

交通部運輸研究所出版品簡要表

出版品名稱 中文：「出席第廿二屆國際海岸工程（荷蘭）會議」出國報告 外文：Participation Report on "2nd International Conference on Coastal Engineering"			
行政機關出版品統一編號 09107800018		運輸研究所出版品編號 80-33-031	
本所計畫 侯和雄 主持人：(Dr. Hou, Ho-Shong) 研究人員：		合作研究單位： 計畫主持人： 研究人員：	
研究方式 <input checked="" type="checkbox"/> 自行辦理-主辦單位： <input type="checkbox"/> 合作辦理-合作研究單位： 地 址： 聯 絡 電 話：			研究期間 自 79 年 7 月 至 80 年 7 月
關鍵詞：波力 (Wave Forces) 轉運 (Transshipment) 沈箱合成型防波堤 (Caisson Composite Breakwater) 拋石式防波堤 (Rubble Mound Breakwater) 垂直壁式防波堤 (Vertical Wall Breakwater) 衝擊碎波波力 (Impact Breaking Wave Forces)			
摘要： 報告第廿二屆國際海岸工程會議論文發表、荷蘭三角洲計畫 與鹿特丹港簡介暨深水防波堤波力研究全文			
出版日期	頁數	工本費	本出版品取得方式
80 年 7 月	25		<input checked="" type="checkbox"/> 洽本所免費贈閱 (限公營或公益機關團體) <input checked="" type="checkbox"/> 洽本所訂購 <input type="checkbox"/> 其他()
管制等級 本出版品： <input type="checkbox"/> 機密 <input type="checkbox"/> 解密日期為 年 月 日 <input type="checkbox"/> 承辦單位視情況辦理解密 <input checked="" type="checkbox"/> 一般			本表： <input type="checkbox"/> 機密 <input type="checkbox"/> 解密日期為 年 月 日 <input type="checkbox"/> 承辦單位視情況辦理解密 <input checked="" type="checkbox"/> 一般
備註：			

行政院國家科學委員會補助國內專家學人出席國際學術會議報告

報 告 人 姓 名	侯 和 雄	服務機構 及 職 稱	交通部運輸研究所 工程組簡任十一職等組長
時間 會議 地點	79年7月2日至6日 荷蘭德福特 (德福特工科學大學)	本會核定 補助文號	79年5月 日79會合字 第 號函
會議名稱	(中文) 「第二十二屆國際海岸工程會議」 (英文) "22nd International Conference on Coastal Engineering"		
發表論文題目	(中文) 「深水防波堤波力之研究」 (英文) Research of Wave Forces of Breakwater in Deep Water Area.		

第二十二屆
國際海岸工程會議
出國報告

報告人

侯和雄

交通部運輸研究所

運輸工程組組長

中華民國八十年七月

第22屆國際海岸工程會議出國報告

前言

22屆國際海岸會議係於1990年 7月 2日-- 6日，在荷蘭德福特工科大學舉行，國際學者專家 500多人參與，本會議兩年一次係由美國土木工程師協會，海岸工程研究委員會指導贊助之下，藉由荷蘭工程師協會，國際航海協會及國際水利研究協會聯合主辦，會議連同會後參觀計一週。

第一天行程

上午開幕式，由荷蘭德福特水工試驗所長普林斯(Prince)先生主講論及荷蘭海岸變遷與保護，並延伸討論到荷蘭三角洲計劃等，之後，相繼有鹿特丹港務局局長之演講，及德福特市長，主辦單位之主任委員白可博士等致歡迎詞，緊接著，即是下列五個專題研討

- a. 波浪之傳遞
- b. 波浪之產生
- c. 潮汐
- d. 海灘之變化
- e. 消波塊之強度

之後即結束上午的會程，大會準備午餐共聚。下午的會程計有10個主講之研討，分爲：

1. 碎波
2. 波之追蹤
3. 海洋環境的問題
4. 海岸侵蝕的個案研討
5. 海灘坡度的保護
6. 波浪破碎特性
7. 浪力量的分析
8. 漂砂
9. 砂丘的侵蝕
10. 船體運動

第二天的會程有

上午10個專題，其中之中由作者（侯和雄）主持之波力分析，共有 3人主講，包括有清水建設技術研究所的大山(Ohyama)先生所提出之“垂直圓筒形結構物受到孤立波波力之作用的數值分析”方法。利用非線性的波動理論，其方法並經過基本試驗印證。

作者主持的第二篇論文研討乃由中興大學土木系的蔡清標及鄭東昇兩位先生所共同提出的論文斜向入侵波浪，作用在垂直防波堤之波力分析，是一種理論分析法，亦經過實驗之印證，兩者有相同的趨勢。

作者主持的第二篇論文係由丹麥工科學大學Skouruph與Jonsson提出的論文“波力作用在沉水中的結構之分子運動研究”使用格林函數(Green function)理論分析，分析並提出波力的圖表，此數值模式亦正確描寫水分子的軌跡運動，作用在沉入水中的結構物之波力，所以，藉由電腦可快速而有效的計算出數值，可運用至三度空間模式，對未來的波力數值分析很有發展潛力。

另五個重要專題如下：

- (1) 沿岸流
- (2) 波羣
- (3) 板流
- (4) 水中防波堤的效應
- (5) 海堤的機率設計

下午10個專題包括：

- (1) 波浪的運動性
- (2) 波浪的追蹤預測
- (3) 漂砂理論
- (4) 海岸構造物的效應
- (5) 防波堤之透水性
- (6) 波浪的轉遞效應
- (7) 最大波和暴潮
- (8) 層流
- (9) 海灘之變遷

(10) 消坡塊之安定性

作者提出發表之專題爲“深水防波堤的波力研究”，內容大要：

目前台灣地區的海岸規劃及建造趨向於深水化，所以防波堤在深水中所受波力的行爲在理論及實驗的分析更形重要，但目前關於此項理論缺乏，因此失敗的性形很多。爲此，作者試著求出在深水中之理論設計，並以實驗印證之。

因堤防最怕遭受衝擊的破碎波壓，將造成很大的破壞。所以發生衝擊碎波波壓的條件在研究設計中應入考慮。而作者之研究結果恰可提出一些設計基準，對於以前的設計提出修正及議，並且對個案研究亦提出堤防最適的設計斷面。（全文如附件）

第三天會程包括：

上午10個主題

- (1) 三度空間近岸流
- (2) 波浪轉遞
- (3) 漂砂實地研究
- (4) 海灘地形之變遷
- (5) 防波堤之安定性
- (6) 波浪之抬高

- (7) 波浪與流之間邊界層
- (8) 漂砂與波浪之關係
- (9) 養灘計畫
- (10) 有潮河口的淤淺效應

下午爲工業參觀，與會人均赴鹿特丹港實地參觀，並了該港各種雜貨，貨櫃及油類之運輸情形鹿特丹港吞吐量爲世界第一大港，但爲世界第四大貨櫃港（第一爲新加坡，其次分別是香港及高雄）。

鹿特丹港實際上乃是萊茵河之河口港，最後流入北海，而以其河口擴建成爲歐洲港(Europe Port)，爲鹿特丹港外港，亦爲一深水港，其未來發展相當具有潛力。

第四天會程：

上，下午各有十個專題的研討，較具特別之專題如下述：

- (1) 波浪的反射
- (2) 有潮河口
- (3) 海岸侵蝕
- (4) 堤防的機率設計
- (5) 防波堤的透水性
- (6) 海岸變遷理論

第五天，上、下午亦各有十個專題

上午偏重於波動理論，波浪淺化，浪與流的相互作用，受波浪及流之漂砂輸送，海岸的保全計畫，防波堤的設計與建造近岸的環流，消坡塊的應力，波浪經過水中結構物之變化，長期海岸的行爲及護岸之研究等。

附件 (一)

第六天爲會後參觀--荷蘭三角洲計畫

荷蘭三角洲計畫 (I) (Delta Project)

——哈林里特堤 (閘門)

哈林里特堤 (Haringvliet dam) 爲三角洲計畫之一部份，爲三角洲網路工作之北部供調整水位之用，共有三十四個閘門，其操作目的主要在控制南部地區複雜地形之水資源，主要著重在安全、水資源管理以及航行等調整其於出之淡水流量。因之，閘門之設計乃在避免水流在狹窄水道過於湍急，因爲水道湍急水流容易使河堤遭受破壞、增加河床沖刷并阻礙船隻航行。

流量調整技術乃在於對閘門之最佳操作開啓於出流量，亦決定於河川上流量與潮位情況，此流量調整計畫亦按許多因素，如淡水供應家庭用與工業用水量、農業用水、稻田水之運行與滲流、遊樂區之用水、都市與工業廢水之輸入河川及避免海水之入侵等等。一般而言萊茵 (Rhine) 河、哇勒 (Waal) 河與馬斯 (Mass) 河之水位有定之變化，而荷蘭地區之水量決定於上述二條河上游之流量，在低流

量時即萊茵河流量低於 1700m/sec 時，哈林里特閘門必須封閉，僅容許少量淡水流出閘門以避免河口地區水滯流。此時僅鹿特丹港之水流出河口輸入北海，以避免海水入侵北部地區，如萊茵河流量在 1700m/sec 至 6000m/sec 間，則淡水經由哈林里特壩流入北海之量需增加，低潮時其閘門勢必逐漸提高，如萊茵河流量超過 6000m/sec 時，則閘門需在低潮時全開，俾使過剩之淡入北海，以使北部河川不因過度流量加速水道流速對航行構成阻礙，亦可避免洪水氾濫。

哈林里特閘門(Haringvliet Sluice)經建造十四年始告完成，始於1957年，完成於1970年，主要在於建造矩圍堰($1400\times 600\text{m}$) 高度高出平均海水位8 米，其完成之鳥瞰圖如圖一所示，有6.3 至24米長度不等之混凝土樁打入抽乾之海床共達22,000支。樁上則澆置三米厚之混凝土層作為閘門之底層，一連串16座混凝土基座，每座間相隔60米建造於底層上均高出平均海水位 (A.O.D)18米高，在末端均有閘門300米寬之支牆柱。如圖二所示。

三角洲計畫不僅代表抵抗暴潮、洪水之安全牆，在壩後面形成許多自然景觀與新發展區，提供許多娛樂機會，道路鋪築連絡三角洲區至壩頂以及其他鄉間地區、以及壩內之閘門與蓄水庫在壩後形成等等，有助於鄉間大部份水資源經管理之增進。

荷蘭三角洲計畫 (II)

——暴潮閘門 (Storm Surge Barrier)

水對荷蘭而言，是友亦是敵，住民已對它奮鬥抵抗多年、幾世紀，然後征服它並轉害成益。如促進航行、繁榮貿易，使有效應用於農業、工業方面，三角洲計畫旨在封閉主要有潮河口及荷蘭西南海岸之港口，除了鹿特丹港與安特衛普港仍保持進出口航道與北海相通。此計畫不僅減短荷蘭海岸線數百公里，且逼迫鹹水退至北海，對荷蘭整個國家之淡水經營管理有顯著的改進，自從1953年大洪水吞食了本區大部份面積，暴潮達+4.25 米，1835人淹死以來，荷政府乃加速此計之執行，計按順序完成下列巨大水力工程

1958年完成荷蘭埃歇爾 (Hollandse IJssel) 暴潮堤。

1960年完成詹可利柯 (Zandkreek) 壩。

1961年完成威爾西 (Veerse) 壩。

1965年完成格雷弗爾柯拉克 (Grevelingen) 壩及綜合閘門。

1970年完成哈林里特 (Haringvliet) 壩及放水閘門。

1972年完成布拉沃斯 (Brouwers) 壩。

本計畫最後部份乃在於建壩以封閉東歇凱爾特 (East Scheldt)，此乃為整個三角洲計畫最複雜的部份，即暴潮閘門 (Storm Surge Barrier) 之建造，并應用最新技術與最新工法建造兩座輔助壩，一為飛利浦 (Phillips) 壩，另一為烏斯特 (Oeter) 壩，這兩座壩有隻層效用，一來降低

暴潮閘門後面感潮水域面積，二來增進安特衛普與萊茵河間不受潮汐影響之航行水路。東歇凱爾特暴潮堤(Eastern Scheldt Storm Surge Barrier) 必須建造在三條有潮水道(又稱潮溝)上為東歇凱爾特河口最深的部份，應用最現代技術預鑄許多鋼筋混凝土基腳，且應用許多巨型起重船吊放二千噸之結構，其施工法及施工程序尚得抵抗潮流與環境問題遭遇之困難，從細部設計、技術之引進、施工材料之取得，施工計畫之擬定，各項施工機具之配合，品質之管制、整個計畫——暴潮堤與閘門之建造始於1978年完成於1986年，經歷了八年，完成了位於二條潮溝內3000公尺長之暴潮堤，包括了六十五座預鑄之混凝土基座。六十二座滑動之鋼筋閘門則裝設於其間，平常時期開吞著，暴潮來臨則關閉閘門以防止暴潮造成之洪水氾濫於三角洲與荷蘭本土。

暴潮閘門整體操作系統至少每個月需試行操作一次，俾確定閘門開吞自如，并預期一年關閉一次即當不預期之高水位發生時，關閉與開放閘門每次均需一小時，暴潮堤之設計與建造，荷蘭水利工程技術發展之一項創舉，整體三角洲計畫始於1958年，完成於1986年，歷經四分之一世紀有餘，完成三角洲計畫後，所有荷蘭海岸之海堤亦因而均行提高堤頂，從此荷蘭一千四百萬人民生命財產，方得以保障。

鹿特丹港之港埠經營與污染防治

鹿特丹港之成長與擴建為近半世紀之歷史，本港之主要運輸除貨櫃外，尚有煤炭、礦砂及穀類等散裝轉運以及石油裝運。其裝卸乃藉由萊茵河中游以浮體或繫船設施經由浮式起重機、升降機以及管線系統而裝卸。1936年Shell 1 油公司首先在鹿特丹港區建立煉油廠。二次大戰使本港遭受嚴重之破壞，1950年本港之重建始告完成一船席水深加深、裝置最近代化設備，港址佈置分配深更有效率。此時一巨大且專業化之貨櫃轉運公司即歐洲貨櫃集散站在此綜合港之南方地區建立後，許多鹿特丹市之裝卸業務及經由本港進出，由於本港營運量驟增，歐洲港(Europoort Plan) 計畫位於萊茵河下游，面臨北海乃於1957年11月開始執行，第一條油輪始於1960年11月，持續完成三階段之15公里長之歐洲港計畫，同時為因應船舶巨型化趨勢乃將港池與航道浚深，1971年浚至65呎深，1975年浚深至68呎，目前由68呎加深至72呎，為建造新的礦砂與煤炭轉運用碼頭，已在外港建立容許吃水75呎之船隻碇泊裝卸。1962年起遠洋轉運達九千六萬噸，鹿特丹號稱本港為世界最大之港埠，意謂最高峯之成長時期，紐約港務局亦電賀鹿特丹港，從此紐約港屈居世界第二位，鹿特丹港并於1973年及1979年再創紀錄其營運量超出三億噸。進港船隻，1959年第一條超越十萬噸之油輪進港，從此油輪成長快速，最大原油油輪(VLCC)及超級原油油輪(ULCC)均相繼出現，本港

于1968年32.7萬噸油輪進入，接著1973年兩艘47.7萬油輪進入本港，1979年則有56.5萬噸之油輪進港，礦砂輪、散裝輪則于1972年一十萬噸船進入，如同油輪情況礦砂輪無返回之貨，為使它們有返行貨物乃發展油—散裝—礦砂輪(OBO型-Oil-Bulk-Ore)可供這些不同貨物裝卸。由於巨型散裝輪之進港、碼頭乃藉由巨型卸貨機，長的履帶輸送機及裝貨齒輪供駁船使用。

茲將近兩年(1985年及1986年)鹿特丹港貨物轉運量(總重)統計如次：

總量：1985年卸量1.94億噸，裝量0.56億噸，總計2.51億噸。

1986年卸量2.00億噸，裝量0.57億噸，總計2.56億噸。

總散裝貨：1985年卸量 1.73 億噸，裝量0.33億噸，總計2.06億噸。

原油：1985年卸量0.72億噸，裝量4.8百萬噸，總計0.77億噸。

1986年卸量0.78億噸，裝量4.5百萬噸，總計0.48億噸。

礦物產油：1985年卸量0.22億噸，裝量12.3百萬噸，總計0.34億噸。

1986年卸量0.22億噸，裝量12.6百萬噸，總計0.35億噸。

礦砂：1985年卸量0.393億噸，裝量0.5百萬噸，總計0.40億噸。

1986年卸量 0.357億噸，裝量 0.5 百萬噸，總計0.357億噸。

煤質：1985年卸量9.7百萬噸，裝量4.5百萬噸，總計14.2百萬噸。

1986年卸量11.6百萬噸噸，裝量 5.0百萬噸，總計16.6百萬噸。

其他散裝貨：1985年卸量30.5億噸，裝量10.9億噸，總計41.4百萬噸。

1986年卸量30.6百萬噸噸，裝量10.9百萬噸，總計41.7百萬噸。

總雜貨：1985年卸量20.9億噸，裝量23.4億噸，總計44.3百萬噸。

1986年卸量22.9百萬噸，裝量23.3百萬噸，總計46.2百萬噸。

爲保持鹿特丹港維持在一定航行水深，需進行維護挖泥以浚深自然之沉積淤沙。由於本港爲一河口港，萊茵河上游帶下來之淤泥，與北海侵入港口之沙泥，其志沙堆積量在本港每年需挖除二千三百萬公方，因此爲增加往返船隻之進港，本港之進口航道需特別浚深并保持安全之航行所需水深，因此需大量浚深淤泥與土漿。本港之挖泥主要航道由荷蘭運輸與公共工程部負責，其碼頭、港池、泊渠

部份則由鹿特丹市政府負責，因為鹿特丹港務局在鹿市府屬下與工務局平行，此乃荷蘭港市合一之特色。

為使挖泥工作執行更有效率底部鏟平式之自航式吸取型挖泥船 (Bottomleveller Training Hopper Dredger) 乃發展而為本港經常使用，並由自動資料進行系統量取其挖泥量，經選用港外西南區新生地四個位置作為挖泥之堆置區，對於本港上游面重污染之泥漿，淤泥經特別挖深—28米四周以沙丘作成高堤之巨大範圍為其堆置區，大約每年需挖泥一千萬公方之污染泥漿堆置于此區 (Depot) 本區足供本港十五年堆棄污染質之用，其污染流質部份則又於港口左側新生區設置特別之污水處理池分池過濾處理之。因此極端港內污染質另行處理而不倒入北海，為荷蘭對港內污染之一項新設施，但此項設施仍須經西德、英國、丹麥、挪威等北海環繞諸國舉定其安全性。

結語

此次之研討提出不少新理論及研究成果，藉由世界各國海岸學者，專家及工程研究成果可進一步了解海岸工程的研究發展，作者被推選為中華民國出席代團之團長，除參與研討會和9位團員勘察荷蘭海岸工程設施，及荷蘭海上挖泥技術，了解其挖泥潛力及海域挖泥回填時對海域環境污染之防治對策。

此次出席國際會議者計有35個國家，對我國代表參與論文研討，發表及作者本人之會議主持均給予極高之評價，且一致認為中華民國在海岸工程方面的理論發展及工程技術之展現，均可與歐美日荷等海岸工程先驅者並駕其驅。

類此大型國際海岸工程會議之參與，相互交換心得與新知，對我海洋科技研究發展甚有裨益，為此，建議國科會及相關贊助單位能多鼓勵學人及工程實務研究者多出席國際學術會議以提昇我國學術地位。

CHAPTER 137

STUDY OF WAVE FORCES OF BREAKWATER IN DEEP WATER AREA

Ho-Shong Hou, Ph. D., P.E.

ABSTRACT

The design of breakwater in deep water requires a reliable assesment of the forces, it will be subjected to and full understanding of the behaviour of the structure. Wave forces on a vertical wall caisson of composite breakwater vary with the configuration of the rubble mound foundation as well as the condition of incident waves. If the conditions are very unfavorable, powerful impact-breaking-wave forces may act on the vertical wall caisson. It is an important subject to clarify the generation conditions of impact breaking wave forces, so that the breakwater under design would not be exposed to a very strong breaking wave force.

The present study points out on the basis of the experimental results for the typical example of slided caisson that careful attention should be paid to the possibility of the generation of impact breaking wave forces in the design of composite breakwater. The generation conditions are investigated by the two-dimensional experments on the variation of wave forces due to the configuration of rubble mound and the three-dimensional experiments on the effect incident wave angle to the breakwater. The impact breaking wave forces are acting to be produced on the verticalwall caisson, where the mound is telatively high and has an appropriately broad crest width.

In the study, problems are highlighted with respect to wave clmite range that will induce breaking wave pressure, model test is conducted to measure the wave pressure and the sliding effect. Then current formula for calculated wave pressure is discussed. The factor of experiment considered in the test flume is depth of composite breakwater height, width and slope of rubble mound, etc.

1.INTRODUCTION

For dealing with the construction problems of the deep water breakwater, as for the caisson-composite type breakwater, the foundation work is the problem as the breakwater goes to deeper. Due to the limit of operation of diver in the deep water, the placement of mattress, the leveling of the mound, etc. will cause much problem. Since the body of caisson work will be more difficult than those of shallower water part. For flow chart of deep breakwater construction, planning and design of the structure need to be further considered.

For planning aspect, the huge deep breakwater that need to be made sure it is necessary.

* Director, Transportation Engineering Dept., Institute of Transportation, Taipei, R.O.C. Taipei, Taiwan, Rep. of China

BREAKWATER IN DEEP WATER

Since (1) invest benefit: due to expensive of engineering fee of deep breakwater, if after construction, the benefit is not larger than the invest cost, then it is unnecessary. (2) alternative plan: due to the elongation of existing breakwater to the deeper position, the construction fee is expected much cost; therefore, to find out the alternative plan such as, to construct one shallow breakwater could be also obtained the same harbor function; or if the breakwater was not prolonged, to enlarge and repair some wharf could be also reached the same effect, etc. (3) calm wave sheltering area: due to high cost of breakwater, it is naturally to cut down the elongation of breakwater, however, the harbor basin need to be calm. Therefore it is necessary to study the relationship between the elongation of breakwater and the calm wave sheltering area of basin. The criteria of the calm basin is necessitated to determine.

2. TEST RESULTS AND ANALYSES OF DEEP BREAKWATER OF CAISSON-COMPOSITE TYPE

Around the Taiwan coast, especially the international trade port, breakwater of the caisson-composite type is commonly used. Deep outer breakwaters of the 2nd entrance of Keelung Harbor are tested for impact pressure analyses. The typical design section of 35M deep is shown in Fig. 1; while the wave pressure pattern is shown in Fig. 2. The strong impact pressure (Fig. 2c) is about triple of the normal wave pressure, its period is about 1/7 to 1/20 sec. In addition to the breakwater of 2nd entrance of Keelung Harbor, the varying mound shape, mound height of caisson-composite breakwaters are tested and analyzed for further new information.

Fig. 3 and Fig. 4 are many cases of test results, the results show that, the higher mound of caisson-composite breakwater ($d/h=3$), wave pressure increases as the wave height becomes large; therefore the mound height has obvious effect on the wave pressure. The varying transverse width of the mound also shows that wave pressure has the different degree for increasing. Since the test results indicate that the wave pressure is larger as the transverse width of mound is wider, the wave pressure is bigger as the mound height is higher.

Fig. 5 shows that the impact wave pressure occurring range of deep water breakwater has the same tendency as that of shallower depth. That is as d/h smaller (or higher mound), the occurrence of the impact pressure is very often. The case of no wave overtopping is easier to occur than that of wave overtopping. The impact pressure occurring range is indicated by the dot line of the Fig. 5

3. RESULTS AND DISCUSSION

For caisson-composite breakwater, it is designed that the armour concrete block such as dolos, hollowtripod, etc. to prevent wave action directly toward the caisson from forming shock pressure (one form of impact pressure). By using porosity of armour concrete block to increase turbulence for dissipating wave energy; therefore wave pressure should be minimized. Based on the previous test results, it is considered that in front of composite type, the covering layer of armour unit on the mound could reduce the wave pressure about 60% in the shallower water area. However, reducing of wave pressure depends on water depth, wave condition, mound height, mound slope and mound shape, etc. For the present test results (test section of 35M deep or

more) show that the portion of caisson (vertical wall) is subjected to standing wave or part of breaking pattern, the cover layer of armour unit is easily happened that the wave acting on the slope forms the breaking wave and produces shock pressure (strong impact pressure) in a short time, the impact pressure is quite huge. Therefore, the placement of armour concrete unit is inefficient to the wave action and will be a negative effect; therefore, it is suggested the design section changed to the section as shown in Fig.6

4. FAILURE OF DEEPWATER BREAKWATERS

Failures to deep water breakwaters have occurred over the past decade due to the following (main) reasons:

Rubble Mound Type: the increase of depth and related increase of design wave heights led to designs with very steep slopes and protected by concrete armour units of weights and sizes far in excess of previous experience. The strength of these concrete blocks appeared in many cases to be insufficient due to the high peak forces, which occur on the blocks during a storm. The blocks broke and were subsequently easily removed from the slope. The great steepness of the slopes may also have contributed to failure, since the geotechnical stability of the mound becomes critical under wave loading.

Vertical Wall Type: failures to this type of breakwater occurred mainly due to high impact forces of breaking waves at the vertical front, leading to horizontal displacements of the caissons and in some cases to geotechnical instability of the foundation and tilting.

The author has been invited in many cases of breakwater failure to investigate the failure and make a design for repair, e.g. Su-Ao Harbor Breakwater and Hualian Harbor Breakwaters in the east coast of Taiwan, R.O.C. The solution to the problems mentioned above lies primarily in following the proper design procedures, as applied by Hou ('78'80) throughout its breakwater projects. The main features of this procedure are systematic failure analysis of each design and an integral approach, including hydraulic, geotechnical and concrete strength aspects in a balanced way.

5. CONCLUSION

1. For the deep water breakwater construction, the field measurement of deep water wave, geological oceanographic data, foundation and earthquake problem, etc. need to be further studied.
2. For the caisson-composite deep breakwater, the higher mound is easily occurring the impact pressure, the lower mound has little such phenomena.
3. The wider of the transverse width of the caisson-composite breakwater, of which pressure is higher, some impact pressure may occur. However, for the vertical caisson breakwater (no mound outside the harbor) only, may not occur impact pressure.
4. For the deep water breakwater design, if the width of caisson is limited by the bearing capacity of foundation, then the body of caisson will be huge, the width may be 100 to 200M, therefore the design criteria of 50t/m bearing capacity, has to be further considered for

BREAKWATER IN DEEP WATER

increasing.

5. As the enlargement of caisson breakwater in the deep water, its problem of design and construction need to be solved. Some special cases of hydraulic experiment need to be conducted after design and before construction of the deep caisson-composite breakwater.
6. For the Deep water Port at the Western Coast of Taiwan breakwaters will be founded in maximum waterdepths varying from 15-50m, depending on the lay-out of the type of breakwater in less deep water (15m) a rubble mound type is preferable, while in very deep water a composite type breakwater will be more feasible. For the wharves, vertical walls are envisaged, provided that the tranquility level inside the port can be achieved.

6. REFERENCES

1. "Hydraulic Model Test of Caisson-Composite Breakwater Wave Pressure Distribution of the Bah-Tsu Meng Wharf Area in the Keelung Harbor" by C.T. Kuo, H.S. Hou and C.Y. Chen, Hydraulic experiment research Center, C.E. Dept. Chung-Hsing University, Oct., 1978.
2. "Experiment Research of Wave Run-up, Overtopping and Stability of Seawalls around Wai-Muh San Oil Tank" by H.S. Hou, T.F. Lee, L.F. Lin and K.H. Weng, etc. NTU-INA-Tech. Rept. 110, Institute of Naval Architecture, National Taiwan University, April, 1980.
3. "Model Experiments of Wave Run-up and Stability of Breakwater Sections in Wai-Muh San Fishery Harbor" by H.S. Hou, T.F. Lee and C.C. Liu, NTU-INA-Tech. Rept. 11-, Institute of Naval Architecture, National Taiwan University, Jan., 1980.
4. "Experimental Research of Wave Run-up, Overtopping and Stability of Seawalls around Hsin-Tah-Power Plant" by H.S. Hou, W.S. Hwang and Y.Y. Hwang, NTU-INA-Tech. Rept. 129, Institute of Naval Architecture, National Taiwan University, June, 1981.
5. "Experimental Research Report of 4 Design Sections of the Temporary Quay of the Hua-Lien Harbor" by H.S. Hou, J.F. Tsai and C.C. Chung, etc. NTU-INA-Tech. Rept. 155, Institute of Naval Architecture, National Taiwan University, Nov., 1982.
6. "Planning of a Coal Terminal as a Deep Water Port in Taiwan District, R.O.C" by Ho-Shong Hou, June 20-24, 1988, The 9th International Harbour Congress, Antwerp, Belgium.
7. "Port Engineering Development in the Deep Water Area of Taiwan District, R.O.C." by Ho-Shong Hou, Oct. 24, 1989. The 7th Meeting of Chinese-Dutch Joint Business Council. Howard plaza Hotel, Taipei, Taiwan, R.O.C.
8. "Theoretical Analysis and Experimental Research of Wave Force of Breakwater in Deep Water Area" by Ho-Shong Hou and Ching-Piao Tsai, July 31, 1990. NSC 79-0410-E172-01.

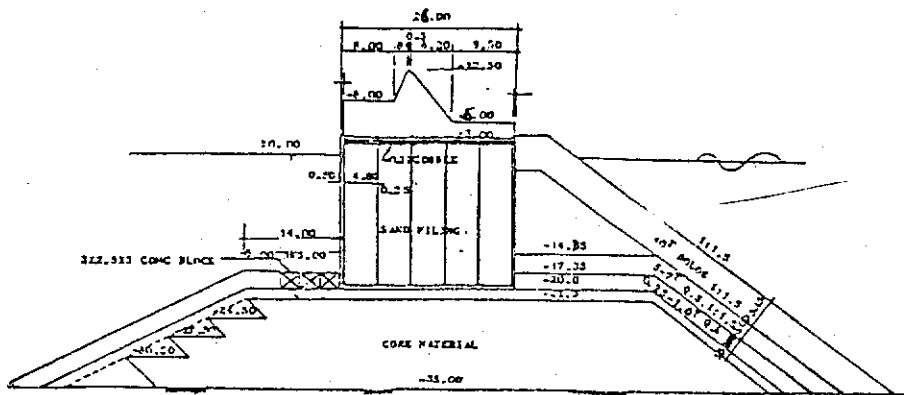
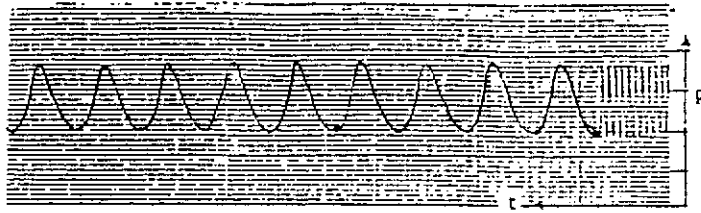
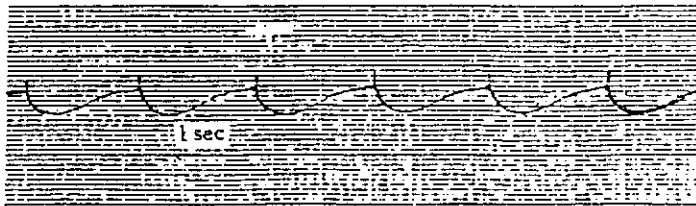


Fig.1 Deep Caisson Composite Type of Bah-Tsu Meng Breakwater at the 2nd Entrance of Keelung Harbor

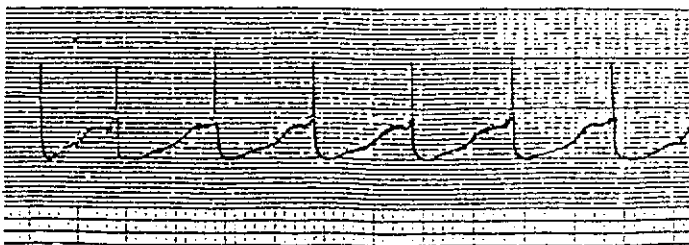
BREAKWATER IN DEEP WATER



(a) Standing Wave Pressure Record



(b) Weak Impact Pressure Record



(c) Strong Impact Pressure Record

Fig.2 Wave Pressure Pattern

COASTAL ENGINEERING - 1990

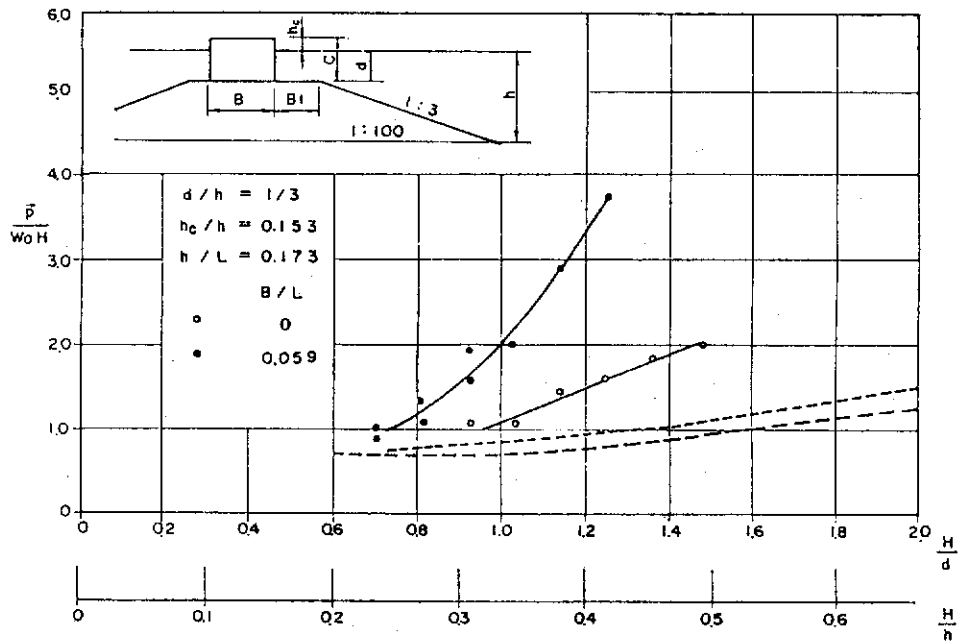


Fig.3 Mound Shape Affects the Wave Force Diagram

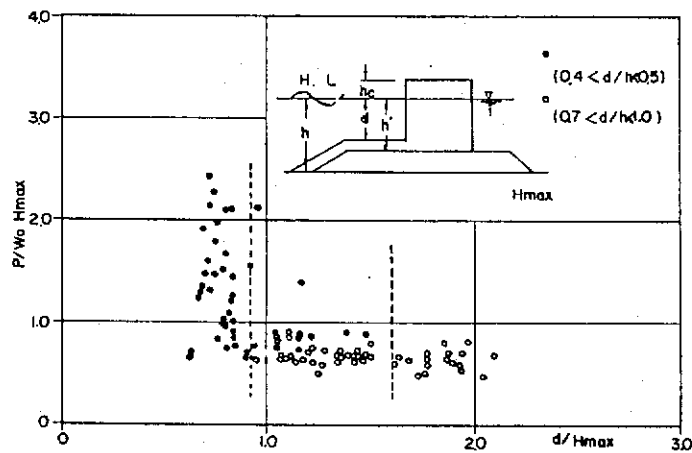


Fig.4 Mound Depth Affects the Wave Force Analyses

BREAKWATER IN DEEP WATER

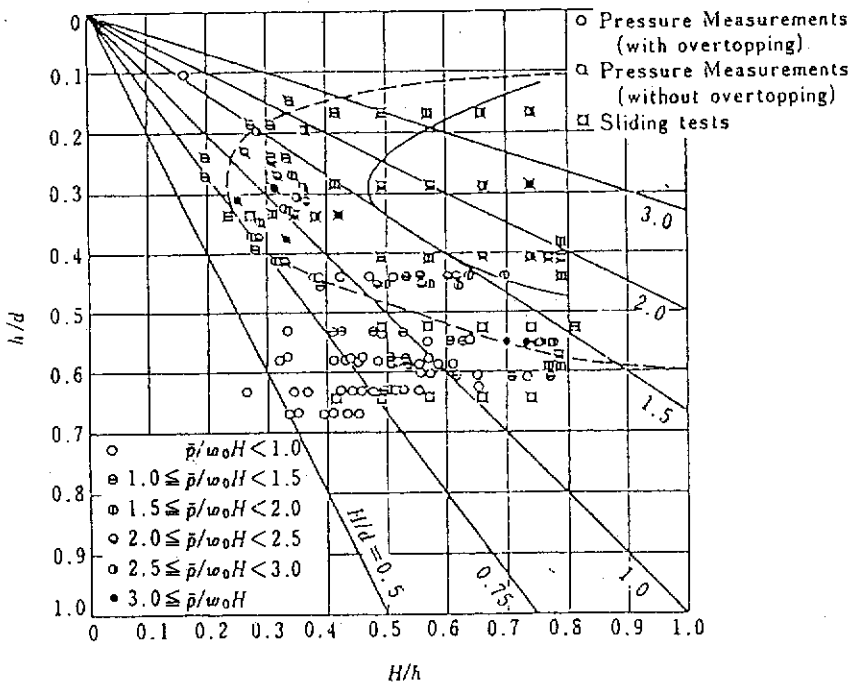


Fig.5 Possible range of the occurrence of
impulsive breaking wave pressure

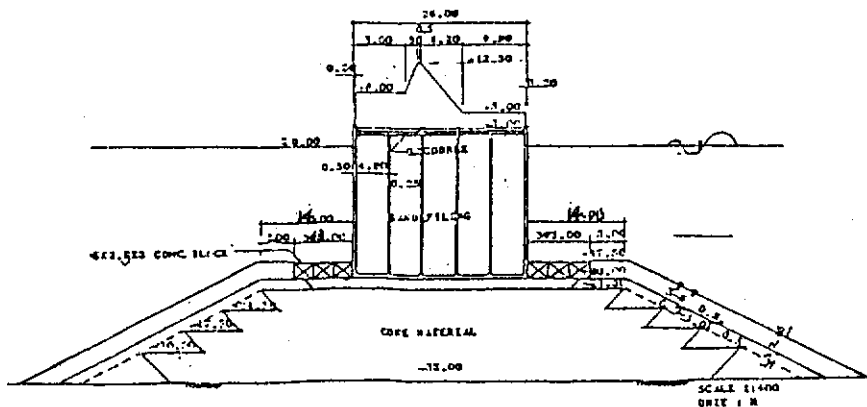


Fig.6 Modified Design Section of Deep Breakwater
of 2nd Entrance of Keelung Harbor

22nd International Conference on Coastal Engineering

PROGRAMME

MONDAY 2 JULY 1990

09.30-
10.45

OPENING SESSION

TIME	SESSION	SUBJECT	CHAIRMAN	PAPERS	FIRST AUTHORS
11.30- 13.00	1A	Wave propagation	J.T. Kirby	1-3	Grassa, Herbers, Tanaka
	1B	Wave generation	W.R. Dally	4-6	Gotschenberg, Harkins, Klopman
	1C	Tides	H.D. Niemeyer	7-9	Jensen, Ochi, Sucsy
	1D	Beach morphology	H. Hanson	10-12	Boczar-Karakiewicz, Nishi, Stockberger
	1E	Strength of armour units	H.W. Partenscky	13-15	Anglin, van Damme, Altink
14.00- 15.30	2A	Surf beats	P.D. Komar	16-18	Hino, Schaeffer, van Leeuwen
	2B	Wave hindcasting	L. Cavaleri	19-21	Ahn, den Adel, Weesakul
	2C	Environmental problems	R.L. Wiegel	22-24	Fournier, Herbach, Steen Moller
	2D	Case studies of beach erosion	H.J. Verhagen	25-27	Manoha, Martinez, Schoonees
	2E	Slope protection	K.W. Pilarczyk	28-30	Gadd, Leidersdorf, Seijffert
16.00- 18.00	3A	Breaking waves	I.A. Svendsen	31-34	Nishimura, Synolakis, Toumazis, Teles da Silva
	3B	Wave forces	R.T. Hudspeth	35-38	Hou, Klatter, Madrigal, Nakaza
	3C	Cohesive sediments	C.I. Moutzouris	39-42	Sheng, Shibayama, Tsuruya, Zude
	3D	Dune and berm erosion	B. Manoha	43-45	Katoh, Kriebel, Overton
	3E	Ship motions	O.J. Jensen	46-49	Brorsen, Headland, Brossard, Spencer

TUESDAY 3 JULY 1990

TIME	SESSION	SUBJECT	CHAIRMAN	PAPERS	FIRST AUTHORS
09.00-10.30	4A	Surf zone hydrodynamics	J. Fredsoe	50-52	Okayasu, Nairn, Yamashita
	4B	Wave forces	H.-S. Hou	53-55	Ohyama, Tsai, Skourup
	4C	The Dutch coast	O.T. Magoon	56-58	Louisse, Zitman, Hoozemans
	4D	Effects of seawalls on beach evolution	J.K. Vrijling	59-61	Basco, Toe, Hotta
	4E	Armour stability	N. Kobayashi	62-64	Bradbury, Holtzhausen, Medina
11.00-13.00	5A	Wave run-up	P. Nielsen	65-67	Grilli, Klein Breteler, Hallermeier
	5B	Wave spectra	K.-F. Daemrich	69-72	Maheswaran, Mansard, Hirakuchi, Isobe
	5C	The Dutch coast	H.H. Dette	73-76	van Vessem, Roelvink, Steetzel, Dijkman
	5D	Field measurements	C. Galvin	77-80	Kawata, Vogelzang, van de Graaff, Niemeyer
	5E	Case studies of breakwaters	E. Loewy	81-84	Kuo, Murray, Retief, Sorensen
14.00-15.30	6A	Wave propagation	M. Hattori	85-87	Elwany, Wei, Yamaguchi
	6B	Wave forces on cylinders	D.H. Peregrine	88-90	Hudspeth, Tokikawa, Wilde
	6C	The Dutch coast	R.G. Dean	91-93	Eysink, Stive, Roelse
	6D	Scouring and selfburial	Y. Eisenberg	94-96	Bandeira, Saito, Staub
	6E	Breakwater permeability and reflectivity	J.W. van der Meer	97-99	Allsop, Oumeraci, Sollitt
16.00-17.30	7A	Wave propagation	A. Watanabe	100-102	Hwung, Giancarlo, Swart
	7B	Wave statistics	M.K. Ochi	103-105	Goda, Sobey, Dally
	7C	The Dutch coast	C.A. Fleming	106-108	van Alphen, Pluijm, Terwindt
	7D	Effects of detached breakwaters	C. Teisson	109-111	Hanson, Sawaragi, Weggel
	7E	Wave run-up and overtopping	J.P. Ahrens	112-114	Ozhan, Ryu, Sparboom