

102-75-7706
MOTC-IOT-101-H2DB005

消能式結構物應用於臺灣港灣 設施保全之研究(4/4)



交通部運輸研究所

中華民國 102 年 4 月

消能式結構物應用於臺灣港灣設施保全之研究
(4/4)

交通部運輸研究所

GPN : 1010200619
定價 : 100 元

102-75-7706
MOTC-IOT-101- H2DB005

消能式結構物應用於臺灣港灣 設施保全之研究(4/4)

著者：邱永芳、林炤圭、何良勝、蔡金吉

交通部運輸研究所

中華民國 102 年 4 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

消能式結構物應用於臺灣港灣設施保全之研究. (1/4) /

邱永芳等著.-- 臺北市：交通部運研所，民 102.04

面；公分

ISBN 978-986-03-6470-5(平裝)

1.港埠工程 2.數值分析

443.2

102005797

消能式結構物應用於臺灣港灣設施保全之研究(4/4)

著者：邱永芳、林昭圭、何良勝、蔡金吉

出版機關：交通部運輸研究所

地址：10548 臺北市敦化北路 240 號

網址：www.ihmt.gov.tw (中文版>中心出版品)

電話：(04)26587176

出版年月：中華民國 102 年 4 月

印刷者：承亞興企業有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 80 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所港灣技術研究中心網站

定價：100 元

展售處：

交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880

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

五南文化廣場：40042 臺中市中山路 6 號•電話：(04)22260330

GPN：1010200619

ISBN：978-986-03-6470-5 (平裝)

著作財產權人：中華民國（代表機關：交通部運輸研究所）

本著作保留所有權利，欲利用本著作全部或部分內容者，須徵求交通部

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：消能式結構物應用於臺灣港灣設施保全之研究(4/4)			
國際標準書號 (或叢刊號) ISBN978-986-03-6470-5 (平裝)	政府出版品統一編號 1010200619	運輸研究所出版品編號 102-75-7706	計畫編號 101-H2DB005
本所主辦單位：港研中心 主管：邱永芳主任 計畫主持人：邱永芳主任 研究人員：何良勝、蔡金吉 參與人員：楊怡芸 聯絡電話：04-26587221 傳真號碼：04-26571329	合作研究單位：國立臺灣海洋大學 計畫主持人：林焯圭副教授 研究人員：岳景雲、翁文凱、楊國誠、陳文俊 地址：基隆市中正區北寧路2號 聯絡電話：02-24622192		研究期間 自 101 年 01 月 至 101 年 12 月
<p>摘要：</p> <p>為了考量配合臺灣各區域地理及水理環境的不同，本計畫擬以四年期程研究並發展多種具備不同特性的消能式港灣結構物，以期能應用於實際港灣內，提高港灣水域的安全性。消能式結構物的型式包含適合東部海岸的長波抗浪型、適合西部及北部海岸的環境保護型，以及因功能目的不同的臨時性設施型等三種類型。首先將針對國內港灣目前遭遇的問題以及當地的海氣地象條件進行檢討與整理歸類，研擬可能的結構物型式，並利用水工模型斷面試驗及數值模擬方式進行評估與檢討修改，以期能獲得較佳之新型消能式結構物來替代傳統之重力式海岸結構物，並期能達符合海岸空間環境需求且具保全功能之目的。長波抗浪型結構物的研究研發一種利用內建斜坡促使波浪越波消能的碼頭結構物的雛形，並由水工模型試驗確認即使在入射波週期為 40 秒之長波亦能得到 0.5 的反射率，顯示其可行性；臨時簡易功能使用型的研究中探討了外加彈性/剛性襯板的浮式結構物的運動行為及附近波場特性，發現適當的襯板設置可以增加浮體的阻尼效果，同時也探討了利用壓氣沉箱吸收波能的可行性；環境保護型則著重於探討多種型式的繫/離岸潛式多孔隙透水結構物的波動與消能特性，提出適合於生態復育的潛堤結構組合。在探討海岸公路邊坡防護的結構物方面，主要是收集公路邊坡的破壞案例以及相關文獻與資料，並檢討各案例的破壞原因，以及利用水工模型試驗進行個案評估。本年度的計畫主要是綜合評估過去的研究成果，選擇最優配置方案，並就工程應用上所需要的相關參數進行圖表或經驗公式的建置。</p> <p>成果效益：</p> <p>計畫主要針對臺灣地區特性與港灣構造物之使用功能與目的研發出具體可行之可消減長波能量的實用型結構設施、具環境保育與結構安全的港灣結構設施型式及高機動性、符合環境保護的結構設施。研究成果在經濟效益上，可提供功能性較高之港灣結構物，節省工程建設及維護費用。在應用上，可針對臺灣各區域之港灣特性決定結構型式，提供各港務局及水利署等單位作為改善現有港灣設施及海岸基礎建設之參考依據、提供近岸保護工法在各港鄰港區域地形保護之應用、提供消能結構物設計使用，以減低工程經費及延長結構物之壽齡。海岸公路之保護針對海岸景觀和親水性為主，再考量消能特性。</p>			
出版日期	頁數	工本費	本出版品取得方式

102 年 4 月	164	100	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按工本費價購。
<p>機密等級：</p> <p><input type="checkbox"/>密 <input type="checkbox"/>機密 <input type="checkbox"/>極機密 <input type="checkbox"/>絕對機密</p> <p>(解密條件：<input type="checkbox"/>年 <input type="checkbox"/>月 <input type="checkbox"/>日解密，<input type="checkbox"/>公布後解密，<input type="checkbox"/>附件抽存後解密， <input type="checkbox"/>工作完成或會議終了時解密，<input type="checkbox"/>另行檢討後辦理解密)</p> <p><input checked="" type="checkbox"/>普通</p>			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

**PUBLICATION ABSTRACTS OF RESEARCH PROJECTS
INSTITUTE OF TRANSPORTATION
MINISTRY OF TRANSPORTATION AND COMMUNICATIONS**

TITLE: Water Wave Energy Dissipation Structures for Taiwan Harbor Facilities (4/4)			
ISBN 978-986-03-6470-5 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010200619	IOT SERIAL NUMBER 102-75-7706	PROJECT NUMBER 101-H2DB005
DIVISION: Harbor & Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Chiu Yung-Fang PRINCIPAL INVESTIGATOR: Chiu Yung-Fang PROJECT STAFF: Ho Liang-Sheng; Tsai Chin-Chi; Yang Yi-Yun PHONE: +886-4-26587221 FAX: +886-4-26571329			PROJECT PERIOD FROM January 2012 TO December 2012
RESEARCH AGENCY: NATIONAL TAIWAN OCEAN UNIVERSITY PRINCIPAL INVESTIGATOR: Lin, Jaw-Guei PROJECT STAFF: Yueh Ching-Yun, Weng Wing-Kai, Yang Kuo-Cheng, Chen Wen-Juinn. ADDRESS: 2 Pei-Ning Road, Keelung 20224, Taiwan, R.O.C PHONE: +886-2-24622192			
KEY WORDS: Wave dissipation structure, Numerical simulation, Hydraulic model test, Coastal highway, Shore protection			
ABSTRACT: <p>In order to take into account the different characteristics of topography, atmospheric, and oceanography around Taiwan harbors, this four years project will study new wave energy dissipation structures via numerical simulations and hydraulic model tests, which can satisfy different demands for practical use to improve the harbor safety. According to the function needed around Taiwan coast, such structure can be classified into three types: long period waves dissipation type, fast installation/special purpose type, and environmental protection/restoration type. Each kinds of the new coastal structure have been designed, tested, and evaluated.. For the study on long period wave dissipation type structure, a new wharf structure which utilized an internal slope that can cause the waves run-up, overtop and dissipate their wave energies had been designed, through hydraulic model tests and numerical simulations. The prototype was proved to have good wave dissipation function even in long period incident wave cases. In the study of the fast installation/special purpose type structure, a skirt type floating structure was developed and tested, the rigidity, length and the inclined angle of skirts were found to have dominant influence on wave damping effect. In the study on the environmental protection/restoration type structure, the influence of submerged permeable structure on wave characteristics was studied, several combinations of submerged dike and perforated breakwater were tested and their wave field and flow field were evaluated. For the study of shore protection of coastal highway, the failure cases and the possible solutions were collected and analyzed, and also the relative references and the characteristics about the coastal highway of Taiwan were collected and discussed. In this final year's researches, all three new types of coastal structure will be studied more detail in accordance to the practical use, the parameters which related to planning and design were evaluated, and the monitoring, protection, and maintenance criteria for coastal highways will be collected and evaluated.</p>			
DATE OF PUBLICATION April 2013	NUMBER OF PAGES 164	PRICE 100	CLASSIFICATION <input type="checkbox"/> RESTRICTED <input type="checkbox"/> CONFIDENTIAL <input type="checkbox"/> SECRET <input type="checkbox"/> TOP SECRET <input checked="" type="checkbox"/> UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

目 錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	III
目錄.....	IV
圖目錄.....	VIII
表目錄.....	XVI
照片目錄.....	XVIII
第一章 前言.....	1-1
1.1 計畫目的.....	1-1
1.2 研究範圍與對象.....	1-2
1.3 研究內容.....	1-5
第二章 長波抗浪型之消能構造之研究.....	2-1
2.1 緣起與回顧.....	2-1
2.2 水力式阻尼結構物的水工模型試驗的結果分析.....	2-8
2.2.1 常時波浪的水工模型試驗(初期測試).....	2-8
2.2.2 長週期波浪的水工模型試驗與數值模擬.....	2-13
2.3 單一斜坡式結構物的消能效果評估.....	2-21
2.4 內建斜坡消能式碼頭流場特性之數值模擬.....	2-25
2.4.1 內建斜坡消能式碼頭流場特性之數值模擬.....	2-25
2.4.2 數值計算結果.....	2-30
2.5 內建斜坡消能式碼頭的設計參數的初步探討.....	2-37

2.5.1	碼頭建構型式及可能施工步驟的探討.....	2-37
2.5.2	設計參數的討論.....	2-42
第三章	臨時簡易功能使用型消能構造之研究.....	3-1
3.1	翼板式浮式結構物.....	3-1
3.2	翼板式浮式結構物特性之綜合分析檢討.....	3-2
3.2.1	數值模擬妥適性檢討.....	3-2
3.2.2	翼板長度的影響.....	3-6
3.2.3	翼板個數的影響.....	3-8
3.2.4	翼板角度的影響.....	3-10
3.2.5	翼板勁度的影響.....	3-12
3.3	壓氣型浮式結構物的波動特性試驗研究.....	3-14
第四章	環境保護型消能構造之研究.....	4-1
4.1	緣起與回顧.....	4-1
4.2	過去三年研究成果.....	4-3
4.2.1	第一年研究成果.....	4-3
4.2.2	第二年研究成果.....	4-5
4.2.3	第三年研究成果.....	4-7
4.3	本年度工作內容.....	4-11
4.4	綜合討論.....	4-25
第五章	海岸公路邊坡保護工法.....	5-1
5.1	海岸公路.....	5-1

5.2 臺灣之海岸公路.....	5-2
5.3 海岸公路邊坡面臨問題.....	5-3
5.3.1 坡腳消能緩衝距離不足.....	5-4
5.3.2 邊坡地質特性問題.....	5-7
5.3.3 逕流及土石沖蝕邊坡問題.....	5-11
5.3.4 邊坡防護工法問題.....	5-12
5.4 海岸公路邊坡監測規劃.....	5-16
5.4.1 海象部份.....	5-16
5.4.2 海灘與水深地形.....	5-18
5.4.3 邊坡穩定性監測.....	5-19
5.4.4 護岸穩定度檢測.....	5-22
5.4.5 波浪越堤監測.....	5-23
5.5 邊坡防護工法試驗.....	5-25
5.5.1 試驗設備與儀器.....	5-25
5.5.2 試驗條件.....	5-26
5.5.3 試驗步驟與流程.....	5-33
5.5.4 結果與討論.....	5-34
第六章 結論與建議.....	6-1
6.1 結論.....	6-1
6.2 建議.....	6-2
6.3 成果效益與後續應用情形.....	6-3

參考文獻.....7-1

圖目錄

圖 2.1.1 長週期波消能結構物之研究概觀(Hiraishi, 2006).....	2-3
圖 2.1.2 長週期波消能結構物之數值造波水槽研究(Hiraishi, 2006)...	2-3
圖 2.1.3 Kee 等(2006)之數值模型定義圖.....	2-4
圖 2.1.4 Kee 等(2006)測試之數值模型系統(a)雙平版;(b)三平版.....	2-4
圖 2.1.5 Pilarczyk(1990)非消能及消能防波堤對降低波越量之影響...	2-5
圖 2.1.6 Franco (1999)鼻型防波堤及消波防波堤(堤面層 20%孔隙率)	2-5
圖 2.1.7 Kortenhaus et al (2003)模型示意圖.....	2-6
圖 2.1.8 Murakami (2008)模型示意圖.....	2-6
圖 2.2.1 內建斜坡式消能結構物的三種方案.....	2-9
圖 2.2.2 小斷面水槽水工模型試驗三次反射率分析結果.....	2-11
圖 2.2.3 內建斜坡式消能結構物的波動與水流現象.....	2-13
圖 2.2.4 長波抗浪型模型的尺寸.....	2-15
圖 2.2.5 大斷面水槽之空水槽試驗反射率分析結果.....	2-17
圖 2.2.6 消能室縱深配置 D1 之反射率分析結果.....	2-18
圖 2.2.7 消能室縱深配置 D2 之反射率分析結果.....	2-19
圖 2.2.8 消能室縱深配置 D3 之反射率分析結果.....	2-20
圖 2.3.1 斜坡式結構物模型示意圖.....	2-22
圖 2.3.2 粗糙度模型示意圖(出水高度 1.0 倍波高).....	2-22
圖 2.3.3 斜坡式結構物水工模型與數值模擬之反射率分析結果比較.....	2-23

圖 2.3.4 斜坡式結構物平滑表面與不同粗糙度表面之數值模擬反射率 分析比較.....	2-24
圖 2.3.5 兩種不同粗糙度表面與平滑表面之反射率結果比較.....	2-24
圖 2.4.1 沉箱式內建斜坡消能式碼頭構想圖.....	2-25
圖 2.4.2 C1 型無排水元件消能結構物尺寸圖.....	2-26
圖 2.4.3 C2 型有排水元件消能結構物尺寸圖.....	2-27
圖 2.4.4 計算領域示意圖.....	2-28
圖 2.4.5 計算領域及邊界條件示意圖.....	2-30
圖 2.4.6 C1 型無排水元件消能結構物時間序列圖 ($T=1.4\text{sec}$, $H=4\text{cm}$, $h=0.34\text{m}$).....	2-31
圖 2.4.7 C1 型無排水元件消能結構物時間序列圖 ($T=2.2\text{sec}$, $H=4\text{cm}$, $h=0.34\text{m}$).....	2-32
圖 2.4.8 C1 型無排水元件消能結構物時間序列圖 ($T=3.0\text{sec}$, $H=4\text{cm}$, $h=0.34\text{m}$).....	2-32
圖 2.4.9 C1 型無排水元件消能結構物時間序列圖 ($T=3.8\text{sec}$, $H=4\text{cm}$, $h=0.34\text{m}$).....	2-32
圖 2.4.10 C1 型無排水元件消能結構物速度向量時間序列圖 ($T=3.8\text{sec}$, $H=4\text{cm}$, $h=0.34\text{m}$).....	2-33
圖 2.4.11 C2 型有排水元件消能結構物時間序列圖 ($T=1.4\text{sec}$, $H=4\text{cm}$, $h=0.34\text{m}$).....	2-34
圖 2.4.12 C2 型有排水元件消能結構物時間序列圖 ($T=2.2\text{sec}$, $H=4\text{cm}$, $h=0.34\text{m}$).....	2-35
圖 2.4.13 C2 型有排水元件消能結構物時間序列圖 ($T=3.0\text{sec}$, $H=4\text{cm}$, $h=0.34\text{m}$).....	2-35
圖 2.4.14 C2 型有排水元件消能結構物時間序列圖	

	(T=3.8sec,H=4cm,h=0.34m).....	2-35
圖 2.4.15	C2 型有排水元件消能結構物速度向量時間序列圖 (T=3.0sec,H=4cm,h=0.34m).....	2-36
圖 2.5.1	內建斜坡消能式碼頭基本雛形.....	2-38
圖 2.5.2	內建斜坡消能式碼頭預鑄型塊構想雛形.....	2-39
圖 2.5.3	現有直立消波式碼頭增加內建斜坡範例(以萬代福為例)...	2-39
圖 2.5.4	沉箱式內建斜坡消能式碼頭構想圖一.....	2-40
圖 2.5.5	沉箱式內建斜坡消能式碼頭構想圖二.....	2-40
圖 2.5.6	沉箱式內建斜坡消能式碼頭的施工程序構想圖.....	2-41
圖 2.5.7	斜坡上的碎波形式(EuroTop, 2007).....	2-43
圖 3.1.1	繫留浮體及領域定義圖.....	3-2
圖 3.2.1	自由浮體之數值模擬驗證.....	3-3
圖 3.2.2	繫留浮體之數值模擬驗證(垂直移).....	3-4
圖 3.2.3	繫留浮體之數值模擬驗證(縱轉).....	3-4
圖 3.2.4	繫留浮體之數值模擬驗證(水平移).....	3-4
圖 3.2.5	繫留浮體之數值模擬驗證(反射率).....	3-5
圖 3.2.6	繫留浮體之數值模擬驗證(透過率).....	3-5
圖 3.2.7	繫留浮體之數值模擬驗證(總能量).....	3-6
圖 3.2.8	翼板長度對垂直運動之影響.....	3-7
圖 3.2.9	翼板長度對縱轉運動之影響.....	3-7
圖 3.2.10	翼板長度對反射率之影響.....	3-8
圖 3.2.11	翼板數目對垂直運動之影響.....	3-8

圖 3.2.12	翼板數目對縱轉運動之影響.....	3-9
圖 3.2.13	翼板數目對水平運動之影響.....	3-9
圖 3.2.14	翼板數目對反射率之影響.....	3-10
圖 3.2.15	翼板角度對垂直運動之影響.....	3-11
圖 3.2.16	翼板角度對縱轉運動之影響.....	3-11
圖 3.2.17	翼板角度對水平運動之影響.....	3-11
圖 3.2.18	翼板角度對反射率之影響.....	3-12
圖 3.2.19	數值模型示意圖.....	3-13
圖 3.2.20	不同材質之翼板浮體與無翼板浮體反射率之比較.....	3-13
圖 3.3.1	壓氣型浮式結構物水工模型試驗配置.....	3-15
圖 3.3.2	吃水深度 10 公分之波浪透射係數圖.....	3-15
圖 3.3.3	吃水深度 30 公分之波浪透射係數圖.....	3-15
圖 4.1.1	人工潛堤保護工法.....	4-2
圖 4.1.2	緩拋石護岸形成的藻場.....	4-2
圖 4.1.3	人工淺場.....	4-2
圖 4.1.4	花蓮南濱海堤原設計斷面與改建後斷面(繪圖：吳明華， 2009).....	4-2
圖 4.2.1	未來願景模擬環境保護型結構物(繪圖：褚懷宇).....	4-3
圖 4.2.2	改變潛堤間距時反射率 $ R $ 變化與 D/L 關係圖.....	4-4
圖 4.2.3	定床斷面造波水槽波高計配置示意圖(連結式 $S/h=0$).....	4-4
圖 4.2.4	壓力計安裝位置(試驗水深 $h=50\text{cm}$).....	4-5
圖 4.2.5	波浪斜向入射環境保護型結構物示意圖.....	4-5

圖 4.2.6 波浪作用於連結式透水結構物 $ R $ 與 kh 關係圖.....	4-6
圖 4.2.7 波浪作用於分開式透水結構物 $ R $ 與 kh 關係圖.....	4-7
圖 4.2.8 環境保護型構想示意圖.....	4-8
圖 4.2.9 f_r 及 ϵ_r 改變其 h_s/h 與 $ R $ 之關係(無護坦).....	4-9
圖 4.2.10 ϵ_r 、 b/h 改變其 h_s/h 與 $ R $ 之關係(有護坦).....	4-9
圖 4.2.11 相對護坦長度 b/h 改變下 d/h 、 B/h 與反射率 $ R $ 之關係.....	4-10
圖 4.3.1 摩擦係數 f 與孔隙率 ϵ 之關係.....	4-14
圖 4.3.2 摩擦係數 f 與相對板厚 b/h 之關係.....	4-14
圖 4.3.3 預測摩擦係數 f 與試驗相對孔隙板厚 b/h 之比較 ($b/h < 0.05$).....	4-14
圖 4.3.4 孔隙薄板示意圖.....	4-16
圖 4.3.5 摩擦係數 f 與相對板厚 b/h 之關係.....	4-16
圖 4.3.6 摩擦係數 f 與孔隙率 ϵ 之關係.....	4-17
圖 4.3.7 摩擦係數 f 與 $\epsilon b/h$ 之關係.....	4-17
圖 4.3.8 試驗資料 f 與 $\epsilon b/h$ 與前人試驗之關係.....	4-17
圖 4.3.9 縱條式開孔防波堤示意圖.....	4-19
圖 4.3.10 拋石堤定義圖.....	4-21
圖 4.3.11 拋石堤摩擦係數 f 與相對粒徑 D_k 之關係圖.....	4-21
圖 4.3.12 縱條式開孔板式防波堤 (摘自 Kakuno et al., 1992).....	4-23
圖 4.3.13 Kakuno et al. (1992)計算結果.....	4-23
圖 4.3.14 Nejadkazem and Gharabaghi (2012) 計算結果.....	4-24
圖 5.1.1 海岸公路遭受越波情形.....	5-1

圖 5.1.2 海岸公路破壞情形.....	5-1
圖 5.2.1 臺灣公路網.....	5-2
圖 5.3.1 海岸公路嘉平段路面塌陷情形.....	5-3
圖 5.3.2 海岸公路前消波塊保護公路情形.....	5-5
圖 5.3.3 南迴公路路基波浪沖蝕致路面塌陷毀損.....	5-5
圖 5.3.4 臺 9 線舊蘇花公路段廢棄公路持續崩塌陷落情形.....	5-6
圖 5.3.5 臺 9 線南迴段道路遭大浪破壞情形.....	5-6
圖 5.3.6 海岸公路邊坡前沙灘以消波塊保護.....	5-7
圖 5.3.7 舊臺 9 線公路邊坡岩性不佳之崩落情形.....	5-8
圖 5.3.8 臺 9 線蘇花公路邊坡岩性不佳之崩落情形.....	5-9
圖 5.3.9 臺 11 線公路邊坡坡面滑動及土石崩落情形.....	5-10
圖 5.3.10 坡面滑動及下陷流失造成破壞情形.....	5-10
圖 5.3.11 梅姬颱風侵襲造成邊坡崩塌事件.....	5-11
圖 5.3.12 公路海側邊坡受逕流沖蝕情形.....	5-12
圖 5.3.13 海岸公路前消波塊及護岸混凝土剝落毀損.....	5-13
圖 5.3.14 海岸公路護岸消能不足造成大浪越波.....	5-13
圖 5.3.15 海岸公路邊坡護岸被波浪淘空崩塌.....	5-14
圖 5.3.16 臺 11 線大坑段邊坡改善示意圖.....	5-15
圖 5.3.17 臺 11 線大坑段邊坡改善前後對照圖.....	5-15
圖 5.4.1 美國加州 Big Sur 海岸公路邊坡後退量分析圖.....	5-21
圖 5.4.2 美國加州 Big Sur 海岸公路邊坡土方崩塌量分析圖.....	5-22

圖 5.4.3 海岸公路越波監視系統示意圖.....	5-24
圖 5.5.1 原型配置圖.....	5-29
圖 5.5.2 雙潛堤(潛沒水深皆為 1cm).....	5-29
圖 5.5.3 雙潛堤(岸側潛沒水深 1cm, 海測為 2.5cm).....	5-29
圖 5.5.4 雙潛堤(潛沒水深皆為 2cm).....	5-29
圖 5.5.5 雙潛堤同寬度兩座(潛沒水深為 2cm).....	5-29
圖 5.5.6 雙潛堤(潛沒水深皆為 1cm).....	5-30
圖 5.5.7 雙潛堤(岸側潛沒水深 1cm, 海測為 2.5cm).....	5-30
圖 5.5.8 雙潛堤(潛沒水深皆為 2cm).....	5-30
圖 5.5.9 雙潛堤同寬度兩座(潛沒水深為 1cm).....	5-30
圖 5.5.10 單層圍墊(以水深 55cm 為準, 高出 5cm).....	5-30
圖 5.5.11 單層圍墊與單潛堤(潛沒水深為 1cm).....	5-31
圖 5.5.12 單層圍墊與單潛堤(潛沒水深為 2cm).....	5-31
圖 5.5.13 單層圍墊 (與水深 55cm 齊平).....	5-31
圖 5.5.14 單層圍墊與單潛堤(潛沒水深為 1cm).....	5-31
圖 5.5.15 單層圍墊與單潛堤(潛沒水深為 2cm).....	5-31
圖 5.5.16 雙層圍墊(以水深 55cm 為準, 高出 5cm).....	5-32
圖 5.5.17 雙層圍墊與單潛堤(潛沒水深為 1cm).....	5-32
圖 5.5.18 雙層圍墊與單潛堤(潛沒水深為 2cm).....	5-32
圖 5.5.19 雙層圍墊與單圍墊(與水深 55cm 齊平).....	5-32
圖 5.5.20 雙層圍墊與單潛堤(潛沒水深為 1cm).....	5-32

圖 5.5.21 雙層圍墊與單潛堤(潛沒水深為 2cm).....	5-33
圖 5.5.22 試驗流程圖.....	5-33
圖 5.5.23 各 CASE 越波量比較圖.....	5-36
圖 5.5.24 各 CASE 越波量比較圖.....	5-36
圖 5.5.25 各 CASE 越波量比較圖.....	5-37

表 目 錄

表 2.2.1	小斷面水槽水工模型試驗三次反射率分析結果.....	2-12
表 2.2.2	長波抗浪型斷面試驗模型配置.....	2-14
表 2.2.3	長波抗浪型斷面試驗波浪條件(現場與模型).....	2-16
表 2.2.4	試驗配置代表名稱.....	2-16
表 2.3.1	斜坡式結構物水深與波浪條件表.....	2-21
表 2.3.2	斜坡式結構物配置設置尺寸.....	2-22
表 2.4.1	物理條件設定表.....	2-27
表 2.4.2	計算網格數目及計算所需時間表.....	2-29
表 2.4.3	入射波條件設定表.....	2-29
表 2.5.1	碎波參數的試算表.....	2-42
表 2.5.2	依據 Hunt (1959)波浪溯上高度公式之試算表(式 2.5.1).....	2-45
表 2.5.3	依據 Mase (1989)波浪溯上高度公式之試算表(式 2.5.2).....	2-46
表 2.5.4	依據 EuroTop(2007)波浪平均溯上高度公式之試算表(式 2.5.4).....	2-46
表 2.5.5	依據 EuroTop(2007)波浪最大溯上高度公式之試算表(式 2.5.3).....	2-47
表 2.5.6	不同水深及波高之波形尖銳度對照表.....	2-47
表 3.2.1	柔性翼板之彈性模數約值.....	3-12
表 4.3.1	前人研究之模型試驗條件 (Li et al.2006).....	4-15
表 4.3.2	不同試驗條件下摩擦係數 f 值 (Li et al.2006).....	4-15

表 4.3.3	不同試驗條件下透水參數 G 值($b/h=0.025$) (Li et al.2006)...	4-15
表 4.3.4	相對板厚、孔隙率改變下孔隙薄板摩擦係數 f 之比較.....	4-19
表 4.3.5	反射、透過、消能係數實體與模型之比較(scale 1:30).....	4-22
表 4.3.6	疊代後模型塊石粒徑.....	4-22
表 4.3.7	Kakuno et al. (1992)模型試驗資料及條件 ($h=50\text{cm}$).....	4-24
表 5.5.1	水位條件與編號.....	5-27
表 5.5.2	波浪條件與編號.....	5-27
表 5.5.3	模型條件與代號.....	5-28

照片目錄

照片 2.2.1 內建斜坡式消能結構物實體模型.....	2-10
照片 3.3.1 試驗造波時浮箱內外的水位變化差異情形.....	3-16

第一章 前言

1.1 計畫目的

目前海岸環境的保護方式，在海堤上已經儘量採用符合生態的柔性工法，但是港灣構造物部分則尚無有效而妥善的改善方式，仍以重力式結構物為主要的規劃設計考量。港灣構造物設置的目的主要提供一可供船舶靠泊、上下貨、休憩、整修及避颱、避風之水域，然而檢視臺灣之港口，有部分港灣或因規模太小、或因環境地理因素、或因使用目的功能的需求(並非所有港口皆需要或有能力具有避風、避颱等功能)，而僅能於平時提供休憩、上下貨等功能，此類港口之保護設施如果仍以傳統重力式結構設施作為防波堤等使用的話，由於使用性相對不高但卻長期佔用閒置，其不僅影響海岸環境生態甚鉅，亦可能破壞了海岸空間景觀，阻礙或阻斷了人們的親水活動。另外，由於臺灣東西兩岸地形特性的差異性甚大，加上平均每年有將近四個颱風的侵襲影響，港灣構造物所面臨之問題亦不同。東部海域坡度陡且面向廣闊的太平洋，港灣結構物常面臨長波作用，結構所受波壓較大，亦常發生防波堤破壞或港池共振問題；西部海域港灣結構所受颱風波浪作用雖較小，但因地形底質因素，其較常面臨之問題大都為沖刷淤積等海岸劇烈變遷問題。

臺灣近岸區域依港灣結構物的功能，大致可分為長波抗浪型之區域(主要功能以港灣結構保護為主)、環境保護型區域(兼顧港灣結構及環境之復育功能)及臨時簡易功能使用型(以環境保護功能或特殊使用目的功能為主)等三大類型，長波抗浪型設施之區域大致以臺灣東部近岸港灣結構物為代表，目前此類結構物大都為傳統重力式結構物，由於此區環境地理因素特殊加上颱風波浪必經之路，經常面臨結構破壞或港池共振等問題，而依現有普遍觀念採用增加結構物之強度或重量以抵擋波浪作用力並非有效的解決之道，有必要思考其他之消減長波作用力的結構型式；環境保護型區域則以東北部及西部海岸為代表，

近年來臺灣生態工法之應用漸趨成熟，潛堤於海岸保護之應用亦時有所聞，但如果要應用於港灣構造物的話，其適當型式為何，亦有必要進一步加以檢討；臨時簡易功能使用型，主要目的並非抵擋颱風波浪，而是定位於以抵抗季節風浪為主，其規劃特性為以不改變環境因素但平時仍具有保護功能，因此其機動性較高，此類設施之應用的範圍較廣，舉凡污染擴散的防止、海上救難、海洋能源與資源的開發、海岸的保護、休憩觀光碼頭及防波堤之設置、甚或軍事設施、水質之淨化等，以設置簡單快速、不影響海岸空間環境及多樣性、對設置區域環境之高適應性是其優點，但抗浪性較低則是其缺點，然其特性與功能對於目前部份港灣設施及海岸保護之需求是適切的，實有必要進一步加以探討。

此外，臺灣東部濱海公路有多處路段緊臨海岸，其海側邊坡及趾部常遭長浪及颱風暴浪之侵襲淘刷，導致路基坍塌流失，造成交通中斷嚴重影響東部的觀光及產業運輸。公路單位為防止海岸公路災況之惡化，往往採取拋放大量消波塊之方式防止邊坡之淘蝕現象，但坍塌流失情形仍時有發生，且消波塊之拋放亦嚴重影響海岸公路之景觀與生態環境，要求改善復育之批評聲浪日益高漲。因此探討海岸公路邊坡破壞類型與機制，研提可行監測方案及改善策略，對東部經濟及觀光之發展將有密切幫助。

1.2 研究範圍與對象

針對長波抗浪型之區域、環境保護型區域及臨時簡易功能使用型等三大類型之結構開發新的消能方式，以及海岸公路邊坡保護工法，分述如下：

1. 長波抗浪型

傳統的消能型海岸結構物主要是利用自體重量、多孔性及表面粗糙度來反射或削減波浪的能量，但由於這是屬於硬碰硬的行為，往往也造成了結構體的破壞或海岸地形的變化。若從消減波浪的作用能量

來思考的話，除了前面所述利用剛性結構物本身的特性、來消耗、降低或反射入射波的能量外，也可以思考利用結構物附近的水理運動行為或結構物的運動來產生不同的消能效果。例如就港內的碼頭結構物而言，對於已經進入港內的入射波能量，能夠做的就是設法讓反射波降到最低，此種方式簡稱為水力結構之阻尼。例如在港內設置自然消波海灘讓入射波能在沙灘上消耗殆盡而不致反射。然而由於現今的港灣規劃往往為了多爭取一些碼頭空間，已經使得港內自然消波海灘已不多見。可以確認的是：設法去消滅反射波則可以降低港內的波動甚至避免共振的誘發。

另一方面，波浪的反射主要還包含了水粒子運動與結構物之間的相互運動的問題。目前所使用的消能式結構物幾乎都是剛性且固定不動的形式，但如果參考相關的海上波能發電設備，可以發現當結構物隨波運動時，可以從波動中吸收部分的波浪能量，相對地也可以使波動的能量降低。因此，妥善利用結構物的材質特性與結構物的運動也可能可以達到削減波能的功效，此種方式簡稱為材料阻尼。

為了能夠得到具體且實用的研究成果，對於長波抗浪型的研究將集中人力與能量在水力結構之阻尼特性部分。

2. 臨時簡易功能使用型

研發簡易快速佈放浮式結構物，以便能在短時間內可以快速佈放並獲得一個區域性的靜穩海域，以提升海上作業的安全或者減緩海岸工程事故的擴大，乃是本研究主題的重心所在。由於快速佈放的考量，此類浮式結構物的研發並不為抵擋臺灣附近海域的強大颱風波浪。而是在颱風侵襲時間以外的時期，能提供一適合該地區環境地理需求的臨時性或短期性遮蔽，並於颱風來襲前可快速回收的簡易結構物。因此，其設定的功能可包含

(1) 短期性用途：

針對部分水域不需在颱風期間提供避風避浪空間，而僅需於平時

作業時能提供符合觀光遊憩或物資運補之靠泊需求。

(2) 臨時性工程用途：

針對海事結構物破壞維修，以臨時性浮式防波堤替代往昔利用沙袋或混凝土塊體進行圍堰所需花費的時間與經費。

針對海岸嚴重流失時，快速佈放以減緩波浪的侵襲能量，避免災害擴大。

(3) 臨時性海難事故用途：

針對沿近海船舶失去動力或是擱淺，需要進行海上救難時，在波浪作用方向快速佈放以獲取局部性的靜穩水域便利搜救行動。

3. 環境保護型

海岸保護、海岸環境復育及海岸空間利用必須走向柔性、親水、近自然、近生態等的海岸保護措施，並提供人們最舒適親水的空間，並能兼顧防災、安全、親水、休閒遊憩及良好的視野景觀等的條件，是國內外設計海岸保護結構物之未來趨勢。

近年來，潛式多孔隙透水式結構物研究逐漸受到重視，主要是它們具有下列特性：因為具有孔隙易附著生物對生態較為友善破壞較少；組成元件可以容易在陸地上建造；可以快速安裝施工；所需維護費用較少；孔隙間海水可以流通對水質較好；損壞時易於修補恢復性高。

4. 海岸公路邊坡保護工法

臺灣四面環海，東西兩岸之海象與地形及地質條件差異迥大，西部因砂質海岸居多，且陸側腹地較廣，因此濱海公路雖然仍沿海岸興建，但絕大多數之路線離開海岸尚有一段緩衝距離，颱風暴潮對海岸公路造成之災害極少發生。東部因為平原不多，海岸公路之開發有許多路段被迫不得不緊臨海岸興建，大多興建於高聳陡峻之海岸邊坡上，先天之安全因素即已受到威脅，加上東部海域水深、坡陡，東北

長浪及颱風大浪皆直接拍打於海岸邊坡，常造成趾部之淘刷及邊壁之崩落而危及公路之安全，道路受大暴浪越波拍打或因邊坡流失而封閉之事件屢屢發生，嚴重影響東部之發展。再者東部海岸公路亦有部份路段如臺 11 線之大武漁港段，因為嚴重之侵蝕問題，造成海側路界持續內縮，對公路之穩定亦產生嚴重威脅。此些不同破壞型態與機制皆有需要加以探討研究。

1.3 研究內容

本年度主要是綜合前三年的研究成果與心得，就與設計有關的相關參數進行補強的研究，以期能提供規劃設計時有所參考依據。

1. 長波抗浪型：

就目前的研究成果，評估最佳的配置，並從未來提供設計規範足夠參考資料的角度，建置內建斜坡的坡度、出水高度、透水性及粗糙度對消波效果的影響，同時亦應引入對常時波浪具消波功能的多孔隙消波室的特性，此外消波室的排水功能亦需要檢討。參考資料不足時，以 FLOW3D 數值模擬進行相關的水理現象探討。

2. 臨時簡易功能使用型：

本年度的主要工作項目有兩大項，第一項主要就浮式防波堤底部兩側加設翼板的結構型式，將以數值計算方式檢討其影響波浪反射與透過結構物的參數，同時根據檢討結果綜合整理此類型結構物的適用範圍與較佳的配置方式。第二項工作項目則為針對壓氣型浮式防波堤，以水工模型試驗方式檢討波浪通過後之反射、透過率，並探討其能量損失。

3. 環境保護型：

本年度將參考前三年的研究成果並作適當的整合、分析及研判，並尋求合理參數，探討新型離岸堤由透水潛堤及其上方剛性薄板組合成半圓形透水結構物，在潛堤形狀、堤寬、高度、坡度、孔

隙率、透水參數、摩擦係數及高低水位變化等改變時，其反射率、透過率及流場之變化。

4. 海岸公路邊坡保護工法

今年度計畫將針對東部海岸公路邊坡破壞路段依其區域環境特性、防護工法型態等進行破壞機制之分析與檢討，依區域特性分區提出破壞原因及研擬可能之保護方法。另外亦將以東部海岸公路為例，以試驗方式檢討目前公路單位所規劃邊坡防護方法之適宜性，同時亦參酌審查委員共同意見，以本計畫環境保護型防護工法進行試驗，分析其適用於東部海岸環境之可行性，由整體試驗過程之分析中提出適用於東部海岸公路之可行性保護工法，提供公路養護單位之參考，藉以改善現有海岸公路邊坡之致災脆弱性，提升海岸公路運輸功能保障車行之安全。

第二章 長波抗浪型之消能構造之研究

2.1 緣起與回顧

一般對於港內長週期波動的處理方式，大致有：其一、利用港灣外廓設施的配置將長週期波動的能量藉由在港外的反射、導波、或消波，以減少其侵入港內的能量比例。但由於長週期波的波長甚長，除非有足夠的作用距離，否則要在短距離內促使波浪的傳播方向改變或能量衰減都相當困難。再者，對於已經入侵港內的長週期波能量設法提高碼頭岸壁的消波能力，以降低反射波的能量。現有的港灣設施對於短週期波可以充分發揮其消波效果，同樣也因為沒有足夠的作用距離，而對長週期波的削減一籌莫展。

如果進一步分析碼頭附近的波動行為可以發現其間至少包含了兩種流體行為：碼頭岸壁產生的反射波，以及波浪在岸壁上的溯升水流與溯降時的造波行為。因此，要消滅長週期波動的反射能量可以思考從這兩方面著手：

- (1)減少碼頭壁面的反射功能，也就是儘量提高壁面透水性或粗糙度，讓波浪能量進入到碼頭結構物內部，並設法在裡面將波動能量消滅。避免大量反射波的能量與入射波能量結合造成複雜的水面波動；或者利用摩擦損失削減能量。
- (2)減少波浪溯升水流的回溯造波，也就是利用斜坡促使波浪溯升及碎波，並設法將溯升的水體透過某些機制予以排放，避免直接回溯至海水面形成二次造波。讓港域水面裡僅存在入射波的能量，如此將可以降低港灣共振的機會。

本計畫於前三年就目前所收集之消能式結構物型式以及本計畫所設計的內建斜坡越波消能式碼頭型式，評估其消能機制、優缺點與可能遭遇的問題，研選可能之斷面後並進行水工斷面模型試驗以及應用Flow-3D進行數值模擬，藉由不同的設計與試驗來瞭解水力阻尼式機構

可能遭遇的問題與特性，並證明讓入射波浪沿斜坡溯上越波，以減少回溯水流二次造波，可以有效地降低反射率。

本年度主要的工作主要著重在針對未來訂定設計規範時所需要的設計參數，如內建斜坡的高度、斜率、粗糙度與透水性等對其消波能力的影響等作進一步的分析，除了參考現有的相關參考文獻外，並建立 Flow-3D 模型進行數值模擬，及建置相關參數的參考圖表。

長波抗浪型結構物主要是使用在於港內水域的碼頭部分，目的是希望能夠將長週期波的反射能量降到最低，同時又能兼具碼頭靠泊船舶及裝卸貨物之用，因此該結構型式基本上外觀應該為直立式多孔隙或透水的壁面。對於直立式消波結構物至今已經開發有相當多種型式且應用於工程實務上，例如利用萬代福等多孔隙直立塊體堆疊或開孔消波室的多孔隙消波碼頭，斜坡棧橋式碼頭等。然而由於縱深有限，對於長週期波的消能功能則不太明顯。

雖然在港灣工程規劃設計與管理中都對港內的長週期波動能量所造成的負面影響相當頭痛。例如，港內的長週期波動可能引致較高的波動變化進而影響繫靠船舶的穩定性及貨物的裝卸作業安全。但有關長波抗浪型結構物的研究文獻並不多。Hiraishi(2002)利用數值模擬的方式探討自然及人工斜坡對長週期波的消能效果，發現長週期波的反射率可以降低到 0.3 以下。Hiraishi(2006)利用水工模型試驗及數值造波水槽模擬的方式探討如圖 2.1.1 及 2.1.2 之長週期波消能結構物在 30 至 300sec 長週期波動作用下的功能，但也發現後側之多孔隙介質之深度至少需要達到將近一倍的波長，在實用上仍有討論的空間。Kee 等(2006)以 2D 線性波理論及 Darcy's law 探討沈箱消波室內裝兩層或三層略微傾斜或水平的多孔隙板(如圖 2.1.3 及 2.1.4 所示)，發現適當的沒水深度、傾斜角及孔隙率可以有效地降低長週期波的能量。

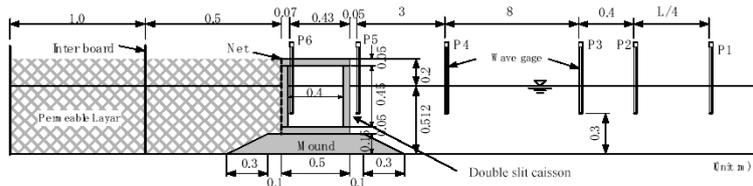
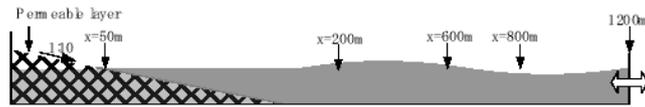


Fig. 1 Cross section of long period wave absorbing sea wall

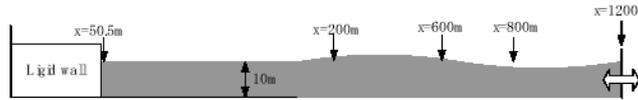


(1) Model caisson and porous layer (2) Prototype example of porous layer
Photo. 1 Overview of long period wave absorber

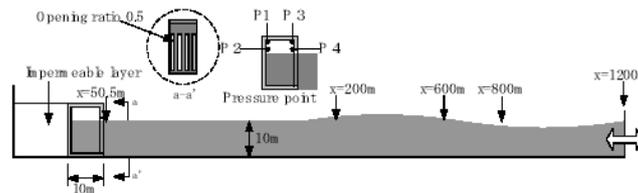
圖 2.1.1 長週期波消能結構物之研究概觀(Hiraishi, 2006)



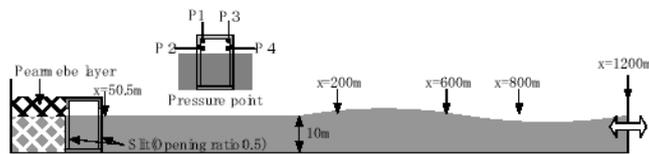
(1) Sandy beach



(2) Vertical wall



(3) Single side slit caisson wall



(4) Double side slit caisson wall

圖 2.1.2 長週期波消能結構物之數值造波水槽研究(Hiraishi, 2006)

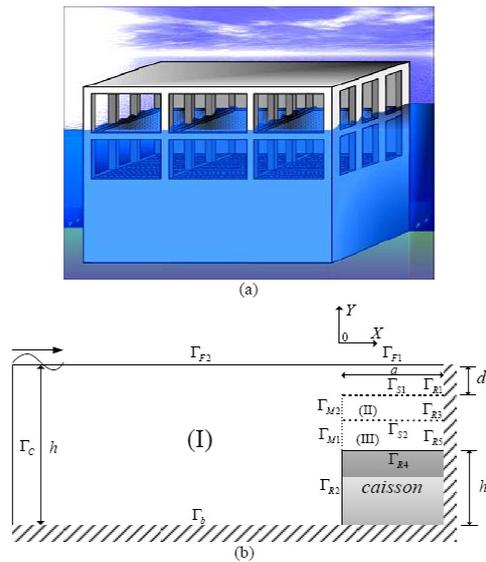


Fig.1 Definition sketch (a) and integration domains (b)

圖 2.1.3 Kee 等(2006)之數值模型定義圖

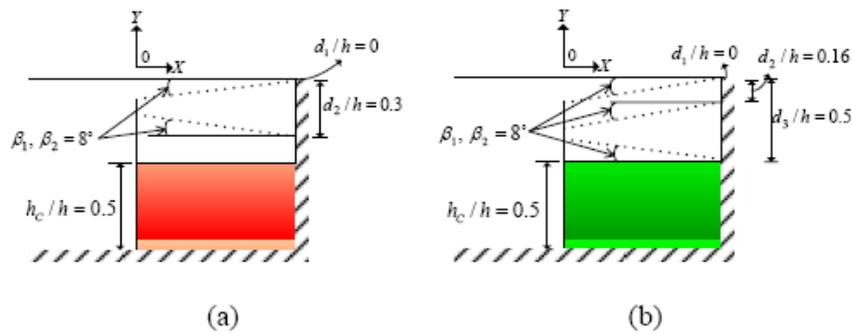


圖 2.1.4 Kee 等(2006)測試之數值模型系統(a)雙平版；(b)三平版

翻水牆的設置在最近幾年被廣泛地注意到，如 Pilarczyk(1990)、Franco (1999)、Kortenhaus et al (2003)、Murakami (2008)等(圖 2.2.5 至圖 2.2.8)僅為部份的研究成果，設置的目的是希望能藉由在冠牆頂端設置一向海側傾斜的形狀導引改變水粒子運動方向，降低波浪能量直接衝擊堤面的比例，而降低波浪作用力。

NON-ENERGY - ABSORBING		ENERGY - ABSORBING	
Vertical Walls	Rubble Mounds	Sloping Walls	
JACKSONVILLE BEACH PALM BEACH JUNIPER ISLAND MIAMI BEACH WIRGINA BEACH	EUROPE	GREAT BRITAIN HOLLAND DENMARK GERMANY	
GALVESTON, TEXAS GREAT BRITAIN	EUROPE	BELGIUM GREAT BRITAIN HOLLAND DENMARK GERMANY	
GREAT BRITAIN SPAIN	GREAT BRITAIN PORTUGAL SCANDINAVIA	GREAT BRITAIN HOLLAND GERMANY	
GREAT BRITAIN FRANCE	SCANDINAVIA	GREAT BRITAIN HOLLAND GERMANY	

圖 2.1.5 Pilarczyk(1990)非消能及消能防波堤對降低波越量之影響

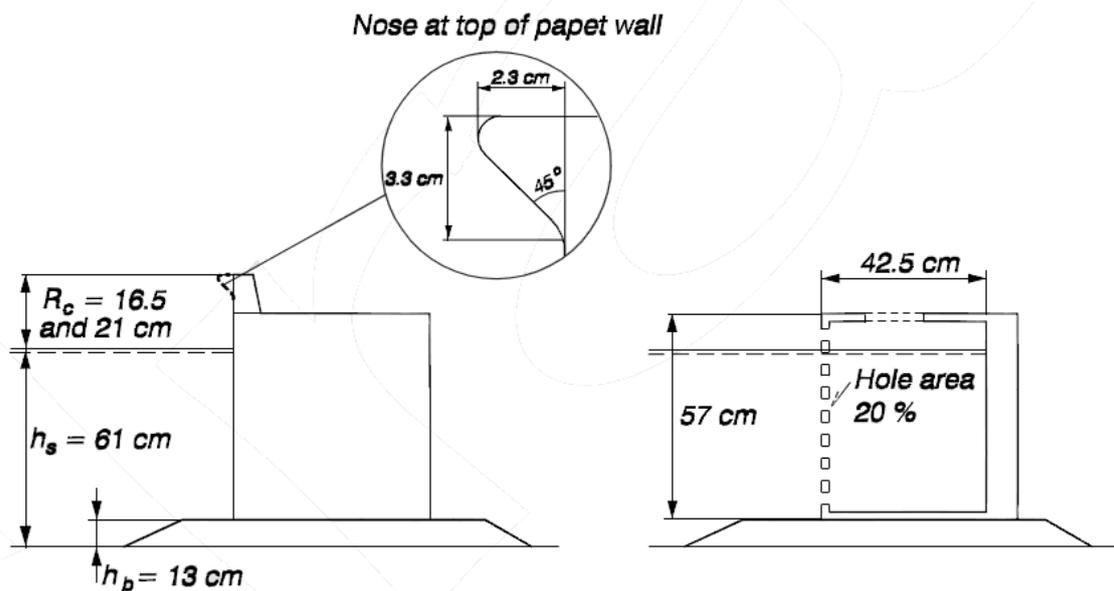


圖 2.1.6 Franco (1999)鼻型防波堤及消波防波堤(堤面層 20%孔隙率)

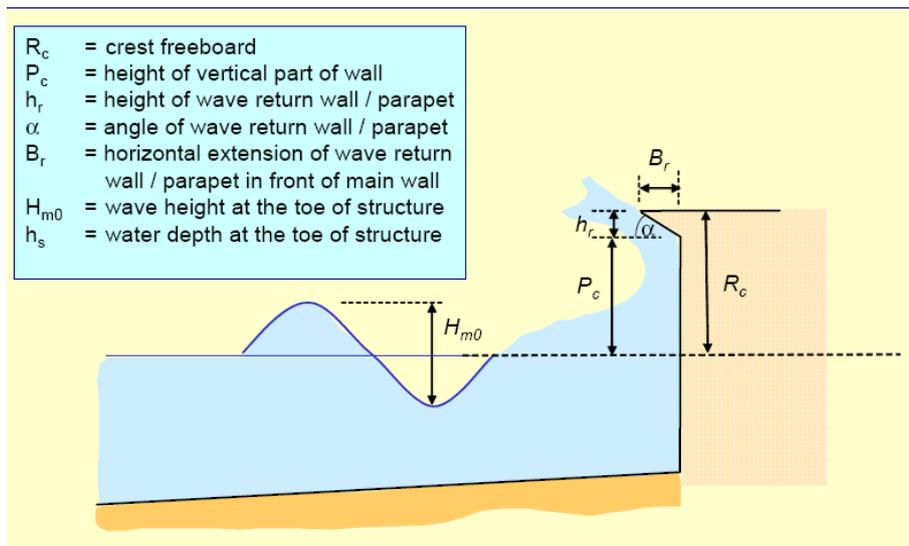


圖 2.1.7 Kortenhaus et al (2003)模型示意圖

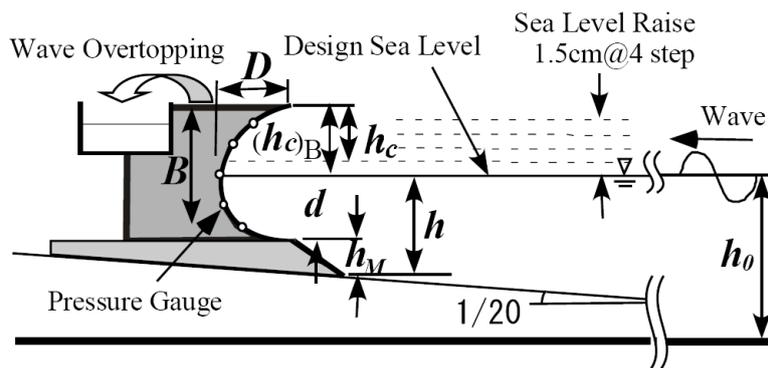


圖 2.1.8 Murakami (2008)模型示意圖

近岸的波浪受到地形水深變化的影響，可能發生淺化、折射、繞射、反射、碎波、溯升等變化，不僅波浪變得非線性與非定常性外，存在的應該是個波流場，而非單純的波動場，也就是水粒子可能以水流的方式向岸傳播運動，而不是往復型的波動行為。因此，利用波浪理論來探討近岸的水面波動，或者是結構物附近的波動可能或有不足的地方，尤其是當波浪發生碎波，水粒子有溯升溯降行為時，有必要考慮以流體動力學理論來探討其行為。

利用數值模擬方法來處理自由液面(free surface)之問題，長久以來

一直是相當棘手及困難的課題之一。Hirt and Nichols 首先提出 Volume-of-Fluid(VOF)的概念成功地解決了此項難題，隨後更據此於 1985 年發展出 FLOW-3D 計算流體動力分析系統之計算模擬套裝軟體。其解算技術於實務模擬及計算準確度上，皆受到使用者的肯定。特別是針對常見的金屬鑄造(metal casting)及海岸水力學等複雜之自由液面工程問題上，提供了更高信賴度、更高精度及更高效率的數值解析工具。為了能了解波浪在新型消能式防波堤附近的複雜行為，本研究將引進 FLOW-3D 軟體進行相關的數值模擬。

2.2 水力式阻尼結構物的水工模型試驗的結果分析

水力式消能斜坡碼頭結構物之特性研究構想主要是利用港灣結構物的形狀與緩衝區的規劃，促成多種型式的水理運動間的交互作用，並形成阻尼除了消耗入射波的能量外，也降低反射波的發生機會，以達到消滅港內長波能量的功能。也就是藉由內設的斜坡令入射的波浪沿斜坡溯上，除可由表面的粗糙度及孔隙率消滅波能，也促使發生越波，以降低溯降水流二次造波的機會，如此可以減低反射波的發生。而越波後的水體則利用後設的消波室消滅其震盪能量，其後藉由多孔隙介質由碼頭的下部結構排水。因此，本研究中所考慮的機構包含有溯上斜坡、孔隙介質與消波室等影響參數，為了瞭解其間的特性，乃針對此三種影響參數，進行水工模型試驗，以便能掌握水力式消能斜坡碼頭結構物特性。

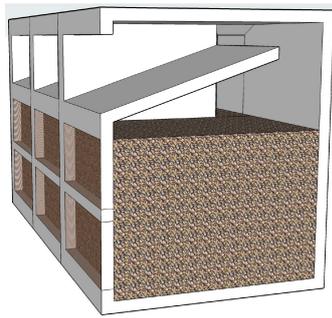
2.2.1 常時波浪的水工模型試驗(初期測試)

為了瞭解斜坡式消能結構物各項機構的功能，本計畫於第一年度以 1/25 的模型比例縮尺，在小斷面水槽(50m 長、80cm 寬)中進行水工模型試驗(造波水深 37cm，造波週期分別為 1.0、1.4、1.8 及 2.2sec，造波波高 1 至 4cm，各條件重複 3 次)。以逐步試驗並檢討改善所發現問題的方式，先後進行下列水工模型試驗，分別說明如下。模型的長寬高如圖 2.2.1(c)方案三中所示，詳細尺寸在圖 2.2.4 中說明。

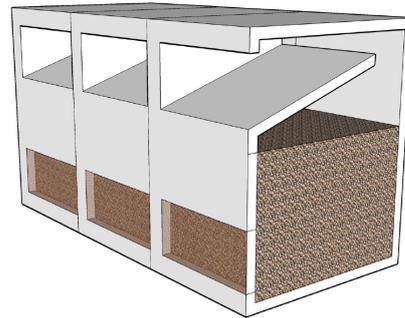
- (1) 空水槽試驗：主要以瞭解斷面造波水槽的造波特性與造波能力，以及檢討為量測反射率而設置的波高計的適當位置，量測的資料並作為後續試驗的對照組資料。
- (2) 方案一：如圖 2.2.1(a)及照片 2.2.1 所示的布置，為斜坡式消能結構物的基本構造。其構想是利用一內建的斜坡促使進入碼頭下方的波浪沿斜坡溯上，但隨即落入後設的消能室，而減少溯降造波的比例。
- (3) 方案二：如圖 2.2.1(b)所示，考慮前方開孔部的比例，將其減少

50%。為了加強消波室的排水功能，乃增加前方開孔，以期越波落入消波室的水體能利用內外的水位差向外排出以減少消波室水位的抬升量。

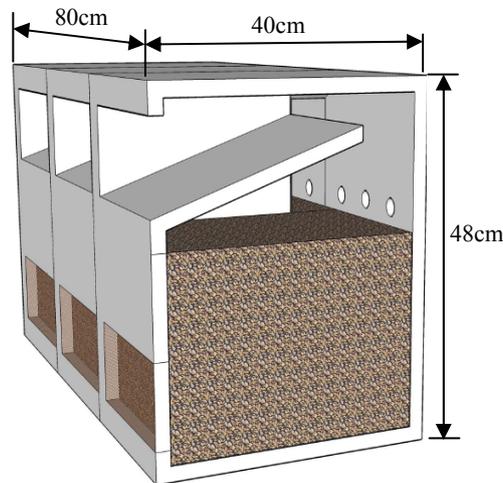
- (4) 方案三：如圖 2.2.1(c)所示，考慮消波室的排水問題，以方案二為基礎，在後方開孔排水。其目的同樣是為了讓越波落入消波室的水體能利用內外的水位差向外排出以減少消波室水位的抬升量。



(a) 方案一



(b) 方案二



(c) 方案三

圖 2.2.1 內建斜坡式消能結構物的三種方案



照片 2.2.1 內建斜坡式消能結構物實體模型

圖 2.2.2 及表 2.2.1 中整理了包含空水槽及三個配置方案的測試反射率，從試驗結果可看到，由於斷面水槽的側壁及底床無法完全保持平行且光滑，使得波動在傳播過程中仍會有些微的能量損失，而且由於用來求反射率的波高計的設置位置雖然符合 Goda 的兩點法求反射率的規定，但仍因波長與結構物的對應關係而有其不確定因素存在。測試結果以方案一為最佳，方案三次之，而方案二雖然相對表現較差，但其反射率仍在 0.25 以下。探究其原因，應是方案一雖然波浪可能由多孔隙表面向內侵入，甚而影響越波水流的運動，但相對而言，它也減少了直立岸壁的直接反射。而方案二及方案三皆因部分直立岸壁的反射而使得反射率增大。方案三因為消波室設有排水孔洞，因此其反射率普遍較方案二為低，但是長周期時則略大。

從試驗的結果可以看到，三種配置都能夠得到很好的消波效果，所有測試條件所產生的反射率多在 0.25 以下，顯示利用斜坡越波的方式降低堤面的反射率，以及削減溯上水流的溯下造波可能性是有效的。不過從試驗中也發現消波室的排水問題明顯影響到其消波功能，如圖 2.2.3 所示，原設計的構想是藉由內建斜坡促使波浪溯上越波不致產生溯下造波，降低波浪反射率，而越波後的殘流水體則藉由下部多孔隙拋石體藉由內外的水位差將多餘水體以水流排出結構物，並藉以擾動入射波運動。但從試驗中發現，下部多孔隙壁體也會使得波壓及水粒子運動透入結構體，而產生由下向上的水流，造成消波室的水位抬升，以及蕩漾，並進行影響到波浪的溯上越波，甚至產生逆向溯下水流。不過此一現象當在增加後側局部排水時則有改善情形。未來必

須設法解決溯上越波後的排水情形，以免造成消波室內的水體堆積。增加內建斜坡的消能功能(例如增加粗糙度)以及透水功能(例如增加透水性)，以及增加側向排水或後側排水均可明顯改善消波室內水體堆積的問題，並提高其消波功能。

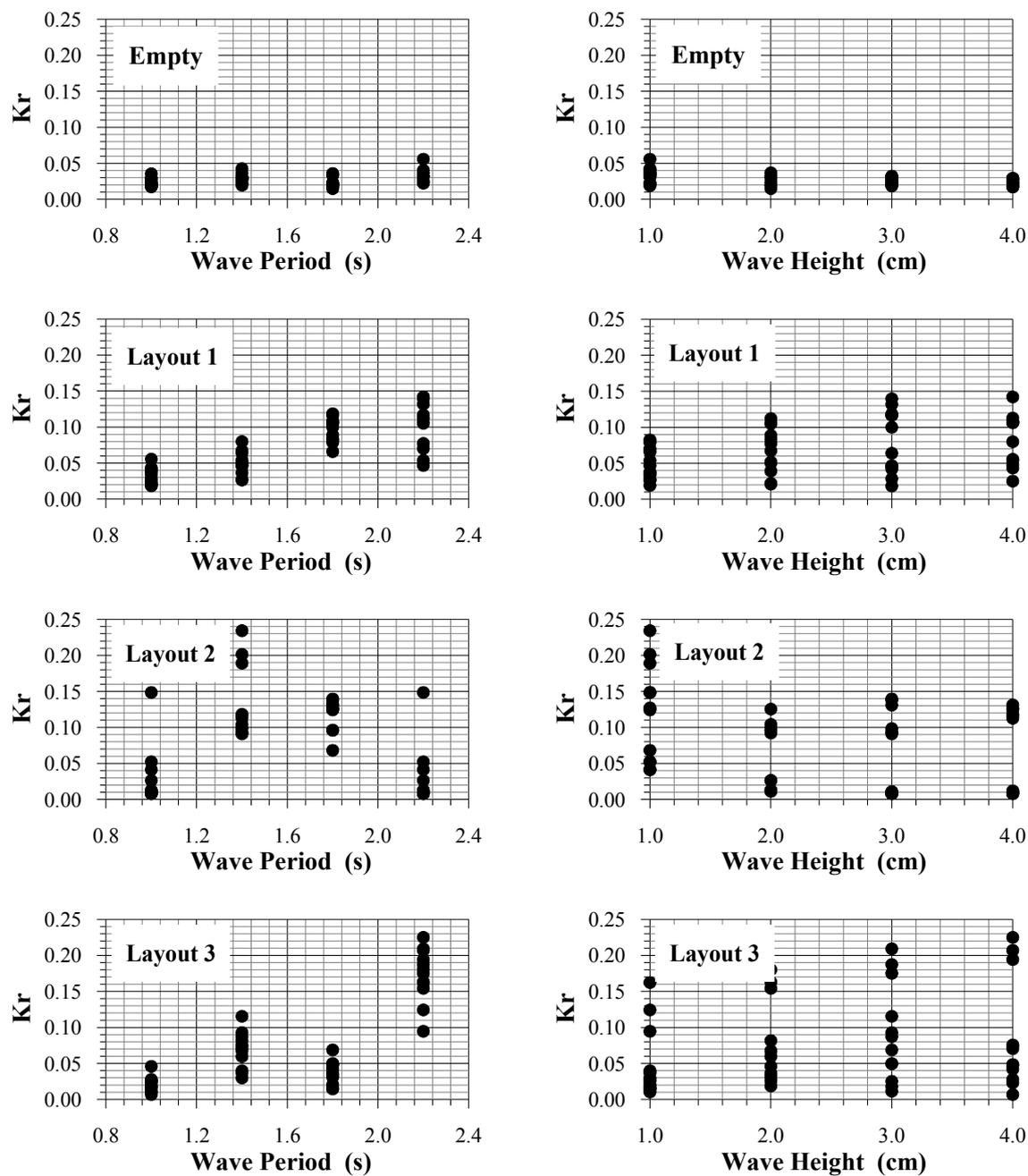


圖 2.2.2 小斷面水槽水工模型試驗三次反射率分析結果

表 2.2.1 小斷面水槽水工模型試驗三次反射率分析結果

波高計配對		空水槽		方案一		方案二		方案三	
週期 (sec)	波高 (cm)	Mean	STD	Mean	STD	Mean	STD	Mean	STD
1.0	1	0.0213	0.0066	0.0192	0.0119	0.1485	0.0473	0.0160	0.0146
		0.0227	0.0068	0.0334	0.0133	0.0522	0.0375	0.0258	0.0162
		0.0188	0.0074	0.0376	0.0125	0.0413	0.0338	0.0103	0.0084
1.0	2	0.0354	0.0085	0.0220	0.0088	0.0114	0.0124	0.0186	0.0108
		0.0185	0.0057	0.0391	0.0106	0.0263	0.0151	0.0262	0.0049
		0.0187	0.0047	0.0210	0.0104	0.0128	0.0105	0.0459	0.0284
1.0	3	0.0208	0.0035	0.0285	0.0096	0.0083	0.0068	0.0178	0.0073
		0.0243	0.0040	0.0183	0.0093	0.0078	0.0058	0.0113	0.0037
		0.0184	0.0038	0.0419	0.0186	0.0107	0.0063	0.0251	0.0114
1.0	4	0.0172	0.0058	0.0555	0.0302	0.0116	0.0072	0.0067	0.0056
		0.0292	0.0048	0.0251	0.0087	0.0092	0.0067	0.0230	0.0082
		0.0284	0.0035	0.0433	0.0182	0.0079	0.0069	0.0277	0.0085
1.4	1	0.0425	0.0214	0.0366	0.0438	0.1891	0.0919	0.0398	0.0216
		0.0309	0.0135	0.0264	0.0149	0.2343	0.1037	0.0369	0.0189
		0.0363	0.0129	0.0272	0.0255	0.2014	0.0953	0.0298	0.0144
1.4	2	0.0194	0.0047	0.0674	0.0595	0.1042	0.0319	0.0675	0.0537
		0.0303	0.0134	0.0518	0.0457	0.0922	0.0484	0.0816	0.0416
		0.0295	0.0064	0.0505	0.0380	0.0998	0.0584	0.0596	0.0358
1.4	3	0.0294	0.0139	0.0639	0.0658	0.0983	0.0476	0.1154	0.0690
		0.0227	0.0044	0.0459	0.0440	0.0910	0.0693	0.0872	0.0487
		0.0282	0.0130	0.0466	0.0416	0.0935	0.0656	0.0928	0.0408
1.4	4	0.0286	0.0119	0.0543	0.0427	0.1182	0.1036	0.0756	0.0476
		0.0269	0.0102	0.0481	0.0432	0.1164	0.1026	0.0739	0.0532
		0.0217	0.0041	0.0799	0.0669	0.1126	0.0995	0.0705	0.0467
1.8	1	0.0357	0.0206	0.0788	0.0416	0.1271	0.1016	0.0203	0.0178
		0.0334	0.0166	0.0825	0.0481	0.0681	0.0730	0.0151	0.0136
		0.0341	0.0126	0.0659	0.0401	0.1243	0.1020	0.0146	0.0113
1.8	2	0.0147	0.0037	0.0826	0.0524	0.1254	0.1093	0.0362	0.0218
		0.0220	0.0047	0.1050	0.0524	0.0961	0.0856	0.0333	0.0370
		0.0227	0.0058	0.0887	0.0420	0.0961	0.0849	0.0310	0.0323
1.8	3	0.0200	0.0040	0.0999	0.0663	0.1309	0.1026	0.0687	0.0328
		0.0205	0.0033	0.1185	0.0613	0.1378	0.1089	0.0494	0.0451
		0.0218	0.0041	0.1163	0.0581	0.1396	0.1099	0.0498	0.0460
1.8	4	0.0171	0.0044	0.1064	0.0727	0.1312	0.1225	0.0420	0.0465
		0.0184	0.0040	0.1073	0.0728	0.1250	0.1194	0.0484	0.0443
		0.0191	0.0039	0.1078	0.0736	0.1263	0.1197	0.0476	0.0461
2.2	1	0.0402	0.0315	0.0537	0.0381	0.1485	0.0473	0.1243	0.0238
		0.0364	0.0259	0.0701	0.0399	0.0522	0.0375	0.1623	0.0407
		0.0556	0.0373	0.0466	0.0314	0.0413	0.0338	0.0946	0.0121
2.2	2	0.0367	0.0246	0.1052	0.0558	0.0114	0.0124	0.1801	0.0839
		0.0321	0.0191	0.0773	0.0492	0.0263	0.0151	0.1630	0.0875
		0.0319	0.0218	0.1120	0.0649	0.0128	0.0105	0.1542	0.0635
2.2	3	0.0252	0.0101	0.1395	0.0915	0.0083	0.0068	0.2091	0.1199
		0.0317	0.0136	0.1168	0.0844	0.0078	0.0058	0.1750	0.1058
		0.0321	0.0158	0.1317	0.0903	0.0107	0.0063	0.1873	0.0929
2.2	4	0.0222	0.0140	0.1127	0.0833	0.0116	0.0072	0.2250	0.1071
		0.0230	0.0142	0.1421	0.0955	0.0092	0.0067	0.1943	0.1178
		0.0247	0.0092	0.1063	0.0802	0.0079	0.0069	0.2070	0.1273

由於本項試驗主要在確認及驗證研究的方向，並瞭解此類防波堤的消波機制，大致由下列幾項：(1) 越波排水的方式；(2) 斜坡的透水性；(3) 斜坡的坡度；(4) 堤內拋石的孔隙率與透水性；及(5) 暴潮水位與不同波高等進行研討。

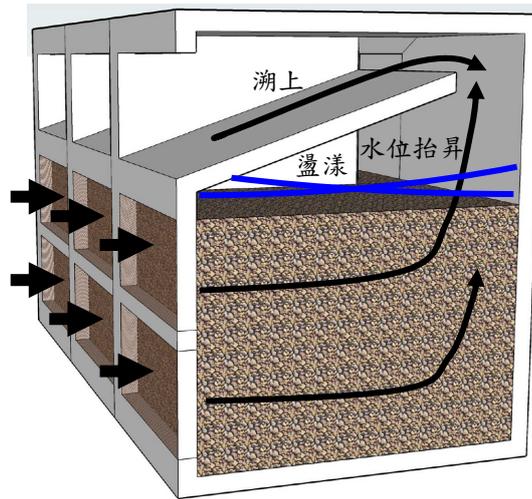


圖 2.2.3 內建斜坡式消能結構物的波動與水流現象

2.2.2 長週期波浪的水工模型試驗與數值模擬

為了瞭解水力式消能斜坡碼頭結構物在長週期波作用下的表現，本計畫也在大型斷面水槽(L100m×W3m×H3m)以模型縮尺 1/36 進行了長週期波的水工模型試驗，同時也以 FLOW-3D 進行相關的數值模擬。

由於規劃的碼頭結構所造成的水理現象複雜，較易評估的是碼頭前面的反射率，依目前的討論，影響結構物前反射率的參數如下：

$$Kr : f(h, T, L, H, \tan \theta, n, \mu, D, \varepsilon) \dots \dots \dots (2.2.1)$$

其中， h ：水深； T ：週期； L ：波長； H ：波高； $\tan \theta$ ：斜坡的坡度； n ：斜坡的粗糙度； μ ：斜坡的滲透性； $D = D_b / D_a$ ：縱深比； D_a ：碼頭(包含斜坡與孔隙室)的縱深； D_b ：消波室的縱深； ε ：碼頭下部結構的拋石孔隙率。

本項試驗首先針對最基本的參數(斜坡坡度與縱深比)進行討論，也就是考慮光滑不透水斜坡表面、固定水深、波高及孔隙率，改變週期、斜坡坡度與縱深比三項參數，來探討相互影響之關係，以瞭解模型配置的特性是否能發揮消波效果。對於不同斜坡表面性質，如粗糙度、透水性等在後續研究中探討。

表 2.2.2 長波抗浪型斷面試驗模型配置

坡度 (代碼) 縱深比 (代碼)	1/2 (S1_2)	1/4 (S1_4)	1/8 (S1_8)
1 (D1)			
2 (D2)			
3 (D3)			

由於消能斜坡是否能促成入射波浪越波及其越波量的大小，對堤前的波浪反射率有很大的影響，以及後方中空消波室的縱深對越波後所造成的水位上升與振盪的影響，本模型試驗配置藉由改變斜坡坡度 $\tan \theta = 1/2$ 、 $1/4$ 和 $1/8$ ，及縱深比 $D = 1$ 、 2 和 3 。將坡度與縱深比進行相互配對共有 9 種不同的試驗配置如表 2.2.2。其中，也規劃了空水槽的試驗，以瞭解在指定造波條件下，空水槽的波動情形，作為後續的比對。各配置的多孔隙消波室中都使用相同之塊石，其孔隙率為 0.35，而其靠水側(前方)為完全開放，後方靠岸側則為 50%開放，其目

的為了使後方水體可以藉由下方排水至前方，維持水位堆積不致過高，以提升消波室接收越波水量與消能的能力。

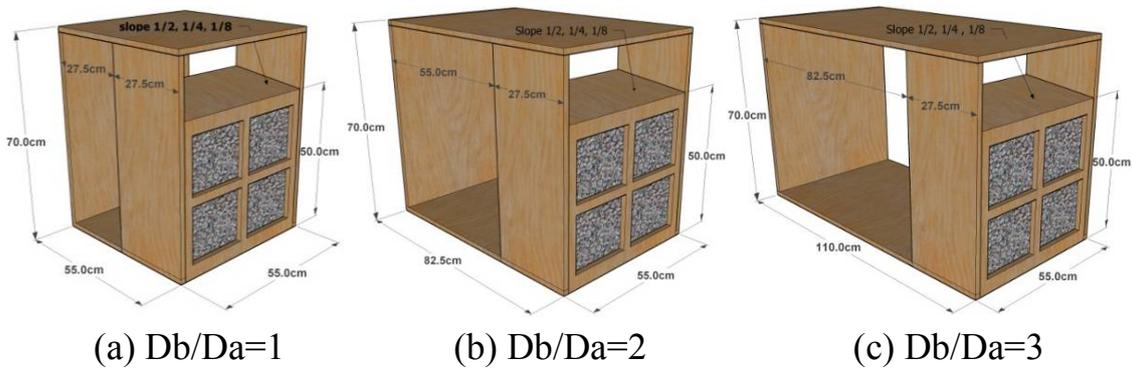


圖 2.2.4 長波抗浪型模型的尺寸

考慮實際碼頭前水深高度可能為 10m 至 18m，由模型長度縮尺換算後得到試驗水深為 0.5m，本次實驗以碼頭消能斜坡的最底端做為參考平均水位點，因此水位放置高度至斜坡之最底端。波浪條件則模擬現場 18sec 至 42sec 之週期波浪，經由模型時間縮尺換算後得到試驗週期為 3sec 至 7sec，其對應之波長 $L=9.04\text{m}$ 至 25.98m 、 $kh=0.7643$ 至 0.2661 、波浪尖銳度 $H/L=0.0055$ 至 0.0019 和波速 $c=3.01\text{m/s}$ 至 3.25m/s 。由於上述試驗週期條件中具有淺水波浪，為避免突變地形影響到入射波浪在淺化過程中可能產生的碎波情形，本研究利用前段 20m 長、斜度 1/33 的緩坡來導引波浪的淺化，並設置高度 0.6m 而長 13m 的平台以便設置試驗模型，相關現場與模型之波浪條件如下表 2.2.3 所示，表 2.2.4 為試驗配置代表名稱。

表 2.2.3 長波抗浪型斷面試驗波浪條件(現場與模型)

現場波浪條件				模型試驗造波條件					
週期 (s)	水深 (m)	波高 (m)	波長 (m)	週期 (s)	水深 (m)	波高 (m)	波長 (m)	kh	H/L
18.0	18.0	1.8	230.3	3.0	1.1	0.05	9.0434	0.7643	0.0055
19.2			246.8	3.2			9.7512	0.7088	0.0051
20.4			263.2	3.4			10.4531	0.6612	0.0048
21.6			279.6	3.6			11.1500	0.6199	0.0045
22.8			295.9	3.8			11.8427	0.5836	0.0042
24.0			312.2	4.0			12.5318	0.5515	0.0040
25.2			328.5	4.2			13.2179	0.5229	0.0038
26.4			344.7	4.4			13.9013	0.4972	0.0036
27.6			360.9	4.6			14.5825	0.4740	0.0034
28.8			377.1	4.8			15.2616	0.4529	0.0033
30.0			393.3	5.0			15.9389	0.4336	0.0031
131.2			409.4	5.2			16.6146	0.4160	0.0030
32.4			425.6	5.4			17.2890	0.3998	0.0029
33.6			441.7	5.6			17.9621	0.3848	0.0028
34.8			457.8	5.8			18.6341	0.3709	0.0027
36.0			473.9	6.0			19.3051	0.3580	0.0026
42.0			490.0	7.0			22.6480	0.3052	0.0022

表 2.2.4 試驗配置代表名稱

試驗順序	1	2	3	4	5
配置代號	empty	D1S1_2	D1S1_4	D1S1_8	D2S1_2
配置名稱代表意義	空水槽	縱深比 D1 $D1 = D_b / D_a = 1$	縱深比 D1 $D1 = D_b / D_a = 1$	縱深比 D1 $D1 = D_b / D_a = 1$	縱深比 D2 $D2 = D_b / D_a = 2$
		斜坡坡度 S1_2 $\tan \theta = 1/2$	斜坡坡度 S1_4 $\tan \theta = 1/4$	斜坡坡度 S1_8 $\tan \theta = 1/8$	斜坡坡度 S1_2 $\tan \theta = 1/2$
試驗順序	6	7	8	9	10
配置代號	D2S1_4	D2S1_8	D3S1_2	D3S1_4	D3S1_8
配置名稱代表意義	縱深比 D2 $D2 = D_b / D_a = 2$	縱深比 D2 $D2 = D_b / D_a = 2$	縱深比 D3 $D3 = D_b / D_a = 3$	縱深比 D3 $D3 = D_b / D_a = 3$	縱深比 D3 $D3 = D_b / D_a = 3$
	斜坡坡度 S1_4 $\tan \theta = 1/4$	斜坡坡度 S1_8 $\tan \theta = 1/8$	斜坡坡度 S1_2 $\tan \theta = 1/2$	斜坡坡度 S1_4 $\tan \theta = 1/4$	斜坡坡度 S1_8 $\tan \theta = 1/8$

圖 2.2.5 為在大斷面水槽中進行設置斜坡但未放置碼頭的空水槽試驗，所繪製的反射率分析結果，以了解水槽之波動特性。由於水槽中原已設置的斜坡在 4 到 4.8sec 之間會有較大的反射率，其餘周期尚稱良好。圖中也將各造波週期的九組試驗配對資料以最小二乘方法求其近似曲線。

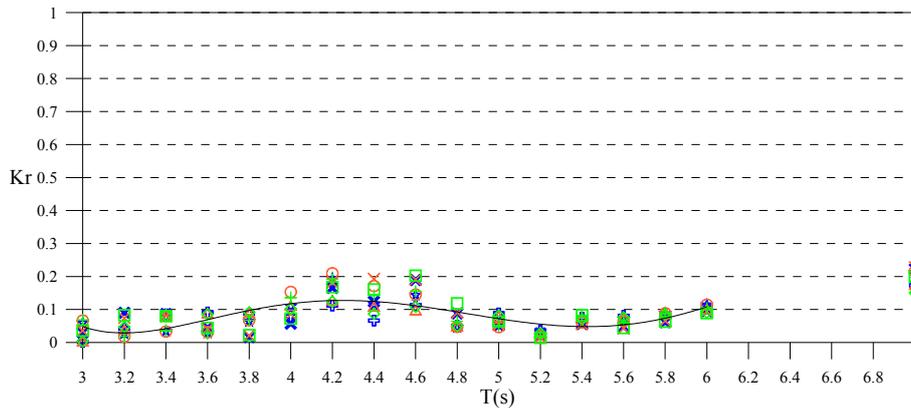
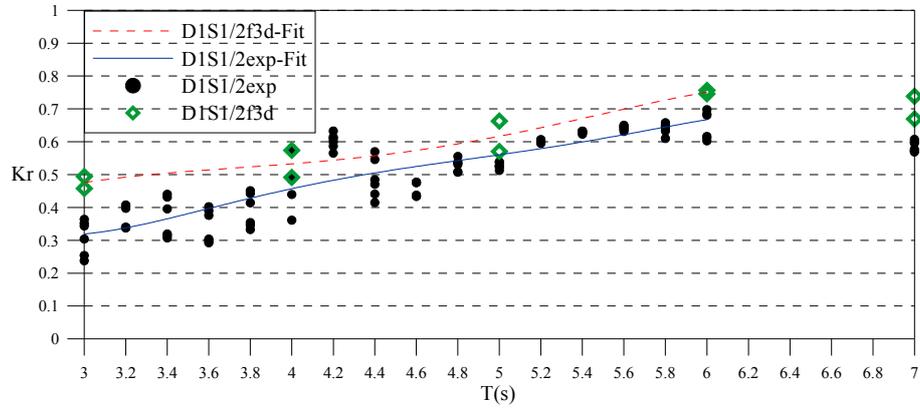


圖 2.2.5 大斷面水槽之空水槽試驗反射率分析結果

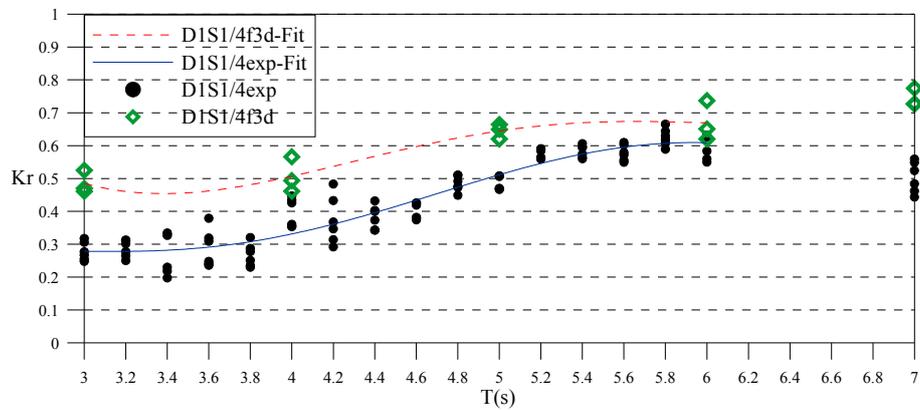
圖 2.2.6 至圖 2.2.8 為配置不同消波室縱深(D1、D2 及 D3)的試驗結果，各圖中都有三種不同坡度的內建斜坡。三個圖中均顯示反射率隨著造波週期的加長而增大。縱深配置 D1 及 D2 的最大反射率可達 0.6 左右，而縱深配置 D3 則可低於 0.4，顯示縱深配置越長越具有消波效果，究其原因應是有較大的消波室可以容納較多的越波量，也不致造成消波室內水體震盪過大而沿著斜坡回水造波的現象。而比較不同的斜坡坡度，則可發現坡度越緩消波效果越好。各圖中也繪置了利用 FLOW-3D 的數值模擬結果，由於該軟體有關波動的模擬尚在發展中，邊界條件的選擇不多，因此其能量損失也較水工模型試驗少，以致反射率變化曲線與模型試驗的趨勢相近，但縱深配置 D1 的數值結果普遍有偏大的情形，而縱深配置 D3 則有相反的情形。應與 FLOW-3D 主要以流體運動為主(Navier-Stokes Equation)，其是否能適切反應波動及流體運動交互作用的行為，仍需要進一步研究。

另一種可能情形是消能斜坡式碼頭附近水體運動相當複雜，任何一個參數的變化都可能引起不同的反應。例如，斜坡表面的粗糙度就

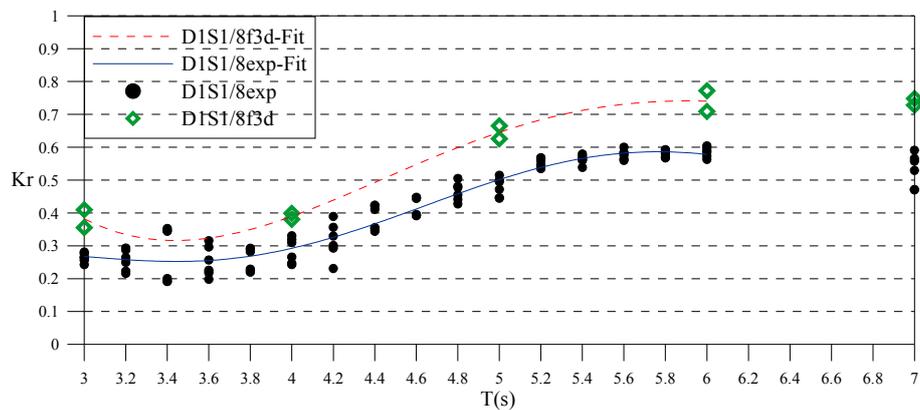
直接影響到波浪是否會發生越波以及約波量多寡的問題，連帶著也影響到碼頭前的反射率。



(a) 斜坡坡度 S:1/2

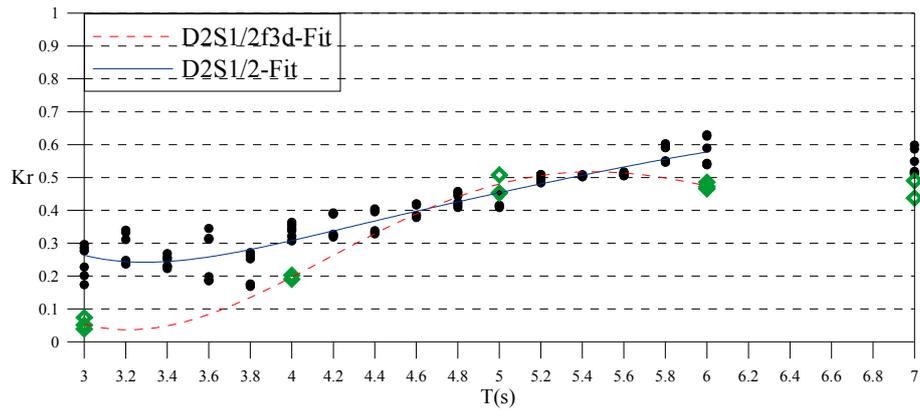


(b) 斜坡坡度 S:1/4

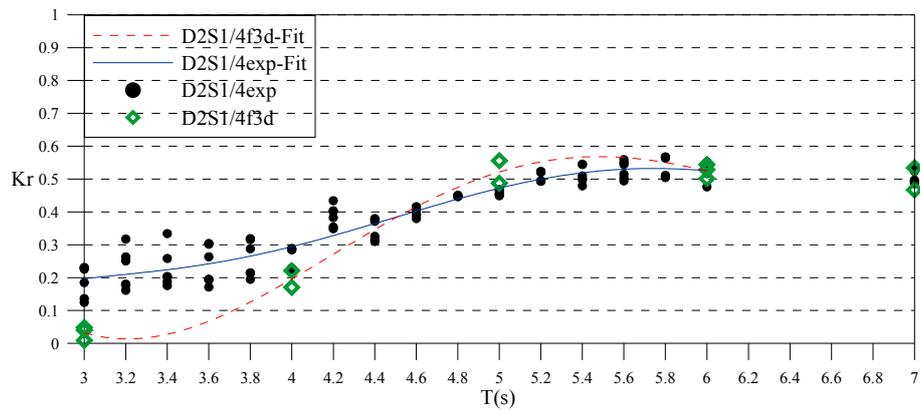


(c) 斜坡坡度 S:1/8

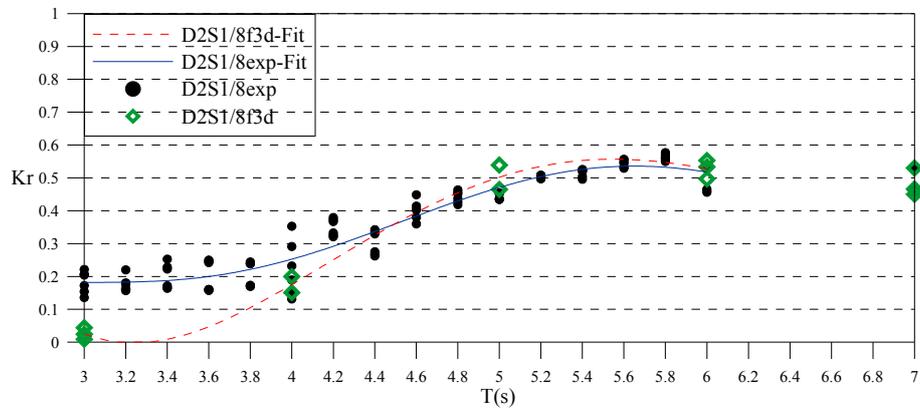
圖 2.2.6 消能室縱深配置 D1 之反射率分析結果



(a) 斜坡坡度 S:1/2

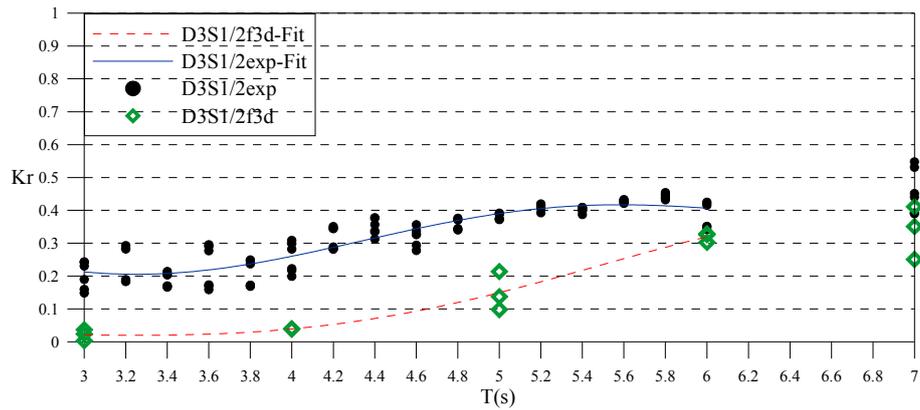


(b) 斜坡坡度 S:1/4

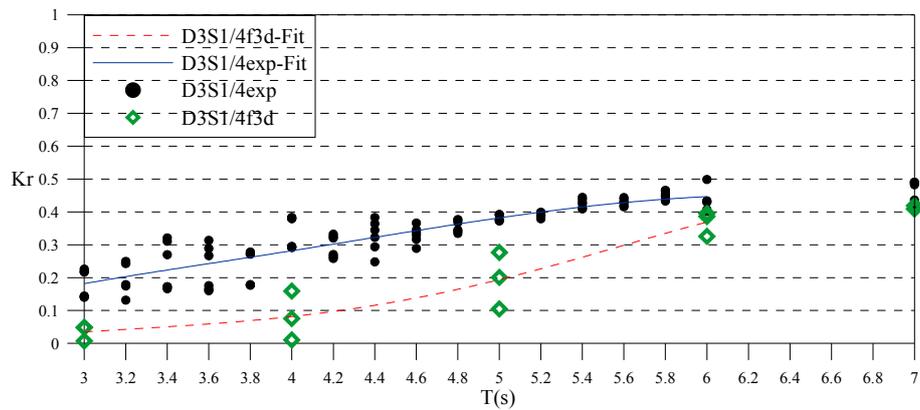


(c) 斜坡坡度 S:1/8

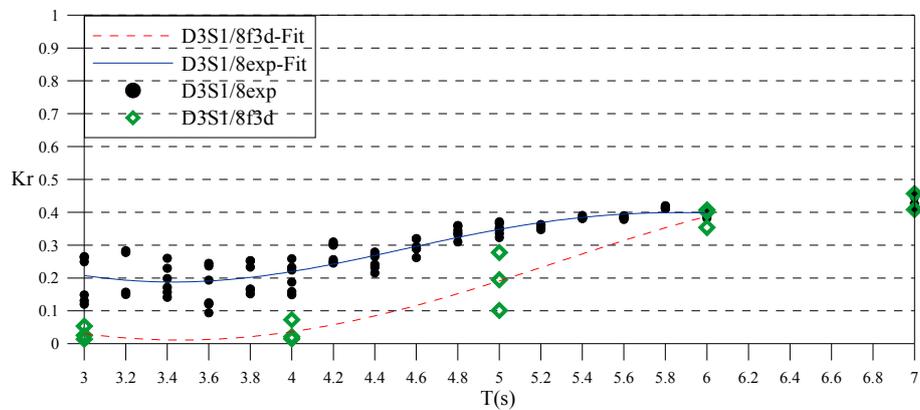
圖 2.2.7 消能室縱深配置 D2 之反射率分析結果



(a) 斜坡坡度 S:1/2



(b) 斜坡坡度 S:1/4



(c) 斜坡坡度 S:1/8

圖 2.2.8 消能室縱深配置 D3 之反射率分析結果

2.3 單一斜坡式結構物的消能效果評估

由於消能式碼頭的水理行為較為複雜，為了單純討論波浪越波與消能的效果，本計畫將結構物簡化為單一斜坡加上後置消能池的型式進行相關的水工模型試驗及 FLOW-3D 數值模擬，以評估單一坡度 (S=1:4) 下兩種不同之出水高度(1 倍波高及 1.5 倍波高)且具有下方排水之結構物，了解其波浪條件與斜坡結構物之作用的影響，作為基本的波浪與斜坡式結構物的基本研究試驗，其相關之條件於設置說明如表 2.3.1，表 2.3.2 為斜坡式結構物配置設置尺寸。此外，除平滑表面試驗外也進行兩種表面粗糙度模型之模擬，目的想利用表面的粗糙度破壞未發生越波之波浪的溯升/溯降路徑，使無法越波之波浪條件作用下也具有削減波浪，減少二次造波的機會等效果。就實際應用而言，它可以應用於水深較淺的漁港，或者是棧橋碼頭下方。斜坡下方的開孔是想要促成越波後之後方水位由波動較小的水深向前排水，減少水體的堆積。粗糙度的模擬是在斜坡表面上平均水位上 4 倍波高至平均水位下 3 倍波高之間設置之 5×5×2.5cm 方塊體，如圖 2.3.2 所示。

表 2.3.1 斜坡式結構物水深與波浪條件表

T (sec)	h (cm)	H (cm)	L (m)	kh	H/L	C (m/s)
1.0	50.0	5.0	1.5130	2.0764	0.0330	1.5130
1.1			1.7813	1.7636	0.0281	1.6194
1.2			2.0483	1.5337	0.0244	1.7069
1.3			2.3118	1.3589	0.0216	1.7783
1.4			2.5712	1.2219	0.0194	1.8365
1.5			2.8265	1.1115	0.0177	1.8843
1.6			3.0781	1.0206	0.0162	1.9238
1.7			3.3266	0.9444	0.0150	1.9568
1.8			3.5722	0.8795	0.0140	1.9845
1.9			3.8153	0.8234	0.0131	2.0081
2.0			4.0564	0.7745	0.0123	2.0282
2.1			4.2957	0.7313	0.0116	2.0456
2.2			4.5333	0.6930	0.0110	2.0606
2.3			4.7696	0.6587	0.0105	2.0737
2.4			5.0046	0.6277	0.0100	2.0853
2.5	5.2386	0.5997	0.0095	2.0954		

不論是模型試驗或數值模擬，模型的比例縮尺皆為 1/25，外海設

計水深定為 $h=50\text{cm}$ ，相當於現場水深為 12.5m ，而試驗波浪條件為單一波高 $H=5\text{cm}$ ，以及週期 $T=1.0\sim 2.5\text{sec}$ ，相當於現場波高 1.25m 、及週期介於 $5.0\sim 12.5\text{sec}$ 。

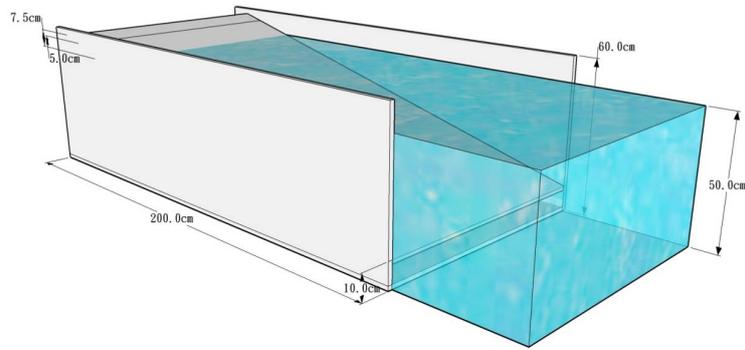


圖 2.3.1 斜坡式結構物模型示意圖

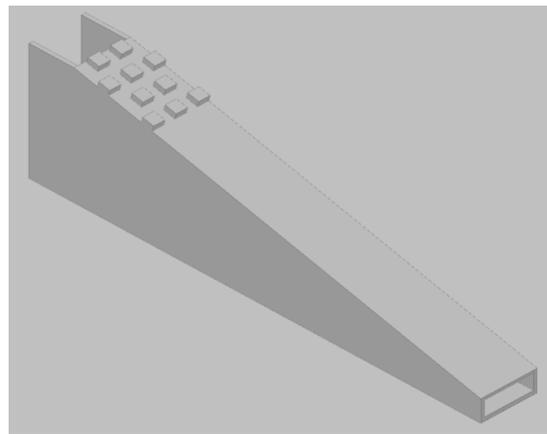
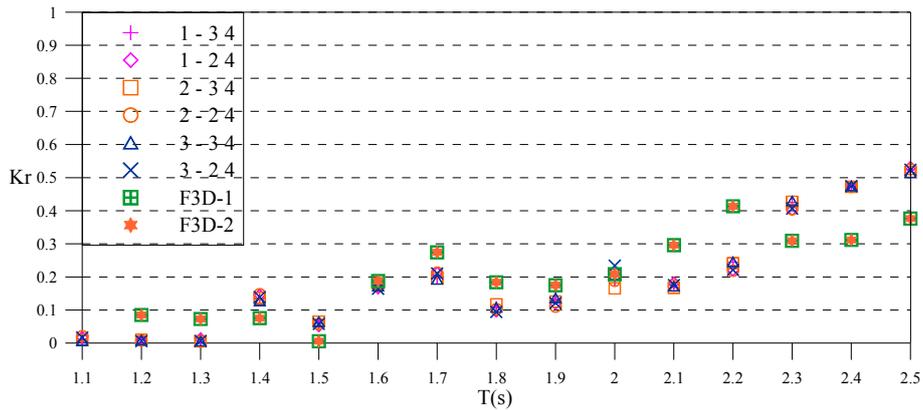


圖 2.3.2 粗糙度模型示意圖(出水高度 1.0 倍波高)

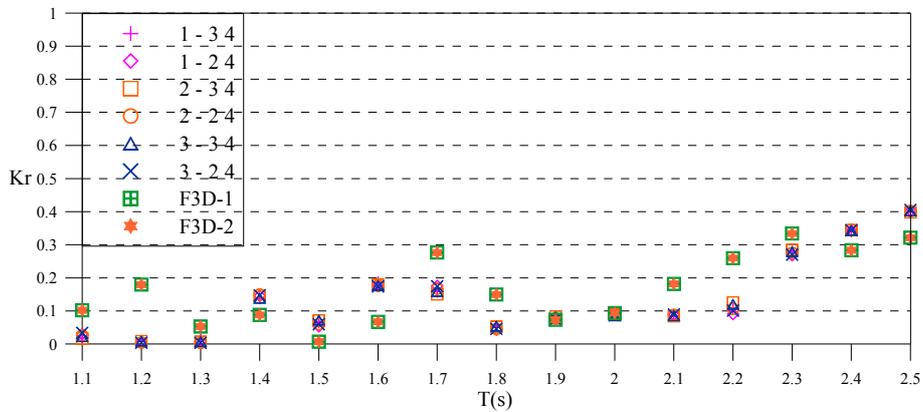
表 2.3.2 斜坡式結構物配置設置尺寸

	水深 $h(\text{m})$	波高 $H(\text{m})$	斜坡坡度 $\tan \theta$	出水高度 R_c	下方排水 $h'(\text{m})$	模型尺寸 (m)
S1/4_I	0.5	0.05	1/4	1.5H(7.0cm)	0.1	2.0X1.0X0.6
S1/4_II				1.0H(5.0cm)		

圖 2.3.3 及圖 2.3.4 分別為出水高度以及表面粗糙度對堤前反射率的影響測試結果。圖 2.3.3 中顯示出水高度較低時堤前的反射率普遍降低。而圖 2.3.4 中顯示兩種粗糙度(R_{nessI} 為覆蓋面積 1/4 與 R_{nessII} 為覆蓋面積 1/2)的測試結果，圖 2.3.5 綜合了兩種不同粗糙表面及光滑表面的模擬結果，可以看到由於選擇的粗糙物體尺寸過大，反而增加了波浪的反射面積造成較大的反射率，顯示如要利用粗糙度削減波能的話，必須要考慮其外型是否會反射大量波能。

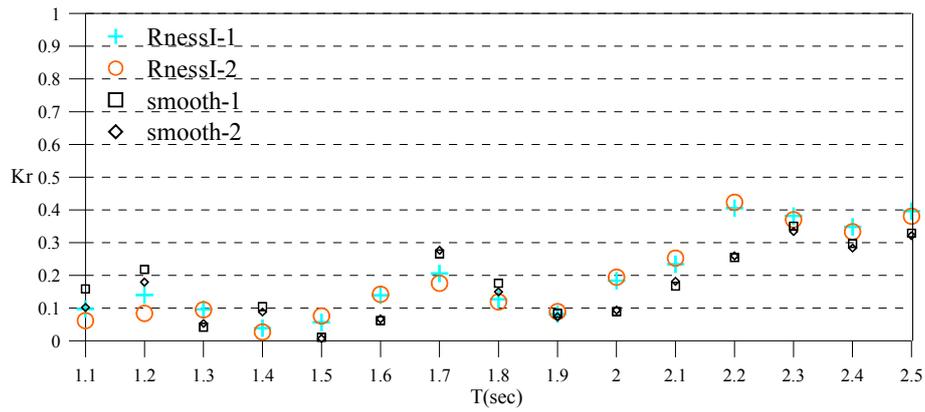


(a) 出水高度 1.5 倍波高

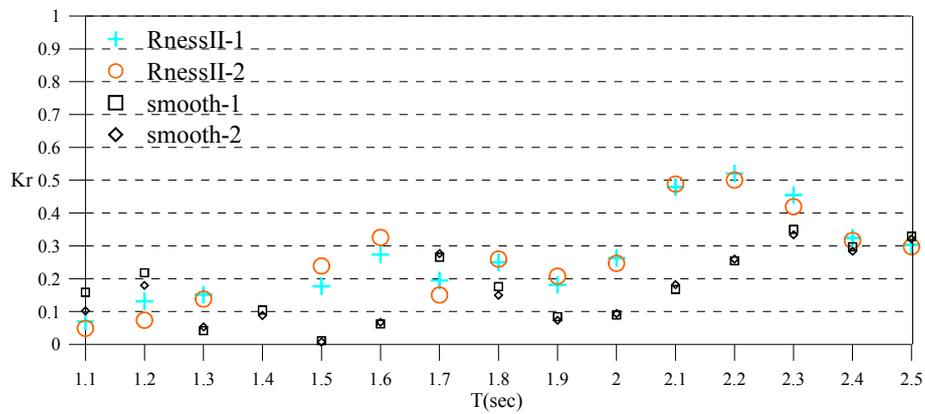


(b) 出水高度 1 倍波高

圖 2.3.3 斜坡式結構物水工模型與數值模擬之反射率分析結果比較



(a) 光滑表面與 RnessI 粗糙表面之比較



(b) 光滑表面與 RnessII 粗糙表面之比較

圖 2.3.4 斜坡式結構物平滑表面與不同粗糙度表面之數值模擬反射率分析比較

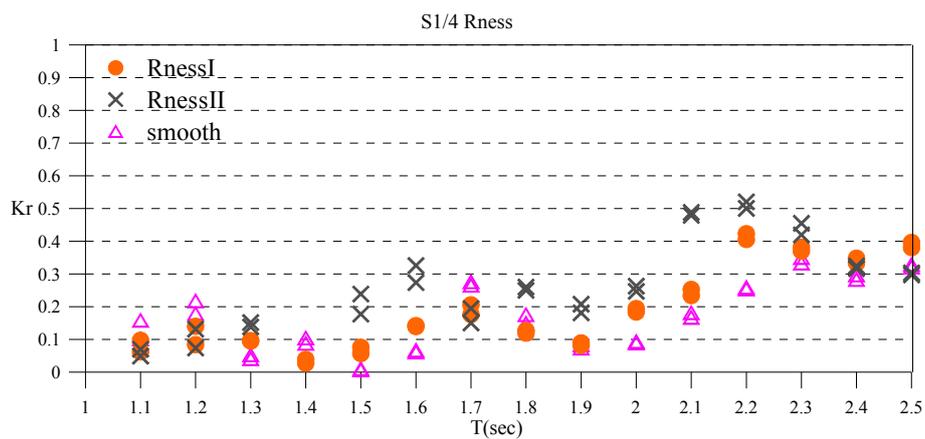


圖 2.3.5 兩種不同粗糙度表面與平滑表面之反射率結果比較

2.4 內建斜坡消能式碼頭流場特性之數值模擬

由於消能式碼頭附近的水理現象非常複雜，不是單一波浪理論可能描述的，因此本計畫自第一年度即開始引進計算流體動理學的軟體 Flow-3D 進行包含波流場的相關水理計算。本節主要是針對最後的建議斷面形式說明數值模擬的結果。

圖 2.4.1 是依據前三年的研究心得，除了考慮內建斜坡之碎波、溯升及越波外，也研擬後側消能室的排水方式所提出的構想。前方多孔隙消波室下方配置了連通後消能室至結構物外側的排水管，其目的是企圖將前方多孔隙消波室與後方消能室的水體加以區隔，避免相互影響。為了了解這樣的處置有何效益，本節將就兩個消能室是否連通進行水理的計算與分析。

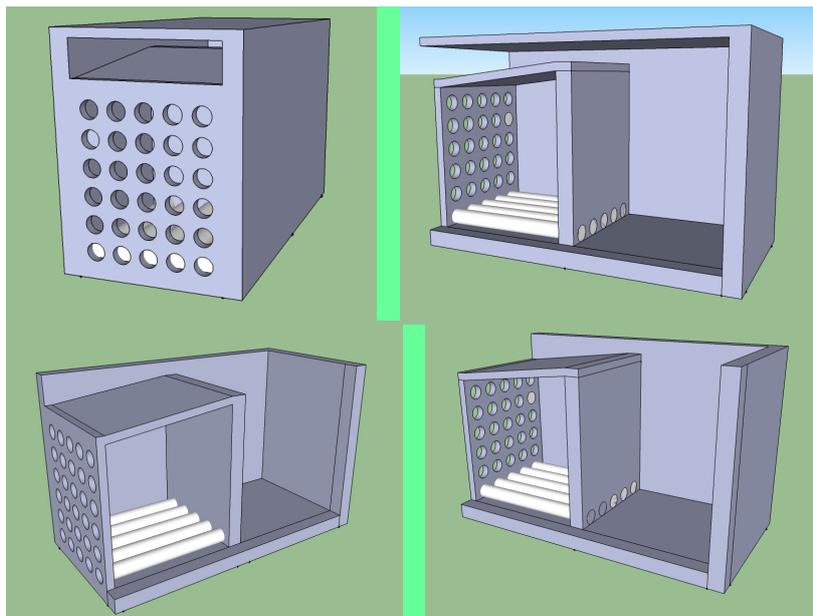


圖 2.4.1 沉箱式內建斜坡消能式碼頭構想圖

2.4.1 內建斜坡消能式碼頭流場特性之數值模擬

由於消能式碼頭的水理行為較為複雜，本計畫絕大部份著重於波浪越波與消能效果的探討。但實務應用時，三維流場之流動特性，應亦是影響消能效果之主要因子之一。且三維流場之流動特性，極難以

實驗量測方法，將其予以可視化，唯有以數值模擬方法，較有實現之可能性。本計畫前此一直以 FLOW-3D 應用於波浪場做過廣範之探討，亦得出合理之結果。故以下之探討，亦採用此方法應用於如圖 2.4.4 所示，適用於深水商港之沉箱式內建消能斜坡碼頭結構物流場之數值探討。

為了能與大型斷面水槽(L100m x W3m x H3m)做實驗驗證及比較，以模型縮尺 1/25 進行 FLOW-3D 相關的數值模擬。本文中所使用的數值模擬設計參數之設定列述於后：

1.數值模擬模型

為能探討及比較沉箱底部有無排水管道之流場特性，本文採用 C1 型無排水元件及 C2 型有排水元件結構物，進行數值模擬比對，其相關外觀與尺寸如圖 2.4.2 及 2.4.3 所示。

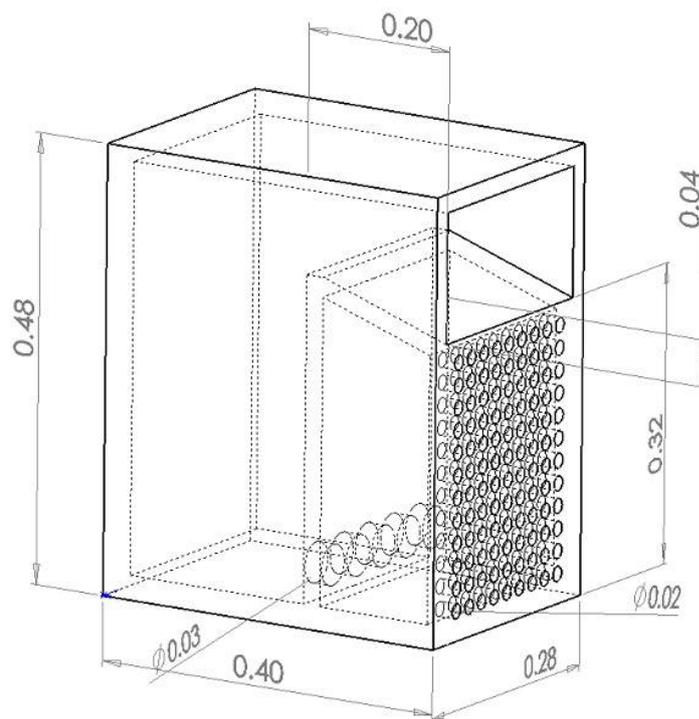


圖 2.4.2 C1 型無排水元件消能結構物尺寸圖

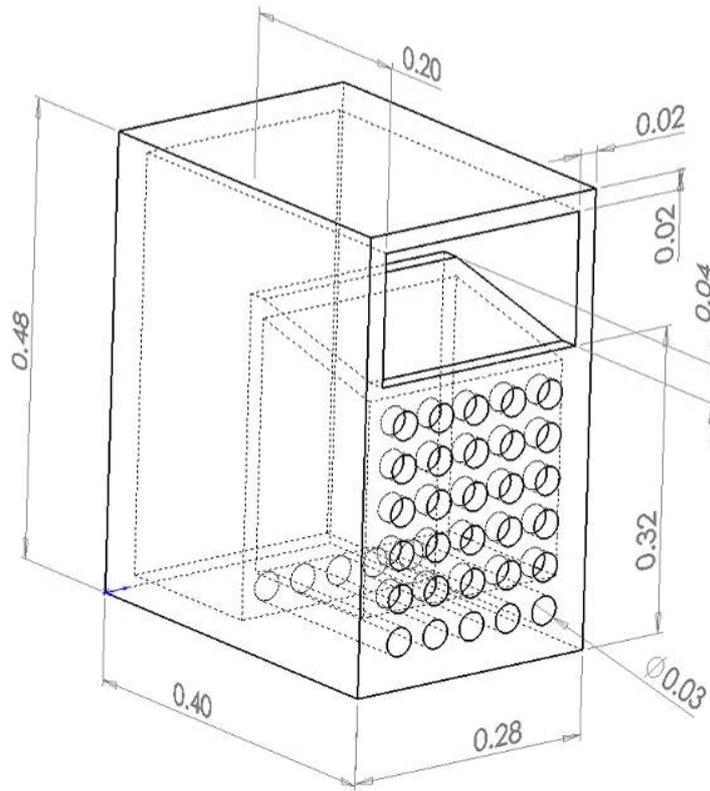


圖 2.4.3 C2 型有排水元件消能結構物尺寸圖

2. 物理條件設定

物理條件設定，在 FLOW-3D 中，有一連串的參數需要設定，本文參數設定如表 2.4.1 所示，單位為 CGS 制。

表 2.4.1 物理條件設定表

重力加速度	$G_x = G_y = 0$ $G_z = -980 \text{ cm/s}^2$ (向上為正)
流體性質	黏性層流 (Viscous Laminar Flow)
模擬流體	在 20°C 的水，密度為 1 g/cm^3
環境壓力	一大氣壓 = $1.013 \times 10^6 \text{ dyne/cm}^2$

3. 網格系統及計算領域

在以 FLOW-3D 進行淺灘波場之數值分析時，為了更準確描述真實的物理狀況，各參數的設定非常重要，參數包括數值模型的幾何外型、入射波物理參數等，一般而言，座標軸上各方向之網格點間距大

小(ΔX 、 ΔY 、 ΔZ)、足以影響計算結果的關鍵參數。另外 FLOW-3D 運算過程中，考量到數值安定性(numerical stability)之因素，會自動修正 Δt 以滿足之，故本研究勿需考量時間間距 Δt 對數值計算結果之影響。

本文的數值計算領域平面波水槽，水深為 0.34m，其計算領域長為 33m，寬為 0.28m 及高為 0.48m。為能減少網格數量縮短數值計算時間，並且希望能兼顧結構物附近的流場變化，使用巢狀式網格將淺灘周圍的網格區塊予以加密，使其能減少數值計算之誤差。

如圖 2.4.4 所示本文所使用數值計算案例，水深 h 均設為 0.34m，入射波由右端造波邊界進入流域。然而為能減少網格數量，縮短計算時間，且能兼顧精確模擬流場急驟變化之區域，本文中將圖中之綠色區域定義為全部之計算領域，予以較為稀疏的 block2 網格(Coarse grid)，網格大小在 x 方向、 y 方向和 z 方向分別取 2cm, 2cm 以及 4cm。針對結構物周圍的藍色區域予以加密的 block2 網格(Dense grid)，網格大小在 x 方向、 y 方向和 z 方向皆為 0.8(cm)，期能減少數值計算誤差。

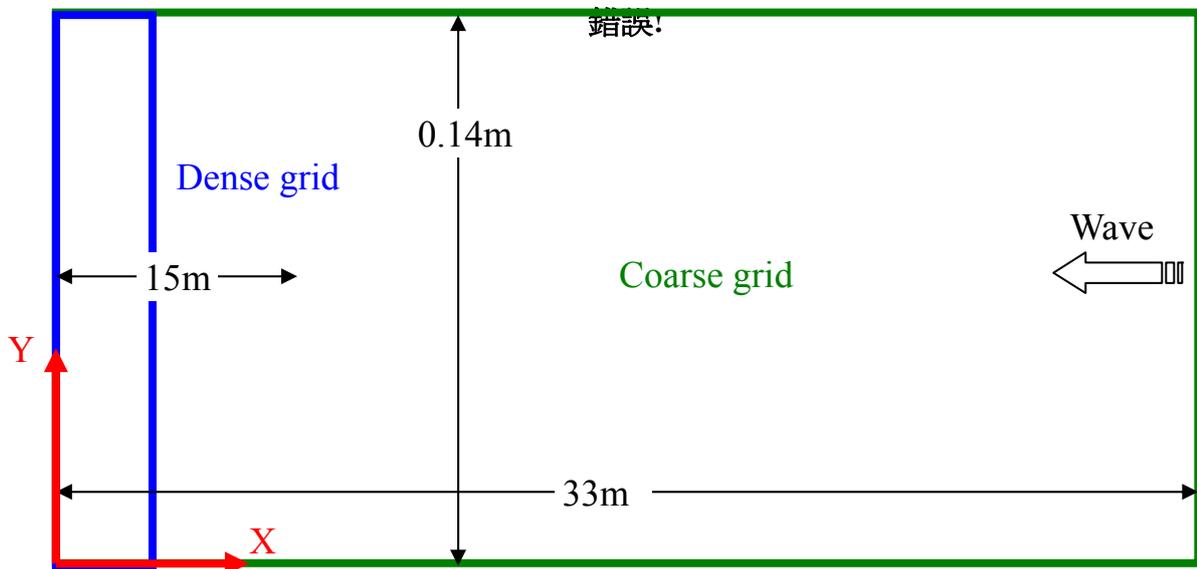


圖 2.4.4 計算領域示意圖

表 2.4.2 計算網格數目及計算所需時間表

模型編碼	粗網格數量	細網格數量	總計算時間
C1	554400	132300	14hr57min
C2	554400	132300	08hr05min

4. 邊界條件設定

為了能準確描述現實世界中的物理現象，本文之數值邊界條件設定如圖 2.4.5 所示，分為兩個網格，分別為網格 1(Block 1)和網格 2(Block 2)。其中 Block 2 所有的邊界條件(Xmin、Xmax、Ymin、Ymax、Zmin、Zmax)均為預設的對稱面(Symmetry)邊界條件。Block 1 中入口端 Xmax 為入射波浪邊界條件，其設定值列示於表 2.4.3。

表 2.4.3 入射波條件設定表

波高 H(cm)	週期 T(sec)	波長 L(cm)	波速 C(cm/s)
4	1.4	225.9	161.4
	2.2	382.9	174.1
	3.0	533.8	177.9
	3.8	682.8	179.7

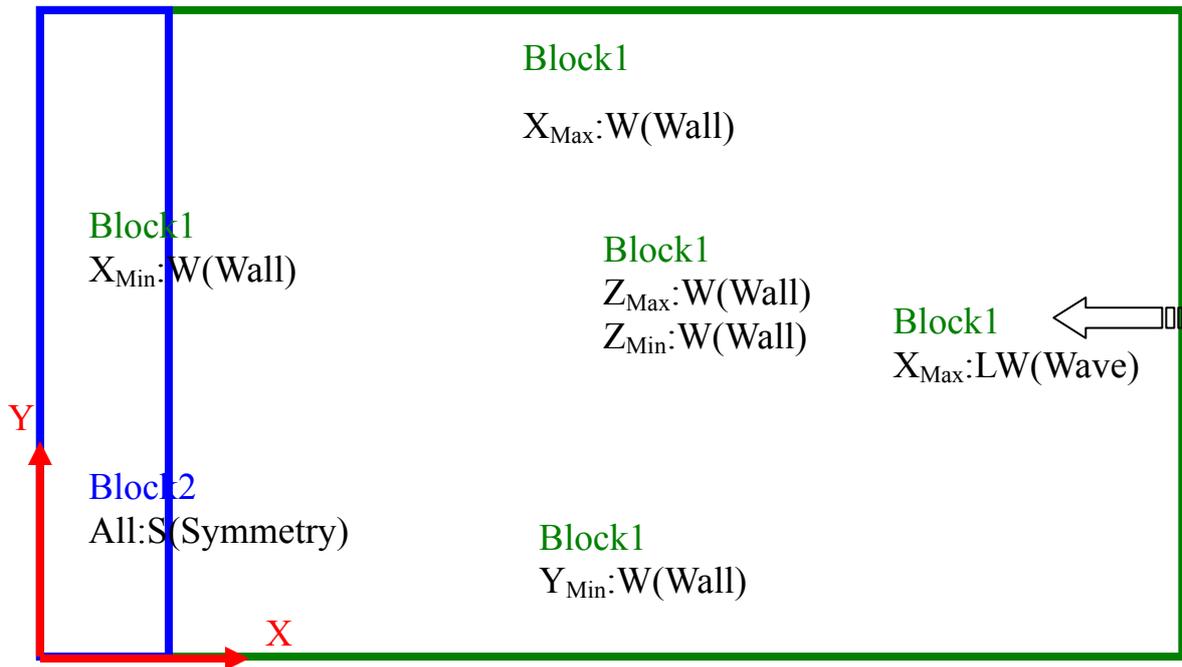


圖 2.4.5 計算領域及邊界條件示意圖

2.4.2 數值計算結果

1. C1 型無排水元件消能結構物

由圖 2.4.6(b)~2.4.9(b) C1 型無排水元件消能結構物於不同週期之斜坡前波高時間序列圖之結果，約於 t 約 17sec 後，入射波抵達結構物前方；由圖 2.4.6(a)~2.4.9(a) 於不同週期之造波邊界入射波高時間序列圖之結果，得知 t 約 35sec 後，反射波返抵造波邊界，此後入射波高開始增加，其後甚而有增加至 2 倍入射波高，且隨著週期之增加而加大之趨勢。

由圖 2.4.6(c)~2.4.9(c) 為 C1 型無排水元件消能結構物於不同週期時，底部沉箱排水孔前，其 x 方向速度分量 u 之時間序列圖之計算結果。吾人可藉由此，了解並掌握前方多孔隙消波室與後方消能室的水體間之輸送機制。由結果得知 t 約 17sec 於入射波抵達結構物前方時，其 x 方向速度分量 u 為負值，亦即此時水體由前方多孔隙消波室擠入後方消能室，隨後後方消能室堆積之水體再由排水孔排出前方多孔隙

消波室。除 $T=1.4\text{sec}$ 之外，隨後水體往復排進排出後方消能室，排出速度隨週期增加而增加之趨勢，且排出速度皆大於排入速度($T=3.8\text{sec}$ 除外)。

上述之結果應與 C1 型無排水元件消能結構物，前方多孔隙消波室雖與後方消能室區隔，但二者間於底部處為開放連通有關連。此時前後方消能室間之渦流流動相互影響，構成一個複雜之流場所致。吾人可取 $T=3.0\text{sec}$ 為案例，並取圖 2.4.10(c) 底部排水孔前速度 u 之 $t=30.1\text{sec}$ (視同 $0T$)， $t=30.7\text{sec}$ (視同 $1/4T$)， $t=31.4\text{sec}$ (視同 $1/2T$)， $t=32.2\text{sec}$ (視同 $3/4T$)，及 $t=33.1\text{sec}$ (視同 $1T$) 時，其結構物附近流場之速度向量圖，如圖 2.4.10(a)~(e)，由結果可看出其渦流流場之相互消長關係。

2. C2 型有排水元件消能結構物

由圖 2.4.11(b)~2.4.14(b) C2 型有排水元件消能結構物於不同週期之斜坡前波高時間序列圖之結果，約於 t 約 17sec 後，入射波抵達結構物前方；由圖 2.4.11(a)~2.4.14(a) 於不同週期之造波邊界入射波高時間序列圖之結果，得知 t 約 35sec 後，反射波返抵造波邊界，此後入射波高開始增加，其後除甚而有增加至 2 倍入射波高，且隨著週期之增加而加大之趨勢。但圖 2.4.14(a) 週期 3.8sec 時，反射波抵造波邊界，正好為一節點，擷取點往入射方向延後 $1/4$ 週期之結果。

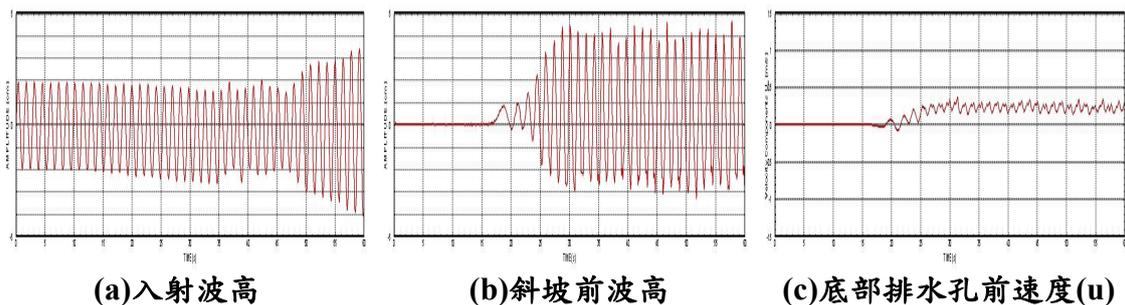


圖 2.4.6 C1 型無排水元件消能結構物時間序列圖
($T=1.4\text{sec}$, $H=4\text{cm}$, $h=0.34\text{m}$)

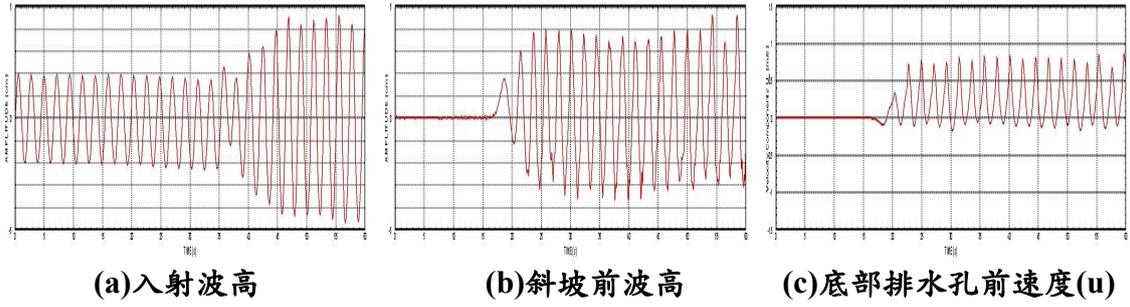


圖 2.4.7 C1 型無排水元件消能結構物時間序列圖
($T=2.2\text{sec}, H=4\text{cm}, h=0.34\text{m}$)

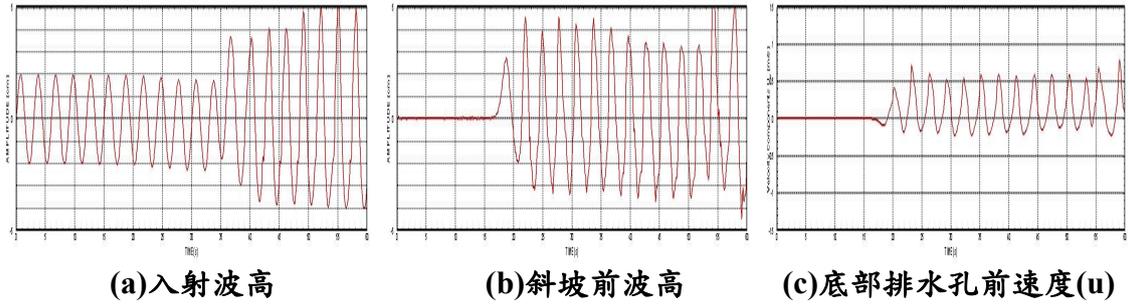


圖 2.4.8 C1 型無排水元件消能結構物時間序列圖
($T=3.0\text{sec}, H=4\text{cm}, h=0.34\text{m}$)

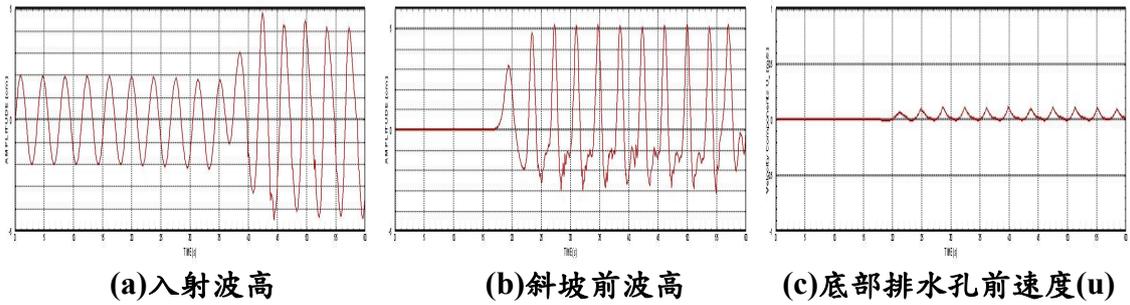
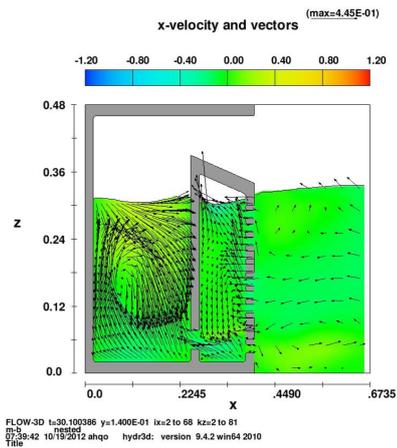
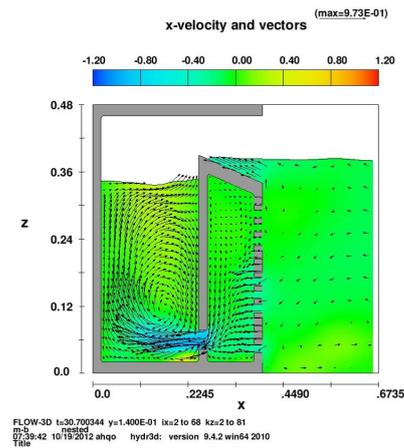


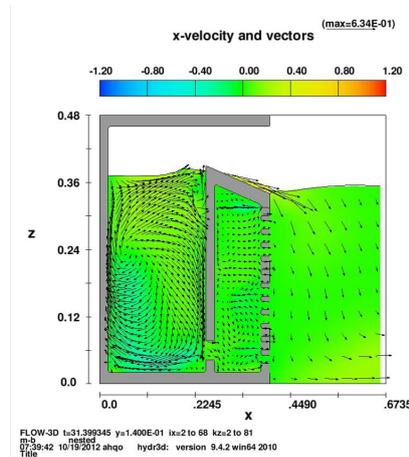
圖 2.4.9 C1 型無排水元件消能結構物時間序列圖
($T=3.8\text{sec}, H=4\text{cm}, h=0.34\text{m}$)



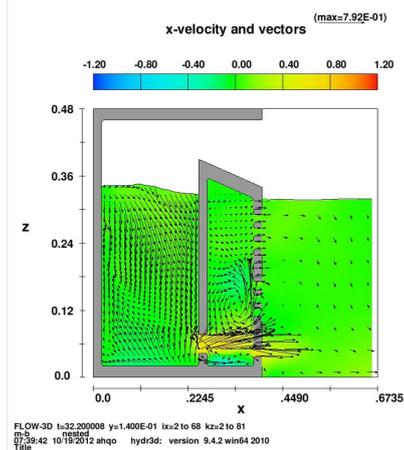
(a) $0T(t=30.1\text{sec})$



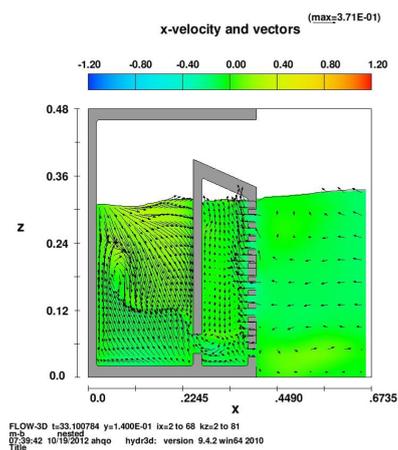
(b) $1/4T(t=30.7\text{sec})$



(c) $1/2T(t=31.4\text{sec})$



(d) $3/4T(t=32.2\text{sec})$



(e) $1T(t=33.1\text{sec})$

圖 2.4.10 C1 型無排水元件消能結構物速度向量時間序列圖
($T=3.8\text{sec}, H=4\text{cm}, h=0.34\text{m}$)

由圖 2.4.11(c)~2.4.14(c) 為 C2 型有排水元件消能結構物於不同週期時，底部沉箱排水孔前，其 x 方向速度分量 u 之時間序列圖之計算結果。由結果得知 t 約 17sec 於入射波抵達結構物前方時，其 x 方向速度分量 u 為負值，亦即此時水體由前方多孔隙消波室擠入後方消能室，隨後後方消能室堆積之水體再由排水孔排出前方多孔隙消波室。除 $T=1.4\text{sec}$ 之外，隨後水體往復排進排出後方消能室，排出速度隨週期增加而增加之趨勢，且排出速度約與排入速度相同。

上述之結果吾人認為應與 C2 型有排水元件消能結構物，前方多孔隙消波室雖與後方消能室獨立區隔，並於底部設置排水管，將水體排進排出後方消能室。此時前後方消能室間之渦流流動完全隔開不相互影響所致。吾人可取 $T=3.0\text{sec}$ 為案例，並取圖 2.4.13(c)底部排水孔前速度 u 之 $t=31.1\text{sec}$ (視同 $0T$)， $t=31.7\text{sec}$ (視同 $1/4T$)， $t=32.4\text{sec}$ (視同 $1/2T$)， $t=33.1\text{sec}$ (視同 $3/4T$)，及 $t=34.1\text{sec}$ (視同 $1T$)時，其結構物附近流場之速度向量圖，如圖 2.4.15(a)~(e)，由結果可看出其渦流流場之相互消長關係。

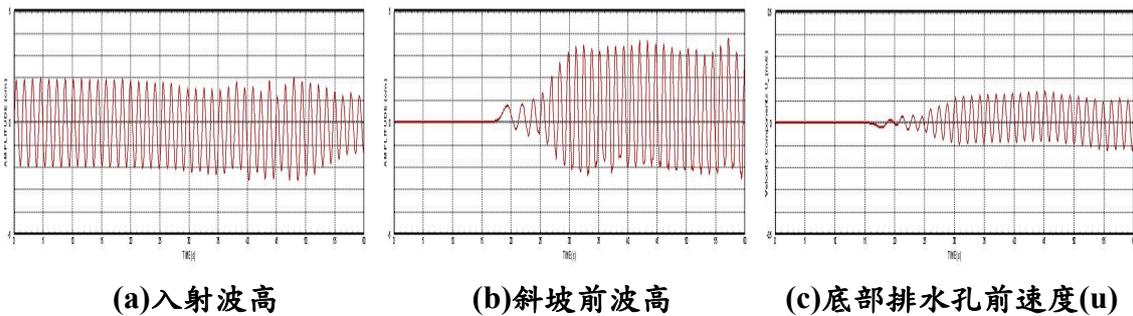


圖 2.4.11 C2 型有排水元件消能結構物時間序列圖
($T=1.4\text{sec}$, $H=4\text{cm}$, $h=0.34\text{m}$)

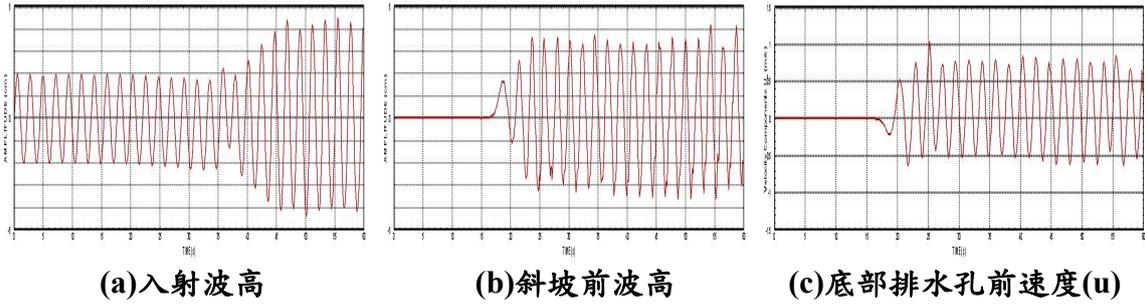


圖 2.4.12 C2 型有排水元件消能結構物時間序列圖
($T=2.2\text{sec}, H=4\text{cm}, h=0.34\text{m}$)

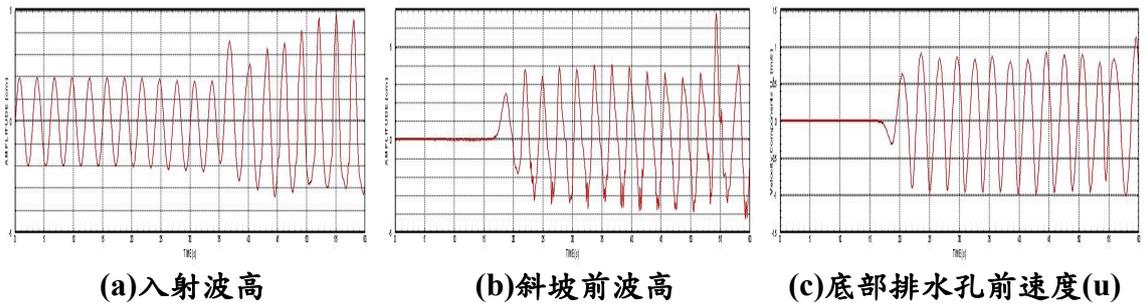


圖 2.4.13 C2 型有排水元件消能結構物時間序列圖
($T=3.0\text{sec}, H=4\text{cm}, h=0.34\text{m}$)

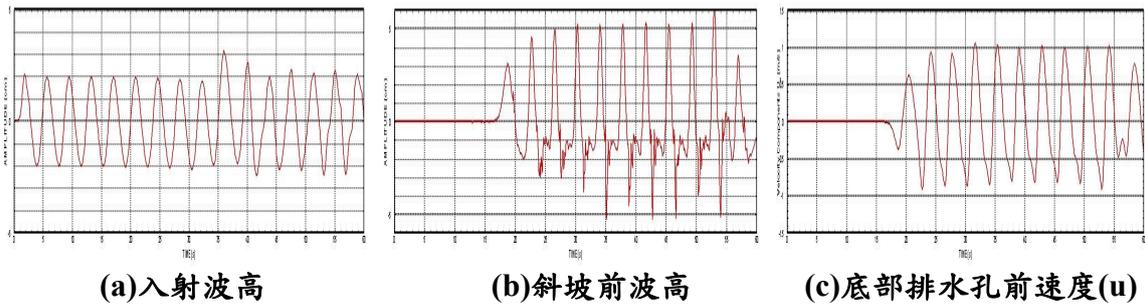
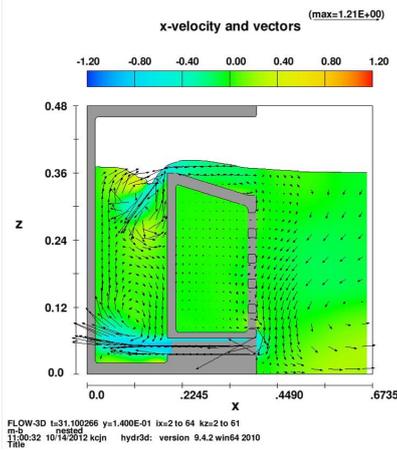
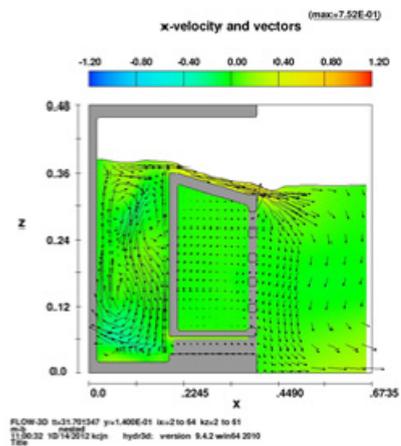


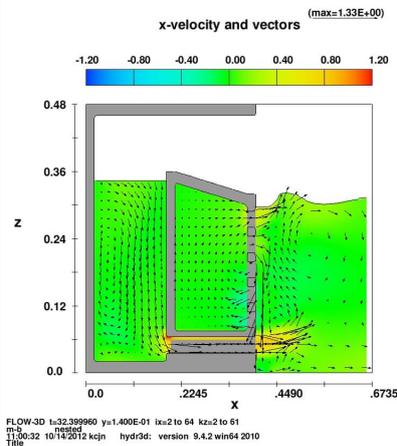
圖 2.4.14 C2 型有排水元件消能結構物時間序列圖
($T=3.8\text{sec}, H=4\text{cm}, h=0.34\text{m}$)



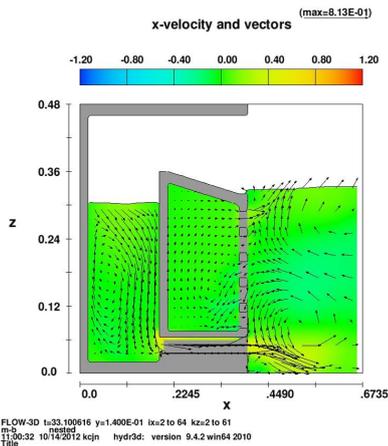
(a) $0T(t=31.1\text{sec})$



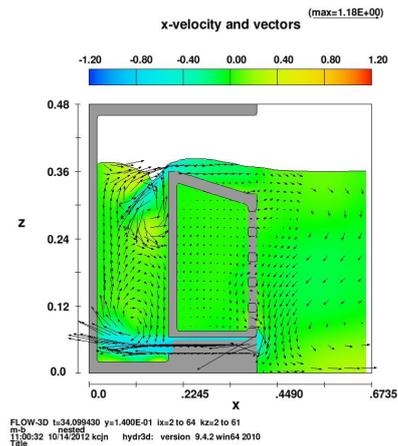
(b) $1/4T(t=31.7\text{sec})$



(c) $1/2T(t=32.4\text{sec})$



(d) $3/4T(t=33.1\text{sec})$



(e) $1T(t=34.1\text{sec})$

圖 2.4.15 C2 型有排水元件消能結構物速度向量時間序列圖
 ($T=3.0\text{sec}, H=4\text{cm}, h=0.34\text{m}$)

2.5 內建斜坡消能式碼頭的設計參數的初步探討

2.5.1 碼頭建構型式及可能施工步驟的探討

有關內建斜坡消能式碼頭的規劃設計的考量包含下列事項：

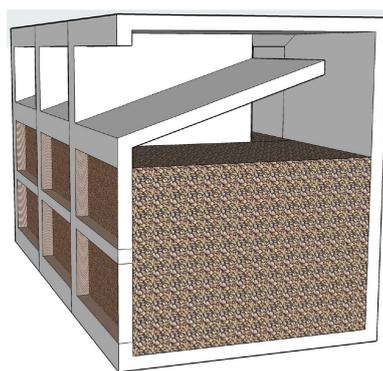
- (1) 需考慮一般碼頭設計標準過程；
- (2) 需考量水位的變化，包含當地的天文潮位及暴潮位；
- (3) 需考量的波動，主要包含季風波浪與颱風波浪；
- (4) 需考量波浪與水位的聯合效應，在港灣規劃射在港灣規劃設計中，一般應考慮平常時期的季風波浪加上大潮，與颱風時期的大波浪加上大潮與暴潮位；
- (5) 需要考慮如何促使波浪在斜坡上發生碎波/溯升，進而發生越波。因此，適當的內建斜坡的坡度與設置高度，以及斜坡的長度都會影響波浪是否能溯升及越波，連帶地影響到消能的效果。

從港灣規劃的觀點來看，一般商港內的波高應小於 50cm，在不發生長週期的共振情況下，長週期入射波浪的波高亦應小於此值。有鑑於本新型碼頭是要在第一時間消滅反射波波能而不是等港灣發生共振以後再來削減港內波能，所以我們可以合理地假設港內波高以 1m 為設計條件。再者，由於港內的水深變化不會太大，我們也假設波浪沒有折射淺化的效應。

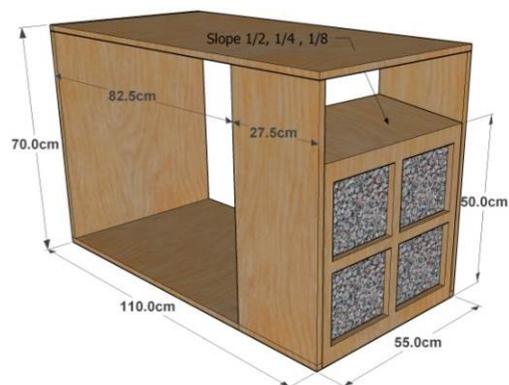
基於以上的考量，本計畫曾建構如圖 2.5.1 的兩種型式，並據以進行相關的模型試驗及數值模擬，但此一雛形的製作與施工可能會遭遇到困難，尤其是因為其四周都通水而無法漂浮拖放，必須仰賴大型吊車或特殊設計的施工浮台，這也使得其施工成本與期程增加，並不經濟。其後也針對可能的預鑄工法提出如圖 2.5.2 的預鑄型塊輔以樁柱基礎的方式，惟由於施工程序太過複雜，不易被施工單位所接受。然而此種構想仍可能適合於小水深的漁港水域，而且可以利用現有的直立多孔隙消波結構物，如萬代福，作為下部結構，再設計斜坡消能的上

部結構，以及底層排水，如圖 2.5.3 所示。整個碼頭結構可分為四個元件：下部排水元件、直立式消波結構物、上部內建斜坡元件、碼頭面版。其中，除了碼頭面版為場鑄以外，其他元件都可以預鑄。此種預鑄型直立消能式碼頭適用於一般中水深以下的漁港或遊艇港。

對於大水深的商港則因為水深較大而且碼頭的載重亦較大，圖 2.5.3 的型式並不適合。本計畫提出如圖 2.5.4 及圖 2.5.5 的沉箱式內建消能斜坡碼頭。整個碼頭分成三個部份：異形沉箱、內建斜坡、以及碼頭面版，如圖 2.5.6 所示。異形沉箱分為兩個艙間：前艙為多孔隙消波室，主要是針對季風波浪的削減波能；後艙則是自斜坡溯升且越波的水流的消能室。後艙消能室藉由堆積水體所產生的較大位能促使水流從下方排水管向方波動較小的深水處排出。碼頭前壁為多孔隙消波岸壁(如圖 2.5.4)或者式完全開放的樑柱結構(如圖 2.5.5)，形式的選擇端看前面的消波室要填充較大塊石或者是拋消波塊。由於構想上都是利用下部多孔隙介質削減較小的常時波浪，而利用斜坡來消滅颱風時期的港內長週期波動成分。因此，內建斜坡的起點應該參考當地的大潮水位與暴潮位，而原則上建議不低於 1 倍港內最大波高，此外為了讓大部分的颱風波浪可以溯升且越波，建議斜坡版的出水高度不要大於 1 倍港內最大波高。至於常時的季風波浪則由多孔隙消波室來削減。



(a) 型式一



(b) 型式二

圖 2.5.1 內建斜坡消能式碼頭基本雛形

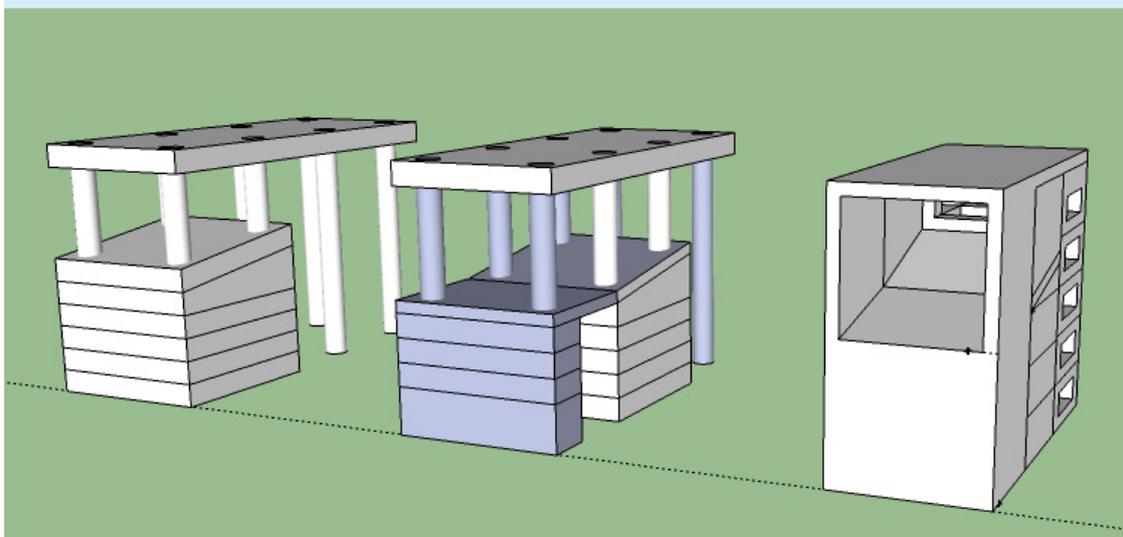
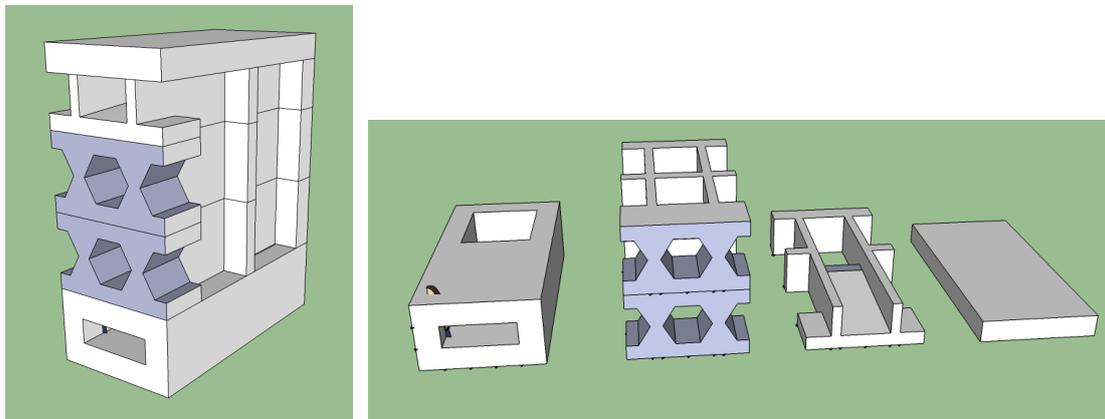


圖 2.5.2 內建斜坡消能式碼頭預鑄型塊構想雛形



(a) 組裝圖

(b) 分解圖

圖 2.5.3 現有直立消波式碼頭增加內建斜坡範例(以萬代福為例)

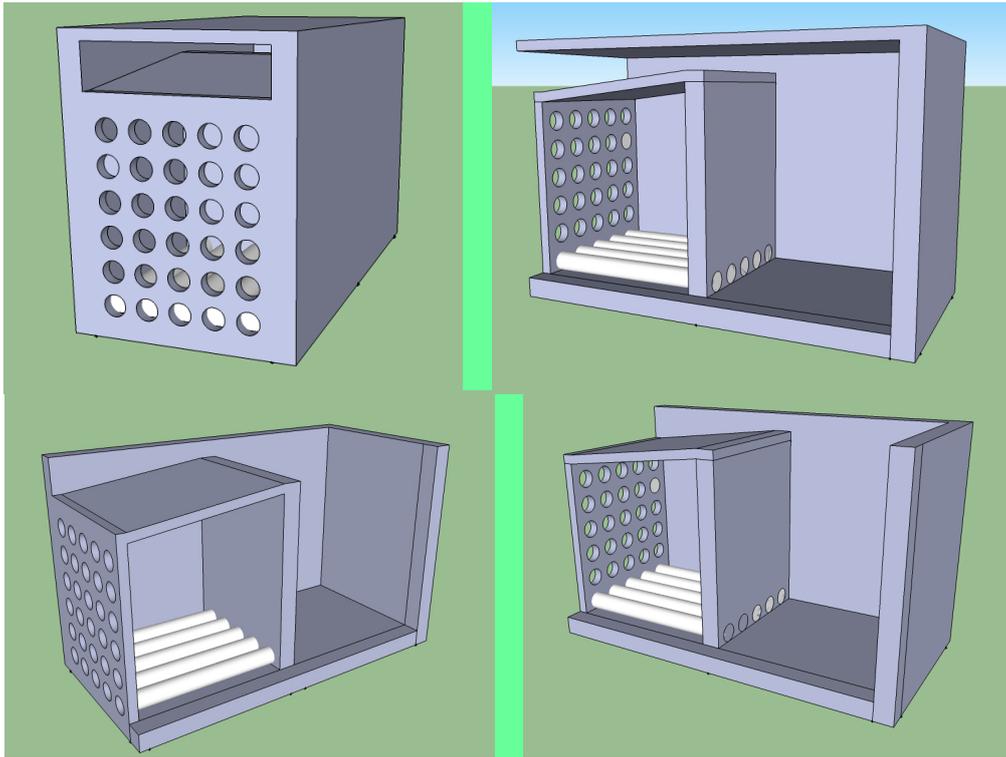


圖 2.5.4 沉箱式內建斜坡消能式碼頭構想圖一

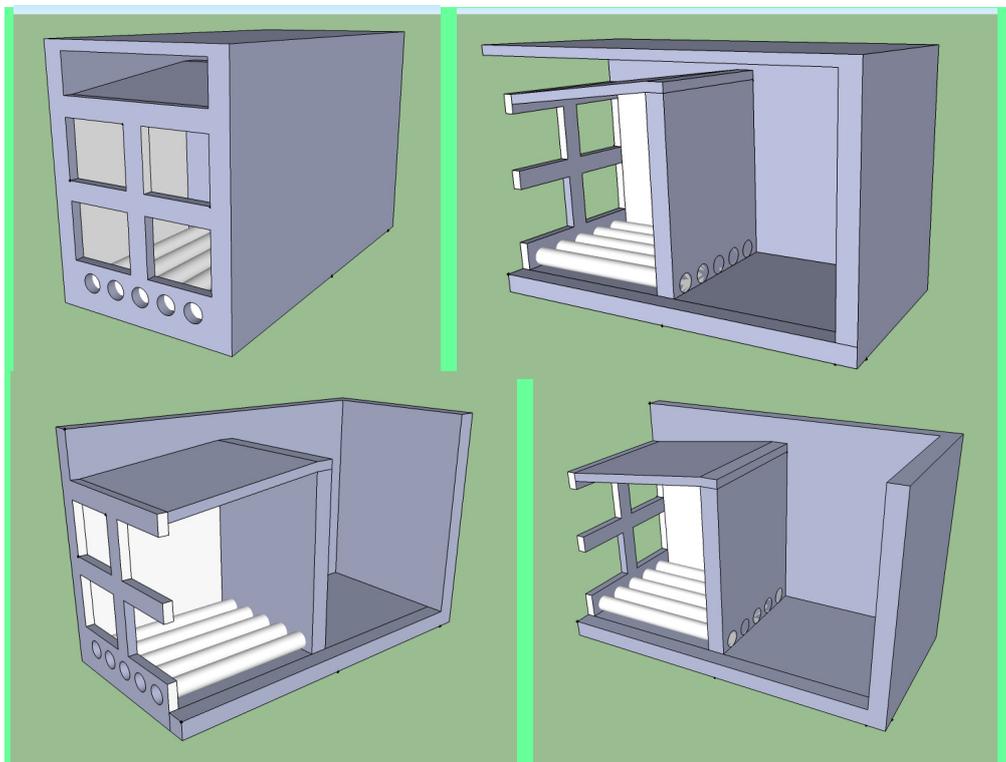
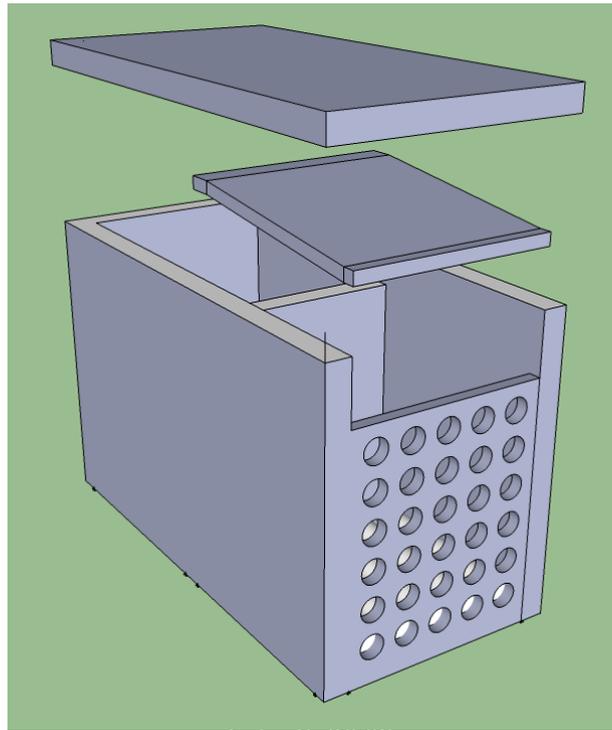
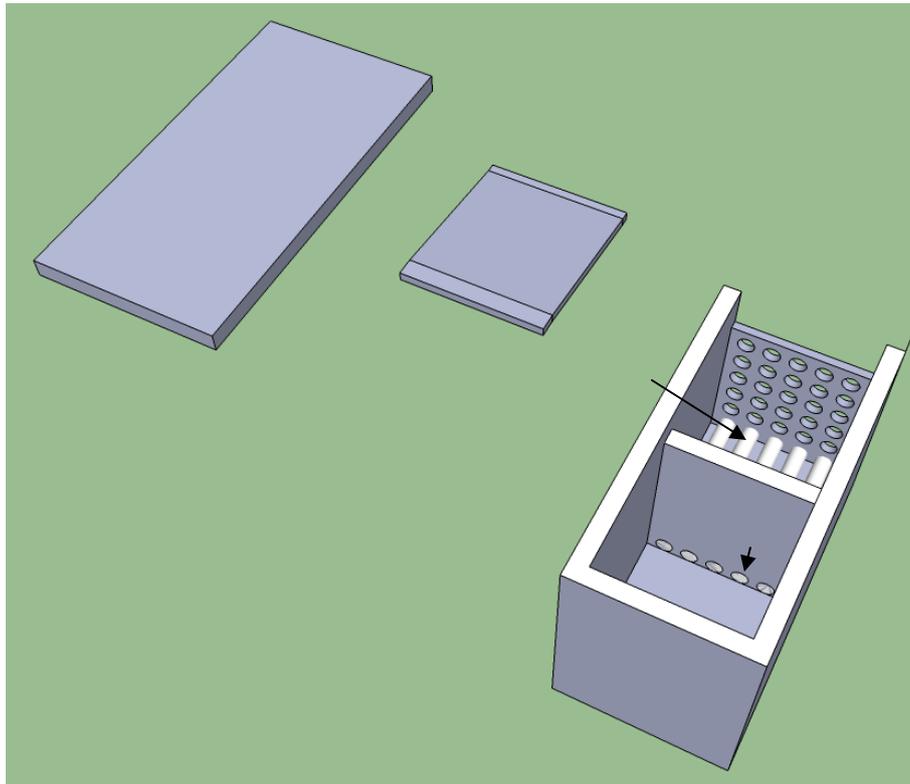


圖 2.5.5 沉箱式內建斜坡消能式碼頭構想圖二



(a) 分解圖



(b) 細部說明

圖 2.5.6 沉箱式內建斜坡消能式碼頭的施工程序構想圖

2.5.2 設計參數的討論

如上面所述，內建斜坡的消效率與波浪的溯升及越波的能力有關，為了瞭解各種可能的波動情況，本節以不同的斜坡坡度 (S:1/30-S:1/3)，以及不同的波形尖銳度 ($H_0/L_0=0.005-0.06$)，進行無因次溯升高度的討論。表 2.5.1 為以式 $\xi_{m-1,0} = \tan \alpha / (H_{m0}/L_{m-1,0})^{0.5}$ 及圖 2.5.7 檢定測試條件的碎波形式，顯示大部份的坡度與波形尖銳度的組合屬於 plunging 的碎波形式 ($0.2 \leq \xi_{m-1,0} < 2-3$)，另外在陡坡情形下有部份屬於 surging 的碎波形式 ($\xi_{m-1,0} > 2-3$)，而在緩坡部份則有些組合不會碎波 ($\xi_{m-1,0} < 0.2$)。

表 2.5.1 碎波參數的試算表

Breaker Parameter		Bottom Slope											
		1/30	1/25	1/20	1/15	1/10	1/9	1/8	1/7	1/6	1/5	1/4	1/3
Ho/Lo	0.0050	0.47	0.57	0.71	0.94	1.41	1.57	1.77	2.02	2.36	2.83	3.54	4.71
	0.0100	0.33	0.40	0.50	0.67	1.00	1.11	1.25	1.43	1.67	2.00	2.50	3.33
	0.0150	0.27	0.33	0.41	0.54	0.82	0.91	1.02	1.17	1.36	1.63	2.04	2.72
	0.0200	0.24	0.28	0.35	0.47	0.71	0.79	0.88	1.01	1.18	1.41	1.77	2.36
	0.0250	0.21	0.25	0.32	0.42	0.63	0.70	0.79	0.90	1.05	1.26	1.58	2.11
	0.0300	0.19	0.23	0.29	0.38	0.58	0.64	0.72	0.82	0.96	1.15	1.44	1.92
	0.0350	0.18	0.21	0.27	0.36	0.53	0.59	0.67	0.76	0.89	1.07	1.34	1.78
	0.0400	0.17	0.20	0.25	0.33	0.50	0.56	0.63	0.71	0.83	1.00	1.25	1.67
	0.0450	0.16	0.19	0.24	0.31	0.47	0.52	0.59	0.67	0.79	0.94	1.18	1.57
	0.0500	0.15	0.18	0.22	0.30	0.45	0.50	0.56	0.64	0.75	0.89	1.12	1.49
	0.0550	0.14	0.17	0.21	0.28	0.43	0.47	0.53	0.61	0.71	0.85	1.07	1.42
	0.0600	0.14	0.16	0.20	0.27	0.41	0.45	0.51	0.58	0.68	0.82	1.02	1.36

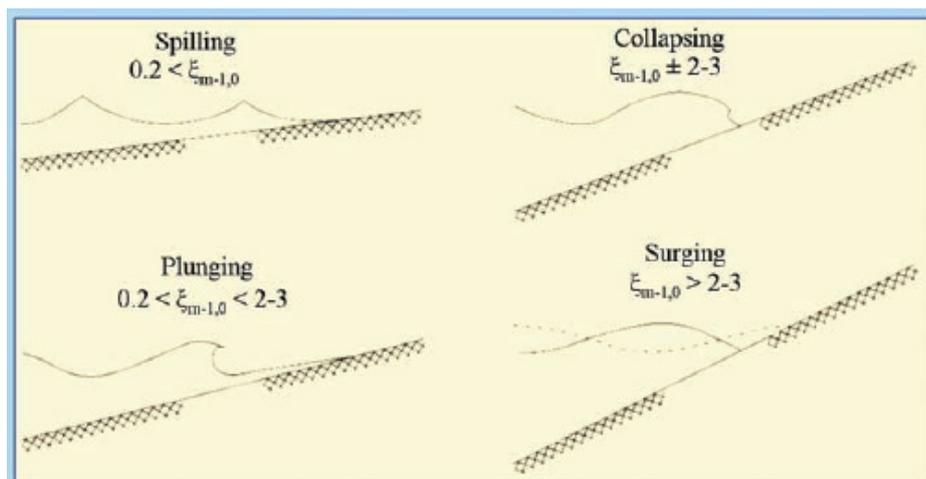


圖 2.5.7 斜坡上的碎波形式(EuroTop, 2007)

除了參考一般碼頭的設計準則外，還需要檢討的相關參數，包含：

1. 設置水位：

斜坡的設置起點應該介於平均水位及暴潮位之間，其起始位置應能考慮長週期波動不致受到直立部分的阻擋而發生大比例的反射。

2. 斜坡的出水高度：

從單一斜坡上的水工模型試驗中，為了能讓大部分的溯升波浪發生越波，建議內建斜坡的出水高度為 0.5 至 1 倍港內最大波高。也就是以溯升高度為 0.5 倍至 1 倍港內最大波高($R/H_0=0.5$ 或 1.0)。出水高度的選定應該要考慮港內的長週期成份波高一般都不大，為了適度地讓大部分長週期波能越波，出水高度可能要小於 1 倍波高。

3. 斜坡坡度：

本節依據的波浪溯上公式將以式(2.5.1)及式(2.5.2)為準，同時也以式(2.5.3)檢討最大可能溯升高度，即

$$\frac{R}{H_0} = \xi_0 \quad \text{for } 0.1 < \xi_0 < 2.3 \dots\dots\dots(2.5.1)$$

$$\frac{R_{mean}}{H_0} = 0.88 \xi_0^{0.69} \quad \text{for } 1/30 \leq \xi_0 \leq 1/5 \quad \text{and} \quad H_0/L_0 \geq 0.007 \dots\dots\dots(2.5.2)$$

$$\frac{R_{\max}}{H_{m0s}} = 1.00 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \left(4.0 - \frac{1.5}{\sqrt{\xi_{m-1,0}}} \right) \quad \text{for } 0.5 < \gamma_b \cdot \xi_{m-1,0} \leq 8 \text{ to } 10 \dots (2.5.3)$$

式(2.5.4)為 EuroTop(2007)平均溯升高度

$$\frac{R_{d2\%}}{H_{m0s}} = 1.65 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \xi_{m-1,0} \quad \text{for } 0.5 < \gamma_b \cdot \xi_{m-1,0} \leq 8 \text{ to } 10 \dots (2.5.4)$$

利用以上的公式試算不同底床坡度(S:1/30-S:1/3)及不同波形尖銳度($H_0/L_0=0.005-0.06$)的結果如表 2.5.2 至表 2.5.5 所示。表中橫列為不同的底床坡度，縱欄為不同的波形尖銳度，表中以粗線條區分 $R/H_0 \leq 0.5$ 、 $0.5 \leq R/H_0 \leq 1.0$ 及 $R/H_0 \geq 1.0$ 的範圍。深色陰影區域的標示則是顯示不適用溯升高度公式的範圍。在檢討波浪的溯升高度時，應該同時要參考各個公式的適用範圍(ξ_0 或 $\xi_{m-1,0}$)以及表 2.5.1。

從表中亦可以發現，坡度越陡及波形尖銳度越小時，溯升高度越高。如以暴潮水位設置在斜坡的中央位置的話，其出水高度為 1 倍波高，則水下部份的高度也將是 1 倍波高，在假設港內最大波高為 1m 的前提下，斜坡的垂直高度應該為 2m，由於碼頭的縱深有一限度，如果取自 1/10 的坡度的話，斜坡的水平長度就需要 20m。因此可假設內建斜坡的坡度應大於 1/10。惟在考量工程施作量時，建議以小於 1/6 為原則。實驗資料顯示 1/4 坡度的消波情形與 1/8 相差不遠。

如果將式(2.5.3)視為最大平均溯升高度，則可發現坡度 1/8 以上的溯升高度都在 2 倍以上(如表 2.5.4 所示);而即使用平均溯升高度(式 2.5.4)計算，溯升高度也都在 1 倍波高以上。

4. 斜坡表面粗糙度：

從目前的試驗結果發現，斜坡表面設置粗糙度不一定對削減波能有好處，因為它雖然可以削減溯升波能，但同時也會降低溯升高度，而減少越波的機會。如果要設置提高表面粗糙度的元件，則可能要檢討是否會造成波浪反射的增加，以及是否要配合坡面的透水性。然而目前所進行的試驗數目僅能當作一預備試驗，尚無法做任何定論。

5. 斜坡的孔隙率與透水性：

斜坡採用多孔隙介質，以提供透水性時，雖然可以讓溯升水流因滲漏而消能，但也可能增加斜坡下方水流反向出水的現象，惟此種現象究係減少斜坡表面摩擦力，促使波浪更容易越波；抑或阻滯溯升水流，引發回流造波提高反射率，就目前的資料尚難判斷。

為了了解港內經常存在的波浪與表 2.5.1 至表 2.5.5 間的關係，表 2.5.6 顯示波浪週期 3 至 20sec 之間在不同水深(5 m, 10 m 及 15m)處，波高分別為 0.5 m 及 1.0 m 時的波形尖銳度，以 EuroTop(2007)的規範來看(即表 2.5.4 及表 2.5.5)，試算範圍內的波浪均能夠達到 1 倍波高以上的溯升高度。

表 2.5.2 依據 Hunt (1959)波浪溯上高度公式之試算表(式 2.5.1)

R/Ho		Bottom Slope											
		1/30	1/25	1/20	1/15	1/10	1/9	1/8	1/7	1/6	1/5	1/4	1/3
Ho/Lo	0.0050	0.4714	0.5657	0.7071	0.9428	1.4142	1.5713	1.7678	2.0203	2.3570	2.8284	3.5355	4.7140
	0.0100	0.3333	0.4000	0.5000	0.6667	1.0000	1.1111	1.2500	1.4286	1.6667	2.0000	2.5000	3.3333
	0.0150	0.2722	0.3266	0.4082	0.5443	0.8165	0.9072	1.0206	1.1664	1.3608	1.6330	2.0412	2.7217
	0.0200	0.2357	0.2828	0.3536	0.4714	0.7071	0.7857	0.8839	1.0102	1.1785	1.4142	1.7678	2.3570
	0.0250	0.2108	0.2530	0.3162	0.4216	0.6325	0.7027	0.7906	0.9035	1.0541	1.2649	1.5811	2.1082
	0.0300	0.1925	0.2309	0.2887	0.3849	0.5774	0.6415	0.7217	0.8248	0.9623	1.1547	1.4434	1.9245
	0.0350	0.1782	0.2138	0.2673	0.3563	0.5345	0.5939	0.6682	0.7636	0.8909	1.0690	1.3363	1.7817
	0.0400	0.1667	0.2000	0.2500	0.3333	0.5000	0.5556	0.6250	0.7143	0.8333	1.0000	1.2500	1.6667
	0.0450	0.1571	0.1886	0.2357	0.3143	0.4714	0.5238	0.5893	0.6734	0.7857	0.9428	1.1785	1.5713
	0.0500	0.1491	0.1789	0.2236	0.2981	0.4472	0.4969	0.5590	0.6389	0.7454	0.8944	1.1180	1.4907
	0.0550	0.1421	0.1706	0.2132	0.2843	0.4264	0.4738	0.5330	0.6091	0.7107	0.8528	1.0660	1.4213
	0.0600	0.1361	0.1633	0.2041	0.2722	0.4082	0.4536	0.5103	0.5832	0.6804	0.8165	1.0206	1.3608

註：深色陰影區為公式不適用範圍

表 2.5.3 依據 Mase (1989)波浪溯上高度公式之試算表(式 2.5.2)

Rmean/Ho		Bottom Slope											
		1/30	1/25	1/20	1/15	1/10	1/9	1/8	1/7	1/6	1/5	1/4	1/3
Ho/Lo	0.0050	0.5238	0.5940	0.6928	0.8450	1.1177	1.2020	1.3038	1.4296	1.5901	1.8032	2.1034	2.5652
	0.0100	0.4124	0.4676	0.5455	0.6652	0.8800	0.9464	1.0265	1.1256	1.2519	1.4197	1.6560	2.0196
	0.0150	0.3585	0.4066	0.4743	0.5784	0.7651	0.8228	0.8925	0.9786	1.0884	1.2344	1.4398	1.7560
	0.0200	0.3246	0.3682	0.4295	0.5238	0.6928	0.7451	0.8082	0.8862	0.9856	1.1177	1.3038	1.5901
	0.0250	0.3006	0.3409	0.3976	0.4849	0.6415	0.6899	0.7483	0.8205	0.9126	1.0349	1.2072	1.4722
	0.0300	0.2823	0.3201	0.3734	0.4554	0.6024	0.6478	0.7027	0.7705	0.8569	0.9718	1.1336	1.3825
	0.0350	0.2676	0.3035	0.3541	0.4318	0.5712	0.6143	0.6663	0.7306	0.8126	0.9215	1.0749	1.3109
	0.0400	0.2556	0.2899	0.3381	0.4124	0.5455	0.5866	0.6363	0.6977	0.7760	0.8800	1.0265	1.2519
	0.0450	0.2454	0.2783	0.3246	0.3959	0.5238	0.5632	0.6109	0.6699	0.7451	0.8450	0.9856	1.2020
	0.0500	0.2367	0.2684	0.3131	0.3818	0.5051	0.5431	0.5891	0.6460	0.7185	0.8148	0.9504	1.1591
	0.0550	0.2290	0.2597	0.3029	0.3694	0.4887	0.5256	0.5701	0.6251	0.6952	0.7884	0.9197	1.1216
	0.0600	0.2222	0.2520	0.2940	0.3585	0.4743	0.5100	0.5532	0.6066	0.6747	0.7651	0.8925	1.0884

註：深色陰影區為公式不適用範圍

表 2.5.4 依據 EuroTop(2007)波浪平均溯上高度公式之試算表(式 2.5.4)

Rd2%/Ho		Bottom Slope											
		1/30	1/25	1/20	1/15	1/10	1/9	1/8	1/7	1/6	1/5	1/4	1/3
Ho/Lo	0.0050	0.7778	0.9334	1.1667	1.5556	2.3335	2.5927	2.9168	3.3335	3.8891	4.6669	5.8336	7.7782
	0.0100	0.5500	0.6600	0.8250	1.1000	1.6500	1.8333	2.0625	2.3571	2.7500	3.3000	4.1250	5.5000
	0.0150	0.4491	0.5389	0.6736	0.8981	1.3472	1.4969	1.6840	1.9246	2.2454	2.6944	3.3680	4.4907
	0.0200	0.3889	0.4667	0.5834	0.7778	1.1667	1.2964	1.4584	1.6668	1.9445	2.3335	2.9168	3.8891
	0.0250	0.3479	0.4174	0.5218	0.6957	1.0436	1.1595	1.3044	1.4908	1.7393	2.0871	2.6089	3.4785
	0.0300	0.3175	0.3811	0.4763	0.6351	0.9526	1.0585	1.1908	1.3609	1.5877	1.9053	2.3816	3.1754
	0.0350	0.2940	0.3528	0.4410	0.5880	0.8820	0.9800	1.1025	1.2599	1.4699	1.7639	2.2049	2.9399
	0.0400	0.2750	0.3300	0.4125	0.5500	0.8250	0.9167	1.0313	1.1786	1.3750	1.6500	2.0625	2.7500
	0.0450	0.2593	0.3111	0.3889	0.5185	0.7778	0.8642	0.9723	1.1112	1.2964	1.5556	1.9445	2.5927
	0.0500	0.2460	0.2952	0.3690	0.4919	0.7379	0.8199	0.9224	1.0541	1.2298	1.4758	1.8448	2.4597
	0.0550	0.2345	0.2814	0.3518	0.4690	0.7036	0.7817	0.8795	1.0051	1.1726	1.4071	1.7589	2.3452
	0.0600	0.2245	0.2694	0.3368	0.4491	0.6736	0.7485	0.8420	0.9623	1.1227	1.3472	1.6840	2.2454

註：深色陰影區為公式不適用範圍

表 2.5.5 依據 EuroTop(2007)波浪最大溯上高度公式之試算表(式 2.5.3)

Rmax/Ho		Bottom Slope											
		1/30	1/25	1/20	1/15	1/10	1/9	1/8	1/7	1/6	1/5	1/4	1/3
Ho/Lo	0.0050	1.8153	2.0056	2.2162	2.4552	2.7387	2.8034	2.8718	2.9447	3.0230	3.1081	3.2023	3.3091
	0.0100	1.4019	1.6283	1.8787	2.1629	2.5000	2.5770	2.6584	2.7450	2.8381	2.9393	3.0513	3.1784
	0.0150	1.1248	1.3753	1.6524	1.9669	2.3400	2.4252	2.5152	2.6111	2.7142	2.8262	2.9501	3.0908
	0.0200	0.9103	1.1795	1.4773	1.8153	2.2162	2.3077	2.4045	2.5076	2.6183	2.7387	2.8718	3.0230
	0.0250	0.7331	1.0177	1.3326	1.6899	2.1138	2.2106	2.3130	2.4219	2.5390	2.6663	2.8071	2.9669
	0.0300	0.5807	0.8787	1.2082	1.5822	2.0259	2.1272	2.2343	2.3483	2.4709	2.6041	2.7515	2.9187
	0.0350	0.4464	0.7560	1.0985	1.4872	1.9483	2.0536	2.1649	2.2834	2.4108	2.5492	2.7024	2.8763
	0.0400	0.3258	0.6459	1.0000	1.4019	1.8787	1.9875	2.1026	2.2252	2.3568	2.5000	2.6584	2.8381
	0.0450	0.2160	0.5457	0.9103	1.3243	1.8153	1.9274	2.0459	2.1721	2.3077	2.4552	2.6183	2.8034
	0.0500	0.1150	0.4535	0.8279	1.2529	1.7570	1.8721	1.9938	2.1234	2.2626	2.4139	2.5814	2.7714
	0.0550	0.0213	0.3679	0.7514	1.1866	1.7029	1.8208	1.9454	2.0781	2.2207	2.3757	2.5472	2.7418
	0.0600	0.0000	0.2881	0.6800	1.1248	1.6524	1.7728	1.9002	2.0358	2.1815	2.3400	2.5152	2.7142

註：深色陰影區為公式不適用範圍

表 2.5.6 不同水深及波高之波形尖銳度對照表

週期 (sec)	水深 5 m			水深 10 m			水深 15 m		
	波長 L(m)	0.5m/L	1.0m/L	波長 L(m)	0.5m/L	1.0m/L	波長 L(m)	0.5m/L	1.0m/L
3	13.75	0.0364	0.0727	14.03	0.0356	0.0713	14.04	0.0356	0.0712
4	22.18	0.0225	0.0451	24.65	0.0203	0.0406	24.93	0.0201	0.0401
5	30.29	0.0165	0.0330	36.56	0.0137	0.0274	38.42	0.0130	0.0260
6	38.06	0.0131	0.0263	48.37	0.0103	0.0207	53.03	0.0094	0.0189
7	45.55	0.0110	0.0220	59.78	0.0084	0.0167	67.58	0.0074	0.0148
8	52.61	0.0095	0.0190	70.85	0.0071	0.0141	81.73	0.0061	0.0122
9	58.97	0.0085	0.0170	81.64	0.0061	0.0122	95.51	0.0052	0.0105
10	64.39	0.0078	0.0155	92.14	0.0054	0.0109	108.97	0.0046	0.0092
11	68.81	0.0073	0.0145	102.19	0.0049	0.0098	122.17	0.0041	0.0082
12	72.29	0.0069	0.0138	111.61	0.0045	0.0090	135.07	0.0037	0.0074
13	74.97	0.0067	0.0133	120.18	0.0042	0.0083	147.57	0.0034	0.0068
14	77.02	0.0065	0.0130	127.79	0.0039	0.0078	159.51	0.0031	0.0063
15	78.57	0.0064	0.0127	134.38	0.0037	0.0074	170.72	0.0029	0.0059
16	79.76	0.0063	0.0125	140.00	0.0036	0.0071	181.05	0.0028	0.0055
17	80.67	0.0062	0.0124	144.70	0.0035	0.0069	190.40	0.0026	0.0053
18	81.37	0.0061	0.0123	148.62	0.0034	0.0067	198.74	0.0025	0.0050
19	81.91	0.0061	0.0122	151.86	0.0033	0.0066	206.07	0.0024	0.0049
20	82.34	0.0061	0.0121	154.53	0.0032	0.0065	212.46	0.0024	0.0047

第三章 臨時簡易功能使用型消能構造之研究

部分港灣設施在使用上有的僅提供上、下貨或補給之功能，並不需完整提供避風、避浪的功能，而其使用上亦僅以平時季節風浪即可達到作業目的的需求，此類港灣設施實不需以傳統港灣結構物設計的方式加以構思。另外，臺灣位於颱風必經區域，部份海岸區域易因颱風波浪的衝擊而使得該區域短暫性的破壞，需以臨時性結構物加以補強，以防止其惡化。凡此種種結構物的功能需具備高機動性，佈設與拆卸須簡單、方便與迅速，而其功能主要抵擋季節風浪為主，並不需能具有抵抗颱風所引起的強浪，環顧相關的港灣結構物以浮式結構物最符合上述需求，其不僅具有上述功能，對於環境生態破壞亦最小，在大潮差與軟弱海底底質條件下亦能應用。

本年度的主要工作項目有兩大項，第一項主要就浮式防波堤底部兩側加設翼板的結構型式，將以數值計算方式檢討其影響波浪反射與透過結構物的參數，同時根據檢討結果綜合整理此類型結構物的適用範圍與較佳的配置方式。第二項工作項目則為針對壓氣型浮式防波堤，以水工模型試驗方式檢討波浪通過後之反射、透過率，並探討其能量損失。

3.1 翼板式浮式結構物

從文獻回顧中可以確定如果能夠增加浮體的規模(質量)對於其抗浪功能有正面的助益，但是也造成未來的安裝拆卸與運送不易而降低它的機動性。而如果能夠利用形體上的改變，提高浮體因為波或流的作用所產生的附加質量，也可能會達到抗浪功能提高的要求。本研究中主要是針對傳統式的浮體考慮在其兩側增加翼板，藉由翼板配合浮體的運動而影響附近水流的運動，進而提升浮體的附加質量，並探討其可能的抗浪特性。

本研究以勢流理論解析如圖 3.1.1 中所示的浮體，假設翼板為無厚

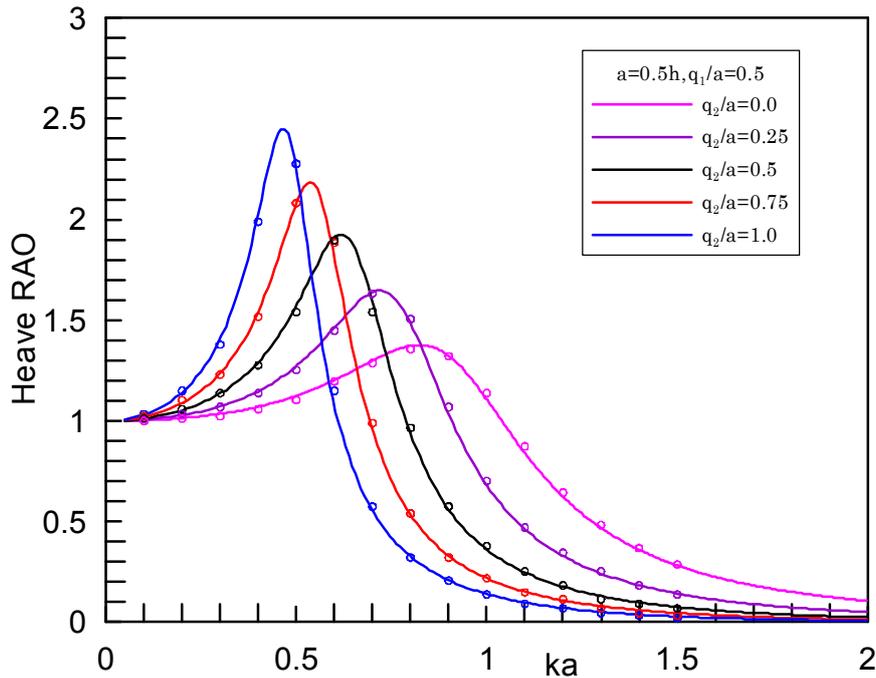


圖 3.2.1 自由浮體之數值模擬驗證

為了解翼板是浮式結構物的特性，本研究於斷水槽中進行繫留翼板式浮體的運動與消能試驗，並以數值模擬相互比較，水工模型試驗於去年度執行完畢，圖 3.2.2 所示為繫留垂直翼板得垂直運動振幅，空心圓點為試驗之結果，由於本研究所使用之理論為勢流理論，僅考慮浮體所受之慣性力，忽略流體黏性阻尼力，由圖中顯示，理想流體計算所得結果在垂直運動自然振頻附近有較大誤差，本研究考慮阻尼項，並以等功法將其線性化加入其運動方程式，由模擬結果可得較近似於水工試驗之結果。圖 3.2.3 及 3.2.4 所示分別為縱轉及水平移之結果，比較試驗結果與數值模擬的結果顯示，數值模擬在未考慮黏性組力的影響下，各自由度運動在自然振頻處與實際有較大的誤差，考慮黏性阻尼力後，對其他頻率的影響並不大，主要影響的範圍在其自然振動頻率附近。

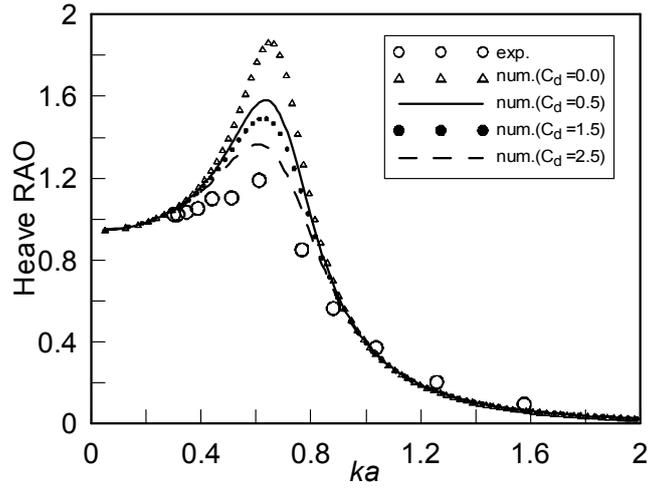


圖 3.2.2 繫留浮體之數值模擬驗證(垂直移)

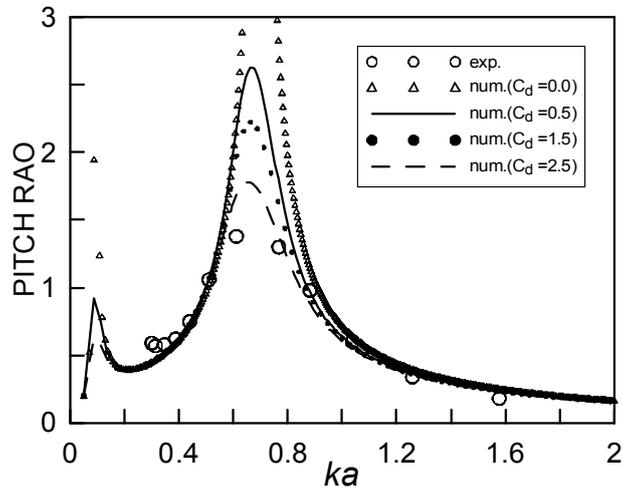


圖 3.2.3 繫留浮體之數值模擬驗證(縱轉)

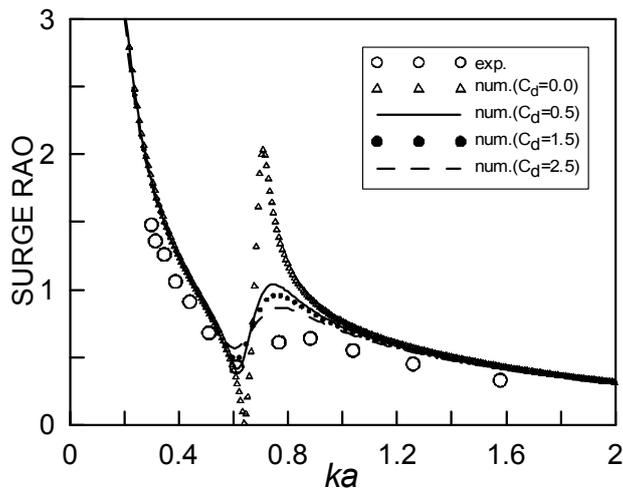


圖 3.2.4 繫留浮體之數值模擬驗證(水平移)

圖 3.2.5 與 3.2.6 所示為其消波特性的驗證，在勢流理論下，能量為守恆的，因此其反射率平方與透過率平方合為一，但在加上阻尼項後，其能量將因黏性而有所損失，由試驗結果顯示，在阻尼係數為 2.5 左右，數值模擬的結果與試驗結果較為接近，圖 3.2.7 顯示其能量變化，而與浮體運動比較結果顯示，在縱轉振然振頻處其能量損失達最大值。

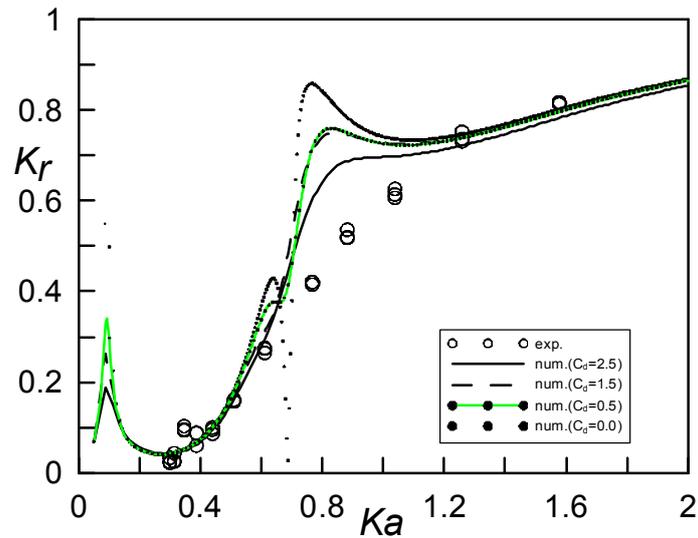


圖 3.2.5 繫留浮體之數值模擬驗證(反射率)

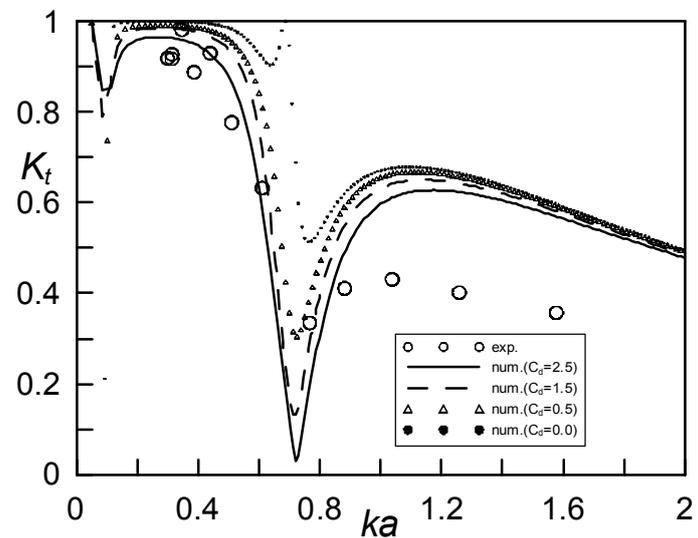


圖 3.2.6 繫留浮體之數值模擬驗證(透過率)

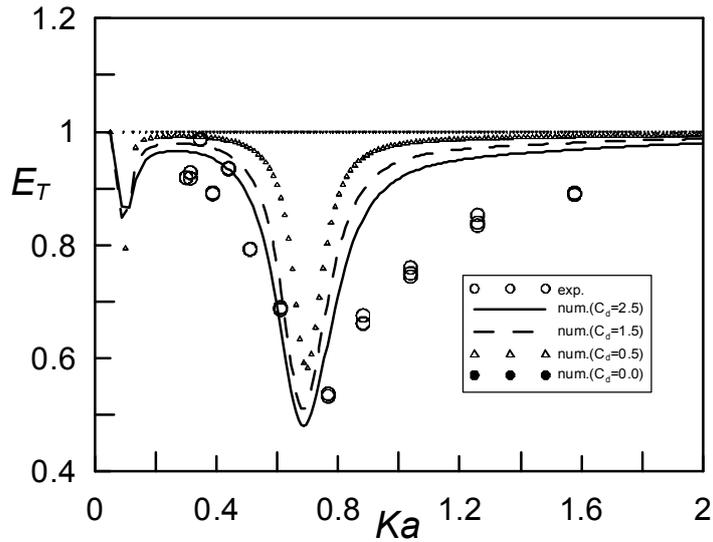


圖 3.2.7 繫留浮體之數值模擬驗證(總能量)

綜合前述比較結果顯示，本研究得數值模式在進行翼板浮式結構物運動與消能特性之模擬應是妥適且接近實際的物理變化。

3.2.2 翼板長度的影響

翼板的長度對浮體運動特性的影響如圖 3.2.8 及圖 3.2.9 所示，由圖中顯示，翼板長度越長，則浮體各自由運動振幅之自然振頻將隨著翼板長度的增長而往低頻處偏移，主要原因應是翼板式結構在運動時，必須帶動翼板所包覆的水體，因而增加其運動時的附加質量，翼板越長，所增加的附加質量越大，因而其自然振頻越趨向於低頻。

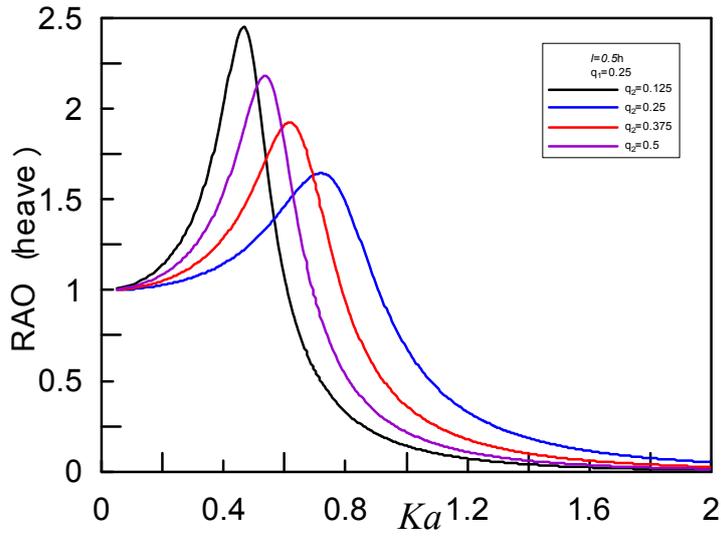


圖 3.2.8 翼板長度對垂直運動之影響

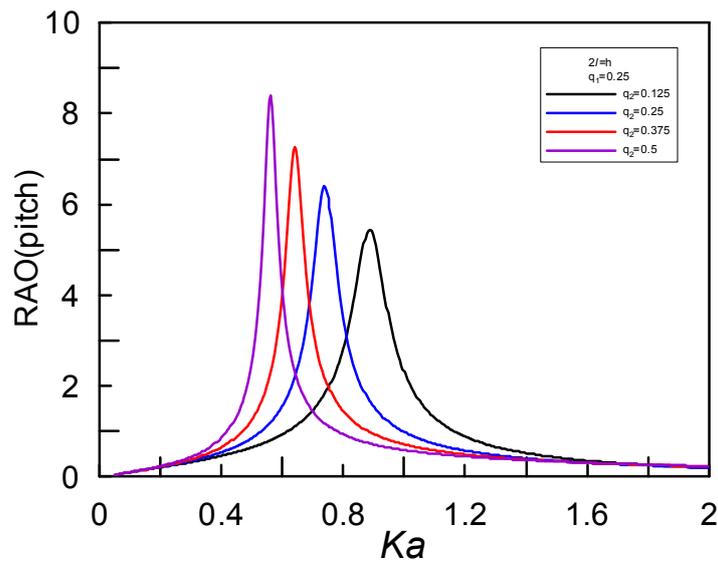


圖 3.2.9 翼板長度對縱轉運動之影響

圖 3.2.10 所示為翼板長度對反射率的影響，由圖中顯示，翼板長度越長對長週期波有較佳的反射效果，但對較短週期波的反射率影響並不大，甚至有稍低的情形。綜合其結果顯示，翼板長度越長，浮體運動的附加質量越大，導致各自由度運動的自然振頻移往較低頻處，進而提升其對較長週期波能的防禦功能。

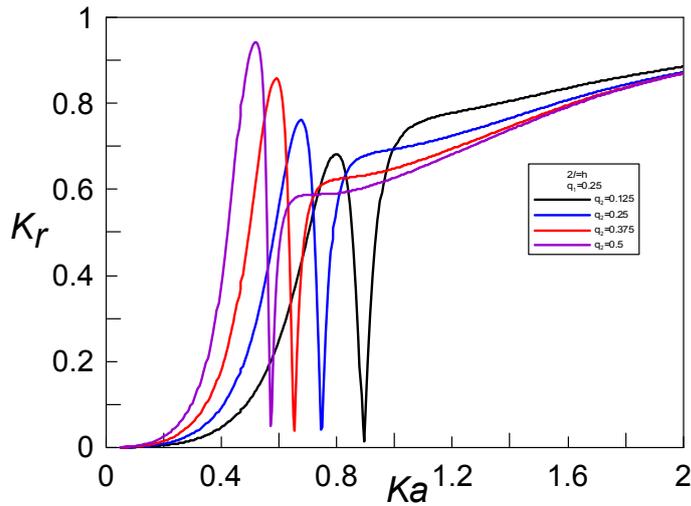


圖 3.2.10 翼板長度對反射率之影響

3.2.3 翼板個數的影響

本研究以垂直翼板進行討論浮體底板設置不同翼板個數時對其運動與消波特性的影響，如圖 3.2.11 至圖 3.2.13 分別為不同翼板數對浮體垂直、縱轉、水平運動之影響，由圖中顯示，翼板個數為一個時，其對垂直運動幾乎無影響，而對縱轉與水平運動的影響亦相當小，翼板個數大於 2 時，即浮體下方於最外緣設置兩個翼板後，在於其內加設多個翼板，對於浮體運動特性的影響並不大。

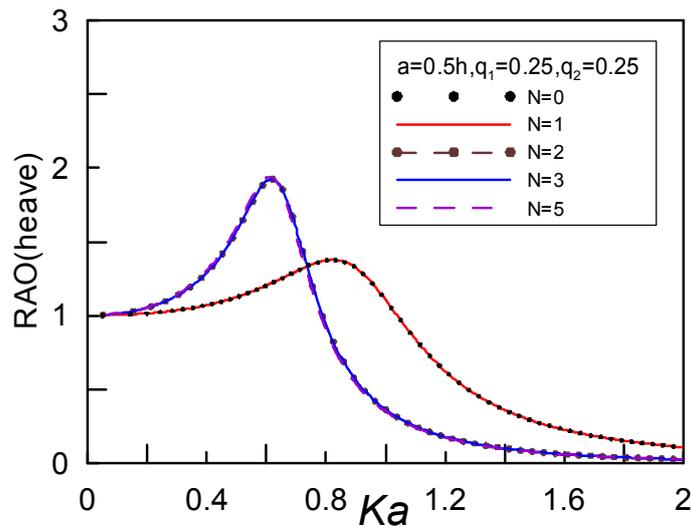


圖 3.2.11 翼板數目對垂直運動之影響

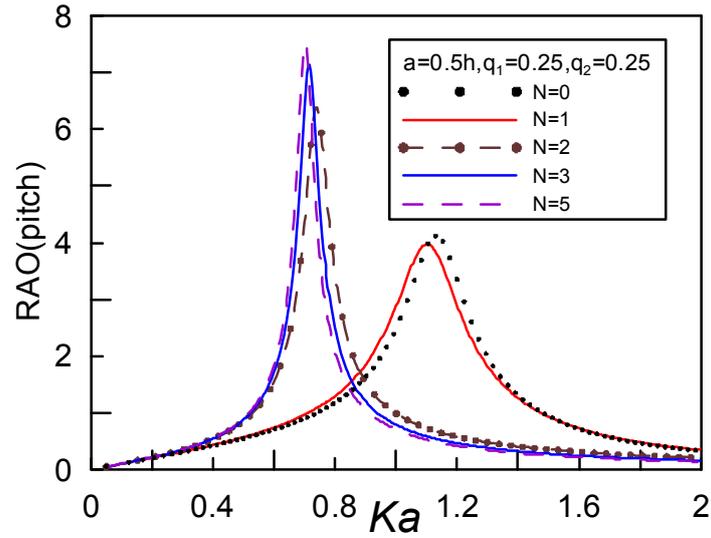


圖 3.2.12 翼板數目對縱轉運動之影響

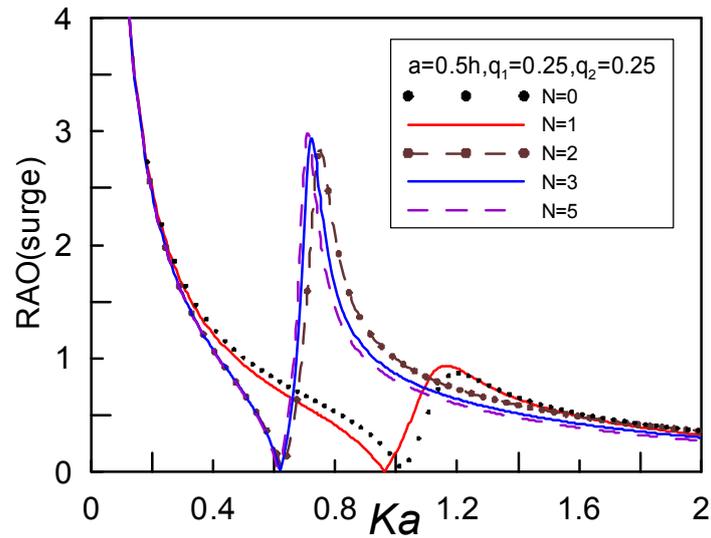


圖 3.2.13 翼板數目對水平運動之影響

圖 3.2.14 所示為翼板數目對波浪反射率的影響，由圖中顯示翼板個數 2 以上時，其反射率差異不大，同時可對較長週期波有較好的反射效果，翼板一個時與無翼板情況下近似。綜合前述，翼板 2 個時、且射至於浮體底板最外緣即可達良好的效能。

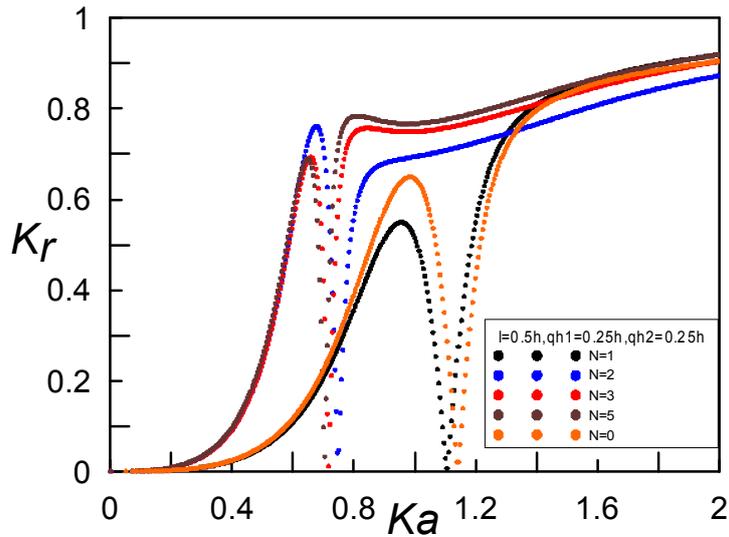


圖 3.2.14 翼板數目對反射率之影響

3.2.4 翼板角度的影響

本研究以垂直兩翼板討論翼板角度對浮體運動及對波浪反射率之影響，如圖 3.2.15 至圖 3.2.17 所示分別為翼板角度由垂直(0 度)至水平(90 度)之各自由度運動之變化，由各圖中顯示，當翼板角度越大時，各自由度運動的自然振頻有往低頻處移動的現象，此現象與增長翼板有相同的效果，而就圖 3.2.18 對反射率的影響而言，翼板角的變大對較長週期波有較好的效果，但對較短週期波的底域功能卻明顯降低，角度越大，其反射率降低的越大。

綜合前述，若以反射效果而言，翼板應以垂直方式設置對波浪有較佳的抑制效果。

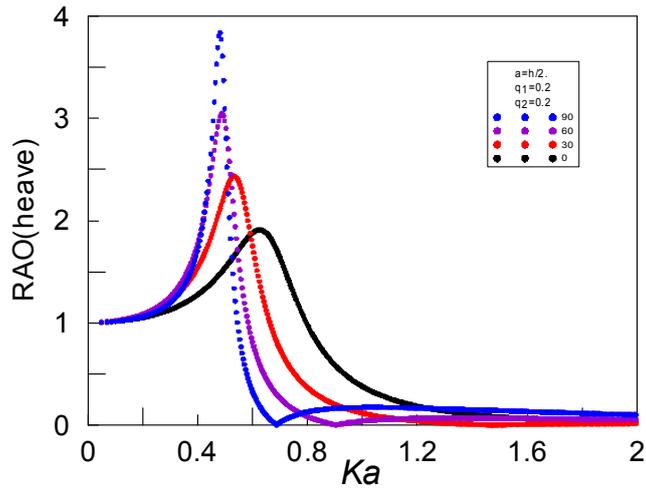


圖 3.2.15 翼板角度對垂直運動之影響

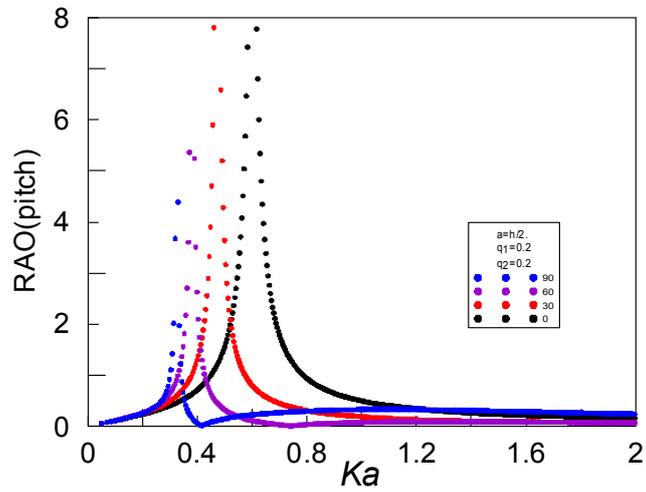


圖 3.2.16 翼板角度對縱轉運動之影響

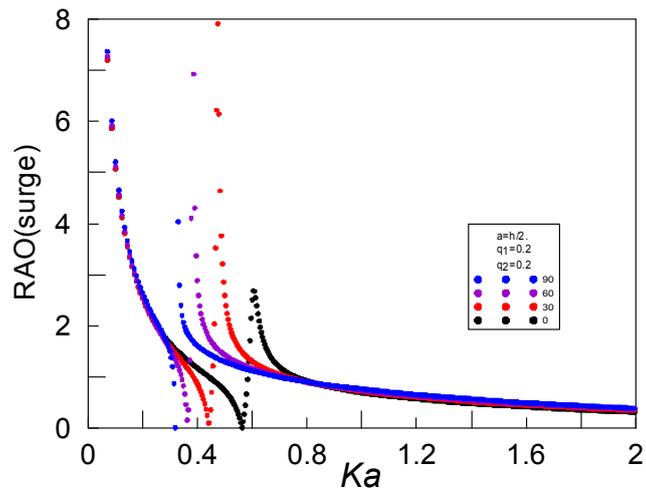


圖 3.2.17 翼板角度對水平運動之影響

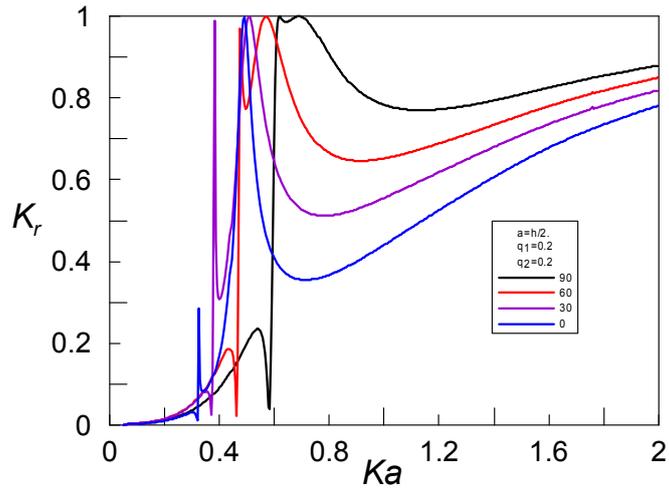


圖 3.2.18 翼板角度對反射率之影響

3.2.5 翼板勁度的影響

本研究分別以如表 3.2.1 所示之六種材料討論翼板勁度對浮體運動與反射率之影響，同時並以圖 3.2.19 的三種浮體沒水深度相互比較，如圖 3.2.20 所示藍色圓為沒水深度 $0.2h$ 、但無翼板的情況，黑色空心圓為翼板長 $0.1h$ ，但材質為柔性之橡膠，比較其結果顯示，兩者反射率差異不大，顯示翼板勁度太小時，其效果相當於無翼板之情況。而黑色三角形為剛性、虛線為材質鋼的模擬結果，紅色實線則為沒水深度 $0.3h$ 的反射率，由其結果顯示，翼板勁度大時，如鋼材，其效果可相當沒水深度與翼板同深度的浮體。

表 3.2.1 柔性翼板之彈性模數約值

材料	彈性模數	$EI/\rho gh^5$
鋼	200GPa	2.125×10^{-3}
碳纖維強化塑料	150 GPa	1.6×10^{-3}
鋁	70 GPa	7.44×10^{-4}
高強度混凝土	30 GPa	3.19×10^{-4}
塑膠	2.5 GPa	2.66×10^{-5}
橡膠	0.1 GPa	1×10^{-6}

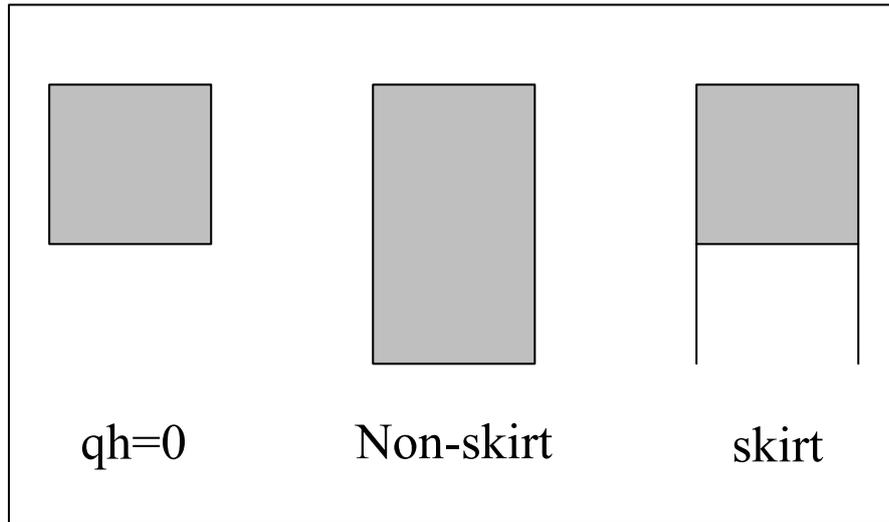


圖 3.2.19 數值模型示意圖

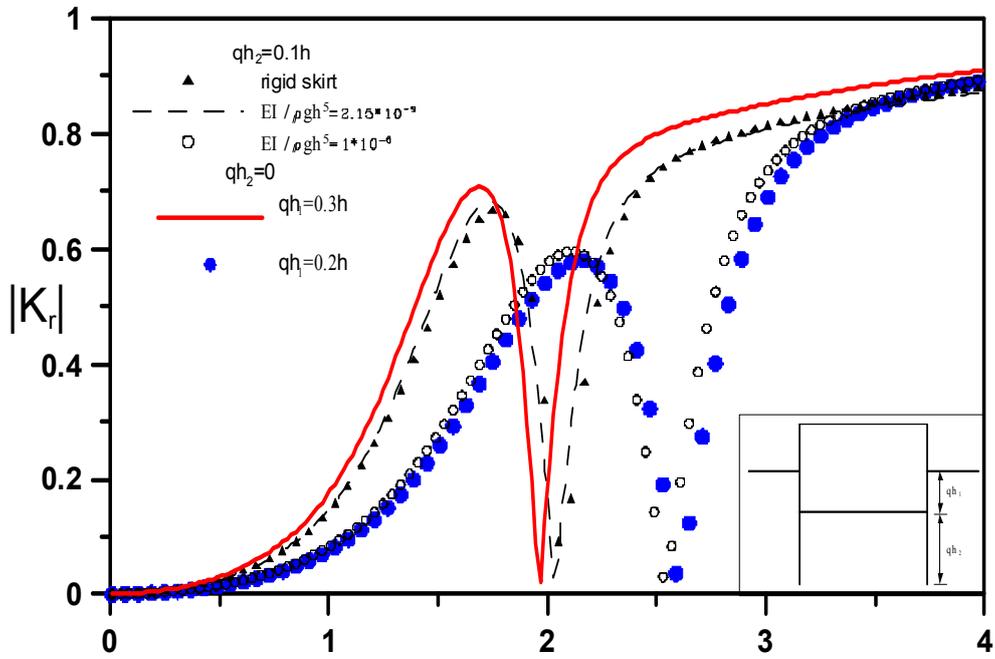


圖 3.2.20 不同材質之翼板浮體與無翼板浮體反射率之比較

3.3 壓氣型浮式結構物的波動特性試驗研究

為了了解壓氣型浮式結構物的波動特性，本研究在長 50 公尺的小斷面水槽進行水工模型試驗，圖 3.3.1 為模型試驗的配置情形。浮式結構物以口字型的木箱替代，為了了解波動通過浮體時，箱內水位的變化情形，本試驗將木箱固定，並控制結構物的吃水深度(10 及 30 公分)，以及在箱內加入壓縮空氣使箱內的水位與靜水面有 0、-3 及-6 公分的差值。造波水深控制在 50 公分，造波波高為 5 至 6 公分，造波週期介於 0.8 至 2.4 秒之間。波高的量測包含 1 支入射波波高計、3 支反射波波高計，以及 1 支透過波波高計。造波時間的選定以配合避免二次反射波影響到量測為原則，分析方法以零上切法為之，反射率則以 Goda 的兩點法進行分析。

圖 3.3.2 及圖 3.3.3 分別為吃水深度 10 公分及 30 公分時，各種不同加壓情形的波浪透過率分布情形。圖中的三種符號(●、◆及▲)分別為箱內靜水位 0、-3 及-6 公分時各三次的試驗值，實線、節線及點節線則依序為其平均值的連線。從圖中可以看到箱內的氣壓大小似乎對透過率的影響不大，僅在吃水 10 公分時的短週期波較為明顯些。試驗曲線一致地雖週期的加長而透過率變大，應是結構物的寬度與波長之間的關係。吃水 10 公分的狀況下箱內靜水位-6 公分的配置有較低的透過率，由於結構物是固定不動的，因此相對地其反射率應該較高，研判原因可能是箱內氣壓大時造成箱內流體的勁度增加而造成底部的反射。照片 3.3.1 為試驗造波時浮箱內外的水位變化差異情形。

綜合而言，壓氣型浮式結構物可以利用箱內的空氣除了提供相當的浮力外，也提供浮箱內有一類似彈簧的機制，可能波浪通過壓氣室時產生阻尼效應。然而這兩個機制的效能是相反的，因為空氣室越大可能使得結構物的浮力增加而更形不穩定，如果錨碇不足也可能導致浮體造波運動。足夠的錨碇力才能夠發揮壓氣室的阻尼效應，未來應可繼續研究評估其可行性。

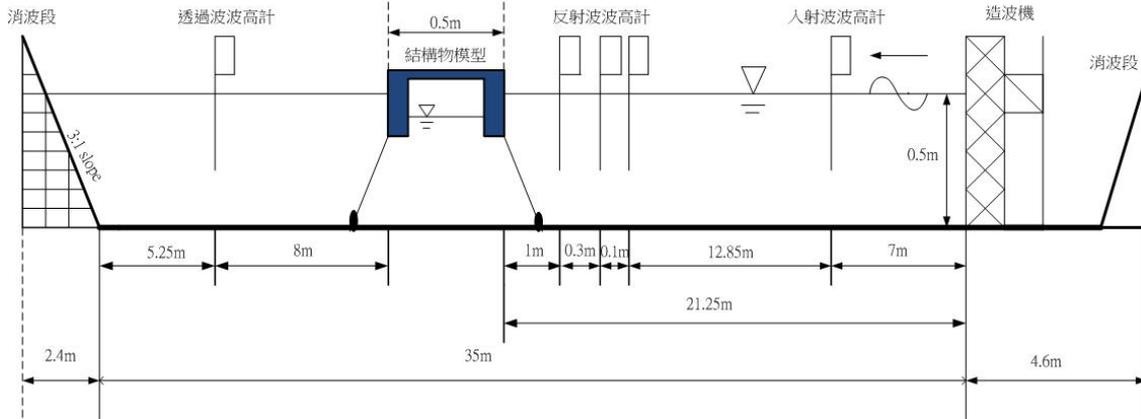


圖 3.3.1 壓氣型浮式結構物水工模型試驗配置

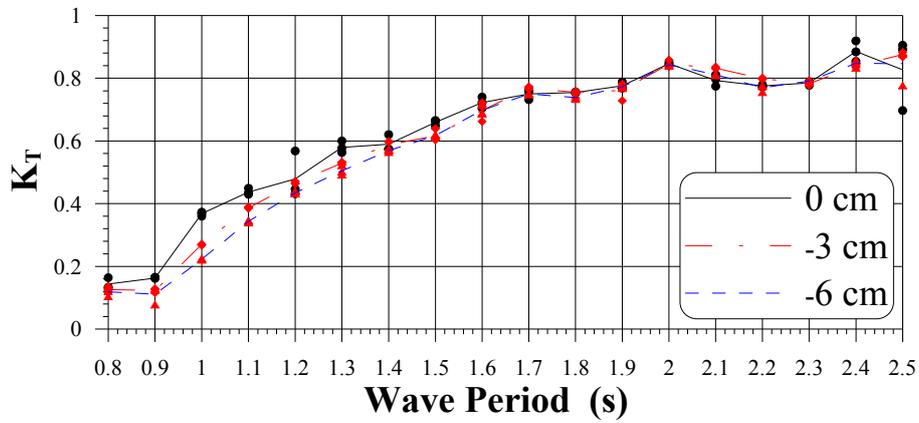


圖 3.3.2 吃水深度 10 公分之波浪透射係數圖

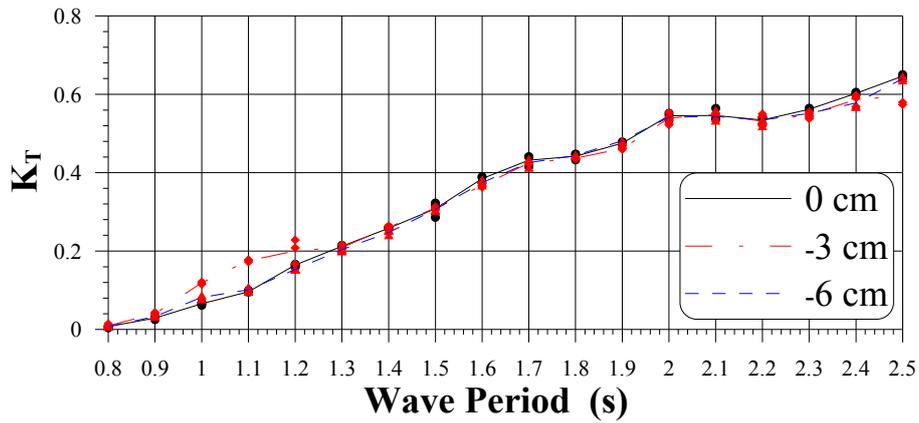


圖 3.3.3 吃水深度 30 公分之波浪透射係數圖



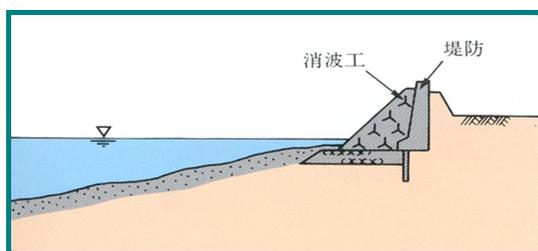
照片 3.3.1 試驗造波時浮箱內外的水位變化差異情形

第四章 環境保護型消能構造之研究

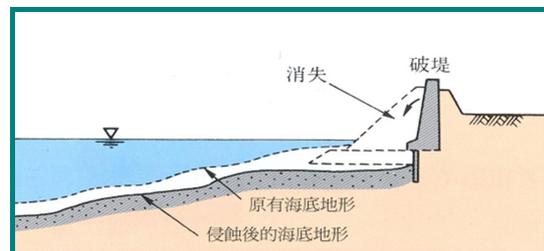
4.1 緣起與回顧

臺灣的海岸歷經多年之努力，現已完成大約有 500 公里海岸防護設施，確實已經達到保護沿海百姓生命財產安全之目標；但絕大部分海岸防護均以高大混凝土結構物建造，並在堤前加拋各種型式之消波塊，以防堤身崩壞，而且大多過度安全保護。在侵蝕嚴重地區，有時消波塊也會流失或因底部被淘刷而沉陷，若能將原本拋放在堤前的消波塊移除，吊放至外海一段距離使其成為沒水式潛堤，強迫大部分波浪於堤上碎波而減低波能，並以緩坡式傾斜護岸取代原有高大之消波工，除了可以防止養灘砂的流失外並可避免海岸侵蝕，是一個值得推廣的人工潛堤保護工法，其演變過程如圖 4.1.1(a)至(c)所示。

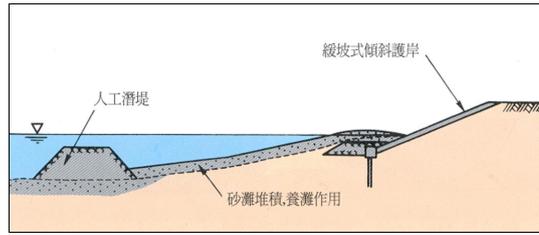
臺灣西海岸坡度平緩，但底質大多屬於沙質海岸，因此若稍加以人為方法設置透水式潛堤、潛礁，佈置適合海草、海藻類及其它海洋生物生活空間，例如藻礁、魚礁、產卵礁等生態礁於海底，採用生態型消波塊、方塊及通水型沉箱，則可以產生豐富的水產資源，達到環境復育的功能，圖 4.1.2 為日本關西國際機場利用緩坡拋石護岸和種苗移植形成的人工藻場；圖 4.1.3 為在低潮位下 10-15 公尺之近岸海域，由人工利用泥砂、礫石堆及拋石填築而成人工淺場。



(a) 過去傳統保護海岸的工法



(b) 波浪直接衝擊消波工法



(c)人工潛堤、緩坡式傾斜護岸

圖 4.1.1 人工潛堤保護工法

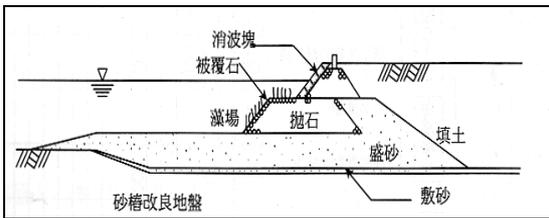


圖 4.1.2 緩拋石護岸形成的藻場

(摘自海岸工程學 2003, 郭一羽)

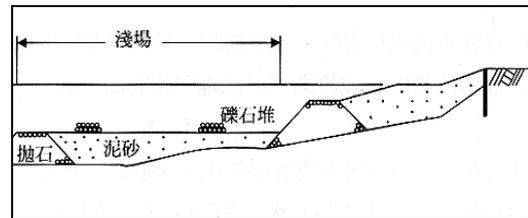


圖 4.1.3 人工淺場

(摘自海岸工程學 2003, 郭一羽)

圖 4.1.4 則為國內花蓮南濱海堤案例，海岸前坡原拋放大量混凝土塊，之後將消波塊吊至海堤前緣形成潛沒式平台，前坡改建以 1:6 及 1:10 之緩坡塊石斷面，配合現有離岸堤，兼具安全、防災、親水遊憩等功能。

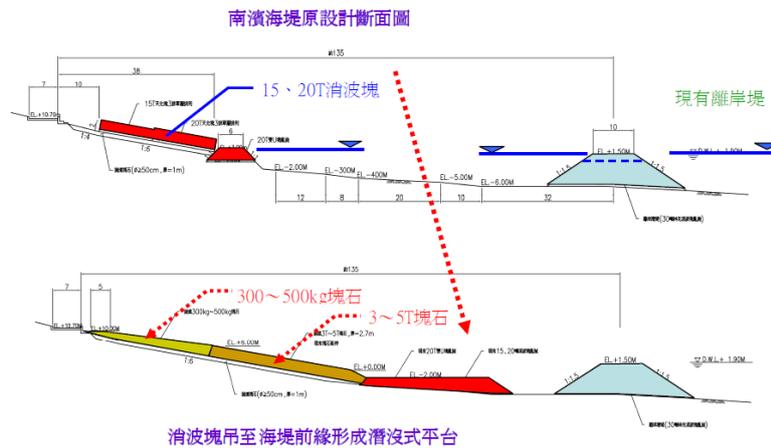


圖 4.1.4 花蓮南濱海堤原設計斷面與改建後斷面(繪圖：吳明華，2009)

4.2 過去三年研究成果

4.2.1 第一年研究成果

本研究第一年(2009)提出在不透水直立堤前方銜接梯形透水潛堤，並於其上方設置四分之一圓弧形孔隙板，前方距離堤址一段處設置另一道梯形透水潛堤，組合成『環境保護型』消能結構物。利用兩透水梯形潛堤間之空間水域當成游水室，並配合曲面弧形孔隙板之構想，使波浪在入射到堤前多了一層的消波室，並利用波浪通過孔隙薄板其所造成波浪相位差及透水潛堤之孔隙率及摩擦係數，消減入射波的能量和降低反射率，使得堤前水面波動大幅下降，並可以減少越波量及降低波浪作用於直立堤之波壓力。本文環境保護型消能結構物，其未來願景模擬如圖 4.2.1 所示。

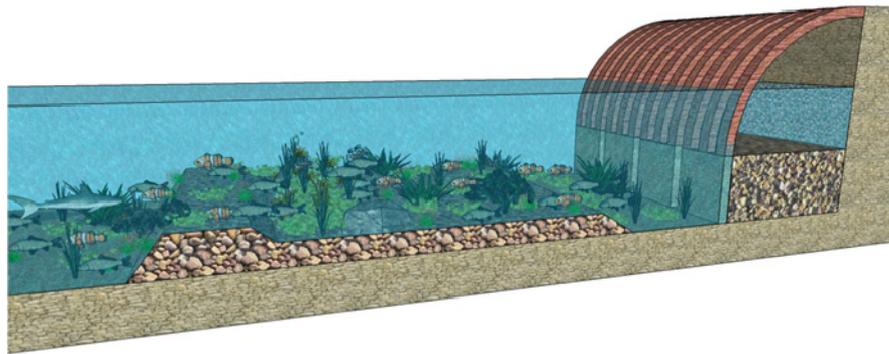


圖 4.2.1 未來願景模擬環境保護型結構物(繪圖：褚懷宇)

數值解析方法採用多領域邊界元素法(Multi-domain BEM)，數值計算結果顯示：不論相對沒水深(d_c/h)、相對堤寬(R_c/h)及相對間距(S/h)改變下，三者反射率在相對總長(D/L)約在某些特定值附近均會出現有最小反射率值，但是隨著相對沒水深減小，堤寬增加，其發生最小反射率值有漸漸趨近於 $D/L=0.25$ 、 0.75 附近，即大約在 $1/4$ 波長與 $3/4$ 波長處，可以提供給工程設計上作為參考。其數值計算結果如圖 4.2.2 所示。

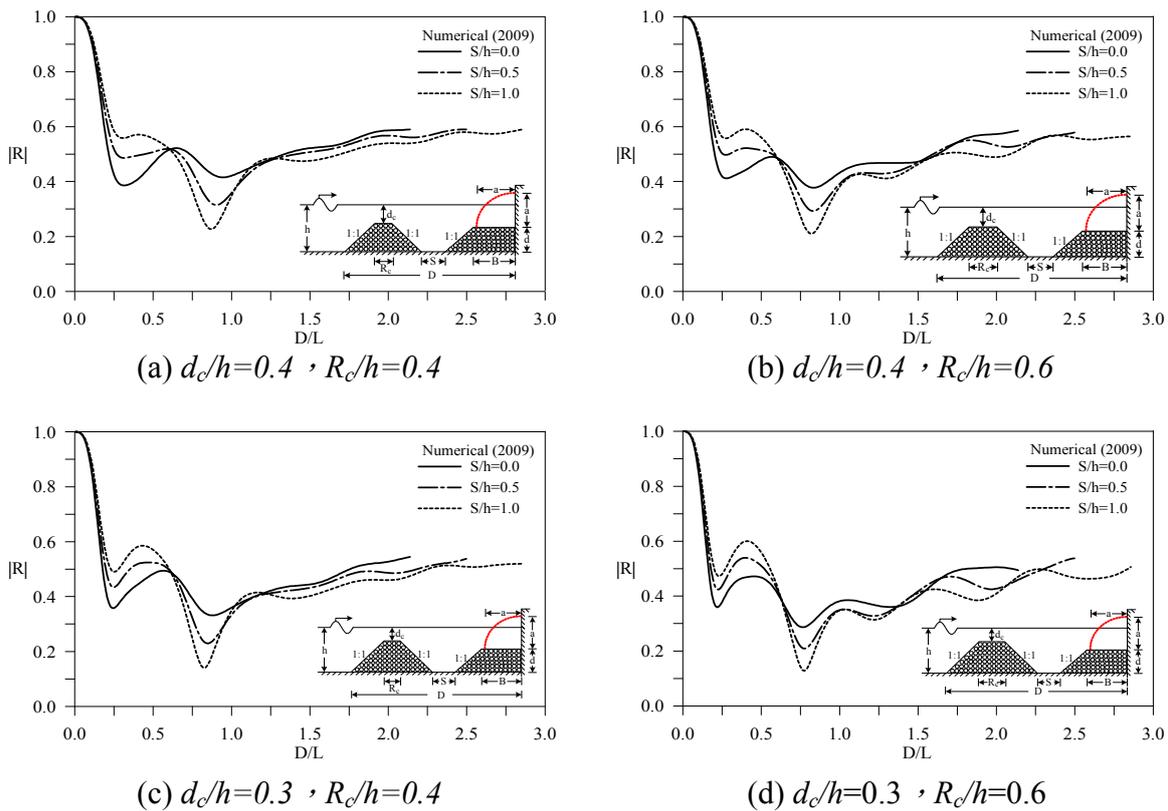


圖 4.2.2 改變潛堤間距時反射率 $|R|$ 變化與 D/L 關係圖

第一年進行水工模型試驗室試驗，四分之一圓弧形孔隙板部分露出水面，直立堤前兩個透水潛堤間之距離為 $S=0$ (稱為連結式)，探討其消波減壓之效果。其定床斷面造波水槽波高計配置示意圖如圖 4.2.3 所示，其壓力計安裝位置如圖 4.2.4 所示

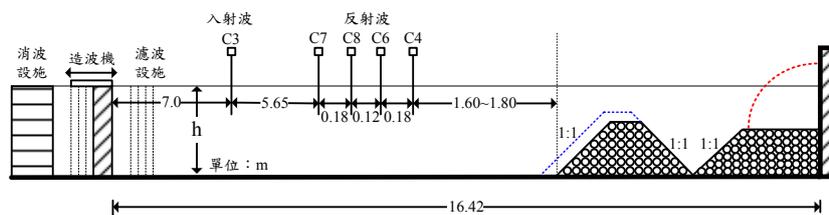


圖 4.2.3 定床斷面造波水槽波高計配置示意圖(連結式 $S/h=0$)

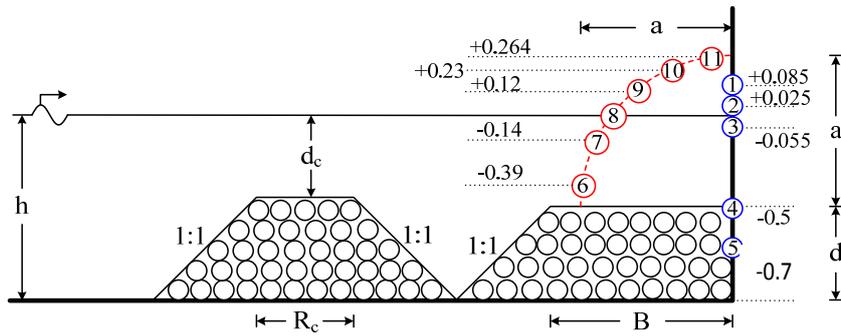


圖 4.2.4 壓力計安裝位置(試驗水深 $h=50\text{cm}$)

4.2.2 第二年研究成果

本研究第二年(2010)環境保護型消能結構物延續第一年度所使用數值方法，利用多領域邊界元素法(Multi-domain BEM)計算波浪由正向入射推展至斜向入射，探討直立堤前透水結構物之消能效果，其示意圖如圖 4.3.5 所示。水工模型部分同樣延續第一年繼續進行試驗將針對兩潛堤間距離為分開式($S \neq 0$)進行反射率及波壓力之量測，探討其消波減壓之效果，並可與連結式作一比較，其試驗結果並與數值計算作一比較及驗證，其反射率變化趨勢相當一致，驗證了本數值模式用來計算透水環境保護型結構是可行的。其數值計算結果如圖 4.3.6 與圖 4.2.7 所示。

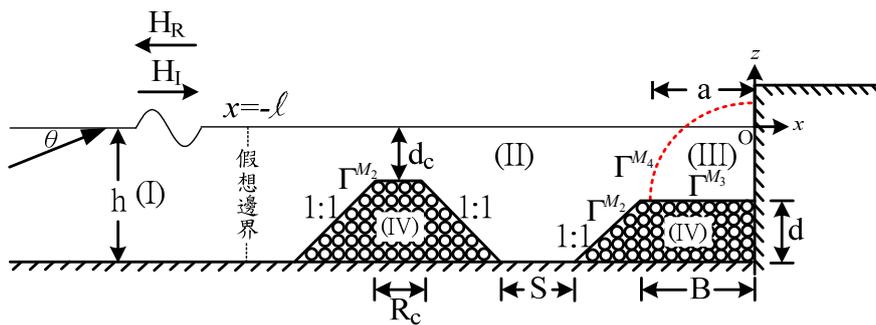
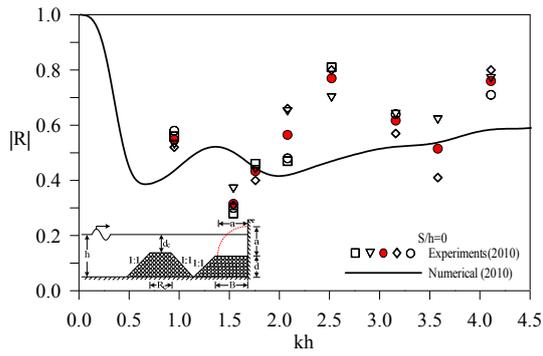
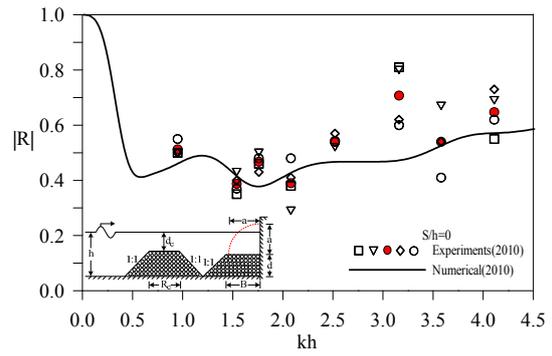


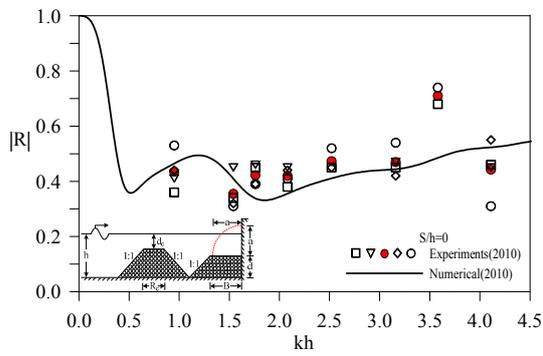
圖 4.2.5 波浪斜向入射環境保護型結構物示意圖



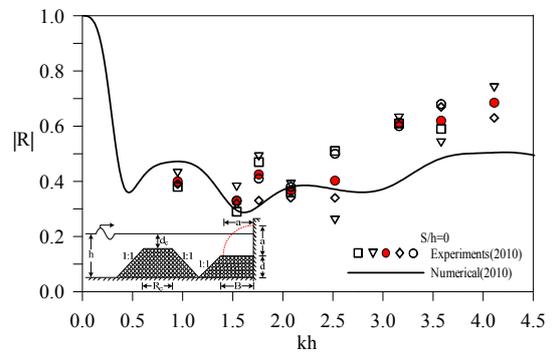
(a) $R_c/h=0.4$, $d_c/h=0.4$ (配置 I)



(b) $R_c/h=0.6$, $d_c/h=0.4$ (配置 II)



(c) $R_c/h=0.4$, $d_c/h=0.3$ (配置 III)



(d) $R_c/h=0.6$, $d_c/h=0.3$ (配置 IV)

圖 4.2.6 波浪作用於連結式透水結構物|R|與 kh 關係圖

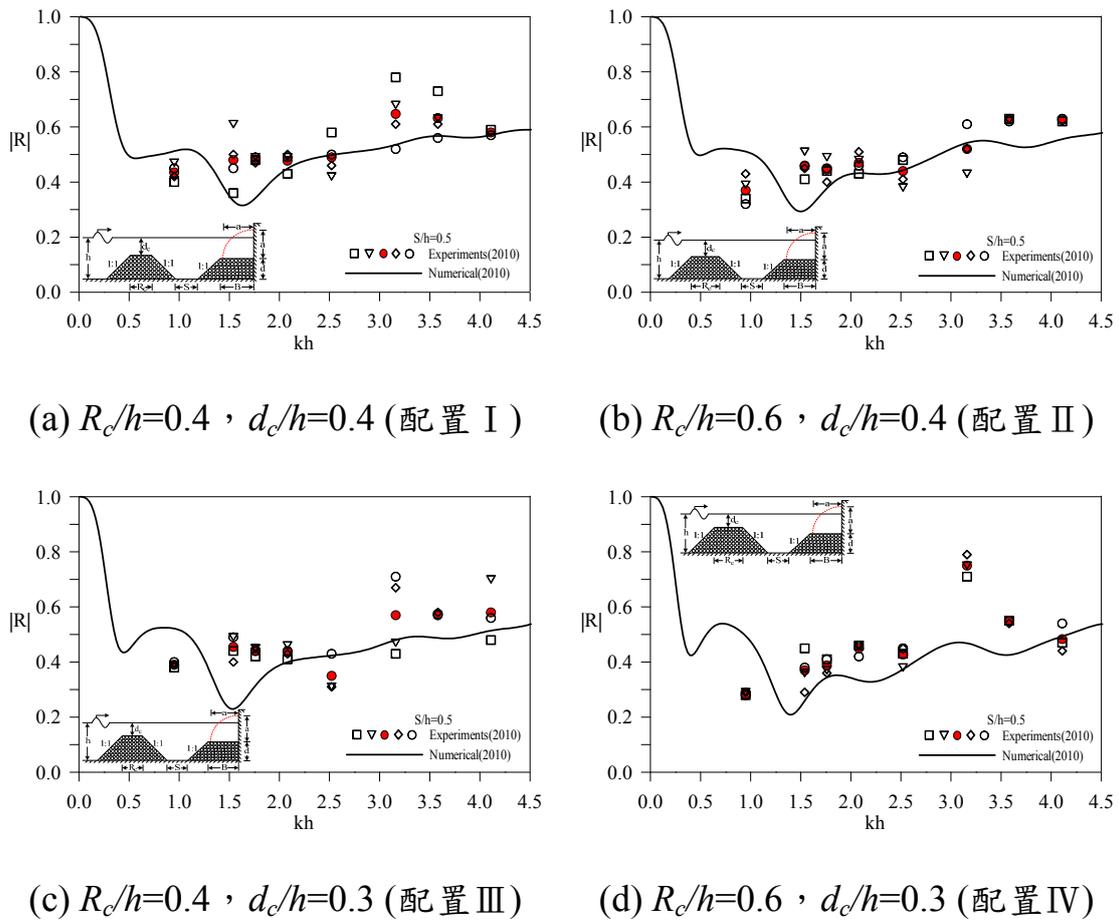


圖 4.2.7 波浪作用於分開式透水結構物 $|R|$ 與 kh 關係圖

4.2.3 第三年研究成果

第三年(2011)，由於人工潛礁(reef)常被用來取代離岸堤或潛堤，主要是利用其寬而廣潛礁可以消散部分波能、降低水流流速並使漂砂沉積於堤後，進而控制海灘侵蝕保護海岸，又因其潛沒水下避免破壞視覺景觀，增加魚類資源等多重功能。第三年(2011)探討當直立堤不存在時，改以寬而廣人工潛礁進行研究；或是考量工程施工上之方便性及可行性，可以選取不同形狀、堤寬較小、堤頂高程較低之透水潛堤，利用堤與堤之間水域空間使波浪產生共振，進而使得到達海岸前波高衰減目的。

環境保護型結構物構想示意圖如圖 4.2.8 所示，包含了下列三種

型式：(a)含透水層斜坡式海堤，根據當地海域波浪特性、海堤坡度、透水層厚度、孔隙材質特性等，探討在何種配置下，能將大部份波能反射，降低波能，使其後方陸地不受潮升影響以及避免海堤遭受波浪淘刷影響。(b)將斜坡式海堤前方加潛沒式透水護坦，利用透水護坦之孔隙率及摩擦係數，消減入射波的能量和降低反射率，使得護坦前後方水面波動大幅下降，潛沒式護坦因具有孔隙易附著生物對生態較為有善，且破壞較少，可豐富當地水產資源，達到環境保護功能。(c)考量除了斜坡式海堤、潛沒式透水護坦外再增加透水潛堤探討，探討用前方離岸堤來消能，降低潮上，因此在堤後方水域空間適合海草、藻類及魚類生活，對環境保護具一定功效。其數值計算結果如圖 4.2.9 至圖 4.2.11 所示。

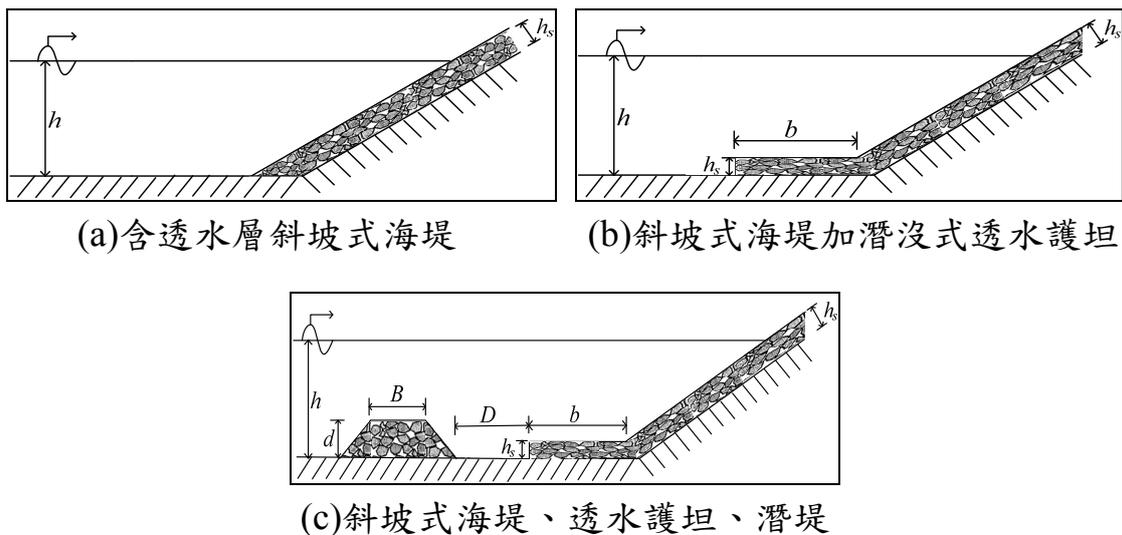
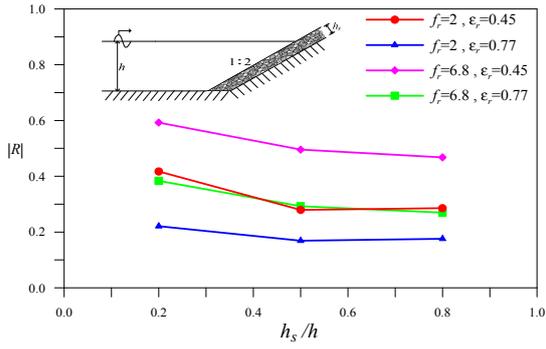
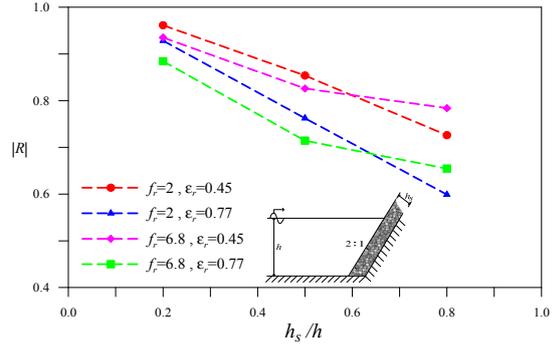


圖 4.2.8 環境保護型構想示意圖

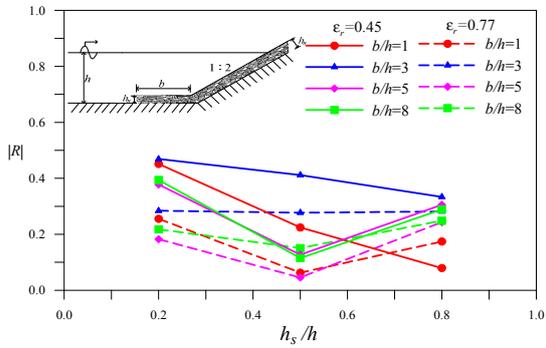


(a) $S=1 : 2$

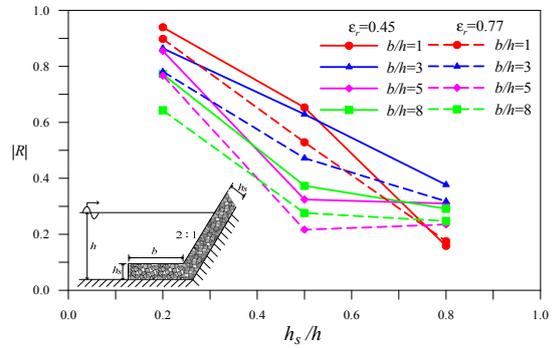


(b) $S=2 : 1$

圖 4.2.9 f_r 及 ϵ_r 改變其 h_s/h 與 $|R|$ 之關係(無護坦)

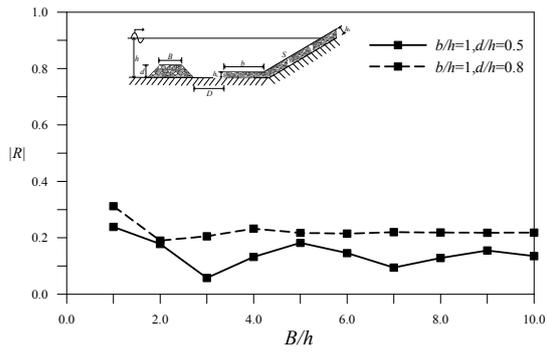


(a) $f_r=2.0, S=1 : 2$

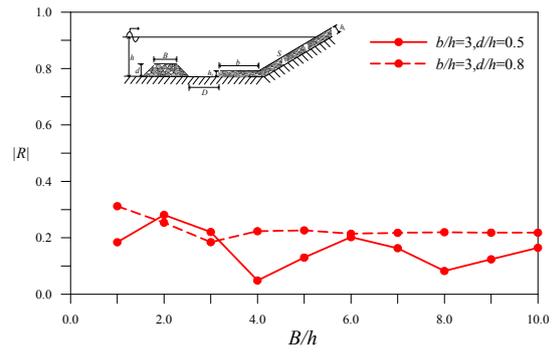


(b) $f_r=2.0, S=2 : 1$

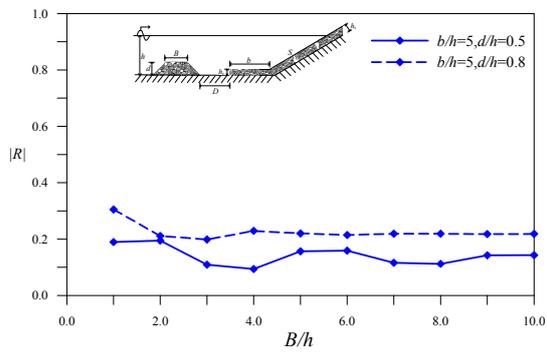
圖 4.2.10 $\epsilon_r, b/h$ 改變其 h_s/h 與 $|R|$ 之關係(有護坦)



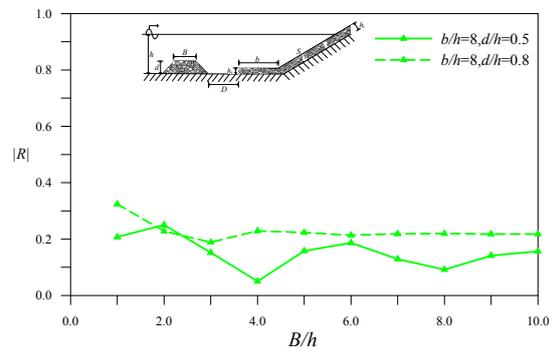
(a) ($b/h=1$, $D/h=1$)



(b) ($b/h=3$, $D/h=1$)



(c) ($b/h=5$, $D/h=1$)



(d) ($b/h=8$, $D/h=1$)

圖 4.2.11 相對護坦長度 b/h 改變下 d/h 、 B/h 與反射率 $|R|$ 之關係

4.3 本年度工作內容

本年(2012)將針對前述三年之研究成果：圓弧形孔隙板、連結式透水潛堤、分開式透水潛堤、含透水層斜坡式海堤、斜坡式海堤加潛沒式透水護坦及斜坡式海堤、透水護坦、潛堤作綜合評估，並檢討於數值計算所採用參數，例如孔隙板的厚度 b 、孔隙率 p 、摩擦係數 f_p 及孔隙板透水參數 G 、塊石摩擦係數 f_r 及孔隙率 r 等，於計算及實際應用時所必須注意事項。

港灣及海岸結構物中有許多是可透水的，例如：拋石斜坡堤、開孔胸牆防波堤、以消波塊堆疊而成的離岸堤、突堤及潛堤、孔洞型防波堤等，大都可以降低波浪溯上、越波及作用力，並提高港池靜穩度。另外，於水工模型試驗造波水槽中，為避免水槽後方反射波影響到進行波及試驗量測，通常會在水槽尾端設置具有孔洞透水性質材料，儘量消除反射波來增加試驗量測時間。

一般透水結構物之消波特性，除了受波浪條件波高(H)、週期(T)、波長(L)、水深(h)及波浪入射方向(θ)等影響外，透水結構物之幾何形狀、孔隙率、材料特性等也是重要因素。

關於透水結構內部流場的控制方程式，一般均採用 Sollitt and Cross (1972)提出的運動方程式，即

$$\frac{du_j}{dt} = \frac{-1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_j} (P + \rho gz) - \beta_{1j} u_j - \beta_{2j} |u_j| u_j - \beta_{3j} \frac{du_j}{dt} \dots\dots\dots (4.3.1)$$

$$\text{式中， } \beta_{1j} = \frac{\nu \varepsilon_j}{K_{pj}} ; \beta_{2j} = \frac{C_{fj} \varepsilon_j^2}{\sqrt{K_{pj}}} ; \beta_{3j} = \frac{1 - \varepsilon_j}{\varepsilon_j} C_a, \text{ 其中 } \beta_{ij} (i=1,2,3; j=1,2)$$

是由試驗或經驗式得到的。 ν 為流體運動黏滯係數， ε 為孔隙率， K_{pj} 為透水結構之本質透水性，稱比滲透係數(intrinsic permeability)， C_{fj} 為無因次紊流係數， C_a 為透水介質附加質量係數(added mass coefficient)。

式(4.3.1)中的 $\beta_{2j}|u_j|u_j$ 項為非線性，在數學解析上有其困難度，為了使問題方便解析，可應用等功法(Lorentz's condition of equivalent work)的觀念將摩擦阻力與形狀阻力在一波浪週期內所消耗的功率，以一個線性摩擦阻力 $f_j u_j$ 所消耗的功率來取代(Sollitt and Cross, 1972)，如下式表示：

$$\iint_{\forall} \int_{t_0}^{t_0+T} (\sigma f_j u_j) u_j dt d\forall = \iint_{\forall} \int_{t_0}^{t_0+T} (\beta_{1j} u_j + \beta_{2j} |u_j| u_j) u_j dt d\forall \dots\dots\dots(4.3.2)$$

其中， σ 為波浪週頻率， $\sigma = 2\pi/T$ ， T 為波浪週期， t_0 為任一時刻， \forall 為所計算孔隙介質流場領域的體積。由(4.4.2)式所定義之線性摩擦係數 f_j ，若所計算透水體為均勻介質則可寫為

$$f_j = \frac{\varepsilon_j}{\omega} \left\{ \frac{v}{K_{Pj}} + \frac{C_{fj} \varepsilon_j}{\sqrt{K_{Pj}}} \frac{\int_{\forall} \int_0^T u_j |u_j| u_j dt d\forall}{\int_{\forall} \int_0^T u_j u_j dt d\forall} \right\} \dots\dots\dots(4.3.3)$$

透水結構物波浪流場之計算過程中，包含一線性摩擦係數 f_j 之計算，而 f_j 係數為流場流速、透水結構特性(比滲透係數、無因次紊流係數)以及入射波振幅之函數；同時，波浪流場亦受 f_j 係數之影響。因此在理論計算上可利用疊代計算法。

本文在進行數值計算時，首先需確定孔隙板影響參數(porous effect parameter) G 值，本文採用 Yu(1995)提出 G 值的公式如下所示

$$G = \frac{\varepsilon}{kb(f - is)} \dots\dots\dots(4.3.4)$$

其中： ε 為孔隙率， b 為孔隙板厚度， k 為入射波週波數， f 為摩擦係數， s 為慣性係數，一般在工程常用條件下 s 值通常取為 $s=1.0$ 。

一般數值計算時，摩擦係數值的大小很難決定，會影響數值計算之結果，本年度蒐集 Li et al.(2006)、Suh et al.(2011)、Nejadkazem and Gharabaghi (2011)、Pérez-Romero et al. (2009)及 Nejadkazem and Gharabaghi (2012)五篇文章，針對摩擦係數(f)與孔隙板相對板厚

(b/h)、孔隙率(ε)之關係，其次探討摩擦係數(f)與透水堤相對塊石粒徑(D_k)之關係，分別加以討論：

1. Li et al.(2006)利用水工模型試驗配合數值計算結果探討孔隙薄板的摩擦係數 f ，蒐集前人之模型試驗條件如表 4.3.1 所示，針對不同開孔形狀(slit, screen, string, slot, circular holes, rectangular holes)及孔隙率(ε)及不同試驗條件下摩擦係數 f 值如表 4.3.2 所示，探討其反射率、透過率及開孔沉箱水平作用力並分別與前人試驗研究結果作一比較及驗證。

圖 4.3.1 為摩擦係數(f)與孔隙率(ε)之關係圖，由圖中可以發現 Tanimoto and Yoshimoto (1982)試驗結果中摩擦係數隨者孔隙率增加而增加，但是此種變化趨勢與 Kondo (1979)之結果及 Li et al. (2006)之試驗結果不太一致，正好相反；其次，將摩擦係數與相對板厚(b/h)之關係繪成圖 4.3.2 所示，由圖中顯示當 $b/h < 0.1$ 時，摩擦係數會隨者相對板厚之增加而有下降趨勢，但是當 $b/h \geq 0.1$ 時，摩擦係數會趨近於一定值約為 $f = 2.0$ ，但此與假設孔隙板是很薄的又不太適當，因此 Li et al. (2006)利用最小平方法迴歸出下列方程式：

$$f = -3338.7\left(\frac{b}{h}\right)^2 + 82.769\left(\frac{b}{h}\right) + 8.711, 0.0094 \leq \frac{b}{h} \leq 0.05 \dots\dots\dots (4.3.5)$$

但是相對板厚度不可超過 0.05，有其使用條件上限制，經由方程式 (4.3.5) 計算出結果與前人研究互相驗證如圖 4.3.3 所示，其趨勢非常一致。

Li et al. (2006) 並將其試驗四種週期，相對板厚 $b/h = 0.025$ ，首先利用公式求出 f 值，之後透水參數 G 值即可被計算出。

案例一：若已知週期 $T = 1.2 \text{ sec}$ ，無因次週波數 $kh = 1.3$ ，相對板厚 $b/h = 0.025$ ，孔隙率 $\varepsilon_w = 0.2$ ，慣性係數 $S_w = 1.0$ ，則可利用方程式(4.3.5) 求出摩擦係數 f 為 8.694，再將其帶入透水參數 G 值方程式(4.3.4)

即可求得 $G = 0.70 + 0.08i$ ，與表 4.3.3 第二列相吻合。

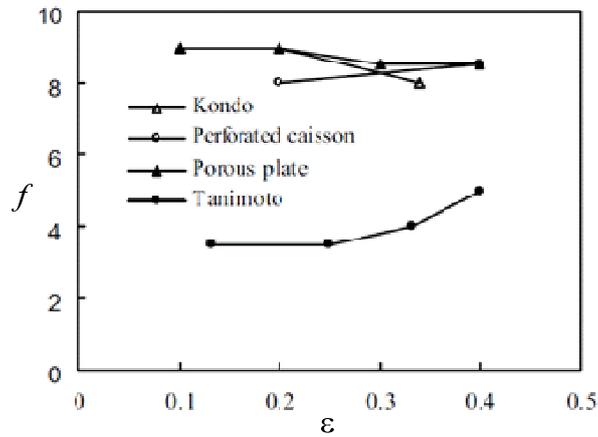


圖 4.3.1 摩擦係數 f 與孔隙率 ε 之關係

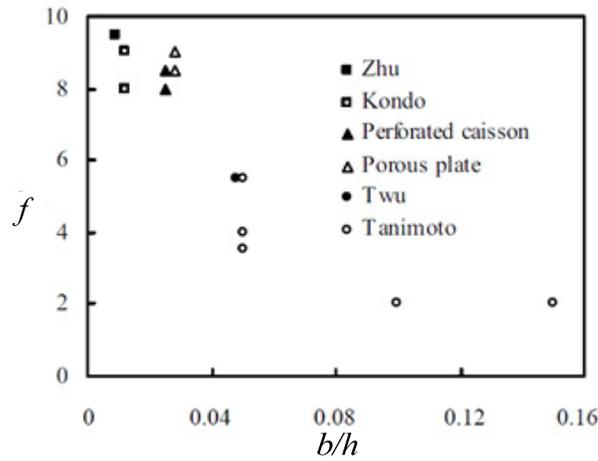


圖 4.3.2 摩擦係數 f 與相對板厚 b/h 之關係

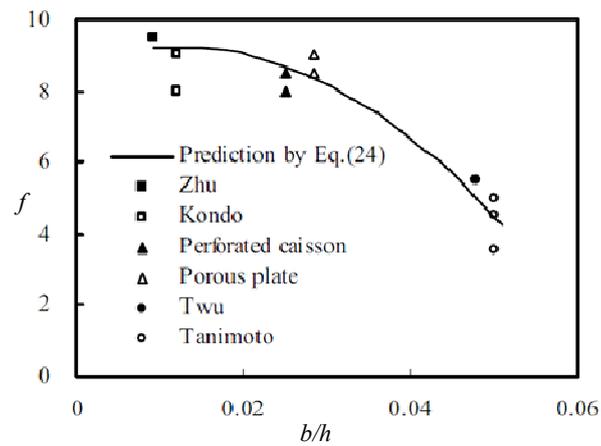


圖 4.3.3 預測摩擦係數 f 與試驗相對孔隙板厚 b/h 之比較 ($b/h < 0.05$)

表 4.3.1 前人研究之模型試驗條件 (Li et al.2006)

Experiments	Tanimoto [1982]	Twu [1991]	Kondo [1979]	Zhu [2001a]
Wave period T (s)	0.85–3.00	0.85–3.00	0.7–2.1	0.5–1.0
Wave height H (cm)	3.3–22.5	2–4	4	3
Water depth d (cm)	60	50	50	32
Water depth d_1 (cm)	20–60	50	50	32
Wave chamber width B (cm)	17–97	44	50	2.4–48.4
Porosity ε	0.143, 0.25, 0.333, 0.4	0.58	0.2, 0.34	0.2
Plate thickness b (cm)	3.0, 6.0, 9.0	2.4	0.6	0.3
Porous shape	slit	screen	circular holes	slit

表 4.3.2 不同試驗條件下摩擦係數 f 值 (Li et al.2006)

Experiments	Relative plate thickness b/h	Values of f							
		$\varepsilon = 0.1$	0.133	0.2	0.25	0.3	0.34	0.4	0.58
Zhu [2001a]	0.0094			9.5					
Kondo [1979]	0.012			9			8		
Perforated caisson	0.025			8				8.5	
Porous plate	0.0286	9		9		8.5		8.5	
Twu [1991]	0.048								5.5
Tanimoto [1982]	0.05		3.5		3.5		4	5	
	0.1, 0.15				2				

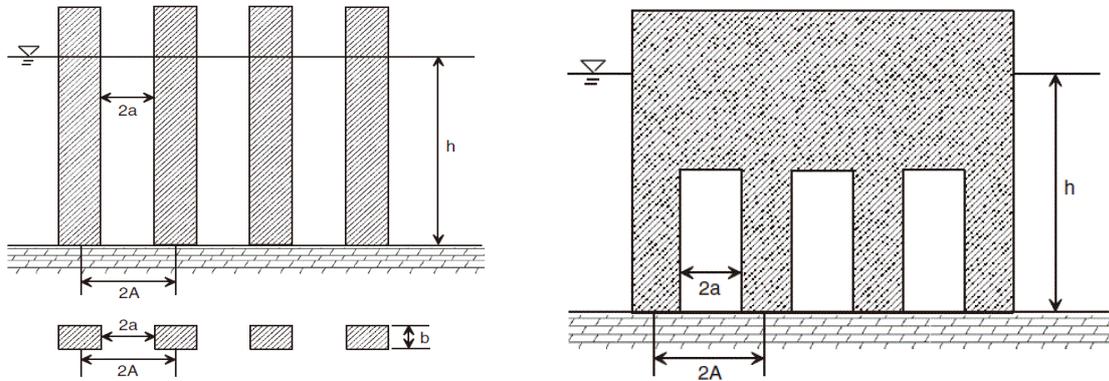
表 4.3.3 不同試驗條件下透水參數 G 值 ($b/h = 0.025$) (Li et al.2006)

Incident wave period (s)	Porous effect parameter G			
	Li et al. $\varepsilon = 0.2$	Present $\varepsilon = 0.2$	Li et al. $\varepsilon = 0.4$	Present $\varepsilon = 0.4$
1.4	0.79 + 0.05i	0.86 + 0.09i	1.88 + 0.51i	1.73 + 0.20i
1.2	0.69 + 0.00i	0.70 + 0.08i	1.85 + 0.00i	1.40 + 0.16i
1.0	0.68 + 0.00i	0.53 + 0.06i	1.09 + 0.00i	1.06 + 0.12i
0.86	0.65 + 0.00i	0.41 + 0.05i	0.85 + 0.00i	0.81 + 0.09i

2. Suh *et al.* (2011) 研究波浪通過開孔板式防波堤及帷幕牆式防波堤 (curtain-wall-pile breakwater, CPB) 之反射率與透過率變化情形，其結構定義圖如圖 4.3.4 所示。根據其試驗結果提出波浪通過孔隙板時其孔隙率(ε)，亦是一個很重要影響變數，藉由蒐集前人試驗資料做分析，同樣發現摩擦係數(f)不論與相對板厚(b/h)或孔隙率(ε)均非常散亂，較無規則性，如圖 4.3.5 及 4.3.6 所示；但是將其橫座標改為孔隙率與板厚之關係($\varepsilon \cdot b/h$)，其結果如圖 4.4.7 所示，似乎存在一相關性，因此將其試驗資料與前人試驗結果一併放入一起討

論，如圖 4.3.8 所示，並迴歸出一組方程式如下式所示：

$$f = 0.0584(\varepsilon \cdot b/h)^{-0.7} \dots\dots\dots(4.3.6)$$



(a) a perforated wall with vertical slits

(b) a curtain-wall-pile breakwater

圖 4.3.4 孔隙薄板示意圖

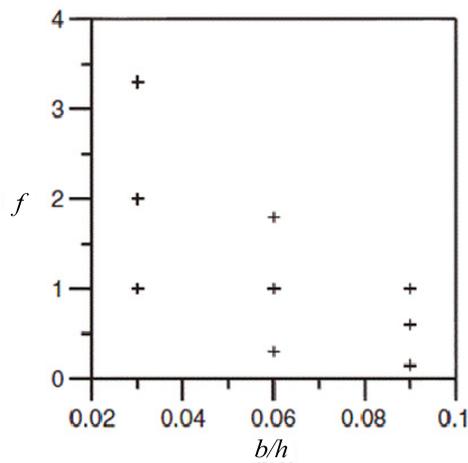


圖 4.3.5 摩擦係數 f 與相對板厚 b/h 之關係

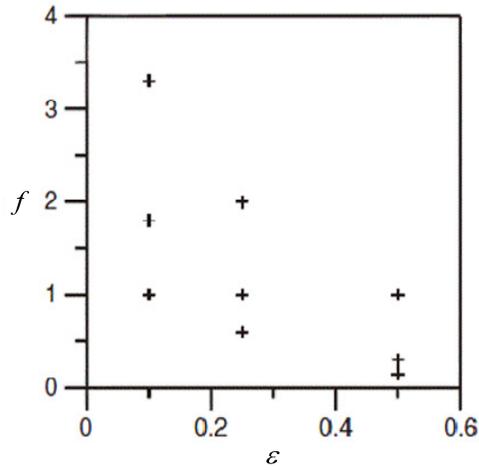


圖 4.3.6 摩擦係數 f 與孔隙率 ε 之關係

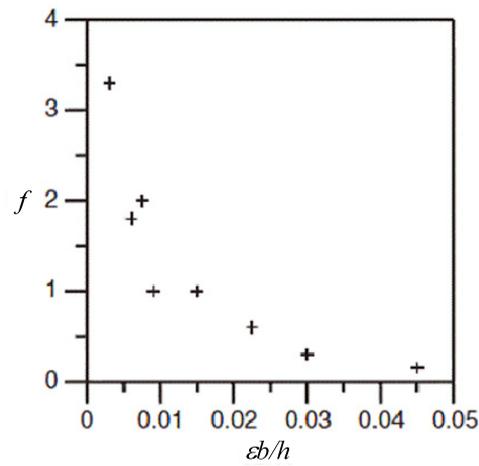


圖 4.3.7 摩擦係數 f 與 eb/h 之關係

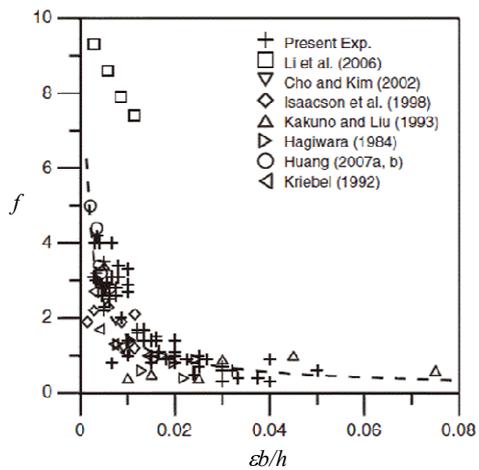


圖 4.3.8 試驗資料 f 與 eb/h 與前人試驗之關係

另一位韓國學者 Kim (2009) 在其論文中亦曾對孔隙薄板進行研究，提出另一個迴歸方程式如下式所示：

$$f = 0.064 \cdot \left(\varepsilon \cdot \frac{b}{h}\right)^{-0.77} \dots\dots\dots(4.3.7)$$

本文將一併比較此兩方程式計算結果之差異。

3. 伊朗學者 Nejadkazem and Gharabaghi (2011) 研究規則波通過縱條式開孔防波堤(slotted breakwater)由水面上往下全擋或半擋如圖(4.3.9)所示，在各種不同孔隙率及無因次週波數，利用特徵函數展開法(EEM)探討其反射率、透過率、能量損失、波浪溯上、水平力及傾倒力矩之變化情形，由於方程式(4.3.6)及(4.3.7)中，雖然將孔隙率(ε)與相對板厚(b/h)一併考慮，但是兩者對摩擦係數(f)的影響程度感覺上是一樣的，Nejadkazem and Gharabaghi (2011)選取了過去四位學者所做過試驗資料作一比對，得到一致的結果並迴歸出摩擦係數(f)、孔隙率(ε)與相對板厚(b/h)之關係式如下所示：

$$f = 3.75 + [\exp(\varepsilon) - 1.4] \cdot \left[98.3 \cdot \frac{b}{h}\right] ; 0.002 \leq \frac{b}{h} \leq 0.2 \dots\dots\dots(4.3.8)$$

本文將 Li *et al.* (2006)、Kim (2009)、Suh *et al.* (2011)及 Nejadkazem and Gharabaghi (2011)所提出 4 種計算孔隙薄板摩擦係數(f)與孔隙率(ε)及相對厚度(b/h)之關係，配合前人試驗研究作一整理及比較如表 4.3.4 所示。

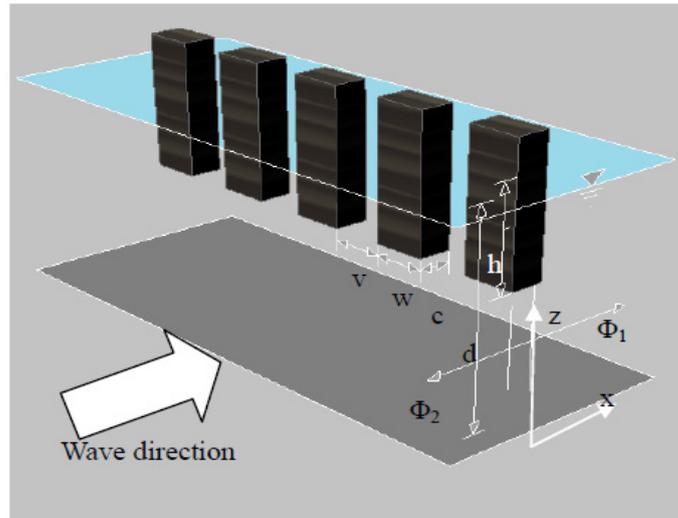


圖 4.3.9 縱條式開孔防波堤示意圖
(摘自 Nejadkazem and Gharabaghi, 2011)

表 4.3.4 相對板厚、孔隙率改變下孔隙薄板摩擦係數 f 之比較

前人研究	相對板厚 b/h	孔隙率 ε	$\varepsilon \cdot b/h$	摩擦係數 f	Li <i>et al.</i> (2006) f	Kim (2009) f	Suh <i>et al.</i> (2011) f	Nejadkazem and Gharabaghi (2011) f
Tonimoto And Yoshimoto (1982)	0.05	0.143	0.00715	3.5	4.50	2.87	1.86	2.53
	0.05	0.250	0.01250	3.5	4.50	1.87	1.25	3.18
	0.05	0.330	0.01665	4.0	4.50	1.50	1.03	3.73
	0.05	0.400	0.02000	5.0	4.50	1.30	0.90	4.20
	0.10	0.250	0.02500	2.0	-16.40	1.10	0.77	2.61
	0.15	0.250	0.03750	2.0	-53.99	0.80	0.58	2.04
Twu and Lin (1991)	0.048	0.580	0.02784	5.5	4.99	1.01	0.72	5.57
Issacson <i>et al.</i> (1998)	0.029	0.050	0.00145	2.5	8.30	9.82	5.67	2.76
	0.029	0.200	0.00580	3.4	8.30	3.38	2.15	3.24
Cho and Kim (2002)	0.032	0.286	0.00915	1.9	7.94	2.38	1.56	3.54

經由整理後表中可發現 Li *et al.* (2006) 所提出方程式中相對板厚僅 (b/h)能適用於 $0.0094 \leq b/h \leq 0.05$ ，因此當相對板厚大於此上限，計算出摩擦係數為負值，則無法使用。

Kim (2009) 與 Suh *et al.* (2011) 分別提出摩擦係數 f 之迴歸方程式，雖然兩者很相似，僅是係數略有差異，但計算出結果明顯不同，採用 Suh *et al.* (2011) 公式 f 值會較小。

Nejadkazem and Gharabaghi (2011) 公式中相對板厚使用範圍提高至 $b/h \leq 0.2$ ，計算出摩擦係數 f 值與 Tonimoto and Yoshimoto (1982) 之 f 值很接近。

4. 對於孔隙板不存在，而僅有塊石粒徑組成之透水式防波堤其摩擦係數(f)之決定，西班牙學者 Pérez-Romero *et al.* (2009) 針對粒徑均勻分佈矩形拋石防波堤，在模型縮尺為 1/30，2 種拋石堤長($B = 1.0$ m, 1.5 m)，5 種不同塊石粒徑下($D = 80, 52, 40, 26, 12$ mm)，利用水工模型進行一系列試驗，其試驗配置如圖 4.3.10 所示，探討摩擦係數 f 與透過率 K_T 之關係，並且與特徵函數展開法之結果作一比較，最後發現摩擦係數(f)與相對粒徑(Dk)之關係較為明顯，並提出一個迴歸方程式如下式所示：

$$f = 0.31 \cdot (Dk)^{-0.57} \dots\dots\dots(4.3.9)$$

摩擦係數(f)與相對粒徑(Dk)之關係如圖 4.3.11 所示。文中並對一個設計案例作討論，波浪週期 $T = 14$ sec、外海水深 $h = 15$ m 設置一拋石堤，是由重量 200 kg(相當於直徑 $D = 0.43$ m)之塊石組成，其孔隙率 $\varepsilon = 0.45$ 、週波數 $k = 0.039$ (1/m)，並利用斷面水槽進行水工模型試驗(縮尺為 1:30)，其實體與模型之條件如表 4.3.5 所示。

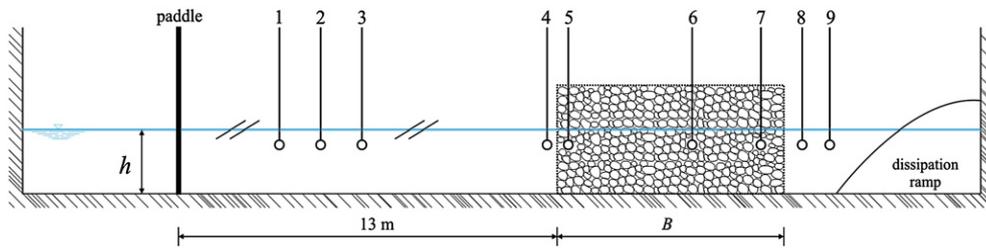


圖 4.3.10 拋石堤定義圖

(摘自 Pérez-Romero et al., 2009)

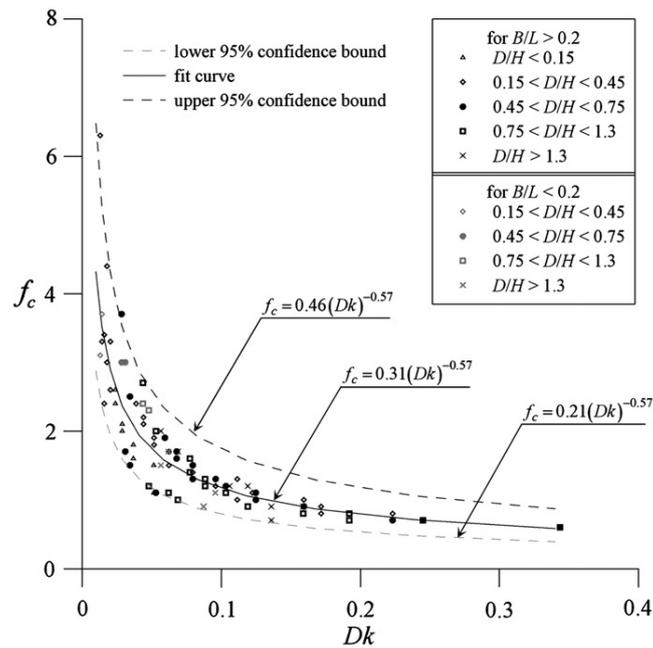


圖 4.3.11 拋石堤摩擦係數 f 與相對粒徑 Dk 之關係圖

($0.006 \leq H/L \leq 0.095$; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$; $0.013 \leq Dk \leq 0.34$; $0.173 \leq B/L \leq 1.02$)

(摘自 Pérez-Romero et al., 2009)

由表 4.3.5 中可發現在摩擦係數 $f = 3.22$ 下，實體所量測反射率 $K_R = 0.57$ 、透過率 $K_T = 0.41$ 、能量損失係數 $K_L = 0.51$ ，滿足能量守恆，但是經由水工模型試驗所得資料顯示：反射率 $K_R = 0.61$ 大於實體、透過率 $K_T = 0.37$ 小於實體、能量損失係數 $K_L = 0.50$ 與實體相當，同樣滿足能量守恆。

表 4.3.5 反射、透過、消能係數實體與模型之比較(scale 1:30)

(摘自 Pérez-Romero *et al.*, 2009)

	D (m)	ε	k	Dk	f	K_R	K_T	K_L
實體	0.430	0.450	0.039	0.0168	3.22	0.57	0.41	0.51
模型	0.014	0.398	1.169	0.0166	3.23	0.61	0.37	0.50

Pérez-Romero *et al.* (2009) 判斷可能是由於模型試驗因為縮尺比例關係，所採用粒徑較小($D=0.014$ m)，其模型孔隙率與實體孔隙率不同，造成尺度效應(scale effects)所形成兩者誤差，亦即模型孔隙率減小，造成波浪反射率會稍微增加而透過率會下降之趨勢，但是能量損失係數是相差不大的，因此建議利用疊代法改變摩擦係數 f ，第一次疊代直到所計算出 K_R 、 K_T 與實體一致，此時即可知道摩擦係數 $f=2.63$ ，再利用方程式(4.3.9)，可以反推求得相對粒徑 $Dk=0.024$ ，即可換算成模型塊石粒徑 $D=0.02$ m，而此時孔隙率為 $\varepsilon=0.402$ ，較接近於實體，所量測 K_R 、 K_T 與實體相近，其疊代結果如表 4.3.6 所示。

表 4.3.6 疊代後模型塊石粒徑

縮尺	第一次疊代					第二次疊代					
	ε	f	k	K_R	K_T	Dk	D (m)	ε	f	K_R	K_T
1:30	0.398	2.63	1.169	0.57	0.42	0.024	0.02	0.402	2.66	0.57	0.42

- 日本學者 Kakuno *et al.* (1992) 在不透水防波堤前方設置一系列縱條式開孔板式防波堤(Slit-type Breakwater)如圖 4.3.12 所示，利用理論解析(matched asymptotic expansion method)波浪通過時其反射率之變化，並利用水工模型進行試驗，消波室寬度有三種($b=30$ 、 60 、 65 cm)，板厚有兩種($w=5$ 、 15 cm)，孔隙率有三種($\varepsilon=0.1$ 、 0.15 、 0.25)，固定波浪尖銳度 $H/L=0.01$ ，文中理論計算時摩擦係數(f)均採用 $f=1.5$ ，最後理論反射率計算結果與試驗值均非常一致，如圖 4.3.13 所示。

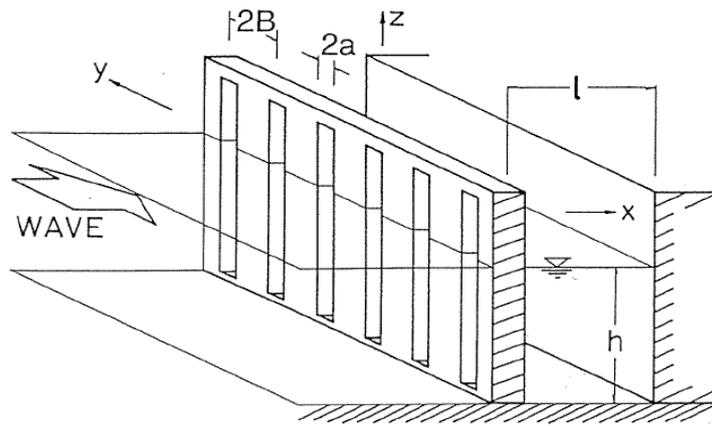


圖 4.3.12 縱條式開孔板式防波堤 (摘自 Kakuno et al., 1992)

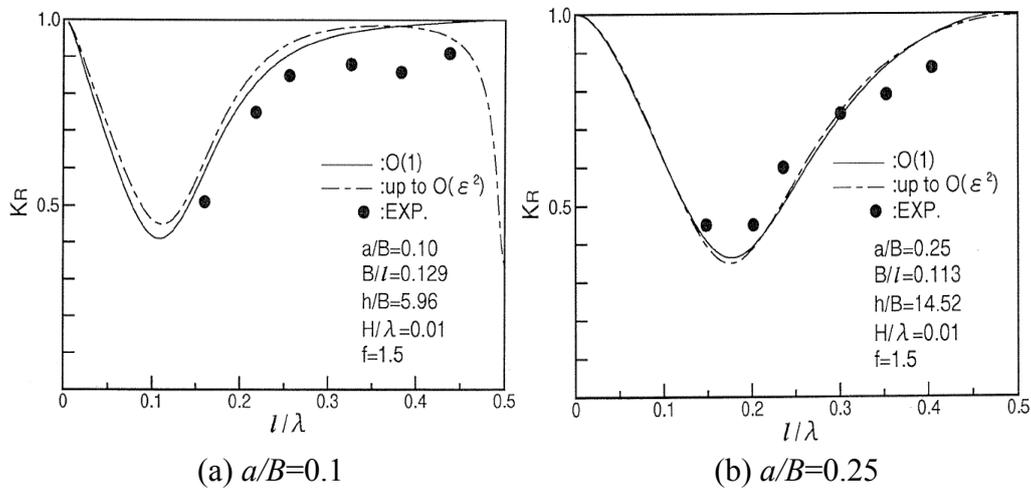


圖 4.3.13 Kakuno et al. (1992) 計算結果

伊朗學者 Nejadkazem and Gharabaghi (2012) 利用 Kakuno *et al.* (1992) 試驗資料、條件及其結果如表(4.3.7)所示，修正 Jarlan (1961) 所提出開孔板式防波堤摩擦係數，並迴歸出下列方程式

$$f_w = 1.78 + [\exp(\varepsilon_w) - 0.7] \cdot \left[-12.34 \cdot \frac{w}{b} \right] \dots \dots \dots (4.3.10)$$

其中： ε_w 為孔隙率、 b 為消波室寬度、 w 為開孔板厚度，式中 w/b 為板厚與消波室寬度之比而不是採用水深(h)，計算結果如圖 4.3.14 所示。

表 4.3.7 Kakuno et al. (1992)模型試驗資料及條件 (h=50cm)

	(1)	(2)	(3)	(4)
孔隙率 (ε_w)	0.15	0.1	0.25	0.25
B/b	0.0495	0.129	0.056	0.113
h/B	16.84	5.96	14.72	14.52
消波室寬度 b (cm)	60	65	60	30
開孔板厚 w (cm)	5	15	5	5
相對板厚 w/b	0.0833	0.2308	0.0833	0.1666
摩擦係數 f_w	1.3053	0.6260	1.1797	0.5788

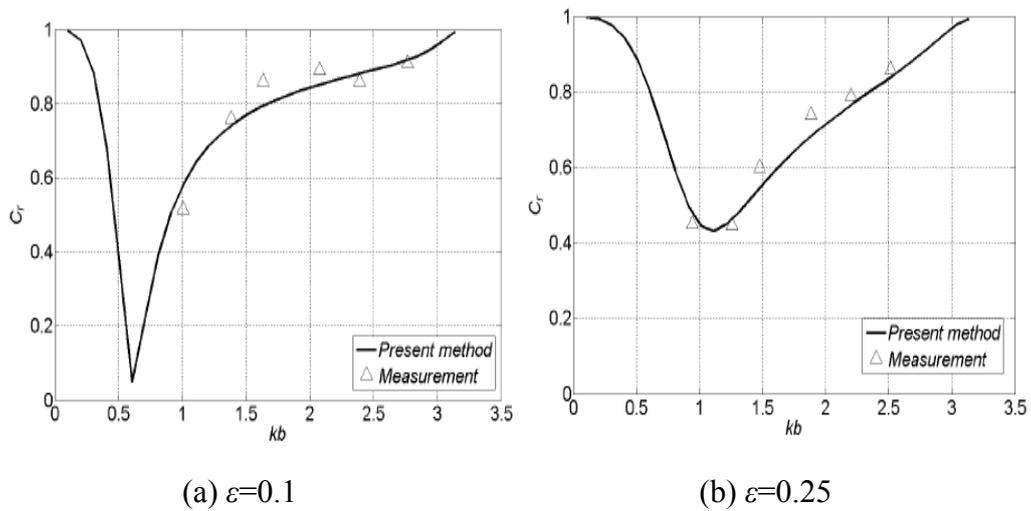


圖 4.3.14 Nejadkazem and Gharabaghi (2012) 計算結果

4.4 綜合討論

本年度針對前三年之研究成果：圓弧形孔隙板、含透水層斜坡式海堤、透水護坦、潛堤，檢討於數值計算所採用參數，例如孔隙板厚度 b 、孔隙率 ε_p 、摩擦係數 f_p 及孔隙板透水參數 G 、塊石摩擦係數 f_r 、孔隙率 ε_r 等，於數值計算及實際應用時所必須注意事項。

在進行數值計算時，孔隙板、拋石堤、透水層斜坡式海堤、透水潛堤及人工潛礁其孔隙率(ε)均可以直接計算，但是對於摩擦係數(f)則較不容易計算，本文蒐集前人研究資料建議孔隙板摩擦係數(f)當相對板厚(b/h) ≤ 0.05 時可以採用 Li et al. (2006)方程式(4.3.5)

$$f = -3338.7\left(\frac{b}{h}\right)^2 + 82.769\left(\frac{b}{h}\right) + 8.711; \quad 0.0094 \leq \frac{b}{h} \leq 0.05$$

若相對板厚(b/h) 增加介於 0.05~0.2 之間則可以採用 Nejadkazem and Gharabaghi (2011)迴歸方程式(如式 4.3.8)。

$$f = 3.75 + [\exp(\varepsilon) - 1.4] \cdot \left[98.3 \cdot \frac{b}{h} \right]; \quad 0.002 \leq \frac{b}{h} \leq 0.2$$

數值計算塊石所組成透水拋石堤其摩擦係數(f)則建議採用 Pérez-Romero et al. (2009)迴歸方程式(如式 4.3.9)可以得到與試驗較吻合之結果。

$$f = 0.31 \cdot (Dk)^{-0.57}$$

但使用上要特別小心，有其範圍限制：波浪尖銳度 $0.006 \leq H/L \leq 0.095$ 、相對水深 $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ 、相對粒徑 $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ 、相對堤長 $0.173 \leq B/L \leq 1.02$ 。

第五章 海岸公路邊坡保護工法

5.1 海岸公路

海岸公路(Coastal highway)之定義各有不同之概念，一般常以供公共通行之行車道路兩側皆臨海面或至少有一側濱臨海岸者稱之。美國聯邦公路局 FHWA(2008)之防護報告手冊中將海岸公路定義為路面之一側或雙側因濱臨海岸且易受到海水位、波浪、暴潮及漂砂影響之公路，此定義即是將海岸公路明確侷限在會受到海岸環境與海象條件影響者方稱之為海岸公路。由於海岸公路經常是緊臨海岸邊側興建，部份路段可能濱臨海面或貼臨海崖峭壁，故常因地質條件及海象環境等因素之影響，於外力作用時(颱風、大浪、海嘯等)而有越波(圖 5.1.1)或波浪淘蝕等危及橋梁、路面、邊坡或道路附屬設施之安全問題(圖 5.1.2)，故其興建及防護之挑戰性遠比一般純陸域公路來得嚴峻。

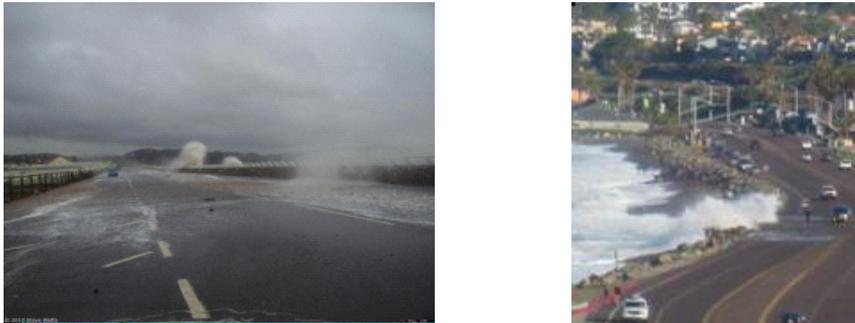


圖 5.1.1 海岸公路遭受越波情形



圖 5.1.2 海岸公路破壞情形

5.2 臺灣之海岸公路

臺灣因為經濟開發及運輸交通需求，於全島公路網中，有多條濱海興建的海岸公路環繞全臺海岸線，形成重要之經濟運輸動線及觀光旅遊路線，如知名之東部海岸公路臺9線、臺11線及東北角海岸之臺2線，西部之臺17線、臺61線，臺1線之屏鵝公路，臺26線屏鵝公路及佳鵝公路之部分路段等（見圖 5.2.1）。

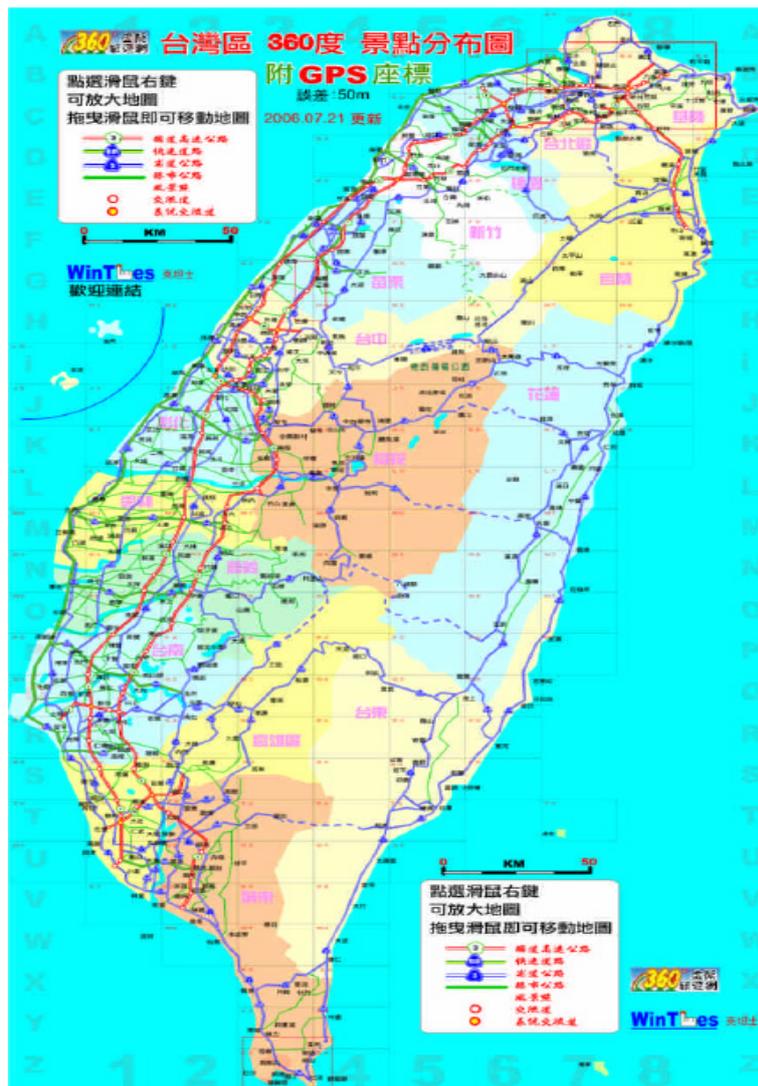


圖 5.2.1 臺灣公路網(<http://www.wintimes.com.tw/play/tw-map.htm>)

其中東部地區兩條濱海公路為臺9線和臺11線，此二條公路為東部地區之主要交通幹道，對東部之產業及經濟發展功不可沒，且臺9線臺11線大部份路段皆濱海開闢，沿途可欣賞海岸山脈及太平洋之美

景，亦是東部之觀光資源。惟此兩條海岸公路牽動東部之發展，但多處濱海路段長久以來都面臨邊坡地質不穩、坡腳遭波浪沖刷及海岸侵蝕等問題，實亟需進行探討與研究之必要並規畫適宜保護方法，以提升公路運輸安全。

5.3 海岸公路邊坡面臨問題

臺灣東部地區位於板塊碰撞之交界處，山壁陡峭、岩層大多脆弱且地質不穩定，常易引發落石崩塌災害。加上東部海岸濱臨太平洋為颱風侵襲頻繁之處，在颱風暴潮巨浪之侵襲及季風長浪常年拍打作用下，公路常因下邊坡之崩塌、掏空而造成道路中斷情形(見圖 5.3.1)，因波浪長期作用之海岸侵蝕亦已威脅公路路基之安全，海岸公路有被迫改線之情形，部份路段亦因長浪越波沖擊危及行車安全，這些問題皆有待檢討及改善。再者；臨海側道路邊坡與基腳之巡視檢測不如陸側之方便，故其定期之巡檢與安全評估較常被忽略或無法確實檢測，致使海岸公路臨海側之部份路段可能潛藏有不確定之損壞風險。且臨海側海岸公路之保護方法除該地段之地質、地形及水文條件有關外，主要尚須考慮波浪、潮汐、海岸地形及漂砂等問題，故其防護工法之規劃與設計亦與一般陸側公路不同，因此須有海岸工程專業人力參與方能研提較適宜的保護策略。



圖 5.3.1 海岸公路嘉平段路面塌陷情形

5.3.1 坡腳消能緩衝距離不足

海岸公路之路線係濱臨海陸交界面之海岸線邊興建，如公路海側邊坡前方之海灘緩衝距離不夠，而該處海岸又因漂砂來源之減少具有侵蝕潛勢時，則該海岸公路極易受到海岸侵蝕之威脅而影響到公路之安全狀態。據美國公路聯邦總署(FEHA)之研究報告指出，海岸公路完全不受波浪暴潮威脅之緩衝距離至少應維持具有約 130m 之海灘寬度方能安全。因為公路邊坡海崖下側之坡趾過於接近海水面，常遭致波浪、潮水之淘蝕，造成坡趾持續刷深後退侵蝕，導致邊坡無法支撐而崩落。此類因為侵蝕威脅而造成海岸公路之破壞型態大致可分成兩種，即因海岸侵蝕導致邊坡持續崩塌而引起上面公路之陷落或崩塌，另一種則是海岸線之持續後退，公路沿線屢遭大浪越波危害或因海水面逼近，公路已濱臨極大災害威脅而被迫廢棄內移改線之情形。全球各地皆有此類海岸公路致災問題，如美國舊金山 Sloat Boulevard 地區的 Great Highway、日本靜岡縣三保松原海岸公路等。美國弗羅里達洲 Cape San Blas 附近 Stump Hole 地區之海岸公路其外側本來有 300 英尺寬的海灘，但在嚴重侵蝕問題的威脅下，該公路於 2005 年完全被海水所吞噬，由此可見消能緩衝距離不足時對海岸公路之安全有嚴重之威脅性。

臺 9 線及臺 11 線興建至今也不時面臨因為邊坡坡腳無緩衝沙灘或沙灘緩衝寬度不足而釀災況之情形。有部分路段因為坡腳處無沙灘消能，常年受波浪水流之衝擊，而有持續崩塌現象，公路單位或以興建護岸、擋土牆或以拋放消波塊、塊石等方式給予保護。對於崩塌侵蝕嚴重路段則予改道重建方式闢築新路線代替。興建擋土牆或拋放消波塊路段，雖然初期有減緩波浪淘刷坡腳之功效，但卻有擋土牆滑落毀損、波浪越波增強及消波塊流失問題，仍需不定期補強並非長久有效方法。如圖 5.3.2 所示為臺 11 線 59k-62k 因無緩衝沙灘，以拋放大量消波塊保護之情形，但仍可見路基下方仍有被波浪沖刷之現象圖 5.3.3 為南迴公路臺東縣路段 440K 附近 2012 年颱風多次侵襲，因公路外側沙灘寬度不足，路基遭大浪撞擊淘空造成多處路面下陷毀損之情形，嚴

重影響公路行車安全。



圖 5.3.2 海岸公路前消波塊保護公路情形



圖 5.3.3 南迴公路路基波浪沖蝕致路面塌陷毀損(民視畫面)

圖 5.3.4 所示則為臺 9 線舊蘇花公路段於崇德附近廢棄舊公路持續崩塌陷落之情形，顯現該段海岸邊坡仍然呈不穩定之狀態。圖 5.3.5 則為今年臺東縣境內臺 9 線公路臨海側幾已無沙灘，以直立式護岸興建，在波浪沖刷衝擊下，路基高度又不足，於颱風大浪時因波浪衝擊夾帶巨石與漂流木撞及路面造成路面塌陷中斷事件。11 線跳浪段附近因為受海岸侵蝕影響，為行車安全而另闢新路線公路後，原路線所留下之

公路橋梁，由此可看出海岸侵蝕對公路安全之威脅。圖 5.3.6 則為臺 11 線海岸公路邊坡前沙灘消能緩衝寬度不足，利用消波塊協助消能，但可見消波塊大都被波浪沖刷下沉，消能能力應該已降低，對坡腳之防護能力相對亦減小，該處公路之坡腳未來可能有淘刷威脅，應持續觀察並思考對策。



圖 5.3.4 臺 9 線舊蘇花公路段廢棄公路持續崩塌陷落情形



圖 5.3.5 臺 9 線南迴段道路遭大浪破壞情形(聯合新聞網)



圖 5.3.6 海岸公路邊坡前沙灘以消波塊保護

5.3.2 邊坡地質特性問題

東部海岸公路沿海岸山脈東側與太平洋西側間之海岸階地上闢建，海岸地形之分類屬於岩岸，邊坡下海灘成分大多偏粗，以礫灘為主。沿線興建工址之邊坡穩定性除前述海灘消能緩衝距離之影響外，邊坡自身之地文因子如植被狀態、地形坡度、地質特性等更為重要之影響因子。依多位學者發表文獻綜整後得知，公路位址之土壤性質多屬石質土夾雜有沖積土及崩積土，地層有八里灣層砂岩、砂頁岩互層、都鑾山層、沖積層、八里灣層礫岩、蕃薯寮層、安山岩質崩移岩塊、港口石灰岩層等。由於多處海岸公路位址之地質狀況不佳，土壤抗剪能力不足，加上岩性多處為節理不連續且長久風化、破碎之不穩定岩面，故極易引發落石、崩塌與邊坡滑動等問題，進而造成海岸公路路基或路面的安全性問題，如臺 11 線大坑段附近未整治前，除里程 7k+800 至 8k+230 區間外，其出露的岩性為蕃薯寮層砂頁岩與泥岩，遇水後易膨脹軟化而崩坍。圖 5.3.7 顯示舊臺 9 線公路某段邊坡因長年風化造成岩性不佳，加上邊坡陡峭、植被不佳及波浪沖刷而經常引發

落石、崩塌之情形，由圖中亦可看出因風化崩塌而露出的岩層節面即旁側之堅硬岩盤，該處岩層於地震、豪雨及大浪之作用下皆可能發生崩落情形，因為此段路線之邊坡顯示出有不穩定之現象，才會有後續之新路線改道計畫或內移改以隧道方式確保行車安全。



圖 5.3.7 舊臺 9 線公路邊坡岩性不佳之崩落情形

圖 5.3.8 亦為臺 9 線蘇花公路南澳和平段也是遭遇海側邊坡岩層破碎有高崩塌潛勢之問題，由該圖兩個三角形標示區可發現已有明顯邊坡崩落現象，大三角形因邊坡崩塌而裸露，小三角形標示區域則因岩層崩落及波浪沖蝕有明顯坡面內凹現象，很可能會造成其上方坡面崩陷之危機，右側長方型標示區可發現許多由上方坡面崩落碎岩塊堆積之情形，上述狀況都說明海岸公路邊坡岩層若已風化嚴重將會有危及坡面穩定進而影響海岸公路路面之安全，邊坡岩層地質穩定之檢測應該即刻規劃並進行。



圖 5.3.8 臺 9 線蘇花公路邊坡岩性不佳之崩落情形

圖 5.3.9 則為臺 11 線跳浪段附近公路邊坡因土壤凝聚力及植生根系抓地性不足，坡面在外力(地震、降雨)作用及坡腳趾部在波浪之淘刷下，造成軟弱坡面產生滑動及下側岩盤石塊的掉落現象，長久下將危及此段公路的安全，公路單位因而於原路內側開鑿隧道闢築新道路以策行車安全。雖然另闢新路可延長公路壽命及行車安全，但卻耗費工程費用、衝擊生態環境，最重要者原有海岸公路之景致風光將不復；因此此種公路邊坡問題應思索可行防護對策，除非迫不得已，儘量避免廢道重建之思維，以利永續環境之發展。



圖 5.3.9 臺 11 線公路邊坡坡面滑動及土石崩落情形

另外臺 11 線沿線有多處如大坑段、跳浪段、大崩段等局部區域其地質是極易弱軟化的砂頁岩、泥岩與凝聚不佳之土壤，容易造成坡面塌陷、土壤流失引發路基流失或路面陷落之災況(如圖 5.3.10)，公路單位過去至今持續進行改善計畫，並以隧道開挖土方進行護岸外側填土培厚邊坡並配合地工加勁擋土結構、植生綠化及坡趾處加拋消波塊方式來穩定邊坡，目前成效尚可，惟若消波塊流失或配合移除後，邊坡之穩定性如何應加以探討。



圖 5.3.10 坡面滑動及下陷流失造成破壞情形

公路路基發生下陷、路面產生裂縫之現象，如何加強邊坡植生之抓地力或輔於地工補強技術，加強邊坡土壤的抗沖蝕能力應是公路養護單位必須重視之問題。另外由此圖亦可看出公路海側之消能沙灘寬度不足，高潮位時波浪應可上溯坡腳上方，以致沙灘上方一定高度之邊坡皆無植生生長，長久而言此種降雨竟流沖刷加上波浪沖蝕之現象也可能影響坡腳之安定，對公路之安全將造成影響，未來之海岸公路養護應加強此類問題之防護。



圖 5.3.12 公路海側邊坡受逕流沖蝕情形

5.3.4 邊坡防護工法問題

海岸公路因為沿線邊坡地質成份與高度不同之差異，過去公路單位對海岸公路之防護作法因而有不同的防護規劃，若邊坡高聳且岩性良好則不施以防護設施，如坡腳有沖刷危及路基安全問題則以拋放消波塊保護，在地質不佳常有崩塌或邊坡高度不足之處，則會興建擋土牆或護岸並拋放消波塊保護。上述之保護方式事實上在防護之初確實也收到一定的成效，但在水文、地文及海象條件的變異下，造成前述防護工法逐漸失去效果，如消波塊流失、護岸毀損、擋土牆基腳淘空、邊坡滑落等進而引起公路路基流失、路面塌陷等安全問題。如前述圖

5.3.3 海岸公路因外側幾已無沙灘，加上路基高度不高，波浪常沖蝕路基及上溯路面影響交通安全，有關單位於路基外側拋放大量消波塊保護公路，但也常引起波浪反射衝擊造成路基仍有局部之淘空情形。圖 5.3.13 則為公路邊坡前已無沙灘，仍是依靠消波塊及護岸保護路基，但直立式護岸易加強反射，在波浪作用下消波塊被打亂下沉，波能持續衝擊護岸造成混凝土面發生剝落毀壞情形。圖 5.3.14 則是直立式護岸路基外側加拋消波塊保護，於颱風侵襲時因為消能不足，引起越波危及公路行車安全問題。圖 5.3.15 為臺 11 線 57 公里處花蓮縣豐濱鄉路段在波浪長年之淘刷下路基護岸崩塌損壞，公路單位緊急打樁保護路基護岸之情形。



圖 5.3.13 海岸公路前消波塊及護岸混凝土剝落毀損



圖 5.3.14 海岸公路護岸消能不足造成大浪越波



圖 5.3.15 海岸公路邊坡護岸被波浪淘空崩塌(取自自由時報,2009)

上述常見之海岸防護工法雖然無法有效達到長久之安全防護效果，甚至也有間接影響邊坡安全之負面問題，加上目前針對海岸公路防護工法檢討與改善之文獻不多，故公路養護單位一般多以拋放消波塊、興建擋土牆或護岸之設計方法來規劃保護設施，以致消能效果有限，加上此類方法目前也遭遇到景觀協調及生態保育之衝突，故如何有效改善實值得檢討。公路局第四工程處在臺 11 線大坑段之改善時，以該處剩餘之大量廢棄土石於原來常崩塌之邊坡外側給予填土並以地工加勁擋土結構配合植生綠化，外側並拋放消波塊保護基腳(圖 5.13.16 為該路段之設計圖，圖 5.13.17 則為施工前後之對照圖)。此一保護方法具柔性消能及融合景觀、生態之優點，但因此方法並非所有海岸公路之現況(地文、水文、環境)皆適用，加上需大量之土石也是問題，再者其外側之消波塊如遭大浪捲走流失，加勁材能否負荷安全仍待考驗，建議應藉由持續監測檢討其成效。由於目前多數易致災海岸公路路段大多邊坡岩性不佳、堤前緩衝寬度不足、消波塊下沉流失，尤其多出以直立式護岸保護之公路也面臨反射增強等問題，故結合目前公路現況之替代式消能保護方法應是較可行之規劃方式。

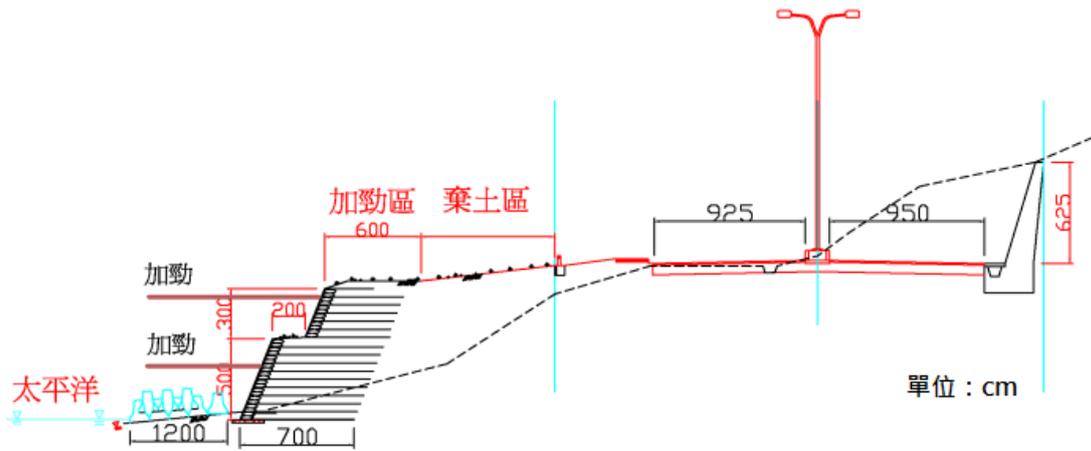


圖 5.3.16 臺 11 線大坑段邊坡改善示意圖(地工技術，第 131 期)



圖 5.3.17 臺 11 線大坑段邊坡改善前後對照圖(地工技術，第 131 期)

前述東部海岸公路邊坡面臨問題大多屬自然條件之影響，如不予開發建設自無致災釀險問題，惟海岸公路皆已開發建設完成且成為民眾生活與經濟發展之重要動線，維護公路安全是不可避免之課題。尤其邊坡地質特性會持續風化脆弱，坡腳海灘緩衝寬度亦會因為海岸侵蝕問題可能持續縮減甚至消失。解決方法之中，消極的廢線改道固是可行方法之一，惟工程費可觀、破壞環境且衝擊生態，如非迫不得已應該儘量避免。興建護岸、拋放消波塊則是目前較常採用之作法，但會破壞景觀、加速堤趾淘刷，往往於一段時間會降低防護功效而必須再予補強保護。要能保護堤腳海灘緩衝寬度之流失或減少堤趾淘刷造成坡面崩塌、滑落現象，較實務可行的方法應是將造成堤趾沖刷及上溯坡面之波浪能量給予減緩消滅，如此應可穩定公路邊坡，增加公路

行車安全。

5.4 海岸公路邊坡監測規劃

由於目前海岸公路主要致災原因部分是於規劃設計時欠缺規劃路段之海側邊坡地質與地形資料及無完整規劃路段海域海象條件及水深地形資料可供規劃設計時之參考，以致設計之邊坡或路基之保護方式無法因應當地條件而失去功效。另一原因則是臨海側邊坡坡面之不穩定、波趾處遭到淘刷、消能沙灘流失所造成。此種公路邊坡災況之發生多非突發事件，而是日積月累後所造成之結果；所以若能有完整之監測系統，藉由這些監測資料的分析與判釋，除可提供公路邊坡防護工法設計之參考之外，平時亦可由監測資料之研判盡早發現可能出現之問題，預先給予排除，可減少邊坡釀災之機會，提升公路運輸之安全。現今國內海岸公路邊坡或結構物並無任何有關之監測法規或規劃可供養護單位作為辦理之依據，以致此部分之監測工作往往被忽視，造成許多可藉由監測資料之分析可以盡早排除或改善之問題未能於災害發生前解決，因而常常發生波浪越波、坡面滑落、路基流失、路面下陷及擋土牆毀壞之災況，屢屢造成交通中斷影響民生及經濟之發展，所以公路相關單位未來應該盡速針對海岸公路臨海側之邊坡及海岸區域制訂設計養護之監測規劃，研擬監測手冊提供各設計及養護單位作為辦理之依據，以提升海岸公路海側邊坡之穩定，確保行車之安全。以下針對未來海岸邊坡設計或維護時應有之監測事項作初步之建議，未來詳細的監測項目、監測設備、監測頻率、分析項目、辦理單位等參考目前山區邊坡穩定監測規範及海域水深地形及海象條件之監測規範等作參考，並結合大地、土木、海岸、水保及生態景觀等領域之專家學者共同制定出適宜海岸邊坡安全防護所需之監測規範與作業要點。

5.4.1 海象部份

由於海岸公路之臨海側邊坡除受到氣象水文條件之影響外,更具威

脅之影響則是來自海側波浪、潮汐及水流等海象條件之侵襲，尤其是颱風期間暴潮巨浪的作用更是造成公路臨海側邊坡崩塌、護岸損毀及堤趾或坡腳淘刷之主要原因，因此欲有效防護公路邊坡之安全，沿線路段位處海岸之海象特性必須能確實了解方能規劃適宜之邊坡保護方法。雖然可藉由鄰旁之觀測資料藉由推算方式求得規劃路段之海象數據，但對重要或危害度高之路段仍應有實測海象資料提供驗證與參考之用。尤其目前環島之海象觀測網尚未建置完成，鄰近無海象觀測資料之公路位址其海象條件之監測計畫更顯需要。海象觀測站可依需求規劃固定測站或機動測站，固定測站可規劃於重要之常致災路段或重大流量路段之適當海域建置。機動觀測站可選擇於無資料之公路區段因計畫改善或因釀災而須有海象資料提供災因判斷及改建工程規劃設計引用時臨時機動設站。

因為固定式海象觀測站之建置及後續維護管理經費可觀，要能沿著全臺灣海岸公路均勻佈設確實有困難，因此如鄰近海域已有其他單位設置之海象觀測站者則可不須規劃，直接引用現有單位之觀測資料進行分析計算。現地海域周邊無觀測站且公路屬高潛勢致災路段區域則建議能建置固定站長期監測，其監測項目至少包括波高、波向、週期、潮位、近岸流等資料，詳細之監測項目、監測儀器規格、設置水深、資料格式與監測頻率等可與參考相關單位如中央氣象局或水利署之作業規範之需求修訂，期能格式相容以利資料庫之整合與分享。唯大部分海岸公路遭致破壞係近岸側之堤腳或砂灘遭致沖蝕流失所致，因此如能補充量測碎波帶附近之海象資料更佳，此與氣象單位之需求可能有異，設計人員於參考引用時應特別留意換算問題。

對於低潛勢致災路段或因現有邊坡及結構設施遭致破壞，須有海象資料提供作為災因分析及後續規劃設計參考時，則建議可暫不須設置固定式海象監測站，但為能掌握該路段之海象資料，若鄰近無相關測站，則建議可設置機動之臨時海象觀測站作適當期間之觀測，比如每季施予觀測，另外亦應機動於中央氣象局發佈有颱風形成之初即佈設觀測平台，量測颱風侵襲前後之海象資料，將更有助於後續參考引用。

若受限經費問題無法每季施測，至少須有冬、夏兩季之觀測資料，此種短期觀測之量測時間至少應含蓋半個月以上之連續監測資料，監測之量測項目、儀器規格、設置水深、資料格式與監測頻率則應與固定站相同，以利未來資料庫之整合應用。

5.4.2 海灘與水深地形

由於海岸公路臨海側邊坡或護岸之穩定與否除與作用於海岸之海象條件有關外，邊坡或護岸前之海灘寬度及水深地形對它們之安全亦有密切關係。若堤趾或坡趾前已無砂灘或砂灘寬度不足時，波浪及水流將直接衝擊坡腳、堤身，長久下來將使邊坡崩塌滑落、護岸損壞倒塌進而危及公路之安全。臺東南迴公路許多地方如多良、南興及大武等路段，即因路基外側沙灘寬度不夠或無沙灘，在颱風或季風長浪時屢屢因為消能不夠，大浪直接越堤而過並挾帶石塊、漂流木等撞及路基及路面，引發公路損毀事件。再者許多消波塊之拋放或堤趾之擇定位置必須有當地之水深地形資料方能做有效之位置選擇，但有許多路段即因欠缺水深地形資料，故僅能憑經驗或依當地沙灘現況而給予決定位置故海岸地形之掌握實有其必要性。海域水深地形之監測亦可分為定期與不定期，今分述如下：

(1) 定期監測

定期監測之主要目的乃是建立長期之水深地形資料庫，提供海岸公路邊坡規劃設計或整體維護管理時研擬適當工法之參考使用。公路規劃及養護單位可經由當地水深地形及砂灘寬度等資料推算波浪強度、溯升高度、越波狀況、邊坡受力情形及坡趾淘刷等狀況，進而選擇最安全且可行之邊坡保護工法。另外亦可由長期之地形資料分析當地海岸地形之侵淤特性，了解海灘寬度之增減趨勢。這些數據之掌握可讓規劃設計單位於公路路線之選擇時避開易侵蝕或有侵蝕危機、緩衝消能沙灘寬度不足路段或可設計適當工法克服侵蝕危害之問題。而養護單位可由沙灘寬度之變化判斷邊坡護岸是否有遭致沖蝕淘刷之危險，可預先做好防護設施，降低災害發生之機會。此種定期之水深地

形監測主要希望能提供每年或隔年每季沿線某一定需求水深範圍內之地形數據、近岸沙灘寬度與坡度、沙灘及海域底值之粒徑、漂沙趨勢與漂砂量等等，詳細之需求監測項目、監測範圍、儀器需求與規格、資料格式及監測頻率與要求可參考目前水利單位之監測規範，再依公路設計之需求作調整，但仍建議未來能協調相同的格式以利資料庫之整合及數據共享方便。

(2)不定期監測

不定期地形監測之目的乃是彌補定期監測時間間隔期間發生重大氣象事件，對海灘及海域地形造成明顯變化時或因公路邊坡發生重大災況，表徵原因可能是因為侵蝕問題或水深地形變化導致海象條件變易所引起時，為明確判斷災因或提供規劃設計之參考時所啟動之監測計畫。海岸公路邊坡遭致破壞釀災之期間大都發生於颱風侵襲時或東北季風長浪作用期間，此時之沙灘及水深地形都可能產生明顯之變化，雖然事後沙灘及水深會有逐漸回淤之情形，但在目前漂砂量明顯減少，颱風浪又有增強趨勢，此種現象將導致沙灘或海域水深地形無法回復侵襲前之狀態，且很可能會逐漸成為侵蝕地形，對邊坡及護岸之安全皆會造成影響，因此確實需要掌握此種極端氣候作用後之地形資料，因而必須施予不定期監測以彌補定期監測之不足，尤其當定期監測並非每年辦理時此種不定期監測之數據將更顯重要。

不定期監測之測量項目及其他規定亦應比照定期監測之要求辦理，監測之辦理時間則可在颱風或極端海象事件後即刻進行，以利掌握各項地形資料，測量結束後應與最近一次的測量結果進行分析比較，了解沙灘及地形之變化現象，藉以判斷是否是災況致災原因或提供研判路況地點是否已因沙灘流失有侵蝕危機，以作為是否進行坡腳或堤基保護之參考。

5.4.3 邊坡穩定性監測

由於海岸公路安全與否與其所在之邊坡地質之穩定性有密切之關係，故邊坡之安定狀況實有必須性之掌握。目前山區公路之邊坡監測

制度與監測方法已非常健全，並有持續性之監測計畫，尤其在常釀災之路段其監測系統極為完備。海岸公路臨海側之邊坡，其巡查較為不易與困難，故對邊坡穩定與否之掌握較為不易，故安全需求之監測理應更予重視。但因並無強制性之規定，且東部海岸公路臨海側之邊坡多數為陡峭之崖坡，監測設備之安裝也較為困難，要如同陸域公路邊坡落實安置監測設備實是較為不易，因此目前海岸公路臨海側邊坡之監測可謂幾乎沒有。但因海側邊坡穩定問題是導致公路損壞、護岸倒塌之主要原因之一，故應有因應之對策給予實施。為充分了解公路邊坡地層滑動及位移量變化情形，養護單位可就轄屬海岸公路選擇地質破碎風化嚴重、海側邊坡或護岸常發生崩塌及滑動之路段、坡腳常遭淘空陷落地區規劃適宜之監測系統，如於邊坡滑動面或破壞面，裝設如電子式位移計、傾度管、水位計、水壓計等，觀測坡面及岩層之縱橫向位移、土壤中水位即孔隙水壓之變化等，藉由監測系統了解該路段邊坡之特性，以掌握分析邊坡地之穩定狀況，並可藉監測資料掌握邊坡可能之變異現象，提早做好因應對策，避免危及公路行車安全。目前邊坡穩定之監測系統之設備與分析處理技術皆已非常完整，此類監測系統之建置應可即刻規劃實施，但因東部海岸公路臨海側邊坡要全線建置監測系統實有其困難度，可挑選歷年屢有邊坡滑動、崩塌之路段今監測系統之建置。

上述邊坡穩定監測主要是掌握邊坡之特性及預知變異行為，如要掌握邊坡滑動範圍及土方滑動量等資料尚無法完全克服，此一問題應可參考美國及日本之作法，即定期以 3D 雷射掃瞄儀搭配攝影系統對沿線公路進行掃瞄測量及攝影，建立公路及邊坡之數值地形模型 (DEM)，藉由歷次邊坡之三維地形資料計算邊坡之坡面滑動範圍、土方變化及坡面植生變異等情形，如此可有效判斷邊坡是否有崩落、崩塌面積及崩塌土方量等滑動現象，圖 5.4.1 及圖 5.4.2 即為美國加州中部 Big Sur 海岸公路利用所建立之 3D 數值高程地形模型所分析之海岸公路崖趾後退量及崖坡土方崩塌量之成果分析圖。

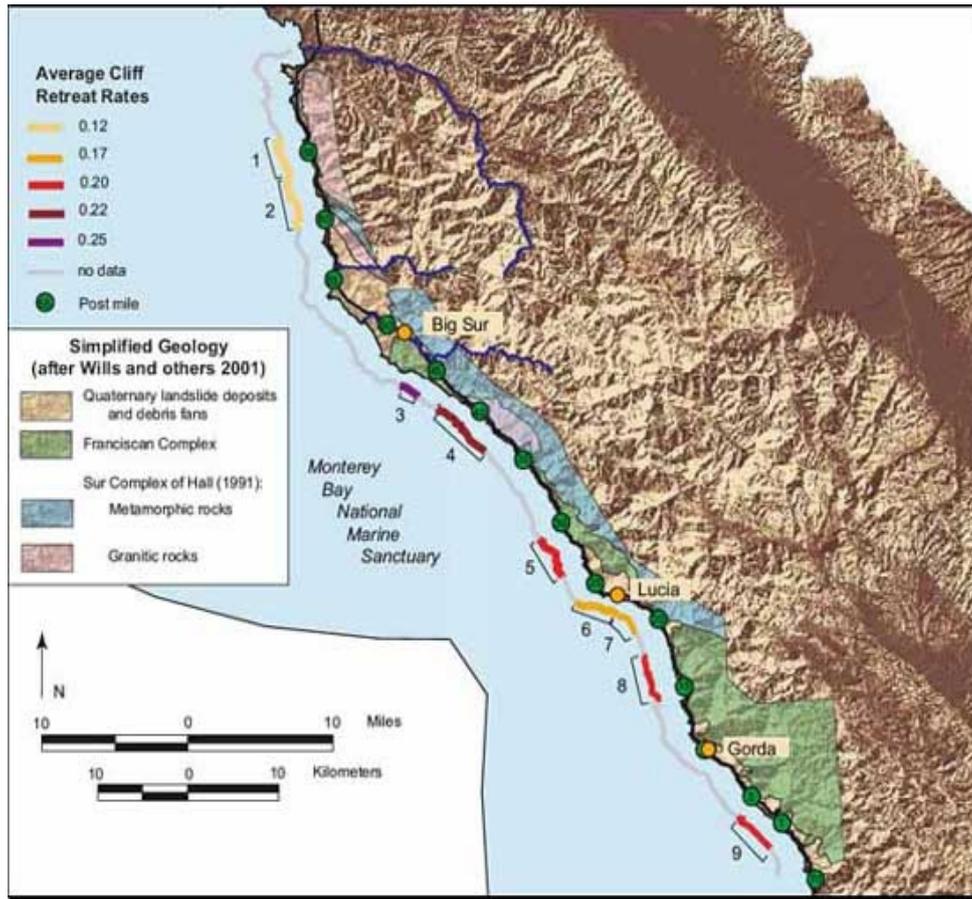


圖 5.4.1 美國加州 Big Sur 海岸公路邊坡後退量分析圖

此種成果亦可由計算之崩落土方配合地形調查了解沿岸漂沙量及地形之相對應關係，可有效提早掌握邊坡位處海岸地形之穩定情。現今遙測技術進步，3D 數值地形掃描系統之設備與處理技術皆已非常完整，其所需經費也已降低，值得參考採用。此種 3D 雷射掃描監測工作可視需要定期 1~2 年辦理一次，視經費與邊坡狀況而定，但在發生一定規模之地震、颱風豪雨事件或坡地突然發生大崩塌時，可視巡查狀況機動舉行不定期之掃描拍攝工作，以評估邊坡是否受到極端事件之影響產生可能之不穩定狀況，3D 雷射掃描及影像拍攝之必須項目可依邊坡穩定分析需求項目給予規定並參考目前遙測規範制定必須之儀器規格需求。

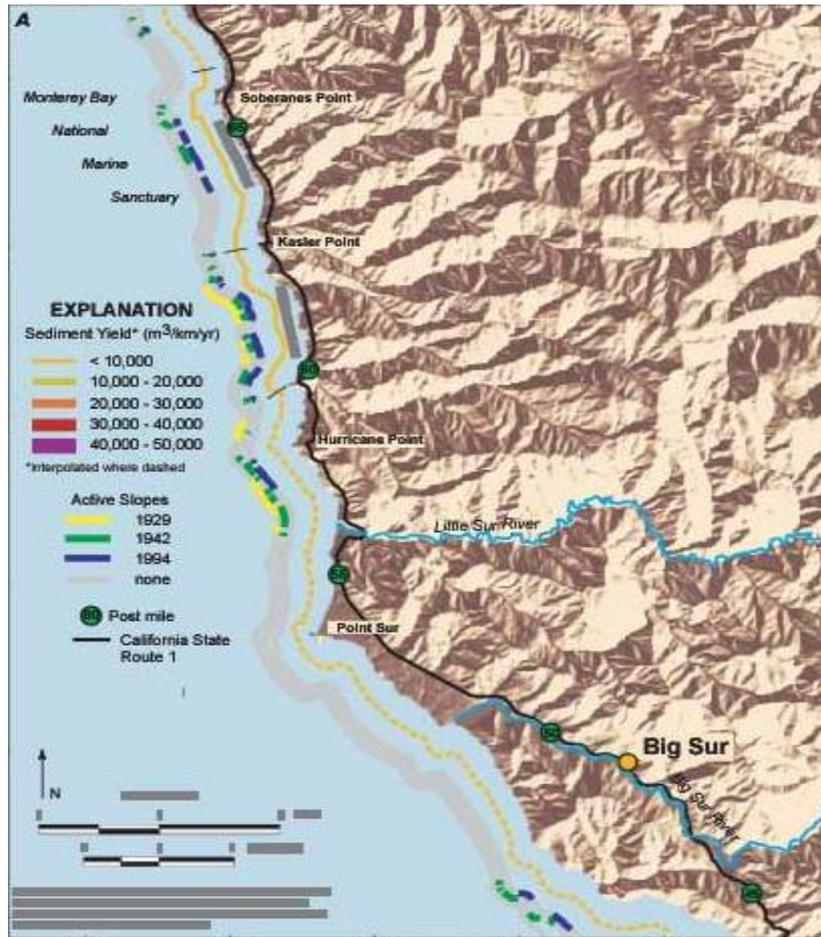


圖 5.4.2 美國加州 Big Sur 海岸公路邊坡土方崩塌量分析圖

另外因為部份海岸公路邊坡地質風化嚴重，對部份未能有效掌握其地質特性之路段，可沿沿線於坡面選擇幾處位址鑽探取樣並進行分析，了解其地質特性並建立其各項參數因子，以做為未來邊坡穩定分析或工程設計時引用，此鑽孔取樣之深度、孔數及分析項目可依一般地質鑽探規範及公路建設需求之項目要求即可。

5.4.4 護岸穩定度檢測

如同臨海邊坡般，一般海岸公路之護岸、擋土牆或消波工，因係臨海設置，平時實不易巡查檢視，尤其若結構物基腳如位於海水位以下，更無法判視基腳是否有淘刷情形，故建置結構物監測系統亦有其必要性，可於海側邊坡擋土牆及護岸等結構物裝設傾斜計、位移計或荷重計及雨量計等，用以了解結構物之傾斜變化情形，以及波面受力

及降雨量等以評估其穩定度，作為結構安全之參考。若無法全面安裝監測系統，增加臨海側邊坡或擋土牆等狀況之巡查檢測則有其必要性。目前水利單位有海堤安全性檢測與評估規範與辦法，公路單位亦有一般公路目視檢測巡查之機制，可參考這些機制建立適宜海岸公路邊坡結構物安全檢測之辦法。此種巡查檢測除平時之目視檢查外，亦可依航拍影像先行判視臨海結構物之狀況，如發現有安全疑義者，則應即刻啟動現地檢測工作。

因為海岸公路臨海邊坡可分有砂灘腹地及無砂灘腹地之情形，有砂灘者可由公路外側之砂灘對邊坡及結構物等進行巡查檢視，如有需要亦可借由檢測儀器輔助巡查工作。已無砂灘或無通路可進行沿線巡查檢視工作之路段，如邊坡或護岸之高差不大，而養護單位現有之檢視工程車垂放可及者，則可利用檢視工程車搭載巡查人員垂下邊坡、護岸進行巡查檢視工作。如高度過高或檢測工程車無法延伸垂下時，則可由船載方式或以無人飛機搭配高精度攝影設備進行沿線之拍攝記錄，再由有經驗之工程人員借由影像資料進行室內之巡查檢視工作。至於巡查之頻率可依目前山區道路之巡查機制辦理，亦可視人力與經費做適當之辦理時機。此檢測項目應包含結構物外觀(裂縫、孔洞、位移)及非破壞性檢測(淘空、陷落)及水下攝影，檢視結構體基腳之狀況，並依檢測結果評估該結構物是否有安全上之疑義，並研擬可行之補強改善對策。因為海側結構物之危害度較高，故其安全評估之等級應較一般陸側結構物之評估來得嚴謹，以確保其防護海岸公路之安全性。

5.4.5 波浪越堤監測

海岸公路因濱臨海岸興建，若臨海側緩衝海灘寬度不夠、公路邊坡高度不足，或邊坡、護岸消波不夠時，於颱風大浪或湧浪作用時可能會有越波現象，恐會危及公路行車安全。另外亦常有因越波大浪將海中石塊、漂流木沖上路面，造成路面產生裂縫、孔洞及塌陷情形造成交通中斷之現象，比如今年臺東臺9線422K~441K，在杰拉華颱風過境時有石塊及漂流木被沖上路面，造成沿線道路路面破損而封閉情

形，此種現象往往在颱風期間或季風長浪侵襲期間屢屢發生。為能確實掌握可能之越波現象、越波高度、越坡水量及挾帶石塊情況，公路養護單位應於常有此類災況之路段架設監測攝影機，平時可做為交通流量狀況掌握、道路安全狀況檢視之用，颱風期間則可利用其捕捉之越波畫面，藉影像處理技術之輔助，可分析越波高度、越波範圍及越波量體，這些資訊配合颱風資料、波浪資料及現地地形、防護工法之分析，可評估公路之護岸或邊坡保護是否得當，並可規劃適宜之改善方法，例如加強邊坡護岸之消能設施或公路臨海側加設擋水設施之參考。

日本在其多處有越波潛勢之海岸公路路段，加裝此種分析越波資料之自動監視系統，並由研發之系統進行分析，所得結果有效的改善此種事件對海岸公路行車安全之威脅。圖 5.4.3 為日本海岸公路裝設越波監視系統之示意圖，此類系統多結合波浪觀測系統、風速雨量觀測系統、電子警示看板、無線傳輸系統等結合而成，再配合影像處理系統可分析及預測可能之波浪越波時機與可能之越波量，此分析結果可提供發布於危險路段前方之電子警示看板上，提醒用路人小心，亦可作為公路管理單位最為適時封路之參考，另外此類分析系統亦可將其分析結果或監測畫面透過行動裝置讓用路人隨時透過網路瀏覽參考，有助於將地降低進入危險路段的機會。

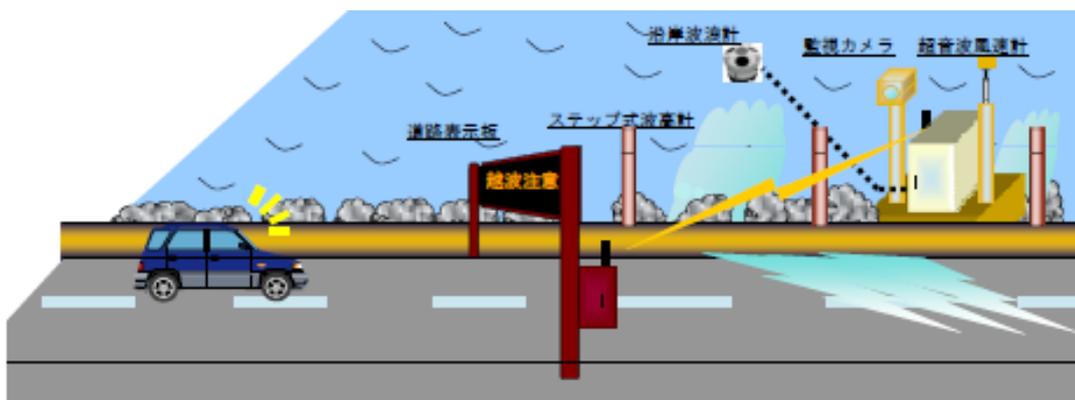


圖 5.4.3 海岸公路越波監視系統示意圖

由於目前東部海岸公路常有邊坡崩塌、崖趾侵蝕之狀況，造成公路路面下陷、毀損情形，亦可考慮於有上述災況之地點架設監視攝影

機，由定期攝錄之影像資料比對，輔助了解邊坡之滑動或崖趾之侵蝕後退量，亦可有效掌握邊坡之崩塌前兆。

5.5 邊坡防護工法試驗

由於東部海岸目前常有護岸基腳或邊坡坡趾處因為波浪沖刷作用造成破壞情形，為研提適宜的邊坡消能保護工法，本計畫亦針對東部海岸公路邊坡保護工法進行可行之改善試驗研究，提供海岸公路養護單位參考，作為未來進行邊坡改善工程規劃設計參考之用。

5.5.1 試驗設備與儀器

本試驗係於二維斷面水槽中進行，試驗所用水槽全長 36m，寬 0.7m，高 0.8m，水槽底部為不銹鋼材質，兩側邊壁皆由透明強化玻璃構成，以利於試驗中進行觀測，水槽前端設置有活塞式造波機，造波板由 HSR 滑軌固定在獨立機架上滑動，獨立機架完全獨立設置地面上不與試驗水槽相連，並由一組伺服馬達轉動滾珠導螺桿推動。造波板前上裝有一容量式波高計作為測量計算並推動造波板，使用者給予波浪條件經電腦計算由 PCL-818 轉換器送出訊號推動造波板，再經造波板前波高計測出實際波高回饋至電腦修正，以確定造波時是否隨著輸入波高條件造波，並可借訊號回饋達成吸收反射波之功能。尾端則設有一 8m 長之電動可調式斜坡，可供鋪設試驗地形模型。

試驗使用之波高計是由盛邦科技及日進公司製造的 60cm 容量式波高計，其可量測水位零點上下 25cm 之水位變化，波高計量得之水位訊號，經由增幅器處理後，再將各波高計擷取之類比訊號經 AD/DA 轉換卡轉換為數位訊號，以利電腦處理分析所得之波高資料。

資料擷取系統分別利用 NI (National Instruments) 公司生產資料擷取卡 PCI-6221、AD/DA 轉接器分別為 SCB-68、BNC-2090 轉換器，資料擷取系統是使用 NI 公司之 LabVIEW 軟體，此系統可以量測 Current、Voltage、Strain... 等。

5.5.2 試驗條件

本計畫主要是以研究性質探討具消能效果之保護工法，基本上無現地狀況考量問題，但為使能模擬狀況較符合東部海岸現況。於正式佈置模型及決定造波條件前，參考東部海岸公路護岸常況路段之南興、多良、大竹等路段之邊坡坡度及鄰近水深測量地形圖中計算坡趾至水深約 5m 內之淺灘坡度及水深 5m 以下之海床坡度做綜合考量後，我們採以 1/5 護岸坡度，護岸前方則為 1/15 的陡坡海床，再有一 1/10 坡度沿海測延伸至水槽底床。為考量高低潮為之變化，規劃三種水深，波浪條件除考慮冬夏季示性波浪外，亦考慮長波湧浪之作用，所規劃條件係以 1/25 比尺作為規劃試驗條件之參考依據，以下分別說明各項試驗條件。

1. 試驗水深

本試驗使用三個試驗水深模擬高潮位、平均潮位以及低潮位之狀況，試驗水深分別為 55cm、50cm 和 45cm，其試驗代號以 HD，MD，LD 區分，詳見表 5.5.1。

2. 波浪條件

試驗以九種條件進行；一是周期 1.2sec，波高分別為 4、6、8cm 三種；二是周期 1.5sec，波高分別為 5、8、10cm 三種；以及三是周期 1.8sec，波高分別為 6、10、14cm 三種情形，波浪條件之試驗代號是以 W1、W2 及 W3~...至 W9 加以區分。詳見表 5.5.2。

3. 消能模型

此次試驗使用三種模式與堤防工法配合進行：

- (1) 原型(純鋪石設置)+雙潛堤
- (2) 於鋪石與斜坡斷面之間放置海綿，厚度為 1cm，並搭配上潛堤
- (3) 於鋪石與斜坡斷面之間放置海綿，厚度為 2cm，並搭配上潛堤

最後與原型狀態做比較，藉此得出適合的消能工法，模型代號以英文字母表示，見表 5.5.3，模型的設計圖詳見圖 5.5.1~圖 5.5.21。

表 5.5.1 水位條件與編號

編號	水位
LD	45cm
MD	50cm
HD	55cm

表 5.5.2 波浪條件與編號

編號	波浪條件
W1	週期 1.2sec，波高 4cm
W2	週期 1.2sec，波高 6cm
W3	週期 1.2sec，波高 8cm
W4	週期 1.5sec，波高 5cm
W5	週期 1.5sec，波高 8cm
W6	週期 1.5sec，波高 10cm
W7	週期 1.8sec，波高 6cm
W8	週期 1.8sec，波高 10cm
W9	週期 1.8sec，波高 14cm

表 5.5.3 模型條件與代號

編號	模 型
A	原型狀態 (只有鋪石層)
以下距離為鋪石端至第一座堤 50cm，第一座堤至第二座堤 50cm	
B	雙潛堤 (潛沒水深皆為 1cm)
C	雙潛堤 (潛沒水深為 1cm(靠近邊坡)與 2.5cm(往海測))
D	雙潛堤 (潛沒水深皆為 2cm)
E	使用與雙潛堤同寬度兩座合併 (潛沒水深為 2cm)
以下距離為鋪石端至第一座堤 30cm，第一座堤至第二座堤 50cm	
B1	雙潛堤 (潛沒水深皆為 1cm)
C1	雙潛堤 (潛沒水深為 1cm(靠近邊坡)與 2.5cm(往海測))
D1	雙潛堤 (潛沒水深皆為 2cm)
E1	使用與雙潛堤同寬度兩座合併 (潛沒水深為 1cm)
以下距離為鋪石端至第一座堤 50cm	
F	圍墊厚度 1cm (以水深 55cm 為準，高出 5cm)
G	F+潛堤 (潛沒水深為 1cm)
H	F+潛堤 (潛沒水深為 2cm)
以下距離為鋪石端至第一座堤 30cm	
F1	圍墊厚度 1cm (與水深 55cm 齊平)
G1	F1+潛堤 (潛沒水深為 1cm)
H1	F1+潛堤 (潛沒水深為 2cm)
以下距離為鋪石端至第一座堤 50cm	
I	圍墊厚度 2cm (以水深 55cm 為準，高出 5cm)
J	I+潛堤 (潛沒水深為 1cm)
K	I+潛堤 (潛沒水深為 2cm)
以下距離為鋪石端至第一座堤 30cm	
I1	圍墊厚度 2cm (與水深 55cm 齊平)
J1	I1+潛堤 (潛沒水深為 1cm)
K1	I1+潛堤 (潛沒水深為 2cm)

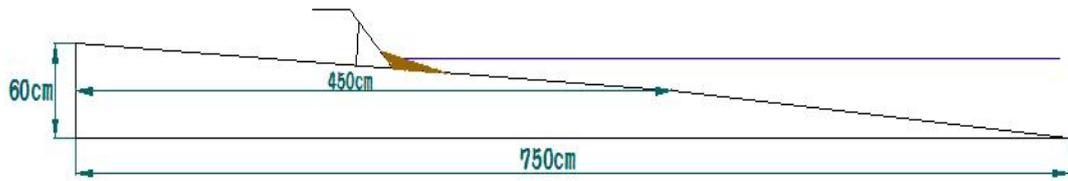


圖 5.5.1 原型配置圖

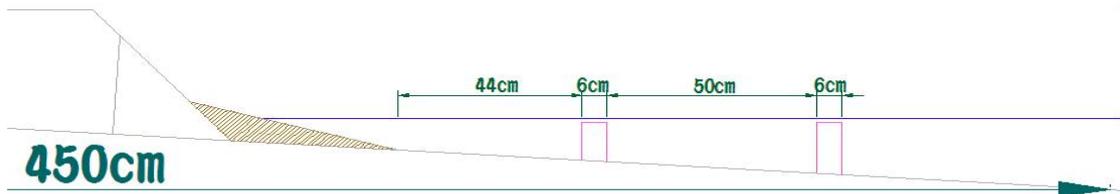


圖 5.5.2 雙潛堤(潛沒水深皆為 1cm)

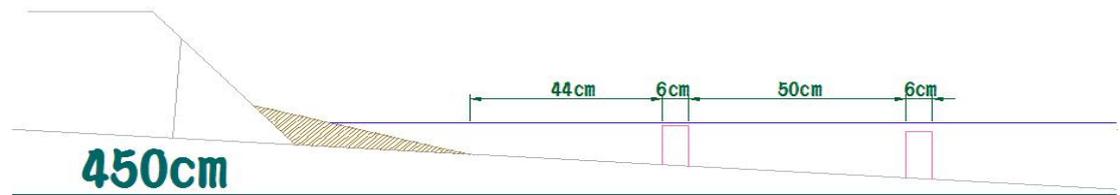


圖 5.5.3 雙潛堤(岸側潛沒水深 1cm，海測為 2.5cm)

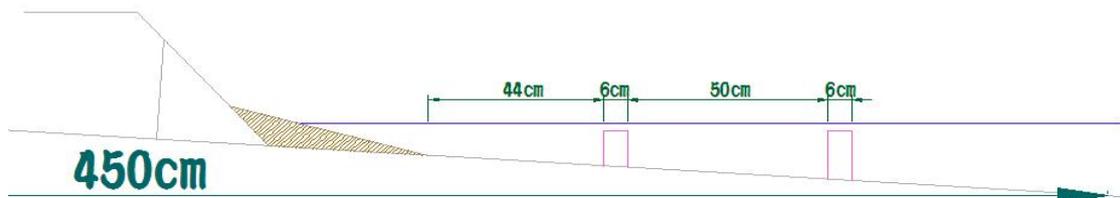


圖 5.5.4 雙潛堤(潛沒水深皆為 2cm)

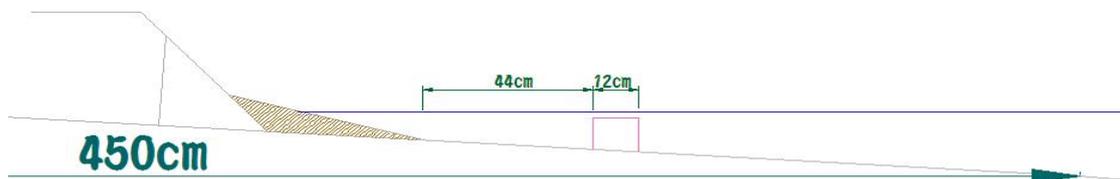


圖 5.5.5 雙潛堤同寬度兩座(潛沒水深為 2cm)

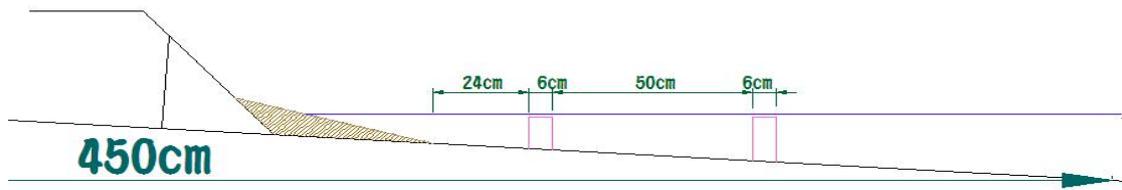


圖 5.5.6 雙潛堤(潛沒水深皆為 1cm)

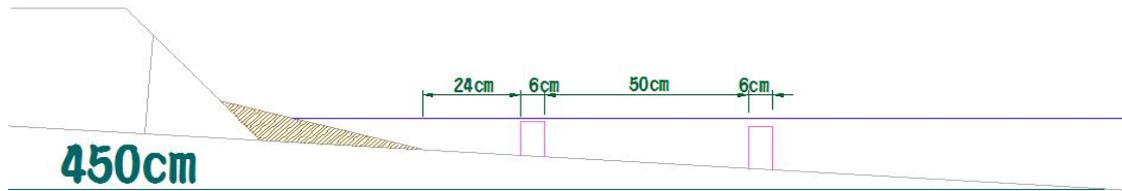


圖 5.5.7 雙潛堤(岸側潛沒水深 1cm，海測為 2.5cm)

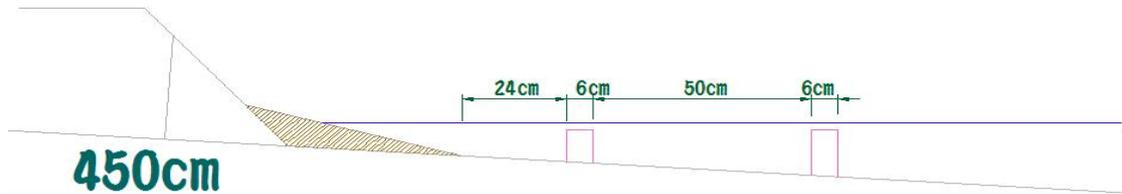


圖 5.5.8 雙潛堤(潛沒水深皆為 2cm)

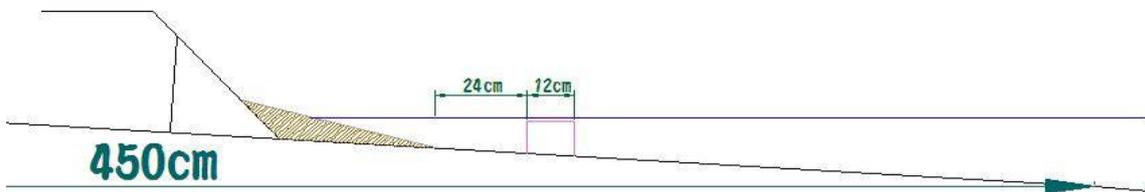


圖 5.5.9 雙潛堤同寬度兩座(潛沒水深為 1cm)

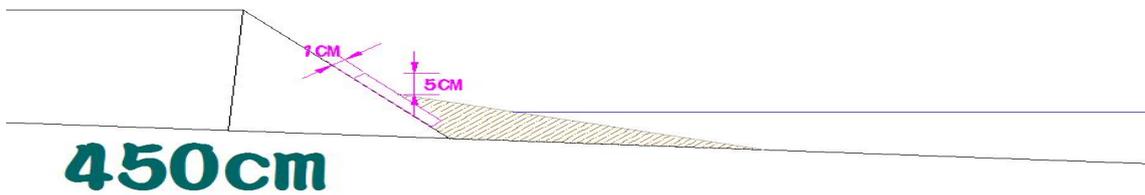


圖 5.5.10 單層圍墊(以水深 55cm 為準，高出 5cm)

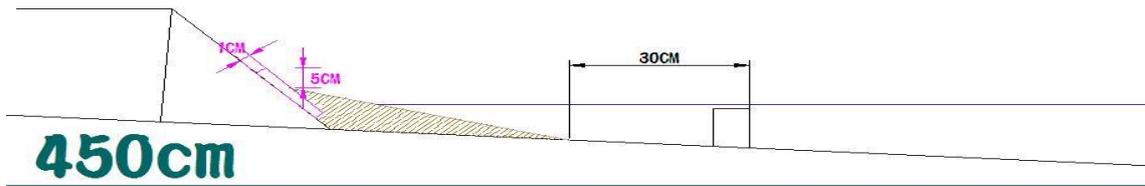


圖 5.5.11 單層圍墊與單潛堤(潛沒水深為 1cm)

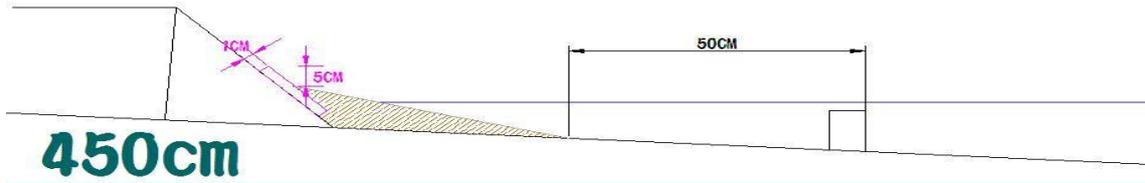


圖 5.5.12 單層圍墊與單潛堤(潛沒水深為 2cm)

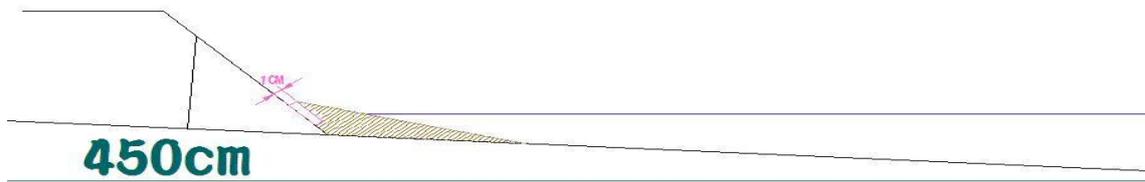


圖 5.5.13 單層圍墊 (與水深 55cm 齊平)

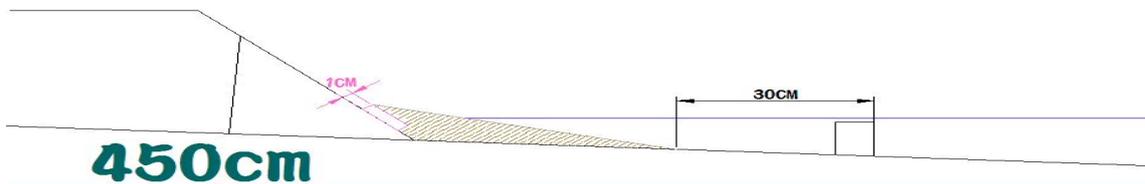


圖 5.5.14 單層圍墊與單潛堤(潛沒水深為 1cm)

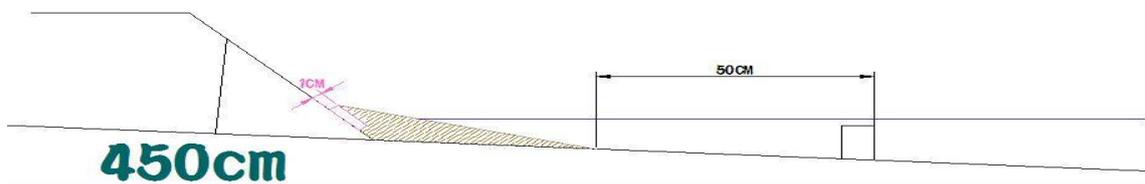


圖 5.5.15 單層圍墊與單潛堤(潛沒水深為 2cm)

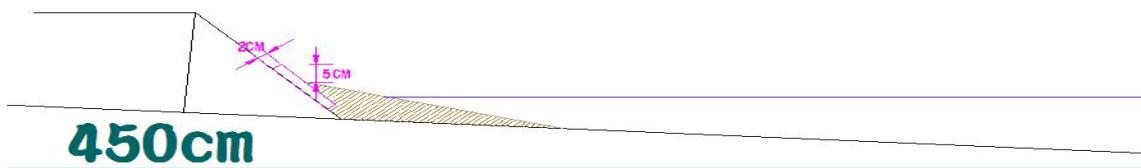


圖 5.5.16 雙層圍墊(以水深 55cm 為準，高出 5cm)

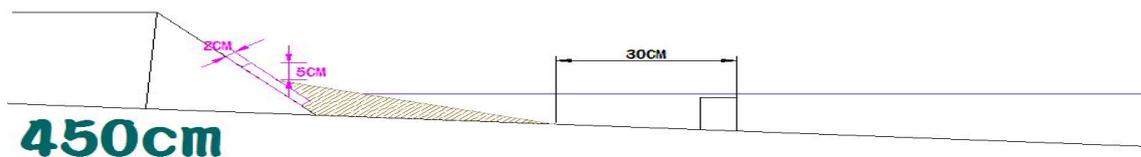


圖 5.5.17 雙層圍墊與單潛堤(潛沒水深為 1cm)

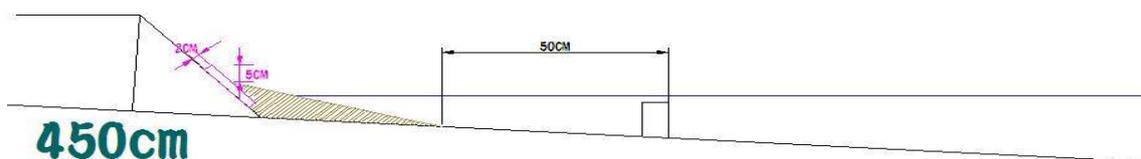


圖 5.5.18 雙層圍墊與單潛堤(潛沒水深為 2cm)

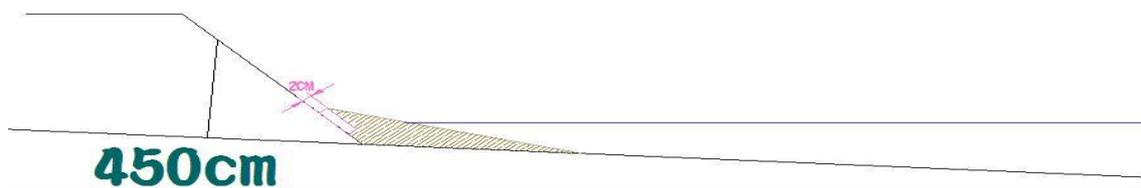


圖 5.5.19 雙層圍墊與單圍墊(與水深 55cm 齊平)

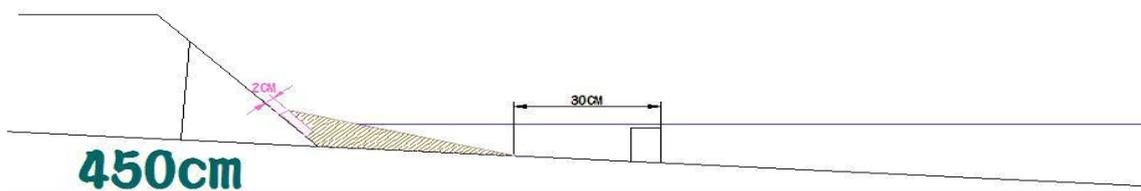


圖 5.5.20 雙層圍墊與單潛堤(潛沒水深為 1cm)

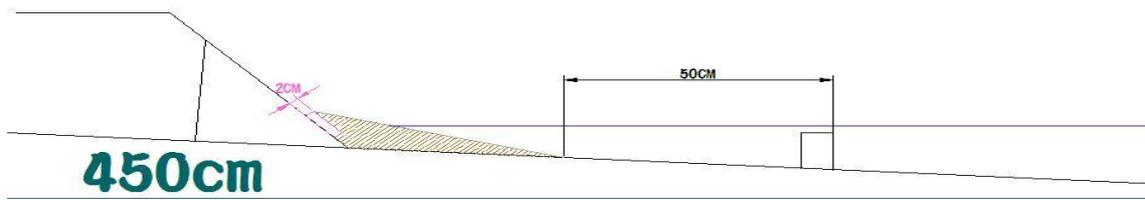


圖 5.5.21 雙層圍墊與單潛堤(潛沒水深為 2cm)

5.5.3 試驗步驟與流程

依所擬定之試驗條件與模型整類，依序進行試驗，圖 5.5.22 即本計畫之試驗步驟與流程。

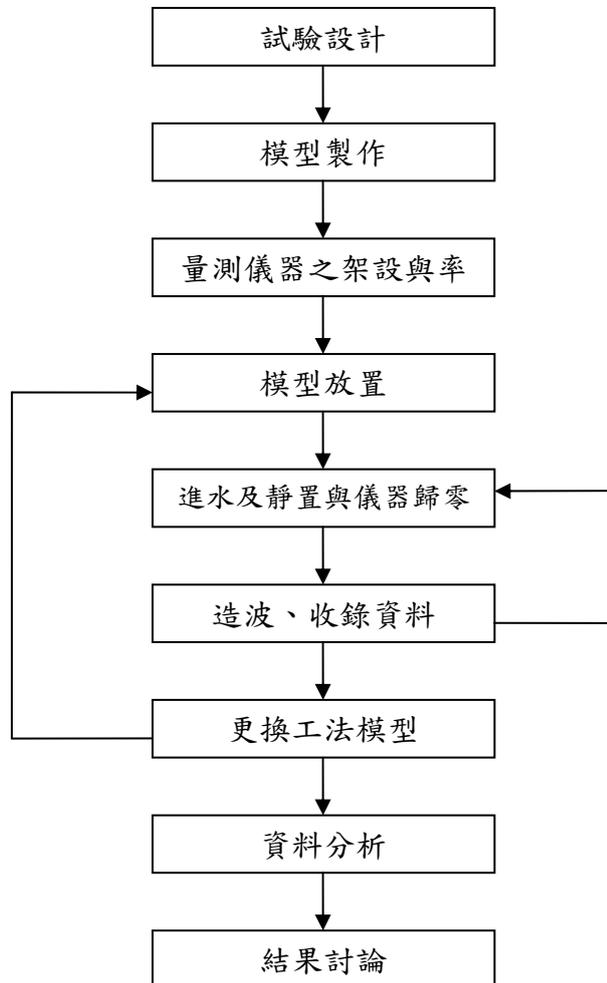


圖 5.5.22 試驗流程圖

5.5.4 試驗結果與討論

本節針對試驗結果進行分析討論，試驗所觀測、記錄與擷取之各類資料，依反射率、堤前波高變化、溯升高度、越波量等加以分析。

由不同模型反射率分佈圖或表的比較中可發現，在水深 45cm 之低水位時，工法編號 B 與 D 即以雙潛堤作為邊坡消能可有效好的消能效果，而在水深 50cm 時，工法編號 B 與 D 對減少反射是有較好的效果，在水深 55cm 的高水位時，工法編號 B 與 B1 之功效差距不多，但工法 B1 有稍微較佳之消能效果。綜觀若以雙潛堤作為邊坡消能的保護工法時皆有減少反射之效果，惟將兩座潛堤合併為堤頂加寬的單潛堤時，可能因堤頂寬度不夠波能磨損不多，加上此中設置方式無兩座潛堤間的水域讓波浪減衰能量，故其反射率較其他工法稍大。僅以反射率降低效益而言，低潛沒水深的工法 B 為較佳之消能改善方法，工法 B1 次之。

考量東部海岸因為坡度陡水深大，設置兩座潛堤的施工較為困難且經費亦高，因此另以僅設置單座潛堤並在邊坡底部鋪上消能墊作為保護工法進行探討，由不同模型反射率分佈圖或表的比較中可發現，在水深 45cm 低水位下，邊坡鋪設單層圍墊並設置單座潛堤之工法亦皆具有降低堤前反射率之效果，且會比雙潛堤工法有稍好的效果，其中以工法編號 G 與 H 效果不錯，在水深 50cm 時，工法編號 G 效果較其他布置條件好，而在水深 55cm 之高水位時，工法編號 G 與 H 的效果亦十分有效，其中以工法 G 尤佳，即單層圍墊加低潛沒水深之單潛堤設置方式會有不錯的效果。將消能墊加厚之後(即鋪設雙層圍墊)，發現在不同水深的試驗結果彼此差異不大，且與單層圍墊比較顯示，將消能墊加厚的情形與單層圍墊的效果並沒有太大差距。綜觀以上，可得知低潛沒水深的雙潛堤工法 B 的消能效果不錯，但設置單潛堤並於邊坡下方鋪設消能圍墊之工法會更能有效的減少反射率。

在溯升高度之分析上，在雙潛堤設置之所有試驗中，於低水位 45cm 水深下，低潛沒水深的雙潛堤方案(工法 B)有較小的相對溯升高，約分

佈在 0.3~1.0 左右。至於中、高水位下各種不同潛沒水深、不同潛堤間距的試驗其相對溯升高差異並不大，雖然工法 E 在高水位時偶會有比工法 B 有較低的相對溯升量，但整體而言，工法 B 低潛沒水深的雙潛堤方案仍是較佳的保護方式。設置單座離岸潛堤並在邊坡底部鋪上單層或雙層消能墊之保護工法，然加厚的雙層消能墊方案在反射率降低之效果上與單層消能墊比較沒有明顯的影響，但兩者在溯升高度上的比較可發現，雙層消能墊方案在中、低水位時其溯升高度會比單層效果好，於高水位時兩者之差異則不大。分析結果顯示，單層圍墊搭配單座潛堤的試驗中，以工法 G 及 G1 會有較低的溯升高；雙層圍墊搭配單座潛堤的試驗中則可看出仍是以低潛沒水深的方案會有較小的溯升高；即以工法 J 即 J1 會有較好的結果。

在越波量之分析上，圖 5.5.23~圖 5.5.25 為所有工法案例中有發生越波量 CASE 之無因次越波量分佈圖。在所有試驗中僅在長周期之大波浪下有發生越波現象，其餘波浪條件其溯升高度皆尚未超過模型坡頂，故無越波量的發生。另外由附圖之比較中可發現由於原始模型為陡坡護岸，故其越波量為所有試驗中之最大者，其無因次越波量 q/LH 約在 0.2~0.24 之間，加入各類消能保護工法後，都可有效降低越波量。由圖 5.5.23 之結果中可看出，在雙潛堤之各類方案中其越波量約可減小 2~6 倍左右，其中以將兩座潛堤合併而成的低潛沒水深寬頂潛堤(工法 E)效果最好，此種工法保護時堤面已無越波現象發生，次之則以低潛沒水深之雙座潛堤(工法 B 及 B1)較好，越波量明顯比未設置雙潛堤時平均約減小 4~6 左右。而由圖 5.5.24 單潛堤配合單層圍墊的試驗中可發現若僅於邊坡底部鋪設消能圍墊時，雖亦有降低越波量的效果，但成效不大，其越波量最大僅能降低約 21%左右。但若在單層圍墊前方海域中設置單座潛堤時，對越波量的降低有明顯效果，尤其以低潛沒水深的工法 G 及工法 G1 的效果最好，此種兩種佈置方式已無越波量的發生。若採相同單潛堤的設置狀況而將圍墊改以雙層鋪設時，由圖 5.5.25 中可清楚看出，若僅將圍墊由單層改為雙層鋪設時，因為波能撞擊時被加厚的海綿層吸附了許多能量，所以其越波量明顯比單層

圍墊要小許多，大約減小了四倍左右。此時若再將單座潛堤加入試驗中，可發現不管潛沒水深的高低或潛堤離岸距離的遠近，在此種雙層圍墊配合單座離岸潛堤的布置方式都可有效抑制越波現象，已完全無越波量的產生。已在雙潛堤之各類方案中其越波量約可減小 2~6 倍左右，其中以低潛沒水深之工法 B 及 B1 最佳，越波量明顯比未設置雙潛堤時平均約減小 4~6 左右。

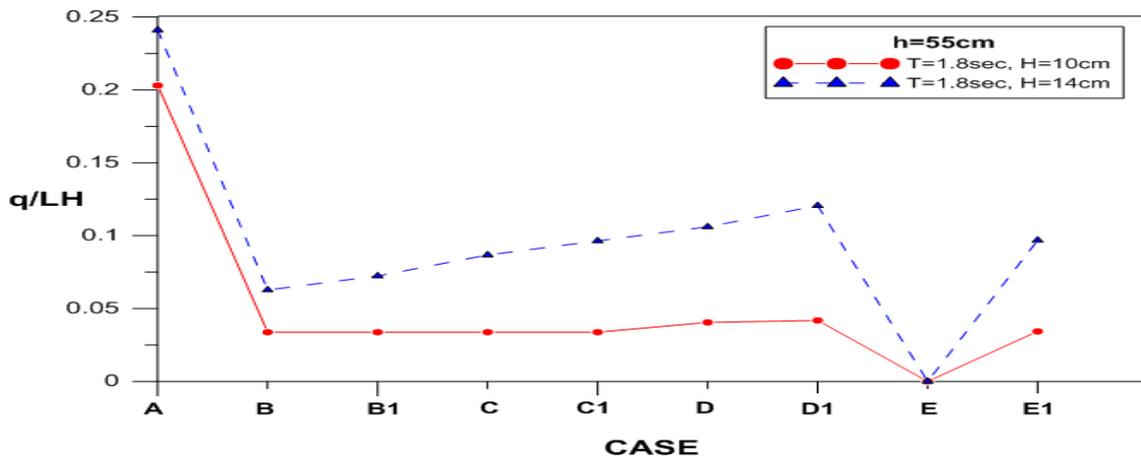


圖 5.5.23 各 CASE 越波量比較圖

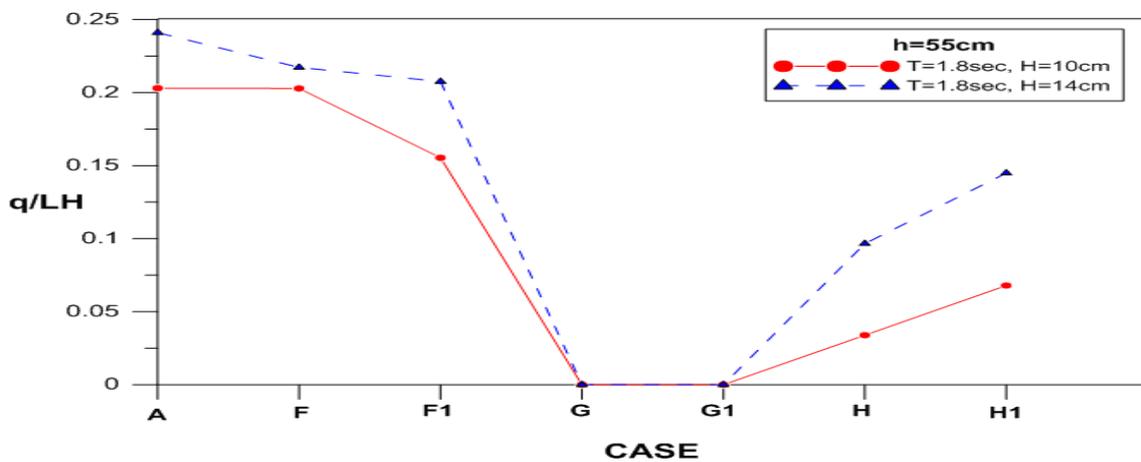


圖 5.5.24 各 CASE 越波量比較圖

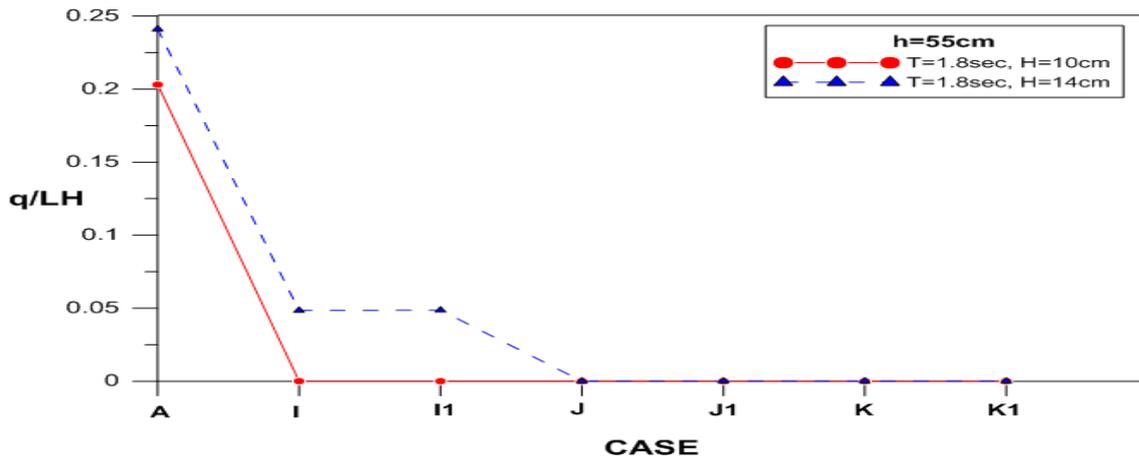


圖 5.5.25 各 CASE 越波量比較圖

綜合分析討論結果，無論是採用低潛沒水深的雙潛堤工法或邊坡鋪設消能圍墊配合單座離岸潛堤的工法皆能有效削減衝擊邊坡之波浪能量。若以降低反射率及不對邊坡進行任何工程措施之情況下，則可考慮以低潛沒水深的雙座離岸潛堤作為保護的規劃參考。若考量東部海床坡度陡水深大，施作雙座離岸堤有經費的問題時，則可考慮以單層消能圍墊保護護岸或邊坡的底部，同時於離岸位置興建單座低潛沒水深的離岸潛堤作為設計的參考。如僅以抑制越波為主要考量時，且又不考慮興建結構物時，則利用雙層消能圍墊保護邊坡下方應是最好的選擇，雖然此種保護方式於長波大浪時無法完全不發生越波，但越波量已明顯降低許多，可能不會影響公路安全，若擔心少許的越波量會影響用路人安全時，則可再搭配離岸近、潛沒水深低的單座離岸潛堤來加強消能，此種工法的搭配都無越波情形發生。若考慮不興建結構物的限制下，也可以搭配目前公路單位於於颱風大浪期間為避免越波影響交通安全而採取封路之權宜方法來避免危害事件的發生。

以上僅為本計畫條件之試驗結果，未來在海岸公路邊坡的應用上，仍需進一步試驗，考慮現地坡度、水深、海象、公路等級等多項因素後，整體評估後再依經費、環境生態考量優選事宜的保護工法。

第六章 結論與建議

本計畫之目的主要在於探討並研發符合臺灣各區地理環境需求的消能式港灣結構，依臺灣地區之環境特性與功能屬性分類，港灣結構物的功能大致可分為長波抗浪型區域(以臺灣東部海岸為主要考量，主要功能以港灣結構保護為主)、環境保護型區域(以臺灣西部海岸為主要考量，為兼顧港灣結構及環境之護育功能)及臨時簡易功能使用型(以環境保護功能或特殊使用目的功能為主)等三大類型，針對前述三種型態，分別進行探討個別之消能式結構型式以替代傳統保護港灣、海岸之重力式海事結構物，以達符合海岸空間環境需求且具保全功能之目的。而海岸公路邊坡保護工法的研究則分別針對臺灣東部及西部海岸公路的特性進行破壞機制與防治方法的研究。

6.1 結論

1. 長波抗浪型消能式碼頭的開發所引用的都是過去大家所熟悉的波動現象，波浪淺化、碎波、溯上及越波，其目標是設法將入射波的能量削減在有限長度的斜坡上，減少因為水體的溯降發生二次造波，也就是降低反射波的發生，如此便可大幅地減少因為港內的多次反射波所造成的能量累積，與發生港池振盪或共振。目前本計畫也提出具體可行的消能式沉箱型式或配合一般淺水碼頭所採用的直立消波型塊(以萬代福為例)。
2. 當某些海岸的利用不是經年累月的，而是每年偶而會有幾次，或使用時間不長的情形，這種地方或許不需要永久性的設施。屬於臨時簡易功能使用型的翼板浮式結構物的研發即在此一觀念下進行的。利用附加翼板的浮式結構物可以增加結構物的附加質量產生運動阻尼，使其具備輕量、運輸方便及快速安裝又具較佳的消波效果等功能，除了可以作為臨時/短期性港灣的防波堤外，未來也可以發展成海上救難、海上油污擴散、或海岸結構物搶災的臨時性設施。

3. 適當的海岸結構物形式選定，不僅可以降低淺海波浪對海岸或海床的作用，同時也可以因為促成波浪的碎波行為所產生的劇烈氣水交互作用而提高海水中含氧量；而適當地選擇配置方案也可能促進灣澳裡面的海水交換而降低水質的污濁，例如雙開口港灣的海水交換就比單開口又狹長的港灣來得好。環境保護型海岸結構物設施與配置的研發，也是希望能夠適當地選用與安排海岸結構物，促成淺海波浪在近岸區碎波或削減波能，以降低其作用於海岸或結構物上的波力，而同時又能促成氣水的交換，提高海水中的含氧量以及提供依水中動植物容易生長棲息的空間。目前的研究已經顯示多種可能的組合，以及應該考量的參數。
4. 我國的許多海岸公路緊臨著海岸線，緩衝區非常地窄，因此靠海側的邊坡可能直接受到波潮流作用。這種狀況使得我國的海岸公路在規劃設計時，除了需要參考陸側邊坡以及公路路面的標準設計外，也需要考慮它們直接暴露在惡劣海氣象變化裡的影響與加速老化的情形。本計畫收集及檢討了臺灣東部海岸公路邊坡的破壞案例，依各路段的區域環境特性、防護工法型態等進行破壞機制之分析與檢討，再依區域特性分區提出破壞原因及研擬可能之保護方法。同時，也以試驗方式檢討目前公路單位所規劃邊坡防護方法之適宜性，包括引用本計畫所研究的環境保護型防護工法進行試驗，比較分析其適用於東部海岸環境之可行性，提供公路養護單位之參考，藉以改善現有海岸公路邊坡之致災脆弱性，提升海岸公路運輸功能保障車行之安全。

6.2 建議

1. 各個子計畫的研究成果後續應該要考慮如何進行現場實體的測試，以及規劃與推動實務性的應用。
2. 不僅是大型商港內有長週期的波動，一般的漁港內也有。未來應考慮在小型港灣內施作長波抗浪型碼頭的實體測試，以評估其實用

性。再者，現今港灣的波浪觀測僅止於大型港灣的港外部分，對於港內的水位變化以及波動特性至今尚未能充分掌握，應該再加強。

3. 臨時簡易功能使用型(快速佈放柔性浮式結構物)在海上救難或者是海岸防災等都應有相當的功效，但實務應用上可能還需要考慮保管、運送、安裝及維護的問題，未來應該持續研究探討，並進行實際海上的測試。此外，有關彈性翼板的性質對鄰近波動的影響也可以深入研究。
4. 環境保護型的設施可以有很多種組合方式，最重要是需要收集當地的水中環境與生態以便能做正確的選擇，讓我們的海岸保護、海岸環境復育及海岸空間利用必須走向柔性、親水、近自然、近生態等的海岸保護措施，並提供人們最舒適親水的空間，並能兼顧防災、安全、親水、休閒遊憩及良好的視野景觀等的條件，是國內外設計海岸保護結構物之未來趨勢。利用設置兼具生態礁功能(如藻礁、魚礁或產卵礁)的透水式潛堤、潛礁、生態型消波塊、方塊及通水型沉箱，以佈置適合海草、海藻類及其它海洋生物生活空間，以逐步豐富近岸的生態與水產資源，達到環境復育的功能，也可能有穩定近岸海底砂床的功能。
5. 海岸公路邊坡的環境特性與破壞類型的調查應積極展開，以期能確實掌握與規劃設計相關的參數，適合我國海岸公路特性的規劃設計準則也應該儘早訂定，使工程人員能有所依循與參考。然而，我們也發現現行的公路設計準則中並無有關海側邊坡的保護與設計規範，有必要就此部分作一檢討與彌補。

6.3 成果效益與後續應用情形

計畫主要針對臺灣地區特性與港灣構造物之使用功能與目的研發出具體可行之可消減長波能量的實用型結構設施、具環境保育與結構安全的港灣結構設施型式及高機動性、符合環境保護的結構設施。研究成果在經濟效益上，可提供功能性較高之港灣結構物，節省工程建

設及維護費用。在應用上，可針對臺灣各區域之港灣特性決定結構型式，提供各港務局及水利署等單位作為改善現有港灣設施及海岸基礎建設之參考依據、提供近岸保護工法各港在鄰港區域地形保護之應用、提供港域之停泊與航行安全之使用、提供消能結構物設計使用，以減低工程經費及延長結構物之壽齡，提供公路總局在海岸道路保護的可行監測方案及改善策略。

參考文獻

1. Araki, T. and T. Chujo, 1979. "Development of the IHI Floating Breakwater," Coastal Engineering in Japan, Vol.22, PP.75-89.
2. Briggs, M.J., 2001. Analytical and Numerical Models of the RIBS XM99 Ocean-Scale Prototype, Report of US Army Corp of Engineers, ERDC/CHL TR-01-19.
3. Coastal Engineering Manual, 2002. U.S. Army Corps of Engineers, EM-1110-2-1100
4. Cuomoa, G., Shimosakob, K.I. and Takahashic, S., 2009. "Wave-in-deck loads on coastal bridges and the role of air," Coastal Engineering, Vol.56, pp.793-809.
5. Dalrymple, R.A., Losada, M.A. and Martin, P.A., 1991. "Reflection and Transmission from Porous Structures under Oblique Wave Attack," Journal of Fluid Mechanics, 224, pp.625-644.
6. Elchahal, G., Ra.c Younes and P. Lafon, 2008. "The Effects of Reflection Coefficient of the Harbour Sidewall on the Performance of Floating Breakwaters," Ocean Engineering, Vol.35, pp.1102-1112.
7. EurOtop, 2007."Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures : Assessment Manual", pp.127-144.
8. Flow Science, lic., 2009"FLOW-3D User Manual,"FLOW-3D and TruVOF are registered in the US Patent and Trademark Office.
9. Gesraha, M.R., 2006. "Analysis of II shaped floating breakwater in oblique waves : I. Impervious rigid wave boards", Journal of Applied Ocean Research, Vol.28, pp.327-338.
- 10.Gu, H.B., Jiang, X.L. and Li, Y.B., 2008, "Research on Hydraulic Performances of Quarter Circular Breakwater," Chinese-German Joint Symposium on Hydraulic and Ocean Engineering, pp.21-25.

- 11.Hassan, R.M., 2002. “Coastal protection and development of Alexandria,” Coastal Environment : Environmental Problems in Coastal Regions IV.
- 12.Healy, J.J.,“Wave damping effect of beaches,”Proceedingd of Minnesota International Hydraulics Convention,pp.213-220(1953).
- 13.Hedges T.S., 1995.“Regions of validity of analytical wave” , Proc. Instn Civ. Engrs Wat.Marit . and Energy , 112, June , pp.111-114.
- 14.Hiraishi, T., 2002. “Long Period wave absorbing by artificial beach,” Proceeding of 6th Littoral 2002, EUROCOAST, pp.601-606.
- 15.Hiraishi, T., 2006. “Development of long period wave absorber,” Proceeding of the 16th International Offshore and Polar Engineering Conference, Vol.3, pp.621-625.
- 16.Hirt, C.W. and B.D. Nichols, 1981. “Volume of Fluid (VOF) Mehtod for the Dynamics of Free Boundaries,” J. Computational Physics, Vol.39, pp.201-225.
- 17.[http : //www.artificialreefs.org/PressPhotos/HiResPressPhotos.html](http://www.artificialreefs.org/PressPhotos/HiResPressPhotos.html)
- 18.[http : //www.concretelayer.com/index.asp?ID=510&IDF=2](http://www.concretelayer.com/index.asp?ID=510&IDF=2)
- 19.Jia, D.H., 1999. “Study on the interaction of water waves with semi-circular breakwater,” China Ocean Engineering, Vol.13, No.1, pp.73-80.
- 20.Jon Pearson et al., 2004.“Effectiveness of recurve walls in reducing wave overtopping on seawalls and breakwater” , ASCE, ICCE 2004, Lisbon, Vol.4, Coastal Structures, pp.4404-4416.
- 21.Kee, S.T., Lee, S.H. and Ko, Jin-Seok, 2006 “Submerged Porous Plate Wave Absorber,” Proceedings of the Sixteenth (2006) International Offshore and Polar Engineering Conference, pp.626-631.
- 22.Keisuke M et al., 2008. “Hydraulic Performances of Non-Wave

- Overtopping Type Seawall Against Sea Level Rise Due to Global Warming” Proceedings of the Eighteenth International Offshore and Polar Engineering Conference Vancouver, BC, Canada, July 6-11, pp.706-712.
23. Kim, J.-H. and H.-Y. Jeong, 2005. “A study on the material properties and fatigue life of natural rubber with different carbon blacks,” International Journal of Fatigue, Vol.27, pp.263-272.
 24. Kim, W.D., H.J. Lee, J.Y. Kim, and S.-K. Kohb, 2004. “Fatigue life estimation of an engine rubber mount,” International Journal of Fatigue, Vol.26, pp.553-560.
 25. Kim, Y.W., 2009. “Permeability Parameter of Perforated Wall with Vertical Slits” ,M. thesis.Seoul, Korea : Seoul National University
 26. Kozhushko G.G. & V.A. Koponv 1995. “Fatigue strength function in shear loading of fabric conveyor belt,” International Journal of Fatigue, Vol.17, No.8, pp.539-544.
 27. Lee, Chung-Pan and Jaw-Fang Lee, 1993, “Wave-Induced Surge Motion of a Tension-Leg Structure”, Ocean Eng., Vol. 20, No 2, pp.171-186.
 28. Lee, Chung-Pan, 1994, “Dragged Surge Motion of A Tension Leg Structure”, Ocean Eng., Vol. 21, No3, pp.311-328.
 29. Lee, Chung-Pan, Wen-Kuei Ker, and Jia-Ray You, 2003. “Wave field with a submerged porous breakwater,” J. of the Chinese Institute of Engineers, Vol. 26, No. 3, pp. 333-342.
 30. Lee, M.M. and A.T. Chwang, 2000. “Scattering and radiation of water waves by permeable barriers,” Physics of Fluids, Vol.12, pp.54-65.
 31. Legorju-jago, K. and C. Bathias, 2004. “Fatigue initiation and propagation in natural and synthetic rubbers,” International Journal of Fatigue, Vol.24, pp.85-92.
 32. Li, Y. C., Liu, Y., Teng, B., 2006. “Porous effect parameter of thin permeable plates,” Coastal Engineering Journal, Vol. 48, No. 4,

pp.309-336.

- 33.Liu, Y., Y.C. Li, B. Teng, and B.L. Ma, 2007. "Reflection of regular and irregular waves from a partially perforated caisson breakwater with a rock-filled core," *Acta Oceanologica Sinica*, Vol.26, No.3, pp.129-141.
- 34.Liu, Y., Y.C. Li, B. Teng, and J.J Jiang, 2006. "Experimental and Theoretical Investigation of Wave Forces on A Partially-Perforated Caisson Breakwater with A Rock-Filled Core," *China Ocean Engineering*, Vol.20, No.2, pp.179-198.
- 35.Madsen, P.A., 1983. "Wave Reflection from a Vertical Permeable Wave Absorber," *Coastal Engineering*, Vol.7, pp.381-396.
- 36.Mars W.V. & A. Fatemi, 2004. "A literature survey on fatigue analysis approaches for rubber," *International Journal of Fatigue*, Vol.24, 949-961.
- 37.Mars W.V. & A. Fatemi, 2006. "Multiaxial stress effects on fatigue behavior of filled natural rubber," *International Journal of Fatigue*, Vol.28, 521-529.
- 38.Murali, K. and J. S. Mani, 1997. "Performance of Cage Floating Breakwater," *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, Vol.123, No.4, pp.172-179.
- 39.Nejadkazem Omid and Gharabaghi Ahmad R.M., 2011. "Wave effect on slotted breakwaters considering evanescent modes", *Proceedings of the ASME 2011 30th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering*
- 40.News from BASF Plastics
- 41.Ohkusu, M., M. Kashiwagi, K. Ikegami, M. Ozaki, Y. Isozaki, 1991. "Study of Performance of Floating Breakwater Utilizing the Relative Motion of Inside Water," *日本造船協會論文集*, 169 號, pp.215- 222.
- 42.Overton, M.F. and Fisher, J.S., 2005. *NC Coastal Highway Vulnerability, Final Reprt, Department of Civil, Construction and Environmental Engineering, North Carolina State University.*

43. Pérez-Romero, D.M., Ortega-Sánchez, M.; Moñino, A., Losada, M.A., 2009. "Characteristic friction coefficient and scale effects in oscillatory porous flow", *Coastal Engineering* ,56,pp.931–939
44. Saintier, N., G. Cailletaud and R. Piques, 2006a. "Multiaxial fatigue life prediction for a natural rubber," *International Journal of Fatigue*, Vol.28, pp.530–539
45. Saintier, N., G. Cailletaud, and R. Piques, 2006b, "Crack initiation and propagation under multiaxial fatigue in a natural rubber," *International Journal of Fatigue*, Vol.28, pp.61-72.
46. Sollitt, C.K. and Cross, R.H., 1972. "Wave Transmission through Permeable Breakwaters," *Proceedings of the 13th Coastal Engineering Conference*, Vancouver, BC, pp.1827-1846.
47. Suh, K. D., Kim, Y. W., Ji, C. H., 2011. "An empirical formula for friction coefficient of a perforated wall with vertical slits" *Coastal Engineering*, 58, pp. 85-93
48. Sullisz, W., 1985. "Wave Reflection and Transmission at Permeable Breakwaters of Arbitrary Cross Section," *Coastal Engineering*, Vol.9, pp.317-386.
49. Tanimoto, K., Endoh, H. and Takahashi, S., 1992. "Field experiments on a dual cylindrical caisson breakwater," *Proceedings of the 23th International Conference on Coastal Engineering*, ICCE, Venice, Vol. II , pp.1625-1638.
50. *Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures : Assessment Manual*, 2008. Environment Agency UK. Expertise Netwerk Waterkeren, NL. Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, DE.
51. Weng, W.K. and C.R. Chou, 2007. "Analysis of Responses of Floating Dual Pontoon Structure," *China Ocean Engineering*, Vol.21, No. 1, pp.91-104.
52. Wu, J.H, Wan, Z. P. and Fang, Y., 1998. "Wave reflection by a vertical

- wall with a horizontal submerged porous plate,” *Ocean Engineering*, Vol.25, pp.767-779.
53. Xie, S.L., 1999. “Wave forces on submerged semi-circular breakwater and similar structures,” *China Ocean Engineering*, Vol.13, No.1, pp.63-72.
54. Yu, X., 1995. “Diffraction of Water Waves by Porous Breakwaters,” *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, ASCE, Vol.121, pp.275-282.
55. 古明洲，2010，“導波式沉箱堤之研究”，碩士論文，國立臺灣海洋大學河海工程學系，基隆，臺灣。
56. 邓超文，2003，“廣東西部沿海高速公路臺山段某邊坡滑塌機理及整治”，*廣東公路交通*，第4期。
57. 交通技術標準規範港灣類工程設計部，1997，“港灣構造物設計基準-碼頭設計基準及說明”，交通部頒佈。
58. 吳永照、許瑞昌，陳俊吉，1999，“斜向入射波與透水潛堤的交互作用”，第二十一屆海洋工程研討會論文集，259頁～266頁。
59. 李兆芳、劉正琪，1995，“波浪通過透水潛堤之新理論解析”，第17屆海洋工程研討會論文集，593頁～605頁。
60. 李健鴻，2011，“越波式消能結構物之研究”，碩士論文，國立臺灣海洋大學河海工程學系，基隆，臺灣。
61. 李德河，2000，邊坡保護設施成效評估與改善方法之研究，國科會專題研究計畫成果報告。
62. 林宇銜，2003，“孔隙斜坡底床反射波之實驗研究”，碩士論文，國立成功大學水利及海洋工程研究所，臺南，臺灣。
63. 林東廷，1996，“多層透水式防波堤之消波及波力探討”，*港灣技術*，第十一卷第1期，1頁～37頁。

64. 林東廷、涂盛文，1991，“孔隙牆防波堤所受波力之研究”，第 13 屆海洋工程研討會論文集，126 頁～140 頁。
65. 林東廷，2001a，“淺談半圓形防波堤之發展”，海洋技術期刊，第 11 卷，第 2 期，第 31～37 頁。
66. 林東廷，2001b，“半圓形防波堤之設計波力介紹」，海洋技術期刊，第 11 卷，第 3 期，第 43～47 頁。
67. 林焯圭、岳景雲、翁文凱、楊國誠，2009，「消能式結構物特性之研究 (1/4)」，交通部運輸研究所合作研究計畫報告，MOTC-IOT-98-H2DB004，中華民國 98 年 12 月。
68. 林焯圭、岳景雲、翁文凱、楊國誠、陳文俊，2010，「消能式結構物特性之研究 (2/4)」，交通部運輸研究所合作研究計畫報告，MOTC-IOT-99-H2DB004，中華民國 99 年 12 月。
69. 林焯圭、岳景雲、翁文凱、楊國誠、陳文俊，2011，「消能式結構物特性之研究 (3/4)」，交通部運輸研究所合作研究計畫報告，MOTC-IOT-100-H2DB005a，中華民國 100 年 12 月。
70. 林焯圭、岳景雲、翁文凱、楊國誠、陳文俊，2012，「消能式結構物特性之研究 (4/4)」，交通部運輸研究所合作研究計畫報告，MOTC-IOT-100-H2DB005a，中華民國 101 年 12 月。
71. 林英傑，2004，“規則波作用下直立式防波堤動態行為試驗研究”，碩士論文，國立臺灣海洋大學河海工程學系，基隆，臺灣。
72. 涂盛文、林東廷，1990，“孔隙板對微小振幅波之影響”，港灣技術，第五期，95 頁～124 頁。
73. 涂盛文、劉正琪，2001，“系列透水潛堤之消波效應”，第 12 屆水利工程研討會論文集，H-41 頁～H-48 頁。
74. 柯文貴，1996，“波浪與浮式透水防波堤之交互作用”，碩士論文，國

- 立中山大學海洋環境工程研究所，高雄，臺灣。
75. 柯文貴、李忠潘、陳陽益，1997，“透水潛堤內外波流場之理論解析”，第八屆全國海岸工程學術討論會暨 1997 年海峽兩岸港口集海岸開發研討會論文集（下），715 頁-722 頁。
76. 孫維芳，2002，海岸山脈北段公路沿線邊坡崩塌特性研究，碩士論文，國立東華大學自然資源管理研究所，花蓮，臺灣。
77. 徐如娟、黃清和、陳建志、曾森煌、林秀美、林東廷、蔡立宏，2006，“生態型海岸保護工法研究（1/4）”，交通部運輸研究所。
78. 第八河川局辦理「卑南溪水系及臺東海岸線治理與復育成果攝影比賽」，2011，<http://www.wra08.gov.tw/news981029a.html>。
79. 許泰文，2003，“近岸水動力學”，科技書局。
80. 郭一羽，2003，海洋工程學，文山書局。
81. 郭一羽、李麗雪，2005，海洋景觀與生態設計，田園城市文化事業有限公司。
82. 郭金棟，海岸工程，第 10-8~10-10 頁。
83. 郭金棟、黃貴麟，1990，“半圓型開孔堤反射透射特性之試驗研究”，第 12 屆海洋工程研討會論文集，第 502~522 頁。
84. 陳昌生、林東廷，2003，“淺談日本新形式防波堤之發展”，港灣報導，第 64 期，15 頁-27 頁。
85. 陳建志，2005，“海堤覆面層及堤址結構物之物理特性對波浪溯升之影響”，碩士論文，國立成功大學水利及海洋工程研究所，臺南，臺灣。
86. 陳崇華，2004，“臺十一線海岸公路邊坡崩塌災害分析”，碩士論文，國立東華大學自然資源管理研究所，花蓮，臺灣。

- 87.程偉傑，2002，“利用消波護坦減低海堤溯上高之研究”，碩士論文，國立成功大學水利及海洋工程研究所，臺南，臺灣。
- 88.黃清和、蔡立宏、陳昌生、林東廷，2006，“淺談生態型消波塊之發展類型”，港灣技術，第75期，33頁～38頁。
- 89.楊昊，2008，“遼寧濱海公路潮差侵蝕路段路基頂面標高的推算方法”，北方交通，第4期。
- 90.經濟部，2004，“南、北濱及化仁海岸環境及景觀改善規劃”，經濟部水利署第九河川局。
- 91.經濟部，2009，“南濱及化仁海岸生態情勢調查及新工法研發之研究（2/2）”，經濟部水利署第九河川局，國立中山大學承辦。
- 92.經濟部，2010，“海岸防護及環境復育規劃參考手冊（上冊）”，經濟部水利署水利規劃試驗所。
- 93.經濟部，2010，“海岸防護及環境復育規劃參考手冊（下冊）”，經濟部水利署水利規劃試驗所。
- 94.蔡立宏、何良勝、陳明宗，2005，“海岸保護及親水性結構物最適化配置研究（4/4）”，交通部運輸研究所。
- 95.謝世楞，2000，“半圓型防波堤的設計和研究進展”，中國工程科學，第2卷，第11期，第35-39頁。
- 96.謝世楞、李炎保、吳永強、谷漢斌，2006，“圓弧面防波堤波浪力初步研究”，中國大陸海洋工程，第24卷，第1期，第14-18頁。
- 97.謝志敏、黃榮鑑、楊文昌，2008，“波浪與透水結構物互制之研究”，第30屆海洋工程研討會論文集，第373-378頁。
- 98.簡仲璟，2010，“港灣生態景觀規劃設計應用研究（1/4）”，交通部運輸研究所。

99.蘇青和、歐善惠、章梓雄，1992，“多孔岸壁港池之波能消散現象”，
中國臺灣技術期刊，第七期，126 頁～140 頁。