重、化學組成、熔解熱、熔點、玻璃轉換點及熱應力應變等熱力學性質。

熱分析量測儀器包括偵測試料在升降溫過程中發生的物理性及化學性變化所吸、放能量造成試料溫度變化的熱分析儀(DTA)，偵測吸、放熱含量之差示掃描量熱儀(DSC)，測量因溫度變化產生質量變化之熱重分析儀(TGA)和在加熱與負荷作用下產生應變之熱應力應變分析儀(TMA)等。

本研究曾應用 DSC ， DTA ， TGA ， TMA 等熱分析儀器進行水泥摻加海砂或氯化鈉及天然橡膠、合成橡膠、環氧樹脂、聚丙烯、聚碳酸塑膠和 ABS 樹脂等多種材料之熱行爲測定與分析。

由於各種材料都有其獨特之晶相及內能特性。因此當有腐蝕因子侵入時，則此已腐蝕材料受加熱與負荷所產生之能量移轉，晶相轉變而造成之熱量、質量、溫度差及體積變化等都很顯然地與原材料不同。因此應用此技術可快速及可靠地偵測材料是否變質，若再配合使 用 SEM ， EDS ，及 XRD 等微觀儀器，則更可發揮其功用。

二、實驗部分

2-1 試驗材料

本研究使用台泥公司出產的普通水泥，法製之高鋁水泥，德製氯化鈉，中聯公司之高爐石水泥，台電公司之飛灰，美製矽灰、標準砂、環氧樹脂，聚丙烯，聚碳酸塑膠及 ABS 樹脂等數種高分子材料及順益橡膠廠所提供之天然橡膠及人工合成橡膠及日製之氧化鋁等材料。

2-2 試體準備

本研究使用日製 Shimadzu 熱分析儀包括 DTA ， DSC ， TGA 及 TMA。可量測試體在設定的溫度及負荷控制下，材料因爲水化產生結晶相轉化，使其熱量、溫度、重量、應力應變、彈性模數、熱膨脹係數及硬化動力等隨溫度或時間變化之特性。參考物使用氧化鋁(α-Al_2O_3)，試體採用上述材料，用水灰比 0.6 在各種養護時間下，水化試料磨成粉末後取 10 毫克在升溫速率 25 ℃/min ，由 DSC 測試至 600 ℃，而其他儀器則測至 1000 ℃。 500 ℃以下使用鋁質樣品盒，而超過 500 ℃則用白金盒。在試驗時，使用惰性的純氮氣在 40 cc/min 流動率下進行試驗，並在流動速率爲 300ml/min 之冷卻循環水作用下，使試料在測試時能具有動態氣氛，易維持及重現性。

2-3 試驗方法

2-3-1 DSC與 DTA測試

DSC 與 DTA 之測試相似，均爲偵測試樣與參考物在相同之升溫條件下所產生的熱量(或溫度)差值，以瞭解其熱轉移之現象。

實驗設計係將試料與參考物分別置於兩個坩鍋中，再置於加熱爐中之支持器中，兩者同時在熱傳速率及熱容量相同之環境條件下等速升溫。當試料升溫至轉移點如晶相轉變、熔點及沸點等情況下，則加熱器所供應之能量爲試料所吸收(吸熱)或試料釋出能量(放熱)等將使試料之溫度發生異常變化。而熱惰性之參考物則未產生任何變化。因而可記錄其溫度差隨時間(或溫度)變化之 DTA 曲線，由於試料晶體之相變化將產生向上放熱峰，而因熔解或分解反應，則會形成向下之吸熱峰，由峰之位置可確定發生效應時之溫度，並可由峰之面積了解反應過程中之動力學特性。

2-4 熱失重測試

TGA 是採用零點平衡原則，利用靈敏度之感測器連接到一緊帶(Taut Band)懸掛系統以偵測樣品受熱後其質量之微量變化，藉光學啓動自動控制迴路調整電流流入感測器之大小，以維持天平臂在水平(零點)之位置，利用電腦記錄熱失重與加熱溫度之變化關係。

2-5 動態熱量及熱重量分析

動態熱量及熱重量分析現已廣泛應用於研究熱分解反應動力學，由 DSC 或 TGA 曲線計算動力學之公式如下式：

$$\frac{dx}{dt} = Kx^n \qquad (1)$$

式中， X 爲在 t 時間進行反應之試樣量， n 爲反應級數， k 爲速率常數。此公式可用以描述固體之熱分解。速率常數(k)與受熱之溫度(T)之關係可使用

阿瑞尼阿斯(Arrihenius)公式表示如下：

$$K = Aexp(-\triangle E/RT) \quad \ldots\ldots(2)$$

式中， A 爲 Arrihenius 常數，△E 爲活性能， R 爲理想氣體常數，可選三個不同之升速率製作 Ln K 與 1/T 相對應之圖形，由其截距與斜率可求得 A 與△E 值。在恆溫下， K 爲一常數，因此可在對數座標上求得 n 值，同時可畫製反應轉化率與反應頻率之關係曲線。

2-6 熱應力應變分析

TMA 是量測試體尺寸之線性變化，爲溫度、時間和力量之函數。可用以分析材料之熱膨脹係數，彈性模數及應力應變之關係。測試樣品的大小限制最大僅爲 2.5mm 。將之置於平台上。試料體積長度變化常以機械光學或電磁學之轉換器檢測，通常使用線性可變差示變壓器(Linear Variable Differential Transformer, LVDT)。當試料受熱及負荷作用下將會產生應力、應變。而利用 LVDT 之探棒(Probe)可偵測其變化量。探棒之種類將依測試之材料不同而異。

三、試驗結果與分析

3-1 DSC熱量測試結果

本試驗使用質量 10mg 之水化過的普通、高爐石、及高鋁水泥漿進行 DSC 測試，升溫速率 25 ℃/min 之放熱峰頂溫度、熱量及可能之反應生成物如表一所示。圖一爲其表性之 DSC 曲線。

由表一可發現本研究所得之數據與文獻資料大致上相當一致，惟有些差 異性，其原因一爲儀器因素，另一爲試料特性。前者如加熱速率，使用氮氣之動態氣體及溫度控制常數：所使用的試樣器之材質，熱電偶導線與接頭位置等。而後者如試料之質量，粒徑大小及裝填方式、水灰比，細度等對 DSC 曲線吸熱或放熱峰之形狀位置、數量都會有顯著之影響。在定量時須量測 DSC 曲線所包圍之面積及峰頂之溫度大小，這些因素都經過檢測控制，選用最適當條件進行 DSC 測試。

圖 2 爲代表性之高分子材料之 DSC 測試結果範例，參考文獻 8 中有詳細說明，

由圖中可發現環氧樹脂具有其獨特的放熱與吸熱之熱行爲，而環氧樹脂之放熱峰寬廣。聚丙烯之吸熱峰則較狹窄，ABS 樹脂之玻璃轉點較聚碳酸酯塑膠爲低，天然橡膠與合成橡膠均爲放熱行爲，而合成橡膠之放熱面積與高度均較大[8]，高分子種類很多，各有其熱行爲之特性，只要使用 DSC 檢測，即可發現其是否已經有其他腐蝕因子滲透進入材料中。

3-2 反應活性能

本研究並就各種水泥料進行動力分析結果如表二所示。因爲反應速率與反應活性能成反比，比較表一及表二可發現普通水泥之反應活性能較高鋁水泥爲高，因此反應時間較慢，而高鋁水泥的反應活性能與其所含氧化鋁數量成反比。即氧化鋁含量愈高者，其反應時間較早發生，如表二所示。

3-3 熱失重及水化程度分析

熱重分析儀可偵測在控制之溫度變化下，試體的質量變化。例如使用 TGA 測試氫氧化鈣結果發現其熱失重爲 24 %，而其熱峰溫度爲 464 ℃，而與文獻上所載其失水範圍爲 450 ° ~ 500 ℃，及其化學反應之失水重比值爲 24.32 % 相符[3]。

水泥之水化程度是指在一定時間內已發生水化作用之數量與完全水化之數量之比值。利用 TGA 測試資料可使用下列公式求得水化程度[2]。

$$\alpha = [(W_{105} - W_{580}) + 0.41(W_{580} - W_{1007})] / nW_{1007} \times 100\% \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (3)$$

式中 α ：水化程度

0.41 ：碳酸鈣中 CO_2 轉化爲 H_2O 之莫耳數(分子量)之比值

W_{105} 、 W_{580} 及 W_{1007} ：分別爲試體在受熱之溫度爲 105 ℃， 580 ℃及 1007 ℃下之熱失重量。

n ：完全水化水泥漿量中之不揮發性水的水灰比。對一般常溫濕拌水泥漿體而言，其值爲 0.24[7]。

表三列出各種不同水泥料在不同水灰比或摻料情況，受熱達 1000 ℃時的熱失重量和水化程度測試結果，由這些數據可發現下列現象：

1. 水泥水化期間摻加 NaCl ，則其熱失重較之不含 NaCl 者爲高。而與水灰比成正比。在一定之水灰比下，其熱失重隨 NaCl 之含量增加而遞增。

2. 中聯公司高爐水泥的熱失重及水化程度均有隨其水灰比增加而遞增之傾向。

3. 水泥中摻有加台電公司出產之飛灰，其熱失重和水化程度有隨摻加量增加而遞增之趨勢。

4. 水泥中摻加矽灰，則其熱失重及水化程度均有隨摻加量增加而略增之傾向。

5. 水泥中摻加強塑劑，則會增加其水化程度，其熱失重較之摻加波索蘭材料(爐石、飛灰或矽灰)爲低。

6. 爲瞭解混凝土中摻有海砂之熱失重情形，特別使用標準砂和海砂與水泥拌合製作水泥砂漿，以砂和水泥重量比爲 1 ： 3 ，而水灰比爲 0.4 之配合比條件所得熱失重測試結果發現摻加海砂者之水化程度較高，而熱失重較少。

本研究爲比較海砂之熱失重現象，曾進行一些 TGA 測試，其結果如表四所示，由表中可發現標準砂對熱之反應還較爲穩定，因此可視爲熱惰性材料，可當作示差熱分析之參考物，而標準砂中摻加 NaCl ，雖然相當微量(0.5 %)，但亦可偵測得知其熱失重與純標準砂者不同，而熱失重隨其中所含 NaCl 量之增加而遞增，而純海砂之情況則介於摻加 0.5 %及 2 % NaCl 之間，純 NaCl 在 730 ℃時急速下降，此與其溶點特性有關。圖 3 爲測試結果範例。

高分子之 TGA 測試結果範例如圖 4 所示，詳見參考文獻 8 ，由圖中可發現每一種材料之熱失重特性均有很明顯的差異，因此可利用 TGA 偵測其熱失重特性。

3-4 熱重量反應動力分析

選用普通與高鋁水泥各 10 mg ，在三種升溫速率 15 、 20 及 25 ℃/min 加溫至 1000 ℃。得到相關係數 A ，△ E 及 n 值。並可畫恆溫轉化率(X)與反應頻率(t^{-1})之關係曲線。 所得之活性能(△ E)數據如表五所示。由表中可見 Al_2O_3 含量 80 % 情況之△ E 爲最低，即反應最早，其次是 70 %、 50 %及 40 %。普通水泥之活性能較高鋁水泥爲高，即反應較慢，此現象與高鋁水泥之水化速率快且速凝之特性相符合。

3-5 熱應力應變分析

本研究測試採用兩種溫度負荷條件，一爲初始負荷 10 公克，持續 10 分鐘，加載速率爲 5g/min 加至 55 公克。而溫度自室溫(25 ℃)以升溫速率 25 ℃/min 加熱至 1000 ℃。而另一種情況是初始負荷採用 20 公克持續 10 分鐘，加載速率爲 5g/min 加至 55 公克，而溫度控制自 25 ℃以升溫速率 25 ℃/min 加熱至 500 ℃，測試結果如表 6 所示，可發現有下列現象：

1. 剛開始一定負荷之時間內，試體尺寸先被拉伸，後有被壓縮現象，而彈性模數則遞增。

2. 負荷加速時，應力應變會改變。

3. 加載速率停止，以一定負荷加在試體上時，壓縮量增加，導致彈性模數降低。

4. 升溫至 1000 ℃時，負荷回復至初始負荷，開始降溫，可發現試體有拉伸與壓縮現象，但其量較升溫情況爲低。

5. 並非在最高溫度(1000 ℃)時，彈性模數爲最大值。如表 6 所列數據爲降溫至相當溫度下所達到的最大值。

6. 第二種情況之結果與上述加熱至 1000 ℃之情況有相同之趨勢。

四、結論與建議

根據本研究結果可得出下列結論及建議事項：

4-1 結 論

1. 摻加海砂之水泥砂漿體，其水化程度及熱失重均較高，其熱失重隨 NaCl 量增加而遞增，海砂則介於摻加 0.5~2 % NaCl 之間。且其熱失重較之純水泥者爲高而與水灰比成正比。

2. 高爐石水泥之熱失重與水灰比成正比，熱失重及水化程度均隨其高爐石之摻加量增加而遞增。

3. 應用熱分析技術，可偵測港工材料在施工中是否摻加有害物，且可應用於檢查使用期間港工材料是否有腐蝕因子侵入，可由其放熱峰頂溫度，熱失重和水化程度等與正常情況比較，一定會有明顯的差異。因此容易及早防範及提出對策。

4. 由於港工材料耐久性與其微結構關係甚大，由熱分析所提供之水化生成物熱行爲特性爲一評估材料耐久性之實用及簡便之方法。

5. 熱分析所使用之材料量少，操作方便、省時及可靠，是非常實用之定性參考資料。若能配合應用掃描式電子顯微鏡、X 光繞射分析儀及能散分析儀等微觀儀器偵測微結構之定性及定量特性，相信更能發揮其功效。所以熱分析現已成爲實驗室中一有力的分析材料工具之一。

4-2 建 議

1. 熱分析所使用之材料量少，操作方便，省時，其技術可提供材料熱行爲及生成物形成時熱含量、溫度、質量及體積變化之定性參考，建議今後此方面之技術應該深入研究應用。

2. 本研究使用四種熱分析儀器，所得結果發現相當一致，實際應用時建議僅選用兩種配合詮釋即可。

3. 應用本熱分析儀器技於材料熱行爲研究時，建議應配合掃描式顯微鏡 (SEM)及 X 光繞射分析儀 (XRD) 以便偵測材料受熱後生成物之觀形貌和組成分特性。

4. 爲有效掌握材料因腐蝕所造成之熱行爲，使用熱分析技術測試是必要的工作。

五、參考文獻

1. H.Lechatelier , Z, Phys Chem . 1.(1887) 396.

2. B. EI-Jazairi, and J.M. Illston, Cem . Concr.Res.10(3)(1980)361.

3. J Bhatty, in "Application of Thermal Analysis to Problems in Cement Chemistry ", Chapter 6 in Treatise on Analytical Chemistry , Part 1, Vol.13, Second edition

: Thermal Methods, ed. D. Windfornder (John Wiley & Sons. Inc. New York, 1993) p.355-396.

4. H. F. W. Taylor, in : Cement Chemistry, (Academic Press, London, 1990) p.129 and 200.

5. R. A. Brown and B. Cassel, (American Laboratory, Ma-42, 1977) p.1-8.

6. V. S. Ramachandran, R. F. Feldman and J. J. Beaudoin in : Concrete Science, (Heyden & Son Ltd., London, 1981) p.128.

7. S.Mindess and J. F. Young, in : Concrete, (Prentice - Hall, Inc. 1984)p.103.

8.林維明，「材料之熱分析技術之探討」，港灣技術研究所 85-研(六)-3 研究報告，台中，85 年 6 月，pp.64~69 。

表一　水泥漿體 DSC 測試結果

材 料	熱量 (J/G)	可能水化反應的生成物[3]	放熱峰頂溫度 (℃)	
			文獻資料[3]	本研究之數據
卜特蘭 I 型水泥	2.43	CH, C-S-H	115~195 ； 485~550[4] 105~440 ； 440~580	100
高爐石水泥	40.2	ettringite	120~160	125
高鋁水泥	13~27	CAH_{10} AH_3 C_3AH_6	110~120 ； 96[5] 295~310 ； 276[5] 320~350 ； 328[5]	246~286

＊ 放熱峰頂溫度所列文獻資料除註明外，均爲參考文獻 3 中所者。

表二　水泥漿體之反應活性能

單位：KJ/mole

材 料	普通水泥	高 鋁 水 泥			
		40 % Al_2O_3	50 % Al_2O_3	70 % Al_2O_3	80 % Al_2O_3
△E	112.14	109.73	99.98	97.71	86.54

表三　水泥(砂)漿之熱失重及水化程度

材　料	水 灰 比		
	0.24	0.40	0.80
卜特蘭 I 型水泥	10.75(23.03)	12.93(31.33)	
水泥+10 % NaCl	23.04(51.63)	23.96(55.26)	
水泥+20 % NaCl	24.23(48.72)	30.35(74.54)	
水泥+40 % NaCl	27.69(65.74)	34.64(77.35)	
高爐石水泥		17.44(21.69)	23.49(22.05)
水泥+40 %飛灰		14.49(29.20)	
水泥+60 %飛灰		18.13(32.41)	
水泥+40 %矽灰		17.00(38.63)	
水泥+60 %矽灰		17.47(35.11)	
水泥+10 %強塑劑		13.03(29.91)	
水泥+20 %強塑劑		14.35(34.09)	
水泥+60 %標準砂		8.87(13.13)	
水泥+60 %海砂		6.47(10.51)	

表中爲溫度 1000 ℃時之熱失量(%)

(　)爲水化程度(%)

表四　海砂漿體之熱失重情形

單位：%

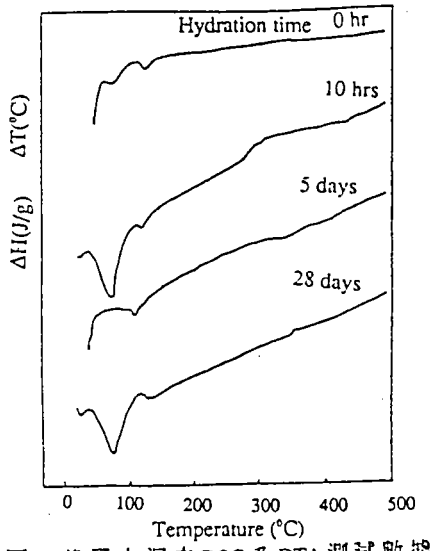
材　料	$W_{105℃}$	$W_{580℃}$	$W_{1007℃}$
標準砂	+0.07	+0.16	+0.20
摻加 0.5 % NaCl	+0.03	-0.18	-0.42
摻加 2.0 % NaCl	-0.04	-0.83	-2.92
海　砂	-0.26	-0.66	-2.44
純 NaCl	+0.04	-0.05	-16.77

表五　水泥漿體之熱失重反應活性能

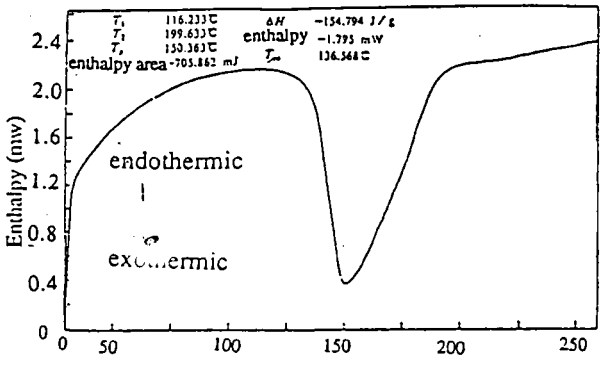
材料種類	高鋁水泥(Al_2O_3 含量)				普通水泥
	40 %	50 %	70 %	80 %	
△ E(kJ/mole)	12.22	10.32	2.63	0.35	15.36

表六　水泥漿體之壓縮量及彈性模數

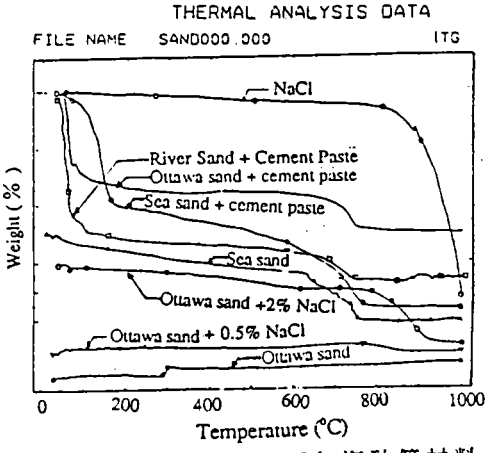
負荷及加熱條件	變　數	普通水泥	高鋁水泥
初始負荷 20 公克 加熱至 1000 ℃	壓縮量(%)	10.47	12.07
	彈性模數(kgf/cm^2)	13.35(994 ℃)	13.35 (998.7 ℃)



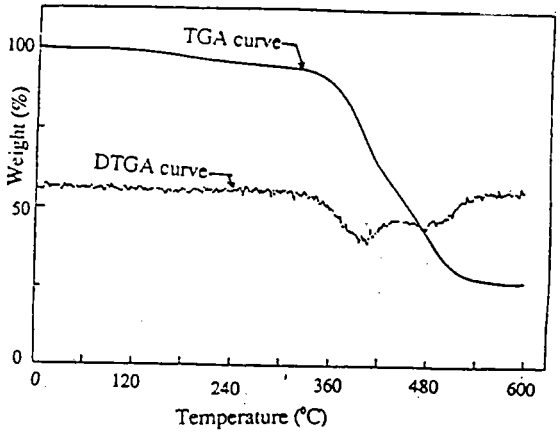
圖一普通水泥之DSC及DTA測試數據



圖二、環氧樹脂之DSC曲線



圖三、水泥中添加海砂等材料之熱失重測試結果



圖四、環氧樹脂之TGA曲線

港灣技術研究所基本研究成果發表會論文集　民國 85 年
Proc. on Basic Research of Institute of Harbor & Marine Technology in 1996

Application of Thermoanalytical Techniques in the Materials Corrosion Study

Wei-Ming Lin

Researcher, Institute of Harbor and Marine Technology

ABSTRACT

There are some corrosion factors existing in Taiwan. i.e. It locates in the subtropical zone, surrounded by sea, the air temperature and relative humidity are higher, the sunshine is stronger and air pollution is poor, therefore the materials are deteriorating earlier.

In this study, the thermal analysis instruments were applied in the investigation of the heating behavior of cement added with sodium chloride, seasand, polymer and rubber, etc. Their characteristics are obviously demonstrated.

The thermoanalytical techniques can monitor the endothermic and exothermic enthalpy changes, melting point temperature, the differential temperature, mass changes, dimensional changes, Young's modulus, and chemical reaction rates of minor chemical changes, etc. It is fast, reliable and able to detect the physiochemical changes during the presence of any external corrosion agents attack on the materials. These techniques exhibit valuable heating characteristics of corrosion products, hence it is a practical and simple method to assess the long term performance of materials.

Key Words: thermoanalytical technique, materials, corrosion, deterioration, heating behavior.

港灣技術研究所基本研究成果發表會論文集　民國85年
Proc. on Basic Research of Institute of Harbor & Marine Technology in 1996

台中港港池水理模式之研究

蘇青和　莊文傑

執行單位：數學模式組
計畫編號：85—研(七)—1
全程期間：84/07/01~87/06/30
執行期間：84/07/01~85/06/30

摘　要

本計畫以數值方法配合現場觀測資料分析，以探討台中港港區之海流特性， 數值計算之流場將可提供未來探討污染研究及提昇港池水體自淨能力之重要輸入條件。改善港池污染方法之一爲提昇港池水體自淨能力， 台中港港區之潮差甚大，每年季風期更有強勁季風作用，因此海流包括潮流、風吹流及沿岸流，各成份流動皆較其他地區爲大，本研究之目的即是希望引用此強勁之水流條件，探討提昇台中港港池水體自淨能力。第一年度之計畫擬先進行台中港區之水理數值模式研究，在配合台中港港區現場之水理資料蒐集， 以初步了解水理特性。台中港海岸地區流場主要受台灣海峽大尺度海潮流所控制， 局部地區並受風、波浪及地形水深之影響。現場觀測資料顯示，影響台中港區海流之主要外力爲潮汐、季節風、波浪及洋流之支流。冬季季風期間風驅流所導致的港域環流較於潮汐漲落所導致的海流影響爲大，因此探討台中港區之水理特性，宜分季風期及非季風期兩階段來進行。由於流場在近岸區甚易受水深、地形及結構物影響而改變大小及方向，加以其全面施測並不易進行， 因此有必要配合現場條件進行數值模擬， 俾利現場流況之掌握。本計畫採用丹麥水工研究所發展的 Mike 21 HD 二維模式進行海流推算，數值推算之流場與現場觀測之現況分析結果比較頗爲一致。台中港由於係一封閉性港，港池形狀特殊，成狹長形，長約七、八公里，而寬僅半公里左右，數值計算之流場分佈顯示港內火力電廠附近之水域之流速甚小，因此內港區之流量不大。整體而言內港區之水體與外海之水交換情形並不十

分理想， 可預期進入港池內之污水乃不易擴散稀釋至大海，詳細情形有待進一步污染擴散數值分析。

一、前 言

台中港港區北起大甲溪南岸， 南至大肚溪北岸， 南北長度綿延 15 公里， 東起臨港路向西延伸 3 至 5 公里不等， 港區範圍甚大。台中港 係一封閉性港口，進入港池內之污水乃無法擴散稀釋至大海， 使得工業港池之污染日益嚴重， 並隨原南海堤施工道路之打通而波及商港區。爲維護港區環境品質，確保國際形， 更爲國家整體經濟之發展考量及發電計畫之順利推動，港灣污染整治已經刻不容緩。

改善港池污染另外之方法則是提昇港池水體自淨能力， 以利用自然或人爲方法，提昇或導引海水流動之能力，盡可能使進入港灣之污染擴散、稀釋再流至大海。 台中港港區之潮差甚大， 每年季風期更有強勁季風作用，因此潮流、風吹流及波引起之沿岸流較其他地區爲大。如何以利用此海水流動之能力，盡可能改善港池水灣之污染，爲研究之重點，而本研究之目的即是探討提昇台中港港池水體自淨能力。

第一年度之計畫擬先進行台中港區之水理數值模式研究。針對台中港北防波堤擴建、南海堤施工道路打通， 外廓海堤合攏的邊界條變換建立台中港水理模式。並配合台中港港區現場之水理現場資料蒐集， 以初步了解水理特性。近岸流況爲造成港池污染擴散之主要成因之一，由於流場在近岸區甚易受水深、地形及結構物影響而改變大小及方向，加以其全面施測並不易進行， 因此有必要配合現場條件進行數值模擬， 俾利現場流況之掌握。

二、台中港現場觀測之海流特性分析

影響近岸域之流場， 主要外力有潮汐、波力、風力、流體剪應力、科氏力、地形邊界效應、底床摩擦力等項目， 而流體密度變化、濃差效應， 除某些特定地區造成較大影響， 一般實際情形影響不大， 有些地區洋流之支流也會些微之影響。探討近岸地區之流況， 首先必須了解當地之潮汐、風及波浪等主要影想因素之特性。有關潮位、風、波浪及海流之現場觀測資料，本所於 1994 至 1996 年作較長期之觀測，此處僅取典型之代表資料分析於后 。

台中港附近所設之潮位站(ST-8)， 於四號碼頭附近， 位置如附圖一。經分析顯示台中港地區之潮差甚大，以 1994 年 1 月至 4 月間 資料爲例，平均潮差接近 4 米左右，潮位能譜分析結果顯示能譜的相對尖鋒出現在週期 12 小時及 24 小時附近，亦即台中港的潮汐主要爲半日潮及全日潮，而半日潮又較較全日潮 爲大，全日潮振幅約爲半日潮之 1/8 之 1/10 間，半日潮之振幅約爲 3.0 米左右。

風速計則設置於北堤觀測站(ST-7)，位於北防波堤與北防沙堤間，高程爲 27 米，位置如附圖一。夏季月份以 1994 年 6 月份爲例，經分析 顯示風向集中在西南南、南西及南方向大約佔 53 %， 風速超過 10m/sec 者僅約佔 5.4 %，是屬夏季西南季風型態。夏季季節、動量傳遞作用明顯常使台中港風速出現日變化，空氣受到太陽輻射作用而使動量傳遞增強，所以台中港的風速常於午後增大，傍晚開始減弱，而於午夜至翌日清晨風速最小。 冬季月份以 1994 年 1 月份爲例，經分析 顯示風向主要分別集中在東北方向，大約佔 64 % ，整月 風速超過 10m/sec 者約佔 26.6 %，風速較 6 月典型夏季西南季風型態顯然爲大。

台中港港口附近的波浪觀測夏季南防波堤以南附近(ST-4)，位置如圖一，經分析顯示 於 1995 年 1 月間，整月 H1/3 小於 0.5 米約佔 67 %， H1/3 介於 0.5 米～ 1.0 米約佔 28 %， T1/3 介於 3 秒～ 4 秒約佔 41 %， T1/3 介於 4 秒～ 6 秒約佔 40 %，顯示夏季除颱風期間，波浪並不大。冬季東北季風影響期間北防波堤距堤頭約 200 米 ST-2 站，於 1995 年 1 月，整月 H1/3 大於 2.0 米約佔 53 %， H1/3 介於 1.0 米～ 2.0 米約佔 33 %， T1/3 介於 4 秒～ 6 秒約佔 43 %， T1/3 介於 6 秒～ 7 秒約佔 43 %。初步分析顯示冬季之波高及週期皆較夏季期間爲大。夏季西南季風期間因風速小，波浪一般也甚小。而在冬季東北季風期間， 因風速增大， 波高、週期則顯然較夏季爲高。

台中港港口附近的海流觀測站共有三處，分別是北防沙堤測站 ST-1(水深 15 米)，北防波堤堤頭站 ST-2(水深 25 米)，南防波堤登輪區測站 ST-4(水深 11 米)，位置如圖一。

北防沙堤測站 ST-1 ，經分析顯示在夏季海流並不大，潮汐漲落是影響流況主要因素，流況特性呈較規則性變化， 1995 年 7 月間 ST-1 測站之平均流速約爲 12.5cm/sec，流向集中在 SW 、 SSW(佔 34%)及 NNE 、 NE 、 ENE(佔 24%)等方向。潮流之主成爲半日潮及全日潮， 而半日潮與全日潮大小相當。因測站 ST-1 位於北防沙堤測，流向變化受到近岸影響， 主要在沿岸方向做週期流動。潮流之移動，漲潮往西南向

，退潮往東北向。北防沙堤測站 ST-1 ，在冬季之海流遠較夏季爲大，流向並不呈週期規則性變化， 1994 年 12 月間 ST-1 測站之平均流速約爲 21.2cm/sec ，流向集中在 SW(佔 60%)及 WSW(佔 10%)等方向。 冬季流況流向大部分爲西南向，顯示在冬季東北季風吹襲下本站的海流向受風驅流或沿岸流影響，風速較大時，風驅流轉強，不管潮流之漲潮或退潮流向皆往西南向，但風速較小，風驅流轉弱，往西南向之趨勢轉弱。

測站 ST-2 位於北防波堤堤頭處， 1995 年 7 月間平均流速約爲 35.4cm/sec ，顯示測站 ST-2 之流速遠較 ST-1 之流速爲大，而流向集中在 N 向(佔 68%)及 NNW 向(佔 17%)，顯示不管漲潮或退潮本站往北流之趨勢皆較強。現場北向之平均流(或稱恒流)甚大，其可能爲此站離海岸較遠，夏季往北向洋流分叉於近岸產生之支流，而西南季風引起之風吹流成份並不大。 潮流之主成份爲半日潮及全日潮， 而半日潮較全日潮爲大。本站夏季海流主要爲恒流與潮流所組成。冬季位於北防波堤堤頭處測站 ST-2 之海流， 1994 年 12 月間平均流速約爲 35.4cm/sec ，表示測站 ST-2 之流速仍較 ST-1 之流速爲大，而流向集中在 W 向(佔 44%) 及 N 、 NNW 向(佔 32%)，顯示流向分別分佈在西向及北北西向，此與北防沙堤測站明顯不同，西向的流可能是受到北防波堤結構物的影響，而產生之強制裂流(沿岸流或風驅流受結構物影響而轉向外海之海流)，至於北北西向的流則可能是恒流與潮流所造成。

南防波堤登輪區 ST-4 位於北防波堤堤頭 ST-2 之東南方， 1995 年 7 月期間平均流速約 12.9cm/sec ， 顯示 ST-4 之流速較 ST-2 爲小， 而流向集中於 NW(佔 43%)及 NNE(佔 22%)，表示 ST-4 之流向與 ST-1 及 ST-2 皆不同。而流向集中在 NW 及 NNE 向， 顯示不管漲潮或退潮在 ST-4 站，海流往西北向或北北東向之流向趨勢較強。其原因可爲漲潮時在南堤附近海域， 由於南防波堤之阻擋，產生因 大小不同環流，流向變化較複雜之故；而由能譜分析也顯示流場型態仍是以潮流及恒流爲主。冬季之海流 1994 年 12 月期間平均流速約 20.6cm/sec ，顯示測站 ST-4 冬季之流速較夏季爲小，而流向集中於 NNE(佔 26%)及 N(佔 11%)， 表示測站 ST-4 之流向與測站 ST-1 及測站 ST-2 皆不同。 大部分的流向分佈在北至東北向之間，其分佈的集中程度不似上述兩站，分佈範圍甚廣，不似北防沙堤測站的集中，且主要流向與北防沙堤測站明顯相反，此顯示此站的海流受風的影響不如測站 ST-4 及測站 ST-1 ，也就是風驅流或沿岸流成份不特別高，能譜分析顯示其值大小與潮流成份相當。本站海流大致流向東北，

這與北防沙堤測站明顯不同。因受東北季風及波浪之影響。風浪較大的流速其流向受風吹流及碎波後產生之沿岸流影響較大，流向些微偏西北，本站冬季海流之成份包括潮流、風吹流及沿岸流， 不完全是潮流的週期性運動。

綜合上述冬、夏兩季流況特性顯示，冬季港口流況除受潮汐影響外，還受風吹流及碎波所產生之沿岸流影響，而且各項影響因素又交互作用，例如：漲退潮水位高低影響碎波帶位置； 水位相同時碎波帶位置又決定於波高大小及週期長短；波高大小決定沿岸流強弱。因此，冬季不論風力大小，海面波浪較夏季爲大，流況分佈較複雜，流況特性較難掌握。夏季海流之主要成份爲潮流週期性運動。由觀測地點皆爲近岸區域，因此受地形或海岸結構物的影響，不同測站海流特性有明顯差異，因此對於近岸流況判斷宜小心。

三、水理推算數值模式

DHI MIKE 21 HD 爲丹麥水工研究所(Danish Hydraulic Institute)發展之水力計算模式(The Hydrodynamic Model)。其主要功能爲模擬計算海域之潮汐變化、潮流、暴潮及近岸地區沿岸流。一般可應用於計算海洋、近岸、港口及湖泊等區域之水流及水位變化。 MIKE 21 HD 主要控制方程式爲連續方程式 (contiunity equation)及運動方程式(momentum equation)。

邊界條件， 在海面一般主要外力爲風力，模式計算需輸入採用之風速、風向及風摩擦係數之資料。海底則引用經驗式描述摩擦力之作用，在二維模式側面邊界有固定邊界及開放邊界 (Open Boundary)。固定邊界一般假設爲不透水直立壁， 在開放邊界則需給定實測之潮位或流速。開放邊界條件之水位變化資料可以引用當地潮位資料，用調合分析方式求出當地潮位變化之數 學函數方程式， 代入爲邊界條件。 HD 模式參數中最主要有三個:底床摩擦係數(bottom riction coefficient)，渦流黏滯係數 (Eddy Viscosity)，風阻係數(Wind friction factor) 。

根據一般經驗 流場資料觀測及蒐集甚爲困難，具有充足資料之海氣象測站甚爲有限，開放邊界僅能使用水位邊界。因此計算區域選定爲配合計算精度之要求不同，需分階段將計算區域分爲大域、小域及局部區域等形式計算，網格間距分別由大至小依需要分割。小格網距模式之邊界水位及通量條件則由較大格網模式計算結果提供轉換邊界。

HD Model 所使用之數值方法是利用 ADI Method 求解， 模式之穩定條件， 依據 HD 模式過去使用之經驗可得，一般格點大小依港灣地形、電腦容量、計算時間與計算之精確度而定。當網格距離決定後，依據穩定判別式，即可選擇計算時距。適當之選擇，不僅可以達到數值穩定，亦可節省甚多之時間。模式之應用，影響其精確度兩個因素爲: 邊界條件之設定與計算區域幾何形狀,所謂區域幾何形狀包括海岸線形狀與海底之形狀變化。若模式能充份地將港灣之形狀與深度變化較正確之刻劃出，且又有正確之邊界條件，則 HD 模式應能精確地演算出結果。

四、台中港近岸海域之海流數值推算

研究台中港海岸地區流場之主要目的在提供污染研究之流場輸入條件，並提供其他不同問題研究所需之基本流場，如水質模式分析、船舶進出港口段航道之操船模擬使用等。進行海流數值模擬最困難之事即在計算區域上之邊界條件設定， 正確且品質良好之邊界條件爲海流數值模擬計算準確成功之先決條件。根據資料收集結果知道，台中港南北兩側具有充足潮汐水位資料之海氣象測站甚爲有限，南側最近地僅有芳苑一站，北側則需遠至新竹方有新竹漁港一站， 因此計算區域選定甚爲重要。爲配合計算精度之要求同時並將計算區域分爲大域、小域及局部區域等三種，網格間距分別爲 1 公里、 100 公尺及 25 公尺，所涵蓋之計算範圍分別爲 120 公里× 60 公里、18.1 公里× 14 公里 及 4.5 公里 × 4.5 公里。

爲計算台中港之海流變化， 於大域計算區域南側網格上以芳苑水位站之驗潮結果爲南側水位變化邊界， 以新竹漁港水位站之驗潮結果爲北側水位變化邊界，西側之邊界條件因其距海岸線已達約 60 公里，因此由海圖上取其恒流大小及方向爲邊界條件。小域網格邊界由大域網格計算結果截取，局部區域網格邊界再由小域網格邊界截取。邊界條件之設定依以上原則及步驟設定後，即可進行台中港港域海流數值模擬。另爲驗證需要，同時並需準備台中港之水位資料及驗潮結果，資料時間並與芳苑及新竹漁港同時期，俾利計算結果之檢核。

外力因素除潮位因素外、風之剪應力，也同時納入於計算中，參考實際海氣象調查資料分析結果後，研選之風條件如下: 冬季考慮風速= 15m/s ，風向 = NE,夏季因西南季風之影響甚微，風之作用予於忽略。海流模擬之計算結果，茲將大域、小域及局部區域等三種網格計算之流場分佈分述如后。

大域網格上，冬季期間引用上述之邊界條件，其逐時之海流計算結果，台中港滿潮位時，潮流自北向南流動，低潮位時，潮流自南向北流動，退潮位時(滿潮至低潮間)，潮流自南向北流動，漲潮位時(平潮至滿潮間)，潮流於台中港南側向北流動，台中港北側則向南流動，此與台中港附近爲南北潮流之匯集點觀測結果一致，隨漲潮時間增加至滿潮位時，潮流自北向南流動。冬季因東北季風甚強，其引起之風吹流甚強，所以自北向南之海流遠較自南向北之流動爲大。夏季期間因西南季風之影響甚微，風之作用予於忽略，在大域計算區域海流之主要成份爲潮流，其潮流漲退之特性與夏季甚相似，但因爲無風驅流之影響，所以南向與北向之潮流大小較一致。

小域網格上， 截取大域網格之計算結果將其設定於小域網格邊界上，重複大域網格之操作步驟可得小域網格海流之模擬結果。在小域網格可較詳細觀看港內及堤口局部區域之流況，如滿潮時北防波堤南側將有渦流形成，低潮時，渦流則形成於北防波堤北側，退潮段潮流由港內向外流動，漲潮段則反之。流場分佈顯示港內之流速遠較港外爲小(如圖二)，港內火力電廠附近之水域之流速又遠較港口處爲小。自台中火力電廠奉准設立於工業港區南端後，爲航道需求已將外廓海堤合攏，使台中港成爲一封閉性狹長港口，因其港池形狀特殊，成狹長形，長約七、八公里，而寬僅半公里左右，因此內港區之流量不大。整體而言港區內之水體與外海之水交換情形並不十分理想，尤其火力電廠附近之水域進入港池內之污水乃不易擴散稀釋至大海。

局部區域網格之計算，其目的除爲了提高計算精度並使局部區域流場特性易於展現外，最主要之目的乃在克服邊界條件設定之困難及障礙。如前所述，局部區域網格邊界條件係由小域網格流場中截取，而小域網格之邊界條件則截取自大域網格之流場計算結果，至於大域網格之邊界設定則主要依據現場實測及調查所得之資料，因此局部區域網格之計算結果應足以反應現場實測及調查所得之水理現象。台中港潮位站位於北泊渠渠端 4A 碼頭附近，鑑於依小域網格計算所得之結果於比較台中港港內外潮時差，顯示台中港港口內外潮時差其實甚爲有限。局部區域網格計算台中港港口附近之海流分佈，其滿潮時段如圖三所示。海流之計算結果可知，台中港因港口外廓堤防伸入海測長度甚長，於潮汐一日變化當中， 南外防波堤內常有渦流產生， 北外防堤南北兩側其渦流隨潮位高低而呈南北向更替，潮流因堤伸入海側引起渦流流場其對航道造成之影響應爲港口段航道起始點深坑洞形成之主要成因。另南北內堤附近，隨潮汐漲落亦有一定規模之渦流場存在，此渦流場之影響尚待未來進一步觀測。

東季東北季風吹襲下本站的海流向受風驅流或沿岸流影響甚大，台中港滿潮位

時，外海及北外防堤北側地區海流自北向南或西南流動，西南向的流可能是受到北防波堤結構物的影響，而產生之強制裂流，沿岸流或風驅流受結構物影響而轉向外海之海流，北外防堤南側有逆時鐘之渦流，堤口內也存在一順時鐘之渦流；低潮位時，外海及北外防堤北側地區海流也是自北向南或西南流動，但流速較滿潮時爲小，同樣北外防堤南側有逆時鐘之渦流，但堤口內海流主要往外，逆時鐘之渦流規模甚小；退潮位時(滿潮至低潮間)，北外防堤北側地區海流自北向南或西南流動，流速也較滿潮時爲小，但北外防堤南側地區海流也是向西南流動，逆時鐘之渦流流速減小，堤口內海流往外流速增大，南內堤西側之逆時鐘之渦流規模加大；漲潮位時(平潮至滿潮間)，北外防堤北側地區海流也向西南流動，流速也較滿潮時爲小，但北外防堤南側地區 逆時鐘之渦流半徑減小，往堤口內海流流速增大，南內堤東側之逆時鐘之渦流規模加大。

整體而言冬季期間受北防波堤束流影響堤頭前計算流速增大流向爲 WSW ，與現場冬季位於北防波堤堤頭處測站 ST-2 之海流觀測流向相似；北外防堤南側登輪區附近在強風作用時形成一環流計算流向偏北，與現場冬季位於南防波堤登輪區測站 ST-4 之海流觀測流向也甚相似；至於在北外防堤北側地區海流自北向南或西南流動之現象，與北防沙堤測站 ST-1 海流觀測流向也完全一致。

夏季風平浪靜時，僅考慮受潮汐作用忽略風力及波浪因素。計算結果顯示堤頭前在高、低潮位時出現較大流速，高水位前後約五小時流向爲 WSW ，當水位降到平均潮位以下，流向由 NW 隨潮位變化逐漸轉爲 N 。登輪區附近流向大都偏 N 向，隨潮汐漲落略偏 NNW 或 NNE 向，但在高潮轉潮前約三小時出現 S 向水流，流速甚小。實測夏季風浪甚小時港口附近流況特性，堤前之流向隨漲退潮略有變化，但大都偏 N 向，每日高潮前後約五小時流向由 WSW 逐漸向北旋轉，低潮時偏北，此與計算結果極爲一致。登輪區附近 ST-4 所測得資料顯示，流向流速均隨潮汐變化，流向在 NNW 與 NNE 間變化，在高潮轉潮前後二、三小時流向亦呈現往南流趨勢,此與計算結果相吻合。

五、 結論及建議

1. 本計畫以數值方法配合現場觀測資料分析，以探討台中港港區之海流特性，最後數值結果之流場將可提供，未來探討污染研究及提昇港池水體自淨能力之重要輸入條件。改善港池污染方法之一是提昇港池水體自淨能力，以利用自然或人爲方法，提昇或導引海水流動之能力，台中港港區之潮差甚大，每年季風期更有強勁

季風作用，因此海流包括潮流、風吹流及沿岸流，各成份流動皆較其他地區爲大，如此強勁之水流條件，有利提昇台中港港池水體自淨能力。

2. 台中港海岸地區流場主要受台灣海峽大尺度海潮流所控制， 局部地區並受風、波浪及地形水深之影響。現場觀測資料顯示，影響台中港區海流之主要外力爲潮汐、季節風、波浪及洋流之支流。冬季季風期間風驅流所導致的港域環流較於潮汐漲落所導致的海流影響爲大，因此探討台中港區之水理特性，宜分季風期及非季風期兩階段來進行。

3. 綜合冬、夏兩季流況特性顯示，冬季港口流況除受潮汐影響外，還受風吹流及碎波所產生之沿岸流影響，而且各項影響因素又交互作用，因此，冬季不論風力大小，海面波浪較夏季爲大，流況分佈較複雜，流況特性較難掌握。夏季海流之主要成份爲潮流週期性運動。由觀測地點皆爲近岸區域，因此受地形或海岸結構物的影響，不同測站的海流特性有明顯的差異，因此對於近岸的流況判斷宜小心。與以往梁等(1983)堤頭海流觀測資料比較發現，最大流速有偏小的趨勢，此可能是北防波堤延伸 850 米及堤頭水深變深，使得強制裂流的強度減弱所致。

4. 由於流場在近岸區甚易受水深、地形及結構物影響而改變大小及方向，加以其全面施測並不易進行，因此有必要配合現場條件進行數值模擬，俾利現場流況之掌握。本計畫採用丹麥水工研究所(Danish Hydraulic Institute ，簡稱 DHI)發展的 Mike 21 HD 二維模式 模式;數值推算之流場與現場觀測之現況分析結果比較頗爲一致。

5. 台中港由於係一封閉性港口，港池形狀特殊，成狹長形，長約七、八公里，而寬僅半公里左右，數值計算之流場分佈顯示港內火力電廠附近之水域之流速甚小，因此內港區之流量不大。整體而言內港區之水體與外海之水交換情形並不十分理想，可預期進入港池內之污水乃不易擴散稀釋至大海，詳細情形有待進一步污染擴散數值分析。如能配合台中港第二階段區域整體規畫，開闢第二港口對港池污染之改善應有助益，至於其詳細提昇台中港港池水體自淨能力待進一步研究。

參考文獻

1. Danish Hydraulic Institute, " MIKE 21 User Guide and Reference manual" ,1994.

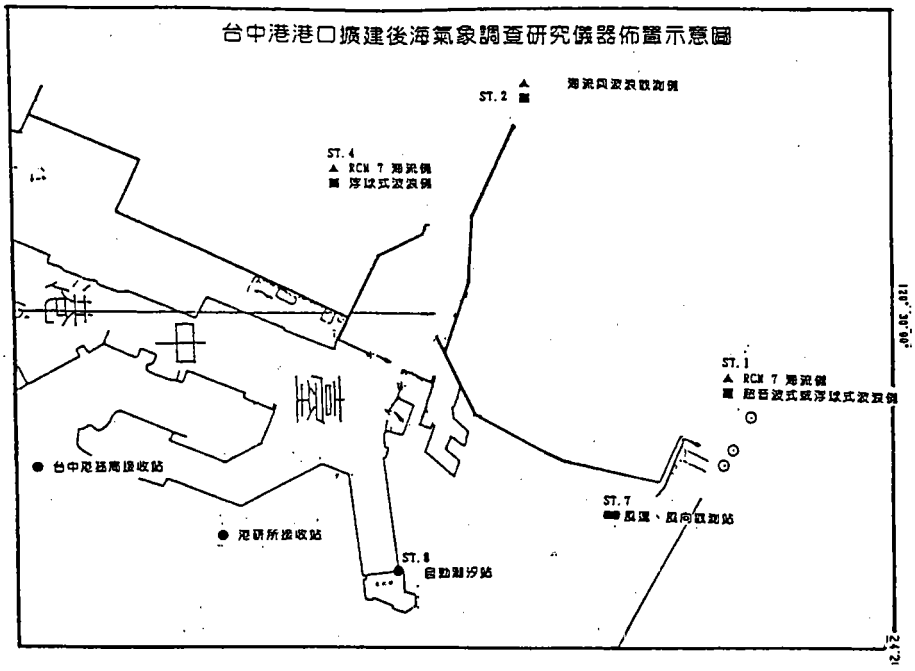
2. 劉肖孔，"中國海域三度空間數值模式"，行政院科技顧問組， 1988 。

3. 梁乃匡、張金機等，"台中海岸流況調查研究"，港灣技術研究所 72 研(二) ，1983 。

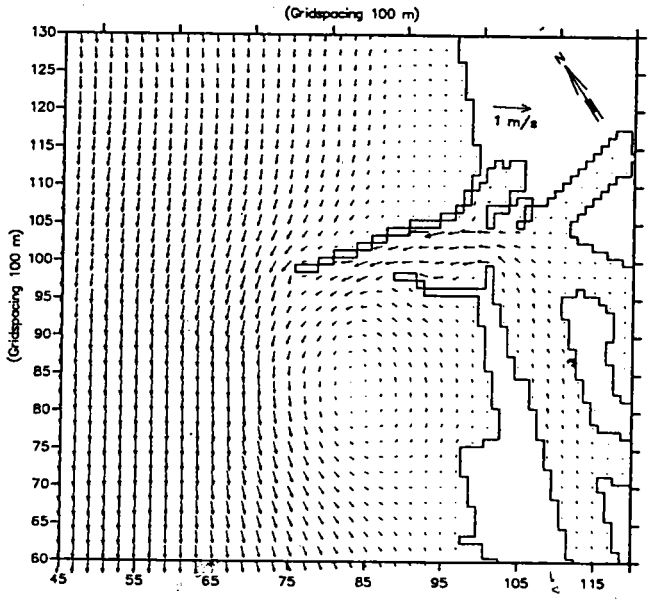
4. 張金機、蘇青和、簡仲璟，"台中港港口流速調查研究"，港研所專刊 50 號， 1988。

5. 中華顧問工程司，"台中港港口擴建計算評估研究"，中華顧問工程司， 1988 。

6. 曾相茂、張金機、簡仲璟等，"台中港港口擴建後海氣象調查研究"，期末報告，1996 。

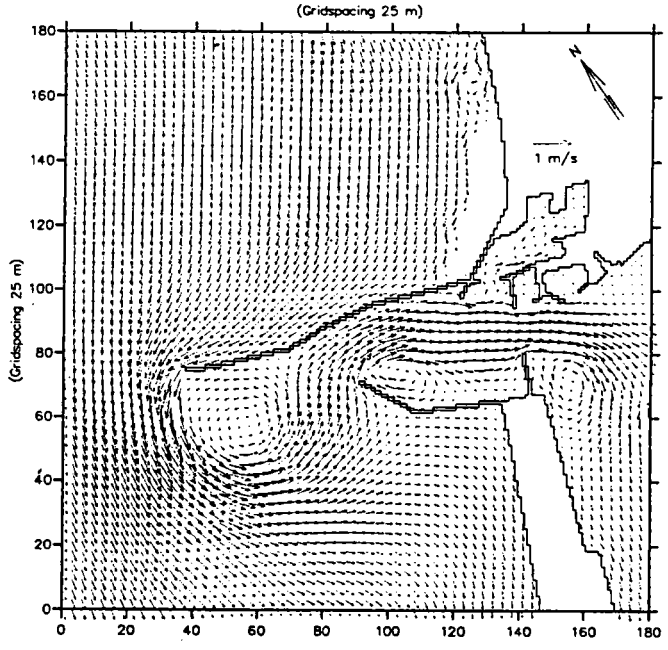


圖一　台中港 港口位置及儀器安置示意圖



圖二　防波堤延長 850 米在平均水位時之數值計算流況分佈

（資料來源：中華顧問工程司－民國 77 年）



圖三　防波堤延長 850 米在平均水位時之數值計算流況分佈

台中港港池水理調查研究

曾哲茂

執行單位：數學模式組
計畫編號： 85 —研(七)— 2
全程期間： 84/07/01~87/06/30
執行期間： 84/07/01~85/06/30

摘　要

台中港由於港池形狀特殊（成狹長形，長約七、八公里而寬僅半公里左右）且其主航渠爲 NNE 走向，與冬季東北季風之主要方向(85%發生機率)相同，尤其瞬間風速可達每秒一、二十公尺以上，此時風驅流的影響已不容忽視。加以台中港地處台灣海峽中部，爲一受限海域其平均潮差在 4.6 公尺以上，由潮汐漲落所引致的港域環流（ Circulation current ）對污染物的沖洗（ Flushing out ）有很大的影響。台中港域自民國 65 年營運後，因接受附近梧棲、沙鹿排入污水，嚴重污染港池水質。爲能有效管理和改善港域水質，瞭解港池內之水理特性和擴散情形實爲首要工作。本研究以現場調查方法對台中港港域的流場情況和擴散特性進行研究。現場調查內容含港域流場量測、水平延散係數、風速、港池內潮差、水鹽度及溫度等水理特性，以對港域內流況和擴散特性做全域的瞭解。現場調查之結果並可用爲數值模式之驗証，及工程規劃之參考。

壹、計劃背景及目的：

台中港位於台灣省西海岸中部，自開港營運以來，對疏解北部基隆港與南部高雄港之容量負荷及平衡北、中、南地區發展有很大貢獻。 然台中港上游特定區包括清水、沙鹿、梧棲、龍井四鄉鎮由於開發進展緩慢致污水處理系統未能適時建立，使特定區之家庭污水與工業廢水直接排入港池產生嚴重污染，除影響近海生態環境外亦引發漁民陳情索賠案件屢見不鮮。 又因港池內如南泊渠、重件橋等多處死角與港外海水交換率不高，擴散能力亦較差，水質皆屬乙~丙類水質〔見行政院環保署台中港港灣污染整治規劃， 1992 〕，污染情形十分嚴重。台中火力電廠奉准設立於航道南端的工業港區後，又因航道需求將外廓海堤合攏，使得進入南端港池之污水無法再直接擴散稀釋至大海，致工業港池之污染日形嚴重並隨南堤路之打通而波及商港區之港域水質。

爲能有效管理和改善港域水質，必須先瞭解港灣的水理特性和污染物傳輸狀況，而台中港因特殊的地理環境，位於台灣海峽中央，大甲溪和大渡溪之間，潮差大且東北季風強烈，港池航道方面又與風向大略一致，港池內水理特性及擴散情形受潮汐和風力之影響頗大。

1-1 台中港港池現場調查：

國內對於台中港港域水質已有多次的現場調查〔見行政院環保署台中港港灣污染整治規劃， 1992 〕，這些現場調查多著重於污染物濃度作點的量測，量測項目包括溶氧量（ Dissolved Oxygen ）、生化耗氧量（ B.O.D.）懸浮顆粒（ Suspended Solid ）濃度及酸鹼值（ pH ）等水質參數。但對港域之水理特性，如潮汐所引致之環流(Tide-induced Residual Circulation Current) 、風驅流(Wind-induced Drift Current) 和港外海水交換率(Exchange) 等參數因量測困難並未有一全盤性之調查研究，因而港域的污染物擴散 (Diffusion) 情形無法做深入的瞭解。

1-2 台中港港池數值模擬：

代表港域內的流場特性和污染物分佈狀況亦可以數值模式模擬計算，所依據方程式爲連續方程式、動量方程式(一維或二維)、密度傳輸方程式和擴散方程式。對於台中港港池內污染物傳輸的模擬曾有 Hwang (1985) 提出二維數值模式來計算流況和污染物傳輸，但其模式因當時南堤路尚未打通，僅模擬港口至商港區，並未考慮工業港

區開放和台中火力發電廠抽取港池內海水對港池內流況和擴散的影響。且黃之模式假設正弦潮位與實際潮位變化不同且未與任何實測數據比較，固無法得知其模式的正確性。張仁德(1994)亦曾以二維有限元素之數值模式來計算流況和污染物傳輸，然其擴散係數假定爲 45m^2/s ，並未經現場驗証；港內潮流之分佈仍須實測值加以証實。

本研究採用現場量測方式對港域流況和污染物擴散情形進行研究。研究內容含量測港域流場、紊流擴散係數、風速、港池內潮差、水鹽度及溫度等水理特性，以對港域內流況和擴散特性做全域的瞭解。實測所得之結果可用以驗証日後之數值模式。期能對台中港港域流況和污染物擴散情形有更深入之瞭解，以對港域水質作更有效之管理。

貳、港池延散係數之推估

港域內之延散係數是港池水質稀釋能力最重要的參數。 延散係數之值大表示港池水質稀釋能力強，反之亦然。 而延散係數爲港域內的流場特性來決定，並非一定值。 港域內的流場特性和污染物分佈狀況係依據二維之連續方程式(Continuity Equation)、水深平均之動量方程式(Depth-averaged Momentum Equations)、密度傳輸方程式(Density Transport Equation)和濃度擴散方程式(Diffusion Equation)。

計算時可用有限差分法或有限元素法對計算區域加以網格分割，再加上適當的起始條件和邊界條件。但此方法須輸入正確的擴散係數和邊界條件〔例如潮汐之流速，水位之變化，底泥對污染物之吸附或釋放率等〕，方能準確的計算出污染物之分佈(Signell and Butman, 1992)。

2-1、台中港港池延散係數之推估

台中港港池背景條件：

Length：8000 M　　Width：500 M

Water Depth： 13 M　　Tidal Range：4.6 M

Wind speed ：15m/s

Tidal Excursion = 8000 ＊4.6/13=2830m

Mean Tidal Velocity $\overline{U}$ = 2830m/6.25hr = 0.13 m/s

Rate of Transverse Mixing （Assumption）

U* = 0.1 $\overline{U}$ =0.013m/s

代入上述學者的推導公式可估算台中港港池之水平延散係數：

（1）、(Bowden,1964)

潮　流：

$$K_x = 0.625\overline{U}h = 0.625*0.13*13 = 1.06 \ \ m^2/s$$

(for log + parabolic velocity profile)

$$K_x = 0.26\overline{U}h = 0.26*0.13*13 = \ \ 0.44 \ \ m^2/s$$

(for log velocity profile)

風驅流：

$$\Phi = 10^{-3} \ \left(U^2h^2 / K_x \right) = 10^{-3}*(15*15*13*13/1.06) = 35.87 \ \ m^2/s$$

K_x=5.3Φ~8.3Φ=5.3*35.87~8.3*35.87=190~298 m^2/s

(for wind speed 15m/s)

（2）、(Csanady,1963)

潮　流：

渠道　　$K_x = 5.9u^*h = 5.9*0.013*13 = 0.997 \ \ m^2/s$

風驅流：

$$u^* = \left(\frac{\tau}{\rho_w}\right)^{1/2} = \left(0.0012\frac{\rho_a}{\rho_w}\right)^{1/2} U = (0.0012*1.19/1003)^{1/2}*15 = 0.019 \text{ m/s}$$

$$K_x = 5.9u^*h = 5.9*0.019*13 = 1.46 \ \ m^2/s$$

（ 3 ）、(Shin-Huang Chieh,1985)

由於水平延散係數與數值模擬範圍的尺度有關，因此亦有由歸納導出的經驗法則如　Shin-Huang Chieh (1985)　關係式 $k_L = 4.53 * 10^{-4} L^{4/3}$ ，此處若 L 代入橫向寬度 500m 則 $k_L = 1.8 m^2/s$ 左右。

（ 4 ）、(Fisher,1979)

潮　流：

$$\varepsilon_t = 0.6 dU^* = 0.6 * 13 * 0.013 = 0.10 m^2/s$$

$$T_c = (500m)^2 / 0.1 m^2/s = 2500000 s$$

$$T' = T / T_c = 45000 / 2500000 = 0.018$$

Referred to Fig 7.4 Fischer(1979)

$$K = 0.1 U'^2 T(0.04) \approx 0.1(0.2\bar{U}^2)(45000)(0.04) \approx 0.61 m^2/s$$

參、現場調查項目及內容

本研究就潮汐和風力影響下港域水理特性和擴散情形，進行現場調查並量測港內水域垂直斷面流速分佈、水平延散係數、風速分佈、港池內潮差、水鹽度及溫度等水理參數。現場調查在冬夏兩季各一潮位周期中，選擇港池內數點量測流速、溫度及鹽度剖面再利用雷諾類比法推估上述之流況參數，並在工業港內量測風驅流與潮汐之流況互動。這些現場實測資料將可增加對港域內水理特性和擴散機制的瞭解，並可用於驗証或校正數值模式。本計畫之港域現場量測原預定爲冬季季風期及非冬季季風期各作業乙次；但因第一次部份儀器故障乃加作一次總共出海三次。 日期分別爲: 第一次爲 85 年 2 月 27 日，第二次爲 85 年 3 月 30 日， 第三次爲 85 年 6 月 8 日。

3.1 流速剖面量測

港池內流速剖面量測係以船上作業，以衛星定位儀(GPS)定出測站位置，定點下錨後，以 UCM-40 電磁式流速計或 RCM-7 旋轉式流速儀由水面往下每間隔 1-2 公尺水深處定點量測流速 2 分鐘。爲瞭解風驅流對港池的影響，採樣點分別選擇在主航道兩個直線段上如圖一所示。爲配合潮汐週期之流況觀測及限於儀器之記憶體容量，除測

站五外，每個測站漲退潮各一次。因此包含流速剖面量測、船舶移動以及起、拋錨時間，每次船上作業共量測得五個測站九次之流速剖面資料。

第一次流速量測係採用 UCM-40 電磁式流速計，因該儀器之啓動設定功能發生問題，使得量測結果無法使用。 爲爭取時效第二次改用挪威製 RCM-7 旋轉式流速儀，但由於受速度起始限制爲 2cm/s 、誤差± 2%、方向起始速限爲 5cm/s 、誤差在± 7.5%左右影響，因此使得部份速度量測剖面因現場流速較小、方向變化頗巨誤差甚大。僅得 ST.1 及 ST.3 兩個測站下午退潮時沿航道方向流速資料較爲理想，其餘均因誤差甚大而無法使用。爲彌補上述缺點第三次量測則改用修正後之 UCM-40 電磁式流速計。

3.2 浮標追蹤

本研究之浮標製作含三部份，最上部爲細鋼管及三角形布旗以利追蹤觀測，中間爲直徑 30cm 之浮球，下部爲二片垂直相交之鐵片以穩定浮標。經測試結果，浮標在水面漂浮相當穩定。 浮標自流速剖面量測之作業船上施放，早上及下午漲、退潮各一次，每次各兩個；同時在岸邊選擇一長 500 公尺之基線，兩端各利用一部電子經緯儀(Zeiss, Model Elta-6)以前方交會法進行追蹤浮標。並依據浮標之漂流軌跡分別推算出風驅流速度及水平延散係數(List, 1990) 。爲減少來往船舶所產生的尾跡波干擾，施放位置儘量選擇在港池較裡側，即台電卸煤碼頭北側附近海域進行。總共進行三次：第一次二月二十七日海面風速約爲 15-20m/s 左右，然因風速過大，經緯儀不能架設。 第二次三月三十日海面爲 10m/s 左右；第二次爲六月八日當時海面風速爲 2~3m/s 幾近無風。

3.3 染料施放及濃度量測

染料施放本欲利用人造衛星(SPOT 及 LANDSET)進行觀測，然因施放染料的需要量甚多且需掌握衛星通過時間，同時必須有良好的能見度，有其技術上的限制及困難，因此只好放棄。 第一次染料施放及觀測於南迴船池進行，然因風浪過大，以致船隻定位及染料施放困難，無功而返。第二次及第三次之染料施放則採沿岸邊定點定量釋放。 本研究使用薔薇紅螢光染料(Rhodamine B)，以定量加藥幫浦(順益， Model NE4) 持續施放固定流量(1-2 L/min) 及固定濃度(1g/L)之染料，亦即以點源之方式排入港域。 下游之染料濃度則經採樣器取得表面海水並以螢光染料濃度計(Turner Filter

Fluorometer, Model 450)分析而得。 經施放 40~60 分鐘後，濃度幾近達到一穩定狀態後，在岸邊不同距離採樣量測濃度，並將濃度及距源頭距離繪在雙對數紙上以求其延散係數。

3.4 潮汐遲角觀測

爲推估潮汐在港池內之變化及其受風吹流之影響程度，本研究在港口北端進口處之西二號化學品碼頭邊及港內南端之台電 101 號碼頭處，各裝置一部潮波儀，利用時間序列分析其水位變化及相對應之潮汐遲角。

肆、理論依據及資料分析

4.1 理論依據

（一）、流速剖面

依據 UCM-40 電磁式流速計或 RCM-7 旋轉式流速儀可量得每一測站之水平流速值,V,及其方位角(正北爲零度)隨水深之變化。 已知南向主航道之方位角爲 201°，故可由二者之角度差,β,及水平流速值 V 求得縱向(沿主航道)之水平流速,V_x,及側向(向岸)之水平流速,V_y。即

$$V_x = V\cos\beta \qquad V_y = V\sin\beta$$

（二）、浮標追蹤

若浮標 j 在時間 i 的水平座標點位置定義爲(X_{ij},Y_{ij})，從這些座標可以推估浮標的拉格蘭治速度（ Lagrangian velocity ）以及算出浮標組的形心位置(List et al.,1990) 對 N 個浮標組在時間 i 時的形心之 X 、 Y 座標可定義爲

$$\overline{X_i} = \frac{\sum_j X_{ij}}{N} \quad ; \quad \overline{Y_i} = \frac{\sum_j Y_{ij}}{N}$$

則浮標組的平均速度簡單的就是其位置座標的導數。 浮標位置的變異（ Variance ）$\sigma_{x_i}^2$ 及 $\sigma_{y_i}^2$定義爲

$$\sigma_{x_i}^2 = \frac{\sum_j (X_{ij} - \overline{X_j})^2}{(N-1)} \qquad \text{和} \qquad \sigma_{y_i}^2 = \frac{\sum_j (Y_{ij} - \overline{Y_j})^2}{(N-1)}$$

依據 Okubo(1974)浮標分佈的延散可定義爲

$$\sigma_i^2 = \frac{(\sigma_{x_i}^2 + \sigma_{y_i}^2)}{2}$$

則可得相對延散係數 K (Relative dispersion coefficient)

而空間有關的相對延散係數(Spatially dependent relative dispersion)爲

$$K_x(t_i) = \frac{1}{2}\frac{\partial \sigma_{x_i}^2}{\partial t} \approx \frac{1}{2}\frac{\Delta \sigma_{x_i}^2}{\Delta t} \qquad K_y(t_i) = \frac{1}{2}\frac{\partial \sigma_{y_i}^2}{\partial t} \approx \frac{1}{2}\frac{\Delta \sigma_{y_i}^2}{\Delta t}$$

上述 $K(t)$ 和 σ^2 之間的關係在浮標數目足夠而每一個浮標組能充分代表整體(Ensemble)特性的假設下方能成立。

（三）、染料施放

點源(point source)在具橫向流之三維流場中的濃度擴散可表示爲下式(Fischer et al.,1979)

$$C(x,y,z) = \frac{M'}{4\pi Dx}\exp\left[-\frac{(y^2+z^2)u}{4Dx}\right]$$

式中 C(x,y,z)爲濃度， M'爲質量通率(mass flux)，即 M'=QCo ， Q 爲點源流量， Co 爲點源濃度， D 爲擴散係數， u 爲縱向(x 方向)速度。當 y=z=0 時 可得斷面最大濃度，即

$$C(x,0,0) = \frac{M'}{4\pi Dx}$$

在紊流擴散中之擴散係數可表示爲 $D = A_l x^{4/3}$ (Okubo, 1974)。 由上式中斷面最大濃度,C(x,0,0)與下游距離之關係，可求得係數 A_l ，及擴散係數 D 值。

（四）潮汐遲角估算

因台中港航道狹長、水深僅約 13m ，可以用淺水波理論來估算二潮位站之遲角延時(time lag)。 若二測站之距離爲 L,平均水深爲 h ，則二潮位站之遲角延時,t_l,爲

$$t_l = L/(gh)^{0.5}$$

4-2 分析討論與結論

（一）流速剖面

本研究第二次及第三次採樣分爲五個測站，作業方式由南端之測站一 (St.1)開始，依次至測站五(St.5)再漸次折回至測站一。第二次流速量測(85/3/30)採用 RCM-7 旋轉式流速儀，測站一上午之流速剖面較不規則,下午之流速剖面則有明顯之風驅流剖面,表面水流之速度約爲 0.30 m/sec,並於水下約 7m 處產生迴流。測站三下午之流速剖面亦有明顯之風驅流剖面,其表面水流速度約 0.25 m/sec,迴流則發生於水下約 4m 處。其他三站之速度剖面因速度值較小,且流速方向較不規則。 第三次流速剖面量測(85/3/30)改採 UCM-40 電磁式流速計。 一般而言,因當日幾近無風,所以並無風驅流之剖面產生。測站一因偏港池裡側，較接近台電火力電廠之取水口,及受當日卸煤碼頭之船隻作業之影響, 流速分佈呈不規則鋸齒狀。 測站一至測站五之上午(低潮)平均潮流速度依次約爲:0.1m/sec,0.15m/sec, 0.15m/sec, 0.22m/sec 及 0.17m/sec;下午之平均潮流流速則依次爲 0.08m/sec,0.12m/sec, 0.13m/sec,0.20m/sec 及 0.17m/sec.可見潮流速度雖以縱向爲主,然橫向之速度值仍不可忽略。靠近底床 1m 處(儀器之最低量測點)之潮流速度仍約有 5-20cm/sec 之流速。

（二）浮標追蹤觀測

浮標觀測分別爲第二次(3/30/96)以及第三次(6/8/96)，浮標軌跡與風驅流方向一致,即由 NNE 偏向 SSW,平均風驅流速度約爲 0.20m/sec 。 第三次浮標追蹤,因當日天晴風微且非東北季風期,浮標之方向爲 SSW,另一浮標則爲 SEE 方向,平均速度爲 0.10m/sec. 本研究依據 List 等人(1990)之浮標追蹤法求得水平之延散係數,第二次浮標觀測(3/30/96)上午(剛退潮)之 K_x=0.517m^2/sec ， K_y=0.152m^2/sec ；下午之量測結果

則得 K_x=1.69m^2/sec ， K_y=0.134m^2/sec 。推估表面流速約在 25~35 cm/s 左右與流速剖面之量測結果頗爲吻合，以當時平均風速 10m/s 計算大約爲其 3.5%。

（三）染料施放及濃度量測

由兩次染料濃度隨距離變化之關係可知濃度 C 與距離 X 之斜率爲-7/3 次方關係，亦即滿足 $D=A_l X^{4/3}$ 之關係。第二次量得之 A_l=1.83*10^{-4} m$^{2/3}$/sec ， 第三次量測之 A_l=1.14*10^{-5} m$^{2/3}$/sec 。若取下游尺度 X=1000m ，則二次港域流況擴散係數分別爲爲 1.83m^2/sec(第二次， 85/3/30)及 0.114m^2/sec(第三次,85/6/8)。二次之差異原因主要是表面風驅流之差異及潮汐相位角不同。第二次量測（ 85/3/30 ）時風速約爲 10m/sec ；潮位爲退潮中。第三次量測時（ 85/6/8 ），風速約爲 0-3m/sec ；潮位則由低潮開始轉爲漲潮。由現場染料之軌跡觀測顯示染料之擴散範圍及軌跡會因潮流或風向而改變性，故精確之量測方式應包含全域或斷面上之多點採樣量測。

(四）潮汐遲角估算

由第二次潮波儀之資料可知兩個潮位站低潮延時爲 9 分 42 秒。若以水深爲 12m ，兩潮位站之距離爲 6.2km ，並以淺水波估算得兩站之潮差延時爲 9 分 32 秒，與觀測值頗爲相近。而且亦可看出港裡側之潮差較外側之潮差略小，顯示潮差有消減之效應。而在低潮時，水位或水體內部有一週期約爲 1.3 小時之振盪。若以風力引起之振盪其週期約爲 0.41 小時，顯示港池內可能有內波或其他機制造成此一水壓之波動。

(五)溫度剖面

UCM-40 流速儀上同時可觀測得溫度之剖面(第三次量測， 85/6/8), 圖上較高溫度之曲線爲下午之量測結果,較低之曲線爲早上之測量結果。 當曰港池內之平均水溫度約爲 28°C,各測站之溫度剖面有分層之現象，測站一因較靠近台中火力電廠取水口,其分層位置較複雜,分別爲 4m 及 15m,亦即在水下 4m 到 15m 間之溫度約爲定值（ 28.2°C-28.4°C),其他測站則有明顯的二層溫度現象,其上層之混合層（ mixed layer)厚度約爲 4-6m,與下層（未混合層)之溫度差約爲 0.6°C(上午)至 1.2°C(下午)。根據推估其理查生數(Richardson No)爲 70 左右有輕微的密度層變現象。

(六)鹽度剖面

UCM-40 流速儀上測得之鹽度剖面（ 85/6/8 ）。台中港池內之平均鹽度約爲

3320ppm ，除測站一外，其他測站之鹽度均有隨水深增加之趨勢。因港池內有排水溝渠排入淡水（靠近測站二及測站四），故測站二、三、四靠水表面之鹽度較低。測站五因靠近主航道口，故其鹽度則較高。

綜合以上討論知道延散係數除受水面風速即表面摩擦影響外底床粗糙度及水深、速度剖面分佈亦爲重要影響因子。若能以上述諸變數求解出延散係數之解析解或近似解析解，則可有效改善數值模擬時相關參數推估所遭遇的瓶頸，這將是今後努力的重點方向。

花蓮和蘇澳港附近長波研究

徐進華

執行單位：海岸工程組
計畫編號：85－研(八)
全程期間：84/07/01 ～ 85/06/30
執行期間：84/07/01 ～ 85/06/30

摘　要

花蓮港外海具有一坡度極陡峭的地形，根據 Molin (1982)， Mei & Benmoussa (1984)和 Liu (1989)的理論，短波群行進在此地形上將引發自由行進的長波，此長波可能導致花蓮港 (甚或蘇澳港) 內海水的共振。目前我們已發展出一組可適用在坡度更陡情況下的控制方程式，並針對一平面斜坡連接兩固定水深區 (水深分別爲 100 米和 2000 米) 之地形，應用邊界元素法求其數值解，其結果顯示，若短波群的包絡線之振幅爲 8 米，則在斜坡區所引發向岸行進之自由長波的振幅可達 10 公分以上，此一長波在更接近海岸時，尚可因各種過程 (如發生 edge wave) 使其振幅顯著增加，故極可能與颱風來襲時花蓮港發生共振現象有關。

利用目前適用範圍較廣泛的解，我們亦測試以往的淺水近似解之適用範圍，發現後者可適用在較原先所預期水深變化更劇烈的情況，但在某些時候它仍將產生相當大的誤差，且它需要在坡度不同的區域間進行接合的手續，此點當面臨複雜的二度空間地形時可能產生極大的困難，因此未來針對實際

地形計算時宜使用目前的模式。

一、前　言

位在台灣東岸的花蓮和蘇澳港，在颱風來襲時，港內海水常發生劇烈的長週期振盪，目前港研所已在花蓮港內測得一非常明顯週期約 160 秒的振盪(曾， 1995)，此一週期且經由數值計算證實與該港的自然週期相近(蘇， 1995)，故極可能代表一共振現象。另外，港研所的曾相茂近來分析一些失而復得的資料時，發現在颱風來襲時花蓮港港外確有一些超長重力波 (infragravity waves) 存在，雖其週期因觀測時間不長 (僅 20 多分鐘) 而無法準確決定。

週期約 160 秒的自由行進長波目前被認爲應由在暴風區內所產生的短波群行進至近岸後在當地引發，有關這方面的觀測證據可參考 Guza & Thornton (1985)， Webb *et al.* (1991)，和 Elgar *et al.* (1992)等。由短波群引發自由長波的過程，很早即由 Munk (1949) 和 Tucker (1950) 建議是與短波群在岸邊破碎後，其所挾帶的質通量 (實即伴隨短波群行進之強制性長波) 發生反射現象有關，有關這方面較嚴密的理論最近已由 Symonds ， Huntley & Bowen (1982) 和 Schäffer (1993 ， 1994)提出，此三篇論文皆考慮碎波點位置振盪所產生的效應。

另一方面， Bowers (1977)， Mei & Agnon (1989) 和 Wu & Liu (1990)建議，當短波群由港口入射，再反射回來以後，伴隨它的強制性長波將與港口旁的強制性長波不連續，因而將引發自由長波，他們並證明此種自由長波可引發港內的共振。

除上述兩種過程外，台灣東岸的花蓮港，因其外海具有一很陡的陸坡 (見圖一)，由 Molin (1982)， Mei & Benmoussa (1984) 和 Liu (1989)的理論，自由長波尙可能因水深變化顯著及坡度不連續兩種因素，由短波群在當地引發。由於在花蓮港外很大範圍內皆具有此種極不尋常的地形，而其港內共振現象又極顯著，因此有必要對此一過程詳加研究。

在研究由短波群行進在一斜坡上所引發的自由長波時， Molin (1982)考

慮屬於深水波的短波群 (即 $k_s h >> 1$) 正向入射於一度空間變化的地形上， Mei & Benmoussa (1984) 和 Liu (1989) 則將其理論延伸至短波群可爲中間水深，且斜向入射於一度空間的地形 (但他們曾導出可適用於二度空間地形的控制方程式)。由於 $k_s h$ 愈小，伴隨短波群行進之強制性長波的振幅將愈大 (參考徐 (1995) 之第三節)，因而將引發振幅較大的自由長波，故 Mei & Benmoussa (1984) 和 Liu (1989) 的理論較能預測振幅較大的自由長波。

當 $k_s h = O(1)$ 時，由於強制性長波的波長比短波的波長至少大一個量級 (由前者所引發的自由長波將更長)，故 $k_L h << 1$ (k_L 表強制性長波的 wave-number)，表長波應爲淺水波。另外， Mei & Benmoussa (1984) 和 Liu (1989) 亦假設水深變化的長度尺度 (lengthscales) 雖小，但僅和強制性長波的波長 (即短波群的長度) 相當，因此他們採用具有淺水近似性質的控制方程式。

在淺水近似中，流速在垂直方向的變化很小，且壓力在垂直方向近似呈靜壓分佈，故流體 elements 在垂直方向的加速度亦很小，這些性質在水深和波長相比不算很小的深水區內固不存在，即使是在斜坡上水深較淺的一端，只要其坡度很大，上述條件亦無法滿足，因此要計算花蓮港外由短波群在斜坡上所引發的自由長波時，須採用不同的控制方程式。

在徐 (1995) 中我們曾導出一組適用範圍更廣泛的控制方程式，此組方程式對強制性和自由長波皆未做任何假設，僅短波必須具有緩慢變化的性質，此項限制亦僅影響 forcing terms ，故若我們將 forcing terms 視爲給定，則對於長波而言，此組方程式可適用於任何水深變化的情況，目前我們針對一斜坡連接兩固定水深區的地形 (見圖二) 求其數值解，此一地形與圖一相近，故其結果可做爲我們初步估計花蓮港外自由長波的量，另外，利用其結果我們亦可測試以往的淺水近似解之適用範圍，因此在下一節我們將首先導出淺水近似解。

二、淺水近似理論

在本節中我們將介紹 Mei & Benmoussa (1984) 和 Liu (1989) 有關短波群

在斜坡上引發長波的淺水近似理論，由於此兩篇論文較著重於短波群斜向入射的情況，故未將較簡單的正向入射情況之解析解清楚地表出，僅將一些計算結果與斜向入射情況之數值解用圖形加以解說。因此我們目前根據 Mei & Benmoussa (1984) 和 Liu (1989) 的理論，並參考 Schäffer (1993) 解相同方程式的解法，求出一平面斜坡連接兩固定水深區的解析解，此解雖具有一明白的形式，但因其內包含一些積分，故欲獲得實際的數字，仍需使用電腦從事一些數值計算，其結果將在第五節與目前的理論相比較。

上述三篇論文所採用的控制方程式，在二度空間流場時，皆可表爲

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(gh\frac{\partial\bar{\zeta}}{\partial x}\right)-\frac{\partial^2\bar{\zeta}}{\partial t^2}=-\frac{1}{\rho}\frac{\partial^2 S_x}{\partial x^2} \tag{2.1}$$

其中 $\bar{\zeta}$ 表由短波群的非線性效應所引發的二階平均自由表面位移，h 表當地之水深，g 表重力加速度，ρ 表水密度，S_x 表輻射應力 (radiation stress)。上式之獲得曾假設由短波群所引發的平均流在垂直方向的變化很小，因此代表一淺水近似。

爲討論明確起見，且又不失其通用性，我們假設短波群是由兩振幅相同，且頻率極接近的單波疊加而成，即

$$\zeta_s=\frac{1}{2}a'(x)\exp\left[i\left(\int k^{(1)}(x)dx+\omega^{(1)}t\right)\right]+\frac{1}{2}a'(x)\exp\left[i\left(\int k^{(2)}(x)dx+\omega^{(2)}t\right)\right]+* \tag{2.2}$$

其中

$$\omega^{(1)}=\omega_s(1+\varepsilon),\quad \omega^{(2)}=\omega_s(1-\varepsilon) \tag{2.3}$$

$$k^{(1)}\approx k_s\left(1+\varepsilon\frac{C}{C_g}\right),\quad k^{(2)}\approx k_s\left(1-\varepsilon\frac{C}{C_g}\right) \tag{2.4}$$

而 ω_s 和 k_s 滿足線性波離散關係式

$$\omega_s^2=gk_s\tanh k_s h \tag{2.5}$$

且 $C\equiv\omega_s/k_s, C_g\equiv\partial\omega_s/\partial k_s$ 分別爲短波之相位速度和群速度。(2.2)式又可改寫爲

$$\zeta_s = \frac{1}{2}a(x)\exp\left[i\left(\int k_s dx + \omega_s t\right)\right] + * \tag{2.6}$$

其中

$$a = 2a'\cos\theta \tag{2.7}$$

而

$$\left.\begin{aligned}\theta &= \int\frac{k_L}{2}dx + \frac{\omega_L}{2}t \\ k_L &= k^{(1)} - k^{(2)},\quad \omega_L = \omega^{(1)} - \omega^{(2)}\end{aligned}\right\} \tag{2.8a,b}$$

下面的討論將顯示，ω_L 和 k_L 分別代表由短波群所引發的強制性長波之週期與波數，且因

$$\frac{\omega_L}{k_L} \equiv \frac{\omega^{(1)} - \omega^{(2)}}{k^{(1)} - k^{(2)}} \approx \frac{\partial\omega_s}{\partial k_s} = C_g \tag{2.9}$$

此一強制性長波的相位速度將等於短波的群速度，故前者將伴隨短波群行進，而與有相同頻率之自由長波的行進速度截然不同。

當短波群的水面位移爲(2.6)式，由其引發的幅射應力

$$S_x = \frac{\rho g}{2}a^2\left(2\frac{C_g}{C} - \frac{1}{2}\right)$$

由於

$$\frac{C_g}{C} = \frac{1}{2} + \frac{k_s h}{\sinh 2k_s h} \tag{2.10}$$

上式又可改寫爲

$$S_x = \frac{\rho g}{2}a^2\left(\frac{1}{2} + \frac{2k_s h}{\sinh 2k_s h}\right) \tag{2.11}$$

由(2.7)和(2.8a)我們可明顯看出 S_x 隨時間和空間兩者成週期性變化，故(2.1)式之等號

右邊的 forcing term 亦如此，因而將引發相同週期的波動，此即爲強制性長波（ω_L, k_L 分別遠小於 ω_s, k_s）。另外，我們亦強調，當水深 h 變化時，由波運動守恆方程式，ω_s 和 ω_L 皆不變，但 k_s，k_L 和 a' 將改變，其中 k_s 和 k_L 可由(2.5)和(2.9)決定，而 a' 的變化，在水深爲緩慢變化時，應滿足能量守恆方程式

$$\frac{\partial a'^2}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(C_g a'^2\right) = 0$$

目前因 $\partial a'^2 / \partial t = 0$，故可以得到

$$a'^2 = \frac{C_{g,0}}{C_g} a_0'^2 \tag{2.12}$$

其中 $C_{g,0}$ 和 a_0' 表兩者在某一參考點上的值。

由(2.7)式，

$$a^2 = 4a'^2 \cos^2\theta = 2a'^2(1+\cos 2\theta) = 2a'^2 + a'^2(e^{i2\theta} + *) \tag{2.13}$$

代入(2.11)式可知(2.1)式的解應具有以下的形式

$$\overline{\zeta} = \xi_0(x) + \frac{1}{2}\left\{\xi_1(x) e^{i\omega_L t} + *\right\} \tag{2.14}$$

其中 $\xi_0(x)$ 代表 steady-state component，若將(2.13)，(2.14)和(2.11)代入(2.1)可證明 ξ_0 應滿足

$$\frac{d}{dx}\left(h\frac{d\xi_0}{dx}\right) = -\frac{d^2}{dx^2}\left[\left(\frac{1}{2} + \frac{2k_s h}{\sin 2k_s h}\right)a'^2\right], \tag{2.15}$$

故可獲得

$$\xi_0 = -\frac{a'^2 k_s}{\sinh 2k_s h} \tag{2.16}$$

表因波向海岸入射，使平均海面下降的現象 (Longuet-Higgins & Stewart (1962))。

將(2.13)、(2.14)和(2.11)代入(2.1)式，可獲得另一個方程式

$$\frac{d}{dx}\left(gh\frac{d\xi_1}{dx}\right)+\omega_L^2\xi_1=-\frac{d^2}{dx^2}\left[ga'^2\left(\frac{1}{2}+\frac{2k_sh}{\sinh 2k_sh}\right)\exp\left(i\int k_L dx\right)\right] \qquad (2.17)$$

此式與 Mei & Benmoussa (1984) 的(3.15)式和 Liu (1989) 的(2.10)式，當兩者簡化爲波正向入射時，實際相同，故我們亦如他們般將等水深區和水深變化區分開求解。

當水深 h 爲固定時，令

$$\xi_1=\xi_L\exp\left(i\int_{x_0}k_L dx\right) \qquad (2.18)$$

代入後可直接獲得

$$\xi_L=-a'^2g\left(2\frac{C_g}{C}-\frac{1}{2}\right)/\left(gh-C_g^2\right) \qquad (2.19)$$

上式可應用在圖二之 $x_1<x$ 或 $x<x_0$ 區域，但其完全解尚須包含(2.17)式之 homogeneous solutions ，故(2.18)應改寫爲

$$(\xi_1)_j=(\xi_L)_j\exp\left[i\int_{x_0}(k_L)_j dx\right]+(\xi_F)_j,\quad (j=0,1) \qquad (2.20)$$

其中 $j=0$ 表 $x<x_0$ 區域內的解，$j=1$ 表 $x_1<x$ 內的解，而 ξ_F 即爲(2.17)式之 homogeneous solutions ，亦即爲無外力作用下自由行進的長波。由於我們可預期此自由長波在目前的情況下應產生於水深變化的區域 $(x_0\le x\le x_1)$，然後向外傳遞，因此 ξ_F 可表爲

$$(\xi_F)_j=B_j\exp\left[i(-1)^j\lambda_j(x-x_j)\right] \qquad (2.21)$$

其中

$$\lambda_j^2=\frac{\omega_L^2}{gh_j} \qquad (2.22)$$

乃爲自由波的離散關係式之淺水近似。上式中的 B_0 和 B_1 未來將由等水深區和斜坡區間的 matching conditions 決定。

在水深變化的區域，h，k_s，a'和k_L皆爲變數，故(2.17)式的解較複雜，因此我們採用變數轉換的方法求其解。首先將(2.17)式改寫爲

$$\frac{d}{dx}\left(gh\frac{d\xi_1}{dx}\right)+\omega_L^2\xi_1=G(x)$$

其中

$$\left.\begin{aligned}G(x)&=-\frac{d^2}{dx^2}H(x)\\H(x)&=ga'^2\left(\frac{1}{2}+\frac{2k_sh}{\sinh 2k_sh}\right)\exp\left(i\int_{x_0}^{x}k_L\,dx\right)\end{aligned}\right\}\qquad(2.23a,b)$$

令新的獨立變數

$$x'=\frac{2\omega_L}{h_x}\left(\frac{h}{g}\right)^{\frac{1}{2}}\qquad(2.24)$$

其中$h_x\equiv dh/dx$，則可獲得

$$\frac{d^2\xi_1}{dx'^2}+\frac{1}{x'}\frac{d\xi_1}{dx'}+\xi_1=\frac{G(x)}{\omega_L^2}\qquad(2.25)$$

上式之 homogeneous solutions 爲零階的 Bessel functions $J_0(x')$，$Y_0(x')$，故其通解爲

$$\begin{aligned}\xi_1=&-J_0(x')\int_{x_0}^{x}\frac{Y_0(x')G(x)/\omega_L^2}{\Delta(J_0,Y_0)}dx'+Y_0(x')\int_{x_0}^{x}\frac{J_0(x')G(x)/\omega_L^2}{\Delta(J_0,Y_0)}dx'\\&+C_1J_0(x')+C_2Y_0(x')\end{aligned}\qquad(2.26)$$

其中

$$\Delta(J_0(x'),Y_0(x'))=\frac{2}{\pi x'}\qquad(2.27)$$

表J_0和Y_0的 Wronskian。上式中的C_1和C_2如同前面的B_0和B_1一樣，需共同用 matching conditions 決定，在決定 matching conditions 以前，我們先將(2.26)式表爲另一種形式

，首先將(2.24)和(2.27)代入(2.26)導致

$$\xi_1 = -\frac{\pi}{gh_x}J_0(x')\int_{x_0}^{x} Y_0(x')G(x)dx + \frac{\pi}{gh_x}Y_0(x')\int_{x_0}^{x} J_0(x')G(x)dx + C_1J_0(x') + C_2Y_0(x')$$

再應用 integration by parts 以及(2.23a)產生

$$\xi_1 = \frac{\pi}{gh_x}\left\{J_0(x')\left[-Y_0(x_0')\frac{dH}{dx}(x_0) + \int_{x_0}^{x} Y_1(x')\frac{dH}{dx}\frac{dx'}{dx}dx\right] - Y_0(x')\left[-J_0(x_0')\frac{dH}{dx}(x_0) + \int_{x_0}^{x} J_1(x')\frac{dH}{dx}\frac{dx'}{dx}dx\right]\right\} + C_1J_0(x') + C_2Y_0(x') \tag{2.28}$$

上式即爲平面斜坡上的解，此解應與兩端等水深區的解相接合，故而可決定其未定係數 C_1 和 C_2 。

綜合以上討論，我們共有四個未定係數，故需四個 matching conditions ，首先由於自由表面位移在 x_0 和 x_1 兩點上 (參看圖二) 需連續，因此

$$\xi_1 = (\xi_1)_j \quad at \quad x = x_j$$

將(2.28)、(2.20)和(2.21)代入後可得以下兩個方程式：

$$C_1J_0(x_0') + C_2Y_0(x_0') = \xi_L(x_0) + B_0 \tag{2.29}$$

$$\frac{\pi}{gh_X}\left\{J_0(x_1')\left[-Y_0(x_0')\frac{dH}{dx}(x_0) + \int_{x_0}^{x_1} Y_1(x')\frac{dH}{dx}\frac{dx'}{dx}dx\right] - Y_0(x_1')\left[-J_0(x_0')\frac{dH}{dx}(x_0) + \int_{x_0}^{x_1} J_1(x')\frac{dH}{dx}\frac{dx'}{dx}dx\right]\right\} + C_1J_0(x_1') + C_2Y_0(x_1') = \xi_L(x_1)\exp\left(i\int_{x_0}^{x_1} k_L dx\right) + B_1 \tag{2.30}$$

接下來，由於 dh/dx 在 x_0 和 x_1 兩點上不連續，故(2.17)式右邊的 forcing term 的積分亦不連續，因此 $d\xi_1/dx$ 在此兩點上亦不連續，其差值可以由對(2.17)式積分獲得，從 $x = x_0 - \delta$ 積分至 $x = x_0 + \delta$ ，並令 $\delta \to 0$ ，可得

$$gh\frac{d\xi_1}{dx}\bigg|_{x_0^+} - gh\frac{d\xi_1}{dx}\bigg|_{x_0^-} = -\frac{d}{dx}\left[ga'^2\left(\frac{1}{2}+\frac{2k_s h}{\sinh 2k_s h}\right)\right]\bigg|_{x_0^+} - ik_L ga'^2\left(\frac{1}{2}+\frac{2k_s h}{\sinh 2k_s h}\right)\bigg|_{x_0^+} + ik_L ga'^2\left(\frac{1}{2}+\frac{2k_s h}{\sinh 2k_s h}\right)\bigg|_{x_0^-}$$

由於 h ， k_s ， k_L 本身在 x_0 上連續，因此上式中最後兩項互相抵消，且由(2.15)

$$h\frac{d\xi_0}{dx}\bigg|_{x_0^+} = -\frac{d}{dx}\left[a'^2\left(\frac{1}{2}+\frac{2k_s h}{\sinh 2k_s h}\right)\right]\bigg|_{x_0^+}$$

故上式可化簡爲

$$\frac{d\xi_1}{dx}\bigg|_{x_0^+} - \frac{d\xi_1}{dx}\bigg|_{x_0^-} = \frac{d\xi_0}{dx}\bigg|_{x_0^+} \tag{2.31}$$

同理可得

$$\frac{d\xi_1}{dx}\bigg|_{x_1^+} - \frac{d\xi_1}{dx}\bigg|_{x_1^-} = -\frac{d\xi_0}{dx}\bigg|_{x_1^-} \exp\left(i\int_{x_0}^{x_1} k_L dx\right) \tag{2.32}$$

將(2.18) - (2.21)代入 $(d\xi_1/dx)_{x_0^-}$ ， $(d\xi_1/dx)_{x_1^+}$ ，並將(2.28)代入 $(d\xi_1/dx)_{x_0^+}$ ， $(d\xi_1/dx)_{x_1^-}$ ，且應用(2.16)式，可由(2.31)和(2.32)最後獲得

$$-C_1 J_1(x_0')\frac{dx'}{dx}(x_0) - C_2 Y_1(x_0')\frac{dx'}{dx}(x_0) = (ik_L\xi_L + i\lambda_0 B_0)_{x_0^-} + \frac{d\xi_0}{dx}\bigg|_{x_0^+} \tag{2.33}$$

及

$$\begin{aligned}
&\frac{\pi}{gh_x}\left\{-J_1(x_1')\frac{dx'}{dx}(x_1)\left[-Y_0(x_0')\frac{dH}{dx}(x_0)+Y_0(x_1')\frac{dH}{dx}(x_1)+\int_{x_0}^{x_1} Y_1(x')\frac{dH}{dx}\frac{dx'}{dx}dx\right]\right.\\
&\left.+Y_1(x_1')\frac{dx'}{dx}(x_1)\left[-J_0(x_0')\frac{dH}{dx}(x_0)+J_0(x_1')\frac{dH}{dx}(x_1)+\int_{x_0}^{x_1} J_1(x')\frac{dH}{dx}\frac{dx'}{dx}dx\right]\right\}\\
&-C_1 J_1(x_1')\frac{dx'}{dx}(x_1) - C_2 Y_1(x_1')\frac{dx'}{dx}(x_1) = i(k_L\xi_L)_{x_1^+}\exp\left(i\int_{x_0}^{x_1} k_L dx\right) - i\lambda_1 B_1\\
&+\frac{d\xi_0}{dx}\bigg|_{x_1^-}\exp\left(i\int_{x_0}^{x_1} k_L dx\right)
\end{aligned} \tag{2.34}$$

利用(2.29)，(2.30)，(2.33)和(2.34)此四個線性聯立方程式，即可決定 B_0，B_1，C_1，C_2 此四個未知係數，因此完全決定各區內的強制和自由行進長波，但由於(2.30)和(2.34)皆包含定積分，這些定積分非用數值方法無法求其解，其實際計算的結果將延至第五節討論，並與未採用淺水近似所獲得的結果相比較。

三、各種深度皆適用的理論

在本節中我們將採用徐 (1995) 所導出的方程式，求在相同的地形下，由短波群所引發的強制和自由行進的長波，由於此組方程式對所有強制和自由長波皆未假設其具有淺水的性質，故它們的解應可適用於各種水深條件下。

當未採用淺水近似，不論是強制或自由長波，我們仍需求其流勢函數 $\bar{\phi}$，使滿足 Laplace equation

$$\frac{\partial^2\bar{\phi}}{\partial x^2}+\frac{\partial^2\bar{\phi}}{\partial z^2}=0 \tag{3.1}$$

另外，根據徐 (1995) 的討論，$\bar{\phi}$ 以及與其對應的水面位移 $\bar{\zeta}$，在自由表面上須滿足以下邊界條件：

$$\left.\begin{aligned}\frac{\partial\bar{\zeta}}{\partial t}-\frac{\partial\bar{\phi}}{\partial z}&=\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\omega_s a^2}{2\tanh k_s h}\right)\\ g\bar{\zeta}+\frac{\partial\bar{\phi}}{\partial t}&=-\frac{\omega_s^2 a^2}{4\sinh k_s h}\end{aligned}\right\}\quad (z=0) \tag{3.2a,b}$$

我們在這裏所採用的符號與徐 (1995)略有不同，其中由於我們目前假設短波群的水面位移(2.6)式中的 ω_s 與徐 (1995) 的(2.4)式相差一個符號，故(3.2a)式等號右邊目前爲正。

短波群仍假設由兩個振幅相同，頻率極接近的單波疊加而成，故其振幅變化 $a(x,t)$ 仍由(2.7)表示，且爲已知，其 a' 的變化亦可由極簡單的(2.12)式決定。在此種情況下，參考(2.13)式，我們同樣令

$$\left.\begin{aligned}\overline{\zeta} &= \xi_0(x)+\frac{1}{2}\left\{\xi_1(x)e^{i\omega_L t}+*\right\}\\ \overline{\phi} &= \phi_0(x,z)+\frac{1}{2}\left\{\phi_1(x,z)e^{i\omega_L t}+*\right\}\end{aligned}\right\} \qquad (3.3)$$

代入(3.2)可直接獲得 steady-state solution (2.16)式，而我們目前所關心的週期性變化解則可證明滿足以下邊界值問題：

$$\frac{\partial^2\phi_1}{\partial x^2}+\frac{\partial^2\phi_1}{\partial z^2}=0 \qquad (3.4)$$

$$\left.\begin{aligned}\frac{1}{2}i\omega_L\xi_1-\frac{1}{2}\frac{\partial\phi_1}{\partial z} &= \frac{\partial}{\partial x}\left[\frac{\omega_s a'^2}{2\tanh k_s h}\exp\left(i\int k_L dx\right)\right]\\ \frac{1}{2}g\xi_1+\frac{1}{2}i\omega_L\phi_1 &= -\frac{\omega_s^2 a'^2}{4\sinh^2 k_s h}\exp\left(i\int k_L dx\right)\end{aligned}\right\} \quad (z=0) \qquad (3.5a,b)$$

$$\frac{\partial\phi_1}{\partial z}=-\frac{\partial h}{\partial x}\frac{\partial\phi_1}{\partial x} \quad at \quad z=-h(x) \qquad (3.6)$$

上述邊界值問題在目前的斜坡地形下，無法如上節一樣獲得其解析解，故僅能求其數值解，但即使如此，我們仍須事先決定其 far-field conditions 。

我們目前所考慮的地形 (見圖二)，在 $x_1<x$ 和 $x<x_0$ 區域內爲等水深，故(2.6)式中的 a' ， k_L ， ω_L ， k_s ， ω_s 皆爲定值，因此我們可決定在此區域內強制性長波的解，不僅如此，我們尚可決定離斜坡較遠處的自由長波，雖其振幅仍有待決定。

由於(3.5)式中的 forcing terms 含 $\exp\left(i\int k_L dx\right)$ ，故我們令

$$\left.\begin{aligned}\xi_1 &= \xi_L\exp\left(i\int_{x_0}^{x}k_L dx\right)\\ \phi_1 &= \left(A_L e^{k_L z}+B_L e^{-k_L z}\right)(-i)\exp\left(i\int_{x_0}^{x}k_L dx\right)\end{aligned}\right\} \qquad (3.7a,b)$$

其中(3.7b)已可滿足 Laplace equation ，將其代入底部邊界條件

$$\frac{\partial\phi_1}{\partial z}=0 \quad at \quad z=-h$$

可得

$$B_L = A_L e^{-2k_L h} \tag{3.8}$$

故

$$\phi_1 = A_L\left(e^{k_L z} + e^{-2k_L h}e^{-k_L z}\right)(-i)\exp\left(i\int_{x_0}^{x} k_L dx\right) \tag{3.9}$$

將(3.7a)和(3.9)代入(3.5a)可得

$$A_L = -\left(\frac{\omega_L}{k_L}\xi_L - \frac{\omega_s}{\tanh k_s h}a'^2\right)\left(1-e^{-2k_L h}\right)^{-1} \tag{3.10}$$

再代入(3.5b)可決定

$$\xi_L = -a'^2\left(\frac{\omega_s^2}{2\sinh^2 k_s h} + \frac{gk_s\omega_L}{\omega_s \tanh k_L h}\right)\left(g - \frac{\omega_L^2}{k_L}\frac{1}{\tanh k_L h}\right)^{-1} \tag{3.11}$$

以上爲原式在 $x_1 < x$ 或 $x < x_0$ 區域內的特解，其通解尙須包含代表自由長波的 homogeneous solutions ，故

$$(\phi_1)_j = (\phi_L)_j \exp\left[i\int_{x_0}^{x}(k_L)_j dx\right] + (\phi_F)_j \tag{3.12}$$

其中 $j=0$ 和 $j=1$ 分別代表 $x < x_0$ 和 $x_1 < x$ 區域，而由(3.9)和(3.10)

$$(\phi_L)_j = i\left[\frac{\omega_L}{(k_L)_j}(\xi_L)_j - \frac{(\omega_s)_j}{\tanh(k_s)_j h_j}(a'_j)^2\right]\frac{\cosh(k_L)_j(z+h_j)}{\sinh(k_L)_j h_j} \tag{3.13}$$

其中 $(\xi_L)_j$ 即如(3.11)所示。在自由長波方面，由於其 evanescent modes 在斜坡區生成後向外呈指數衰減，故在離斜坡較遠處我們可預期

$$(\phi_F)_j = iB_j\frac{\omega_L}{\lambda_j}\frac{\cosh\lambda_j(z+h_j)}{\sinh\lambda_j h_j}\exp\left[i(-1)^j\lambda_j(x-x_j)\right] \tag{3.14}$$

其中 λ_j 滿足

$$\omega_L^2 = g\lambda_j \tanh \lambda_j h_j \tag{3.15}$$

而 B_j 則有待決定。在(3.14)和(3.15)中，我們皆採用正確的表式，而非採用如(2.22)之淺水近似。

當 $j=0,1$，(3.12) - (3.15)代表目前所考慮的邊界值問題中的兩個 far-field conditions，有了這些 conditions，我們即可決定 ϕ_1 的唯一解。要強調的是，若水深很淺，且海底的坡度不大，則(3.14)中的 B_j 應和(2.21)的 B_j 近似相等。另外，邊界條件(3.5a,b)尚可結合爲一個方程式，並消去 ξ_1，其結果爲

$$g\frac{\partial \phi_1}{\partial z} - \omega_L^2 \phi_1 = F(x)\exp\left(i\int_{x_0} k_L dx\right) \tag{3.16}$$

其中

$$F(x) = -\left[\frac{i\omega_L \omega_s^2 a'^2}{2\sinh^2 k_s h} + \frac{igk_L \omega_s a'^2}{\tanh k_s h} + g\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\omega_s a'^2}{\tanh k_s h}\right)\right] \tag{3.17}$$

而由(2.5)，(2.9) 和 (2.12)，我們可證明

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\omega_s a'^2}{\tanh k_s h}\right) = -\frac{gk_s a'^2}{C_g}\left[\frac{3\sinh 2k_s h + 4k_s h - 2k_s h\cosh 2k_s h}{(2k_s h + \sinh 2k_s h)\sinh 2k_s h}\right]\frac{dh}{dx} \tag{3.18}$$

故利用離散關係式(2.5)及短波的能量守恆方程式(2.12)，我們可事先決定 forcing term 在各點的分佈，因此接下來即可進行數值的計算。

四、數值計算

在本節中我們將用數值方法解第三節所獲得的邊界值問題，以瞭解由各種短波群在坡度不同的斜坡上引發自由行進長波的量，並將其結果與第二節的淺水近似解相比較。

經由第三節的討論，目前我們所欲求解的邊界值問題可表爲

$$\frac{\partial^2 \phi_1}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi_1}{\partial z^2} = 0 \tag{4.1}$$

$$g\frac{\partial\phi_1}{\partial z}-\omega_L^2\phi_1=F(x)\exp\left(i\int_{x_0}^{x}k_L\,dx\right),\quad (z=0) \tag{4.2}$$

$$\frac{\partial\phi_1}{\partial z}=-\frac{dh}{dx}\frac{\partial\phi_1}{\partial x},\quad (z=-h) \tag{4.3}$$

以及 far-field conditions

$$(\phi_1)_j=(\phi_L)_j\exp\left[i\int_{x_0}^{x}(k_L)_j\,dx\right]+(\phi_F)_j,\quad j=0,1 \tag{4.4}$$

其中 $F(x)$，$(\phi_L)_j$和$(\phi_F)_j$的表式分別爲(3.17)、(3.13)和(3.14)。此一邊界值問題，在短波群已知的情況下，可適用於任何水深條件下，但因其具有二度空間流場的性質 (第二節內所使用的控制方程式本質上爲一度空間流)，故即使是在目前所考慮的平面斜坡地形下，亦僅能獲得其數值解。但在另一方面，由於目前的 forcing term (3.17)未含二階導函數項，故我們不需如第二節，將坡度不同的區域分開處理，再以 matching conditions 相連接，此點對未來實際地形中有很多不同的坡度，且水深變化爲二度空間情況，自有其方便之處。

由於在 far-field conditions 中含未知的係數 (參看(3.14))，故目前的數值計算較適合採用邊界元素法 (boundary element method)，此一方法的詳細內容可參考 Brebbia (1984)， Lapidus & Pinder (1982)或莊 (1995)，根據此方法我們可以將原來的偏微分方程 (即 Laplace equation)離散化爲一組數目有限之線性聯立方程式，此組聯立方程式可表爲以下矩陣的形式：

$$[H]\{\phi_1\}-[G]\left\{\frac{\partial\phi_1}{\partial n}\right\}=0 \tag{4.5}$$

其中$[H]$和$[G]$皆爲方形矩陣，$\{\phi_1\}$和$\left\{\frac{\partial\phi_1}{\partial n}\right\}$表向量，其內元素則分別代表未知函數$\phi_1$在邊界上各節點處的函數值及其向外正向之導函數值。上式中的未知數目前比方程式的數目多一倍，但利用邊界條件我們可以將前者消去一半，例如由(4.2)可得自由表面上各點的

$$\frac{\partial\phi_1}{\partial n}=\frac{\omega_L^2}{g}\phi_1+\frac{F(x)}{g}\exp\left(i\int_{x_0}^{x}k_L\,dx\right) \tag{4.6}$$

由(4.3)可得在海底底床上

$$\frac{\partial \phi_1}{\partial n} = 0 \tag{4.7}$$

另外，若斜坡兩端之等水深區的長度足夠長，則在遠方邊界上，利用(3.13)和(4.4)，ϕ_1和$\partial\phi_1 / \partial n$中的一部份已知，其餘者利用(3.14)亦可得

$$\left(\frac{\partial \phi_F}{\partial n}\right)_j = -i\lambda_j (\phi_F)_j \tag{4.8}$$

將(4.6) - (4.8)代入(4.5)，且將所有已知的部份 (包括(4.6)中最後一項) 移至(4.5)之等號右邊，最後可得

$$[A]\{\psi\} = \{b\} \tag{4.9}$$

其中$\{\psi\}$的元素在自由表面和底床上即等於ϕ_1，而在遠方邊界上則僅爲$(\phi_F)_j$。此一聯立方程式，由於(4.8)所施加的限制，並不具有非零的 homogeneous solution ，故矩陣$[A]$不爲 singular 或 ill-conditioned ，因此可用一般的 LU decomposition method 求解，我們目前是採用 IMSL 中的套裝軟體 LSLCG 解聯立方程式。當獲得(4.9)的解以後，利用(3.14)即可求出B_0和B_1，兩者分別代表由短波群在斜坡區引發向外傳遞之自由長波的複數振幅。

在利用邊界元素法導出(4.9)式時，由於在遠方邊界上的解與B_0，B_1有最直接的關係，爲了增加此邊界上元素的個數，我們在自由表面以及底床上定每一元素的長度爲 50 米，而在遠方的垂直邊界上則僅定其爲 10 米，但不論是那一種長度，它們與長波的波長 (至少大於 1 公里) 相比皆甚小,因此我們可假設在每一元素上的ϕ_1和$\partial\phi_1 / \partial n$皆爲定值，即採用 constant elements 的型式。另一方面，爲了避免 evanescent modes 影響 far-field conditions ，我們定斜坡兩邊等水深區的長度各爲 10 公里 (自由長波的波長可大至 25 公里)，如此一來，矩陣$[A]$具有約 1200 × 1200 個元素。此一數目雖相當大，但我們針對一水深完全相等的情況所做的測試顯示，由目前解聯立方程式的電腦程式所獲得的結果與理論解接近到在圖形上無法加以區分。

當實際計算時，我們將斜坡兩邊的等水深區的深度分別固定爲 100 米和

2000 米，僅變化斜坡區的寬度以及短波的週期 (長波的週期則固定爲 184 秒)，前者可改變斜坡的坡度，後者除影響 forcing term 以外，亦將改變強制性長波的波長 (參考(2.9)式)，故經由此兩項變化，我們可估計各種短波在不同坡度及不同相對水深情況下，引發長波的量，亦可比較在各種情況下由淺水近似理論與目前的理論所獲得的結果。

五、結果與比較

在解說結果以前，我們先檢驗由(4.9)式的解以及(3.14)式所決定的 B_0 和 B_1 是否在每一深度皆相同，由圖三和圖四我們可看出其結果相當理想。由於所獲得的 B_0 和 B_1 在不同的深度仍有少許的變化，圖五 - 圖九上每一點皆代表所有深度之簡單平均值。

從圖五至圖八我們逐步增加短波的週期，但維持長波的週期不變爲 184 秒，此一週期在 $h_0 = 100\,\mathrm{m}$ 處所對應的自由行進長波的波長爲 5750m ，在 $h_1 = 2000\,\mathrm{m}$ 處則爲 24700m ，故兩者皆接近於一淺水波。

圖五中的短波週期爲 8 秒，故它在每一區域皆爲深水波，其波長約爲 100m ，由於短波的群速度在每一點皆相同，由(2.9)式，強制性長波的波長在各點也相等，約爲 1150m ，故它在水深 $h_0 = 100\,\mathrm{m}$ 區域，勉強接近於一淺水波，但在斜坡以下，由於水深加大，它將先變爲中間水深波，然後在更深處則轉爲深水波，但水深的增加亦使強制性長波的振幅減小 (參看徐 (1995) 的第三節)，因此在水深遠大於 100m 的區域，強制性長波雖已不爲淺水波，但其影響已不大，故在圖五中，當斜坡的坡度 θ 小於 20° 時，淺水近似解和各種深度皆適用的解之間的差距始終維持在 10% 左右，只有在斜坡坡度更增加時，此項差值才開始上升，此乃因當斜坡坡度太大時，即使是斜坡上水深較淺的一部份亦無法適用淺水近似。當 $\theta \approx 60^\circ$ 時，上項差值已接近於 30%。

坡度爲 60° 的斜坡已接近於一階梯的地形，故我們在此也利用徐 (1995)所獲得的公式 (此公式在最後的階段亦採用淺水近似加以簡化)，計算一階梯地形之 $|B_0|$ 值，其結果爲 9.85×10^{-3} ，故超出圖五中的最大值很多，顯示在目前的

情況下，淺水近似確無法適用，且斜坡地形也無法用階梯地形做爲近似。

當短波週期僅 8 秒時，$k_s h_0 \approx 6$，$k_L h_0 \approx 0.6$，故與徐 (1995)之第三節內的狀況(1)和(2)較接近，因此由該短波群引發長波的效應較不顯著 (圖五中的$|B_0|$僅 1 ～ 2mm)，但圖五 (以及圖六－圖九) 的結果是假設在水深 $h_0 = 100$ m 處，$a' = 1$m ，由於$|B_0|$是與a'^2成正比，因此若a'增加爲 3.2m ，自由長波的振幅可爲 1 ～ 2cm 。

當短波的週期增加爲 11 秒時，強制性長波的波長約爲 1600m ，故在水深 $h_0 = 100$ m 區域及其鄰近的斜坡帶，強制性長波已更接近於一淺水波，因此，當斜坡坡度很小時，淺水近似解和目前所獲得的數值解之間的差距已可小至 2%，只有當坡度增加到 25°，兩種解才具有約 10%的差距，當坡度達到 60°時，此一差值可增至 18%，表底床坡度對淺水近似的影響仍不可忽略。另外，在目前的情況下，由階梯地形解可得 $|B_0| = 8.53 \times 10^{-3}$ (在徐 (1995) 的表一中，$a_F / a_0^2 = 2.2 \times 10^{-3}$；此兩數字不同的原因是 $a_0^2 = 4a'^2$)，故仍與圖六中的結果相差甚大。

圖六中的結果顯示，由週期爲 11 秒，$a' = 1$m 之短波所引發向岸行進之自由長波的振幅約爲 2 ～ 3mm ，故當a'增加爲 3.2m 時，其振幅可爲 2 ～ 3cm 。

若短波的週期更進一步增加爲 15 秒，圖七顯示當斜坡的坡度由10°增加到 30°，淺水近似解和目前的數值解之間的差距由 0.2%增加到約 5%，但較迅速的增加仍發生在坡度大於 20°以後；當坡度約 60°時，此兩種解的差距約 10% 。階梯地形解此時仍比圖七中最大的值還高出約六成。此外，圖七中的$|B_0|$約爲 3 ～ 5mm ，故若 $a' = 3.2$ m ，自由長波的振幅可達 3 ～ 5cm 。

圖八更顯示短波週期長達 19 秒時的結果，此時當斜坡坡度很小時，淺水近似理論和目前的理論之間的差異已小於數值模式本身的誤差，只有在坡度大於 20°後，我們才能看出此兩種理論之間差異的趨勢，但即使坡度增加到 60°，兩者之間的差距亦僅約 4%，若再與階梯地形解相比，其差距亦縮小到 36% 。另外，當 $a' = 3.2$ m 時，自由長波的振幅，對應於圖八，大約爲 7 ～ 10cm 。

由圖七，特別是圖八，的結果顯示，當短波的週期 (因此波長) 相當大時，即使斜坡的坡度很大，淺水近似的理論仍適用，其原因可能是強制性長波的波長如今較長，故和此一波長相比，能影響目前解的斜坡範圍已相對較小，其坡度效應因此也較小。此一推測可由目前的解與徐 (1995) 的階梯地形解如今較接近而獲得一部份佐證；因在導後者時，我們曾完全忽略深度爲 h_0 區域外的強制性長波，故當此一階梯地形解與目前的解相差不大時，即可能表目前斜坡上的強制性長波(不論其是否爲淺水波) 確已較不重要。

由圖五到圖八，當短波的週期改變，使自由長波的振幅 增大時，淺水近似解和目前的解之間的差異減小，但此點並不意味著只有當被引發的自由長波之振幅很小時，淺水近似解才和目前的解具有一明顯的差異。圖九即顯示在某種情況下，雖自由長波的振幅大至與圖八者相當，淺水近似解卻和目前的解相差甚大。值得注意的是，此時強制性長波的波長僅約 650 公尺，故根據上一段的說明，坡度效應此時應極顯著，因此與圖九的結果相符合。

六、結論

當近岸水深變化的長度尺度與伴隨短波群行進之強制性長波的波長具有相同的一個量級或更小時，由目前的計算結果顯示，在一個水深由 2000 米升至 100 米的斜坡上，當短波群之水面位移的包絡線之振幅爲 2 米 (即 $2a' = 2$ m) 時，由水深變化及坡度不連續所產生向岸自由行進之長波的振幅約介於 1mm 至 1cm 之間，其中，當水深變化尺度與強制性長波波長的比值愈小時，自由長波的振幅愈大，但後者尚與短波的波長和水深比有關。

上面所獲得的自由長波之振幅雖很小，但首先需注意的是，此一振幅與 a' 的平方值成正比，故若 a' 爲原先的 3.2 倍，則此一振幅將爲上面數字的 10 倍。此一數字且僅爲自由長波在 100 米水深處的振幅，當它行進至更淺的海域時，波浪淺化效應將使其振幅加大，且可能因能量被 trap 在岸邊 (如發生 edge wave 現象)，使振幅顯著的增加 (僅岸邊反射現象即可使自由長波的振幅加倍)，故詳細情形仍有待我們未來從事更大範圍以及三度空間的計算。

本研究另一個目的是測試以往淺水近似理論的適用範圍，並發展另一種可適用於任何水深變化條件下的理論及數值計算模式。經由以上分析我們發現，由於由短波群引發強制性長波的作用隨水深增加而減小，故深水區的影響不大，甚至在斜坡上屬於淺水的部份，儘管其流場與淺水近似相差很大 (因坡度的效應)，且其能量密度亦大，但因其水平範圍與強制性長波的波長相比不大，故其影響亦有限，因此在目前的情況下，淺水近似適用的範圍較我們原先所預期者大，但有時它仍將產生相當大的誤差 (有高估的現象)，故爲確保所計算的結果爲正確，在類似於花蓮港外海陡峭的陸坡上，宜採用目前所發展的模式。

目前的模式雖較以往的淺水模式多考慮一個空間的變化，但採用邊界元素法從事數值計算，仍可將積分領域減少一度空間，況且目前的模式不需如淺水模式般，將坡度不同的區域分別積分再予連接 (後者在二度空間地形時恐非易事)，故目前的模式應用於較複雜的地形亦較方便。

目前的模式唯有在水深變化的尺度小至與短波的波長相當時，方可能因其 forcing terms 無法準確決定 (淺水模式亦有此問題存在)，而產生較大的誤差，但一個眾所周知的現象是，多尺度漸近近似理論 (forcing terms 即應用此理論導出) 實際可適用的範圍往往遠比我們原先所假設的寬，故此一限制應不會產生太大的影響。

參考文獻

Bowers, E. C. 1977 Harbor resonance due to set-down beneath wave groups. *J. Fluid Mech.* **79**, 71-93.

Brebbia, C. A. 1984 The Boundary Element Method for Engineers, 2nd edn. Pentech Press.

Elgar, S., Herbers, T. H. C., Okihiro, M., Oltman-Shay, J. & Guza, R. T. 1992 Observations of infragravity waves. *J. Geophys. Res.* **97**, 15573-15577.

Guza, R. T. & Thornton, E. B. 1985 Observations of surf beat. *J. Geophys. Res.* **90**, 3161-3172.

Lapidus, L. & Pinder, G. F. 1982 Numerical Solution of Partial Differential Equations

in Science and Engineering.

Liu, P. L.-F. 1989 A note on long waves induced by short-wave groups over a shelf. *J. Fluid Mech.* **205**, 163--170.

Longuet-Higgins, M. S. & Stewart, R. W. 1962 Radiation stress and mass transport in gravity waves, with application to 'surf beats'. *J. Fluid Mech.* **13**, 481--504.

Mei, C. C. & Agnon, Y. 1989 Long-period oscillations in a harbour induced by incident short waves. *J. Fluid Mech.* **208**, 595-608.

Mei, C. C. & Benmoussa, C. 1984 Long waves induced by short-wave groups over an uneven bottom. *J. Fluid Mech.* **139**, 219-235.

Molin, B. 1982 On the generation of long-period second order free waves due to changes in the bottom profile. *Ship. Res. Inst. Papers,* vol. **68**. Tokyo.

Munk, W. H. 1949 Surf beats. *Trans. Am. Geophys. Union* **30**, 849-854.

Schäffer, H. A. 1993 Infragravity waves induced by short-wave groups. *J. Fluid Mech.* **247**, 551-588.

Schäffer, H. A. 1994 Edge waves forced by short-wave groups. *J. Fluid Mech.* **259**, 125-148.

Symonds, G., Huntley, G. A. & Bowen, A. J. 1982 Two dimensional surf beats: long wave generation by a time-varying break point. *J. Geophys. Res.* **87**, 492-498.

Tucker, M. J. 1950 Surf beats: sea waves of 1 to 5 min. period. *Proc. R. Soc. Lond.* **A 202**, 565-573.

Webb, S. C., Zhang, X. & Crawford, W. 1991 Infragravity waves in the deep ocean. *J. Geophys. Res.* **96**, 2723-2736.

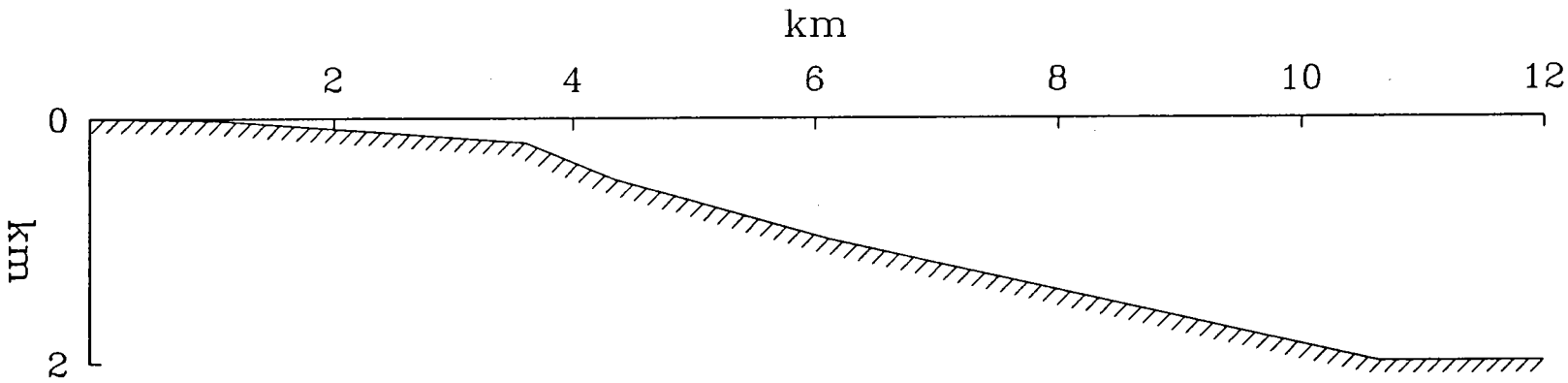
Wu, J.-K. & Liu, P. L.-F. 1990 Harbour excitations by incident wave groups. *J. Fluid Mech.* **217**, 595-613.

曾相茂　1995　花蓮港港灣設施改善計畫之研究期中報告---現場海氣象調查，港灣技術研究所。

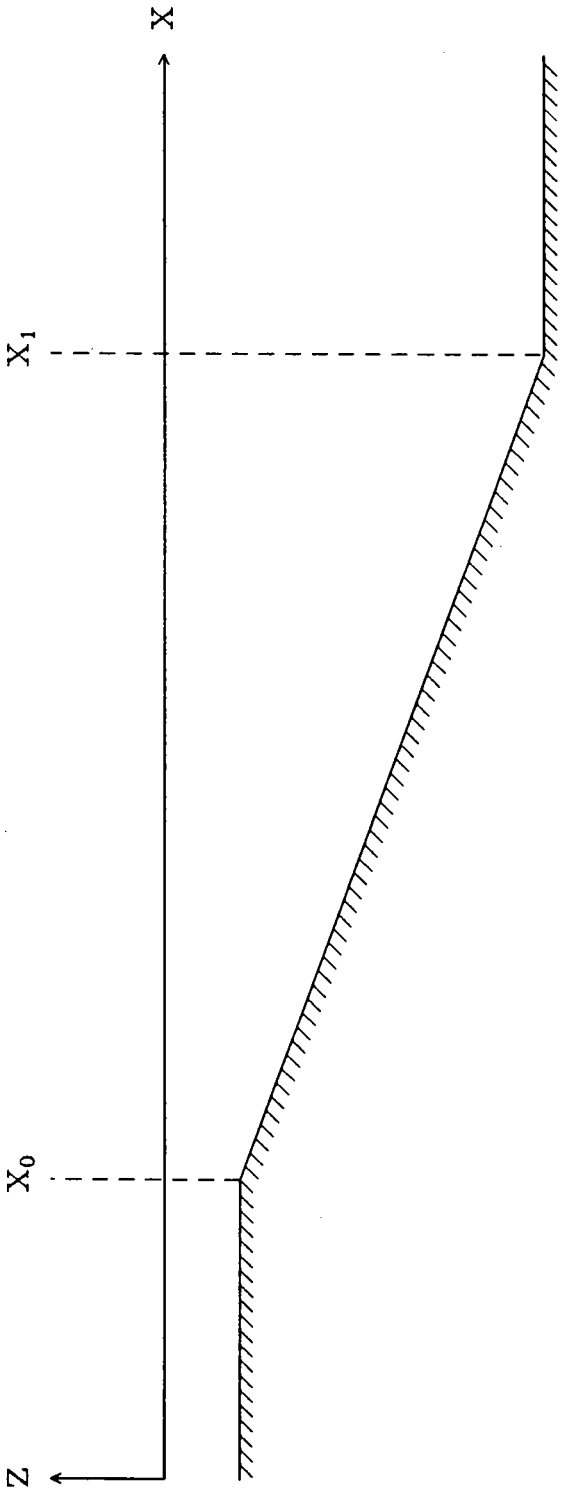
蘇青和　1995　花蓮港港灣設施改善計畫之研究期中報告---數值模擬，港灣技術研究所。

莊文傑　1995　直立堤前水深非對稱溝渠上之波浪特性研究，港灣技術研究所研究報告，84 研(六)--2 。

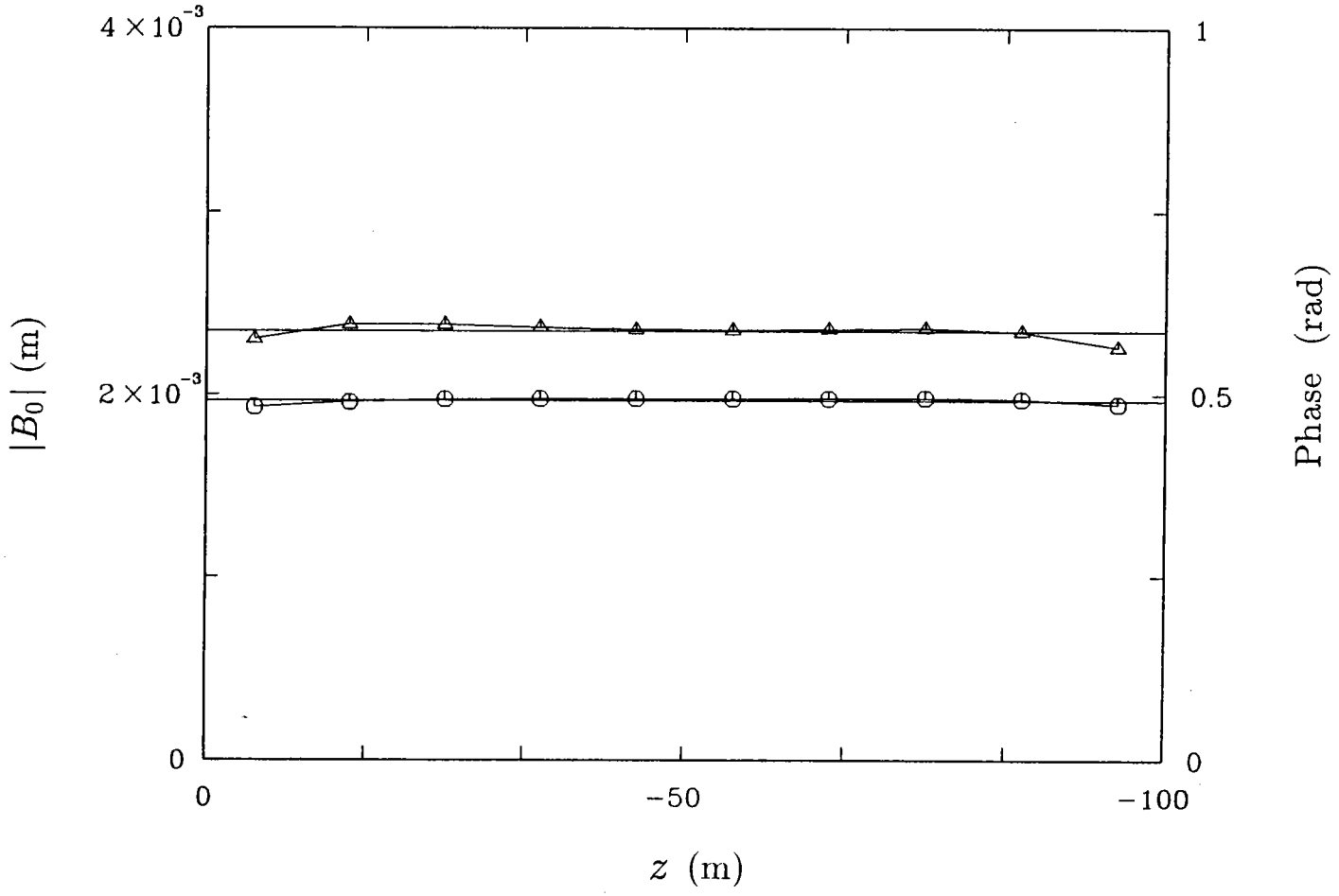
徐進華　1995　長波非線性效應研究，港灣技術研究所研究報告，84 研(七)。



圖一. 台灣東岸海底地形概略圖。

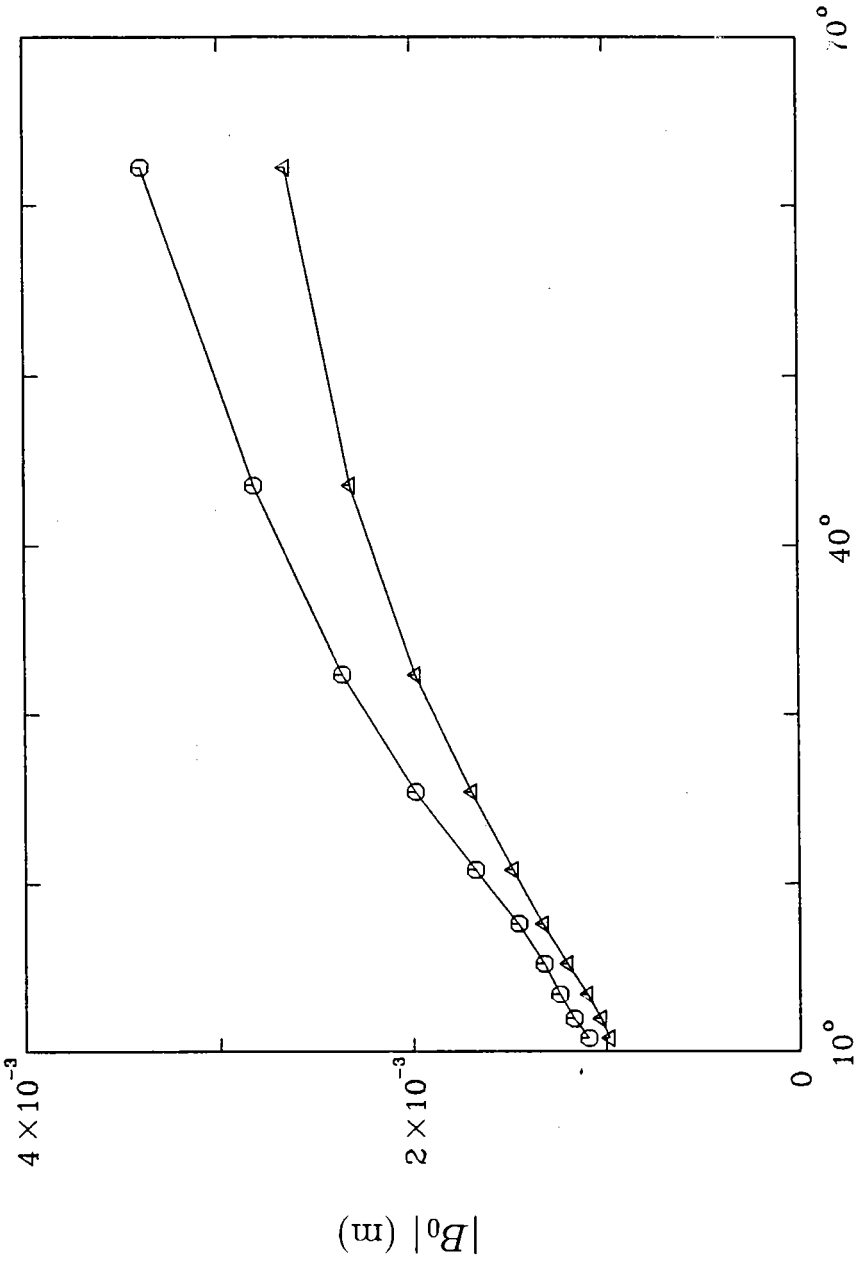


圖二：示意圖。

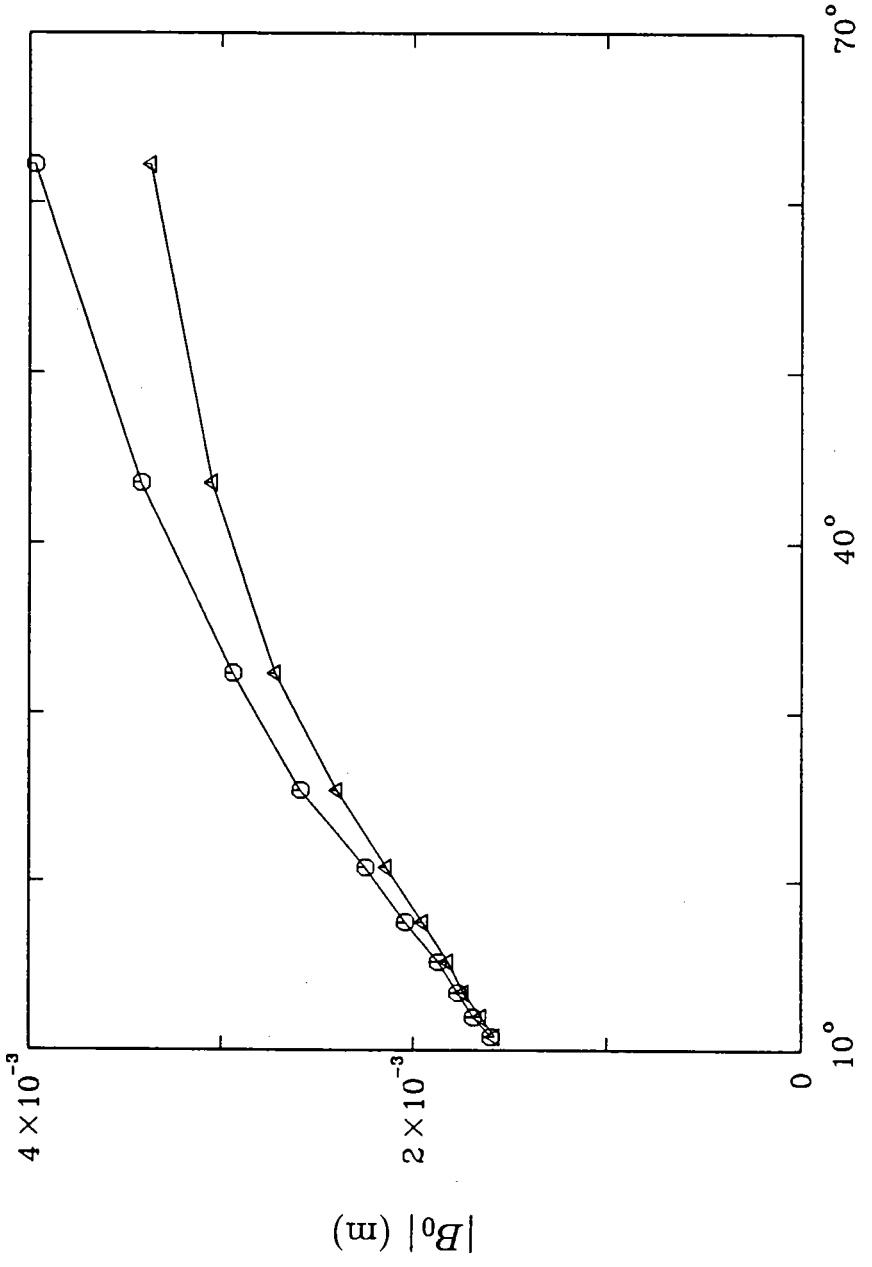


圖三. 向岸行進之自由長波的振幅在各深度上的估計值。圓圈表振幅的量,三角形表其相位,直線代表所有深度之平均值。短波週期爲11秒,斜坡坡度約18°。

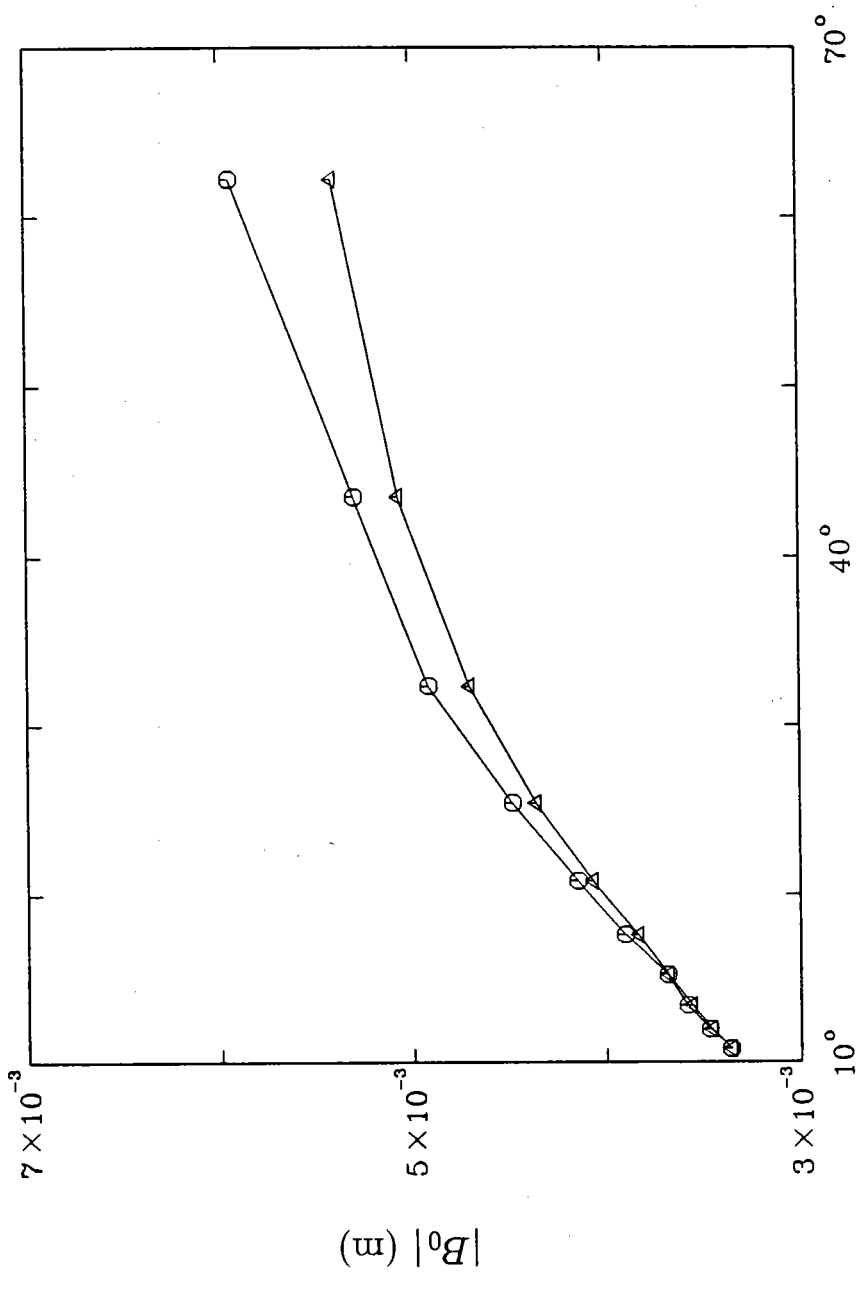
圖四．與圖三類似，但改爲向外海行進之自由長波的振幅。



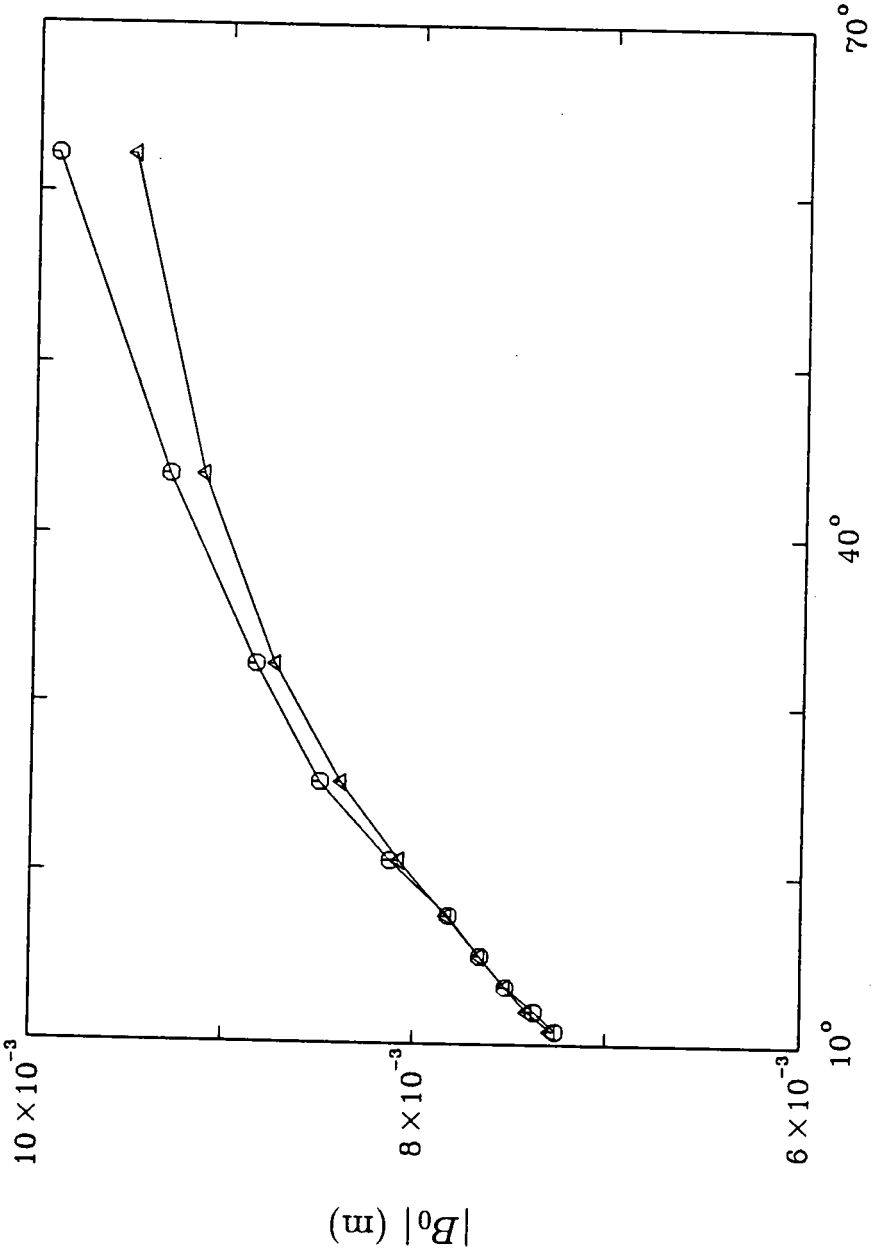
圖五．向岸行進之自由長波的振幅隨斜坡坡度變化的情形。圓圈表淺水近似解，三角形表目前的數值解。短波週期爲8秒。



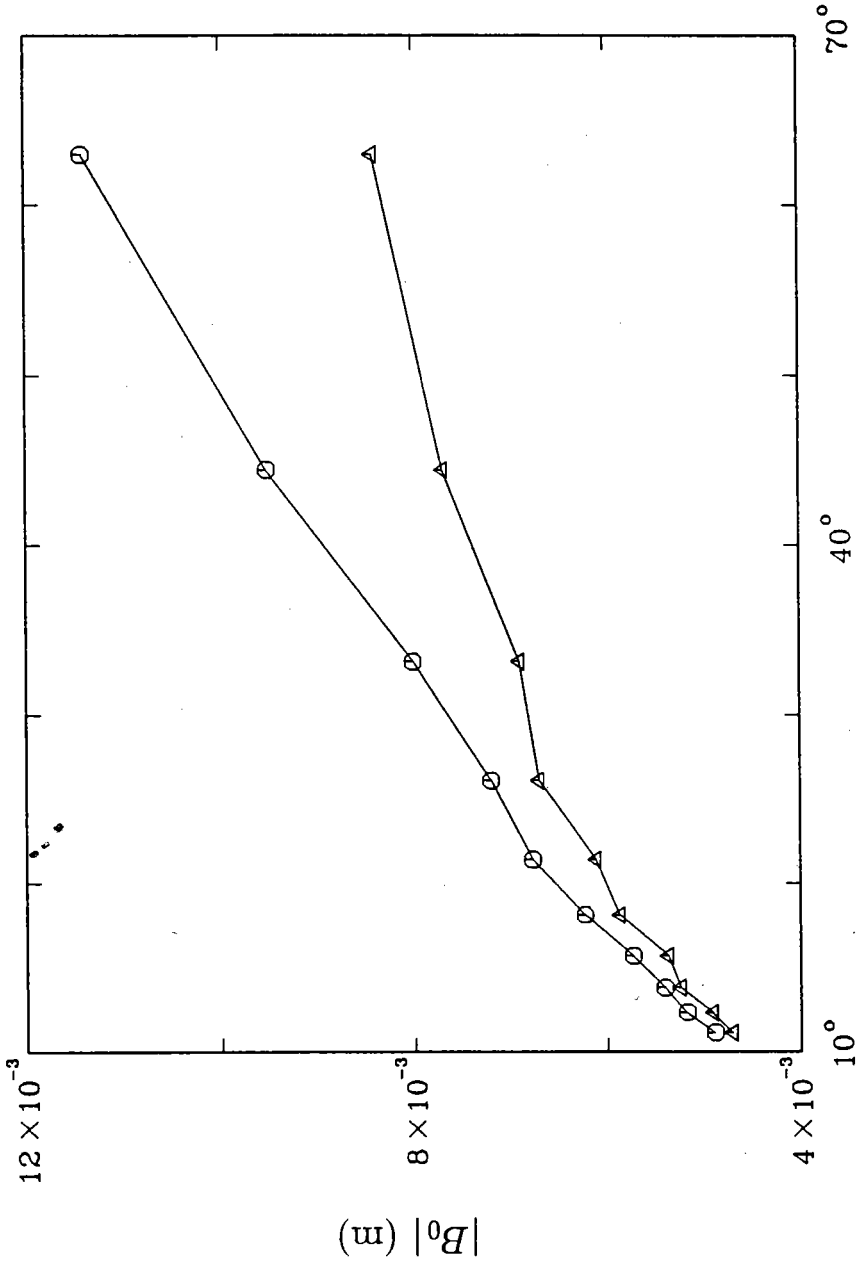
圖六．與圖五相同，僅短波週期改爲11秒。



圖七. 與圖五相同,僅短波週期改爲15秒。



圖八．與圖五相同，僅短波週期改爲19秒。



圖九. 與圖五相同,但 h_0 目前僅爲 40 m,長波週期爲 100 秒,其餘條件不變。

港灣技術研究所基本研究成果發表會論文集　民國 85 年
Proc. on Basic Research of Institute of Harbor & Marine Technology in 1996

A study of the long waves off Hwalien and Su-Auo Harbours

Jinn-Hwa Shyu

Coastal Engineering Division
Institute of Harbour & Marine Technology

ABSTRACT

Since the angle of the continental slope outside Hwalien Harbour is unusually large, according to Molin (1982), Mei & Benmoussa (1984) and Liu (1989), free long waves can very effectively be induced by short-wave groups propagating on this slope, that might be responsible for the resonance in Hwalien Harbour (or even in Su-Auo Harbour). To estimate the amplitudes of these free long waves, a different set of governing equations have been established which remain valid for a very steep slope. These equations are solved numerically by using the boundary element method for a plane slope connecting two unequal (100m and 2000 m) but constant depths. The results indicate that when the amplitude of the short-wave envelope is about 8 m, the amplitude of the landward free long wave can exceed 10 cm. These long waves, when entering the even shallower water, can become even higher due to several processes, including resonant edge wave excitation. Therefore the resonance in Hwalien Harbour may be excited directly by these free long waves.

The present solutions valid for a wide range of conditions is also utilized to

advantage to check how far the previous shallow-water approximation can go. The comparison shows that the conditions for its validity is not as severe as we expected, but in some cases a large discrepancy between this approximation and the present solution exist. This and the fact that non-trivial matching conditions along the borders of each region with constant slope are required for solving the shallow-water equation suggest the use of the present model rather than the shallow-water one, especially for a complicated two-dimensional topography.