

106-014-7916
MOTC-IOT-105-H2DB004a

港灣結構物受異常波浪 影響分析(3/3)



交通部運輸研究所

中華民國 106 年 3 月

106-014-7916
MOTC-IOT-105-H2DB004a

港灣結構物受異常波浪 影響分析(3/3)

著者：蔡立宏、洪維屏、許弘莒、李孟學、林敬樺、許城榕

交通部運輸研究所

中華民國 106 年 3 月

港灣結構物受異常波浪影響分析
(3/3)

交通部運輸研究所

GPN: 1010600377

定價 250 元

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

港灣結構物受異常波浪影響分析. (3/3) / 蔡立宏
等著. -- 初版. -- 臺北市 : 交通部運研所, 民
106. 03

面 ; 公分
ISBN 978-986-05-2037-8(平裝)

1. 海岸工程 2. 防波堤

443.3

106003000

港灣結構物受異常波浪影響分析(3/3)

著 者：蔡立宏、洪維屏、許弘莒、李孟學、林敬樺、許城榕

出版機關：交通部運輸研究所

地 址：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 106 年 3 月

印 刷 者：

版(刷)次冊數：初版一刷 70 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：新臺幣 250 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：1010600377

ISBN：978-986-05-2037-8(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份內容者，須徵求交通部
運輸研究所書面授權。

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：港灣結構物受異常波浪影響分析(3/3)			
國際標準書號（或叢刊號） 978-986-05-2037-8(平裝)	政府出版品統一編號 1010600377	運輸研究所出版品編號 106-014-7916	計畫編號 105-H2DB004a
本所主辦單位：港研中心 主管：邱永芳 計畫主持人：蔡立宏 研究人員：洪維屏 聯絡電話：04-26587126 傳真號碼：04-26560661	合作研究單位：國立成功大學 計畫主持人：許弘莒 研究人員：李孟學、林敬樺、許城榕、郭平巧、江朕榮、劉琄貽 地址：臺南市東區大學路1號 聯絡電話：06-2371938 分機 702		研究期間 自 105 年 2 月 至 105 年 12 月
關鍵詞：海嘯波、FUNWAVE、COMCOT、COBRAS、防波堤			
摘要： 本研究目的為配合交通部推動科學技術發展之目標，推動海岸災害防救科技發展，精進海岸與港灣的災害防救科技研發，並配合交通部運輸研究所港研中心之掌理事項：港灣及海岸工程技術研究，將進行港灣結構物未來可能遭遇的極端海象條件作研究探討，以作為未來因應措施之參酌。 為探討目標蘇澳港結構物受異常波浪（海嘯波）之作用及其受力變化的情形。首先，以 311 東日本海嘯驗證海嘯數值模式(FUNWAVE 及 COMCOT)，以 FUNWAVE 模式及 COMCOT 模設置蘇澳港區海嘯數值模式，模擬臺灣周邊海嘯源頻散效應之影響。COBRAS 模式之孤立波模擬以水工模型試驗資料進行驗證，以 COBRAS 模式設置蘇澳港南外廓防波堤之波與結構物數值模式，模擬蘇澳港南外廓防波堤受海嘯波之作用，依照蘇澳港南外廓防波堤不同代表斷面進行防波堤受力分析，並討論結構物的安定性、越波問題。 藉由本研究的探討與分析案例之說明，可應用於未來修訂基準之參考，另外，藉由本研究的分析過程，能提供相關港灣工程從業人員了解波浪對不同結構物受力的影響，進而能依本研究之分析步驟與方法著手評估既有外廓防波堤之安定能力。			
出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
106 年 3 月	200	250	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定價價購。
機密等級： ☐密☐機密 ☐極機密 ☐絕對機密 （解密條件：☐ 年 ☐ 月 ☐ 日解密，☐公布後解密，☐附件抽存後解密，☐工作完成或會議終了時解密，☐另行檢討後辦理解密） ☒普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

TITLE: The impact analysis of coastal and harbor structure on extreme waves (3/3)			
ISBN (OR ISSN) 978-986-05-2037-8 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010600377	IOT SERIAL NUMBER 106-014-7916	PROJECT NUMBER 105-H2DB004a
DIVISION: HARBOR & MARINE TECHNOLOGY CENTER DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: Li-Hung Tsai PROJECT STAFF: Wei-Ping Hung PHONE: +886-4-26587126 FAX: +886-4-26560661			PROJECT PERIOD FROM February 2016 TO December 2016
RESEARCH AGENCY: NCKU Research and Development Foundation PRINCIPAL INVESTIGATOR: Hung-Chu Hsu PROJECT STAFF: Meng-Syue Li, Jing-Hua Lin, Cheng-Jung Hsu, Ping-Chiao Kuo, Chen-Jung Chiang, Chun-Yi Liu ADDRESS: NO.1, University Road, Tainan, Taiwan 701, ROC PHONE: +886-6-2371938 ext.252			
KEY WORDS: Tsunami, FUNWAVE, COMCOT, COBRAS, breakwater			
ABSTRACT: In order to develop and promote scientific technologies of disaster prevention, disaster reduction and coastal-harbor engineering, we will investigate, evaluate, and consult problem coastal structure impacted by extreme sea states. The purpose of this study is to mitigate damages due to climate change in the future. In this year, we setup the FUNWAVE model and COMCOT model to simulating the Tsunami wave around Soau port. Second, the Tsunami wave forces on the breakwater and the stability of the breakwater will be obtained by COBRAS model. The Tsunami models, FUNWAVE model and COMCOT model, are verified by 2011 Tohoku-oki Earthquake Tsunami buoy data. The dispersion effect in Soau port area had been simulated by FUNWAVE and COMCOT model using the Taiwan Tsunami scenario simulation. The solitary wave simulation by COBRAS was validated by experimental data. The breakwater and Tsunami wave interaction in Soau port, we calculate elevation, velocity and pressure distribution to characterize wave field, analyze force variation on structure and apply overtopping calculation. The project is executed as follows: establishing the inspecting procedure and evaluating standard, drawing up an appropriate report which contains wave-structure interaction on extreme wave. Finally the study achievements would provide ports and other authorities with an appropriate assessment and evaluating strategy of harbor stability analysis.			
DATE OF PUBLICATION March 2017	NUMBER OF PAGES 200	PRICE 250	CLASSIFICATION ☐ RESTRICTED ☐ CONFIDENTIAL ☐ SECRET ☐ TOP SECRET ☒ UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

港灣結構物受異常波浪影響分析(3/3)

目 錄

摘 要	I
目 錄	III
表目錄	VI
圖目錄	VIII
第一章 緒論	1-1
1.1 前言	1-1
1.2 研究範圍與工作內容	1-7
1.3 工作項目及預期成果	1-7
1.4 前期已完成研究成果	1-9
1.4.1 第一年度	1-9
1.4.2 第二年度	1-11
1.5 本期研究流程	1-13
第二章 基本資料蒐集與分析	2-1
2.1 蘇澳港海象測站位置	2-1
2.2 海象資料	2-2
2.2.1 風	2-2
2.2.2 海流	2-4
2.2.3 波浪	2-5
2.2.4 潮位	2-7
2.3 颱風資料	2-8

第三章	國內外之地震與海嘯紀錄.....	3-1
3.1	海嘯與地震之關係	3-1
3.2	斷層參數	3-5
3.3	我國之海嘯歷史紀錄	3-7
3.4	蘇澳港附近海嘯潛勢區域及斷層概述	3-9
3.5	近/遠域海嘯對蘇澳港之影響	3-13
3.5.1	海嘯潛勢波源區--呂宋島西北方、福建泉州、 宜蘭外海龜山島、日本琉球群島、關東及北 海道對蘇澳港之影響	3-13
3.5.2	八重山海嘯(Yaeyama Tsunami)對蘇澳港附 近區域之影響	3-20
3.5.3	臺灣周邊海嘯源對蘇澳港附近區域之影響	3-25
第四章	目標港區附近海嘯波之數值模式建置及驗證.....	4-1
4.1	COMCOT 海嘯數值模式	4-1
4.2	FUNWAVE 模式	4-6
4.3	模式比較及驗證	4-9
4.3.1	初始水位之生成	4-9
4.3.2	311 東日本海嘯事件(2011/3/11).....	4-13
4.3.3	水位紀錄之比較與驗證	4-14
4.3.4	頻散效應之比較	4-21
第五章	海嘯波與港灣結構物互制作用之數值模擬分析.....	5-1
5.1	模式驗證	5-1
5.2	模擬條件	5-3
5.3	模式建置	5-7

5.4 防波堤受力分析	5-12
第六章 海嘯波及其越波對港灣結構物之安全穩定性分析	6-1
6.1 海嘯造成防波堤破壞機制	6-1
6.2 海嘯波之波高和流速計算護塊石所需重量	6-1
6.3 海嘯波作用力計算防波堤沉箱滑動和傾倒的安定 性	6-4
6.4 海嘯波越波跌水沖刷計算港內側護塊石粒徑	6-6
6.5 蘇澳港南外廓防波堤安全性評估	6-7
第七章 結論與建議	7-1
7.1 結論	7-1
7.2 建議	7-3
7.3 成果效益與後續應用情形	7-3
參考文獻	參-1
附錄一 模式介紹	附錄 1-1
附錄二 各種條件下之防波堤受力分析圖	附錄 2-1
附錄三 期中報告審查意見處理情形表	附錄 3-1
附錄四 期末報告審查意見處理情形表	附錄 4-1
附錄五 期末報告簡報資料	附錄 5-1

表 目 錄

表 2-1	蘇澳浮標各月風速、風向統計表(2006-2015)	2-3
表 2-2	蘇澳港海流之流速、流向聯合機率分佈	2-4
表 2-3	蘇澳浮標各月和全年波浪統計表(1999-2014)	2-5
表 2-4	蘇澳外海不同迴歸期颱風波浪推算值	2-6
表 2-5	蘇澳潮位站潮位統計資料(1981-2014)	2-7
表 2-6	1998 年至 2015 年期間颱風路徑分類統計表	2-9
表 3-1	由超大地震所引致之海嘯事件及死亡人數表(資料來源: 美國 NGDC 之 Natural Hazard Database)	3-5
表 3-2	(3.3)及(3.4)式迴歸係數之建議值	3-7
表 3-3	蘇澳港海嘯波歷史量測記錄.....	3-10
表 3-4	各個主要港口受海嘯震源之影響 (時刻: 地震發生時間起算, 僅列影響較嚴重者)(陳等 2009)	3-18
表 3-5	不同震源引發的臺灣附近海嘯威脅 (時刻: 地震發生時間起算)(陳等 2009).....	3-19
表 3-6	NGDC 資料庫中有關八重山海嘯之紀錄	3-22
表 3-7	八重山海嘯之溯上紀錄.....	3-23
表 3-8	八重山海嘯之災害紀錄.....	3-23
表 4-1	六個 GPS 測站之設站資訊	4-15
表 4-2	2011 年東日本海嘯之波源斷層參數建議值(參考資料: Wei et al., 2012; Kim et al., 2013)	4-18
表 5-1	蘇澳港築港潮位資料統計結果	5-6

表 5-2	蘇澳港南外廓防波堤海嘯波發生可能發生之破壞情形	5-7
表 5-3	海嘯設計條件	5-7
表 5-4	模式計算條件	5-14
表 6-1	不同防波堤形式與海嘯等級之 A_t 值	6-4
表 6-2	海嘯波高計算防波堤護塊石重量計算結果	6-4
表 6-3	海嘯波流速計算防波堤護塊石重量	6-4
表 6-4	不同條件下滑動和傾倒安全係數表	6-6
表 6-5	海嘯波流量計算港內側護塊石粒徑	6-7

圖 目 錄

圖 1.1	臺灣本島海域附近之斷層分佈圖.....	1-3
圖 1.2	臺灣地區 1900 年~2006 年地震震央分佈圖	1-3
圖 1.3	釜石港防波堤主要破壞原因.....	1-5
圖 1.4	蘇澳港港區示意圖.....	1-7
圖 1.5	研究流程圖.....	1-13
圖 2.1	蘇澳港海氣象觀測位置示意圖	2-1
圖 2.2	蘇澳氣象站最大平均風速、風向和最大陣風風速之 月統計圖.....	2-3
圖 2.3	蘇澳氣象站平均風速、最大平均風和最大陣風之月 平均風速.....	2-3
圖 2.4	蘇澳港全年海流流速流向玫瑰圖	2-4
圖 2.5	蘇澳浮標各月平均示性波高和最大示性波高圖 (1999-2014).....	2-6
圖 2.6	蘇澳浮標各月平均示性波高分布圖(1999-2014)	2-6
圖 2.7	蘇澳潮位站潮位資料月平均圖(1981-2014)	2-7
圖 2.8	颱風路徑分類圖.....	2-8
圖 3.1	所有海嘯事件對應之可信度分佈(資料來源：林，2016)	3-2
圖 3.2	所有海嘯事件對應之成因分佈(資料來源：林，2016).....	3-3
圖 3.3	板塊交界處發生錯動後引起海嘯之示意圖(資料來源： 邱等，2005)	3-3
圖 3.4	引發海嘯之地震之規模分佈(資料來源：林，2016).....	3-4
圖 3.5	引發海嘯之地震之深度分佈(資料來源：林，2016).....	3-4

圖 3.6	海床變形模式與斷層參數之示意圖(資料來源： COMCOT User Manual v1.7)	3-6
圖 3.7	我國鄰近海域自 1604~2015 年間所有海嘯之位址分佈	3-8
圖 3.8	蘇澳港之放大率(資料來源:陳等(2011))	3-9
圖 3.9	臺灣東北及東部外海之海底地形.....	3-11
圖 3.10	臺灣東北外海沖繩海槽之分佈(資料來源：國研院海科 中心)	3-12
圖 3.11	琉球海溝之分佈(資料來源：Google Earth)	3-12
圖 3.12	1960 智利海嘯事件報導.....	3-13
圖 3.13	宜蘭外海龜山島情境之海嘯起始波源(資料來源:陳等 2009)	3-14
圖 3.14	該情境中蘇澳港(06 測站)模擬計算結果(資料來源:陳等 2009)	3-14
圖 3.15	日本琉球群島海嘯情境之海嘯起始波源(資料來源:陳 等 2009)	3-15
圖 3.16	該情境中蘇澳港(06 測站)模擬計算結果(資料來源:陳等 2009)	3-16
圖 3.17	八重山海嘯震央之概略圖.....	3-20
圖 3.18	八重山海嘯可能之成因(資料來源:琉球大學理學部 中 村衛教授研究室)	3-21
圖 3.19	石垣島東方之正斷層之走向及位置(資料來源：琉球大 學理學部 中村衛教授研究室).....	3-22
圖 3.20	八重山海嘯(左)第一組震央之位址(右)第二組震央之位 址	3-24

圖 3.21	蘇澳測站之水位時序變化(左)第一組情境所造成(右)第二組情境所造成.....	3-25
圖 3.22	海嘯推算初始位置(資料來源:「行政院災防應用科技方案-臺灣潛在高於預期之海嘯模擬與研究」).....	3-27
圖 3.23	各海嘯源模擬成果(資料來源:「行政院災防應用科技方案-臺灣潛在高於預期之海嘯模擬與研究」).....	3-28
圖 3.24	蘇澳港海嘯波高分析圖(a:T1 花蓮外海海嘯 b:亞普海溝海嘯 c:琉球島弧海嘯 3 資料來源:「行政院災防應用科技方案-臺灣潛在高於預期之海嘯模擬與研究」).....	3-29
圖 4.1	交錯式有限差分網格.....	4-5
圖 4.2	斷層幾何形狀及座標系統.....	4-10
圖 4.3	斷層及映像斷層座標系統.....	4-11
圖 4.4	311 東日本海嘯之震央位址 (http://maps.ngdc.noaa.gov/viewers/hazards/?layers=0#).....	4-13
圖 4.5	311 東日本海嘯事件北緯 32~45 度間沿岸地區之溯上高度及溢淹距離分佈圖(資料來源: http://www.ngdc.noaa.gov/nndc/struts/results?EQ_0=5413&t=101650&s=9&d=92,183&nd=display).....	4-14
圖 4.6	日本國土交通省港灣局之全國港灣海洋波浪情報網測站分佈位址.....	4-16
圖 4.7	驗證用 GPS 測站分佈位址(資料來源:Lin et al.,2014).....	4-17
圖 4.8	驗證用 GPS 測站於地震發生後 5 小時之水位(資料來源:Lin et al.,2014).....	4-17
圖 4.9	模擬初始水位圖.....	4-20
圖 4.10	COMCOT 與 FUNWAVE 在 2 分地形解析度下模擬與實	

	測資料比對時序圖(藍色:實測資料、黑色:FUNWAVE 模式、紅色:COMCOT 模式).....	4-20
圖 4.11	1 分網格地形海嘯高程比較圖(實測值, -o- , FUNWAVE, —, NSWE, -.-, 資料來源: Grilli et al., 2007)	4-24
圖 4.12	Boussinesq 模式與 NSWE 模式 0.25 分網格最大水位高 程差異圖(藍色:差異 10-15%, 綠色:差異 15-20% 青藍 色:差異 20-25% 紅色差異>25% 資料來源: Ioualalen et al. (2007)).....	4-25
圖 4.13	頻率效應分析之港口位置圖(1:蘇澳港 2:基隆港 3:臺 北港 4:臺中港 5:安平港 6:高雄港 7. 花蓮港).....	4-26
圖 4.14	T1 海嘯源 500m 地形解析度各港口水位圖(x-axis: elevation(m) y-axis: time(sec) 紅色: 紅色: FUNWAV 黑 色:COMCOT)	4-26
圖 4.15	T3 海嘯源 500m 地形解析度各港口水位圖(x-axis: elevation(m) y-axis: time(sec) 紅色: FUNWAV 黑 色:COMCOT)	4-27
圖 4.16	T8 海嘯源 1000m 地形解析度各港口水位圖(x-axis: elevation(m) y-axis: time(sec) 紅色: FUNWAV 黑 色:COMCOT)	4-27
圖 5.1	孤立波沿斜坡底床前進水位變化圖($\bar{\eta}$:無因次化水 位 $\bar{t}$:無因次化時間).....	5-2
圖 5.2	孤立波沿斜坡底床前進壓力分布圖($\bar{p}$:無因次化波 壓 $\bar{t}$:無因次化時間).....	5-3
圖 5.3	海嘯波堤前波壓分布圖.....	5-6
圖 5.4	蘇澳港南外廓防波堤平面圖(資料來源:蘇澳港營運	

處)	5-8
圖 5.5 蘇澳港南外廓防波堤標準斷面圖	5-8
圖 5.6 蘇澳港南外廓防波堤斷面 A 配置圖	5-9
圖 5.7 蘇澳港南外廓防波堤斷面 B 配置圖	5-9
圖 5.8 蘇澳港南外廓防波堤斷面 C 配置圖	5-10
圖 5.9 蘇澳港南外廓防波堤斷面 D 配置圖	5-10
圖 5.10 蘇澳港南外廓防波堤斷面 E 配置圖	5-11
圖 5.11 蘇澳港南外廓防波堤斷面 A 數值模型圖	5-11
圖 5.12 蘇澳港南外廓防波堤斷面 B 數值模型圖	5-11
圖 5.13 蘇澳港南外廓防波堤斷面 C 數值模型圖	5-12
圖 5.14 蘇澳港南外廓防波堤斷面 D 數值模型圖	5-12
圖 5.15 蘇澳港南外廓防波堤斷面 E 數值模型圖	5-12
圖 5.16 海嘯波之水位變化圖(case 11)	5-15
圖 5.17 海嘯波之流速分布圖(case 11)	5-16
圖 5.18 防波堤之壓力分布圖(case 11)	5-17
圖 5.19 防波堤沉箱受力分析示意圖	5-17
圖 5.20 防波堤受力分析圖(case 11)	5-18
圖 5.21 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 11)	5-18
圖 6.1 不同條件下以海嘯波高計算防波堤護塊石重量	6-3
圖 6.2 不同條件下以海嘯波流速計算防波堤護塊石重量	6-4
圖 6.3 不同條件下計算滑動安全係數	6-5
圖 6.4 不同條件下計算傾倒安全係數	6-6
圖 6.5 不同條件下以海嘯波流速計算港內側護塊石粒徑(x 表示無越波)	6-7

第一章 緒論

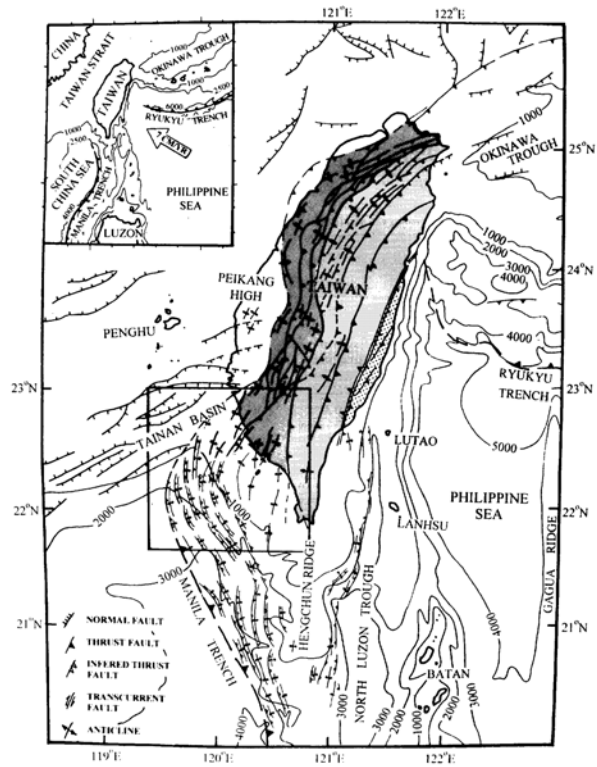
1.1 前言

臺灣四周環海，航運貿易為其經濟發展之命脈，許多的貨物藉由各港灣來運輸，港池之穩靜關係著船隻碇泊與貨物裝卸之作業安全，而港內穩靜則有賴港灣結構物作屏障保護，因此港灣結構物的安全穩定與港灣的營運密切相關。近年來因全球氣候變遷，極端氣候及海嘯造成的災害頻傳，未來港灣結構物可能會遭受更極端的海氣象條件侵襲。因此，本研究今年度擬研究港灣結構物受海嘯波襲擊時之受力及安全穩定。前二年度已完成臺中港港域波流場(NearCoM模式)及臺中港防波堤受力分析(COBRAS模式)的設置與現場量測資料驗證，及針對未來氣候變遷情境下臺中港港域波流場變化情況及結構物受力及安全性等問題。今年度將進行蘇澳港區海嘯數值模式(FUNWAVE及COMCOT)設置與模擬，並且討論蘇澳港外廓防波堤受海嘯波襲擊之受力及安全性分析，研究成果將可作為港務相關單位設計港灣結構物強度時之參考。

臺灣本島海域附近之斷層分佈圖如圖 1.1 所示。由此圖可以觀察得知，臺灣位於板塊交界處，自沖繩海槽附近進入臺灣本島後連接西南海域之馬尼拉斷層，宜蘭外海之金山斷層及沖繩海槽、臺南市西側海域、以及西南海域斷層帶是主要斷層連續帶，其長度、寬度皆屬未知；一般來說，臺灣東部海底地形坡度較陡，較不易受海嘯的侵襲，但是根據不同的震源位置，所產生之海嘯對於臺灣各港口的影響程度不同，如陳冠宇等人(2011)，如果震源位置發生在宜蘭龜山島時，蘇澳港可能發生 2.2m 之海嘯。圖 1.2 為自中央氣象局及消防署資料顯示臺灣自 1900~2006 所有地震之震央分佈，由此圖可觀察出，震源多在東部外海。東北方海域主要是在宜蘭龜山島附近海域以及基隆外海之金山斷層。蘭陽平原位於臺灣的東北部，外形為一個三角形向東開口的沖積盆地。由於沖繩海槽緊鄰在其東側，而且直觀上沖繩海槽與蘭陽平原間的地形特徵幾乎是相連接的，故學者研究結果，例如江春新

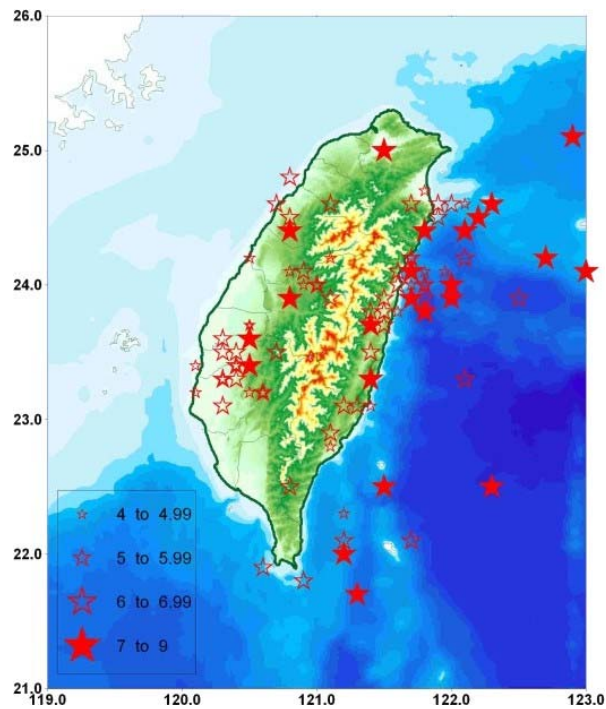
(1976)，認為蘭陽平原的構造成因應與沖繩海槽一致，即菲律賓海板塊沿著琉球弧溝系統向西北方向隱沒時，所引起沖繩海槽弧後張裂機制可往西延伸到蘭陽平原。而蘇澳港為集軍、商、漁港合一之重要港埠，若有發生海嘯之虞時，其對於該地威脅性也愈大。

臺灣目前有關海嘯模式的模擬已有許多成果，如陳冠宇等人(2011)藉由可能發生海嘯之潛勢震源的分析以及歷史海嘯紀錄，以情境模擬之方式，考慮在極值情況下對臺灣各國際港之影響，並且建立海嘯早期預警系統。張國棟等人(2011)則是針對高雄市進行海嘯溢淹潛勢模擬分析。蕭士俊(2013)建立由海嘯源波高傳遞至核能發電廠（核三及核四廠）廠址外圍的機率式之海嘯波高傳遞模型。張國棟等人(2015)進行臺北港外廓防波堤受海嘯之影響分析。上述研究對於海嘯的模擬主要都是使用 Liu et al.(1994)發展的海嘯模式(Cornell Multi-grid Coupled Tsunami Model, 簡稱 COMCOT)，而 COMCOT 主要是一考慮海底底部摩擦作用的非線性淺水波方程式，然而淺水波方程式中不包含頻散項。當假設長波在靜水壓力場及水平速度在水深方向是均勻時，頻散項可以忽略，一般來說，當海嘯波長 100km 以上，可視為長波。根據海嘯的波長，頻散效果可能是顯著的，特別是在，不適用靜水壓假設及當水平速度在水深方向不是均勻時。對於海嘯跨洋傳遞(遠距離傳播)以及滑坡產生的海嘯，應該包括頻散效應方可使模擬更精確。(Yoon, 2002; Burwell et al., 2007 ; Son et al., 2011 ; Pophet et al.,2011)。Ioualalen et al. (2007)曾經以南亞海嘯為例，應用 Fully nonlinear Boussinesq wave model(FUNWAVE)-含頻散項及 NLSW 模式-不含頻散項進行比較，其結果顯示 FUNWAVE 模式與 NLSW 模式比較時，其最大波高可能高達 25%的差異，可能因地形效應，使得頻率效應較為顯著。



資料來源：Liu et al. (1997)

圖1.1 臺灣本島海域附近之斷層分佈圖



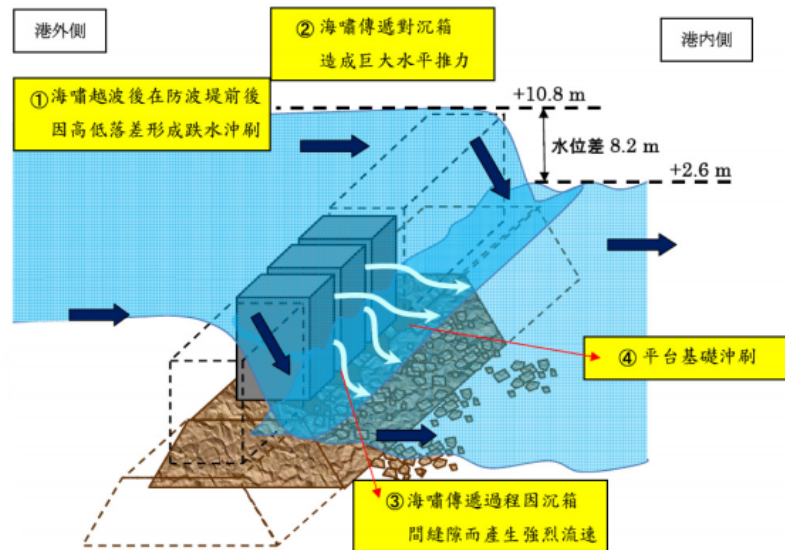
資料來源：中央氣象局網站

圖1.2 臺灣地區1900年~2006年地震震央分佈圖

在近岸結構物受波浪作用力的交互作用問題，Sollitt and Cross(1972)將線性波作用在透水性防波堤傳遞情形以線性的邊界值問題處理。Vidal 等人(1988)提出半經驗理論描述孤立波通過透水性防波堤。Liu and Wen(1997)推導出一組水深積分方程式描述長波通過透水性結構物。然而，水深積分方程式會損失波浪場內物理量的垂直分佈，但是波浪受地形及結構物交互作用的問題，如淺化、碎波和反射的過程都和波浪場內的速度與壓力分佈有顯著的關係，且實際工程問題面對複雜的幾何結構增加了解析方法研究的困難和應用範圍。因此，開始數值方法之發展部分，Sulisz(1985)根據 Sollitt and Cross(1972)的結果發展邊界元素法研究波浪作用在不同形狀的複合式防波堤，由於引入勢能流理論的關係，無法適當的描述波浪碎波過程。Kobayashi and Wurjanto(1990)發展有限差分法研究波浪與結構物的交互作用。考慮波浪和結構物交互作用時，可能發生的碎波過程和結構物的透水性，Lin and Liu(1998)為研究波浪的淺化及碎波帶碎波特性而發展 COBRAS 模式，Hsu et al. (2002)進一步以透水性複合式防波堤水工試驗數據比較得到良好的模擬結果。

2011 年 3 月 11 日，日本東北地區外海發生地震規模 9.0 的地震，產生約 10m 海嘯，溢淹部份地區造成破壞情況，改變了海岸防治和災害管理的觀念，包括海岸防護設施(防波堤、海牆和護岸等)與近岸結構物(塔、台和屋舍等)的毀損。過去認為海嘯強度不足已毀損強韌的鋼筋混凝土結構物，在這次的災害中大量被破壞。過去觀念上近岸結構物的安定性一般是滑動情況較傾倒更容易發生，但是在這次的災害中房屋大量的翻覆。以上災害的其原因是低估海嘯溢淹高度，淺水長波的高流速，土壤沖刷和海嘯溢淹造成浮力增加等因素(Yeh et al., 2013)。因此，讓人們重新審視海嘯對結構物的影響以修正災害減緩適應之策略，往昔評估海嘯作用力考慮溢淹高度、結構物所在之流場特性、結構物形狀、結構物透水情況和土壤特性等(FEMA P-646, 2012)。Yeh et al.(2014)認為過去評估海嘯作用力忽略了結構物浮力會隨時間變化，即溢淹過程中超額孔隙水壓造成結構物底部抬升力增加，進而減低結構物自重，導致抗滑動和抗傾倒之抗衡力下降，造成結構物不安定情況。

日本依據港灣空港技術研究所於外海 20 公里處之波浪計，判斷日本東北大地震所引發之海嘯高 10.8m，造成釜石港造近陸地側防波堤基礎破壞原因(1) 海嘯越波後在防波堤前後因高低落差形成跌水沖刷、(2) 海嘯傳遞時對沉箱形成巨大水平推力、(3) 海嘯通過沉箱間縫隙而產生強烈射流、(4) 跌水對基礎平台沖刷(陳賜賢 2011)，如圖 1.3 所示。「東北港灣對海嘯與震災對策技術檢討委員會」針對 311 海嘯日本各防波堤受災狀態加以整理分類，可歸納出四種主要受災型態，包括海嘯波力型、溢流沖刷型、堤頭沖刷型及退潮水位差型等，釜石港破壞即屬於海嘯波力型。重大海嘯帶來巨大波高以及強烈海流，造成防波堤破壞(Kimura et al., 1996)，Tanimoto(1983)以數值方法計算海嘯對 Ofunato 灣的波高變化影響，配合試驗資料探討海嘯波對沉式防波堤破壞影響，及計算滑動、傾倒安全係數。Han et al. (2015)量測孤立波於直立堤波壓與以 Goda(1985)半經驗公式比較，其結果顯示當相對波高比 $H/h=0.12$ ，試驗值與 Goda 公式是一致的，當 H/h 接近 0.2 時，試驗值會大於 Goda 公式。



資料來源:陳賜賢(2011)

圖1.3 釜石港防波堤主要破壞原因

波浪從深海傳遞至近岸碎波時，若是捲浪型碎波由於捲入大量空氣，捲舌過程中形成氣袋，作用於結構物時因而形成衝擊波，產生極

大之作用力，因此是結構安定需要考慮的因素之一，在波浪作用力的研究，最早是 Stevenson(1874)和 Gaillard(1904)首次提出相關的觀測資料，引起後續有諸多文章討論近岸結構物設計時的波浪作用力評估，但是近岸波浪演化過程牽涉到可能的波浪碎波問題與衝擊波產生，而碎波的動力機制與衝擊波本身是一隨機過程造成研究上的困難，Oumeraci et al.(2001)集合相關研究提出準靜態(quasi-state)和衝擊波壓的研究方法。在過去的波力計算方法上 Hiroi(1920)提出無碎波情況下的波壓公式計算平均波壓，Sainflou(1928)發現非線性駐波理論和波壓現場實測結果的一致性，在不考慮碎波情況下提出其波壓公式，Bagnold(1939)發現衝擊波壓在相同條件下的重複性試驗時仍然有顯著的變化，而波壓對時間積分的結果則相對具重複性，同時指出波浪演化過程至結構物前碎波並衝擊結構物牆面時，波浪碎波捲入的氣袋大小對衝擊波壓量化的重要性，Minikin(1963)依照 Bagnold(1939)發展碎波情況下的衝擊波壓公式，Goda(1974)發展適用於一般情況與碎波情況的合田波壓公式，有鑒於過去波壓公式適用範圍的限制，Takahashi et al.(1993)則以合田波壓公式(1974)為基礎，引入衝擊波相關係數應用在衝擊波力的計算上。Blackmore and Hewson(1984)在英格蘭海域西南方量測現場的衝擊波壓資料，發現現場實測的最大衝擊波壓往往低於水工模型試驗結果，其最主要的原因是氣袋的比例多寡，並以氣袋的比例多寡修正波壓公式，Kırkgöz (1995)執行水工模型試驗研究波浪碎波於結構物前產生的波浪作用力大小，其試驗區分不同碎波型態與碎波發生時間，並指出深水波情況波浪尖銳度對波壓影響的相對重要性與不同斜坡情況最大衝擊波壓產生的時間點，而淺水波時水深的些微變化對衝擊波壓會產生顯著的影響。經由聯合的大型水工模型試驗計畫與大尺度的現場觀測結果，Klammer et al.(1996)和 Kortenhaus et al.(1994)分別就水平方向的衝擊波力和垂直方向的上揚力提出修正公式，Cuomo et al.(2010)根據新的實驗數據，分別就衝擊波造成的作用力與準靜態情況的波浪作用力提出更完備的衝擊波力公式。

1.2 研究範圍與工作內容

本研究主要之目的為研究異常波浪-海嘯波對於蘇澳港之外廓防波堤之受力及安定性分析，研究區域為蘇澳港，如圖1.4所示。應用海嘯數值模式(FUNWAV、COMCOT)模擬港區可能遭受之海嘯波情境。根據模擬結果，選定具代表性的防波堤斷面，再以海嘯數值模式(FUNWAV、COMCOT)所得之海嘯資料，作為COBRAS模式的輸入條件，並進行不同地震矩條件所產生之海嘯波之防波堤受力模擬，藉此探討防波堤之受力情形及其安全穩定。



資料來源：Google Earth

圖1.4 蘇澳港港區示意圖

1.3 工作項目及預期成果

本研究為三年期計畫，探討結構物受異常波浪（歷年大波、未來受氣候變遷可能發生的極端波浪及海嘯波）之作用，及其受力變化的情形。第一年收集目標港區(臺中港)內相關海氣象資料，並應用波流場數值模式，設置臺中港海域計算模式，並以現今海氣象條件進行模擬分析。第二年工作為蒐集並分析目標港區(臺中港)未來受氣候變遷可能

發生的海氣象特性，並利用第一年設置的水理模式，以歷年大波及未來受氣候變遷可能發生的極端波浪，作為模擬條件，並進行結構物穩定度相關分析。第三年針對目標港區(蘇澳港)設置海嘯波數值模式(FUNWAVE、COMCOT)，模擬海嘯波傳遞目標港區(蘇澳港)之海嘯波大小，再應用波場與結構物模式(COBRAS)探討海嘯波對港灣結構物之影響，進行結構物之受力及安定性分析。

(1)103年(第一年)之工作內容:

- 1.臺中港現場資料之蒐集與分析。
- 2.結構物附近波場模式之初步建置以及驗證
- 3.不同波浪條件與港灣結構物互制作用關係分析
- 4.分析波浪溯升或越波與港灣結構物互制作用。
- 5.結構物受不同波浪條件作用下之受力分析。

(2)104年(第二年)之工作內容:

- 1.蒐集並分析目標港區未來受氣候變遷可能發生的海氣象特性。
- 2.利用本所提供之目標港區附近現場調查資料校驗港灣結構物附近波、流場數值模式。
- 3.利用數值模式分析歷史大波以及未來受氣候變遷可能發生的極端波浪作用下，對防波堤之受力情形。
- 4.利用防波堤受歷史大波以及未來受氣候變遷可能發生之極端波浪作用受力下，分析其安全穩定。

(3)105年 (第三年)之工作內容:

- 1.分析目標港區海嘯波相關特性。
- 2.結構物附近海嘯波之數值模式建置以及驗證。
- 3.海嘯波與港灣結構物互制作用之數值模擬分析。
- 4.海嘯波及其越波對港灣結構物之安全穩定性分析。

1.4 前期已完成研究成果

1.4.1 第一年度

1. NearCoM 模式已完成臺中港附近海域波流場模式設置，於臺中港北防波堤外 AWCP 測站資料，以及本所港研中心在民國 100 年於臺中港南側(烏溪外海) 之海流測站實測海流資料來進行模式參數值率定與驗證。最終率定所得底床摩擦係數之最佳參數為 0.0035，渦動黏性係數為 0.001。NearCoM 模式模擬結果與臺中港南側(烏溪外海)實測資料有不錯的吻合度；與北防波堤外 AWCP 測站資料則有較大的差異，但趨勢仍相符合。
2. 臺中港北防波堤堤頭西側海域，海流流向大致呈現為往北以及東北向，漲潮時段的流向較偏東北，退潮時段則較偏北；在北防波堤西側凹陷地形區之流向大則呈現往西北及東北方向，漲潮時段的流向較偏東北，而退潮時段則較偏西北，且該區域之流速略大於其西側海域；臺中港北防波堤北側區域則受到防波堤遮蔽影響，無論漲潮或退潮，其流速都明顯小於其他地區，且流向呈現順時針旋轉。模式計算結果與實測流場分布，趨勢尚屬一致，惟漲、退潮的流況差異，模式計算結果較為不明顯。
3. 北向之颱風波浪造成強大的向南沿岸流，該沿岸流會沿著北防波堤向外海傳送，在此狀況下，北防波堤北側順時針的渦流有更加強的趨勢，在北防波堤中段至堤頭附近的示性波高最大，最大值約為 4.7 公尺。西向之颱風波浪在臺中港南側近岸處產生向北的明顯沿岸流，北防波堤堤頭外之海流，則無論漲退潮皆往東北向流，南防波堤堤頭附近的示性波高較大，最大值約 3.9 公尺。西南向之颱風波浪在臺中港附近並無產生較明顯的沿岸流，北防波堤中段至堤頭的內側(南側)的示性波高較大，最大值約 1.6 公尺。
4. 臺中港北防波堤堤頭北側有明顯的順時針渦流，尤其在北向颱風波浪作用下，渦流的強度更為加劇。因此，堤頭附近的漂沙會被沖刷帶離，造成侵蝕；漂沙經由順時針渦流，在北防波堤北側產生淤積，

此現象與實測地形變化的結果相符。

5. 應用 COBRAS 模式分析非線性波浪與港灣結構物互制作用，先以臺中港模型縮尺 1:36 的水工模型試驗，驗證一般波浪條件和颱風波浪條件的水位與波壓資料，模式結果與試驗資料具高度的一致性。並完成臺中港北防波堤波場與結構物計算模式設置，在颱風波浪條件下，依據天文潮最高高潮位和天文潮最低低潮位的情況，模擬波浪場的水位、流速和結構物上的波壓分布，計算波浪場特性和結構物受力變化情形。
6. 在波高 10.6 公尺，週期 11.4 公尺的入射波條件，天文潮最高高潮位情況下，臺中港北防波堤前波高最大約 20 公尺，防波堤所受之作用力的變化情形和壁面水位的變化情形一致，水平方向作用力的變化幅度約 3000 千牛頓，而垂直方向作用力的靜水壓約 4800 千牛頓，其變化幅度約 2000 千牛頓波浪作用，水平方向作用力造成的力矩變化幅度約 40000 千牛頓公尺，垂直方向作用力造成的約 54000 千牛頓公尺，變化幅度約 20000 千牛頓公尺，總力矩在靜水位時候約 54000 千牛頓公尺，波浪作用的部分變化幅度約 60000 千牛頓公尺。而在天文潮最低低潮位情況下，堤前波高同樣約 20 公尺，水平方向作用力的變化幅度約 2000 千牛頓，垂直方向作用力約 3500 千牛頓，其變化幅度約 2000 千牛頓。水平方向作用力造成的力矩變化幅度約 30000 千牛頓公尺，垂直方向作用力造成的力矩約 38000 千牛頓公尺，變化幅度約 20000 千牛頓公尺，總力矩在靜水位時候約 38000 千牛頓公尺，波浪作用的部分變化幅度約 50000 千牛頓公尺。
7. 臺中港北防波堤堤體安定性分析，數值計算結果與一般工程經常使用的合田公式計算方法一致，以數值模式計算可以表現安全係數的動態變化情形，增加結構物設計規劃與破壞評估的參考資訊。
8. 在颱風波浪作用下，天文潮最高高潮位及天文潮最低低潮位條件，每單位寬度越波率，分別最高可達到每秒 80 立方公尺及每秒 30 立方公尺。由於水位的關係，天文潮最低低潮位的越波量遠小於天文潮最高高潮位。

9. COBRAS 模式可適足地模擬波浪與結構物作用的時序列流場速度、作用力分布變化，包含碎波、越波及透水結構物作用等特性，可供港灣工程從業人員了解異常波浪與非線性長波對結構物受力，此分析步驟與方法可著手評估既有碼頭構造物之安定能力。另外，數值模擬的流場速度分布，即為堤腳沖刷的動力機制，可提供港灣結構物設計的重要依據。

1.4.2 第二年度

1. 由於臺中港北向的颱風波浪示性波高最大，且於滿潮時，在不同的氣候變遷RCP情境下，臺中港北堤北側波高皆為增加的。因此，對於臺中港北堤的受力是增加的。故不同的氣候變遷情境下北向的颱風波浪對於北堤的受力分析是較其他波向的波浪重要。
2. 雖然臺中港50年迴歸期西向颱風波浪示性波高較北向颱風波浪示性波高小，但西向的波會有傳播入港的情況產生。因此，探討不同的氣候變遷情境下，波浪對於港內靜穩的影響則需考慮西向波浪的影響。
3. 對於一般浮標追蹤模擬常用的方式為 $x(t+\Delta t)=x(t)+U(t)\Delta t$ ，如莊與廖(2011)即使用此方式。而近年的研究於浮標追蹤模擬時考慮水平擴散的影響如Spydell et al. (2015)。因此，參考Thorpe et al.(2004)考慮水平擴散改善NearCoM模式中浮標追蹤模擬，並完成臺中港區水平擴散係數率定。
4. 應用COBRAS模式完成臺中港北防波堤波場與結構物計算模式建置，在颱風波浪條件下，依據天文潮最高高潮位的情況作為原始條件，模擬波浪場的水位、流速和結構物上的波壓分布，計算波浪場特性如渦度和紊流強度和結構物受力變化情形與安定性分析計算，並依照氣候變遷影響造成不同的水位抬升情境，討論防波堤受越波量影響的安定性分析。
5. 考量氣候變遷造成水位抬升以及波浪增大情形之影響評估，以NearCoM模擬臺中港外海北向波浪的不同迴歸期(50年、100年、200

年和250年)之統計波浪條件，計算到臺中港北堤延伸段防波堤前100公尺處，選擇發生最大波高的斷面區域做為COBRAS模式的計算範圍，並以NearCoM計算的最大波高做為入射波浪條件，加上由臺中港量測之歷史大波資料，作為氣候變遷影響之安定性分析、越波浪和衝擊波發生情形之研究。

6. 氣候變遷若造成海平面上升，可能會造成越波量增加的影響，勢必須修正過去以靜水位計算安全係數的方法，需考慮堤後水位變化的影響，在計算安全係數時，發現若是堤前和堤後波浪位相差剛好是在波鋒和波谷情況，如堤前水位於波峰而堤後水位下降下降至波谷情況，則會造成安定性下降。故發生越波時，考慮越波造成堤後水位變化之影響，可能對防波堤結構物的安定性下降。
7. 考慮不同氣候變遷情境下水平作用力之變動差異，可發現氣候變遷RCP8.5的情境下影響最大。因此，必須重新評估不同颱風波浪迴歸期情況下近岸結構物安定性受氣候變遷之影響，分別就滑動安全係數和傾倒安全係數以數值計算不同氣候變遷情境下，比較僅考慮靜水位情況之Goda公式、數值計算結果和考慮堤後越波的最小安全係數之差異。在滑動安全係數部分，動態滑動安全係數小於靜水壓情況之滑動安全係數，說明考慮越波情況的堤後水位變化對滑動安定性分析的重要性。而且部分滑動安全係數小於臨界值1.2，故在考慮氣候變遷造成水位抬升之條件下，對臺中港防波堤的滑動安定性分析具有一定的影響，值得注意的是，超過臨界值為100年迴歸期以上波浪之影響，因此若採用目前慣用之50年為設計迴歸週期，50年迴歸期之波浪條件受氣候變遷影響的情境下仍然屬安定，但是在工程設計的角度，隨著氣候變遷的影響變化，在港灣工程選擇設計迴歸期是否需要調整至更長迴歸期時間，這部分仍須進一步研究。在傾倒安全係數的部分，某些條件下動態傾倒安全係數小於靜水壓情況之傾倒安全係數，再次說明考慮越波情況的堤後水位變化對傾倒安定性分析的重要性。大部份案例之傾倒安全係數皆大於臨界值1.2，因此在考慮氣候變遷造成水位抬升影響波浪之條件下，對臺中港防

波堤的滑動安定性分析而言，傾倒的安定性在設計迴歸期或者更長之迴歸期都認為是穩定的情況。

8. 越波計算的部分，瞬時越波量在不同波浪條件的分佈並沒有顯著的規律，但是基本上隨著迴歸期越大而越大。
9. 衝擊波壓的部分，將不同波浪條件之情境分別計算Oumeraci et al.(2001)和Cuomo et al. (2010)之預估衝擊波力，並和模擬之最大作用力比較，發現Oumeraci et al.(2001)之結果明顯對於波高條件過度敏感，而Cuomo et al. (2010)之結果較具有一致性，COBRAS之結果明顯小於Cuomo et al. (2010)，檢視本次各種條件之模擬結果，難以判斷有明顯衝擊波的發生，因此若發生衝擊波時，其結構物受力將會大於模式預估，故安全係數會再下降。

1.5 本期研究流程

本研究主要目的是港灣結構物受異常波浪(海嘯波)之影響，以蘇澳港為目標港區，進行海嘯波對外廓防波堤之受力及安全性分析，其研究流程圖如圖1.5所示，詳細步驟說明如下。

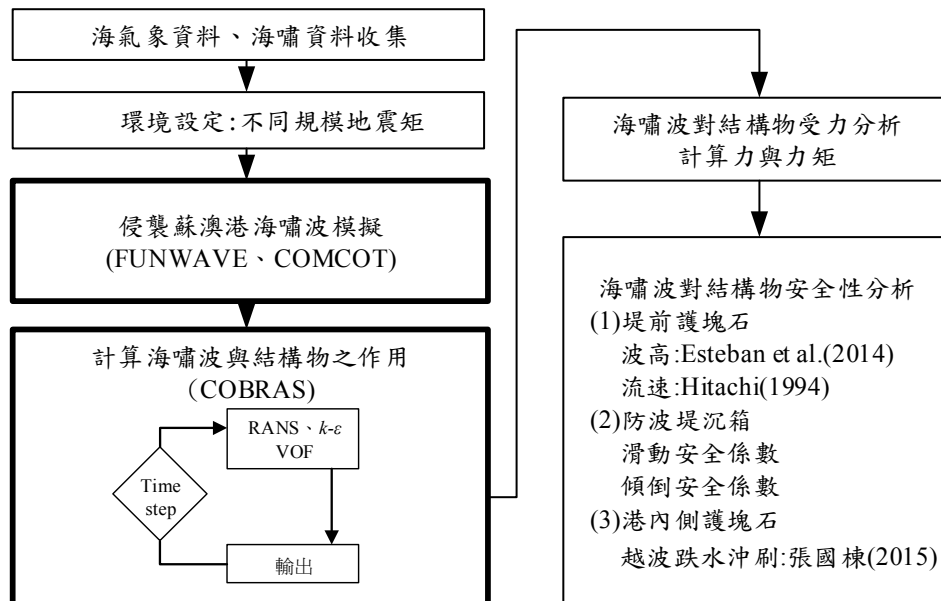


圖1.5 研究流程圖

(1)分析目標港區海嘯波相關特性。

蒐集目標港區(蘇澳港)歷史海嘯相關資料，如歷史海嘯事件紀錄、鄰近區域大規模地震紀錄等，分析目標港區之海嘯波相關特性。

(2)結構物附近海嘯波之數值模式建置以及驗證。

應用FUNWAVE式及COMCOT模式建立目標港區(蘇澳港)之數值模式，以日本311海嘯事件進行模式驗證。應用海嘯數值模式模擬目標港區遭受到不同海嘯源所造成海嘯襲擊情況，並討論頻散效應之影響。

(3)海嘯波與港灣結構物互制作用之數值模擬分析。

本研究討論海嘯波與結構物互制作用之數值模擬分析，使用COBRAS模式模擬海嘯波對蘇澳港南外廓防波堤之受力分析，首先以水工模型試驗資料驗證COBRAS模式。根據蘇澳港可能發生海嘯之情形，給定海嘯波高作為模擬條件(分別是4公尺、5.39公尺和6.2公尺)並依照蘇澳港南外廓防波堤不同水深區間建置代表斷面模擬水位變化、流速分布和壓力分布，根據壓力分布模擬結果進行受力分析。

(4)海嘯波及其越波對港灣結構物之安全穩定性之分析。

根據COBRAS模式模擬結果和受力分析，進行海嘯波侵襲蘇澳港南外廓防波堤之安全穩定性，首先彙整國內外有關海嘯波破壞防波堤之機制和破壞推估理論，再來以模擬結果計算防波堤之安全穩定性，最後進行安全性評估。針對海嘯波對防波安全性評估分三部分評估，第一部分以海嘯波之波高和流速計算護塊石所需重量；第二部分海嘯波作用力計算防波堤沉箱滑動和傾倒的安定性；最後第三部分以海嘯波越波跌水沖刷計算港內側護塊石粒徑。

第二章 基本資料蒐集與分析

本章節彙整本所港灣技術研究中心及中央氣象局海氣象觀測資料，說明蘇澳港海象觀測資料分析結果及特性。

2.1 蘇澳港海象測站位置

蘇澳港海氣象觀測位置如圖2.1，潮位測站T及風力觀測站W均設置於港內公務船渠之北側，其中風力觀測站於2012年10月更新為Gill二維超音波式風速計至今；潮波流即時傳送監測系統測站X (AWCP測站)於2002年7月設置於蘇澳港港口外約700m 附近，水深約25 m處，測站F及測站E分別代表中央氣象局所屬潮位站及風力觀測站。



資料來源：Google Earth

圖2.1 蘇澳港海氣象觀測位置示意圖

2.2 海象資料

在海象資料方面，本所港灣技術研究中心在臺中港附近海域設有海象觀測站，觀測項目有：潮位、海流、風及波浪，以下就各項目分別說明。

2.2.1 風

根據中央氣象局之蘇澳氣象站(座標於東經 121°51'52"度，北緯 24°36'06"度)，自 2006 年至 2015 年最大平均風速和最大陣風之歷年資料繪於圖 2.2，參考蘇澳氣象站之平均風速、最大平均風和最大陣風之風速整理於表 2-1 和圖 2.3。

由各月份風速風向統計可知，整年平均風速為 2.7m/s，最大平均風速為 40.4 m/s 和，最大陣風為 68.4 m/s，發生在 2015 年 9 月 27 日，為 2015 年杜鵑強烈颱風期間。

參考本所港灣技術研究中心報告『海嘯對防波堤結構物安全評估探討調查』，中央氣象局委託國立成功大學近海水文中心建置之蘇澳浮標(座標於東經 121°52'48" 度，北緯 24°37'10" 度)於蘇澳港外海風場觀測資料，全年風向以 WNW 向為主，其次為 NW 向。冬季期間風向以 WNW 向為主，5~6 月份因氣候轉換，S 向風力所佔比例逐漸增加，7~8 月份受到颱風影響，風向以 SSE 向及 S 向為主。冬季期間(約自 9 月~翌年 5 月)平均風速約 3.7~5.3m/s、最大平均風速可達 20.0m/s，風向以 WNW 向為主。夏季期間(6 月~8 月)平均風速約 3.7~4.9m/s、最大平均風速可達 18.6m/s，風向大致以 S~SSE 向為主。

參考經濟部水利署第一河川局報告『宜蘭海岸防護基本資料調查(2/3)』，季節性風玫瑰圖顯示蘇澳地區的風向分佈範圍較為分散，夏季主要方向分成南至南南東方與西至西北方兩個群組，以偏南方向所佔比例較大，風速落於 5~10m/s 區間。冬季季風條件下，風向以西北西方為主，風速多在 2.5~7.5m/s 區間，歷年夏天平均風速 4.0m/s，冬季則為 4.9m/s，冬季平均風速仍是較夏季大。

表 2-1 蘇澳浮標各月風速、風向統計表(2006-2015)

項目	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
平均風速	3.0	2.9	2.7	2.4	2.2	2.2	2.9	2.8	2.9	3.0	2.9	3.0
最大平均風速	10.1	9.4	12.5	12.4	11.0	11.3	22.0	36.1	40.4	31.9	12.7	11.7
最大陣風	23.6	22.9	26.4	21.5	25.0	21.0	39.0	66.1	68.4	52.7	23.4	24.2

資料來源：中央氣象局，單位：公尺/秒

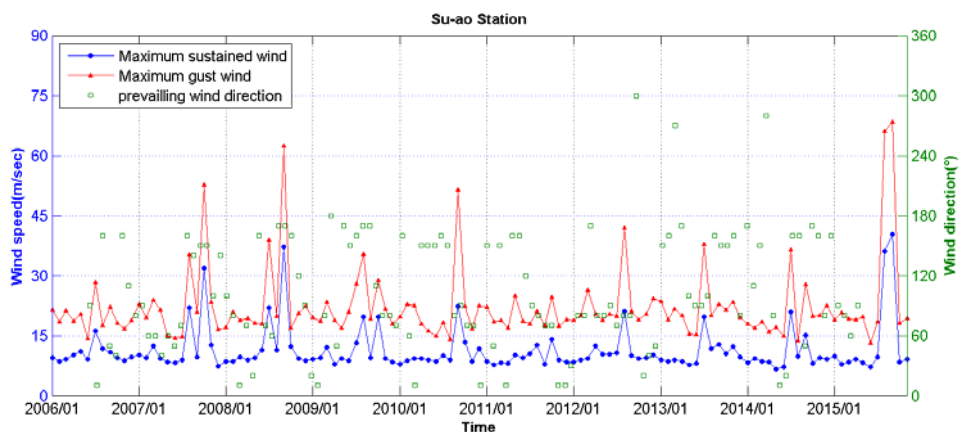


圖2.2 蘇澳氣象站最大平均風速、風向和最大陣風風速之月統計圖

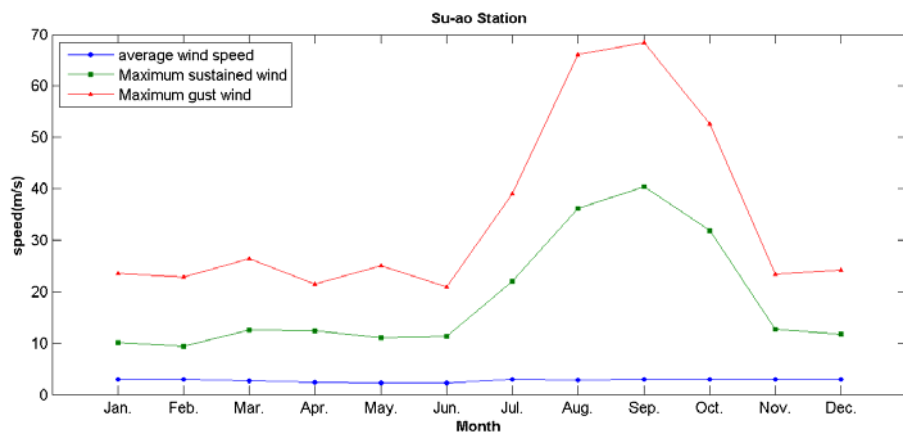


圖2.3 蘇澳氣象站平均風速、最大平均風和最大陣風之月平均風速

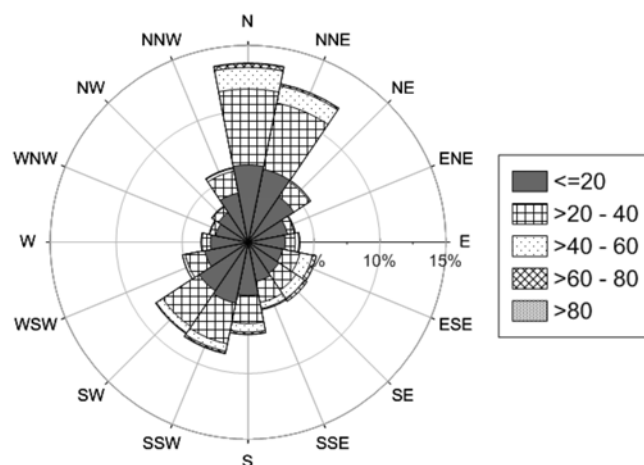
2.2.2 海流

依據本所港灣技術研究中心於蘇澳港外約 700m 附近(坐標於東經 121°53'10" 度，北緯 24°35'20"度)，水深 25m 處設置之觀測站資料統計，自 2002 年 12 月至 2012 年 11 月之流速流向分佈如圖 2.4 及表 2.2 所示。由分析結果可知，蘇澳港外海流速多在 80cm/sec 以下，佔 99.9%；主要流向為 N~NNE 及 SSW~SW。

表 2-2 蘇澳港海流之流速、流向聯合機率分佈

流向 流速	N	NN	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	WSW	W	WN	WNW	NNW	合計 (%)		
0cm/s	5.9	5.7	4.2	3.1	2.8	2.7	2.8	3	4	4.7	4.4	3.4	2.8	2.5	2.7	3.8	58.6
20cm/s	5.7	5.2	1.4	0.5	0.7	1.3	1.5	1.6	2.1	3.2	3.3	1.5	0.7	0.5	0.5	1.7	31.6
40cm/s	1.6	1.3	0.1	0.1	0.3	1	0.8	0.5	0.7	0.6	0.6	0.2	0.1	0.1	0.1	0.2	8.1
60cm/s	0.3	0.2	0	0	0.1	0.3	0.2	0.1	0.2	0.2	0.1	0	0	0	0	0	1.6
80cm/s	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.1
100cm/s	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
200cm/s	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
合計	13.6	12.4	5.7	3.7	3.9	5.3	5.4	5.2	7.0	8.7	8.4	5.1	3.6	3.0	3.3	5.8	100.0

資料來源：交通部運輸研究所港灣技術研究中心，統計時間：2002.12~2012.11



資料來源：海嘯對防波堤結構物安全評估探討調查(2013)

圖2.4 蘇澳港全年海流流速流向玫瑰圖

2.2.3 波浪

參考中央氣象局委託國立成功大學近海水文中心建置之蘇澳浮標(座標於東經 121°52'48" 度,北緯 24°37'10" 度),自 1999 年至 2014 年之歷年資料整理如圖 2.5、圖 2.6 與表 2-3,全年平均示性波高 1.15 公尺,平均週期為 6 秒,量測到最大示性波高為 15.05 公尺,時間是 2010 年 9 月 19 日凡那比強烈颱風期間。參考經濟部水利署第一河川局報告『宜蘭海岸防護基本資料調查(2/3)』,蘇澳港夏季示性波高平均值為 1.16 公尺,示性週期 5.4 秒,主要波向以 NE 為主,波高分布在 1.0~1.5 公尺之間,冬季示性波高平均值為 1.54 公尺,示性週期 5.9 秒,主要波向為 NE、ENE 為主,波高分布在 0.5~1.0 公尺之間。

港灣構造物之設計條件以可能發生之最大波浪為考量,一般以 50 年迴歸期颱風波浪為主要設計外力。茲選定 1940~2012 年對計畫區影響較大之颱風進行推算,並將其各方向可能發生之最大示性波高以極端值分佈法推算各復現期之波高,如表 2.4 所示。由表可知,侵襲蘇澳地區之颱風波浪以 E 向及 ENE 向波浪最大,並分別朝 N 向及 S 向遞減。就港灣結構物設計之 50 年迴歸期而言,E 向及 ENE 向之颱風波高達 16.9~17.0 公尺、週期約 17.3 秒。

表 2-3 蘇澳浮標各月和全年波浪統計表(1999-2014)

月份	觀測次數	最大示性波高				平均示性波高(m)	平均週期(秒)	示性波高分佈百分比			
		波高(m)	尖峰週期(秒)	波向(度)	發生時間			小於 0.6公尺	0.6~1.5小浪	1.5~2.5中浪	大於 2.5大浪
1	6662	3.49	10.2	33	20130111	1.46	6.3	0	59	37	4
2	6203	3.67	8.3	--	20000225	1.33	6.1	4	63	30	3
3	7794	3.72	11.6	22	20100309	1.21	6	6	70	23	1
4	8200	2.85	11.6	45	20090402	1.03	5.9	11	77	12	0
5	7676	4.35	11.6	56	20110528	0.81	5.6	35	59	5	1
6	7164	3.59	13.1	101	20040629	0.72	5.5	49	46	4	1
7	7135	9.02	12.1	90	20130713	0.81	5.5	51	39	6	4
8	8739	12.49	15.1	--	20050831	0.86	5.8	51	37	8	4
9	7233	15.05	13.1	67	20100919	1.07	6.1	22	60	14	4
10	6833	11.66	11.6	0	20071006	1.47	6.5	5	59	27	9
11	7562	5.49	13.1	45	20071127	1.4	6.3	2	62	32	4
12	7130	4.2	10	67	20131215	1.5	6.3	2	54	40	5
全年	88331	15.05	13.1	67	20100919	1.15	6	19	58	20	3

資料來源：中央氣象局蘇澳氣象站，“--”表示無資料

表 2-4 蘇澳外海不同迴歸期颱風波浪推算值

迴歸期 方向	250		200		100		50		25		20		10	
	Hs	Ts	Hs	Ts	Hs	Ts	Hs	Ts	Hs	Ts	Hs	Ts	Hs	Ts
S	14.1	15.8	13.7	15.5	12.5	14.8	11.2	14.1	9.8	13.1	9.4	12.9	7.9	11.8
SSE	13.8	15.6	13.5	15.4	12.6	14.9	11.6	14.3	10.6	13.7	10.2	13.4	9.0	12.6
SE	17.7	17.7	17.3	17.5	16.1	16.9	14.8	16.2	13.4	15.4	12.9	15.1	11.3	14.1
ESE	18.8	18.2	18.4	18.0	17.2	17.4	15.8	16.7	14.4	15.9	13.9	15.7	12.2	14.7
E	20.1	18.8	19.7	18.6	18.3	18.0	16.9	17.3	15.3	16.4	14.8	16.2	13.0	15.1
ENE	20.6	19.1	20.1	18.8	18.6	18.1	17.0	17.3	15.3	16.4	14.7	16.1	12.8	15.0
NE	18.3	18.0	17.8	17.7	16.4	17.0	14.9	16.2	13.3	15.3	12.8	15.0	10.9	13.9
NNE	16.5	17.1	16.1	16.9	14.7	16.1	13.3	15.3	11.7	14.4	11.1	14.0	9.3	12.8
N	12.5	14.8	12.1	14.6	11.0	13.9	9.9	13.2	8.6	12.3	8.2	12.0	6.7	10.9

註：依據1940~2012年間之颱風資料推算，推算目標區為(121°56'24"E，24°32'48"N)，目標區水深為-150公尺， H_s 單位為公尺， T_s 單位為秒， $T_s = 4.2\sqrt{H_s}$

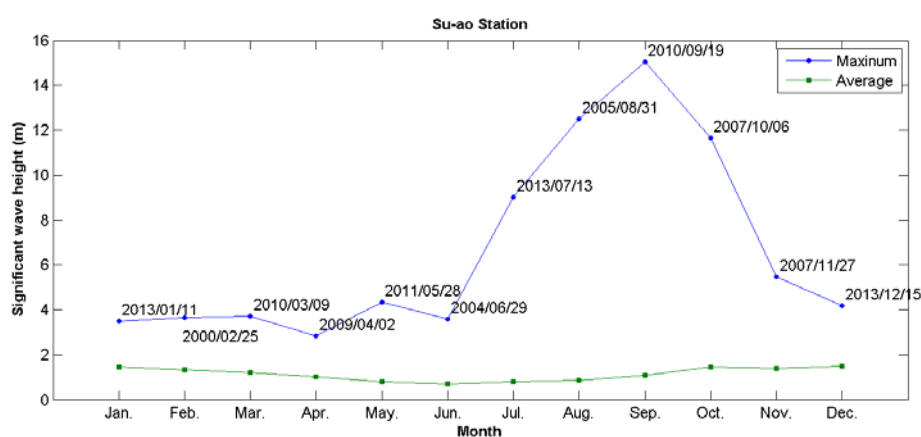


圖2.5 蘇澳浮標各月平均示性波高和最大示性波高圖(1999-2014)

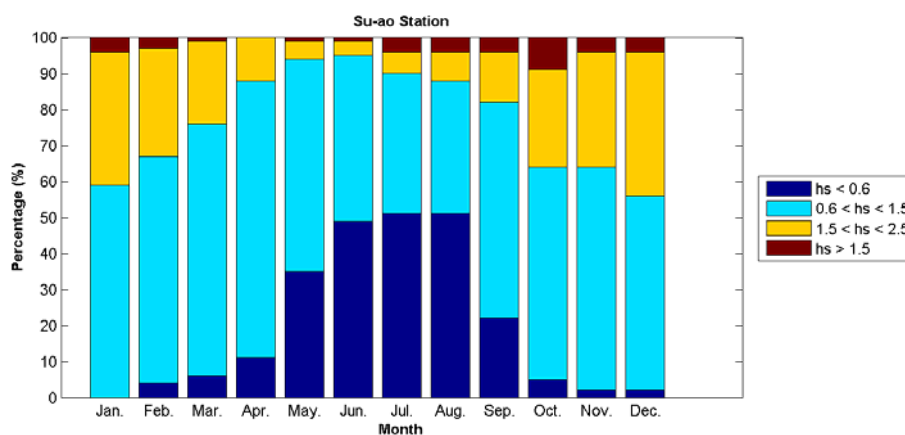


圖2.6 蘇澳浮標各月平均示性波高分布圖(1999-2014)

2.2.4 潮位

參考中央氣象局蘇澳潮位站(座標於東經 121°52'17" 度，北緯 24°35'33"度)，整理其潮汐資料統計如圖 2.7 與表 2-5，蘇澳港潮位站觀測資料時間超過 34 年，平均潮差 0.963 公尺，最大潮差為 2.789 公尺，圖 2.7 中最高高潮位和最高天文潮因為暴潮影響於 8-10 月差距最大。

表 2-5 蘇澳潮位站潮位統計資料(1981-2014)

項目	潮位
最高高潮位 (H.H.W.L.)	1.470
最高天文潮(H.W.O.S.T.)	1.120
平均高潮位(M.H.W.L.)	0.499
平均潮位(M.S.L.)	0.014
平均低潮位(M.L.W.L.)	-0.464
最低天文潮(L.W.O.S.T.)	-1.178
最低低潮位(L.L.W.L.)	-1.319
平均潮差(M.R.)	0.963
最大潮差(M.T.R.)	2.789

資料來源：中央氣象局蘇澳氣象站，單位：公尺

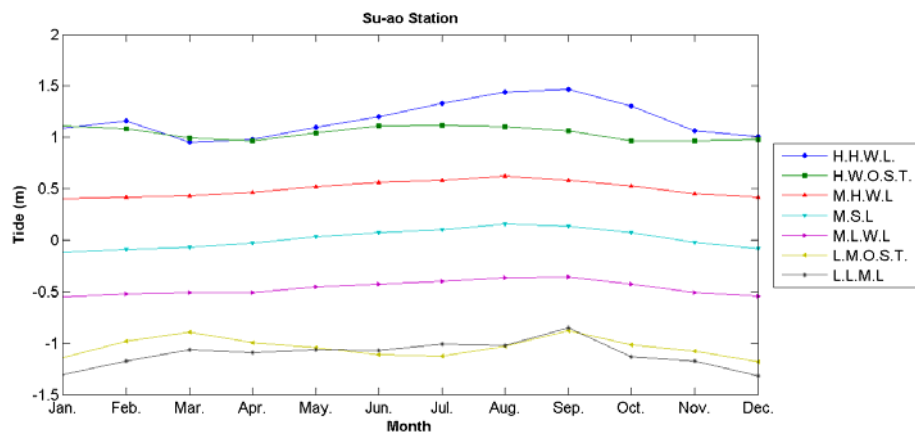


圖2.7 蘇澳潮位站潮位資料月平均圖(1981-2014)

2.3 颱風資料

本研究根據 1998 至 2015 年中央氣象局曾發布颱風警報的颱風資訊，彙整 103 個颱風資料，彙整項目包括：颱風警報發佈期間、颱風路徑與強度、近中心最大風速、中心最低氣壓等等相關資訊。本研究彙整的 103 個颱風案例中，依圖 2.8 之分類法將颱風路徑分為 9 類，各類颱風路徑之發生次數統計，如表 2-6 所示。平均每年約有 5.7 次颱風侵襲臺灣海域，在侵臺的九類颱風路徑中，其他及特殊路徑發生的次數最多，共發生 40 次佔全部發生次數的比例為 38.8%；其次為第三類路徑的颱風，佔 12.6%；第六類和第九類路徑的颱風，佔 8.8%；其他各類的颱風路徑之發生次數及所佔的百分比，詳請參閱表 2-6。



資料來源：臺灣氣候變遷與資訊平臺計畫網站，<http://tccip.ncdr.nat.gov.tw/>

圖2.8 颱風路徑分類圖

表 2-6 1998 年至 2015 年期間颱風路徑分類統計表

颱風路徑分類	發生次數	發生百分比
1	7	6.8 %
2	8	7.8 %
3	13	12.6 %
4	7	6.8 %
5	6	5.8 %
6	9	8.8 %
7	2	1.9 %
8	2	1.9 %
9	9	8.8 %
其他及特殊路徑	40	38.8 %
合計	103	100.0 %

資料來源：交通部中央氣象局，<http://www.cwb.gov.tw/>

第三章 國內外之地震與海嘯紀錄

本研究為評估海嘯波對蘇澳港代表性防波堤之影響及安全性；海嘯發生成因甚多，且波源潛勢區來源甚多，實務上難以明確判定對蘇澳港影響最鉅之波源點為何。因此，本章主要說明海嘯發生成因及我國周遭海域海嘯歷史事件及記錄，以作為後續數值模擬輸入條件之用。

3.1 海嘯與地震之關係

海嘯(Tsunami)是一種非天氣因素所引起週期約 2 ~200 分左右之重力長波，頻率介於潮波和湧浪之間，波長約為幾十至幾百公里(陳等，2011)。發生因素可概略分為強烈淺層海底地震、海底火山爆發、海底崩塌及水下爆炸等，要確切考證每一起海嘯具體成因及發生時間需要參考多種科研紀錄及歷史文獻。而實務上有其困難度，原因在於海嘯紀錄在早期是以口語相傳或是地方文誌所記載，非屬現今之詳盡科學紀錄，故海嘯歷史事件可信度是首要需釐清之項。

美國 NOAA 之 NGDC/WDS Global Historical Tsunami Database 資料(http://www.ngdc.noaa.gov/hazard/tsu_db.shtml)是研究海嘯科學經常使用之公開電子資料庫，該資料庫總共收錄自西元前 2000 年~2015 年間共 2538 起海嘯事件，並利用可信度(Tsunami Event Validity)將分為六級，分別為錯誤輸入(erroneous entry, -1)、湧浪造成(event that only caused a seiche or disturbance in an inland river, 0)、非常可疑的海嘯(very doubtful tsunami, 1)、疑似海嘯(questionable tsunami, 2)、可能海嘯(probable tsunami, 3)及明確的海嘯(definite tsunami, 4)。所有海嘯事件對應之可信度分佈如圖 3.1 所示，可發現僅有約 34%(865 起)可被歸類於明確之海嘯(林，2016)，這也顯示明確判定為海嘯事件是相當不易。

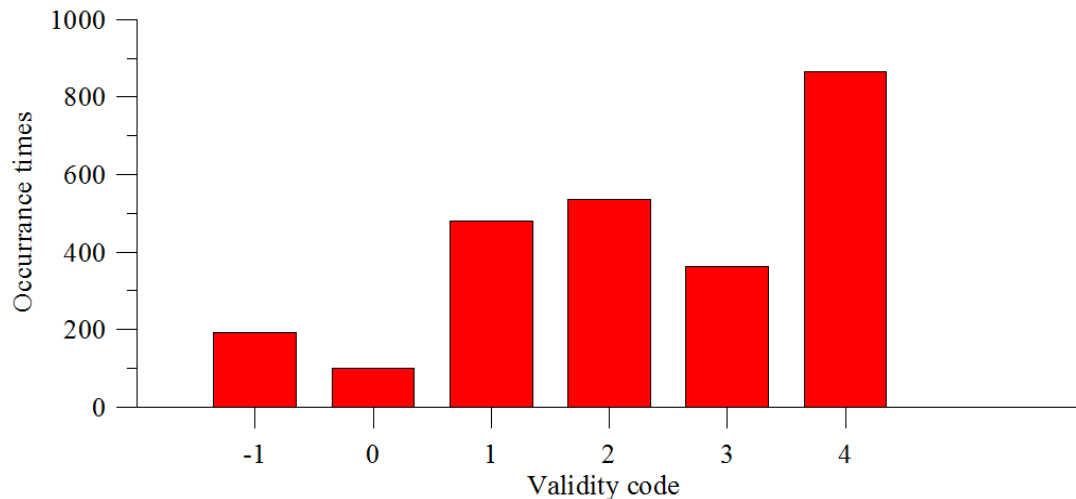


圖 3.1 所有海嘯事件對應之可信度分佈(資料來源：林，2016)

在該資料庫中將海嘯發生成因細分為 12 種，分別為未知(Unknown, 0)、地震(Earthquake, 1)、疑似地震(Questionable Earthquake, 2)、地震與海底崩塌(Earthquake and Landslide, 3)、火山與地震(Volcano and Earthquake, 4)、火山/地震與海底崩塌(Volcano, Earthquake, and Landslide, 5)、火山(Volcano, 6)、火山與海底崩塌(Volcano and Landslide, 7)、海底崩塌(Landslide, 8)、氣象(Meteorological, 9)、爆炸(Explosion, 10)及天文大潮(Astronomical Tide, 11)。而在 2538 起海嘯事件中，有 1843 起確定與地震有關(約 72.6%)，其成因分佈圖可見圖 3.2，可發現大部分海嘯事件均起因於地震。海底地震引發海嘯之機制如圖 3.3 所示。因此，本研究僅討論由地震所產生者。地震之成因主要來自於地表斷層發生錯動所產生之巨大能量釋出。斷層系統一般可分為三類，即是斷層可水平移動之平移斷層及可上下移動之正斷層、逆斷層。海底若發生地震時，斷層發生平移運動，則對海洋水體影響有限；但若是斷層發生上下錯動之行為，則有引發海嘯的可能。

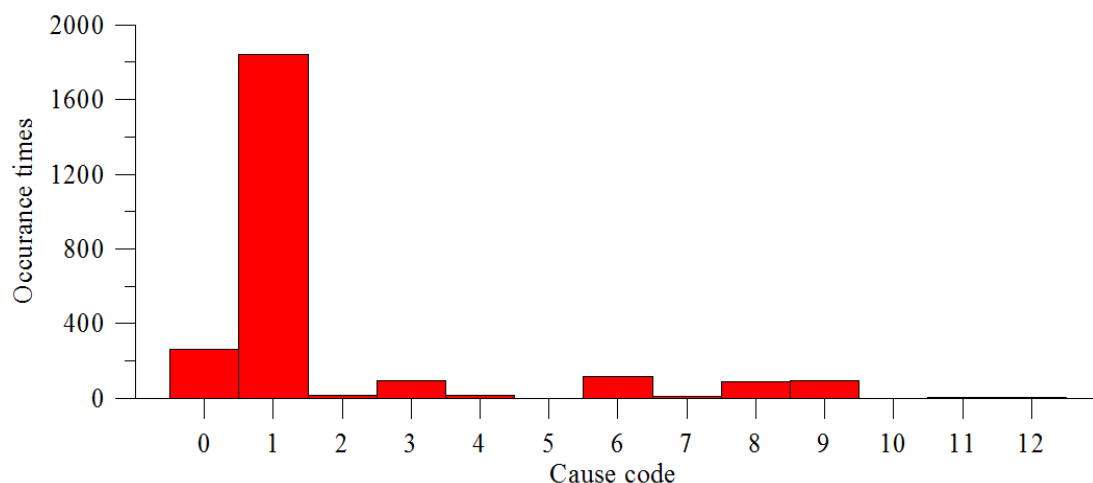


圖 3.2 所有海嘯事件對應之成因分佈(資料來源：林，2016)



圖 3.3 板塊交界處發生錯動後引起海嘯之示意圖(資料來源：邱等，2005)

事實上，並非每起海底地震皆會引發海嘯，圖 3.4 與圖 3.5 為 1843 起地震事件地震規模(earthquake magnitude)與震源深度(depth)分佈圖，引發海嘯之震源深度多分佈在 60 公里之內；而引發海嘯之地震規模多在 5~8.9 之間，僅有 6 起是由超大地震(地震規模 9.0 以上)所引起，Global Historical Tsunami Database 彙整這 6 起之海嘯事件之傷亡人數如表 3-1 所列。

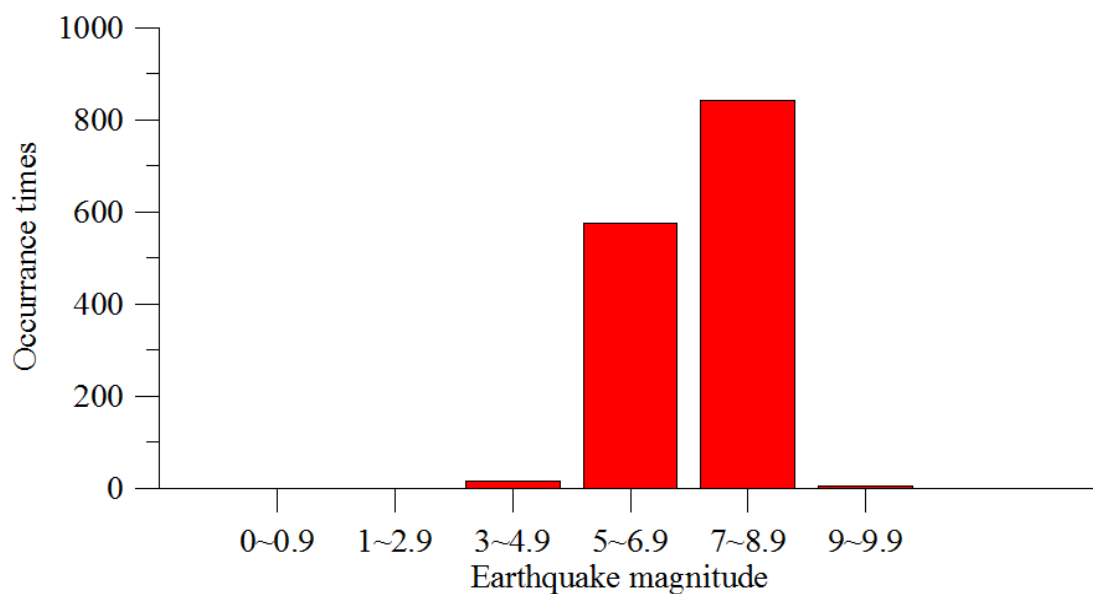


圖 3.4 引發海嘯之地震之規模分佈(資料來源：林，2016)

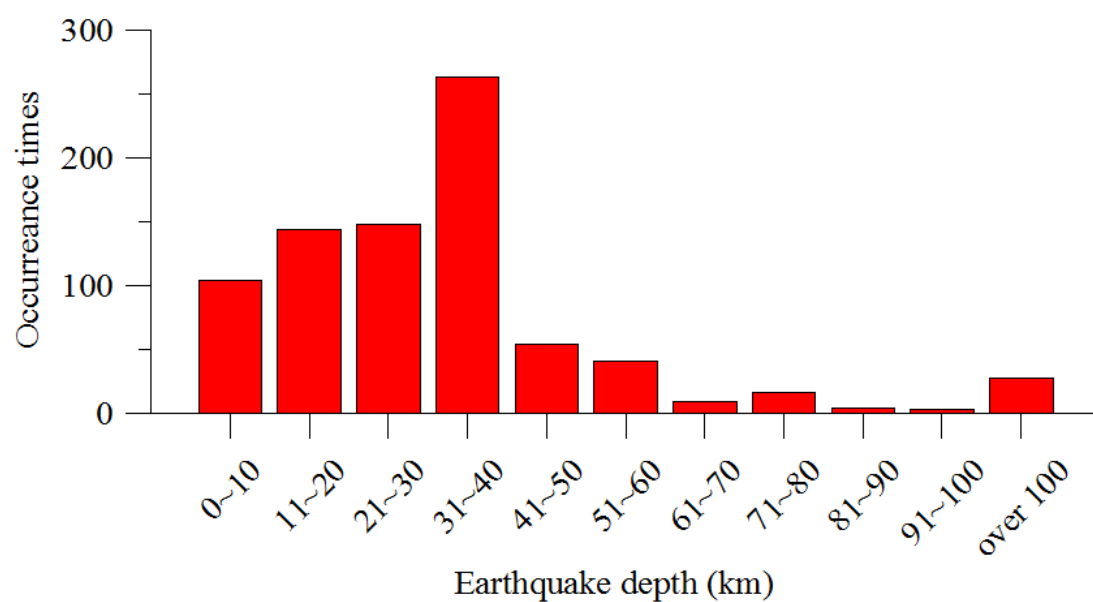


圖 3.5 引發海嘯之地震之深度分佈(資料來源：林，2016)

表 3-1 由超大地震所引致之海嘯事件及死亡人數表(資料來源：美國 NGDC 之 Natural Hazard Database)

發生日期	發生國家	地點	地震規模	死亡人數
1700/01/27	美國	CASCADIA SUBDUCTION ZONE	9.0	2
1952/11/04	俄羅斯	KAMCHATKA	9.0	4,000
1960/05/22	智利	智利南部	9.5	2,233
1964/03/28	美國	PRINCE WILLIAM SOUND, AK	9.2	124
2004/12/26	印尼	蘇門答臘島外海	9.1	227,899
2011/03/11	日本	宮城外海	9.0	18,457

3.2 斷層參數

海嘯之主要成因，是來自於斷層運動所引發的海底地震。因此，在海嘯模式中常用斷層參數代入海床變形模式(seafloor deformation model)計算海嘯起始波源水位，模擬海嘯傳遞過程；斷層參數正確與否是影響海嘯模擬準確度因素之一。海床變形模式與六個靜態參數及兩個動態參數有關，則如圖 3.6 所示。圖 3.6 紅點為震央(hypocenter；N，E，h)，N、E 分別為緯度及經度(度)，h 為震源深度(km)代表自震源至平均地表面之垂直距離。六個靜態參數說明如下：

θ ：走向(strike)(度)：由地理正北方向順時針旋轉到斷層線的夾角稱為走向，範圍 $0^{\circ}\sim 360^{\circ}$ 。

δ ：傾角(dip)(度)：地面與斷層面間的夾角，旋轉到斷層面的角度稱為傾角，範圍 $0^{\circ}\sim 90^{\circ}$ 。斷層面傾角 δ 與海嘯發生源擾動海水體積有關。

λ ：滑移角(slip或是rake)(度)：代表斷層面上盤相對於下盤的滑動方向，是在斷層面上逆時針旋轉到此滑動方向的夾角。

L：斷層長度(length)(km)：即為斷層破裂面長度。

W：傾斜方向的寬度(width)(km)]。

D：滑移量(dislocation)(m)：在地震發生時，斷層間之相對垂直或水平

方向移動量。

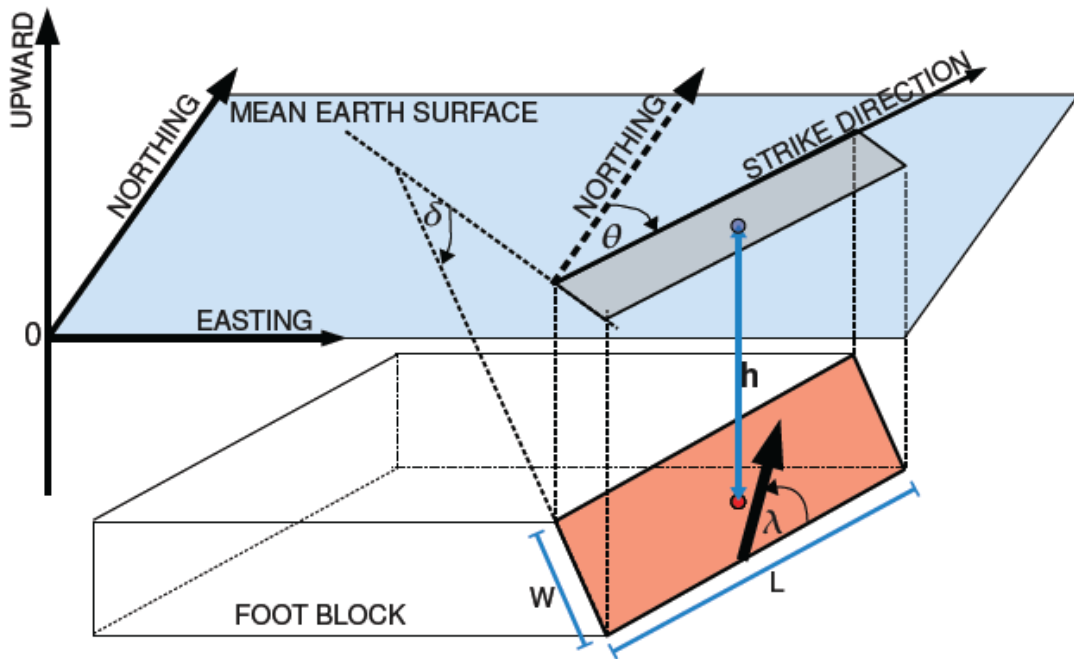


圖 3.6 海床變形模式與斷層參數之示意圖(資料來源:COMCOT User Manual v1.7)

以上這些數據必須事先得知，方得以透過模式模擬海嘯；震央位置是在地震發生後利用地球物理方式推算，無法事先知道地震發生之時間、地點及規模。自 1976 年後每起地震之斷層參數均使用全球 CMT 地震解，可在美國地調所 USGS 之網站 NEIC 資料庫中查詢 (<http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqarchives/epic/>)。

資料庫僅登錄推算出之斷層參數、地震規模及震源位址，並沒有斷層長寬度，所以實際上斷層之長度與寬度是未知，也就無法計算斷層平均滑移量。斷層長度及寬度通常最簡單之假設是 2:1；或是採用 Wells and Coppersmith (1994) 蒐集 1857-1993 年間可信度較高之 244 起地震事件所歸納出之經驗公式 (3.1)式~(3.2)式，計算地震規模下的長度(L)及寬度(W)(陳等，2012)。

$$\log(L) = a_1 + b_1 \times M_w \quad (3.1)$$

$$\log(W) = a_2 + b_2 \times M_w \quad (3.2)$$

M_w 為地震矩規模(Moment magnitude of earthquake)； a_1 、 b_1 、 a_2 及 b_2 為迴歸係數，如表3-2所示，統計分析顯示其相關係數均在0.81以上，信賴區間為95%；然後，再將斷層長度及寬度代入地震矩公式(3.3)及(3.4)式(Hanks et al，1979)求得平均滑移量 D 。

$$M_w = \frac{2}{3} \log_{10} M_0 - 10.7 \quad (3.3)$$

$$M_0 = \mu WDL \quad (3.4)$$

M_0 是地震矩大小 (scalar moment of earthquake)， $\mu = 3 \sim 5 \times 10^{11} \text{ dyne} / \text{cm}^2$ 為剪力模數。得知斷層參數後即可利用彈性力學公式計算出海嘯初始水位。

表 3-2 (3.3)及(3.4)式迴歸係數之建議值

a_1	滑移走向 strike slip	-3.55	b_1	0.74
	逆斷層	-2.86		0.63
	正斷層	-2.01		0.50
	不分類	-3.22		0.69
a_2	滑移走向 strike slip	-0.76	b_2	0.27
	逆斷層	-1.61		0.41
	正斷層	-1.14		0.35
	不分類	-1.01		0.32

3.3 我國之海嘯歷史紀錄

我國位於環太平洋地震帶上，板塊運動頻繁，自古以來也有海嘯紀錄散見於各種文獻中。圖 3.7 為資料庫 (<http://maps.ngdc.noaa.gov/viewers/hazards/>) 將我國鄰近海域自 1604～2015 年間所有海嘯紀錄做一視覺化之呈現。

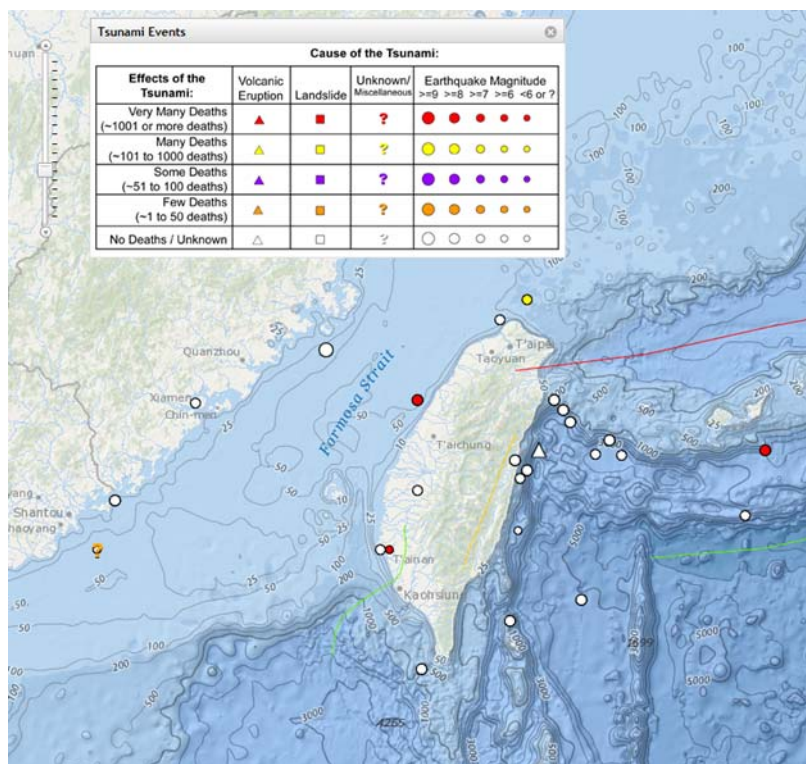


圖 3.7 我國鄰近海域自 1604~2015 年間所有海嘯之位址分佈

(資料來源 <http://maps.ngdc.noaa.gov/viewers/hazards/>)

我國對於海嘯研究起步甚晚，其相關資料及文獻記載也不甚完全，主要之資料來源多半都是歷史紀錄、地方傳言及中央氣象局之科學資料。也由於早期對於海嘯了解不多，故歷史文獻資料之可信度也多半需進一步考證。若將臺灣及其鄰近地區的海嘯，不論海嘯可信度有多少都列入，根據許等(1996)研究結論顯示，臺灣及附近地區共有數十個海嘯及疑似海嘯紀錄。但大部份的海嘯波高皆不大，也無重大之災情；近百年來，臺灣地區雖有海嘯事件發生，但均未對臺灣造成大規模之災害，加以海嘯發生機率不若地震發生機率高，是故缺乏國內相關災害統計資料可供研究。從歷史文獻紀錄及斷層分佈綜合推測，其中被公認最具可信度之歷史海嘯事件，發生在臺南(1721 年)、高雄(1781 年及 1866 年)、基隆(1867 年)及安平(1921 年)。

近年對臺灣影響較大的海嘯事件是 2006.12.26 屏東海嘯，造成大約 0.6m 之水位變化，恆春半島陸地區域並未遭受產生太大之災情，但卻造成數條海底通訊電纜斷裂，使得對外連絡通訊蒙受嚴重之損失，

其災損金額亦相當可觀(國家災害防救科技中心 2006)。

3.4 蘇澳港附近海嘯潛勢區域及斷層概述

陳等(2011)利用互逆格林函數建立國際商港海嘯速算系統並推算各國際商港在六小時之內之近域海嘯潛勢波源區。互逆格林函數的最大絕對值代表可能有影響該地之海嘯發生範圍及其危險程度，並稱此互逆格林函數的最大絕對值為最大放大率 (max gain)，如圖 3.8 所示；推算顯示，對於蘇澳港而言，發生在東海、琉球群島及龜山島一帶之海嘯最具威脅性。

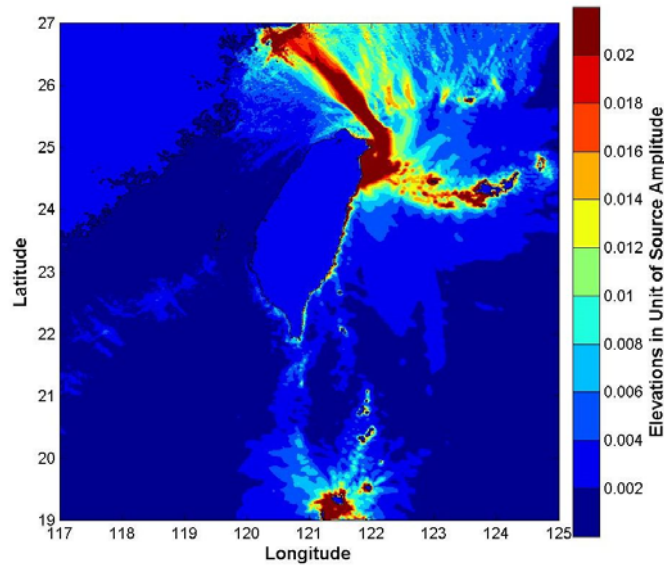


圖 3.8 蘇澳港之放大率(資料來源:陳等(2011))

在陳等(2012)研究報告中，彙整我國東北附近海域可能之海嘯潛勢波源區，簡要說明如後。我國東北附近海域根據歷史事件、板塊分布及科學研究分析所得，大致可以歸納出可能之震源區為東北方琉球島弧、沖繩海槽及基隆外海。圖 3.9 為臺灣東北海域之海底地形圖；若以琉球島弧為界，則位於琉球島弧上方稱為沖繩海槽(Okinawa Trough)，如圖 3.10 所示；在琉球島弧下方稱為琉球海溝(Ryukyu Trench)，如圖 3.11 所示。沖繩海槽位於日本和臺灣之間，經過東海大陸棚之邊緣進入琉球後，由於琉球海溝的岩石圈擴展而形成的弧後盆地，大部分深度均超過 1,000 公尺，最大深度為 2,716 公尺。仔細觀察沖繩海槽靠近

龜山島部分較為平緩，對溯上之形成較為有利；同時，由於沖繩海槽以南深度較深，傳遞速度較快，故海嘯發生時，海嘯向南傳遞較快；東海大陸棚由於水深較淺，不利海嘯傳播，故往北方傳遞較慢；也因為水深突然變淺，故海嘯波會折射進行臺灣北部海域，但有一部份之能量因為反射而無法進入該區域。

琉球海溝(Ryukyu Trench)是太平洋主要海溝之一，位於日本南部和臺灣東北部，海溝沿著日本琉球群島東南側的菲律賓海往下伸延，長度 2,250 公里，最大深度 5,212 公尺；是由菲律賓板塊潛入歐亞大陸板塊所形成的板塊邊界。由於缺乏相關震災紀錄，琉球海溝長年以來被認為發生大地震之機率不高。然而近年學者研究發現(如名古屋大學田所敬一教授)，琉球海溝暗藏菲律賓板塊緊黏著歐亞板塊的固著區，判斷歐亞板塊不但黏著菲律賓板塊，兩者之間還有連動作用，恐有發生大地震之疑慮。Nakamura(2011)利用 GPS 量測琉球海溝之海床位移情形也指出該區域不排除發生大海嘯之可能性。

近年東北地區較廣為人知之海嘯事件為 1960 智利海嘯事件、2011 東日本海嘯事件。兩者皆屬於遠域海嘯，前者造成太平洋周邊國家均受其影響，基隆港約有 1.9 公尺之波高變化，所幸無具體之災情傳出，相關報導如圖 3.12 所示。花蓮海嘯事件屬於近域海嘯，在花蓮港產生約 2 公尺之波高(張等，1999)；東日本海嘯事件發生於日本宮城外海，由於地形之關係及傳遞方向等因素，所幸並未對東北地區造成影響。

由於我國地理位置特殊，致使遠域海嘯傳遞到東部沿岸時，其波高甚小(如表 3-3 所列)；而近域海嘯在蘇澳港附近並無量測紀錄可供參考。

表 3-3 蘇澳港海嘯波歷史量測記錄

海嘯事件	時間	測站位置	波高(m)
日本北海道海嘯	1994/10/4	蘇澳	0.05
東日本海嘯	2011/03/11	蘇澳潮位站 (東經 121.8669 度,北緯 24.5925 度)	0.324

資料來源:中央氣象局地震測報中心、臺灣環島海岸實測日本東北大地震所引發海嘯之波動特性分析(莊文傑、林立青、滕春慈，2011)、本計劃整理

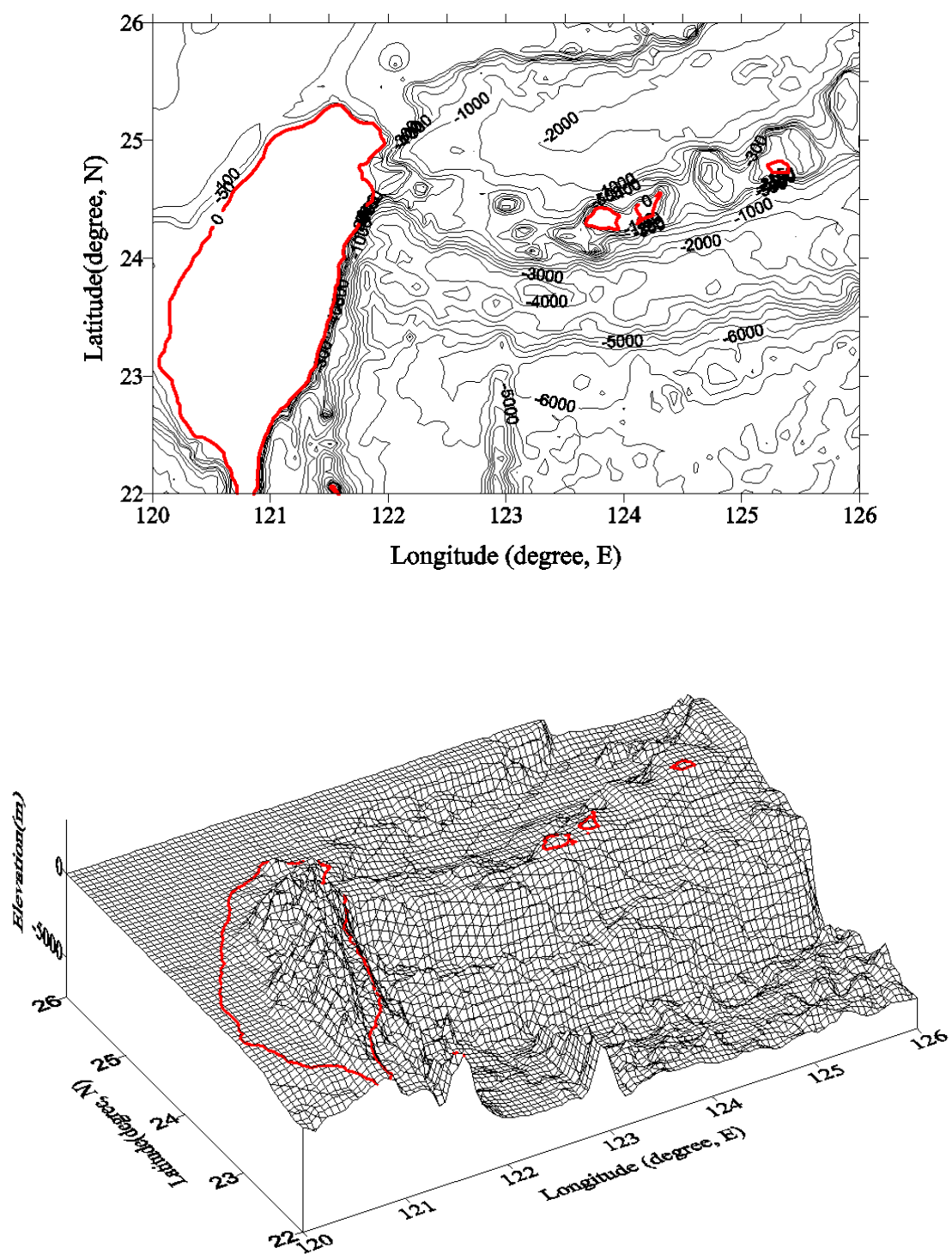


圖 3.9 臺灣東北及東部外海之海底地形

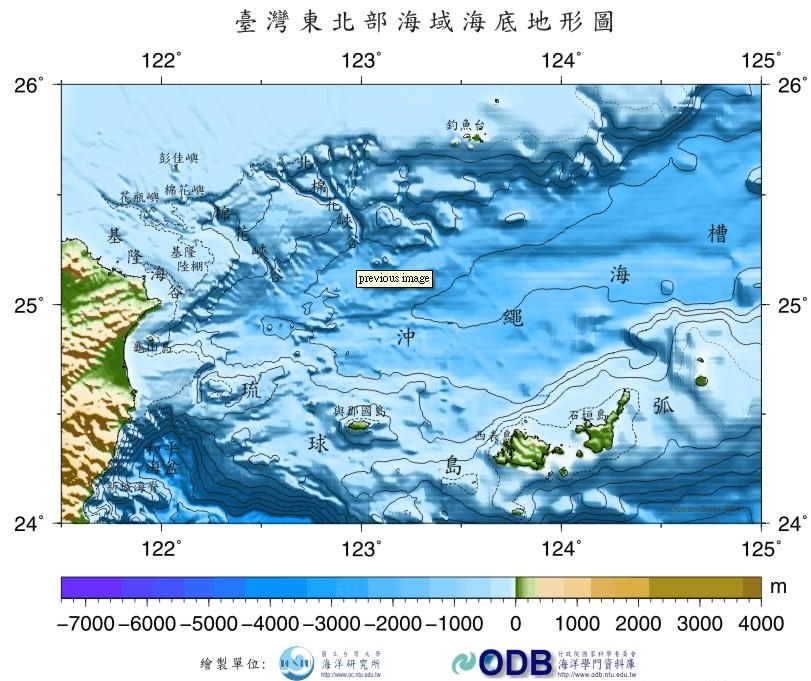


圖 3.10 臺灣東北外海沖繩海槽之分佈(資料來源：國研院海科中心)

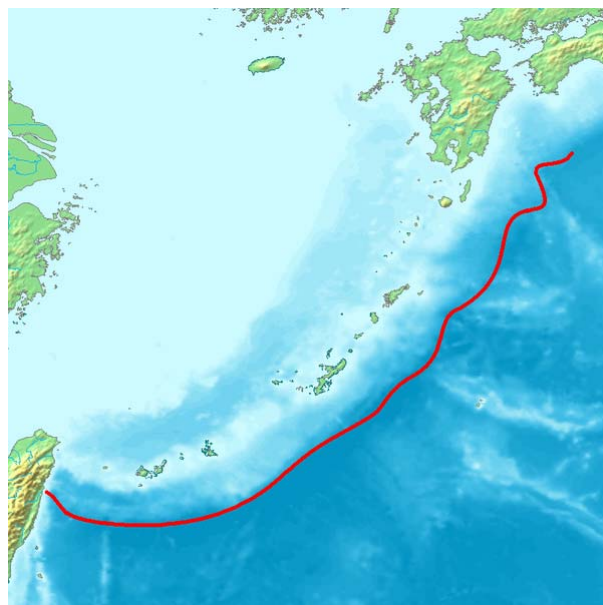


圖 3.11 琉球海溝之分佈(資料來源：Google Earth)



圖 3.12 1960 智利海嘯事件報導

3.5 近/遠域海嘯對蘇澳港之影響

3.5.1 海嘯潛勢波源區--呂宋島西北方、福建泉州、宜蘭外海龜山島、日本琉球群島、關東及北海道對蘇澳港之影響

3.4 節顯示對蘇澳港而言，近域海嘯以發生在東海、琉球群島及龜山島一帶之海嘯最具威脅性。在陳等(2009、2011)研究報告中曾利用 PARI 模式及情境模擬之方式探討遠近域海嘯(呂宋島西北方、福建泉州、宜蘭外海龜山島、日本琉球群島、關東及北海道)對各國際港之影響，茲節錄宜蘭外海龜山島及日本琉球群島案例具體結果如下。

宜蘭外海龜山島案例假設震源在宜蘭外海與龜山島間的沖繩海槽，模擬計算地震矩規模(M_w)為 8.3 的地震，其規模略小於南亞大海嘯，模式計算的初始波形如圖 3.13 所示，波峰約 1.8 米，波谷約 4.4 米深，海嘯傳播方向為正北偏西方向(波谷)與正南偏東方向(波峰)。海底斷層走向幾乎垂直海岸線，因此海嘯能量的傳遞並非直接朝著我國而來，但由於地震震源相當接近臺灣，故其海嘯威脅還是有探究的必要(陳等，2009)。

模擬顯示，就我國周邊海域而言，此海嘯所帶來的威脅以蘇澳港測站 (圖 3.14 所示)，第一前導波產生約 0.5 米波谷，發生地震後的極

短時間即到達。而最大波高發生時刻為地震發生時間起算約 40 分後，產生 2.2 米波高；最大流速發生時刻為地震發生時間起算約 75 分後，產生約 2.6m/s 的流速。所以在地震發生時間起算約 75 分內，蘇澳港附近沿岸受到此類的海嘯威脅最大，淡水河口至東北角沿岸次之。

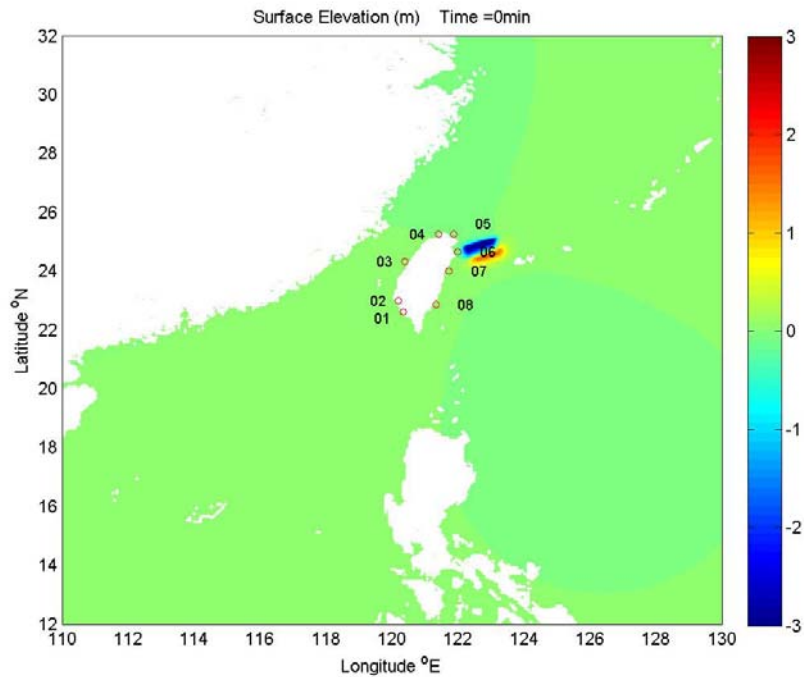


圖 3.13 宜蘭外海龜山島情境之海嘯起始波源(資料來源:陳等 2009)

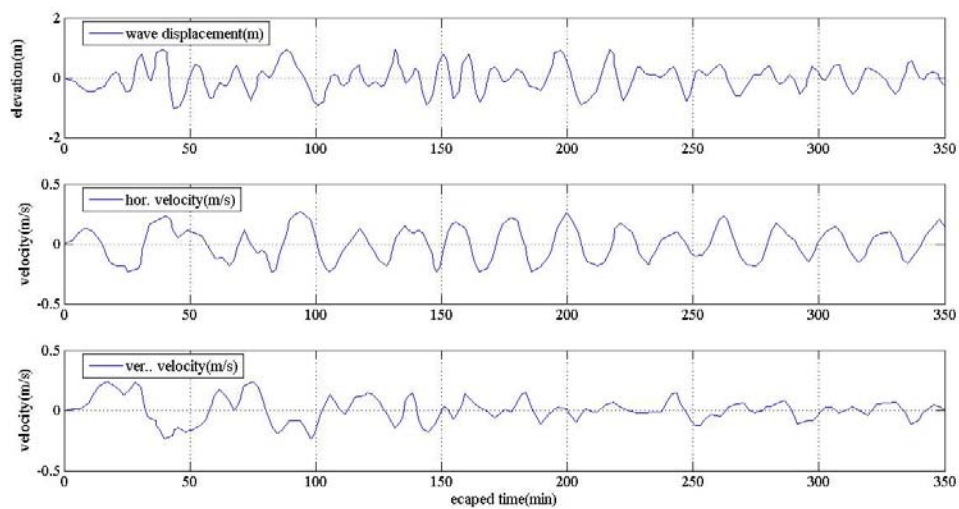


圖 3.14 該情境中蘇澳港(06 測站)模擬計算結果(資料來源:陳等 2009)

我國東北方的琉球群島之案例是假設日本琉球附近海域產生類似南亞海嘯之規模(9.0)，來模擬我國各國際港可能之影響情況。圖 3.15 為該案例之海嘯起始波源圖。

模擬顯示，地震發生時間起算，第一前導波約 90 分後到達蘇澳港測站 (06)。從各時序流速分析顯示，各國際港以蘇澳港測站為最大，約 2.20m/s；其餘國際港流速偏小，主因與海嘯傳播方向有關。從八個國際港測站資料分析，其中以蘇澳港測站影響最大，於地震發生時間起算約 120 分後，第一前導波產生約 0.4 米波高，而最大流速發生時刻為地震發生時間起算約 255 分後，此時水位有最大波降 0.8 米，最大流速接近 2.20m/s(如圖 3.16 所示)。

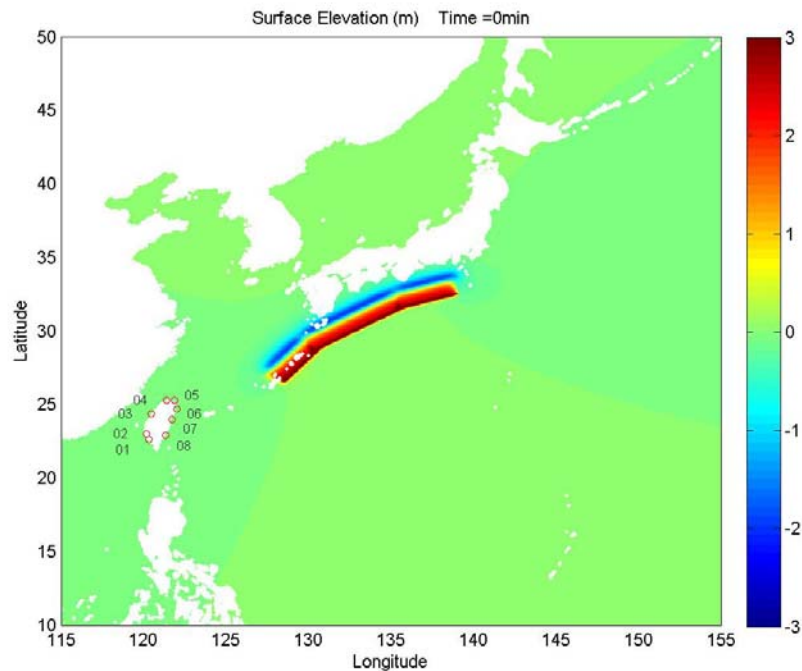


圖 3.15 日本琉球群島海嘯情境之海嘯起始波源(資料來源:陳等 2009)

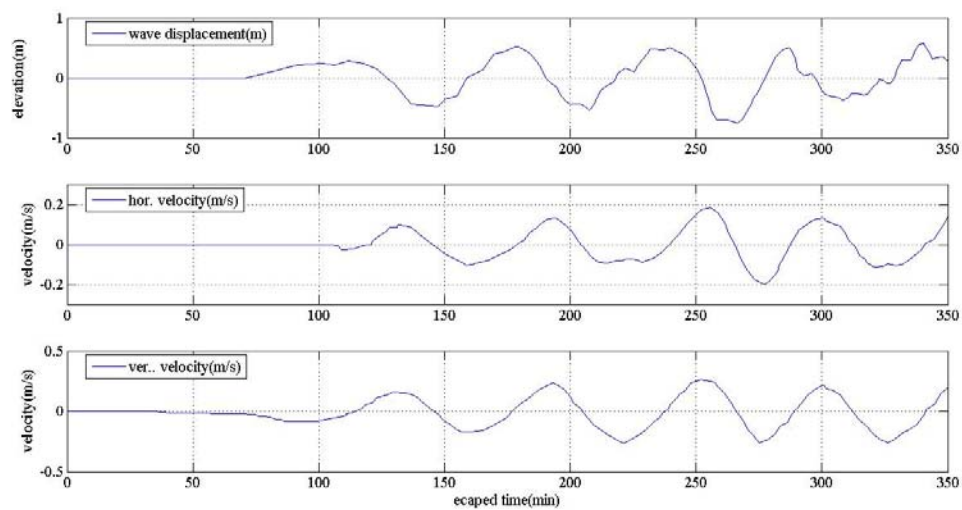


圖 3.16 該情境中蘇澳港(06 測站)模擬計算結果(資料來源:陳等 2009)

本小節各個波源區對國內各主要港口之影響列於表 3-4(陳等 2009、2011)，表中僅列影響最大之港口，由於波源之假設地大多是日本及南太平洋，故蘇澳港會受較大的影響；簡單地說，發生於日本及南太平洋之海嘯對東部沿岸會造成影響。

蘇澳港之海嘯威脅經模式運算的結果如表 3-5 所示。對蘇澳港有顯著影響之情境為宜蘭外海龜山島、日本琉球群島及新幾內亞。在宜蘭外海龜山島之情境中，蘇澳港之第一前導波產生約 0.5 米波谷，而最大波高發生時刻為地震發生時間起算約 40 分後，產生 2.2 米波高；最大流速發生時刻為地震發生時間起算約 75 分後，產生約 2.6m/s 的流速。

日本琉球群島之情境中，蘇澳港於地震發生時間起算 255 分後，有最大流速 2.20m/s，同時水位有最大波降 0.8 米；其中值得注意的是，即使此海嘯威脅對臺灣附近海域而言不算大。但對中國大陸華北沿岸地區卻帶來相當大的影響。新幾內亞引發的海嘯在地震發生時間起算約 465 分後，蘇澳港附近沿岸受到此次的海嘯威脅最大，產生最大波高約 1.25 米，最大流速約 2.00m/s，影響範圍為蘇澳港以北沿岸。可能的原因在於當海嘯波到達龜山島時產生繞射現象，以及地形的關係使得波高及流速均較大。其他情境則對蘇澳港產生之影響不顯著。

由表 3-4 及表 3-5 顯示最大波高與最大流速未必在同一時刻及地點

出現，這是因為波高受限於波行進方向及當地的地形。在此，要特別強調的是，模擬的點位都是位於港外，而對於港內的影響，因為要考慮港口實際的配置及邊界條件，必須要另外使用較精細的方法加以評估。

表 3-4 各個主要港口受海嘯震源之影響 (時刻：地震發生時間起算，僅列影響較嚴重者)(陳等 2009)

震源區域	地震矩 規模	港口(波高單位為 m，流速單位為 m/s，時間單位為 min)							
		基隆港	臺北港	臺中港	蘇澳港	安平港	花蓮港	高雄港	富岡漁港
呂宋島 西北方	8.7	波高(時間)	---	1(170)	---	2.2(70)	---	1.5(60)	---
		流速(時間)	---	3(220)	---	0.18(110)	---	2(90)	---
福建泉州	7.5	波高(時間)	3(300)	2.75(90)	---	---	---	---	---
		流速(時間)	---	---	---	---	---	---	---
宜蘭龜山島	8.3	波高(時間)	---	---	2.2(40)	---	---	---	---
		流速(時間)	---	---	2.6(75)	---	---	---	---
日本琉球 群島	9.0	波高(時間)	0.8(250)	---	0.4(120)	---	---	---	---
		流速(時間)	---	---	2.2(250)	---	---	---	---
日本關東 地區	9.0	波高(時間)	---	---	0.2(330)	---	---	0.22(340)	---
		流速(時間)	---	---	0.32(350)	---	---	0.48(340)	---
日本北海道	9.0	波高(時間)	0.13(360)	---	---	---	---	---	---
		流速(時間)	---	---	0.25(360)	---	---	---	---
新幾內亞	9.2	波高(時間)	---	---	0.8(255)	---	---	---	---
		流速(時間)	---	---	2(255)	---	---	---	---

表 3-5 不同震源引發的臺灣附近海嘯威脅 (時刻：地震發生時間起算) (陳等 2009)

震源區域	地震規模 及級數(M_w)	最大波高發生時刻及地點			最大流速發生時刻及地點			臺灣受海嘯威脅 區域
		波高(m)	時刻(分)	地點	流速 (m/s)	時刻 (分)	地點	
呂宋島 西北方	8.7	2.20	70	臺南 安平港	3.00	220	臺中港	臺中港以南沿岸 至高雄屏東
福建泉州	7.5	3.00	100	淡水 河口	2.75	90	臺中港	臺中港以北沿岸 至臺灣東北角
宜蘭龜山島	8.3	2.20	40	蘇澳港	2.60	75	蘇澳港	臺灣東北角沿岸
日本琉球 群島	9.0	0.80	250	基隆港	2.20	255	蘇澳港	臺灣東北角沿岸
日本關東 地區	9.0	0.20	330	蘇澳港	0.32	350	蘇澳港	影響甚小
日本北海道	9.0	0.13	360	基隆港	0.25	360	蘇澳港	影響甚小
新幾內亞	9.2	1.25	465	蘇澳港	2.00	465	蘇澳港	蘇澳港以北沿岸

3.5.2 八重山海嘯(Yaeyama Tsunami)對蘇澳港附近區域之影響

對於東北地區而言，最有名之古海嘯事件是為於現今石垣島之八重山海嘯(Yaeyama Tsunami)，雖然這起事件在琉球「球陽」以及宇佐美龍夫等(2013)之「日本被害地震總覽」有詳細之記載；但在臺灣之文獻資料卻沒有類似之記錄。陳等(2012)則是使用該案例模擬對東北區域(基隆、龍洞、鹽寮、福隆、烏石及蘇澳)之影響。

八重山海嘯發生在 1771 年 4 月 24 日早上 8 時（琉球國第二尚氏王朝尚穆王二十年，清朝乾隆三十六年，日本明和八年）發生現今琉球群島南方之石垣島，震央位於今日本沖繩縣八重山群島石垣島東南方 40 公里(如圖 3.17)，該起海嘯是琉球歷史上最具破壞力的海嘯之一，也被視為日本史上最具破壞力的海嘯之一。這次地震引起超過 80 公尺高的海嘯襲擊琉球列島，總計傷亡人數約 12000 人；當時琉球為清朝的朝貢國，使用清朝年號紀年，因此在琉球稱為乾隆大海嘯(乾隆大津波)。在日本此案例稱為明和大海嘯(明和大津波)。這次海嘯是琉球史和日本史上紀錄過最高的海嘯。

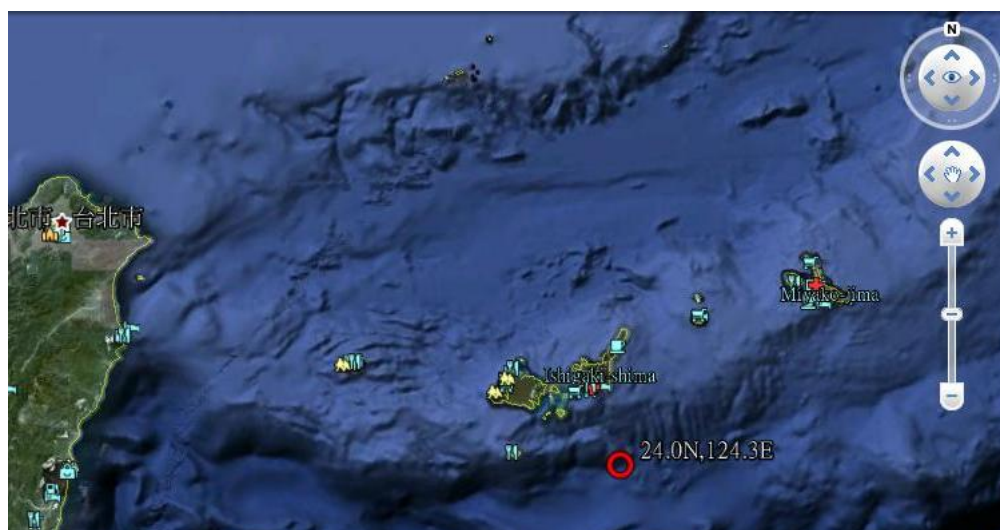


圖 3.17 八重山海嘯震央之概略圖

八重山海嘯發生之原因一般有兩種說法，一是海底滑坡所造成的，另一個則是由於斷層運動所造成的，如圖 3.18 所示；早期之推測認為

是由石垣島東南方海底斷層破裂，引發芮氏地震規模 M_L 為 7.4 之地震。此次地震規模並不是非常大，海嘯波高卻很高，因此研究此海嘯的科學家普遍推測可能是海底地震引起大規模的海底崩塌所造成；但根據研究顯示，基於該推測所得出之海嘯波高遠小於實測波高，亦缺乏較為詳盡之地質證據。2006 年琉球大學中村衛教授(Mamoru Nakamura)利用海底震測資料推測該起事件是由石垣島東邊之正斷層(normal fault)所引起的(圖 3.19)，由於礁岩之反射致使某些地區的波高異常放大；數值模擬結果也顯示，在芮氏地震規模 7.8 之情況下，即有可能重現八重山海嘯之規模及災害，此一假設較能符合實測之波高及空間分佈。

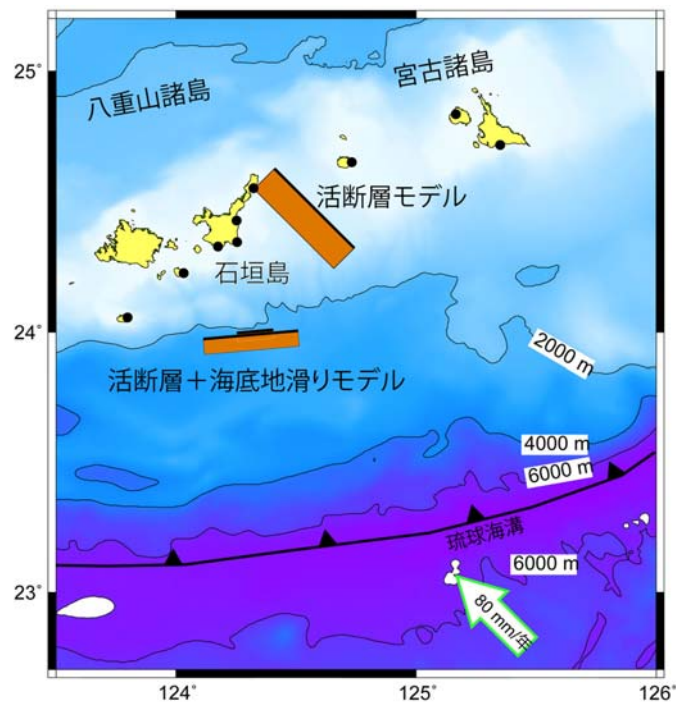


圖 3.18 八重山海嘯可能之成因

(資料來源：琉球大學理學部 中村衛教授研究室)

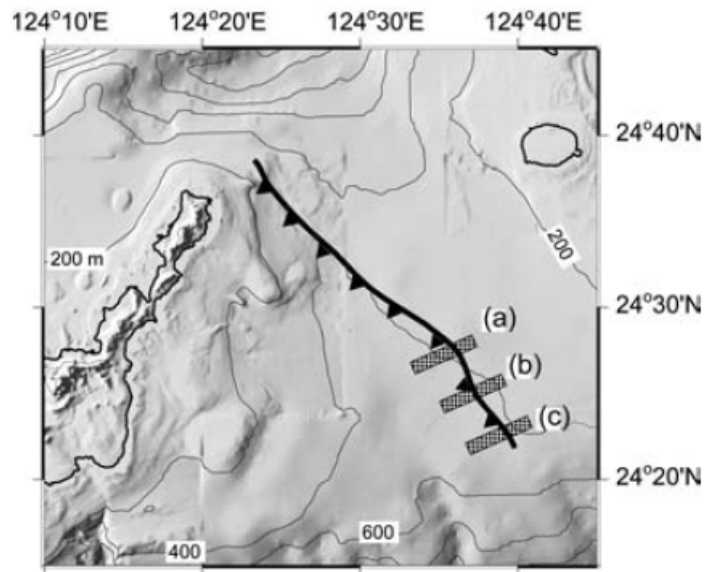


圖 3.19 石垣島東方之正斷層之走向及位置

(資料來源：琉球大學理學部 中村衛教授研究室)

八重山海嘯造成當地嚴重之災情，但在我國並沒有類似之紀錄；美國 NGDC 資料庫(Tsunami Hazard)對於該起事件之記錄，請見表 3-6；其中最大波高高達 85.4 公尺，就溯上空間分佈而言，共有 19 筆記錄(如表 3-7)；整體傷害規模則如表 3-8 所示。

八重山海嘯對於我國東北區域具有相當高之學術研究價值，除了可以明瞭沖繩海槽發生海嘯對於臺灣之影響外，也可持續了解海嘯發生原因及可能之地質活動，有助於該地區整體之海嘯風險評估。故陳等(2012)根據 Nakamura(2006)之模型及參數重新模擬八重山海嘯之傳播情形及對臺灣之影響；雖然地形及地貌可能與當時現狀並不完全相符，但仍可做為案例了解海嘯在東北地區可能之傳播方式。

表 3-6 NGDC 資料庫中有關八重山海嘯之紀錄

Tsunami Event															
Date						Tsunami Cause		Tsunami Source Location				Tsunami Parameters			
						Val	Code					Max Water Height	Magnitude		Tsu Int
Year	Mo	Dy	Hr	Mn	Sec			Country	Name	Latitude	Longitude		Abe	Iida	
1771	4	24				4	1	JAPAN	RYUKYU ISLANDS	24.000	124.300	85.40		6.40	6.00

表 3-7 八重山海嘯之溯上紀錄

Addl Info	Doubtful Runup	Tsunami Runup Location							Tsunami Runup Measurements				
		Country	State/Province/Prefecture	Name	Latitude	Longitude	Distance from Source	Travel Time Hrs Min	Max Water Height	Max Inundation Distance	Type	Per	1st Mtn
*		JAPAN	OKINAWA	ARA					56.50		1		
*		JAPAN	OKINAWA	ARAGUSUKU ISLAND	24.35000	123.98000	51				1		
*		JAPAN	OKINAWA	IBARUMA					32.70		1		
*		JAPAN	OKINAWA	IRABU ISLAND	24.85000	125.20000	131				1		
*		JAPAN	OKINAWA	KUROSHIMA ISLAND	24.25000	124.00000	41				1		
*		JAPAN	OKINAWA	MIYAKO ISLAND	24.79000	125.26000	131		12.00		1		
*		JAPAN	OKINAWA	MIYARA, ISHIGAKI ISLAND	24.35000	124.21700	40		85.40		1		
*		JAPAN	OKINAWA	MIZUNA ISLAND							1		
*		JAPAN	OKINAWA	NOBARUZAKI					46.70		1		
*		JAPAN	OKINAWA	OHAMA					44.20		1		
*		JAPAN	OKINAWA	OKAWA					9.20		1		
*		JAPAN	OKINAWA	SHIRAO					60.00		1		
*		JAPAN	OKINAWA	TAKETOMI ISLAND	24.34000	124.08500	44				1		
*		JAPAN	OKINAWA	TAKETOYO							1		
*		JAPAN	OKINAWA	TAMATORISAKI					32.10		1		
*		JAPAN	OKINAWA	TARAMA ISLAND	24.64000	124.70000	82				1		
*		JAPAN	OKINAWA	TOMISAKI					9.20		1		
*		JAPAN	OKINAWA	YARABE					5.80		1		
*		JAPAN	OKINAWA	YONAGUNI ISLAND	24.44000	123.00000	141				1		

表 3-8 八重山海嘯之災害紀錄

Tsunami Effects												Total Effects (Tsunami and Source)											
Deaths		Missing		Injuries		Damage		Houses Destroyed		Houses Damaged		Deaths		Missing		Injuries		Damage		Houses Destroyed		Houses Damaged	
Num	De	Num	De	Num	De	\$Mill	De	Num	De	Num	De	Num	De	Num	De	Num	De	\$Mill	De	Num	De	Num	De
13486	4						4	3237	4			13486	4						4	3237	4		

該起模擬共設定兩種情境，一為石垣島東側(地震矩規模 7.6)，另一個則為石垣島東南側(地震矩規模 7.8)。兩組情境之初始水位如圖 3.20 所示。在第一個情境中，波高約為 2 公尺，海嘯主要傳遞方向為東北-西南向；而第二個情境中波高約為 7 公尺，海嘯主要傳遞方向約略為南北向，海嘯發生後會隨即向石垣島、東海及南太平洋方向傳遞，我國陸地並不在主要傳遞路徑上。兩起情境對蘇澳之水位變化如圖 3.21 所示。

在第一起情境中，該案例對於蘇澳地區而言，皆呈現波谷先至之情形，雖然前端有些微之水位抬升，但相對於波谷之變化，其值應可忽略；以第一波到達時間而言，蘇澳測站約在海嘯發生後 40~50 分鐘均可感受到水位之變化；猜測應是海底地形造成。以最大波高而言，

蘇澳港約有近 2 公尺之水位變化；第一波並非最大波，模擬結果顯示，該案例對蘇澳地區影響較為明顯。

在第二個情境中，該案例對於東北地區而言，仍呈現波谷先至之情形，雖然前端有些微之水位抬升，但相對於波谷之變化，其值應可忽略。唯一之特例是蘇澳，前導波為波鋒先至。以第一波到達時間而言，蘇澳站應會最先感受水位之變化。以最大波高而言，蘇澳港約有近 2.5 公尺之水位變化，模擬結果顯示，相較於石垣島東方之斷層活動所造成之海嘯，該案例對臺灣陸地較有威脅性，同第一個情境，第一波並非最大波，該起情境對蘇澳地區之影響較為明顯，基隆與福隆與鹽寮次之。

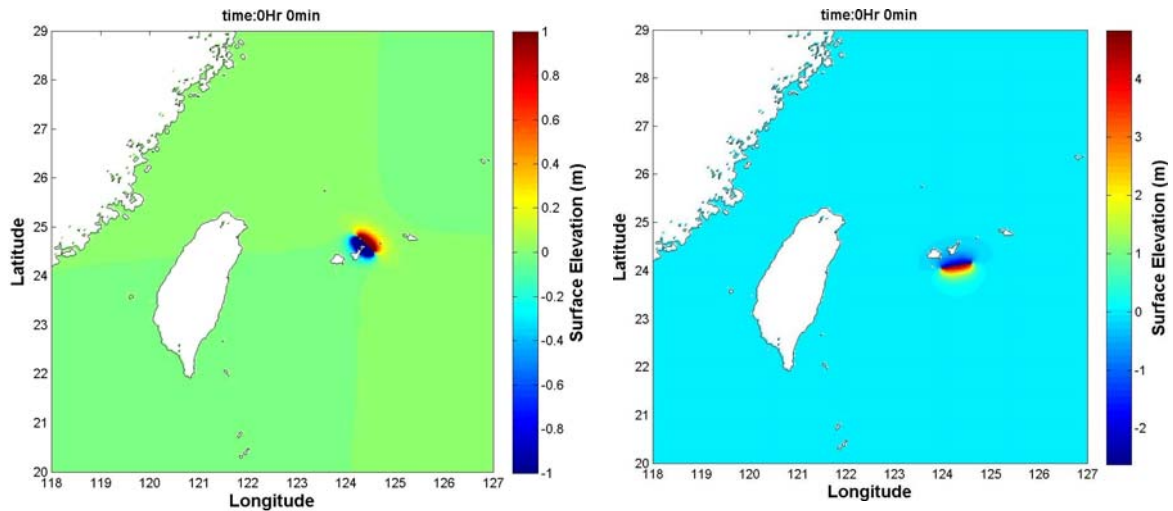


圖 3.20 八重山海嘯(左)第一組震央之位址(右)第二組震央之位址

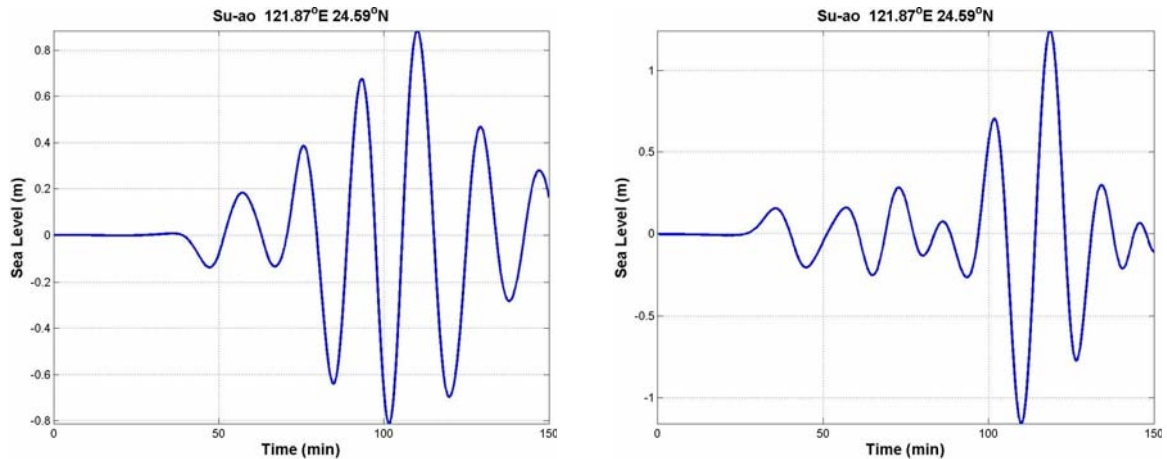


圖 3.21 蘇澳測站之水位時序變化(左)第一組情境所造成(右)第二組情境所造成

3.5.3 臺灣周邊海嘯源對蘇澳港附近區域之影響

由於地震規模、震央位置、震源深度、海底地形變化等要素均將對海嘯之規模大小造成影響，茲參考吳祚任(2012)於「行政院災防應用科技方案-臺灣潛在高於預期之海嘯模擬與研究」之研究，本研究考量海溝型海嘯可能由大規模之地震所引發，因此即使其距離臺灣較遠，仍有可能對臺灣造成危害。而近域之斷層形海嘯，主要分布於臺灣周圍，其地震潛在規模較小，然而由於震央距離臺灣較近，因此對於局部地區可能造成危害。故以鄰近臺灣且有潛在襲臺可能性之 18 種海溝型海嘯源及 4 種斷層型海嘯源，共 22 個海嘯源進行海嘯傳遞之推算，如圖 3.22 所示。其相關之地震規模、地震參數及海嘯初始條件係依據過去世界上之地震觀測記錄，以地震定比定律(seismic scaling law) (Yen and Ma, 2011) 決定各海嘯源之地震規模及滑移量後，續以半彈性體理論(half-space homogenous elastic mode) (Okada, 1985)推估地表之垂直變位量以及海嘯初始波高，以作為海嘯推算時之初始條件。依據吳祚任(2012)之海嘯模擬結果(如圖 3.23 所示)，在 22 個潛在之海嘯源中，以 T1 (花蓮外海)、T2 (馬尼拉海溝 1)、T3 (馬尼拉海溝 2)、T8 (亞普海溝) 及 T18 (琉球島弧 3) 等海嘯源對臺灣之影響最大，其中 T2 及 T3 海嘯源主要影響臺灣西南沿海，包括高雄與臺南均有

淹溢災情；T1 花蓮外海海嘯、T8 亞普海溝海嘯、T18 琉球島弧 3 海嘯則對臺灣東部沿海之威脅較為顯著如圖 3.24 所示。對於蘇澳港而言，則以 T8 亞普海溝海嘯之影響最大，由於海嘯能量因地形因素直接傳送至臺灣東岸，除將於蘇澳地區造成約 9m 高之溯上溢淹外，亦將於蘇澳港外廓防波堤處造成近 4m 高之水位抬升。

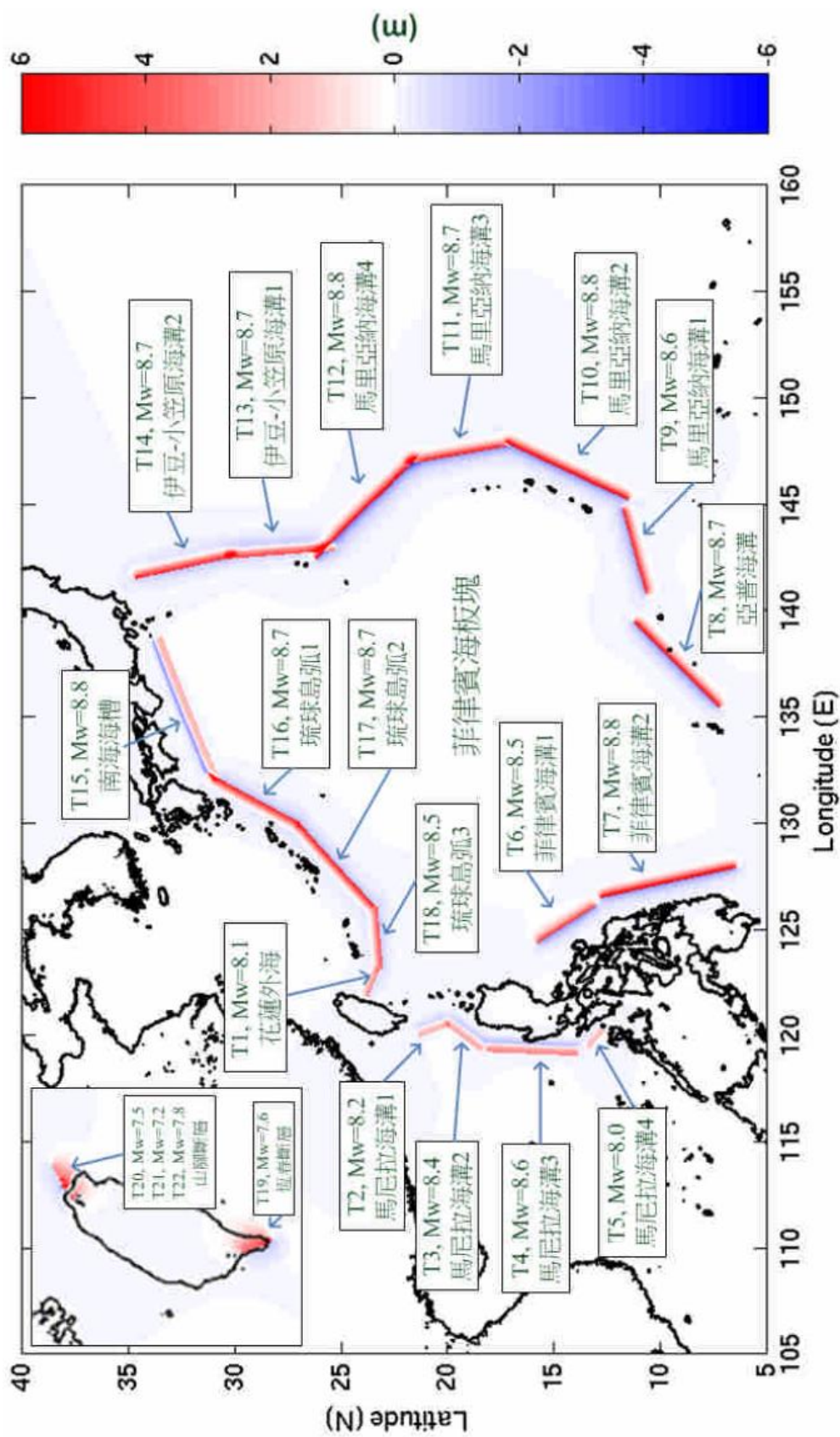


圖 3.22 海嘯推算初始位置(資料來源:「行政院災防應用科技方案-臺灣潛在高於預期之海嘯模擬與研究」)

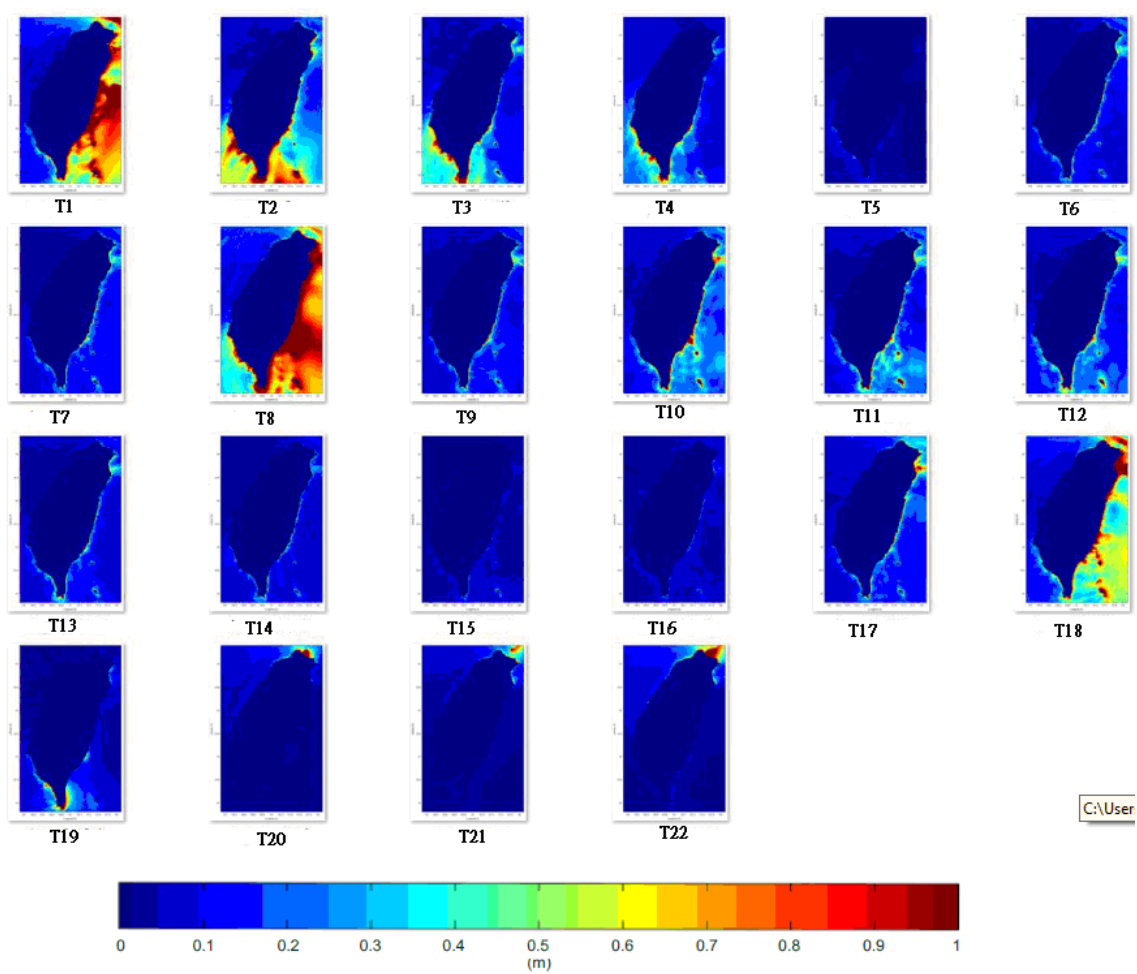


圖 3.23 各海嘯源模擬成果(資料來源：「行政院災防應用科技方案-臺灣潛在高於預期之海嘯模擬與研究」)

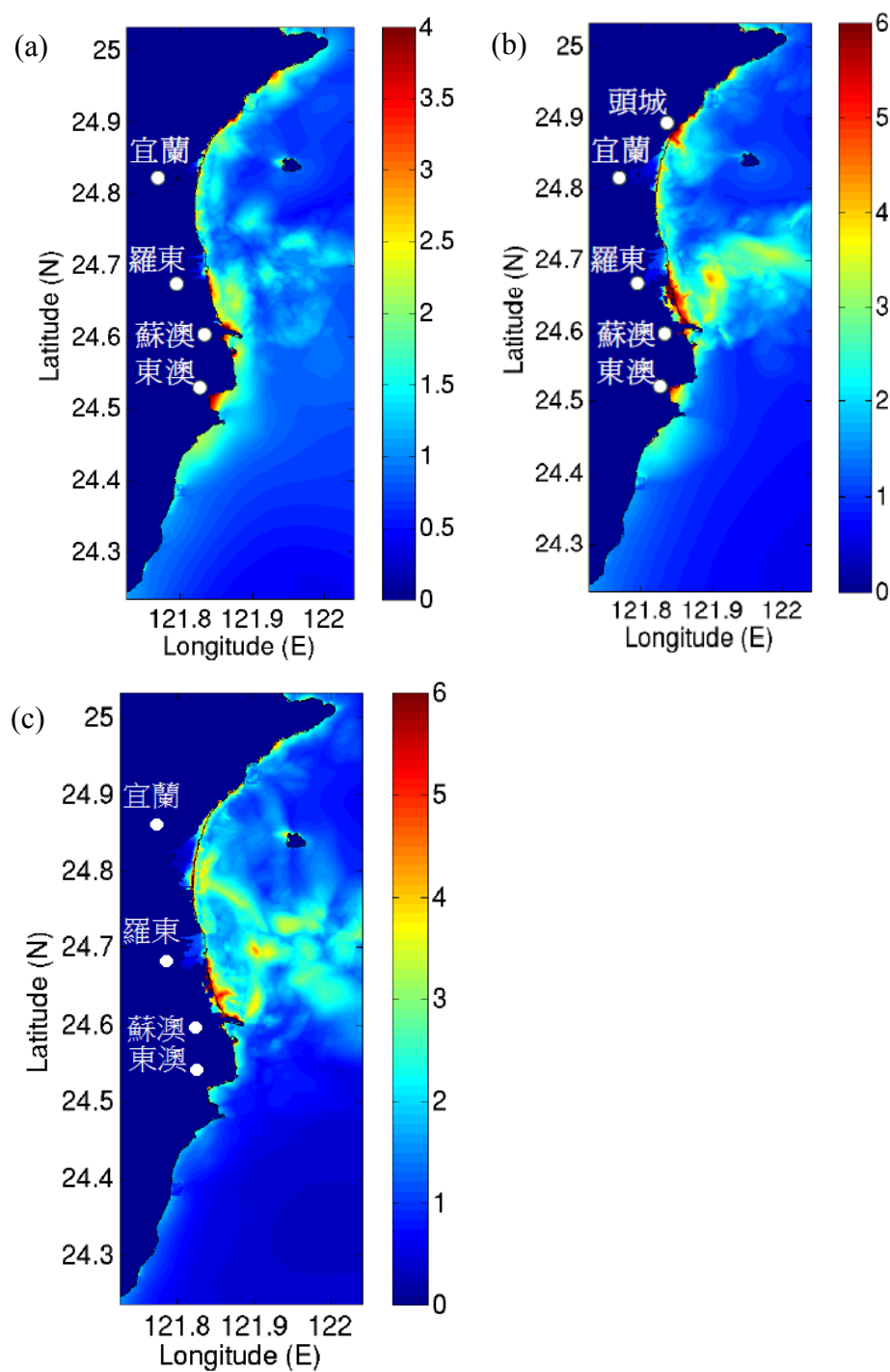


圖 3.24 蘇澳港海嘯波高分析圖(a:T1 花蓮外海海嘯 b:亞普海溝海嘯 c:琉球島弧海嘯 3 資料來源:「行政院災防應用科技方案-臺灣潛在高於預期之海嘯模擬與研究」)

第四章 目標港區附近海嘯波之數值模式建置及驗證

海嘯模式用來模擬海嘯之傳遞與溯上，考慮波浪非線性效應但忽略頻散效應。表示所得到之海嘯傳遞情形是非頻散系統，波速或是相位速度與頻率無關。由地震所引起之海嘯波波長可達數十公里，其水深與波長比甚小，可適用淺水長波假設。在大洋傳遞中，因為能量會慢慢分散到其他區域，故波高會慢慢隨著距離降低(雖然可能不大)。根據Shuto(1991)之建議，水深大於50公尺之區域，海嘯傳遞皆可以用線性行為來模擬。而在海嘯進入陸棚區或是近岸區，非線性效應會逐漸顯現，非線性淺水方程式(nonlinear shallow water equations；NSWE)足可描述此類行為。

海嘯模擬時，頻散效應可能是顯著的，當不適用靜水壓假設及當水平速度在水深方向不是均勻時(e.g., Yoon, 2002; Burwell et al., 2007; Son et al., 2011; Pophet et al., 2011)。因此，本研究將利用非線性淺水方程式-COMCOT 海嘯數值模式與完全非線性 Boussinesq 方程式-FUNWAVE 波浪模式進行頻散效應之比較。

4.1 COMCOT 海嘯數值模式

對於蘇澳港防波堤與海嘯波之交互作用及安全性需借重海嘯數值模式之結果作為輸入邊界。模式依頻散有無可分為兩種，一種是常見的淺水波方程式(shallow water wave equations)，其方程式是假設流場於垂直方向為均勻分佈，在很多案例中，海嘯的波長相對於水深甚長，頻散效應 $\mu = h_0 / l_0 \ll 1/20$ 幾乎可被忽略，藉由顯式法(explicit numerical schemes)搭配淺水波方程組模式可以有效率地模擬海嘯大洋中之傳遞，而不需去求解高階非線性及頻散，COMCOT 海嘯模式即是屬於此類。另一種就是 Boussinesq 方程式，跟前者最大的差別，擁有波浪非線性項以及非靜水壓分佈。且由於模擬在大洋中的傳遞，其科氏力及地球曲面效應不可忽略，亦由於在大洋中振幅很小，非線性行為不明

顯，故於大洋傳遞時，可考慮用球面座標下之淺水波方程式；但在近岸時，由於波高放大及底床摩擦，使得非線性效應增加，此時科氏力及地球曲面效應相對較小，故可採用直角座標下之淺水波方程式。

本節首先介紹美國康乃爾大學土木與環境工程學系團隊發展出的 COrnell Multigrid COupled Tsunami model(COMCOT)模式作為主要模擬工具。開發之初，經過智利海嘯、花蓮海嘯以及南亞海嘯之實例驗證，其成效尚稱滿意；其研究成果也常發表於國內外知名期刊，該模式也為國內其他相關學術單位所使用。

COMCOT 數值模式是以程式語言Fortran 撰寫，模式中提供計算由斷層錯動產生的海床垂直位移量以及海嘯波傳播的計算。與其它相似之模式相較之下，擁有下列之特點：

- (1)使用巢狀網格系統(multi-grid nested system)計算，可保持遠域及近岸之計算速度與精確度。
- (2)可依計算區域，選擇使用球狀或直角座標系統計算。
- (3)可依計算區域，選擇使用線性或非線性方程式計算。
- (4)使用蛙跳法(leap-frog)及有限差分方法來解淺水波方程式(shallow water equation)。
- (5)提供不同初始波形之方式：(例如地震、海底山崩、人工造波或起始水面資料檔等)。

球面座標下之淺水波方程式可表示為

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{1}{R \cos \phi} \left[\frac{\partial P}{\partial \psi} + \frac{\partial}{\partial \phi} (\cos \phi Q) \right] = 0 \quad (4.1)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial P}{\partial t} + \frac{g h}{R \cos \phi} \frac{\partial \zeta}{\partial \psi} - f Q \\ &= \frac{1}{R \cos \phi} \frac{\partial}{\partial \psi} \left[\frac{h^3}{3 R \cos \phi} \frac{\partial}{\partial t} \left\{ \frac{\partial}{\partial \psi} \left(\frac{P}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial \phi} \left(\cos \phi \frac{Q}{h} \right) \right\} \right] \end{aligned} \quad (4.2)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{g h}{R} \frac{\partial \zeta}{\partial \psi} + f P \\ &= \frac{1}{R} \frac{\partial}{\partial \phi} \left[\frac{h^3}{3 R \cos \phi} \frac{\partial}{\partial t} \left\{ \frac{\partial}{\partial \psi} \left(\frac{P}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial \phi} \left(\cos \phi \frac{Q}{h} \right) \right\} \right] \end{aligned} \quad (4.3)$$

上式中 (ψ, ϕ) 表示在地球表面的經度及緯度；目前我國地區採用的是國際橫麥卡托二度分帶座標系統(UTM2)，以 (N, E) 來表示， N 為六位數， E 為七位數，由(4.1)式至(4.3)式消去 P 和 Q ，且略去科氏力項，並假設水深為一常數，則可得到以 ζ 代表的關係式。

$$\begin{aligned} & \frac{\partial^2 \zeta}{\partial t^2} - \frac{g h}{R^2 \cos^2 \phi} \left[\frac{\partial^2 \zeta}{\partial \psi^2} + \cos \phi \frac{\partial}{\partial \phi} \left(\cos \phi \frac{\partial \zeta}{\partial \phi} \right) \right] \\ &= \frac{g h^3}{3 R^4 \cos^4 \phi} \frac{\partial^4 \zeta}{\partial \psi^4} + \frac{g h^3}{3 R^4 \cos \phi} \frac{\partial}{\partial \phi} \left[\cos \phi \right. \\ & \times \left. \frac{\partial}{\partial \phi} \left\{ \frac{1}{\cos \phi} \frac{\partial}{\partial \phi} \left(\cos \phi \frac{\partial \zeta}{\partial \phi} \right) \right\} \right] \\ &+ \frac{g h^3}{3 R^4 \cos^3 \phi} \left[\frac{\partial^3}{\partial \psi^2 \partial \phi} \left(\cos \phi \frac{\partial \zeta}{\partial \phi} \right) \right. \\ & \left. + \cos^2 \phi \frac{\partial}{\partial \phi} \left\{ \cos \phi \frac{\partial}{\partial \phi} \left(\frac{1}{\cos^2 \phi} \frac{\partial^2 \zeta}{\partial \psi^2} \right) \right\} \right] \end{aligned} \quad (4.4)$$

COMCOT 中以交錯式顯性蛙跳法 (staggered explicit leap-frog scheme) 來處理線性淺水波方程式，如圖4.1所示，利用前一時刻之體積流量及自由表面水位，用連續方程式計算網格 (i, j) 點在第 $n+1/2$ 時刻之自由表面水位 $\zeta_{i,j}^{n+1/2}$ ，接著計算體積流量 $P_{i+1/2,j}^{n+1/2}$ 及 $Q_{i,j+1/2}^{n+1/2}$ ，體積流量和水位是由不同的位置分別計算，基本上即是在網格中央計算水位，而在網格四周計算體積流量。波高及體積通量的計算是在不同的時間步上，利用物理量在空間上的交錯(staggered)方式來計算，可以減少誤差及增加數值穩定性。COMCOT 採用中央差分法，因此COMCOT具有二階的準確性及 $O((\Delta x)^2, (\Delta y)^2, (\Delta t)^2)$ 的截斷誤差(truncation error)。其離散式為(Liu et al., 1998)：

$$\frac{P_{i+1/2,j}^{n+1} - P_{i+1/2,j}^n}{\Delta t} + gH \frac{\zeta_{i+1,j}^{n+1/2} - \zeta_{i,j}^{n+1/2}}{\Delta x} = 0 \quad (4.5)$$

$$\frac{Q_{i,j+1/2}^{n+1} - Q_{i,j+1/2}^n}{\Delta t} + gH \frac{\zeta_{i,j+1}^{n+1/2} - \zeta_{i,j}^{n+1/2}}{\Delta y} = 0 \quad (4.6)$$

$$\frac{\zeta_{i,j}^{n+1/2} - \zeta_{i,j}^{n-1/2}}{\Delta t} + \frac{P_{i+1/2,j}^n - P_{i-1/2,j}^n}{\Delta x} + \frac{Q_{i,j+1/2}^n - Q_{i,j-1/2}^n}{\Delta y} = 0 \quad (4.7)$$

若近岸地區時，改採直角坐標系統，考慮底部摩擦作用之非線性淺水方程式可以下列各式表示之(Liu et al., 1994)：

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial Q}{\partial y} = 0 \quad (4.8)$$

$$\frac{\partial P}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{P^2}{H} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{P Q}{H} \right] + g H \frac{\partial \zeta}{\partial x} - f Q + \tau_x H = 0 \quad (4.9)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{P Q}{H} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{Q^2}{H} \right] + g H \frac{\partial \zeta}{\partial y} + f P + \tau_y H = 0 \quad (4.10)$$

式中 t 為時間， ζ 為自由表面之變動水位， H 是全水深(即水深加上波高)， P 代表 x 方向之流量， Q 代表 y 方向之流量， g 是重力加速度常數， f 為科氏力參數， τ_x 與 τ_y 分別代表 x 及 y 方向剪應力。

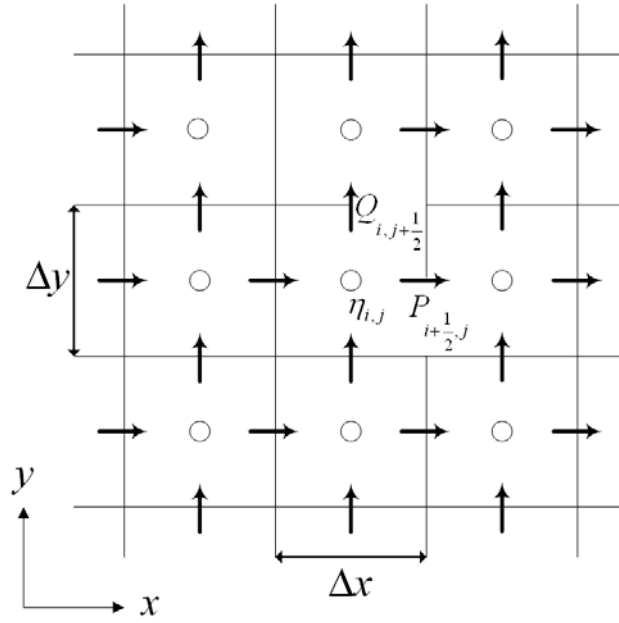


圖 4.1 交錯式有限差分網格

底部摩擦項可使用 Chezy 公式，

$$\tau_x = \frac{g}{C_f^2 H^3} P (P^2 + Q^2)^{1/2}, \tau_y = \frac{g}{C_f^2 H^3} Q (P^2 + Q^2)^{1/2} \quad (4.11)$$

或曼寧公式

$$\tau_x = \frac{g n^2}{H^{10/3}} P (P^2 + Q^2)^{1/2}, \tau_y = \frac{g n^2}{H^{10/3}} Q (P^2 + Q^2)^{1/2} \quad (4.12)$$

上式中的 C_f 表示 Chezy 公式的摩擦係數，而 n 代表相對粗糙係數，與流動狀況及底部的表面粗糙度有關。

非線性方程式仍是採用蛙跳法為主，但此法對於對流項並不適用，故改採上風法(Upwind Scheme)處理，但精度僅達到空間網格大小的一階。模式在上下左右四側的邊界設定皆為幅射邊界條件，波浪傳遞至此處時，必須予以適當的計算處理，以消除波浪在此邊界產生之反射現象。計算過程中，假設網格邊界上之水流方向，令流出計算區域時之水位為負值，代表下降；流入計算區域時之水位為正值，代表上升，根據此方法來控制平衡網格邊界上之水位流量，順利解決此開放邊界上的干擾現象。

在模式計算中，為了差分模式的穩定性(C.F.L.條件)，必須採用相同的時間間隔 Δt ，其設定必須在每個網格計算中滿足此條件。

$$\Delta t < \frac{\Delta s}{\sqrt{2gh_{\max}}} \quad (4.13)$$

其中， Δs 為網格間距， $h_{\max}$ 為各計算網格中最大水深值。

4.2 FUNWAVE 模式

本研究所使用之完全非線性 Boussinesq 波浪模式-Fully Nonlinear Boussinesq Wave Model (FUNWAVE)是 Kirby et al. (1998)所發展。Boussinesq 方程式為沿水深積分的平面二維波浪運動方程，而 FUNWAVE 採用 Wei et al. (1995)所提出的完全非線性 Boussinesq 方程，並考慮摩擦阻尼、吸收邊界、乾濕移動邊界等。其控制方程式如下：

$$\begin{aligned} \eta_t + \nabla \cdot \{ (h + \eta) [u_\alpha + (z_\alpha + \frac{1}{2}(h - \eta)) \nabla (\nabla \cdot (hu_\alpha))] \\ + (\frac{1}{2}z_\alpha^2 - \frac{1}{6}(h^2 - h\eta + \eta^2)) \nabla (\nabla \cdot u_\alpha)] \} = 0 \end{aligned} \quad (4.14)$$

$$\begin{aligned} u_{\alpha t} + (u_\alpha \cdot \nabla) u_\alpha + g \nabla \eta + z_\alpha \{ \frac{1}{2} \nabla (\nabla \cdot u_{\alpha t}) + \nabla (\nabla \cdot (hu_{\alpha t})) \} \\ + \nabla \{ \frac{1}{2} (z_\alpha^2 - \eta^2) (u_\alpha \cdot \nabla) (\nabla \cdot u_\alpha) + \frac{1}{2} [\nabla \cdot (hu_\alpha) + \eta \nabla \cdot u_\alpha]^2 \} \\ + \nabla \{ (z_\alpha - h) (u_\alpha \cdot \nabla) (\nabla \cdot (hu_\alpha)) - \eta [\frac{1}{2} \eta \nabla \cdot u_{\alpha t} + \nabla \cdot (hu_{\alpha t})] \} = 0 \end{aligned} \quad (4.15)$$

其中 η 是水位高程、 h 為靜水深、 u_α 為水深 $z = z_\alpha = -0.531h$ 處的水平速度向量， $\nabla = (\partial / \partial x, \partial / \partial y)$ 、 g 為重力加速度，而下標 t 代為對時間偏微分。其中(4.14)式與(4.15)式分別為質量守恆式與動量守恆式，描述在無摩擦、無碎波在光滑不透水底床上傳播。為了讓模式可應用於實際情

況，模式中已考慮摩擦阻尼與碎波等物理效應，以及為了數值上的應用，模式中包含了造波，吸收邊界及移動海岸線等，因此(4.14)式與(4.15)式可擴展如下：

$$\eta_t = E(\eta, u, v) + \gamma E_2(\eta, u, v) + f(x, y, t) \quad (4.16)$$

$$[U(u)]_t = F(\eta, u, v) + [F_1(v)]_t + \gamma[F_2(\eta, u, v) + F^t(\eta, u_t, v_t)] + F_b + F_{br} + F_{bs} + F_{sp} \quad (4.17)$$

$$[V(u)]_t = G(\eta, u, v) + [G_1(v)]_t + \gamma[G_2(\eta, u, v) + G^t(\eta, u_t, v_t)] + G_b + G_{br} + G_{bs} + G_{sp} \quad (4.18)$$

其中 u 和 v 在水深 $z = z_\alpha = -0.531h$ 處水平方向 x 和 y 上的水平速度如 $(u, v) = u_\alpha$ ， γ 為控制參數 $\gamma = 1$ 代表全非線性(fully nonlinear)， $\gamma = 0$ 代表弱非線性(weakly nonlinear)。而物理量 U 、 V 、 E 、 E_2 、 F 、 F_1 、 F_2 、 G 、 G_1 、 G_2 、 F^t 及 G^t 則為 η 、 u 、 v 、 u_t 及 v_t 的函數定義如下：

$$U = u + h[b_1 h u_{xx} + b_2 (hu)_{xx}] \quad (4.19)$$

$$V = v + h[b_1 h v_{yy} + b_2 (hv)_{yy}] \quad (4.20)$$

$$E = -\frac{1}{\kappa}[(\Lambda u)_x + (\Lambda v)_y] - \{a_1 h^3(u_{xx} + v_{xy}) + a_2 h^2[(hu)_{xx} + (hv)_{xy}]\}_x - \{a_1 h^3(u_{xy} + v_{yy}) + a_2 h^2[(hu)_{xy} + (hv)_{yy}]\}_y \quad (4.21)$$

$$F = -g\eta_x - (uu_x + uu_y) \quad (4.22)$$

$$G = -g\eta_y - (vv_x + vv_y) \quad (4.23)$$

$$F_1 = -h[b_1 h v_{xy} + b_2 (hv)_{xy}] \quad (4.24)$$

$$G_1 = -h[b_1 h u_{xy} + b_2 (hu)_{xy}] \quad (4.25)$$

$$\begin{aligned}
E_2 = & -\{[a_1 h^2 \eta + \frac{1}{6}(h^2 + \eta^2)](u_{xx} + v_{xy})\}_x \\
& -\{[a_2 h \eta - \frac{1}{2}\eta(h + \eta)][(hu)_{xx} + (hv)_{xy}]\}_x \\
& -\{[a_1 h^2 \eta + \frac{1}{6}(h^2 + \eta^2)](u_{xy} + v_{yy})\}_y \\
& -\{[a_2 h \eta - \frac{1}{2}\eta(h + \eta)][(hu)_{xy} + (hv)_{yy}]\}_y
\end{aligned} \tag{4.26}$$

$$\begin{aligned}
F_2 = & -\{\frac{1}{2}(z_\alpha^2 - \eta^2)[u(u_x + v_y)_x + v(u_x + v_y)_y]\}_x \\
& -\{(z_\alpha - \eta)[u[(hu)_x + (hv)_y]_x + v[(hu)_x + (hv)_y]_y]\}_x \\
& -\frac{1}{2}\{[(hu)_x + (hv)_y + \eta(u_x + v_y)]^2\}_x
\end{aligned} \tag{4.27}$$

$$\begin{aligned}
G_2 = & -\{\frac{1}{2}(z_\alpha^2 - \eta^2)[u(u_x + v_y)_x + v(u_x + v_y)_y]\}_y \\
& -\{(z_\alpha - \eta)[u[(hu)_x + (hv)_y]_x + v[(hu)_x + (hv)_y]_y]\}_y \\
& -\frac{1}{2}\{[(hu)_x + (hv)_y + \eta(u_x + v_y)]^2\}_y
\end{aligned} \tag{4.28}$$

$$F^t = \{\frac{1}{2}\eta^2[(u_t)_x + (v_t)_y] + \eta[[h(u_t)]_x + [h(v_t)]_y]\}_x \tag{4.29}$$

$$G^t = \{\frac{1}{2}\eta^2[(u_t)_x + (v_t)_y] + \eta[[h(u_t)]_x + [h(v_t)]_y]\}_y \tag{4.30}$$

其中 a_1 、 a_2 、 b_1 及 b_2 為有關無因次參考水深 $\beta = z_\alpha / h = -0.531$ 之常數，

$$a_1 = \frac{1}{2}\beta^2 - \frac{1}{6}、a_2 = \beta + \frac{1}{2}、b_1 = \frac{1}{2}\beta^2、a_2 = \beta \tag{4.31}$$

當 $\gamma = 0$ 將可恢復至 Nwogu(1993)進提出之弱非線性 Boussinesq 方程

式，若退化至 Peregrine(1967)之古典 Boussinesq 方程式，將控制方程式

中的 u_α 以水深平均速度 $\bar{u}$ 取代並定義參數如下：

$$\gamma = 0, \quad a_1 = 0, \quad a_2 = 0, \quad b_1 = \frac{1}{6}, \quad a_2 = -\frac{1}{2} \quad (4.32)$$

若要退化至非線性淺水波方程式，則 u_α 以 $\bar{u}$ 取代並定義參數如下：

$$\gamma = a_1 = a_2 = b_1 = b_2 = 0 \quad (4.33)$$

而(4.21)式中的 Λ 和 κ 與溯升模擬方式有關，當沒有狹縫方式時， $\Lambda = h + \eta$ 和 $\kappa = 1$ 。

(4.17)式與(4.18)式中 (F_b, G_b) 為底床摩擦向量，其形式如下：

$$(F_b, G_b) = \frac{K}{h + \eta} u_\alpha |u_\alpha| \quad (4.34)$$

其中 $K = 1 \times 10^{-5}$ 為摩擦係數。 (F_{br}, G_{br}) 是有關於碎波模式， (F_{sp}, G_{sp}) 是有關於吸收邊界。

4.3 模式比較及驗證

4.3.1 初始水位之生成

由於大多數的海嘯成因起源於海底地震，所以一般海嘯數值模式之海嘯初始水位藉由海底斷層模式來計算。假設海水為不可壓縮；當海床產生錯動，則垂直方向上的海水面也會產生瞬間的變動，亦即地震與海水面變動的發生視為同一時間。海床位移量是由走向滑距(strike-slip displacement)及傾向滑距(dip-slip displacement)所構成。多數的海嘯模式之初始水位生成採用 Mansinha and Smylie(1971)或是 Okada(1985)之彈性半空間錯移模型(elastic half-space dislocation model)；後者是前者之延伸，主要是假設一均勻之矩形斷層面在一彈性半無限空間中計算走向滑距及傾向滑距在垂直地表方向的分量，即垂直位移的總量。在 COMCOT 中，兩種計算方式皆有提供；FUNWAVE 僅提供 Okada 模式計算初始水位。在本節中，統一採用 Okada 模式計算初始水位，基本之九個參數為震央經緯度、震源深度、斷層長寬、

位移量、strike/dip/slip(rake)角。引用該理論計算初始水位時，所需要之參數僅與斷層參數有關，與震央所在地之水深無關。

簡單來說海床位移量是由走向滑距 (strike-slip displacement)及傾向滑距(dip-slip displacement)所構成，主要是計算走向滑距及傾向滑距在垂直地表方向的分量，即垂直位移的總量。彈性錯移理論(elastic dislocation theory)，即斷層在j方向的錯動造成均質均向的彈性半空間所產生i方向的位移場 Δu_j ，並對整個矩形斷層錯動範圍積分；其關係式為：

$$u_i = \int_{\Sigma} \Delta u_j [\lambda \delta_{jk} \frac{\partial u_i^l}{\partial \xi_l} + \mu (\frac{\partial u_i^j}{\partial \xi_k} + \frac{\partial u_i^k}{\partial \xi_j})] v_k dS \quad (4.35)$$

其中 v_k 為 Σ 向外的垂直向量、 λ 與 μ 為拉梅常數(Lamé constants)、 u_i^j 為受到破裂面(ξ_1, ξ_2, ξ_3)上j方向單位應力作用而在地表(x_1, x_2, x_3)於i方向上的位移。

假設一矩形斷層座標系統如圖4.2所示，其中 ξ 方向代表斷層傾角的正下方，而走向滑距(strike-slip displacement)和傾向滑距(dip-slip displacement)可分別用(4.36)與(4.37)式表示，其涵蓋範圍為 $-L \leq \xi_1 \leq L$ ，以及 $d \leq \xi \leq D$ ：有

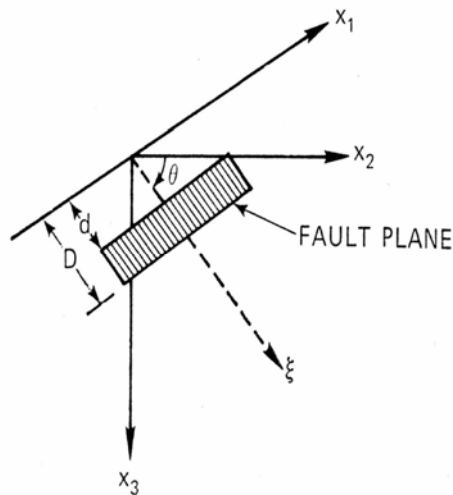


圖 4.2 斷層幾何形狀及座標系統

$$u_{is} = \mu U_1 \int_d^D \int_{-L}^L \left[\left(\frac{\partial u_i^1}{\partial \xi_2} + \frac{\partial u_i^2}{\partial \xi_1} \right) \sin \theta - \left(\frac{\partial u_i^1}{\partial \xi_3} + \frac{\partial u_i^3}{\partial \xi_1} \right) \cos \theta \right] d\xi_1 d\xi \quad (4.36)$$

$$u_{id} = \mu U \int_d^D \int_{-L}^L \left[2(\sin \theta \frac{\partial u_i^2}{\partial \xi} - \cos \theta \frac{\partial u_i^3}{\partial \xi}) + \left(\frac{\partial u_i^3}{\partial \xi_2} - \frac{\partial u_i^2}{\partial \xi_3} \right) \right] d\xi_1 d\xi \quad (4.37)$$

其中， ξ =震源深度($\sin\theta$)+斷層寬度(w)、 ξ_1 =斷層長度/2、 $\xi_2=\xi\cos\theta$ 、 $\xi_3=\xi\sin\theta$ 。由於斷層面是位於地底下，為了計算地下錯動對地面上位移的關係，則須將斷層面作座標轉換，如下圖4.3所示，並有

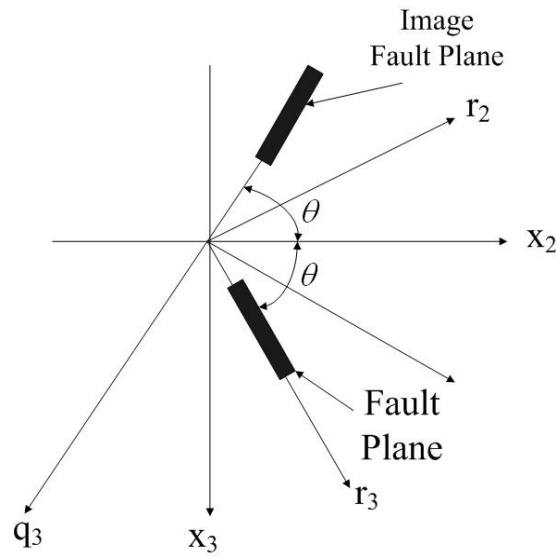


圖 4.3 斷層及映像斷層座標系統

$$\begin{aligned} S &= [(x_1 - \xi_1)^2 + (x_2 - \xi_2)^2 + (x_3 + \xi_3)^2]^{1/2} \\ R &= [(x_1 - \xi_1)^2 + (x_2 - \xi_2)^2 + (x_3 - \xi_3)^2]^{1/2} \\ r_2 &= x_2 \sin \theta - x_3 \cos \theta, \quad r_3 = x_2 \cos \theta + x_3 \sin \theta \\ q_2 &= x_2 \sin \theta + x_3 \cos \theta, \quad q_3 = -x_2 \cos \theta + x_3 \sin \theta \end{aligned} \quad (4.38)$$

其中， R 和 S 分別代表斷層面上的震源點(ξ_1, ξ_2, ξ_3)至地表(x_1, x_2, x_3)的距離，以及對映像斷層面上的震源點(ξ_1, ξ_2, ξ_3)至地表(x_1, x_2, x_3)的距離。 r_2, r_3 及 q_2, q_3 分別代表斷層面及映像面的垂直及向下傾斜之座標，由此可將 R 和 S 以新座標表示為：

$$\begin{aligned}
S &= [(x_1 - \xi_1)^2 + h^2]^{1/2} = [k^2 + (q_3 + \xi)^2]^{1/2} \\
R &= [(x_1 - \xi_1)^2 + r_2^2 + (r_3 - \xi)^2]^{1/2} \\
h &= [q_2^2 + (q_3 + \xi)^2]^{1/2} \\
k &= [(x_1 - \xi_1)^2 + q_2^2]^{1/2}
\end{aligned} \tag{4.39}$$

其中，h是S在 $x_1 = 0$ 平面即地表切平面上的投影，而k是在 $q_3 = 0$ 平面上的投影。最後經過座標轉換後，計算出斷層傾向滑距及走向滑距在地面上產生的垂直位移分量如下：

走向滑距(strike-slip displacement)在 x_3 方向之位移量為：

$$\begin{aligned}
\frac{12\pi}{U_1} u_3 &= \cos \delta (a_1 + b_1 a_2 - b_2 a_4) + \frac{b_3}{R} + 2 \sin \delta \frac{b_4}{S} \\
&\quad - \frac{b_5}{R \exp(a_1)} + \frac{b_7 - b_8}{S \exp(a_2)} + \frac{b_{10} b_{11}}{S^3} - \frac{b_{12} b_{13}}{b_{14}}
\end{aligned} \tag{4.40}$$

傾向滑距(dip-slip displacement)在 x_3 方向之位移量則為：

$$\begin{aligned}
\frac{12\pi}{U} u_3 &= \sin \delta (x_2 - \xi_2) \left[\frac{2(x_3 - \xi_3)}{R \exp(a_5)} + \frac{4(x_3 - \xi_3)}{S \exp(a_6)} - 4\xi_3 x_3 (x_3 + \xi_3) \frac{S + \exp(a_6)}{S^3 (\exp(a_6))^2} \right] \\
&\quad - 3 \sin \delta \left[2 \tan^{-1} \left[\frac{(x_1 - \xi_1)(x_2 - \xi_2)}{(h + x_3 + \xi_3)(S + h)} \right] - \tan^{-1} \left[\frac{(x_1 - \xi_1)(r_3 - \xi)}{r_2 R} \right] \right] \\
&\quad - 6 \sin \delta \tan^{-1} \left[\frac{(x_1 - \xi_1)(q_3 + \xi)}{q_2 S} \right] + \cos \delta \left[a_5 - a_6 - \frac{2(x_3 - \xi_3)^2}{R \exp(a_5)} \right] \\
&\quad - 4 \cos \delta \left[\frac{x_3^2 + x_3 \xi_3 + \xi_3^2}{S \exp(a_6)} + \xi_3 x_3 (x_3 + \xi_3)^2 \frac{S + \exp(a_6)}{S^3 (\exp(a_6))^2} \right] \\
&\quad + 3 x_3 \sin 2\delta \left[\frac{2(q_3 + \xi)}{S \exp(a_6)} + \frac{(x_1 - \xi_1)}{S \exp(a_2)} + \frac{q_2 \cos 2\delta}{S \exp(a_6)} \right]
\end{aligned} \tag{4.41}$$

當斷層參數、斷層長寬及滑移量均求得後，就可利用斷層模式來生成海嘯波源區可能之初始水位。

4.3.2 311 東日本海嘯事件(2011/3/11)

2011年3月11日當地時間14時46分發生於日本東北地方外海三陸沖的地震矩規模9.0大型逆衝區地震(東北地方太平洋沖地震)。震央位於宮城縣首府仙台市以東的太平洋海域(NOAA：東經142.372度，北緯38.297度；USGS：東經142.369度，北緯38.322度；JMA：東經142.86度，北緯38.103度)，如圖4.4所示，震源深度約為29~30公里(NOAA：30公里；USGS：29公里)，該起地震是日本有觀測紀錄以來最大規模之地震。根據NGDC/WDS Tsunami Event Database資料顯示死亡總人數(地震+海嘯)共18,457人，受傷6,152人，災損金額220,085.456百萬美元。房屋銷毀127,511間，房屋破損273,796間。共有日本境內約5000餘筆觀測資料，最大溯上高度(runup height)可達55.88公尺，最大溢淹距離為7.9公里。日本東北地區沿岸溯上高度及溢淹距離(北緯32度~45度間)之分佈圖如圖4.5所示。

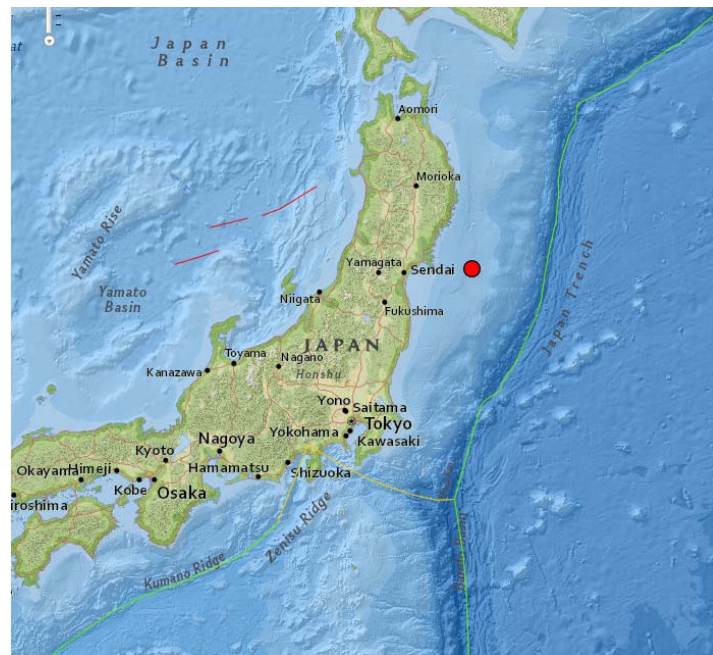


圖 4.4 311 東日本海嘯之震央位址

(<http://maps.ngdc.noaa.gov/viewers/hazards/?layers=0#>)

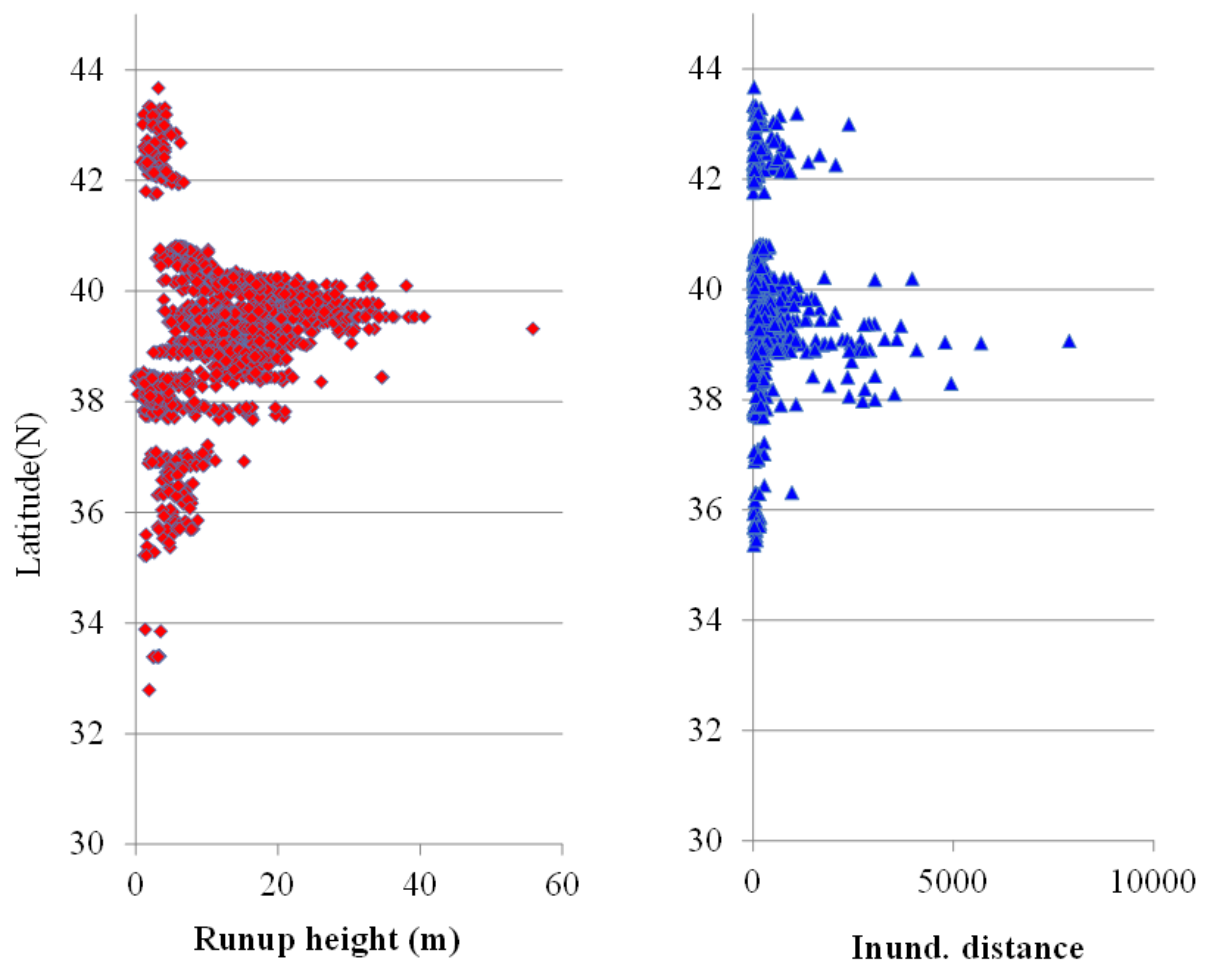


圖 4.5 311 東日本海嘯事件北緯 32~45 度間沿岸地區之溯上高度及溢淹距離分佈圖(資料來源：http://www.ngdc.noaa.gov/nndc/struts/results?EQ_0=5413&t=101650&s=9&d=92,183&nd=display)

4.3.3 水位紀錄之比較與驗證

本小節利用311東日本海嘯事件比較COMCOT與FUNWAVE兩個模式之差異。水位觀測資料是採用日本國土交通省港灣局之全國港灣海洋波浪情報網(NOWPHAS：Nationwide Ocean Wave information network for Ports and Harbours)，該觀測網是由國土交通省交通局、各地方整備局、北海道開發局、沖繩總合事務局、國土技術政策綜合研究所及港灣空港技術研究所(PARI)協力建置及觀測全日本沿岸之波浪資料，目前已有 78 個觀測點進行波浪例行之觀測(<http://www.pari.go.jp/unit/kaisy/nwophas/>)。其觀測點分佈如圖4.6所

示。而驗證用之水位觀測資料則是取鄰近震央位址之外洋區六個GPS測站，從北到南依序為岩手北部沖(807)、岩手中部沖(804)、岩手南部沖(802)、宮城北部沖(803)、宮城中部沖(801)及福島縣沖(806)。離岸距離約介於14~60公里之間，當點水深介於125~204公尺間，依據Shuto(1991)之建議，海嘯傳遞在水深大於50公尺之水域可視為線性行為，故以上測站應符合線性區域之要求。六個測站之位址及相關資訊分別示於圖4.7及表4-1。圖4.8為表4-1中六個測站於地震發生後5小時之實測水位時序列資料。在斷層參數設定上，本研究採用Wei et al.(2012)及Kim et al.(2013)所建議之參數設定加以修改，如表4-2所列。

表 4-1 六個 GPS 測站之設站資訊

代碼/站名	佈設水深(m)	位址(N, E)	離岸距離(km)
807 岩手北部沖	125	40°07'00", 142°04'00"	19.88
804 岩手中部沖	200	39°37'38", 142°11'12"	14.04
802 岩手南部沖	204	39°15'31", 142°05'49"	16.95
803 宮城北部沖	160	38°51'28", 141°53'40"	19.13
801 宮城中部沖	144	38°13'57", 141°41'01"	59.27
806 福島縣沖	137	36°58'17", 141°11'08"	19.37

(資料來源：NOWPHAS website: http://nowphas.mlit.go.jp/news_chn.html)

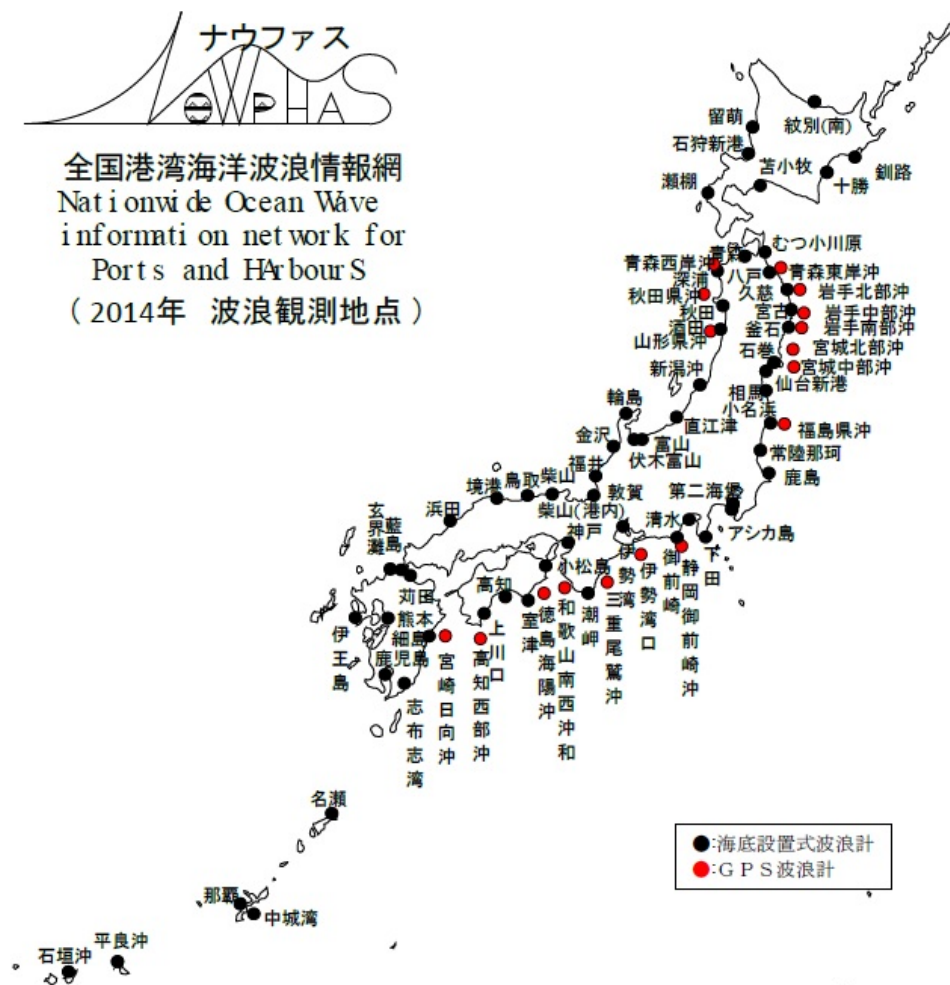


圖 4.6 日本國土交通省港湾局之全國港湾海洋波浪情報網測站分佈位置



圖 4.7 驗證用 GPS 測站分佈位址
(資料來源：Lin et al.,2014)

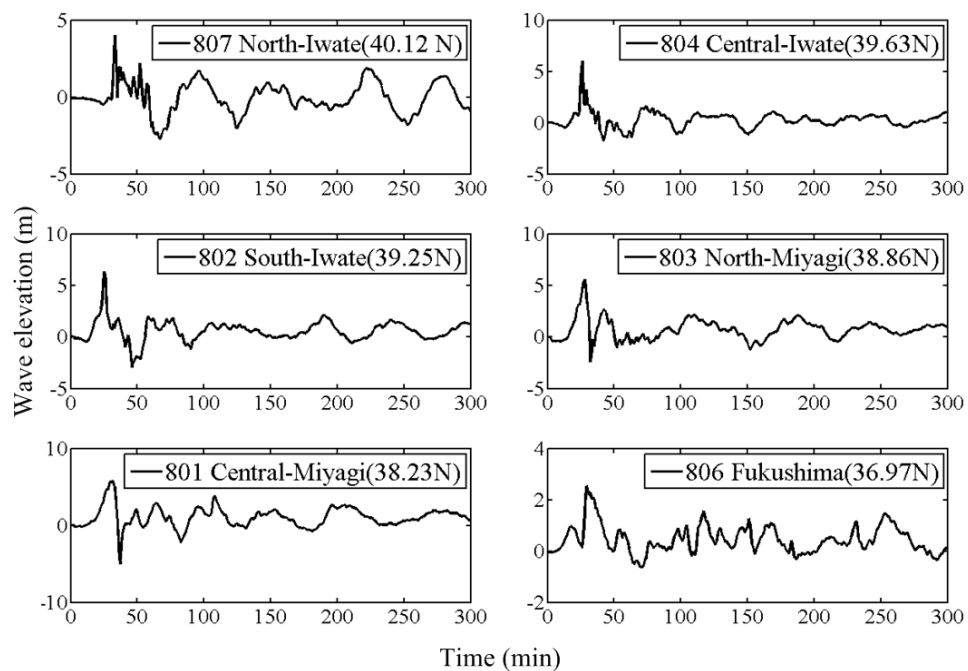


圖 4.8 驗證用 GPS 測站於地震發生後 5 小時之水位
(資料來源：Lin et al.,2014)

表 4-2 2011 年東日本海嘯之波源斷層參數建議值(參考資料：Wei et al., 2012；Kim et al., 2013)

斷層 代碼	緯度	經度	斷層 長度 (km)	斷層 寬度 (km)	震源 深度 (km)	滑移量(m)	Rake (deg)	Strike (deg)	Dip (deg)	Rupture time (s)	Rise time (s)
A	40.3125	143.5273	100	47	7.504	4.66	270	185	19	250	30
B	39.4176	143.4246	100	47	6.0	12.23	270	185	19	250	30
C	38.5254	143.2930	100	47	6.373	21.27	270	188	19	130	30
D	38.5837	142.7622	100	47	21.28	26.31	270	188	21	155	30
E	37.6534	143.0357	100	47	6.043	4.98	270	198	19	10	30
F	37.7830	142.5320	100	47	21.28	22.75	270	198	21	10	30

COMCOT 與 FUNWAVE 都是 2DH 的海嘯模式，前者是採用淺水波方程式(shallow water wave equations)，後者是採用 Boussinesq 方程式。在這個比較中，採用相同之網格解析度、海床變形模式及斷層參數，而 FUNWAVE 考慮頻散效應。初始水位是使用 Okada 模式、斷層參數(表 4-2)如圖 4.9 所示，波峰約為 8.89 公尺，波谷約為 6.12 公尺。再將此一初始水位輸入 COMCOT 模式進行模擬；即是兩種模式都採用同一組初始水位進行模擬。數值地形採用 ETOPO2 資料，解析度為 2 分，模擬範圍為東經 140～148 度，北緯 35～43 度，物理模擬時間為 7200 秒。

圖 4.10 為 COMCOT 與 FUNWAVE 模擬時序列圖；模擬結果顯示，在第一波到達之前有一明顯之水位下降，顯見是由波谷先至，但在實測資料上該現象並不顯著，這與波源參數之設定有關。在第一波到達時間及波高上，兩種模式結果並無顯著之差異；而兩模式模擬結果在第一波到達時間除 806 測站外均較實際到達時間為早，這提供了較長之防災預警疏散時間。

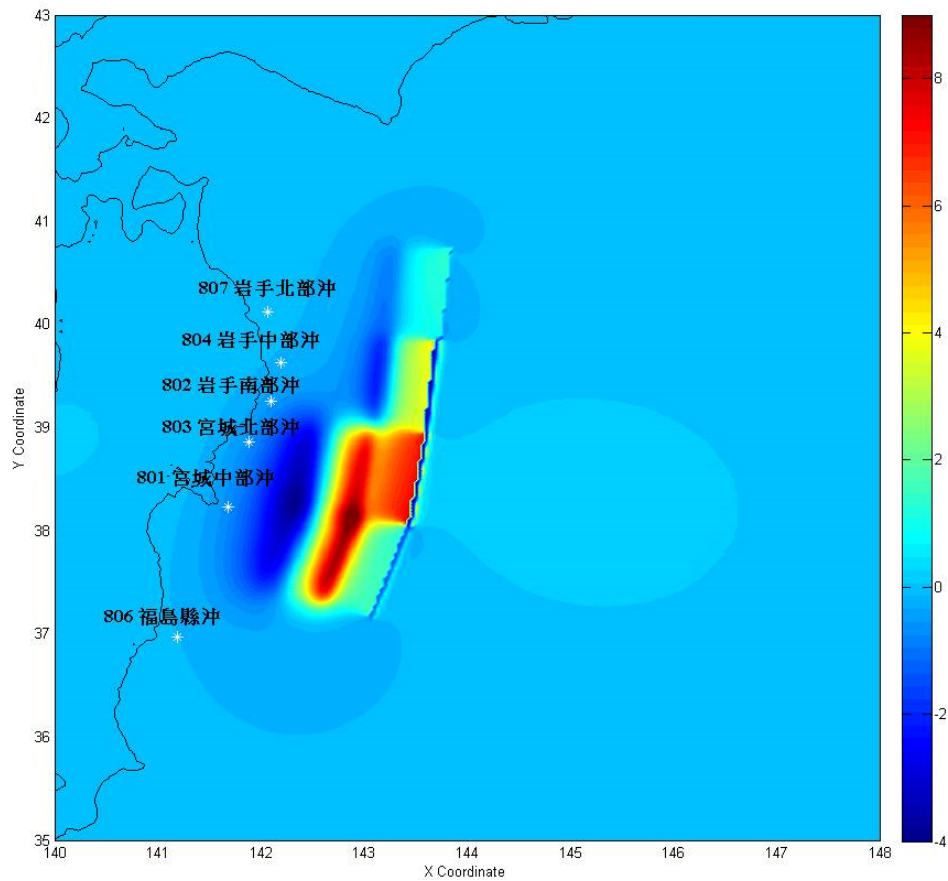


圖 4.9 模擬初始水位圖

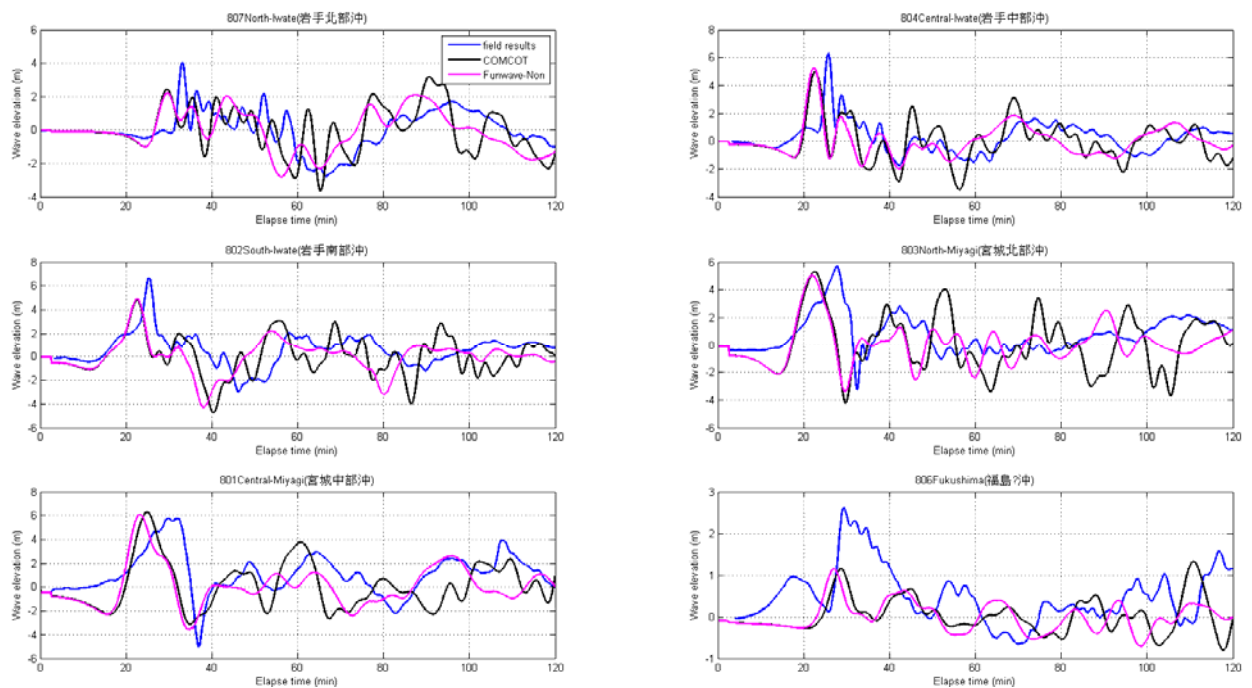


圖 4.10 COMCOT 與 FUNWAVE 在 2 分地形解析度下模擬與實測資料比對
 時序圖(藍色:實測資料、黑色:FUNWAVE 模式、紅色:COMCOT 模式)

4.3.4 頻散效應之比較

關於 FUNWAVE 模式頻散效應的比較於 Grilli et al. (2007) 與 Ioualalen et al. (2007) 已有進行討論，Grilli et al. (2007) 利用 1 分解析度之地形模擬南亞大海嘯，其模擬包含有無考慮頻散項，如圖 4.11 所示，顯示向西傳播之海嘯波有受頻散效應影響，而向東傳遞之海嘯波有無考慮頻散則沒有明顯差異。而 Ioualalen et al. (2007) 則利用 1/4 分解析度之地形進行海嘯模擬比較無考慮頻散項之差異，其結果顯示頻散效應在泰國海岸並非主要影響，圖 4-12 顯示可能發生高達 25% 頻散效應，但是僅限於局部區域主要可能與當地的地形特徵有關，這並不影響最大溯升高度，但是仍然會顯著影響波列跟波浪到達時間。

此部份以 FUNWAVE 模式與 COMCOT 模式進行不同地震源海嘯傳遞時頻散之影響分析，針對臺灣地區主要港口 1: 蘇澳港 2: 基隆港 3: 臺北港 4: 臺中港 5: 安平港 6: 高雄港 7: 花蓮港進行分析如圖 4.13 所示。由 3.5.3 小節可知 T1 花蓮外海海嘯、T3 馬尼拉海溝海嘯、T8 亞普海溝海嘯則對臺灣沿海之威脅較為顯著，因此以這三個海嘯源進行頻散效應分析。圖 4.14 為 500m 網格解析度下之 T1 海嘯源海嘯 FUNWAVE 模式與 COMCOT 模式模擬，比較兩模式模擬結果的第一波，圖中顯示蘇澳港與基隆港 FUNWAVE 模式波高略小於 COMCOT 模式，臺北港則是 FUNWAVE 第一波抵達時間較 COMCOT 模式晚，其他港口幾乎一致。圖 4.15 為 500m 網格解析度下之 T3 海嘯源海嘯 FUNWAVE 模式與 COMCOT 模式模擬，圖中顯示蘇澳港、臺北港與花蓮港 COMCOT 模式波高略小於 FUNWAVE 模式，高雄港則 COMCOT 模式波高略大於 FUNWAVE 模式，基隆港、臺北港與花蓮港則是 FUNWAVE 第一波抵達時間較 COMCOT 模式晚，其他港口幾乎一致。圖 4.16 為 1000m 網格解析度下之 T8 海嘯源海嘯 FUNWAVE 模式與 COMCOT 模式模擬，圖中顯示蘇澳港、基隆港、臺北港與花蓮港 COMCOT 模式波高大於 FUNWAVE 模式，高雄港則相反，為 COMCOT 模式波高小於 FUNWAVE 模式，蘇澳港、安平港、高雄港與花蓮港則是 FUNWAVE 第一波抵達時間較 COMCOT 模式晚，其他港口幾乎一致。由圖 4.14~4.16 可知考慮頻散的 FUNWAVE 模式與未考慮頻散的 COMCOT 模式在 T1 與 T3 海嘯源海嘯兩模式模擬在第一波的差異並不明顯，而 T8 海嘯源海嘯兩模式模擬在波高上的差異及第一波抵達時間的差異皆較 T1 與 T3 海嘯源海嘯明

顯，主因為 T1 及 T3 海嘯源距離臺灣較近所以海嘯波受頻散的影響較不明，而 T8 海嘯源距離臺灣較遠，故可明顯看出頻散的影響。由圖 4.14~4.16 比較可知 T8 海嘯源海嘯對於蘇澳港影響最大，本研究模擬結果與吳祚任(2012)一致，然本研究模擬 T8 海嘯源海嘯波蘇澳港之最大波高小於吳祚任(2012)模擬結果，僅 2.24m，其原因為吳祚任(2012)之模擬使用巢狀網格，因此在蘇澳港網格解析度較本研究高，造成波高上之差異。

一般而言，影響海嘯模式準確度有二個主要因素，一是初始水位之準確度，另一個是地形網格解析度。雖然海嘯紀錄很多，但真正常用來模擬海嘯案例卻僅有少數災難性之案例，其中原因之一在於斷層參數及斷層行為難以取得或是建立。根據地質觀測顯示，東日本海嘯事件中之斷層運動呈現不均勻破裂，與一般斷層模式之均勻破裂假設不同。因此，在這個案例中，有關初始水位之型態及破裂情形研究與討論相當多。而地形解析度則是受限於現有能取得之資料解析度及來源實屬有限，近岸區較細之網格資料取得相對不易。但從防災之觀點來看，當一有可能引發海嘯之強烈海底地震發生時，多是用資料庫概念對可能受影響之範圍及波高提出預警，而非真的在地震發生後再用海嘯模式模擬其影響範圍；即使是地震初期後採用海嘯模式進行模擬，也多半使用較粗解析度之網格，以加快計算效率。高解析度網格能夠模擬地形之變化，而解析度較高之網格多半用於事後模擬近岸區之溯上行為，主要原因在於較高解析度需要較多運算時間，對於防災預警緩不濟急。

海嘯也是一種波浪行為，同時包含頻散效應及非線性行為才是完整之數值模式。淺水波方程式海嘯模式 COMCOT 與 Boussinesq 方程式海嘯模式 FUNWAVE 在模式建構主要差異是後者考慮頻散效應。據現有文獻顯示，在很多案例中，海嘯的波長相對於水深甚長，頻散效應在相對水深 $\mu = h_0 / l_0 \ll 1/20$ (h_0 為水深； l_0 為波長) 幾乎可被忽略；在實務上，海嘯在大洋傳遞時波長甚長，而數值地形網格解析度最小為 1 分，頻散效應在外洋地區可忽略。而海嘯在外洋之傳遞行為可當成線性行為處理，而海嘯所造成之影響主要是在近岸區。頻散效應在此區域才可能需要考慮；在近岸區之處理上，COMCOT 是用巢狀網格來模擬非線性行為。另一個可能產生之影響是海嘯波到達時間，但相差不大。近年來有些學者是利用 COMCOT 模擬大尺度海嘯傳遞行為，使用 FUNWAVE 作為取代巢狀網格做

中小尺度之海嘯傳遞，也就是同一個海嘯用兩種不同的模式模擬。但在本研究中，受限於網格資料之取得，頻散效應並不顯著，在計算上未予考慮。

而海嘯週期遠大於一般風浪，波長也較長；因此暗示海嘯之能量在近岸區並不容易耗散；根據格林定律，地形坡度會影響溯上高度，只要有足夠長度及坡度，淺化效應所造成溯上就容易越過現有防波堤或是海堤之堤頂；由於長週期且殘餘動能高之故，水體運動範圍大，所以海嘯在內陸區常能造成大範圍之溢淹，如南亞海嘯、薩摩亞海嘯及東日本海嘯等案例；而長波導致防波堤海側水位高於港側水位，水位差也會增加堤身作用力。

對於海灣或港口還有一個問題需要考慮，即是長週期波與港池之間之共振，共振效應與形狀與水深有關(Murata et.al, 2011)：雖然我國海嘯發生風險相對低，但若海嘯來自太平洋東岸仍舊可以抵達我國東岸，也就是說共振效應還是有發生之可能。

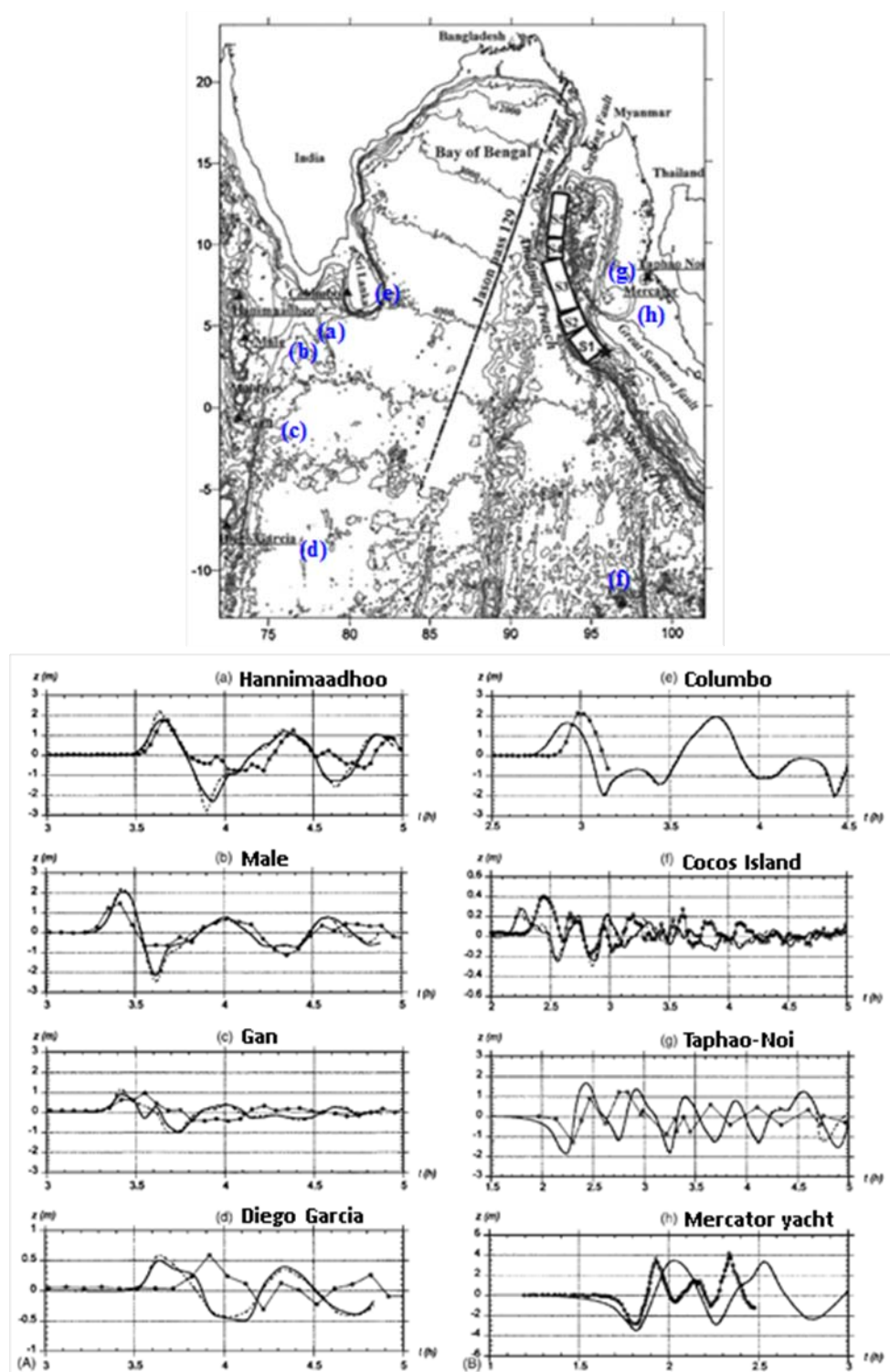


圖 4.11 1 分網格地形海嘯高程比較圖(實測值, $\circ$, FUNWAVE, —, NSWE, $-\cdot-$, 資料來源: Grilli et al., 2007)

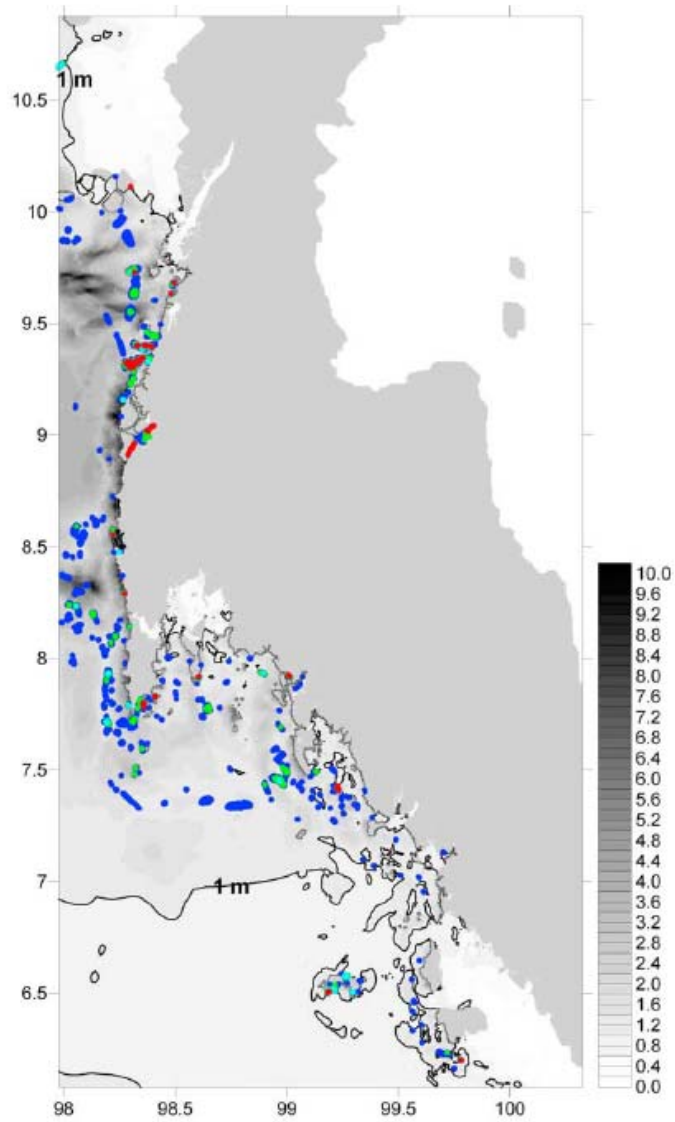


圖 4.12 Boussinesq 模式與 NSW 模式 0.25 分網格最大水位高程差異圖(藍色:差異 10-15%，綠色:差異 15-20% 青藍色:差異 20-25% 紅色差異>25%
資料來源: Ioualalen et al. (2007))



圖 4.13 頻率效應分析之港口位置圖(1:蘇澳港 2:基隆港 3:臺北港 4:臺中港 5:安平港 6:高雄港 7. 花蓮港)

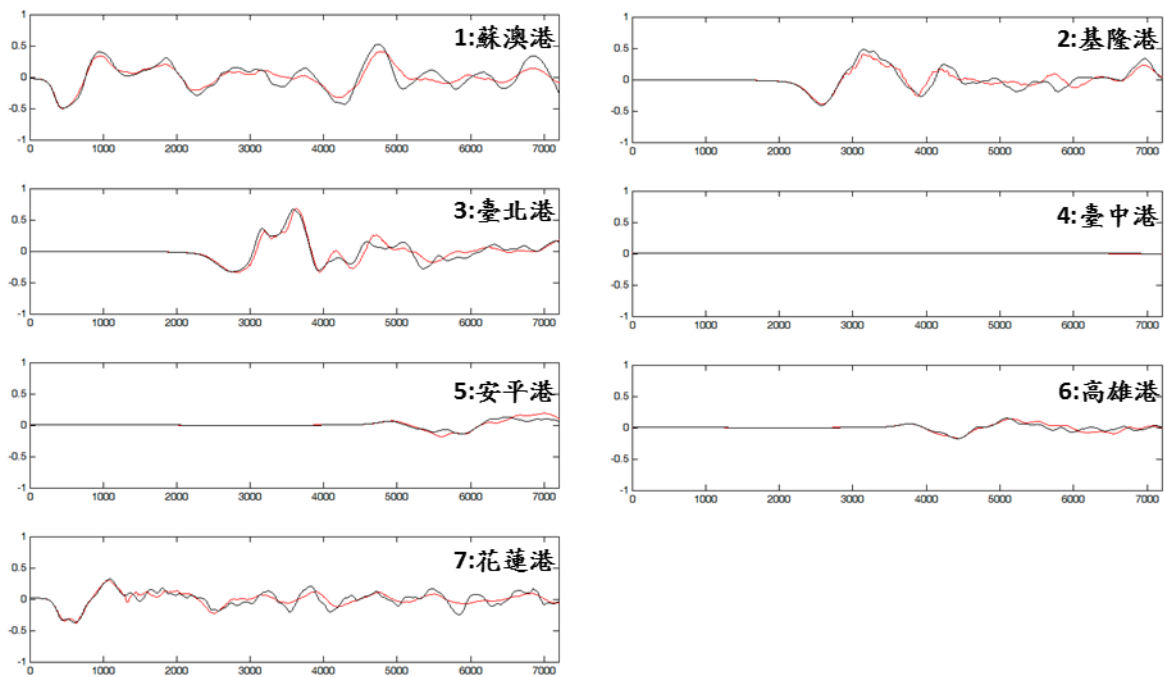


圖 4.14 T1 海嘯源 500m 地形解析度各港口水位圖(x-axis: elevation(m)
y-axis: time(sec) 紅色: FUNWAVE 黑色: COMCOT)

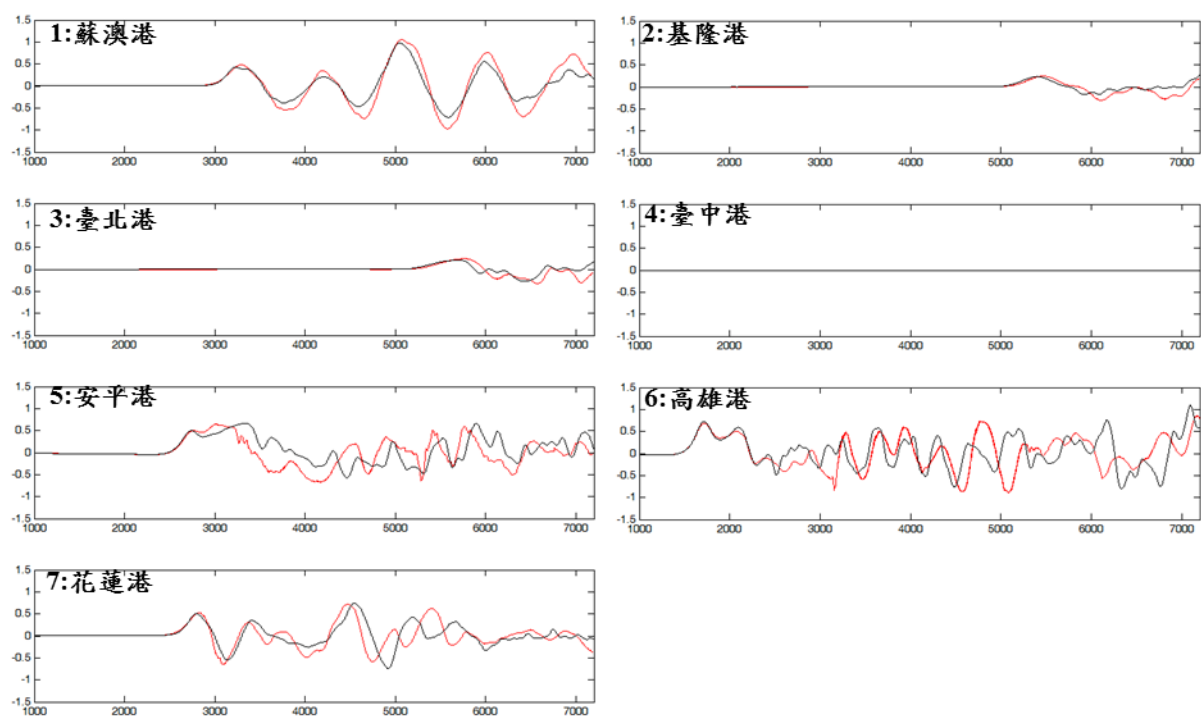


圖 4.15 T3 海嘯源 500m 地形解析度各港口水位圖(x-axis: elevation(m)
y-axis: time(sec) 紅色: FUNWAVE 黑色: COMCOT)

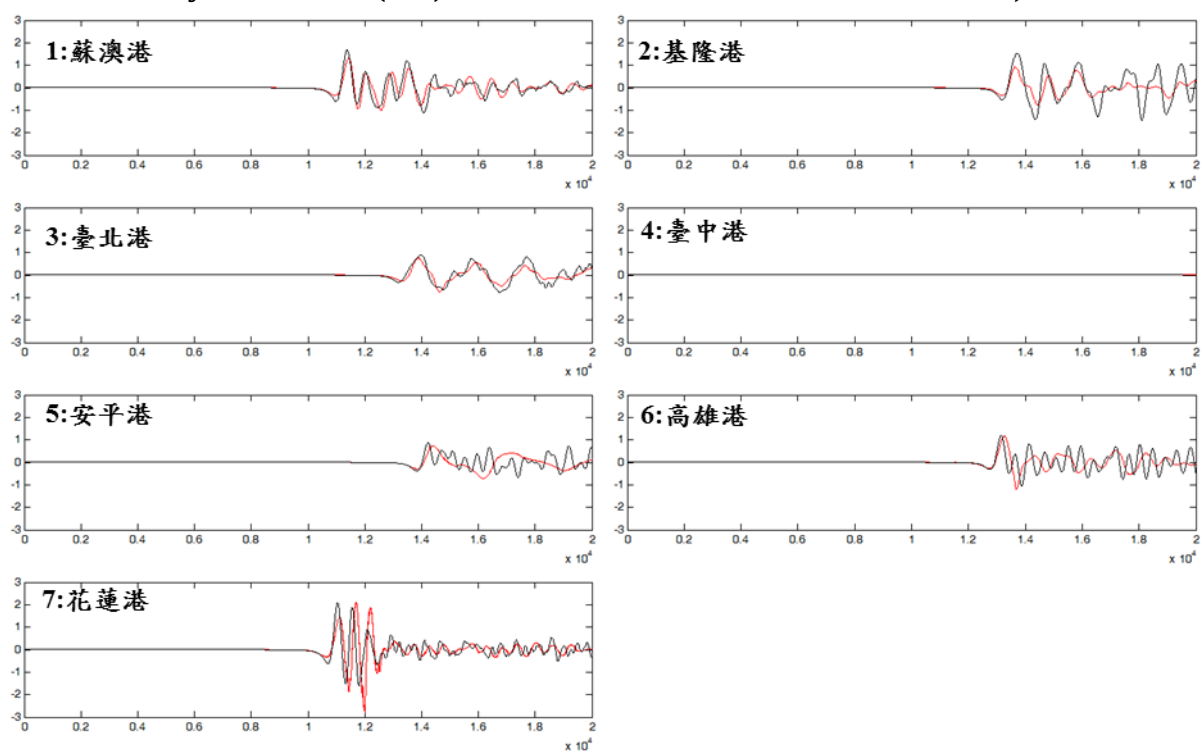


圖 4.16 T8 海嘯源 1000m 地形解析度各港口水位圖(x-axis: elevation(m)
y-axis: time(sec) 紅色: FUNWAVE 黑色: COMCOT)

第五章 海嘯波與港灣結構物互制作用之數值模擬分析

本研究使用 COBRAS 模式模擬海嘯波對蘇澳港南外廓防波堤之受力分析，並根據數值結果評估港灣結構物之安全性。本章首先以孤立波通過斜坡式海堤之土工模型試驗驗證 COBRAS 模式計算結果。根據蘇澳港可能發生海嘯之情形，給定 3 種海嘯波高作為計算條件(分別是 4 公尺、5.39 公尺和 6.2 公尺)，並依照蘇澳港南外廓防波堤不同水深區間建置 5 個代表斷面進行模擬和受力分析。

5.1 模式驗證

本節以 COBRAS 模式模擬孤立波通過斜坡式海堤，將模式計算結果與陳偉嘉(2008)試驗資料的水位和波壓資料比對，驗證 COBRAS 模式模擬海嘯波受地形影響並作用在港灣結構物上，其水位變化和波壓分布之準確性。陳偉嘉(2008)土工模型試驗配置和波高計位置如圖 5.1 所示，海堤形式和波壓計位置如圖 5.2 所示，試驗條件水深 0.2 公尺，孤立波波高 0.073 公尺，根據試驗配置以 COBRAS 模式建置數值模型，有關 COBRAS 模式介紹參考附錄一，為驗證數值模擬結果，以波高計 p1 為參考，孤立波波峰通過瞬間為時間起點，並將水位和波壓無因次化，孤立波沿斜坡底床前進的水位變化過程如圖 5.1，孤立波沿斜坡底床前進的波壓變化過程如圖 5.2，驗證結果顯示數值結果和試驗資料具一致性，說明 COBRAS 模式模擬海嘯波受地形影響作用在港灣結構物上具準確性，因此本研究將採用 COBRAS 模式作為海嘯波對蘇澳港南外廓防波堤影響之數值模式。

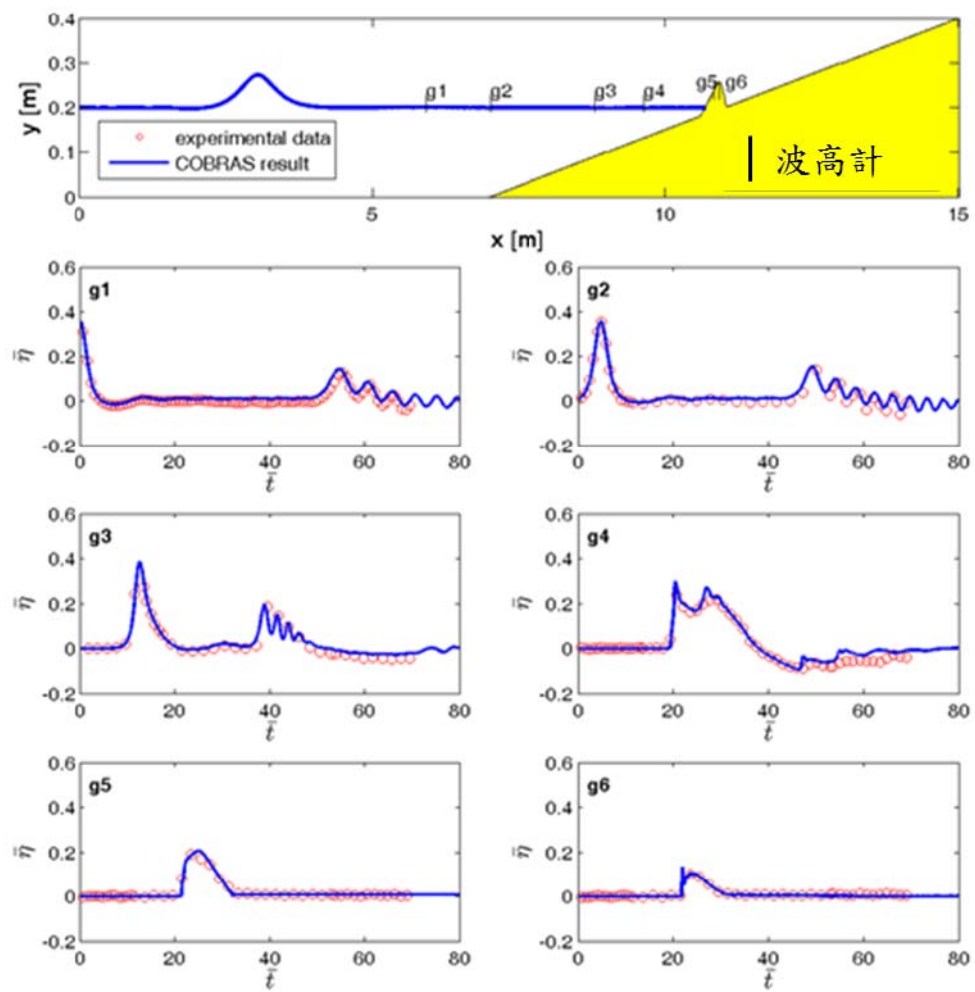


圖 5.1 孤立波沿斜坡底床前進水位變化圖
($\bar{\eta}$:無因次化水位 $\bar{t}$:無因次化時間)

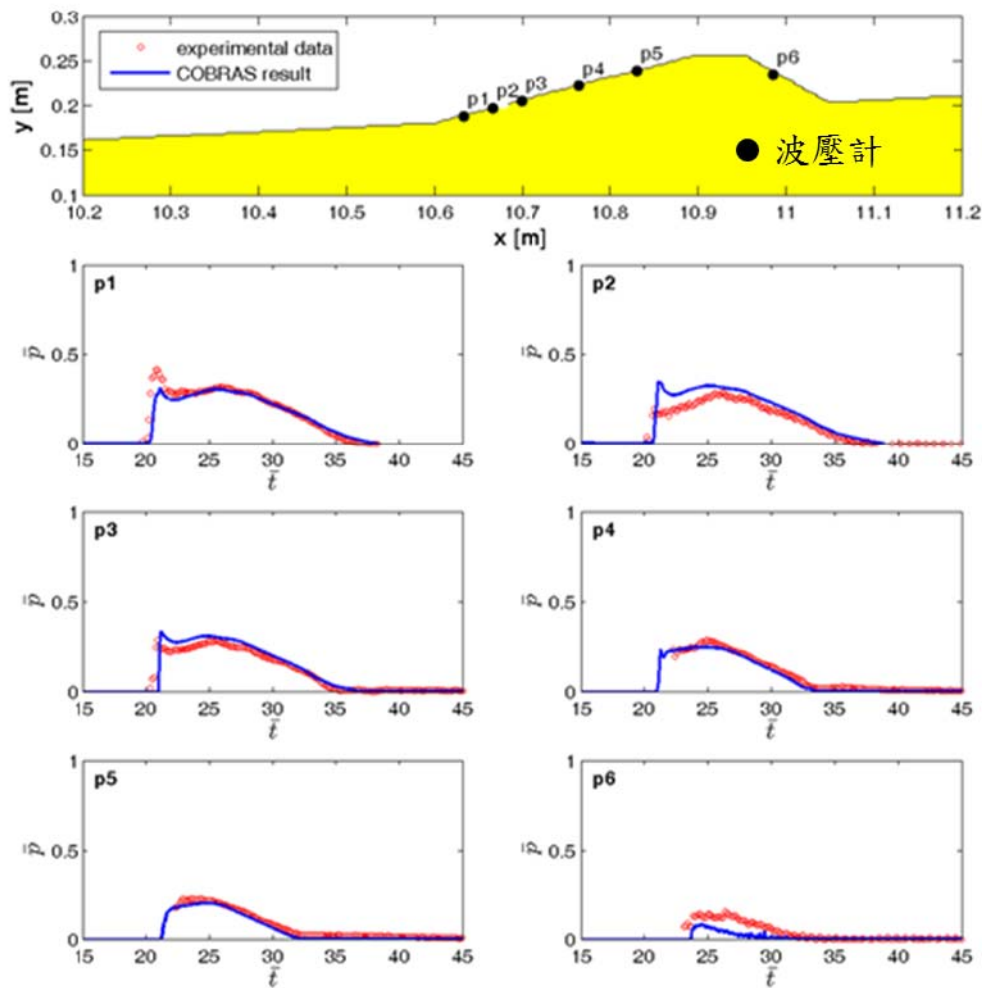


圖 5.2 孤立波沿斜坡底床前進壓力分布圖
($\bar{p}$:無因次化波壓 $\bar{t}$:無因次化時間)

5.2 模擬條件

根據榮工處(1986)「蘇澳港興建工程」報告書，蘇澳港工程處由1974年起，於南方澳12號碼頭附近建立潮位站進行潮位觀測，潮位統計分析結果如表5-1，因此以蘇澳港築港高程系統為基準，以大潮平均高潮位加1公尺潮位偏差後，取+2.5公尺為設計水位。

蘇澳港過去歷史資料並無海嘯災害的紀錄，但是根據吳祚任（2012）「行政院災防應用科技方案-臺灣潛在高於預期之海嘯模擬與研究」報告書中以臨近臺灣且有潛在襲臺可能性之 22 個海嘯源進行海嘯傳遞推算(其中有 18 種海溝型海嘯源及 4 種斷層型海嘯源)。其推算結果對於蘇澳港地區而言以，若亞普海溝發生 Mw8.7 的地震，由於海嘯能量因地形因素直接傳送至臺灣東岸，蘇澳港地區造成約 9 公尺之溯上溢淹外，其海嘯波對於蘇澳港外廓防波堤處將產生 4 公尺高的水位抬升。

由於海嘯波為一長波，已知海嘯波波高，根據長波理論可計算流速如下式：

$$u = \frac{C\eta}{h} = \eta \sqrt{\frac{g}{h}} \quad (5.1)$$

式中 η 是海嘯波造成之水位抬升(公尺)， h 是水深(公尺)， g 是重力加速度(m/s^2)， $C = \sqrt{gh}$ 是海嘯波傳遞速度(m/s)， u 是流速(m/s)。

海嘯波壓計算公式參考日本 OCDI 規範「Technical Standard And Commentaries For Port And Harbour Facilities In Japan」，考慮海嘯波為一長波，故防波堤受海嘯作用時，假設於靜水位以上 3 倍海嘯波造成之水位抬升高度處之波力為 0，則堤前受海嘯波之壓力分布可以下式估計(參考圖 5.3)：

$$\eta^* = 3\eta \quad (5.2)$$

$$P_1 = 2.2\omega_0\eta \quad (5.3)$$

$$P_u = P_1 \quad (5.4)$$

式中 ω_0 是海水比重量(t/m^3)， η 是海嘯波造成之水位抬升(公尺)， η^* 是靜水位以上波壓影響高度(公尺)， P_1 是靜水位之波壓強度(t/m^2)， P_u 是底部之上揚力(t/m^3)。根據 η^* 和已知靜水位至堤頂之高度可計算堤頂處之波壓強度 P_4 。已知波壓分布可計算滑動安全係數和傾倒安全係數，防波堤堤體之滑動安全係數公式計算如下：

$$F_s = \frac{\mu(W_c - W_B - U)}{P} \quad (5.5)$$

式中 μ 是摩擦係數， W_c 是堤體重量， W_B 堤體所受的浮力， U 是堤體所受之上揚力， P 是堤體所受之水平合力， F_s 是滑動安全係數。

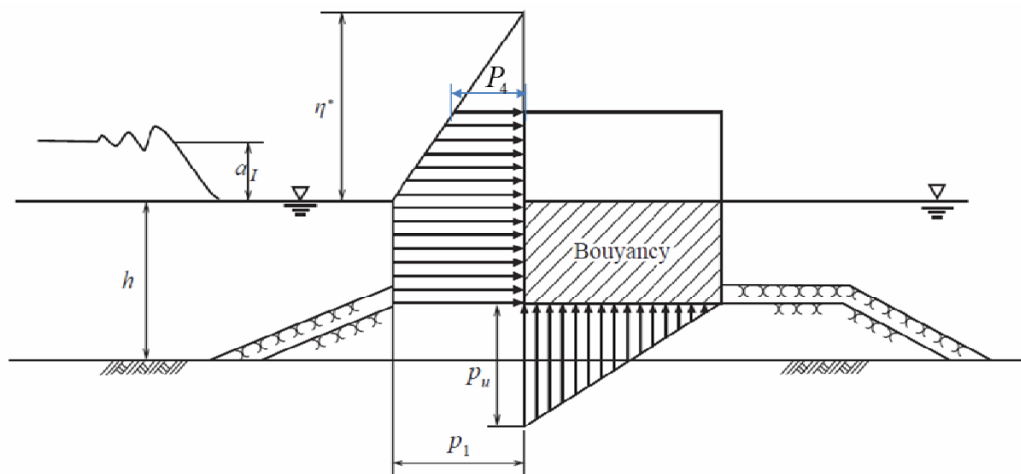
防波堤堤體之傾倒安全係數公式計算如下：

$$F_o = \frac{M_c - M_B - M_U}{M_P} \quad (5.6)$$

式中 M_c 是堤體自重產生之抗傾力矩， M_B 是堤體所受浮力產生之力矩， M_U 是堤體所受上揚力產生之力矩， M_P 是堤體所受水平合力產生之力矩， F_o 是傾倒安全係數。

(5.5)式和(5.6)式探討蘇澳港港灣結構物受海嘯波襲擊之安全性，吳祚任(2012)模擬蘇澳港可能發生海嘯波高 4 公尺，其滑動安全係數 1.74，傾倒安全係數 2.82，參考交通部運輸研究所(2013)「海嘯對防波堤結構物安全評估探討調查」報告，報告成果指出在滑動安全係數等於 1.2 之條件下，蘇澳港南外廓防波堤沉箱最大可抵擋海嘯波高為 5.39 公尺，此表示規範之安全係數下可耐受海嘯高度，而在滑動安全係數等於 1 之條件下，蘇澳港南外廓防波堤沉箱最大可抵擋海嘯波高度為 6.2 公尺，此表示堤體耐受海嘯高度極限，整理上述計算結果如表 5-2。

由於蘇澳港防波堤設計時未考量海嘯對於防波堤結構物之影響，對其可能造成之滑動和傾倒等破壞，有檢討之必要，綜合以上資料，本研究之水位和海嘯波高設計條件如表 5-3。



修改自 Technical Standards and Commentaries For Port and Harbour Facilities(2009)

圖 5.3 海嘯波堤前波壓分布圖

表 5-1 蘇澳港築港潮位資料統計結果

潮位	潮位站：12 號碼頭
施測期間最高潮位(H.W.L.)	2.25
大潮平均高潮位(H.W.O.S.T)	1.50
平均高潮位(M.H.W.L)	1.33
平均潮位(M.W.L)	0.87
平均低潮位(M.L.W.L.)	0.41
大潮平均低潮位(L.W.O.S.T)	0.07
施測期間最低潮位(L.W.L.)	-0.20

註：潮位基準係以蘇澳港築港高程為基準。單位：公尺

表 5-2 蘇澳港南外廓防波堤海嘯波發生可能發生之破壞情形

	條件一	條件二	條件三
$\eta(m)$	4.00	5.39	6.20
$h(m)$	27.50	27.50	27.50
$u(m/s)$	2.39	3.22	3.70
$P_1(t/m^2)$	9.06	12.21	14.05
$P_4(t/m^2)$	4.53	7.68	9.52
$P(t)$	235.66	322.28	372.76
$U(t)$	113.30	152.67	175.62
$M_p(t*m)$	3080.63	4271.62	4965.66
$M_u(t*m)$	1888.33	2544.53	2926.92
SF_s	1.74	1.20	1.00
SF_o	2.82	1.88	1.54

表 5-3 海嘯設計條件

編號	海嘯波高	設計水位	說明
I	4.00	+2.5	亞普海溝 Mw8.7 地震條件
II	5.39	+2.5	防波堤發生滑動破壞可能性
III	6.20	+2.5	防波堤發生滑動破壞

單位：公尺

5.3 模式建置

蘇澳港南外廓防波堤平面圖如圖 5.4，共 39 個沉箱，標準斷面圖如圖 5.5，水深從南往北逐漸增加，海底高程為-21 公尺至-25 公尺，本研究以每公尺水深為分類基準，區分斷面 A 至斷面 E，共 5 種防波堤斷面形式，各斷面之尺寸高程如圖 5.6 至圖 5.10。根據 5 種斷面建置數值模型如圖 5.11 至圖 5.15。數值模型以網格 0.5 公尺建模，計算範圍為 1000 x 60 公尺，模型配置將防波堤沉箱之堤前壁面設於位置 600 公尺處，堤前 100 公尺為坡度 1:50，模式計算水深為 24.5 公尺至 29.5 公尺（計算水深為設計水深減去海底高程加上 2 公尺斜坡高度），防波堤配置沉箱為不透水性，拋石基礎和護面層為具透水性，其尺寸，孔隙率和中值粒徑參考圖 5.11。造波條件為 Boussinesq 孤立波，相對於

孤立理論波長無限，採 99% 近似體積計算特徵波長(參考 Dean & Dalrymple, 1991)，計算波高參考表 5-2。

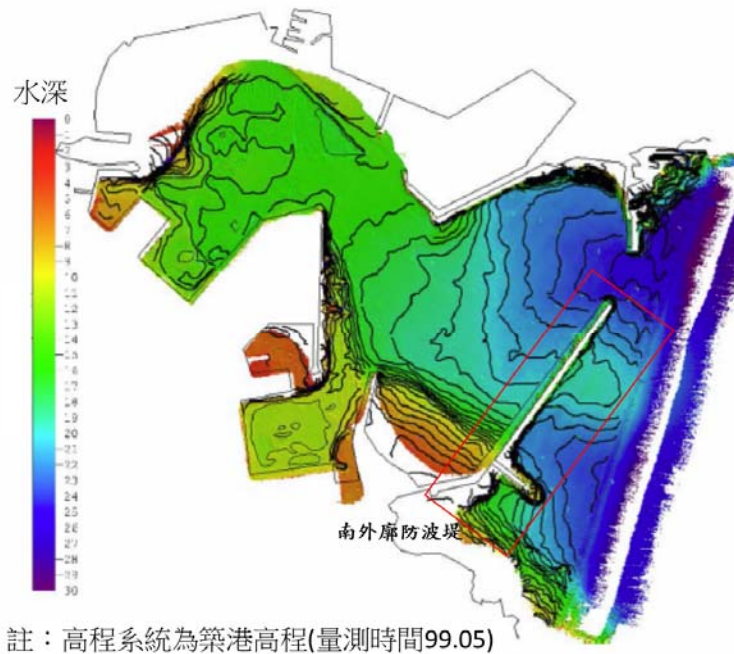


圖 5.4 蘇澳港南外廓防波堤平面圖(資料來源：蘇澳港營運處)

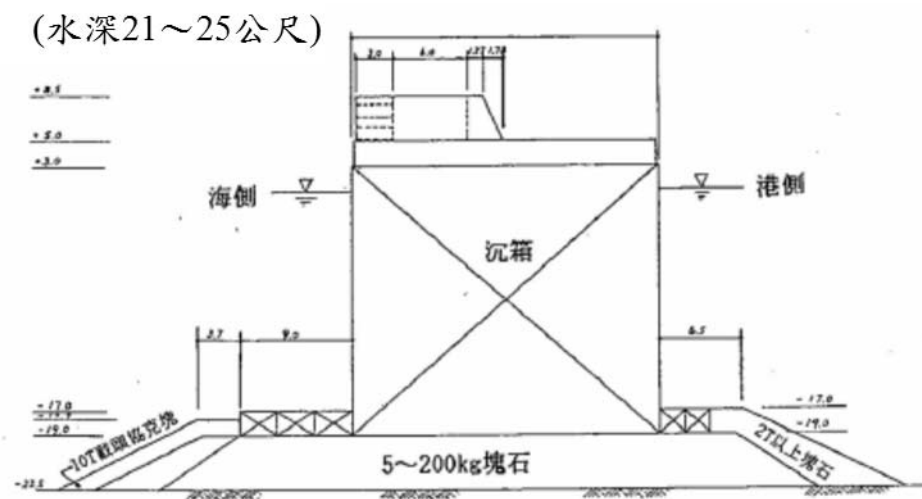


圖 5.5 蘇澳港南外廓防波堤標準斷面圖

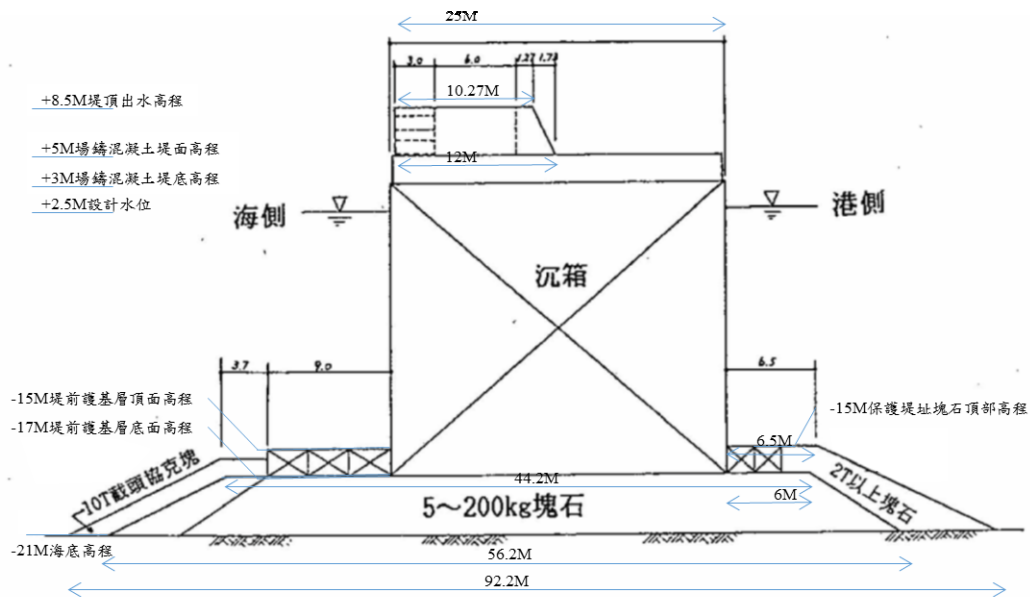


圖 5.6 蘇澳港南外廓防波堤斷面 A 配置圖

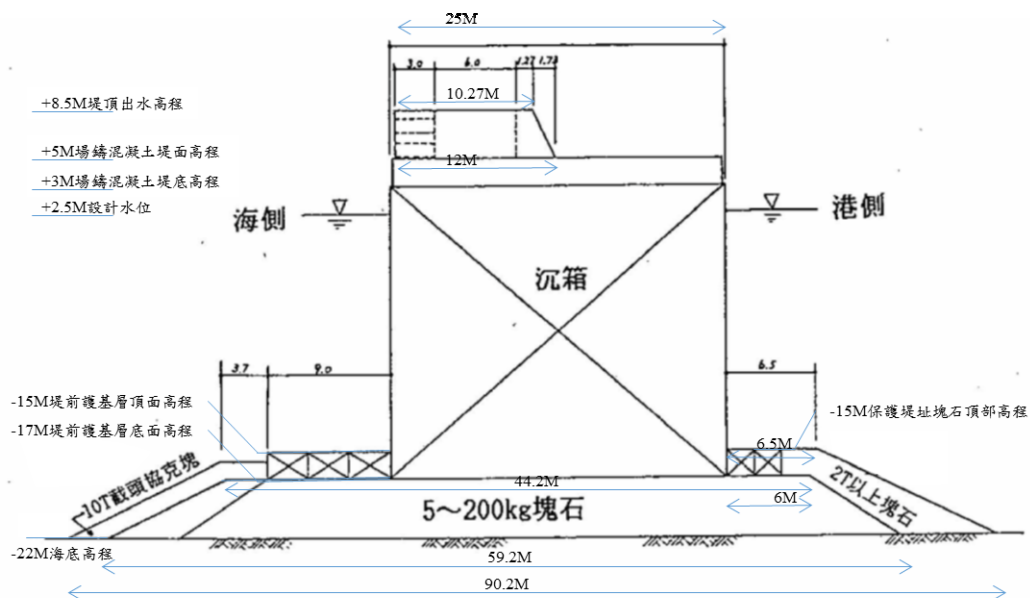
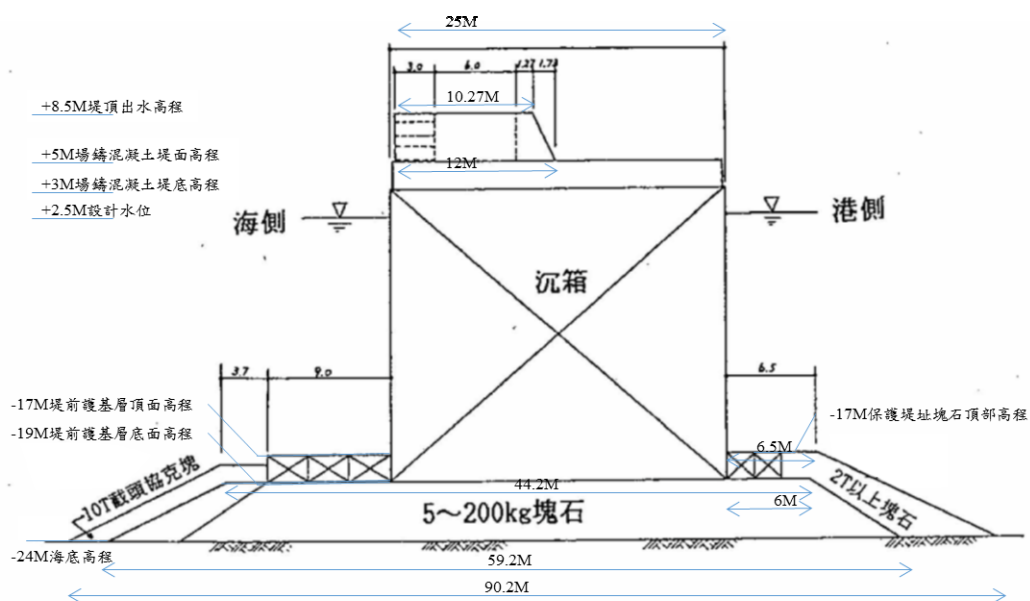
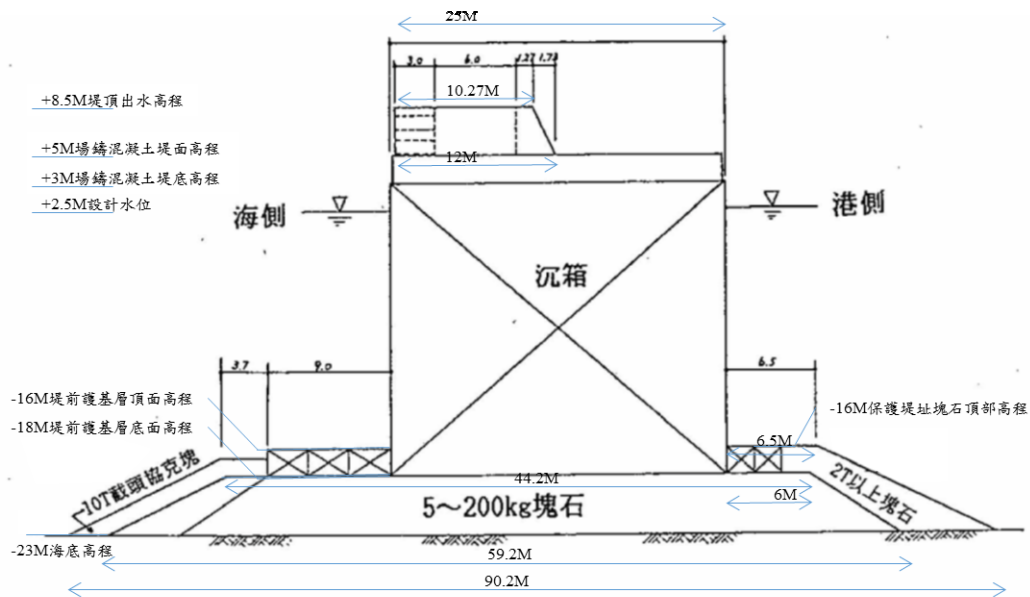


圖 5.7 蘇澳港南外廓防波堤斷面 B 配置圖



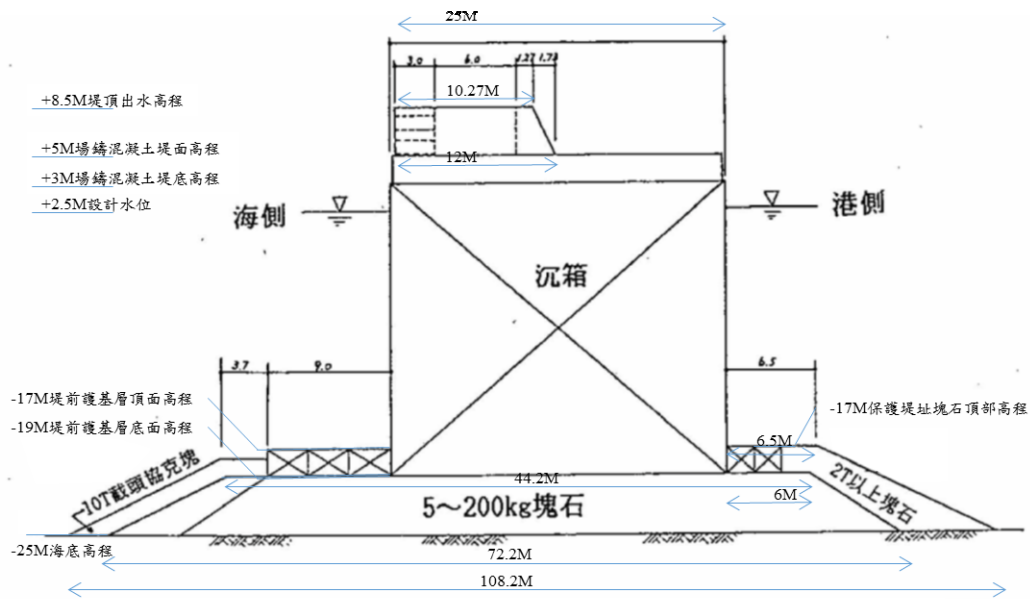


圖 5.10 蘇澳港南外廓防波堤斷面 E 配置圖

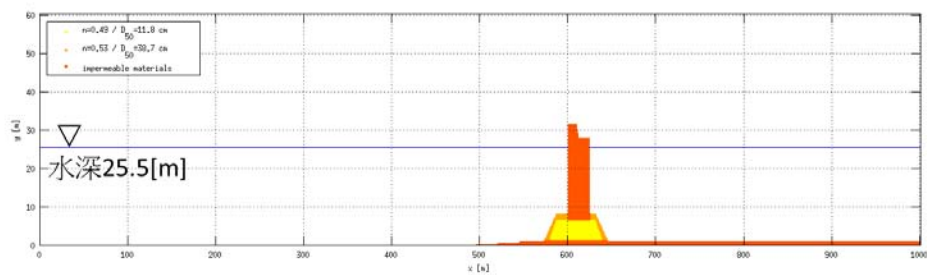


圖 5.11 蘇澳港南外廓防波堤斷面 A 數值模型圖

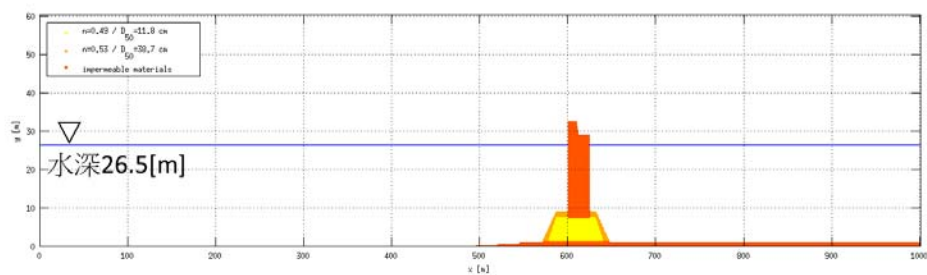


圖 5.12 蘇澳港南外廓防波堤斷面 B 數值模型圖

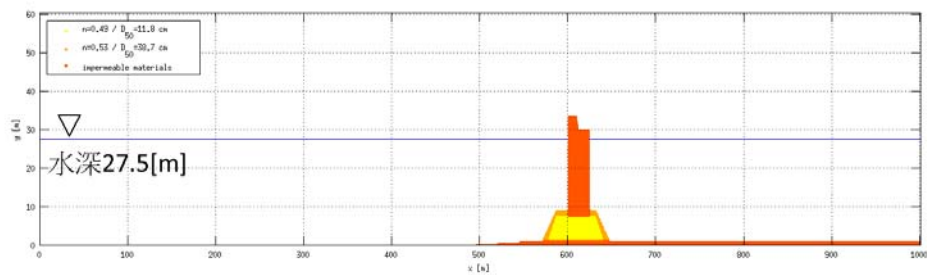


圖 5.13 蘇澳港南外廓防波堤斷面 C 數值模型圖

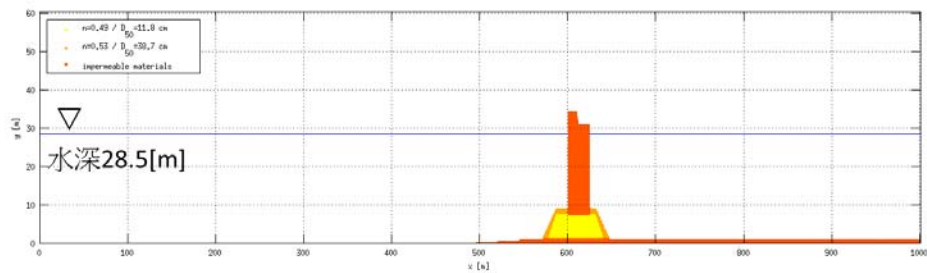


圖 5.14 蘇澳港南外廓防波堤斷面 D 數值模型圖

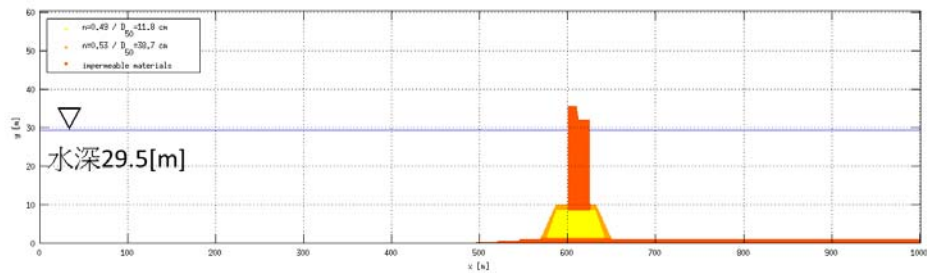


圖 5.15 蘇澳港南外廓防波堤斷面 E 數值模型圖

5.4 防波堤受力分析

彙整設計條件和斷面形式整理 15 個 case 如表 5-4 所示，以 COBRAS 模式模擬水位變化、流速分布和波壓分布，以 case11 即海嘯波高 6.2 公尺襲擊蘇澳港防波堤斷面 A 之情境為例，水位變化模擬結果如圖 5.16 所示。圖 5.16(a)堤前自由液面是 25.5 公尺，海嘯波位於 460 公尺處，波高 6.2 公尺。於(b)-(c)沿斜坡底床溯上襲擊防波堤體產生越波，並於(d)產生堤後之跌水沖刷。流速分布模擬結果如圖 5.17 所示，圖 5.17 為防波堤前之流速分布圖。(a)海嘯波尚未到達堤址，因此堤前

流速分布無變化，於(b)受到海嘯波影響，約 3m/s 的海嘯流速產生隨著海嘯波峰傳遞至近岸，(c)海嘯波襲及防波堤產生越波，於胸牆頂處產生超過 5m/s 的流速位置，(d)部分海嘯波反射，部分海嘯波造成堤後跌水沖刷。壓力分布模擬結果如圖 5.18 所示，圖 5.18 為防波堤沉箱受海嘯波襲擊之壓力分布圖。(a)海嘯波尚未到達堤址，因此沉箱僅受靜水壓影響，堤前堤後之壓力分布一樣，(b)海嘯波造成堤前水位抬升由沉箱底部之壓力分布可觀察到堤前壓力增加，(c)海嘯波越波，堤前壓力出現最大值，(d) 海嘯波越過堤頂造成堤後跌水沖刷，影響堤後壓力分布。

將防波堤沉箱壓力分布結果進行受力分析，考慮防波堤受海嘯波影響下之沉箱受力情形如圖 5.19 所示，防波堤自重 W_c 對 s_1 之點所作力矩為 M_c ，防波堤沉箱堤前受力為 f_1 ， f_1 對 s_1 支點所作力矩為 m_1 ，堤後受力為 f_2 ， f_2 對 s_1 支點所作力矩為 m_2 ，若海嘯波發生越波時，將造成 f_2 的變化，無越波產生則 f_2 如同靜水壓情況。沉箱底部受力為 f_3 ， f_3 對支點 s_1 所作力矩為 m_3 ，以 case11 為例將沉箱受力與受力矩如圖 5.20 所示，其餘 case 的計算結果詳見附錄二。圖 5.20 中受力包括靜水壓造成的靜力和海嘯波動壓造成的波力，防波堤於靜水位時 f_3 值為 5000kN 即是沉箱所受之浮力，而浮力所造成之力矩 67,000kN*m，將圖 5.20 中受力分析所得之受力和力矩減去靜水壓之力和力矩作為海嘯波作用力分析如圖 5.21，以便於觀察海嘯波對結構物的作用力大小，以及堤前、堤後和沉箱底部之力和力矩比較，圖 5.21 表示 6.2 公尺海嘯波對蘇澳港防波堤堤前波力 2100kN，海嘯波造成之沉箱底部上揚力 1000kN，而海嘯堤後越波造成之作用力約 200kN，說明海嘯波作用力以堤前波力為主要影響，上揚力影響僅為堤前波力 1/2，但是於力矩分析圖中，海嘯波造成的堤前力矩為 30,000kN*m，上揚力造成之沉箱底部力矩為 20,000kN*m，海嘯堤後越波造成之力矩約 2,000kN*m，雖然，沉箱底部力矩影響增加，為堤前力矩的 2/3，足見海嘯波上揚力可能的危害不可輕忽，有必要進行受力和力矩之綜合討論，包括受力造成沉箱滑動破壞和受力矩造成的沉箱傾倒等。

表 5-4 模式計算條件

case	斷面形式	水深	海嘯波高
1	A	25.5	4.00
2	B	26.5	4.00
3	C	27.5	4.00
4	D	28.5	4.00
5	E	29.5	4.00
6	A	25.5	5.39
7	B	26.5	5.39
8	C	27.5	5.39
9	D	28.5	5.39
10	E	29.5	5.39
11	A	25.5	6.20
12	B	26.5	6.20
13	C	27.5	6.20
14	D	28.5	6.20
15	E	29.5	6.20

單位：公尺

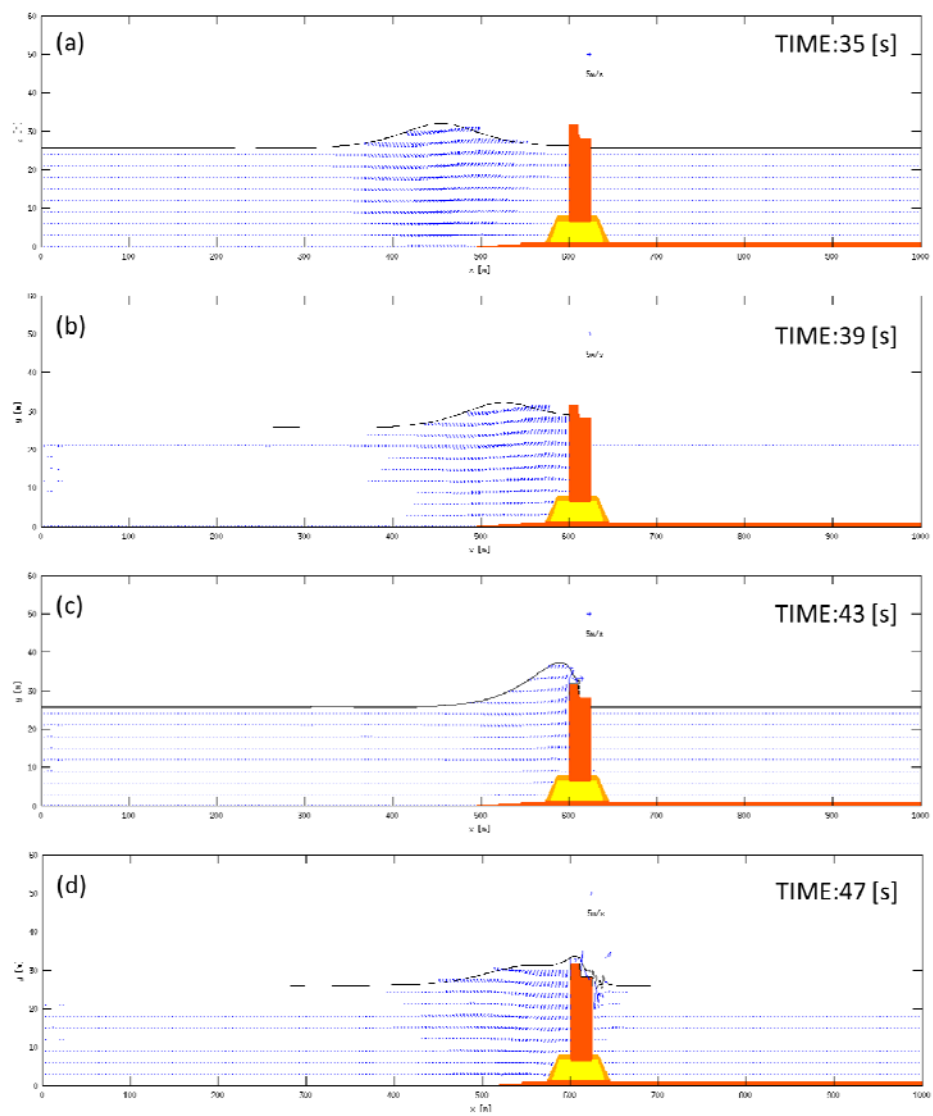


圖 5.16 海嘯波之水位變化圖(case 11)

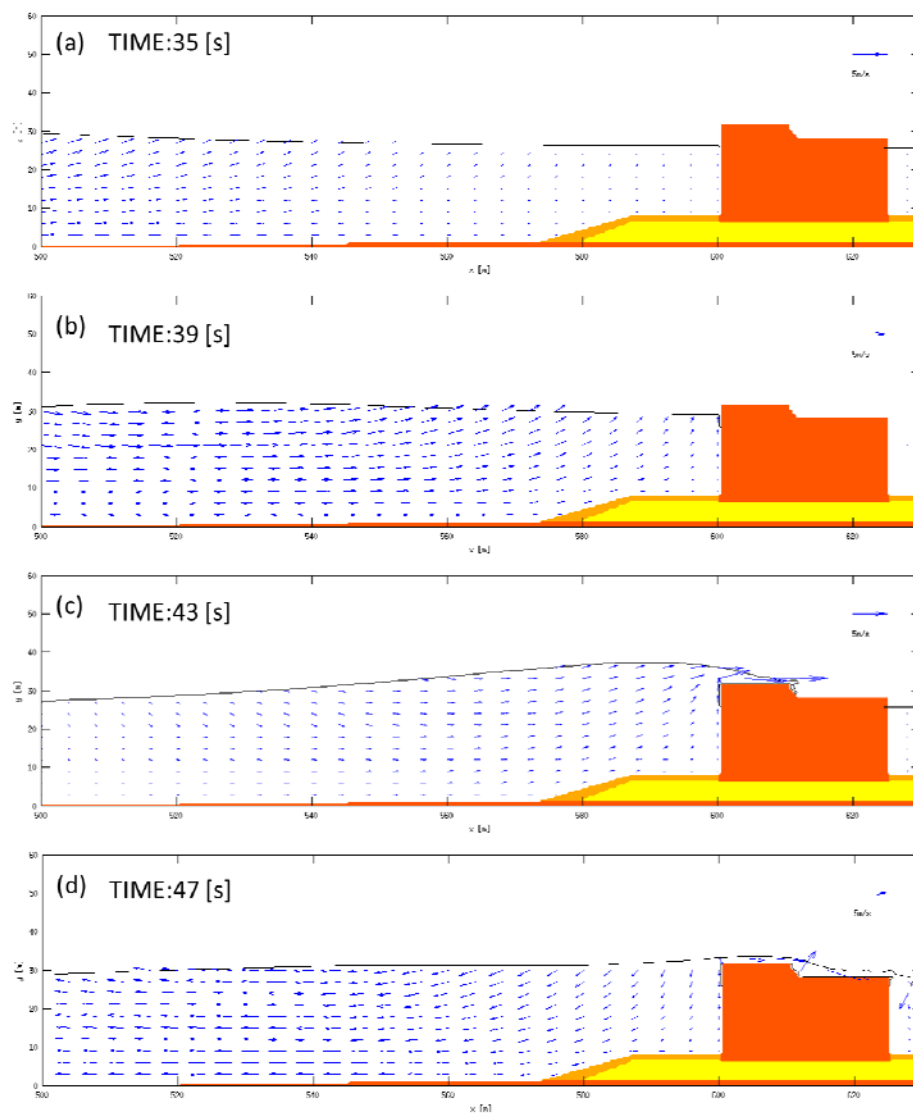


圖 5.17 海嘯波之流速分布圖(case 11)

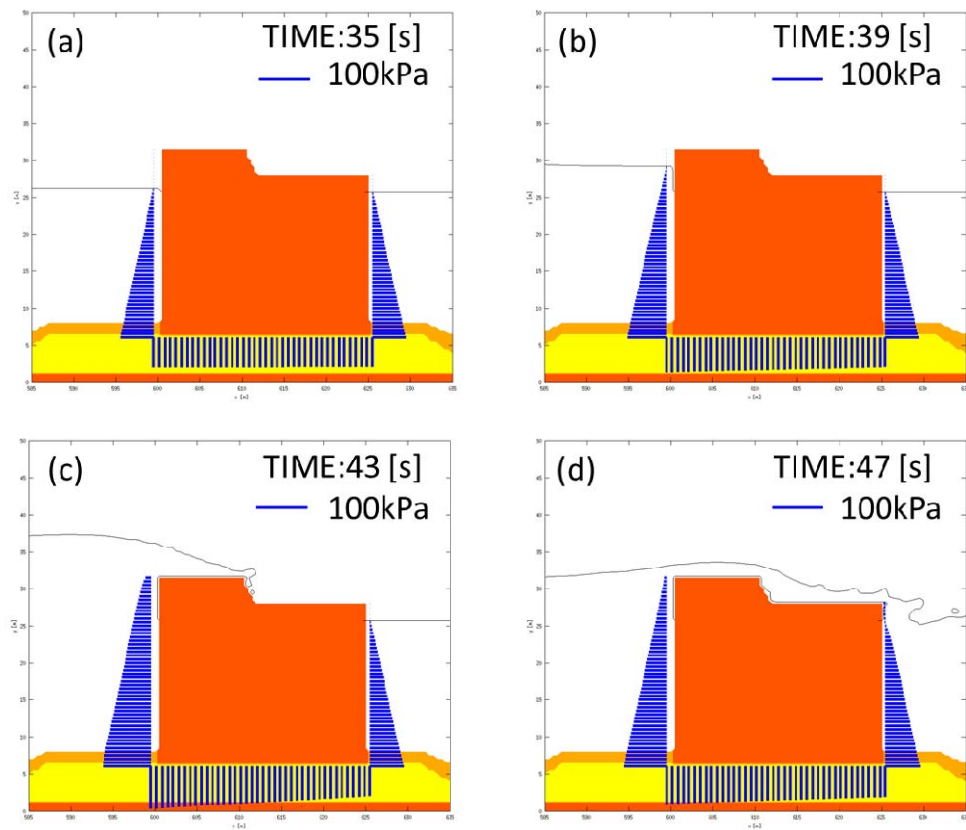


圖 5.18 防波堤之壓力分布圖(case 11)

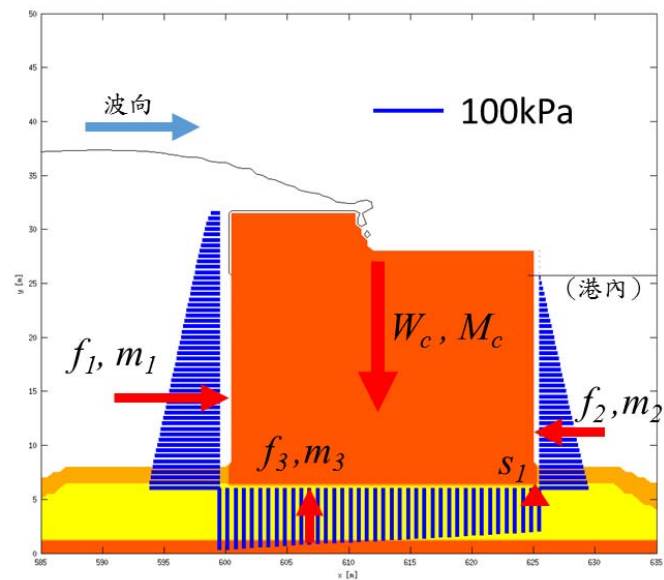


圖 5.19 防波堤沉箱受力分析示意圖

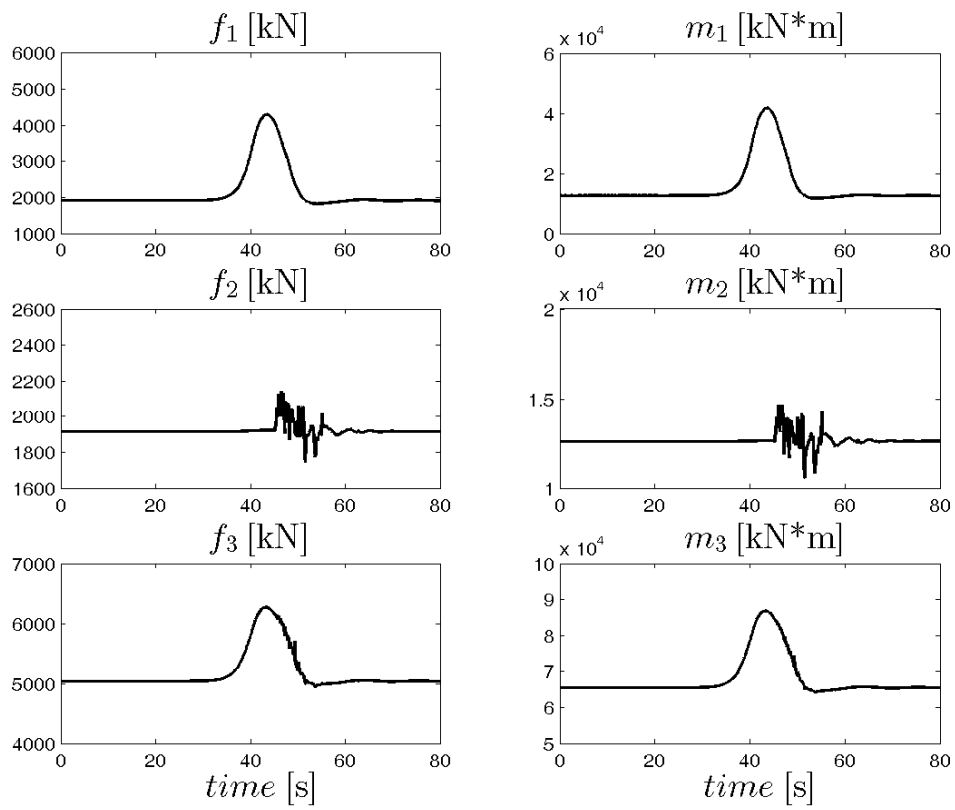


圖 5.20 防波堤受力分析圖(case 11)

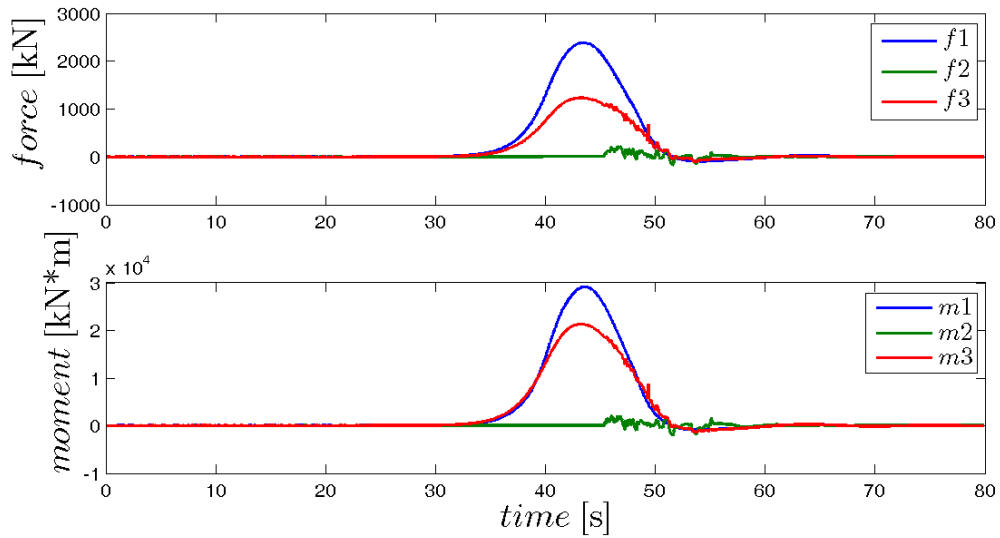


圖 5.21 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 11)

第六章 海嘯波及其越波對港灣結構物之安全穩定性分析

本章應用COBRAS模式模擬結果和受力分析，進行海嘯波侵襲蘇澳港南外廓防波堤之安全穩定性，首先彙整國內外有關海嘯波破壞防波堤之機制和破壞推估理論，再來以模擬結果計算防波堤之安全穩定性，最後進行安全性評估。

6.1 海嘯造成防波堤破壞機制

2011 年 3 月 11 日，日本東北地方發生日本有史以來最大規模(Mw=9.0)的地震，並引發超過 10 公尺波高的巨大海嘯，造成許多生命財產的損害，其中釜石灣口防波堤(長 2000 公尺，水深 63 公尺，高 10 公尺)部分損壞。

針對海嘯造成日本各港灣防波堤損壞情況，「東北港灣對海嘯與震災對策技術檢討委員會」歸納分類海嘯波力、溢流沖刷、堤頭沖刷和退潮水位差四種破壞類型。陳賜賢(2011)討論釜石港防波堤破壞原因如下，包括(1)海嘯越波後在防波堤前後因高低落差形成跌水沖刷，(2)海嘯傳遞時沉箱形成巨大水平推力，(3)海嘯通過沉箱間縫隙而產生強烈射流，(4)平台基礎沖刷。

考慮以上破壞原因和蘇澳港防波堤形式和地理環境，本研究針對海嘯波對防波堤安全性評估分三部分評估，第一部分以海嘯波之波高和流速計算護塊石所需重量；第二部分海嘯波作用力計算防波堤沉箱滑動和傾倒的安定性；最後第三部分以海嘯波越波跌水沖刷計算港內側護塊石粒徑。

6.2 海嘯波之波高和流速計算護塊石所需重量

Esteban et al. (2014)進行實驗研究海嘯波高和護塊石重量關係，並以 2004 年南亞海嘯和 2011 年東北海嘯實地調查結果驗證，提出海嘯

波高對於護塊石的穩定度公式如下：

$$W = A_t \frac{\gamma H_t^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \alpha} \quad (6.1)$$

式中 H_t 是海嘯波之波高(公尺)， α 是斜面坡度($^\circ$)，蘇澳港之坡度為 1:2，即 26.57° ， γ 是護塊石比重量(ton/m^3)，蘇澳港護塊石比重量為 2.3， S_r 是護塊石相對於海水之相對密度，蘇澳港護塊石相對於海水之相對密度為 2.23， K_D 是損壞係數，同工程應用上常用 Hudson 公式之損壞係數(CERC, 1984)，參考本所(2013)「海嘯對防波堤結構物安全評估探討調查」報告，考慮蘇澳港防波堤形式，其 K_D 取 7.5。 A_t 是 Esteban et al.(2014)根據不同防波堤形式和海嘯等級決定之設計參數，如表 6-1，表中海嘯等級是 2011 年日本東北大海嘯後，Shibayama et al. (2013)根據海嘯重現週期區分之標準，一般而言海嘯波高小於 10 公尺以下為海嘯等級 1，重現期為數十年至百年，高於 10 公尺為海嘯等級 2，重現期為數百年甚至千年，考慮海嘯波高下其 A_t 值取 0.35， W 是護塊石重量(tons)，即海嘯波波高在設計高度情況下，防波堤欲保持安定，堤前護塊石所需重量。由於(6.1)式與水深無關，以表 5-4 之設計波高計算結果如圖 6.1 和表 6-2，若海嘯波高 4 公尺條件下，則護塊石所需重量 1.83 噸；若海嘯波高 5.39 公尺條件下，則護塊石所需重量 4.48 噸；若海嘯波高 6.2 公尺條件下，則護塊石所需重量 6.82 噸，目前蘇澳港防波堤之護塊石為 10 噸之截頭協克塊，於海嘯波高 6.2 公尺，根據 Esteban et al.(2014)之海嘯波高對於護塊石的穩定度公式評估為安定。

Hitachi(1994)提出計算海嘯流速對於護塊石之穩定度公式如下：

$$W = \frac{\pi \gamma U_t^6}{48 \gamma^6 g^3 (S_r - 1)^3 (\cos \alpha - \sin \alpha)^3} \quad (6.2)$$

式中 U_t 是海嘯波之流速(m/s)， α 是斜面坡度($^\circ$)，蘇澳港之坡度為 1:2，即 26.57° ， γ 是護塊石比重量(ton/m^3)，蘇澳港護塊石比重量為 2.3， S_r 是護塊石的相對於海水之密度，蘇澳港護塊石相對於海水之相對密度為

2.23, y 是護塊石的穩定係數，根據 Kimura et al. (1996) 和 Cuypers(2004) 建議護塊石穩定係數 y 為 1.1~1.2，蘇澳港護塊石穩定係數取 1.1， W 是護塊石重量(tons)，即海嘯波波速在設計流速情境下，防波堤欲保持安定，堤前護塊石所需重量。以長波理論公式(5.1)式代入表 5-4 之海嘯波設計波高和水深取得理論流速，代入公式計算結果如圖 6.2，圖中以色標區分計算之流速。由於(6.2)式為水深之關係式，且水深越淺，所需之護塊石越重，因此以水深條件 25.5 公尺為例，計算結果如表 6-3，若海嘯波高 4 公尺條件下，流速為 2.39m/s，護塊石所需重量為 0.01 噸；若海嘯波高 5.39 公尺條件下，流速為 3.22m/s，護塊石所需重量 0.6 噸；若海嘯波高 6.2 公尺條件下，流速為 3.70m/s，護塊石所需重量 1.38 噸，目前蘇澳港防波堤之護塊石為 10 噸截頭協克塊，於海嘯波高 6.2 公尺情況下評估為安定。

綜合海嘯波之波高對於護塊石重量穩定度公式(Esteban et al, 2014) 和海嘯波之流速對於護塊石重量穩定度公式如式(Hitachi, 1994)計算結果，取護塊石重量較大者做安全性評估，根據表 6-2 和表 6-3 結果，以海嘯波之波高計算堤前護塊石重量較海嘯波之流速計算堤前護塊石重量大，故以海嘯波波高計算結果評估安全性，評估結果蘇澳港防波堤之護塊石在海嘯波高 6.2 公尺情況下可保持安定。

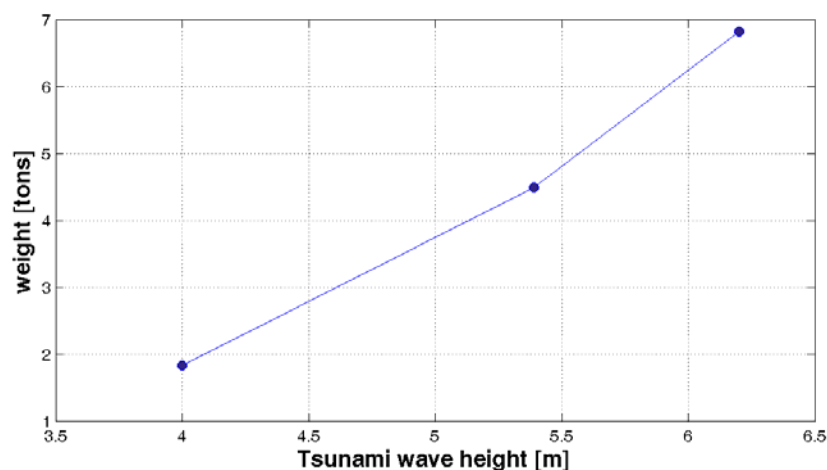


圖 6.1 不同條件下以海嘯波高計算防波堤護塊石重量

表 6-1 不同防波堤形式與海嘯等級之 A_f 值

防波堤形式	海嘯等級 1	海嘯等級 2
拋石堤	1.0	0.65
合成堤	0.35	0.15

表 6-2 海嘯波高計算防波堤護塊石重量計算結果

海嘯波高(公尺)	4.00	5.39	6.20
護塊石重量(噸)	1.83	4.48	6.82

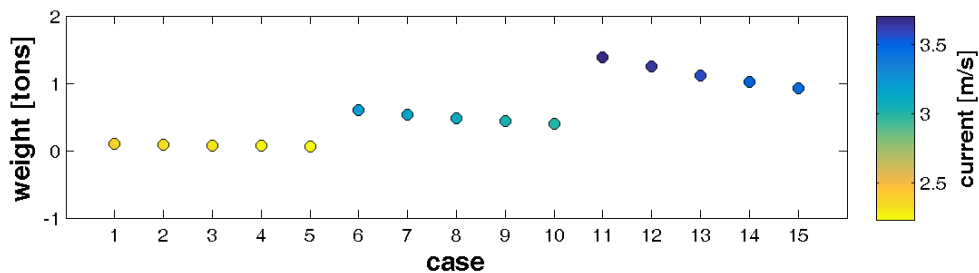


圖 6.2 不同條件下以海嘯流速計算防波堤護塊石重量

表 6-3 海嘯波流速計算防波堤護塊石重量

海嘯波高(公尺)	4.0	5.39	6.2
流速(m/s)	2.39	3.22	3.70
護塊石重量(噸)	0.01	0.60	1.38

水深：25.5 公尺

6.3 海嘯波作用力計算防波堤沉箱滑動和傾倒的安定性

參考圖 5.19 計算防波堤沉箱之滑動安全係數，公式說明如下：

$$f_s = \frac{\mu(W_c - f_3)}{f_1 - f_2} \quad (6.3)$$

式中 μ 是摩擦係數， W_c 是堤體重量， f_3 沉箱底部所受的合力，包括沉箱排開水造成的浮力和海嘯波造成的上揚力。 f_1 是防波堤沉箱堤前受力， f_2 是防波堤堤後受力， f_s 是滑動安全係數。

防波堤堤體之傾倒安全係數公式計算如下：

$$f_o = \frac{M_c - M_3}{M_1 - M_2} \quad (6.4)$$

式中 M_c 是沉箱自重產生之抗傾力矩， M_3 是 f_3 對支點 s_1 所作力矩， M_1 是 f_1 對支點 s_1 所作力矩， M_2 是 f_2 對支點 s_1 所作力矩， f_o 是傾倒安全係數。

根據表 5-4 之條件，COBRAS 模式模擬結果代入(6.3)式，比較日本 OCDI 規範海嘯波壓計算公式(參考 5.2 節)代入(5.5)式之滑動安全係數如圖 6.3，結果顯示 COBRAS 計算結果較 OCDI 計算結果偏高，且具一致性，而且於 case15 時，滑動安全係數 1.46，表示海嘯波高 6.2 公尺侵襲蘇澳港南外廓防波堤時，尚不會產生滑動破壞。

另外 COBRAS 模式模擬結果代入(6.4)式，比較日本 OCDI 規範海嘯波壓計算公式(參考 5.2 節)代入(5.6)式之傾倒安全係數如圖 6.4，結果顯示 COBRAS 計算結果較 OCDI 計算結果偏高，且具一致性，而且於 case15 時，傾倒安全係數 2.23，表示海嘯波高 6.2 公尺侵襲蘇澳港南外廓防波堤時，尚不會產生傾倒破壞。

圖 6.3 和圖 6.4 中各斷面水深的影響不大，但是同一海嘯波高條件下，水深越深則安定性越低，因此將表 5-4 各種條件計算結果以水深 29.5 公尺為代表整理於表 6-4，並比較本所(2013)「海嘯對防波堤結構物安全評估探討調查」報告計算結果，認為目前蘇澳港防波堤受波高 6.2 公尺以下之海嘯波侵襲時，尚不會有滑動和傾倒破壞。

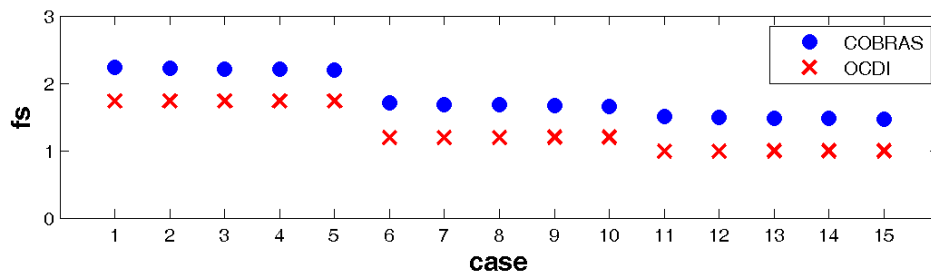


圖 6.3 不同條件下計算滑動安全係數

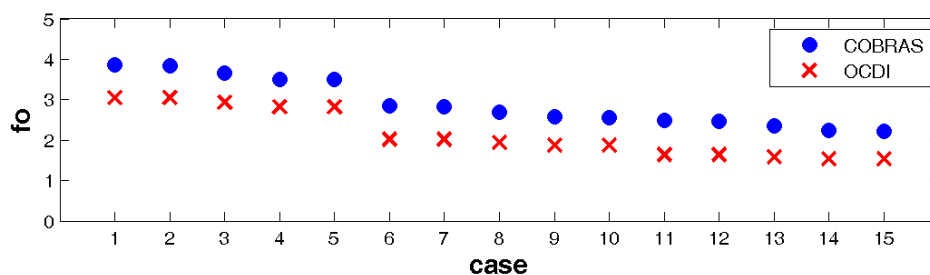


圖 6.4 不同條件下計算傾倒安全係數

表 6-4 不同條件下滑動和傾倒安全係數表

	海嘯波高(公尺)	4.0	5.39	6.2
滑動安全係數	COBRAS 模式	2.20	1.66	1.46
	OCDI 公式	1.74	1.20	1.00
傾倒安全係數	COBRAS 模式	3.50	2.57	2.23
	OCDI 公式	2.82	1.88	1.54

水深：29.5 公尺

6.4 海嘯波越波跌水沖刷計算港內側護塊石粒徑

海嘯越波後對港內側護面層產生跌水沖刷是釜石港之實際教訓，必要就其破壞可能性進行評估，參考張國棟(2015)彙整堰壩局部沖刷深度公式，修改 Schoklithsch(1932)之公式，計算海嘯越波跌水沖刷之港內側護塊石保持安定所需之粒徑大小，首先說明 Schoklithsch(1932)公式如下：

$$y_{ds} = 4.75h^{0.2}q^{0.57}D_{90}^{-0.32} - d \quad (6.5)$$

式中 q 是海嘯波單位寬流量(m^2/s)， h 是海嘯波越波時堤後水位差(公尺)， D_{90} 是 90%過篩護塊石粒徑(mm)， d 是港內側水深(公尺)， y_{ds} 是港內沖刷深度(公尺)。張國棟(2015)考慮跌水沖刷無產生沖刷落差，即 y_{ds} 設為 0，已知流量 q 、越波時堤後水位差 h 和港內側水深 d 代入(6.5)式推算 90%過篩護塊石粒徑 D_{90} (mm)。考慮蘇澳港內側水深 d 是 7.5 公尺，根據海嘯波高做為越波時堤後水位差 h ，並以 COBRAS 模式模擬越波量之最大流量代入(6.5)式計算結果如圖 6.5，圖中以色標區分計算

之流量，將結果整理於表 6-5，若海嘯波高 4 公尺條件下，依模擬之最大流量計算護塊石所需粒徑為 15mm；若海嘯波高 5.39 公尺條件下，依模擬之最大流量計算護塊石所需粒徑為 115mm；若海嘯波高 6.2 公尺條件下，依模擬之最大流量計算護塊石所需粒徑為 236mm，目前蘇澳港防波堤之港內側護塊石為 2 噸之塊石，考慮塊石比重量為 2.3，以球體公式計算蘇澳港內側護塊石之粒徑為 1180mm，因此根據張國棟(2015)之海嘯越波跌水沖刷計算港內側安定性公式，若蘇澳港發生波高 6.2 公尺之海嘯波，則港內側可保持安定。

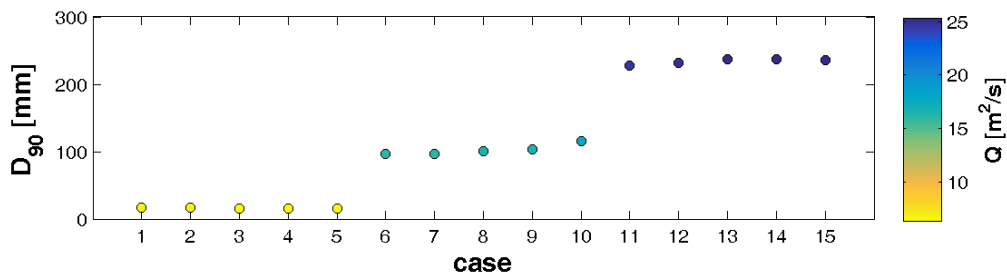


圖 6.5 不同條件下以海嘯波流速計算港內側護塊石粒徑

表 6-5 海嘯波流量計算港內側護塊石粒徑

海嘯波高(公尺)	4.00	5.39	6.20
護塊石粒徑(mm)	15	115	236

6.5 蘇澳港南外廓防波堤安全性評估

海嘯波對防波安全性評估分三部分評估，第一部分以海嘯波之波高和流速計算堤前護塊石所需重量，海嘯波高計算堤前護塊石安定性參考 Esteban et al.(2014)如式(6.1)，海嘯流速計算堤前護塊石安定性參考 Hitachi(1994)如式(6.2)，取護塊石重量較大者做安全性評估；第二部分海嘯波作用力計算防波堤沉箱滑動和傾倒的安定性，依照 COBRAS 模式受力分析結果，計算滑動安全係數如式(6.3)和傾倒安全係數如式(6.4)；最後第三部分以海嘯波越波跌水沖刷計算港內側護塊石粒徑，參考張國棟(2015)如式(6.5)。綜合以上計算與分析，針對蘇澳港南外廓防波堤進行海嘯侵襲之安全性評估。參考蘇澳港南外廓防

波堤標準斷面圖 5.5，堤前護塊石為 10 噸之截頭協克塊，港內側護塊石為 2 噸之塊石，其粒徑估算為 1180mm，提出以下安全性評估結果。

海嘯波水位抬升 4 公尺條件下，防波堤堤址破壞分析部分，沉箱滑動安全係數為 2.2，沉箱傾倒安全係數為 3.5，皆高於 1.2，評估無傾倒和滑動破壞；堤前護塊石破壞分析部分，以海嘯波之波高和流速計算堤前護塊石所需重量為 1.83 噸，考慮堤前護塊石為 10 噸之截頭協克塊，評估 4 公尺海嘯波高下為安定；港內側護塊石受海嘯波越波產升跌水冲刷破壞分析部分，以流量計算港內側護塊石保持安定所需粒徑大小為 15mm，考慮港內側塊石為 2 噸之塊石，其粒徑估算為 1180mm，評估 4 公尺海嘯波高下為安定。因此，評估蘇澳港防波堤若發生波高 4 公尺之海嘯，防波堤體不會產生滑動和傾倒破壞，且堤前護塊石和港內側塊石保持安定。

海嘯波水位抬升 5.39 公尺條件下，防波堤堤址破壞分析部分，沉箱滑動安全係數為 1.66，沉箱傾倒安全係數為 2.57，皆高於 1.2，評估無傾倒和滑動破壞；堤前護塊石破壞分析部分，以海嘯波之波高和流速計算堤前護塊石所需重量為 4.48 噸，考慮堤前護塊石為 10 噸之截頭協克塊，評估 5.39 公尺海嘯波高下為安定；港內側護塊石受海嘯波越波產升跌水冲刷破壞分析部分，以流量計算港內側護塊石保持安定所需粒徑大小為 115mm，考慮港內側塊石為 2 噸之塊石，其粒徑估算為 1180mm，評估 5.39 公尺海嘯波高下為安定。因此，評估蘇澳港防波堤若發生波高 5.39 公尺之海嘯，防波堤體不會產生滑動和傾倒破壞，且堤前護塊石和港內側塊石保持安定。

海嘯波水位抬升 6.2 公尺條件下，防波堤堤址破壞分析部分，沉箱滑動安全係數為 1.46，沉箱傾倒安全係數為 2.23，皆高於 1.2，評估無傾倒和滑動破壞；堤前護塊石破壞分析部分，以海嘯波之波高和流速計算堤前護塊石所需重量為 6.82 噸，考慮堤前護塊石為 10 噸之截頭協克塊，評估 6.2 公尺海嘯波高下為安定；港內側護塊石受海嘯波越波產升跌水冲刷破壞分析部分，以流量計算港內側護塊石保持安定所需粒徑大小為 235mm，考慮港內側塊石為 2 噸之塊石，其粒徑估算

為 1180mm，評估 6.2 公尺海嘯波高下為安定。因此，評估蘇澳港防波堤若發生波高 6.2 公尺之海嘯，防波堤體不會產生滑動和傾倒破壞，且堤前護塊石和港內側塊石保持安定。

第七章 結論與建議

近年來因全球氣候變遷，極端氣候及海嘯造成的災害頻傳，未來港灣結構物可能會遭受更極端的海氣象條件侵襲，本研究探討海嘯波對於蘇澳港之外廓防波堤之作用及其受力變化的情形。主要工作包含蒐集並分析蘇澳港港區歷史遭受之海嘯波及未來可能遭受之海嘯波特性和，應用海嘯數值模式(FUNWAVE、COMCOT)模擬港區可能遭受之海嘯波情境模擬，根據蘇澳港可能發生海嘯波波高作為COBRAS模式的輸入條件。根據吳柞任(2012)於「行政院災防應用科技方案-臺灣潛在高於預期之海嘯模擬與研究」之研究結果蘇澳港可能遭受之海嘯波高，給定3種海嘯波高情境作為計算條件(分別是4公尺、5.39公尺和6.2公尺)，並依照蘇澳港南外廓防波堤不同水深區間建置5個代表斷面進行模擬和受力分析，藉此探討防波堤之受力情形及其安全穩定。

7.1 結論

1. 考慮頻散之 FUNWAVE 模式與未考慮頻散之 COMCOT 模式，在花蓮外海海嘯源(T1)與馬尼拉海溝海嘯源(T3)海嘯兩模式模擬在第一波的差異並不明顯，亞普海溝海嘯源(T8) 海嘯兩模式模擬在波高上的差異及第一波抵達時間的差異皆較 T1 與 T3 海嘯源海嘯明顯，明顯看出受頻散的影響。
2. 海嘯模式需考量合理之準確性及計算效率，COMCOT 模式使用 NSWL 方程式故計算效率較高，結果也合理，到達時間及第一波波高也能獲得較為保守之模擬結果，以防災及預警觀點而言，COMCOT 模式是目前較佳之選擇。若於海嘯發生後，要深入評估影響海嘯之各項因子，而又能取得較高解析度之數值地形資料，則採用非靜壓之海嘯模式應較為妥切。在既有文獻顯示，亦有學者結合兩種模式之優點，以 COMCOT 模式計算海嘯於大洋之傳遞行為後，而由 FUNWAVE 取代巢狀網格進行近岸區之模擬。

3. COBRAS 模式模擬海嘯波對蘇澳港南外廓防波堤之受力分析，根據模擬結果評估港灣結構物之安全性。首先以孤立波通過斜坡式海堤之土工模型試驗驗證 COBRAS 模式計算結果，根據吳柞任(2012)於「行政院災防應用科技方案-臺灣潛在高於預期之海嘯模擬與研究」之研究結果蘇澳港可能遭受之海嘯波高，給定 3 種海嘯波高情境，作為計算條件(分別是 4 公尺、5.39 公尺和 6.2 公尺)，並依照蘇澳港南外廓防波堤不同水深區間建置 5 個代表斷面進行模擬和受力分析。接著分三部分評估海嘯波對防波堤安全性，首先，以海嘯波之波高和流速計算堤前護塊石所需重量，海嘯波高計算堤前護塊石安定性參考 Esteban et al.(2014)如式(6.1)，海嘯流速計算堤前護塊石安定性參考 Hitachi(1994)如式(6.2)，取護塊石重量較大者做安全性評估；再以海嘯波作用力計算防波堤沉箱滑動和傾倒的安定性，依照 COBRAS 模式受力分析結果，計算滑動安全係數如式(6.3)和傾倒安全係數如式(6.4)；最後，以海嘯波越波跌水沖刷計算港內側護塊石粒徑，參考張國棟(2015)如式(6.5)。
4. 以 COBRAS 模式模擬 6.2 公尺海嘯波之水位抬升下，防波堤受力及安全穩定分析，首先，評估防波堤堤體安全性，模式模擬結果計算沉箱滑動安全係數為 1.46，而沉箱傾倒安全係數為 2.23，皆高於一般工程上檢核採用安全係數 1.2，故評估無傾倒和滑動破壞；堤前護塊石破壞分析，以 Esteban et al.(2014)海嘯波之波高公式和 Hitachi(1994)海嘯波之流速公式，綜合評估堤前護塊石所需重量為 6.82 噸，考慮蘇澳港防波堤堤前護塊石為 10 噸之截頭協克塊，故評估在 6.2 公尺海嘯波下蘇澳港防波堤堤前護塊石為安定；最後，港內側護塊石受海嘯波越波產升跌水沖刷破壞分析，以 COBRAS 模式計算之越波流量代入張國棟(2015)越波跌水沖刷公式，其結果顯示港內側護塊石保持安定所需粒徑大小為 235mm，考慮港內側塊石為 2 噸之塊石，其粒徑估算為 1180mm，故評估在 6.2 公尺海嘯波下蘇澳港內側塊石為安定。因此評估蘇澳港防波堤若發生波高 6.2 公尺以下之海嘯，蘇澳港防波堤 5 種代表斷面尚不至於產生滑動和傾倒

破壞，且堤前護塊石和港內側塊石仍保持安定。

7.2 建議

1. 雖然我國海嘯發生風險相對低，若海嘯來自太平洋東岸仍舊可以抵達我國東岸，也就是說港池共振效應還是有發生之可能，建議後續可針對海嘯波之港池共振問題深入研究。
2. 本研究針對海嘯波對防波安全性評估分三部分評估，第一部分以海嘯波之波高和流速計算護塊石所需重量；第二部分海嘯波作用力計算防波堤沉箱滑動和傾倒的安定性；最後第三部分以海嘯波越波跌水沖刷計算港內側護塊石粒徑。然實際之破壞原因可能是這三部分破壞行為彼此相互影響，導致加速破壞，而不是獨立因子，建議後續研究將可破壞行為相互影響加以考慮。
3. 參考蘇澳防波堤標準斷面圖進行安全性評估，係於防波堤結構無受損的假設下進行評估，若防波堤之沉箱、拋石基座和護塊石有破損將影響其安全性，建議定期進行蘇澳港現場調查，檢查防波堤結構受損情形(包括堤體和保護工)，並針對損壞部分進行安全評估與補強維護作業。

7.3 成果效益與後續應用情形

本研究為三年期研究計畫，探討目標港區(臺中港、蘇澳港)港灣結構物受異常波浪（歷年大波、未來受氣候變遷可能發生的極端波浪及海嘯波）之作用及其受力變化之情形。

本研究於第一年完成臺中港港域波流場(NearCoM 模式)及臺中港防波堤受力分析(COBRAS 模式)的建置與驗證，NearCoM 模式以現場量測資料之潮位、水位和海流時序資料率定模式之渦動黏性係數和底床摩擦係數，COBRAS 模式以水工模型試驗之水位和波壓時序資料作驗證，並根據設計報告書之設計條件比較數值計算結果與工程上常用

之合田公式之結果，評估防波堤之安全性，以數值模式計算表現受力分析和安全性評估相關因素之動態變化情形，作為未來結構物設計規劃和安全性評估的參考資訊。

第二年完成臺中港結構物在歷史大波以及未來可能因氣候變遷而發生的極端波浪下的安全評估，針對不同氣候變遷情境下 NearCoM 模式模擬之臺中港域波流場變化情況，以 COBRAS 模式計算臺中港不同斷面之受力分析，衝擊波計算，越波計算與越波造成堤後水位變化影響之安全性評估。

本年度完成蘇澳港結構物遭受之海嘯波及未來可能遭受之海嘯波特性和蒐集與分析，利用數值模式(FUNWAVE 模式和 COMCOT 模式)計算海嘯波與港灣結構物互制作用，包含流場分佈、越波現象、波力作用及安定性分析等，並進行不同地震矩條件所產生之海嘯波之防波堤受力模擬，藉此探討防波堤之受力情形及其安全性評估。根據蘇澳港可能發生海嘯之情形，給定不同海嘯波高作為 COBRAS 模式計算條件，並依照蘇澳港南外廓防波堤不同斷面進行受力分析。接著分三部分評估海嘯波對防波堤安全性，第一部分以海嘯波之波高和流速計算堤前護塊石所需重量；第二部分海嘯波作用力計算防波堤沉箱滑動和傾倒的安定性；最後第三部分以海嘯波越波跌水沖刷計算港內側護塊石粒徑。模擬結果在最大模擬條件之海嘯波高 6.2 公尺情況下，防波堤體不會產生滑動和傾倒破壞，且堤前護塊石和港內側塊石保持安定。

期望藉由本研究的探討與分析案例之說明，能提供未來修訂基準之參考，另外，藉由本研究之分析及成果，能提供相關港灣管理、工程相關單位如交通部航港局、港務公司、工程顧問公司等及其相關從業人員了解海嘯波對港灣外廓結構物受力的影響，進而能依本研究之分析步驟與方法著手評估既有外廓構造物之安定能力。

參考文獻

1. 基隆港務局蘇澳港工程處，1974，*蘇澳港興建工程*。
2. 江新春，1976，宜蘭平原之震測，*礦業技術*，第 14 卷，第 6 期，第 215-221 頁。
3. 許明光、李起彤，1996，臺灣及其鄰近地區之海嘯，*臺灣海洋學刊*，第 35 期第 1 號，第 1-16 頁。
4. 張國棟、許明光、Philip.L.-F. Liu、S.B. Woo，1999，東台灣海嘯溢淹模擬，*第 21 屆海洋工程研討會論文集*，第 418-424 頁。
5. 邱永芳、王慶福、富田孝史，2005，海嘯發生與傳播特性之研究，*港灣報導*，72 期，第 13-22 頁。
6. 國家災害防救科技中心，2006，*95 年恆春地震初步評估報告*。
7. 陳偉嘉，2008，*孤立波碎波通過不透水斜坡式海堤之試驗研究*，國立成功大學水利及海洋工程研究所碩士論文。
8. 陳冠宇、蘇青和、陳陽益、單誠基，2009，*臺灣沿岸海嘯影響範圍與淹水潛勢分析(2/4)*，交通部運輸研究所。
9. 東北港灣における津波震災対策技術検討委員會，2011，*東北港灣における津波震災対策について*。(日文)
10. 陳冠宇、陳陽益、邱永芳、蘇青和、單誠基，2011，*臺灣沿岸海嘯影響範圍與淹水潛勢分析(4/4)*，交通部運輸研究所。
11. 陳賜賢，2011，*日本東北大地震之海嘯災害對台灣海岸工程之啟示*，水利會訊，第 14 期，第 95-101 頁。
12. 張國棟、李震宇、徐堂家、謝佳紘、李淑惠，2011，大高雄地區近岸海嘯之溢淹數值模擬，*第 33 屆海洋工程研討會論文集*，第 653-658 頁。
13. 吳祚任、馬國鳳、王仲宇，2012，*行政院災防應用科技方案-台灣潛在高於預期之海嘯模擬與研究*，行政院國家科學委員會。

14. 陳冠宇、陳陽益，2012，東北沿岸海嘯溢淹潛勢圖製作之研究，經濟部水利署。
15. 張國棟、陳照祥、邱永芳、何良勝，2015，104 年海嘯對臺北港外廓防波堤影響探討，交通部運輸研究所。
16. 林敬樺，2016，區域性海嘯溯上資料庫建置與應用，社團法人台灣災害災害管理學會電子報，第 24 期 (<http://www.dmst.org.tw/e-paper/24/>)。
17. 宇佐美龍夫，石井寿，今村隆正，武村雅之，松浦律子，2013，日本被害地震總覽 599-2012，東京大学出版会。(日文)
18. 邱永芳、何良勝、林受勳、朱志誠、郭少谷、蔡獲光、賴彥廷，2013，海嘯對防波堤結構物安全評估探討調查，交通部運輸研究所研究。
19. 許泰文，2013，強化臺灣西北及東北地區因應氣候變遷海岸災害調適能力研究計畫(2/2)，經濟部水利署。
20. 蕭士俊，2013，海嘯浪高波傳機率模型之建置研究，行政院原子能委員會。
21. 國立中山大學，2014，宜蘭海岸防護基本資料調查(2/3)，經濟部水利署第一河川局。
22. Burwell, D., Tolkova, E., Chawla, A., 2007, "Diffusion and dispersion characterization of a numerical tsunami model," *Ocean Modelling*, 19, 10-30.
23. Bagnold, R.A. 1939, "Committee on wave pressures: interim report on wave-pressure research" *Journal of the Institute Engineering*, 12, 201-226.
24. Blackmore, P.A. and Hewson, P.J., 1984, "Experiments on full-scale wave impact pressures" *Coastal Engineering*, 8, 331-346.
25. Coastal Engineering Research Center (CERC), 1984, *Shore protection manual*, U.S. Army COE, Vicksburg, MS.

26. Cuomo, G., Allsop, W., Bruce, T., Pearson, J., 2010, "Breaking wave loads at vertical seawalls and breakwaters" *Coastal Engineering*, 57, 424-439.
27. Cuyper, K., 2004, *Breakwater stability under tsunami attack for a site in Nicaragua*, master thesis, Faculty of Civil Engineering, TU Delft
28. Dean, R. G., Dalrymple, R. A., 1991, *Water Wave Mechanics for Engineers and Scientists*, World Scientific.
29. Esteban, M., Jayaratne, R., Mikami, T., Morikubo, I., Shibayama, T., M.ASCE, Thao, N. D., Ohira, K., Ohtani, A., Mizuno, Yusuke., Kinoshita, M., Matsuba, S., 2014, "Stability of breakwater armor units against tsunami attacks" *Journal of Waterway Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 140(2), 188-198.
30. FEMA P-646., 2012, *Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis* (2nd Ed.), Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 174.
31. Goda, Y., 1974, "New wave pressure formulae for composite breakwater" *Proceedings of the 14th International Conference*, Copenhagen, Denmark. ASCE, New York, 1702-1720.
32. Goda, Y., 1985, *Random Seas and Design of Maritime Structures*. University of Tokyo Press.
33. Grilli, S.T., Ioualalen, M., Asavanant, J., Shi, F., Kirby, J.T. and Watts, P. 2007. "Source constraints and model simulation of the December 26, 2004, Indian Ocean tsunami" *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 133, 414-428.
34. Han, S., Ha, T., Cho, Y. S., 2015, "Laboratory experiments on run-up and force of solitary waves" *Journal of Hydro-environment Research*, 9, 582-591.
35. Hanks, T.C. and H. Kanamori , 1979, "A moment-magnitude scale" *Journal of Geophysical Research*, 84, 2348-2350.
36. Hiroi, I., 1920, *The force and power of waves*, The Engineer 184-187 August.
37. Hitachi, S., Kawada, M., Tsuruya, H., 1994, "Experimental studies on tsunami flow and armorblock stability for the design of a tsunami

protection breakwater in Kamaischi Bay” *Coastal development institute of technology*, 1, 765-783.

38. Hsu, T. J., Sakakiyama T. and Liu, P. L.-F., 2002, “A numerical model for wave motions and turbulence flows in front of a composite breakwater”, *Coastal Engineering*, 46, 25-50.
39. Ioualalen, M., Asavanant, J., Kaewbanjak, N., Grilli, S. T., Kirby, J. T., and Watts P. 2007, “Modeling the 26 December 2004 Indian ocean tsunami: case study of impact in Thailand” , *Journal of Geophysical Research*, 112, C07024.
40. Kirby, J. T., Wei, G., Chen, Q., Kennedy, A. B. and Dalrymple, R. A., 1998, *FUNWAVE 1.0 Fully nonlinear Boussinesq wave model. Documentation and users manual*. Report CACR- 98-06, Center for Applied Coastal Research, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Delaware.
41. Kırkgöz, M. S., 1995, “Breaking wave impact on vertical and sloping structures” *Ocean Engineering*, 22, 35-48.
42. Kortenhaus, A., Oumeraci, H., Kohlhasse, S. And Klammer, P., 1994, “Wave induced up-lift loading of caisson breakwaters” *Proceedings 24th International conference on coastal engineering*, 1298-1311.
43. Kim, D.C., Kim, K.O., Pelinovsky, E., Didenkulova, I. and Choi, B.O., 2013, “Three-dimensional tsunami runup simulation for the port of Koborinai on the Sanriku coast of Japan” *Journal of Coastal Research*, 65, 266-271.
44. Kimura, K., Mizuno, Y., Tsuruya, H., and Nakagawa, Y., 1996, “Breakwater damage in Okushiri port due to the Hokkaido Nansei-Oki earthquake tsunami” *Coastal Engineering*, 4676-4688.
45. Klammer, P., Kortenhaus, A., and Oumeraci, H., 1996, “Wave impact loading of vertical face structures for dynamic stability analysis-prediction formulae” *Proceedings of 25th International conference on coastal engineering*, 2534-2547.
46. Kobayashi, N. and Wurjanto, A., 1990, “Numerical model for wave on rough permeable slopes” *Journal of Coastal Research*, 7, 149-166.

47. Lin, J. H, Chen, Y. I, Liu, C. C and Chen, G. Y. 2014, "Building a pre-calculated quick forecast system for tsunami run-up height" *Journal of Earthquake and Tsunami*, 8, 1440002-1~1440002-24.
48. Liu, Philip L.-F., Cho, Y.-S., Yoon, S. -B. & Seo, S. -N., 1994, "Numerical simulations of the 1960 Chilean tsunami propagation and inundation at Hilo, Hawaii" Recent Development in Tsunami Research, edited by El-Sabh, M. I., Kluwer Academic Publishers.
49. Liu, P. L. and Lin, P., 1997, *A Numerical Model for Breaking Waves: The Volume of Fluid Method*, Research Report No. CACR-97-02. Center for Applied Coastal Research, Department of Civil Engineering, University of Delaware, Newark.
50. Liu, P. L.-F., and Wen, J., 1997, "Nonlinear diffusive surface waves in porous media" *Journal of Fluid Mechanics*, 347,119-139.
51. Liu, Philip L.-F., Woo, S.-B., Cho, Y.-S., 1999, "Computer programs for tsunami propagation and inundation" School of Civil and Environmental Engineering Cornell University, Ithaca, NY 14853, USA.
52. Mansinha, L. and Smylie, D. E. , 1971, "The displacement fields of inclined faults" *Bulletin of the Seismological Society of America*, 61, 1433-1440.
53. Minikin, R.R., 1963, *Winds, Waves and Maritime Structures*, 2nd ed. Griffin, London.
54. Murata, S., Imamura, F., Katoh, K., Kawata, Y., Takahashi, S., Tkayama, T., 2011, *Tsunami: To Survive from Tsunami*, World Scientific, Singapore.
55. Nakamura, M., 2011, "Interplate coupling in the Ryukyu Trench : possibility of large interpolate earthquake and mega-tsunami" *The 7th Taiwan-Japan Joint seminar on Natural Hazard Mitigation in 2011-Typhoon MORAKOT & 311 Earthquake in Japan*, 19-28, Tainan, Taiwan.
56. NGDC/WDS Global Historical Tsunami Database : http://www.ngdc.noaa.gov/hazard/tsu_db.shtml

57. NOWPHAS : Nationwide Ocean Wave information network for Ports and Harbours <http://www.pari.go.jp/unit/kaisy/nowphas/>
58. Nwogu, O., 1993, "An alternative form of the Boussinesq equations for nearshore wave propagation", *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 119, 618-638.
59. OCDI, 2009, *Technical Standards and Commentaries of Port and Harbour Facilities in Japan*,
60. Okada. Y., 1985, "Surface deformation due to shear and tensile faults in a Half-Space" *Bulletin of the Seismological Society of America*, 75, 1135-1154.
61. Oumeraci, H., Kortenhaus, A., Allsop, N.W.H., De Groot, M.B., Crouch, R.S., Vrijling, J.K., Voortman, H.G., 2001. *Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwater*, Balkema, Rotterdam., 392.
62. Peregrine, D.H. 1967, "Long waves on a beach" *Journal of Fluid Mechanics.*, 27, 815-827.
63. Pophet, N., Kaewbanjak, N., Asavanant, J., Ioualalen, M. 2011, "High grid resolution and parallelized tsunami simulation with fully nonlinear Boussinesq equations" *Computers & Fluids*, 40, 258-268.
64. Sainflou, G., 1928, "Essai sur les digues maritimes verticales" *Ann. Ponts Chaussées Paris*, 98, 5-48 (in French).
65. Schoklitsch, A. ,1934, "*Geschiebetrieb und die Geschiebefracht*" *Wasserkraft & Wasserwirtsch.*, Jgg. 39, 4.(in Germany)
66. Shibayama, T., Esteban, M., Nistor, I. Takagi, H., Thao, N.D., Matsumaru, R., Mikami, T., Aranguiz, R., Jayaratne, R., Ohira, K., 2013, "*Classification of tsunami and evacuation areas*" *Natural Hazards*, 67, 365-386.
67. Shuto, N., 1991, "*Numerical simulation of tsunamis-Its present and near future*" *Tsunami Hazard*, Kluwer academic, Boston
68. Sollitt, C. K. and Cross, R. H., 1972, "Wave transmission through permeable Breakwaters", *Proceedings of 13th International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, New York, 1827-1846.

69. Son, P., Lynett, P., Kim, D.H., 2011, "Nested and multi-physics modeling of tsunami evolution from generation to inundation" *Ocean Modelling*, 38, 96-113.
70. Spydell, M. S., Feddersen, F., Olabarrieta, M., and Chen, J. L., 2015, "Observed and modeled drifters at a tidal inlet", *Journal of Geophysical Research: Oceans*, DOI 10.1002/2014JC010541.
71. Stevenson, T., 1874, *The design and construction of harbors*, 2nd edition. Black, London.
72. Sulisz, W., 1985, "Wave reflection and transmission at permeable breakwaters of arbitrary cross-section" *Coastal Engineering*, 9, 371-386.
73. Takahashi, S., Tanimoto, K., Shimosako, K., 1993, Experimental study of impulsive pressures on composite breakwaters fundamental feature of impulsive pressure and the impulsive pressure coefficient. *Report of Port and Harbour Research Institute* 31 (5), 33-72 (in Japanese).
74. Tanimoto, K. 1983, "On the hydraulic aspects of tsunami breakwaters in Japan" *Tsunamis Their Science and Engineering*, Terra Scientific Publishing Company, Tokyo, pp. 423-435.
75. Thorpe, S. E., Heywood, K. J., Stevens, D. P., and Brandon, M. A., 2004, "Tracking passive drifter in a high resolution ocean model: implications for interannual variability of larval krill transport to South Georgia", *Deep-Sea Research I*, 51, 909-920.
76. Vidal, C., Losada, M. A., Medina, R. and Rubio, J., 1988, "Solitary wave transmission through porous breakwaters" *Proceedings of 21th International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, New York, 1073-1083.
77. Wells, D.L. and Coppersmith, K. J., 1994, "New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement" *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.44, No.4, pp.974-1002.

78. Wei, G., Kirby, J.T., Grilli, S.T., Subramanya, R., 1995, "A fully nonlinear Boussinesq model for surface waves: Part I. Highly nonlinear unsteady waves" *Journal of Fluid Mechanics* 294, 7192.
79. Wei, Y., Chamberlin, C., Titov, V.V., Tang, L. and Bernard, E.N., 2012, "Modeling of the 2011 Japan Tsunami: Lessons for Near-Field Forecast" *Pure Applied Geophysics.*, 170, 1309-1331.
80. Yoon, S.B., 2002, "Propagation of distant tsunamis over slowly varying topography" *Journal of Geophysical Research*, 107, 3140.
81. Yeh, H., Sato, S. and Tajima, Y., 2013, "The 11 March 2011 East Japan earthquake and tsunami: tsunami effects on coastal infrastructure and buildings" *Pure Applied Geophysics*, 170, 1019-1031.
82. Yeh, H., Barbosa A. R., Ko H. and Cawley J., 2014, "Tsunami loadings on structures review and analysis" *Proceedings of 34th Conference on Coastal Engineering*, Seoul, Korea.
83. Yen, Y.T., Ma, K.F., 2011, "Source- scaling relationship for M 4.6-8.9 earthquakes, specifically for earthquakes in the collision zone of Taiwan" *Bulletin of the Seismological Society of America*, 101, 464-481.

附錄一

模式介紹

1.1 波場與結構物作用之數值模式-COBRAS

由 NearCoM 模式模擬出臺中港週邊波、流場後，再依其結果，選定具代表性的防波堤斷面進行結構物與波浪作用的數值模擬，計算結構物受波浪交互作用影響下水位的變化，結構物受波浪作用的壓力，本研究預計使用 COBRAS (Cornell Breaking wave And Structure) 模式。此數值模式原為美國 Los Alamos 國家實驗用以計算二維不可壓縮的流體之數值模式「RIPPLE」(Kothe et al., 1991)，由 Liu and Lin (1997) 將其修改以計算碎波相關問題，後來作波浪與孔隙介質交互作用問題 (Liu et al., 1999) 和計算波浪與近岸複合結構物交互作用問題 (Hsu et al., 2002)。此數值模型以 Fortran 程式語言撰寫，應用有限差分法 (Finite Difference Method) 計算二維 Reynolds Averaged Stokes (RANS) 方程式，結合非線性 $k-\varepsilon$ 紊流模式用以求解流場中的紊流動能 k 與紊流消散率 ε ，並利用流體體積法 (Volume of Fluid, VOF) 描述自由液面，可計算壓力，水位變化，水平和垂直方向的流速和越波量等資訊。

1.1.1 控制方程式

假設流體為不可壓縮且黏性流動之牛頓流體，為了描述其流場的變動，可使用二維卡氏座標系統的質量守恆與動量守恆方程式。分別表示如下：

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad (1.1.1)$$

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + g_i + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_{ij}}{\partial x_j} \quad (1.1.2)$$

式(1.1.1)、(1.1.2)為 Navier-Stokes 方程式(NSE)。其中 $i, j=1, 2$ 分別表示為二維水平方向與垂直方向。 u_i 與 g_i 表示為 i 方向上的速度分量與重力加速度分量。 ρ 、 p 、 t 分別表示為密度、壓力、時間。 τ_{ij} 為牛頓流體假設下的分子剪應力張量可表示為：

$$\tau_{ij} = 2\mu\sigma_{ij} \quad (1.1.3)$$

上式(1.1.3)中 μ 表示為動力黏滯系數以及 σ_{ij} 為剪應變率張量可以進一步表示如下：

$$\sigma_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (1.1.4)$$

由於現今的計算機的能力有限的情況下，直接求解 NSE(DNS)模擬紊流流況下會消耗大量的運算容量與時間。因此直接求解 NSE 只能應用於低雷諾數的流況下。利用 NSE 取時間平均的方法為文獻上常採用的方法，這種對時間取平均的方法稱為雷諾分離法(Reynolds decomposition)，其方法為將瞬時速度與瞬時壓力已時間平均量與瞬時擾動量表示之：

$$u_i = \langle u_i \rangle + u'_i \quad (1.1.5)$$

$$p_i = \langle p_i \rangle + p'_i \quad (1.1.6)$$

上兩式(1.1.5)、(1.1.6)中「 $\langle \rangle$ 」表示對物理量取時間平均，上標「 $'$ 」表示為物理量的瞬時擾動量。若瞬時擾動物理量為隨機且滿足高斯常態分佈則可以將瞬時擾動表示如下：

$$\langle u'_i \rangle = \langle p'_i \rangle \quad (1.1.7)$$

將上面兩式(1.1.5)、(1.1.6)代入式(1.1.1)、(1.1.2)中，並取時間平均，可以得到時間平均條件下的流場控制方程式：

$$\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_i} = 0 \quad (1.1.8)$$

$$\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial t} + \langle u_j \rangle \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \langle p \rangle}{\partial x_i} + g_i + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \langle \tau_{ij} \rangle}{\partial x_i} - \frac{\partial \langle u'_i u'_j \rangle}{\partial x_j} \quad (1.1.9)$$

可將上式(1.1.9)同乘以 ρ 改寫如下：

$$\frac{\partial \rho \langle u_i \rangle}{\partial t} + \langle u_j \rangle \frac{\partial \rho \langle u_i \rangle}{\partial x_j} = -\frac{\partial \langle p \rangle}{\partial x_i} + \rho g_i + \frac{\partial \langle \tau_{ij} \rangle}{\partial x_i} - \frac{\partial \rho \langle u'_i u'_j \rangle}{\partial x_j} \quad (1.1.10)$$

而式(1.1.8)與式(1.1.9)或(1.1.10)即為 RANS 方程式。其中式(1.1.10)中 $-\rho \langle u'_i u'_j \rangle$ 項為雷諾應力項(Reynolds stress)的張量式，其物理意義為受到對流作用的影響下而產生的動量交換量，用以表示紊流的影響。

1.1.2 k-ε 紊流閉合模式

由控制方程式中式(1.1.1)·(1.1.2)的 NSE 比較取時間平均之式(1.1.8)與式(1.1.10)的 RANS 方程式，增加了雷諾應力項 $-\rho \langle u'_i u'_j \rangle$ ，由於雷諾應力項的增加使得 RANS 方程式中帶求解的變數多於方程式的數目，即為超靜定系統。導致 RANS 方程式無法閉合求解。因此為了求解則需要額外加入本構方程式(constitutive equation)來解決問題，此種求解方式稱為模式化。

為了解決超靜定系統的問題，本研究加入 k-ε 紊流閉合模式求解 RANS 方程式中的雷諾應力項。k-ε 紊流閉合模式原理式應用紊流動能 k (turbulence kinetic energy)和紊流消散率 ε (turbulence dissipation)來建立本構方程式以解決超靜定系統的問題。

一開始假設為線性及等向性(isotropic)之渦流動滯度(eddy viscosity)的閉合模式可將式(1.1.10)中的雷諾應力張量(Reynolds stress)表示如下：

$$\langle u'_i u'_j \rangle = -2\nu_t \langle \sigma_{ij} \rangle + \frac{2}{3} \kappa \sigma_{ij} \quad (1.1.11)$$

上式(1.1.11)中 σ_{ij} 為 Kronecker delta 函數，而 ν_t 為渦動滯度可以表示如下：

$$\nu_t = C_d \frac{\kappa^2}{\varepsilon} \quad (1.1.12)$$

上式(1.1.12)中的 C_d 為經驗參數，根據 Rodi (1980) 建議 $C_d = 0.09$ ，而上式(1.1.12)中紊流動能 k 與紊流消散率 ε 可定義如下：

$$k = \frac{1}{2} \langle u'_i u'_j \rangle \quad (1.1.13)$$

$$\varepsilon = \nu \left\langle \left(\frac{\partial u'_i}{x_j} \right)^2 \right\rangle \quad (1.1.14)$$

式 (1.1.14) 中 $\nu = \frac{\mu}{\rho}$ 為分子運動黏滯係數 (molecular kinematic viscosity)。

Shih et al. (1996) 提出以時間平均流速的剪應變率 (strain rate) 參數化雷諾應力張量，而這些參數是由潛堤附近紊流之研究所校驗制定的。本研究之模式就是採用 Shih et al. (1996) 所提出的閉合模式，表示如下：

$$\begin{aligned} \rho \langle u'_i u'_j \rangle = & -C_d \rho \frac{k^2}{\varepsilon} \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_i} \right) + \frac{2}{3} \rho k \sigma_{ij} \\ & - \rho \frac{k^3}{\varepsilon^2} \left[\begin{aligned} & C_1 \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_l} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_l} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_i} - \frac{2}{3} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_k} \frac{\partial \langle u_k \rangle}{\partial x_l} \delta_{ij} \right) \\ & + C_2 \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_k} \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_k} - \frac{1}{3} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_k} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_k} \sigma_{ij} \right) \\ & + C_3 \left(\frac{\partial \langle u_k \rangle}{\partial x_i} \frac{\partial \langle u_k \rangle}{\partial x_j} - \frac{1}{3} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_k} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_k} \sigma_{ij} \right) \end{aligned} \right] \quad (1.1.15) \end{aligned}$$

上式 (1.1.15) 中 C_1 、 C_2 、 C_3 、 C_d 是經驗參數，其中 C_1 、 C_2 、 C_3 可由在 Couette shear flow 實驗中所量測而得的，根據 Lin and Liu (1998) 三個參數分別為 $C_1 = 0.0054$ 、 $C_2 = -0.0171$ 、 $C_3 = 0.0027$ 。當 $C_1 = C_2 = C_3 = 0$ 時，則上式 (1.1.15) 可還原成線性且等向性之模型如式 (1.1.12)，Rodi (1980) 建議 $C_d = 0.09$ 。

然而引用以上常數經驗參數，在一些較極端的條件下，這經驗參數的適用範圍將受到限制，例如 $(k/\varepsilon) \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_i} \right) \rightarrow \infty$ 時，依照式 (1.1.15) 和 $C_d = 0.09$ 的條件下紊流動能 i 方向之 $\langle u'_i u'_i \rangle$ 可能為負值，為了滿足物理上

無負值紊流動能的限制，應用上 Shih et al. (1996) 給定 C_d 為 $(k/\varepsilon)\left(\frac{\partial\langle u_i \rangle}{\partial x_i}\right)$ 的反函數，Lin and Liu(1998) 同樣將 C_1 、 C_2 、 C_3 給定為 $(k/\varepsilon)\left(\frac{\partial\langle u_i \rangle}{\partial x_j}\right)^2$ 的反函數，提出參數數值修正如下：

$$\begin{aligned} C_d &= \frac{2}{3} \left(\frac{1}{7.4 + S_{\max}} \right), \quad C_1 = \frac{1}{185.2 + D_{\max}^2} \\ C_2 &= \frac{1}{58.5 + D_{\max}^2}, \quad C_3 = \frac{1}{370.4 + D_{\max}^2} \end{aligned} \quad (1.1.16)$$

上式參數之修正，能確保紊流場中的紊流速度不被忽略且滿足雷諾應力項。上式(1.1.16)中的 $S_{\max}$ 與 $D_{\max}$ 分別表示如下：

$$S_{\max} = \frac{k}{\varepsilon} \max \left[\left| \frac{\partial u_i}{\partial x_i} \right| \right] = 0 \quad (1.1.17)$$

$$D_{\max} = \frac{k}{\varepsilon} \max \left[\left| \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right| \right] = 0 \quad (1.1.18)$$

上兩式(1.1.17)、(1.1.18) $S_{\max}$ 與 $D_{\max}$ 若趨近於零時，則經驗參數便可以還原為前面所敘述 $C_d = 0.09$ 、 $C_1 = 0.0054$ 、 $C_2 = -0.0171$ 、 $C_3 = 0.0027$ 之經驗參數。

紊流動能 k 與紊流消散率 ε 的控制方程式可以直接由 Navier-Stokes 方程式推導得到，其中雷諾應力僅在紊流動能 k 方程式的紊流動能生成項，根據 Rodi(1980)，紊流動能 k 與紊流消散率 ε 之控制方程式如下：

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \langle u_j \rangle \frac{\partial k}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\frac{\nu_t}{\sigma_k} + \nu \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] - \langle u'_i u'_j \rangle \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} - \varepsilon \quad (1.1.19)$$

$$\begin{aligned}
\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \langle u_j \rangle \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} = & \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \left[\left(\frac{v_t}{\sigma_\varepsilon} + \nu \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right] \\
& - C_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} v_t \left[\left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_i} \right) \right] \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} \\
& - C_{2\varepsilon} \frac{\varepsilon^2}{k}
\end{aligned} \tag{1.1.20}$$

式(1.1.19)與式(1.1.20)中 σ_k 、 σ_ε 、 $C_{1\varepsilon}$ 、 $C_{2\varepsilon}$ 為實驗校驗所得到的經驗參數。由 Rodi (1980)建議四個經驗參數分別為 $\sigma_k=1.0$ 、 $\sigma_\varepsilon=1.3$ 、 $C_{1\varepsilon}=1.44$ 、 $C_{2\varepsilon}=1.92$

由紊流動能 k 控制方程中，可以發現雷諾應力張量只以紊流生成項 $-\langle u'_i u'_j \rangle \frac{\partial \langle u'_i \rangle}{\partial x_j}$ 的形式出現。而紊流動能 k 的控制方程(1.1.19)中各項物理意義表示如下：

$$\text{紊流動能對流項: } \langle u_j \rangle \frac{\partial k}{\partial x_j}$$

$$\text{紊流動能擴散項: } \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\frac{v_t}{\sigma_k} + \nu \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right]$$

$$\text{紊流動能生成項: } -\langle u'_i u'_j \rangle \frac{\partial \langle u'_i \rangle}{\partial x_j}$$

$$\text{紊流動能消散項: } -\varepsilon$$

紊流消散 ε 控制方程(1.1.20)中各項物理意義表示如下：

$$\text{紊流消散率影響之擴散項: } \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\frac{v_t}{\sigma_\varepsilon} + \nu \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right]$$

$$\text{紊流消散率影響之生成項: } -C_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} v_t \left[\left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_i} \right) \right] \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j}$$

紊流消散率影響之消散項： $-C_{2\varepsilon} \frac{\varepsilon^2}{k}$

1.1.3 透水性區域之控制流體方程式

將孔隙流體之對流慣性力項及黏滯力項加入Solitt and Cross (1972) 所推導出的孔隙介質流體運動方程式如式(1.1.21)、(1.1.22)：

$$\frac{\partial U_i}{\partial x_i} = 0 \quad (1.1.21)$$

$$\frac{1+C_A}{n} \frac{\partial U_i}{\partial t} + \frac{U_j}{n^2} \frac{\partial U_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x_i} + \frac{\nu}{n} \frac{\partial^2 U_i}{\partial x_j^2} + \frac{1}{n^2 \rho} \frac{\partial R_{ij}}{\partial x_j} \quad (1.1.22)$$

其中 U 為流速， n 為孔隙率， C_A 是附加質量係數，Van Gent (1995)提出以下形式(1.1.23)：

$$C_A = \gamma_p \frac{1-n}{n} \quad (1.1.23)$$

其中 $\gamma_p=0.34$ ，當 $n=1$ 時，就回復為RANS的控制方程式。式(1.1.22)右邊第三項可表示如下(2.3.4)：

$$\frac{1}{n^2 \rho} \frac{\partial R_{ij}}{\partial x_j} = -a_p U_i - b_p \sqrt{U_j U_j} U_i \quad (1.1.24)$$

式(1.1.24)右邊第一項代表摩擦項，由黏滯力所造成；右邊第二項，是由於紊流效應所造成。當在低雷諾數時，由第一項所主導、高雷諾數時則由第二項所主導。

Liu et al. (1999) 採用Van Gent (1995)的經驗式處理 a_p 和 b_p 如下(1.1.25)、(1.1.25)：

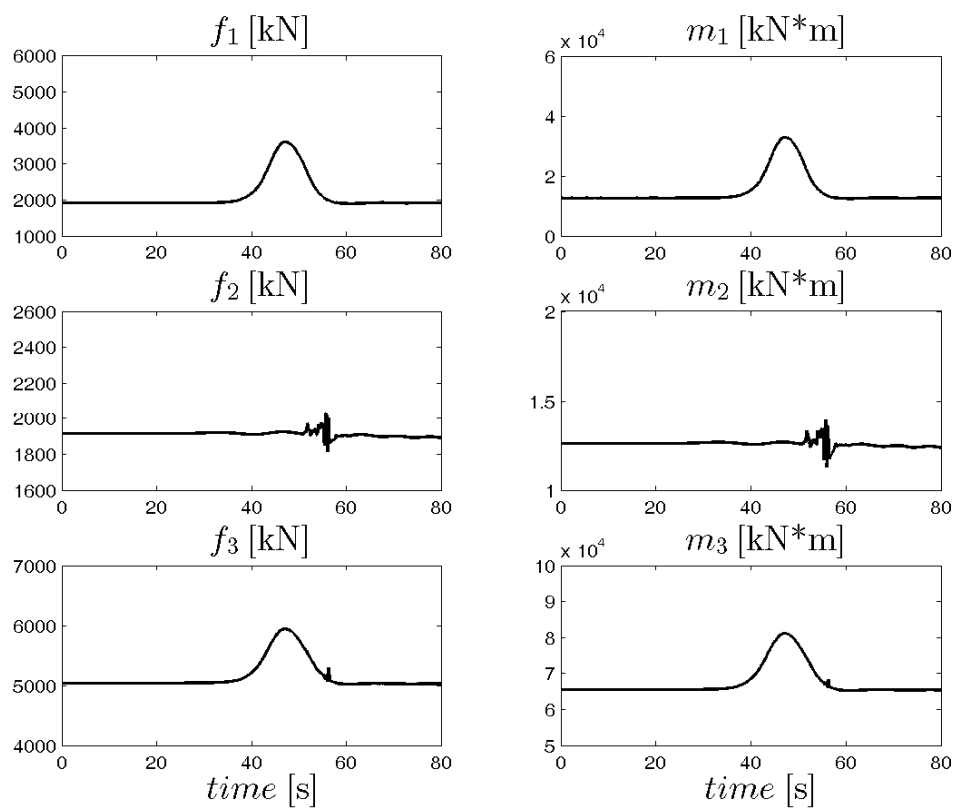
$$a_p = a \frac{(1-n)^2}{n^3} \frac{\nu}{D_{50}^2} \quad (1.1.25)$$

$$b_p = \beta_p \left(1 + \frac{7.5}{KC} \right) \frac{(1-n)}{n^3} \frac{1}{D_{50}} \quad (1.1.26)$$

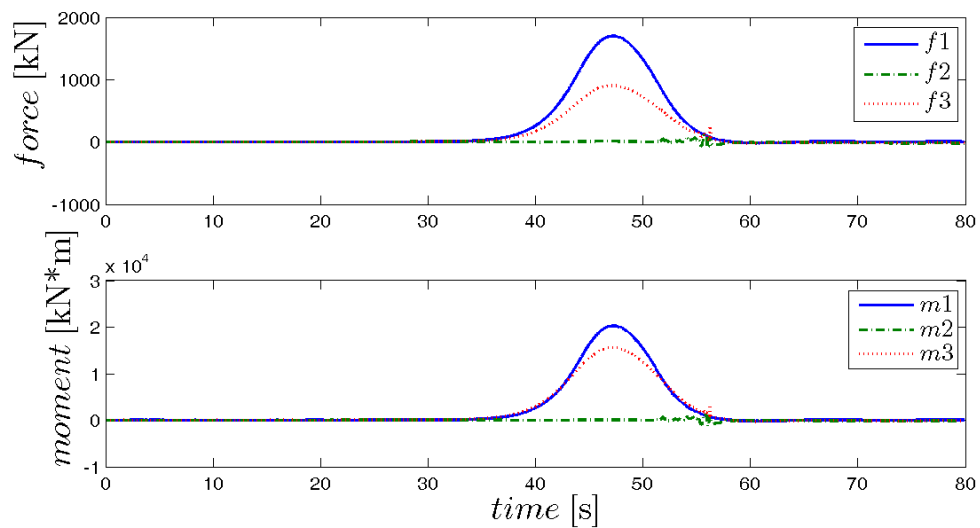
式中 $\alpha=1000$ 和 $\beta_p=1.1$ ， KC 為Keulegan-Carpenter數，代表流體質點運動特徵長度和透水性材質孔隙大小之比值， D_{50} 為透水性區域的中值粒徑。因此模式中給定透水性結構物的孔隙率 n 和中值粒徑 D_{50} ，便可以依照其孔隙流體之特性模擬孔隙流體的情形。

附錄二

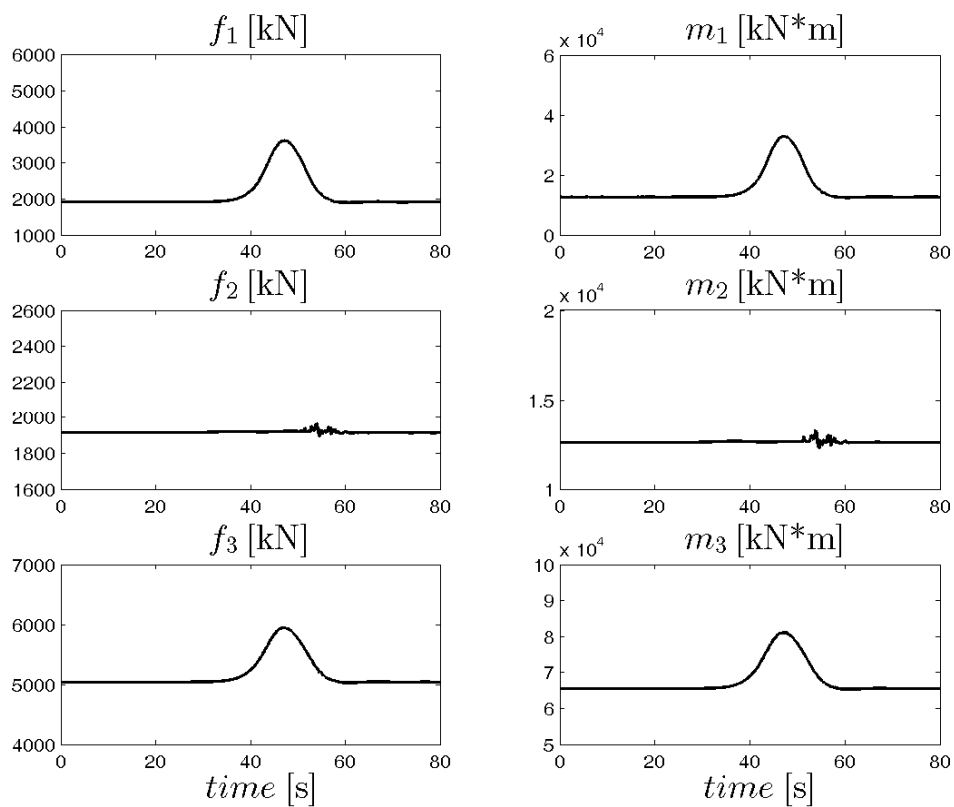
各種條件下之防波堤受力分析圖



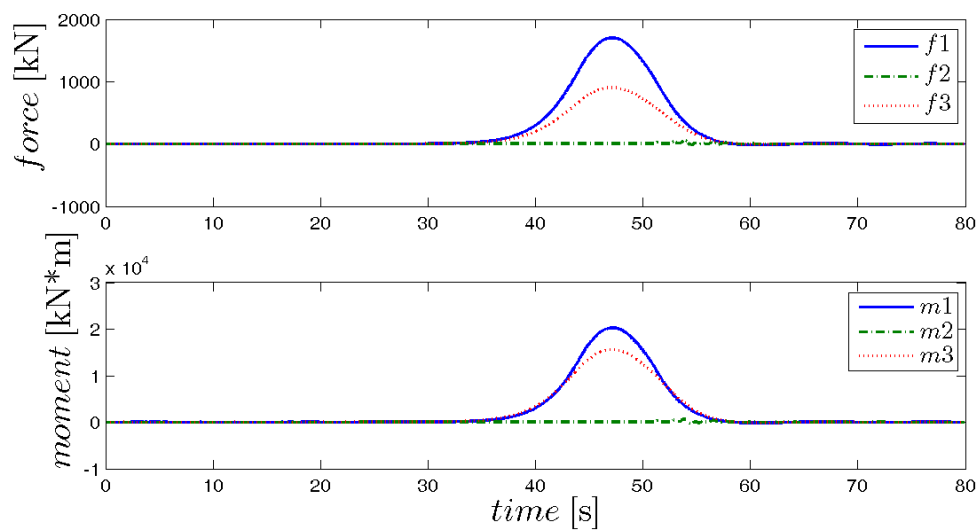
附圖 2.1 防波堤受力分析圖(case 1)



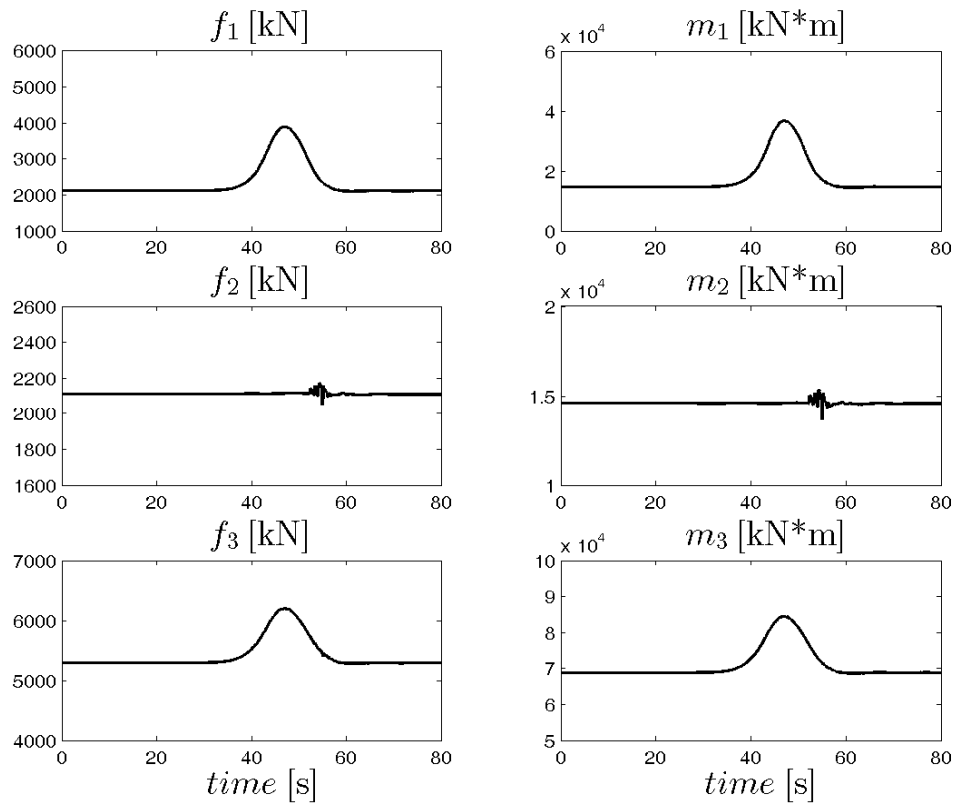
附圖 2.2 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 1)



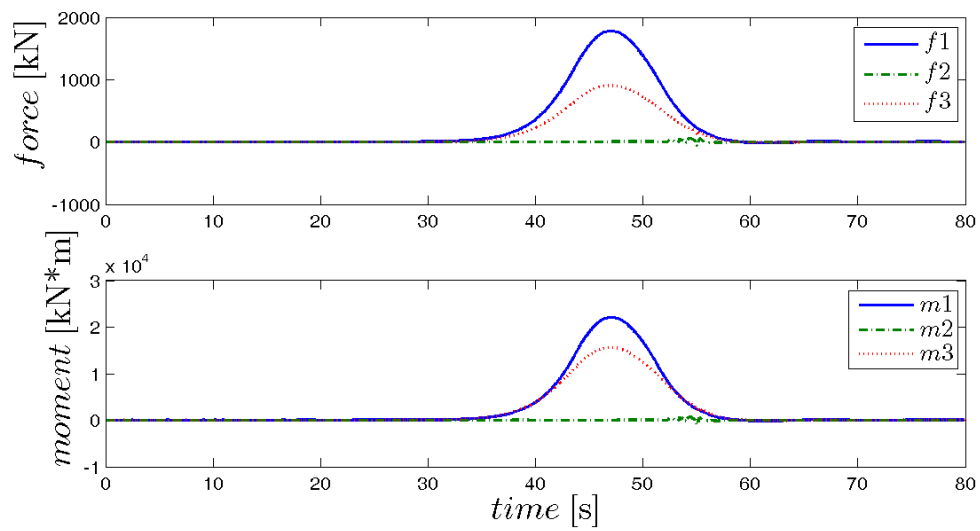
附圖 2.3 防波堤受力分析圖(case 2)



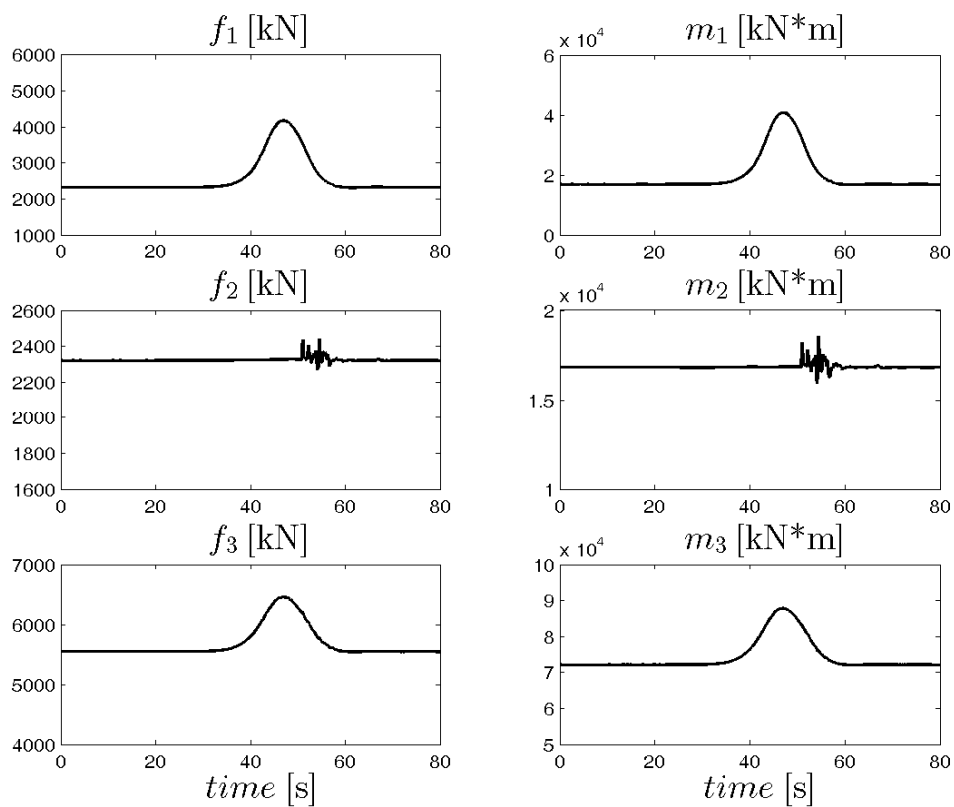
附圖 2.4 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 2)



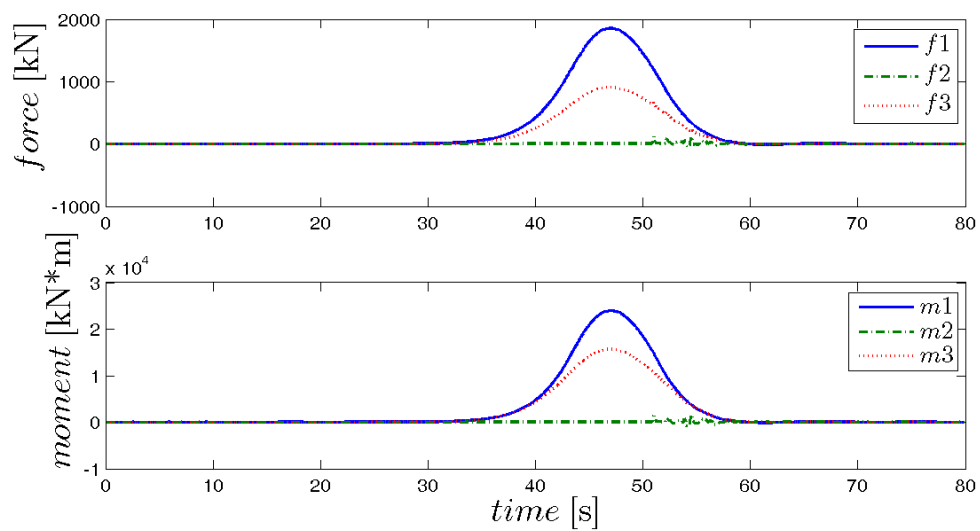
附圖 2.5 防波堤受力分析圖(case 3)



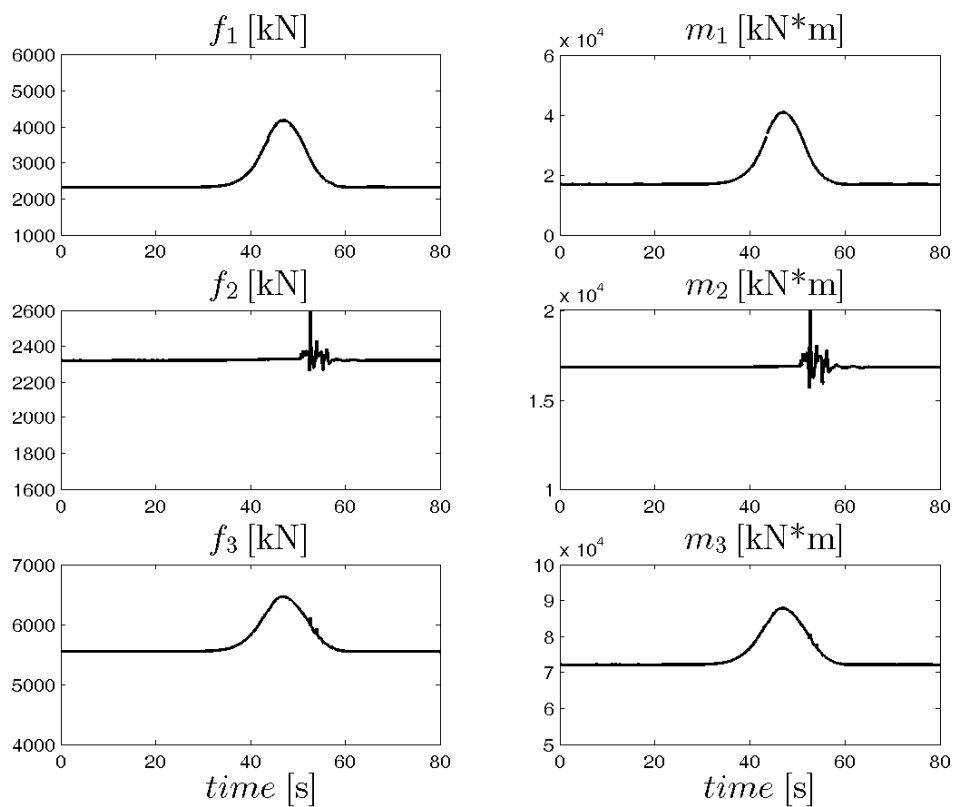
附圖 2.6 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 3)



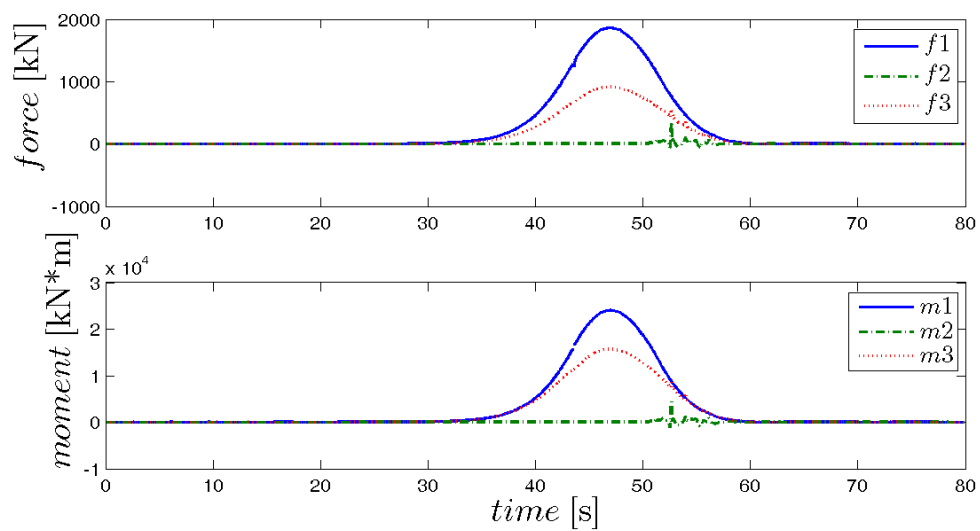
附圖 2.7 防波堤受力分析圖(case 4)



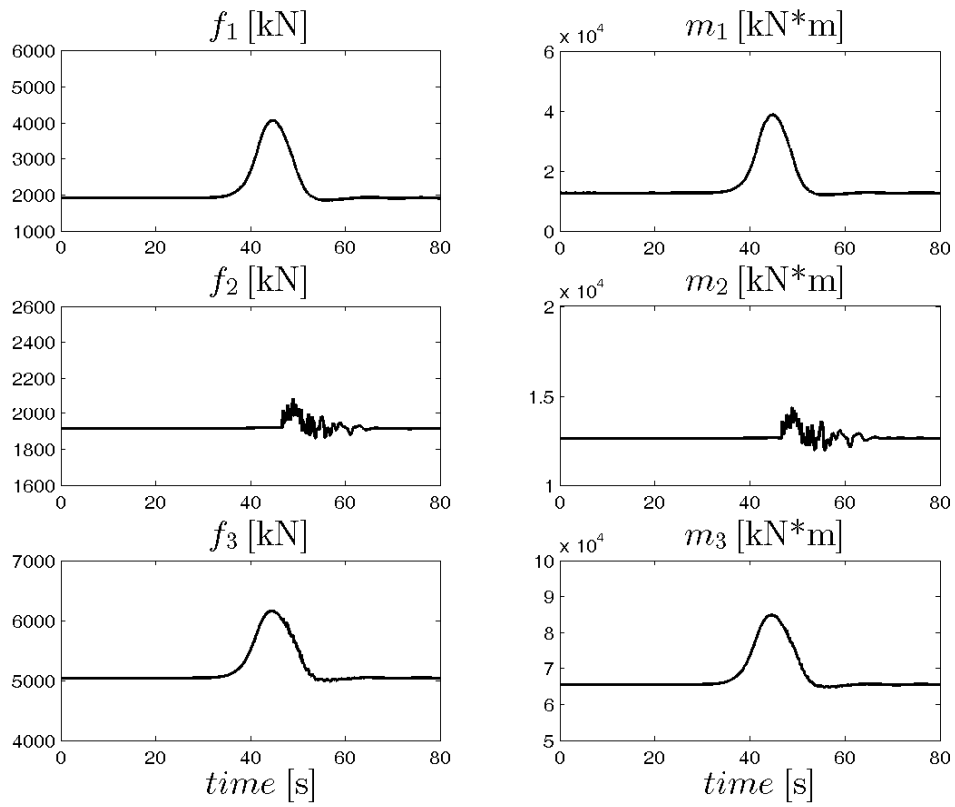
附圖 2.8 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 4)



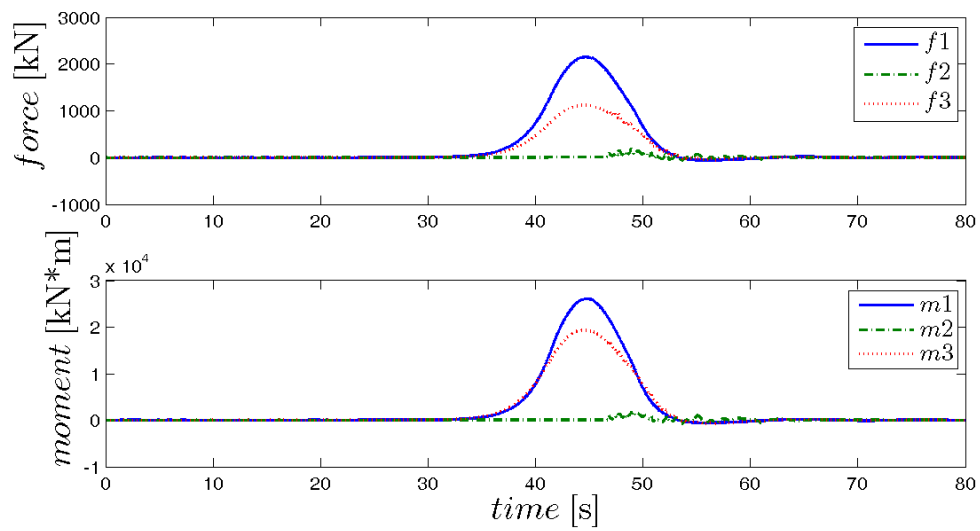
附圖 2.9 防波堤受力分析圖(case 5)



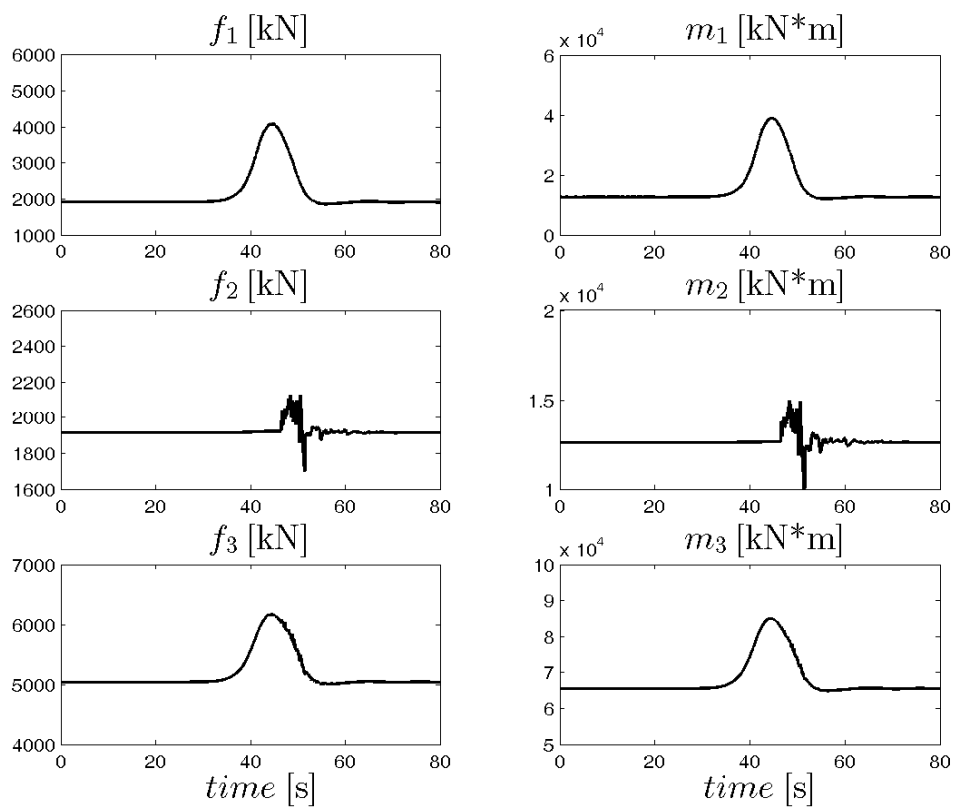
附圖 2.10 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 5)



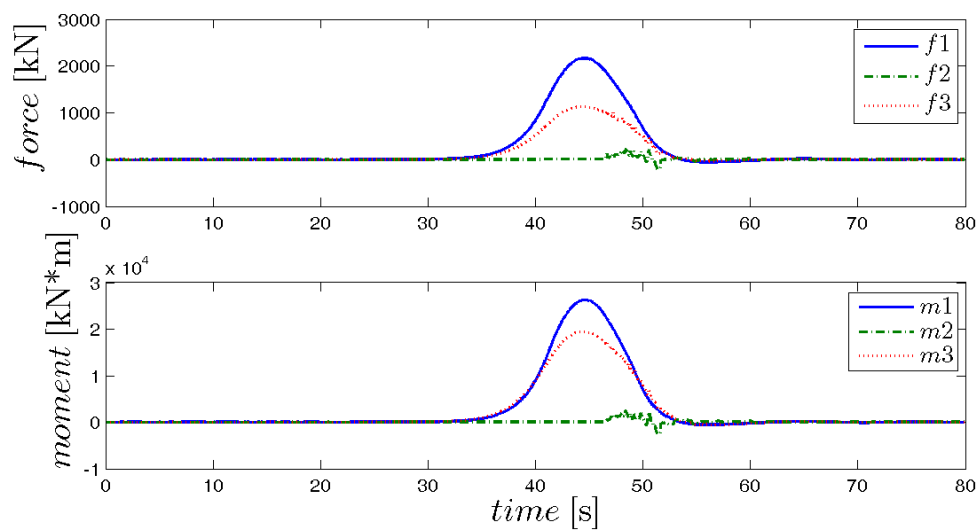
附圖 2.11 防波堤受力分析圖(case 6)



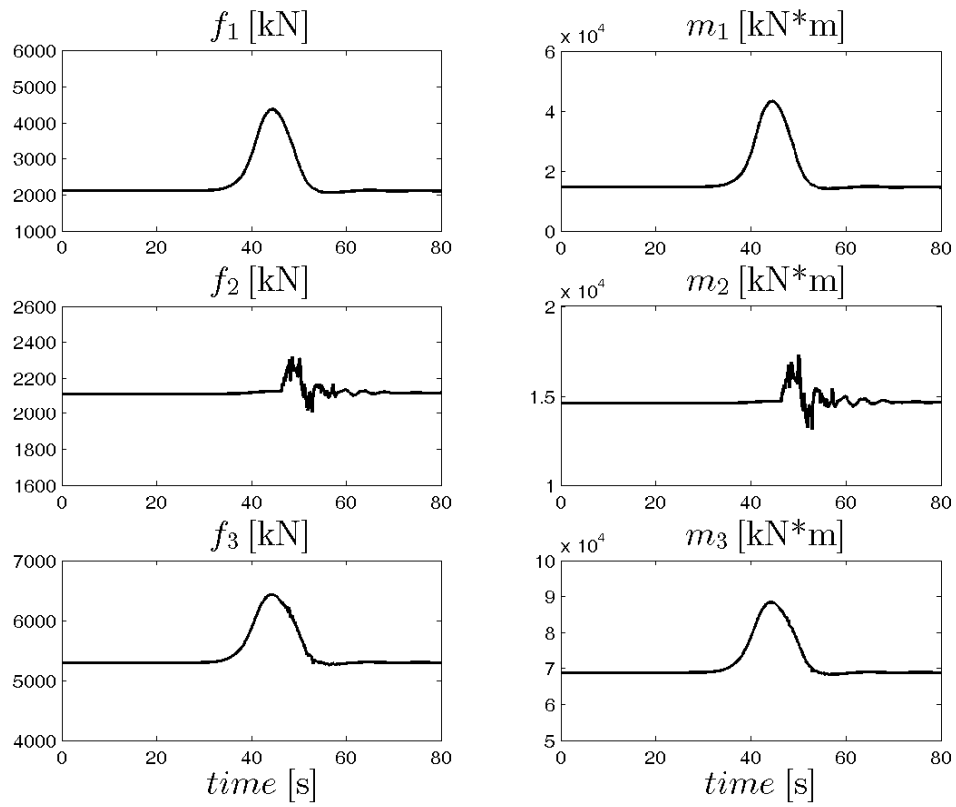
附圖 2.12 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 6)



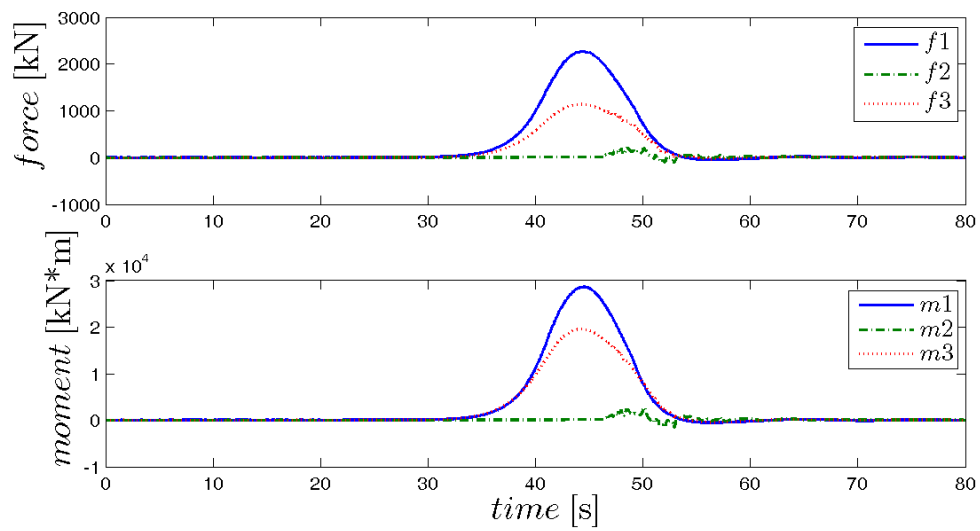
附圖 2.13 防波堤受力分析圖(case 7)



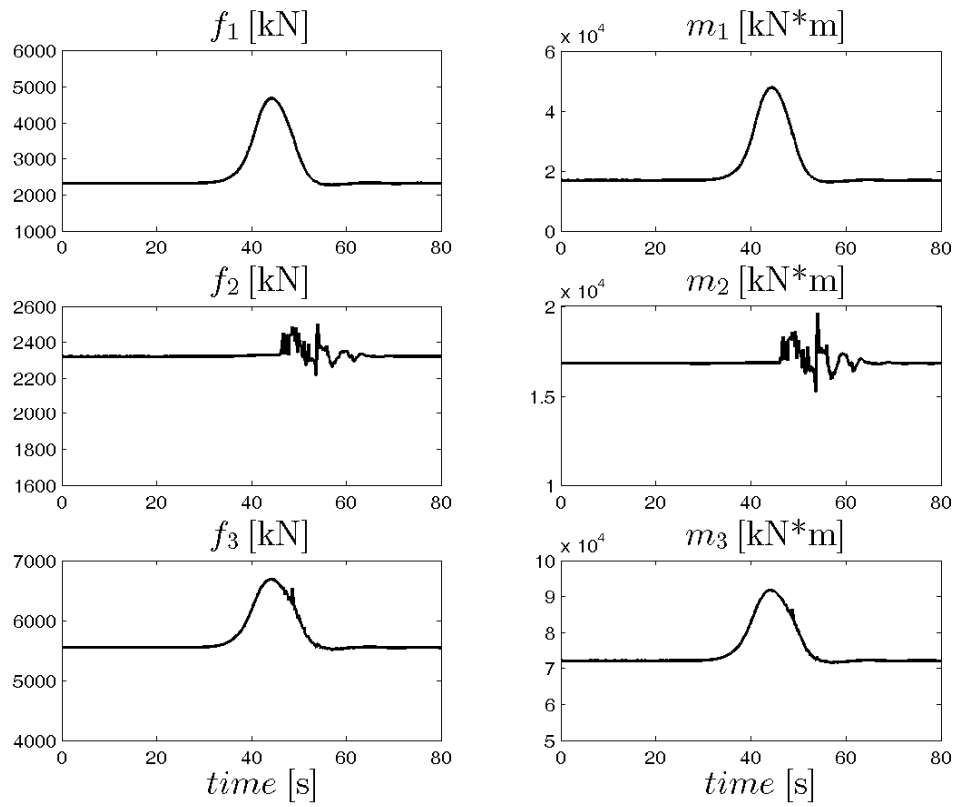
附圖 2.14 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 7)



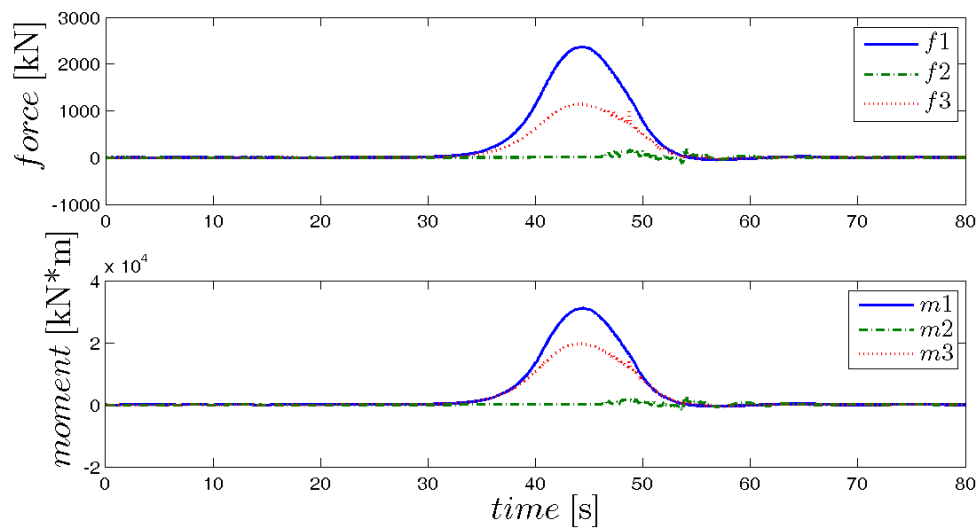
附圖 2.15 防波堤受力分析圖(case 8)



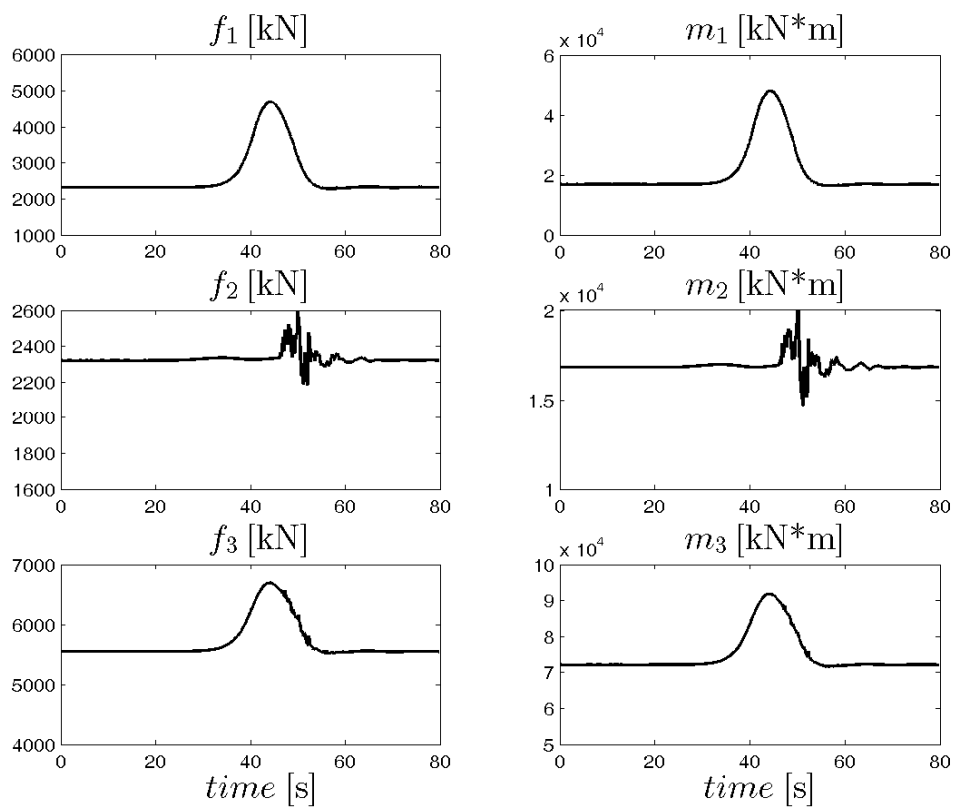
附圖 2.16 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 8)



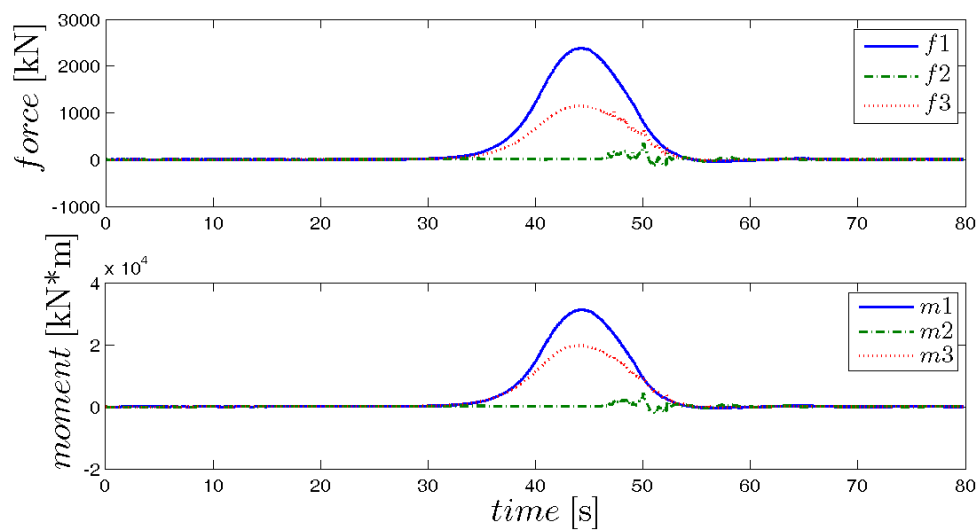
附圖 2.17 防波堤受力分析圖(case 9)



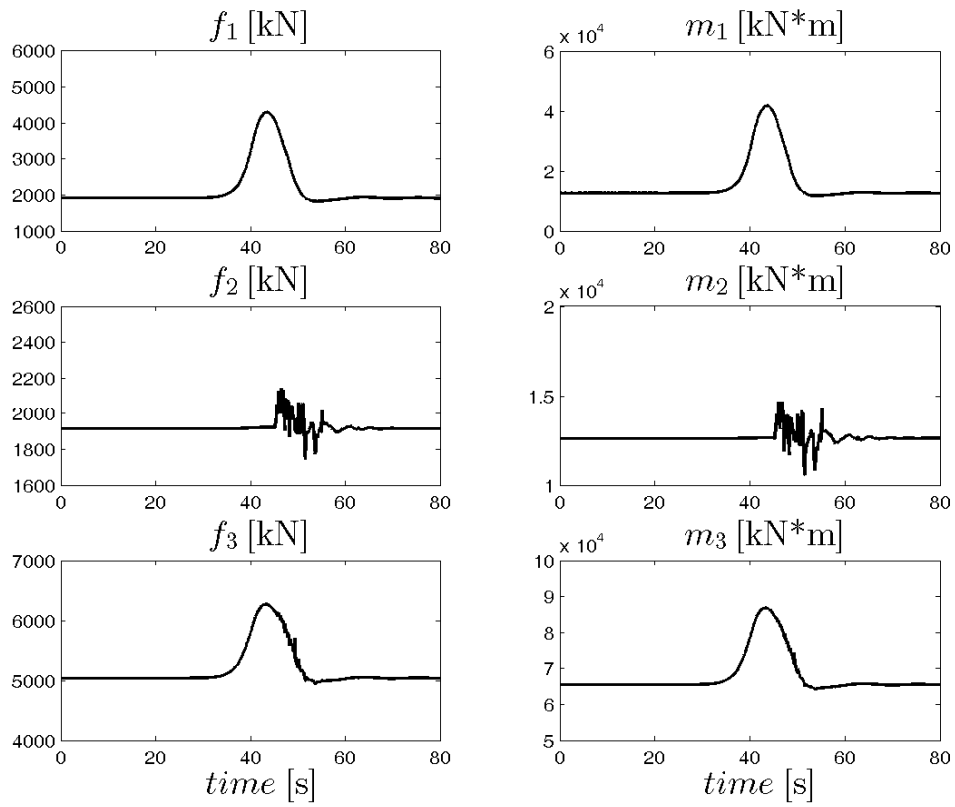
附圖 2.18 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 9)



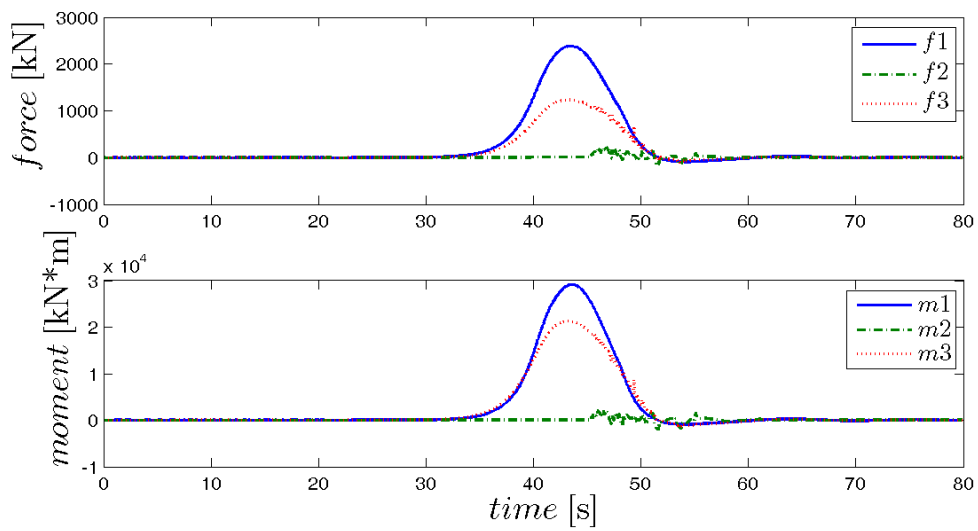
附圖 2.19 防波堤受力分析圖(case 10)



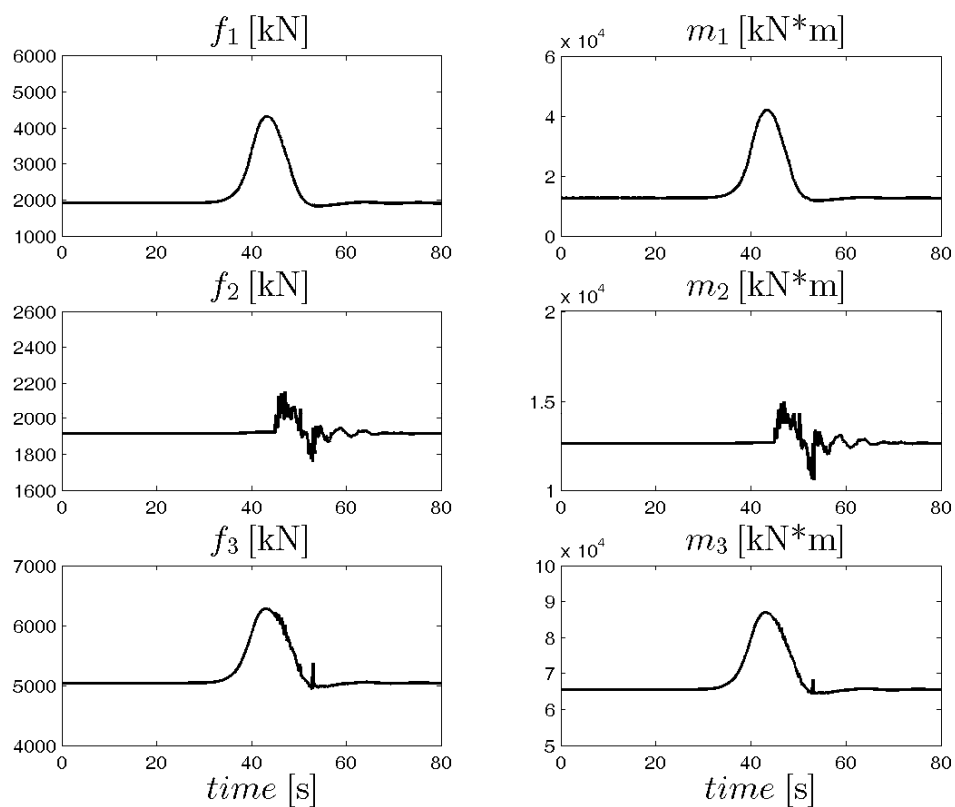
附圖 2.20 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 10)



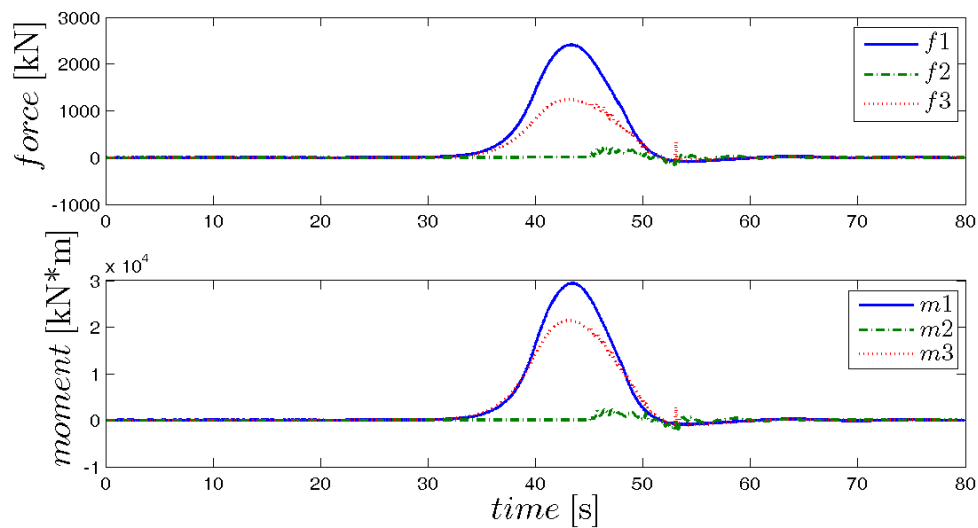
附圖 2.21 防波堤受力分析圖(case 11)



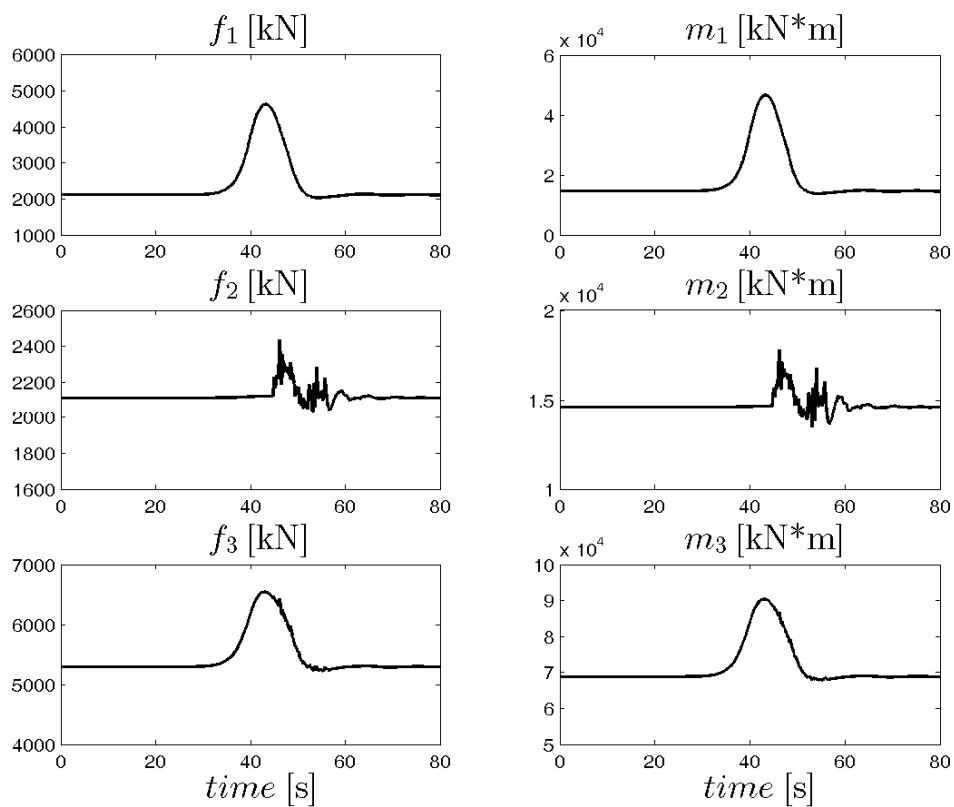
附圖 2.22 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 11)



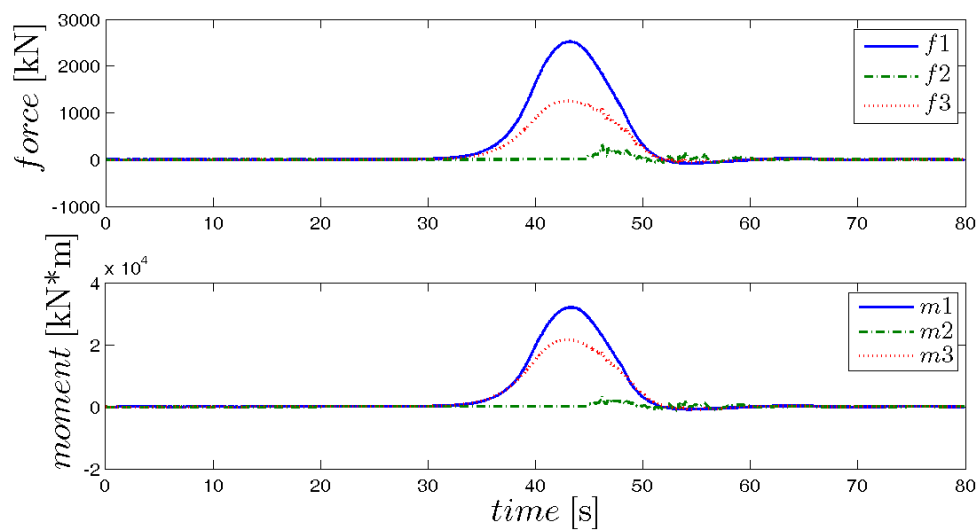
附圖 2.23 防波堤受力分析圖(case 12)



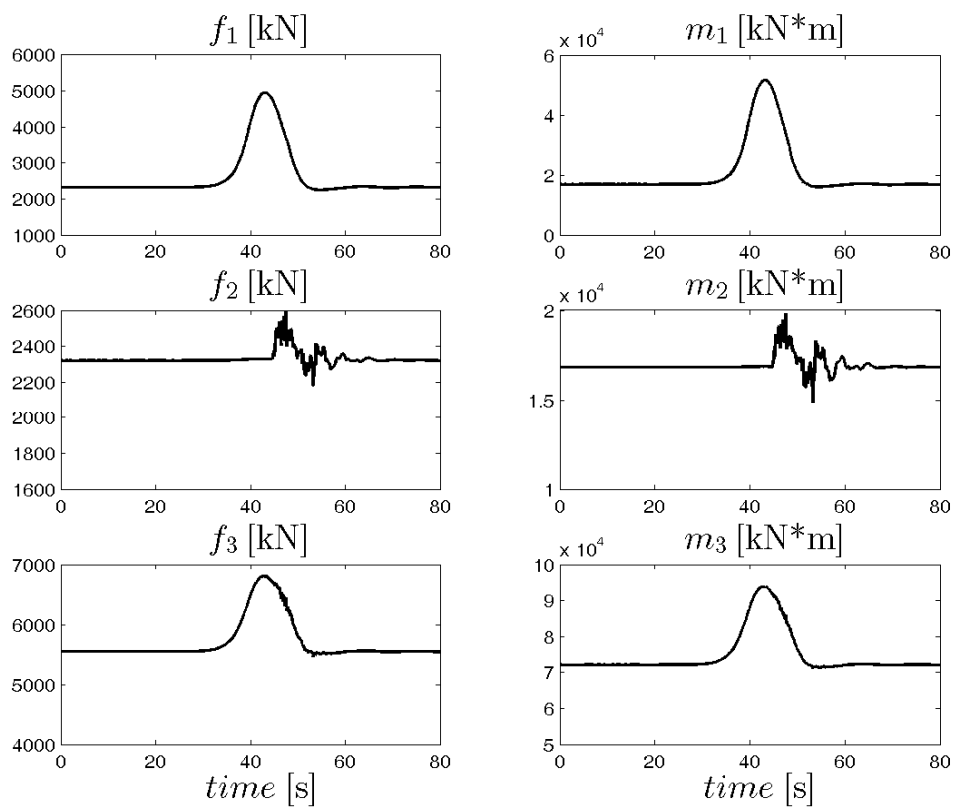
附圖 2.24 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 12)



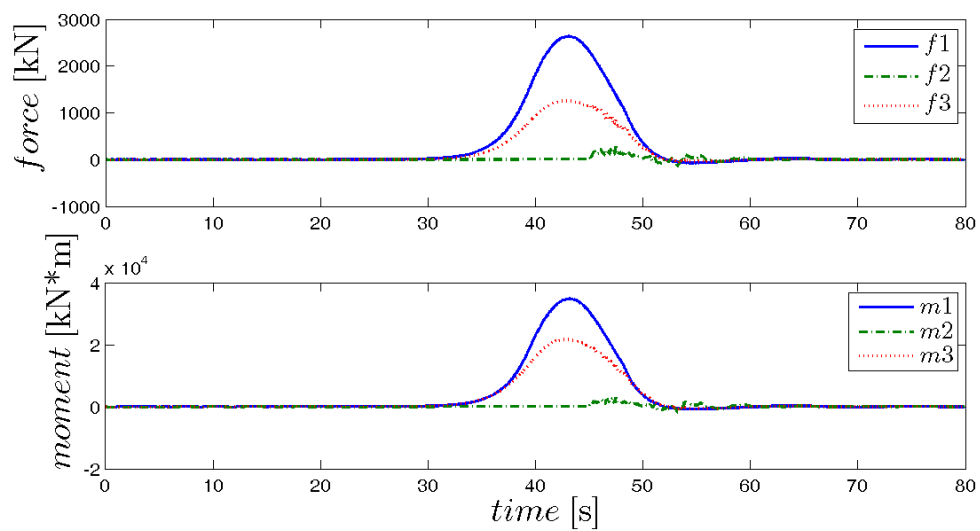
附圖 2.25 防波堤受力分析圖(case 13)



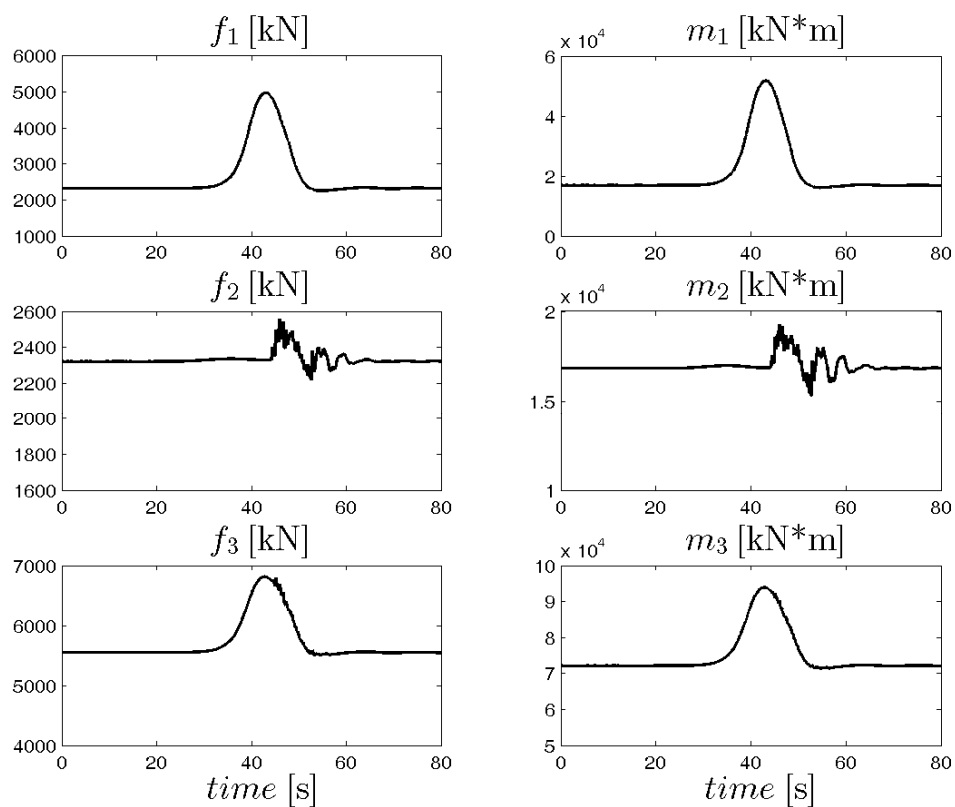
附圖 2.26 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 13)



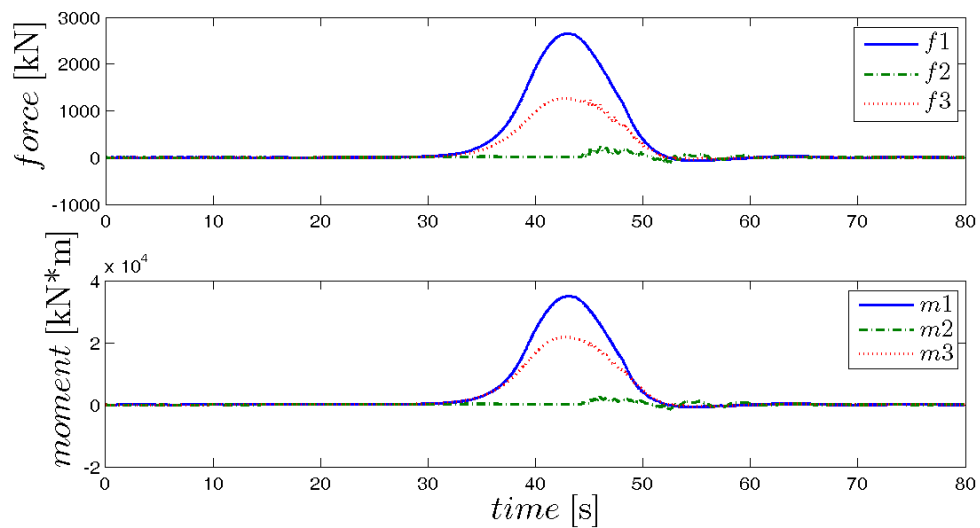
附圖 2.27 防波堤受力分析圖(case 14)



附圖 2.28 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 14)



附圖 2.29 防波堤受力分析圖(case 15)



附圖 2.30 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 15)

附錄三

期中報告審查意見處理情形表

交通部運輸研究所合作研究計畫

■期中□期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：港灣結構物受異常波浪影響分析(3/3)

執行單位：國立成功大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
林銘崇委員：		
1. 海嘯波作用之塊石重量公式含兩個任意參(常)數 A_1 與 K_D ，此二者可能互有關係，原則上如何決定？	參考交通部運輸研究所(2013)「海嘯對防波堤結構物安全評估探討調查」報告，考慮蘇澳港防波堤形式，其 K_D 取 7.5；參考 Estenban et al.(2013)根據不同防波堤形式和海嘯等級決定之設計參數如表 6-1，蘇澳港合成堤在海嘯等級 1 情況下之 A_1 值為 0.35。	依處理情形辦理。
2. 海嘯波越波過程與一般波浪迥異，含越波量與沖刷特性，本研究如何處理決定相關數據？	本研究以 COBRAS 模式模擬海嘯波與結構物之作用，計算越波流量，再參考張國棟(2015)之海嘯波越波跌水沖刷公式計算港內欲達到靜穩之粒徑大小。	依處理情形辦理。
3. 整體研究過程及其成果大致合理。	感謝委員肯定。	符合。
蔡政翰委員：		
1. 此報告書寫得相當詳細，顯示團隊非常用心。	感謝委員肯定。	符合。
2. 摘要第二段”本研究探討臺中港結構...”，第三段本研究以...設置蘇澳港...”，這兩句話有點矛盾，建議第二段改為本研究探討臺中港與蘇澳港區結構...”。	感謝委員建議，第二段已修改為”本研究探討目標港區(臺中港、蘇澳港)結構物受異常波浪(歷年大波、未來受氣候變遷可能發生的極端波浪及海嘯波)之作用及其受力變化的情形。”請參閱 I 頁	依處理情形辦理。
3. 2-3 頁表 2-1 之數據與圖 2.2 與圖 2.3 有大差距，請再確認表 2-1 之資料。	感謝委員指正，表 2-1 已修正，請參閱 2-3 頁。	依處理情形辦理。
4. 6-6 頁圖 6.4 不同條件下計算”滑動”安全係數應為”傾倒”。	感謝委員指正，已修改，請參閱 6-6 頁。	依處理情形辦理。
5. 1-5 頁打字有誤。”Goda 公式大於 Goda 攻勢。”	感謝委員指正，已修正為”當 H/h 接近 0.2 時，試驗值會大於 Goda 公式。”，請參閱 1-5 頁。	依處理情形辦理。
岳景雲委員：		
1. 資料蒐集豐富，中、英文參考文獻合計 71 篇，值得肯定。	感謝委員肯定。	符合。
2. 摘要:COBRAS 模式大寫表示。 碼頭構造物->外廓防波堤	感謝委員指正，已將摘要中 COBRAS 以大寫表示，碼頭構造物修改為外廓防波堤。請參閱 I 頁	依處理情形辦理。

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
3. P.5-6 海嘯波壓計算公式參考 OCDI 規範，圖 5.3 修改自 OCDI(2009)與圖 5-18，5-19 不同，堤前、後波壓分佈靜壓?動壓?方向→?←?揚壓力分佈不同?	圖 5.3 之波壓分佈為 OCDI 之原始圖，為清楚說明公式故於報告中增加標示堤頂波壓 P4，其壓力分佈為動壓。圖 5-18 和圖 5-19 為沉箱體所受之壓力分佈，包含堤前、堤後和堤底皆為靜壓加動壓，故揚壓力分佈不同。	依處理情形辦理。
4. P. 5-7 表 5-2 重新排列方便閱讀，蘇澳港南外廓防波堤長、寬、高尺寸?胸牆高?P、U 是單位實受力?	感謝委員建議，表 5-2 已重新排列請參閱 5-7 頁;蘇澳港南外廓防波堤長、寬、高和胸牆高請參考圖 5.6-5.10 所示; P、U 為單位實受力。	依處理情形辦理。
5. P.6-3 頁表 6-1、P.5-14 表 5-4，海嘯波高 4.0、5.39、6.2M 是否均會越波?堤前最大波高?設計波高?	海嘯波高 4.0、5.39、6.2m 模式模擬結果均有越波現。堤前最大波高為沉箱壁面所量測到之波高，而設計波高為表 5-3 之海嘯波高計算條件。	依處理情形辦理。
6. P.6-2 $\cos \alpha \rightarrow \cot \alpha$	感謝委員建議，再次確認 Esteban et al.(2013)式(2)及張國棟(2015)，其海嘯波之波高計算護塊石重量公式： $W = A_t \frac{\gamma H^3}{K_D (S_\gamma - 1)^3 \cos \alpha}$ 故未做修改。	符合。
7. P.6-6 Y_{ds} 河床沖刷深度?如何引用至防波堤內、外水位差?	感謝委員指正， Y_{ds} 應為港內沖刷深度，公式(6.5)中 h 為越波時堤後水位差。	依處理情形辦理。
8. 推算護塊石粒徑 D_{90} (mm)有無考慮上層有 3 排護基方塊或 10ton 截頭協克塊保護?	本研究在推算護塊石粒徑 D_{90} (mm)引用張國棟(2015)之海嘯波跌水沖刷公式，而張國棟(2015)並無考慮護基方塊和截頭協克塊。	依處理情形辦理。
錢樺委員：		
1. 依據圖 4.16~4.20，海嘯水位呈現 500 秒~2000 秒週期，但圖 5.6、5.17 海嘯波週期僅數秒。問題 1. 堤的受力是輸入 COMCOT 計算結果嗎?2. 為何兩者週期有此差異? 3. 當海嘯波週期為 O(2)~O(3)秒時，其受力越波淘刷等現象與週期僅數秒條件有何不同?	感謝委員意見。目前堤的受力輸入條件為表 5-3 之計算條件，並非 COMCOT 計算結果，是以單一 Boussinesq 孤立波作為模式造波條件，因此造成圖 4.16~4.20 與圖 5.6、5.17 週期之差異。	依處理情形辦理。
2. 圖 4.13 與圖 4.14 中，站 802、803、801、806 海嘯波到達時間，在不同地形解析度下不同。建議時間軸定義一致(PPT P.27).	感謝委員意見。在期末報告中，為避免混淆及強化頻散效應之說明，原圖 4.13 及 4.14 已移除。	符合。
3. 圖 4.9 請標註座標，地圖上若有地名或測站也請標註，使圖 4.9 可以與圖 4.6、4.7 比對位置。	感謝委員意見。已於圖 4.9 中標註測站座標，請參閱 4-20 頁。	所提意見及執行內容調整，列入期末報告辦理。
4. 建議於第四章增加說明 COMCOT&FUNWAVE 哪些差異為 dispersive & non-hydrostatic，並說明這兩項特性可能之影響。	感謝委員意見。淺水波方程式海嘯模式 COMCOT 與 Boussinesq 方程式海嘯模式 FUNWAVE 在模式建構主要差異是後者考慮頻散效應。就模式結果來看，近岸區或是網格解析度較高之區域才需要考慮頻散效應，請詳見	所提意見及執行內容調整，列入期末報告辦理。

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
	期末報告中 4-22~4-23 頁之說明。	
5. 實際之破壞原因可能四種破壞行為彼此會相互影響，導致加速破壞，而不是獨立因子，建議可以思考有否可能會將上述破壞行為彼此之影響加以考慮。	感謝委員建議，但目前尚無法同時進行四種破壞行為相互影響，建議後續計畫可考慮此部份可再深入研究。	依處理情形辦理。
蔡立宏委員：		
1. 海嘯數值模擬，模式中考量頻散項，在哪些狀況下，顯示其有無考慮的差異性。	感謝委員意見。依實務經驗顯示，在近岸區或是網格解析度較高之區域，可能須考慮頻散效應。由 4.4.4 小節之模擬結果顯現海嘯波傳遞距離較遠亦需考慮頻散效應。	依處理情形辦理。
2. 以經驗公式和數值模擬探討海嘯波對結構物受力其差異為何？	經驗公式和數值模擬之差異如圖 5.21 所示，以數值模擬探討海嘯波對結構物受力，其優勢為計算完整時間序列的受力變化以及評估越波對堤體的影響。	依處理情形辦理。
3. 海嘯波有無考量波長，是否有影響？	感謝委員意見。海嘯波有較長之週期及波長，海嘯之長波暗示其能量在近岸區不易耗散，有足夠之溯上高度便可直接越過現有之防波堤或海堤。另一方面，長波導致防波堤海側水位高於港側水位，水位差會增加堤身作用力。此外，長週期之海嘯也代表其溢淹範圍將遠高於一般風浪所造成之溢淹。	依處理情形辦理。
陳志弘委員：		
1. 圖 3.14 與圖 3.16 縱軸上下限請調整。	感謝委員建議。期末報告已調整縱軸圖 3.14 與圖 3.16 上下限，請參閱 3-14 及 3-16 頁。	所提意見及執行內容調整，列入期末報告辦理。
2. 報告中有許多”台灣”，正式報告書需以”臺”表示，建議期末報告中修正。	感謝委員指正，已將報告中台灣修改為臺灣。	符合。
3. P.6-8 與 P.7-2 海嘯波水位抬升 5.39m 與 6.2m 條件下，沉箱滑動安全係數與沉箱傾倒安全係數寫顛倒。	感謝委員指正，已修改。	符合。
4. 建議不要放入最大波高所需的護塊重量，以免被誤解，需放置達 30 噸以上的護塊保護(現況為 10 噸)。	感謝委員建議，已移除最大波高所需護塊石重量部份。	符合。

附錄四

期末報告審查意見處理情形表

交通部運輸研究所合作研究計畫

☐ 期中 ☒ 期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：港灣結構物受異常波浪影響分析(3/3)

執行單位：國立成功大學

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
林銘崇委員：		
1. 海嘯波之地形效應如何反應於數值模式計算？	謝謝委員建議。在大尺度之海嘯模擬為增進計算效率，故採用 1 分~5 分之網格進行模擬，以此解析度模擬海嘯在遠域之折反繞射等現象應可滿足初步模擬需求。然海嘯在近岸之傳遞行為深受地形水深及平面地貌之影響，需較細解析度之網格方可模擬出海嘯受地形效應之影響。越高解析度之網格越能反映地形效應，但計算時間越長。	同意辦理，請納入修正報告
2. 應用二種不同之海嘯波數值模式計算之結果(如圖 4.16)，顯示明顯差異(此差異並非不合理)，如何據予選定適切模式？	謝謝委員建議。模式應同時考量合理之準確性及計算效率，COMCOT 模式為 NSWL 方程式故計算效率較高，結果合理，到達時間及第一波波高也能獲得較為保守之模擬結果，以防災及預警觀點而言，COMCOT 模式是目前較佳之選擇。若於海嘯發生後，要深入評估影響海嘯之各項因子，而又能取得較高解析度之數值地形資料，則採用非靜壓之海嘯模式應較為妥切。在既有文獻顯示，亦有學者結合兩種模式之優點，以 COMCOT 模式計算海嘯於大洋之傳遞行為後，而由 FUNWAVE 取代巢狀網格進行近岸區之模擬。	同意辦理，請納入修正報告
3. 針對防波堤受力與穩定性分析，建議輔以流程圖表示。	謝謝委員建議。已更新圖 1.5 之工作流程如下。	同意辦理，請納入修正報告
蔡政翰委員：		
1. 1-7 頁圖 1.4 之港研中心資料浮標應為港研中心潮波流儀。	謝謝委員指正。	同意辦理，請納入修正報告
2. 4-22 頁第三段第 4 行” 頻散效應 $\mu=ho/lo<<1/20\cdots$ ” 考慮改為” 頻散效應在相對水深 $\mu=ho/lo<<1/20$ ，其中 ho 為水深； lo	謝謝委員建議，遵照修改。	同意辦理，請納入修正報告

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見												
為波長，…”														
3. 建議列出過去蘇澳港所測量到的海嘯波波高。	感謝委員建議，已增列於 3-10 頁如下： 由於我國地理位置特殊，致使遠域海嘯傳遞到東部沿岸時，其波高甚小(如表所列)；而近域海嘯在蘇澳港附近並無量測記錄可供參考。 <table><tr><th>海嘯事件</th><th>時間</th><th>測站位置</th><th>波高(m)</th></tr><tr><td>日本北海道海嘯</td><td>1994/10/4</td><td>蘇澳</td><td>0.05</td></tr><tr><td>東日本海嘯</td><td>2011/03/11</td><td>蘇澳潮位站 東經 121.8669 度 北緯 24.5925 度</td><td>0.324</td></tr></table> 資料來源:中央氣象局地震測報中心 http://scweb.cwb.gov.tw/NewsContent.aspx?ItemId=0&CId=120&、台灣環島海岸實測日本東北大地震所引發海嘯之波動特性分析(莊文傑、林立青、滕春慈，2011)、本計劃整理	海嘯事件	時間	測站位置	波高(m)	日本北海道海嘯	1994/10/4	蘇澳	0.05	東日本海嘯	2011/03/11	蘇澳潮位站 東經 121.8669 度 北緯 24.5925 度	0.324	同意辦理，請納入修正報告
海嘯事件	時間	測站位置	波高(m)											
日本北海道海嘯	1994/10/4	蘇澳	0.05											
東日本海嘯	2011/03/11	蘇澳潮位站 東經 121.8669 度 北緯 24.5925 度	0.324											
岳景雲委員：														
1. 港灣結構物受異常波浪影響分析(3/3)對工程實務上、港灣規劃設計上可以提供參考，值得肯定。	謝謝委員肯定。	同意辦理，請納入修正報告												
2. P.6-3 頁圖 6.1 須修正 W 與 H 之相關係數圖，表 6-2 與文章內容不一樣須修改 Htsunami，表 6-2 與表 6-3 計算結果不同如何取捨？	謝謝委員指正。已修正並於 6.2 節增加說明如下『綜合海嘯波之波高對於護塊石重量穩定度公式(Esteban et al, 2014)和海嘯波之流速對於護塊石重量穩定度公式如式(Hitachi, 1994)計算結果，取護塊石重量較大者做安全性評估，根據表 6-2 和表 6-3 結果，以海嘯波之波高計算堤前護塊石重量較海嘯波之流速計算堤前護塊石重量大，故以海嘯波波高計算結果評估安全性。』	同意辦理，請納入修正報告												
3. 圖 5-3 與圖 5-19 稍微不同，請說明比較 f2 之方向為正？	謝謝委員意見。圖 5-3(OCDI 公式)與圖 5-19(COBRAS 模式)主要不同在於 OCDI 公式假設堤後波壓分佈為靜壓，即無考慮越波造成堤後之作用力變化，故沉箱所受之水平作用力在堤前與堤後水位一樣高情況下僅需計算堤前之動壓；COBRAS 模式計算結果考慮越波造成堤後之作用力變化，堤後波壓分佈隨越波造成之水位振盪而變化，故以 f2 表示堤後波壓分佈(包含靜壓和動壓)之合力，此合力方向與堤後壁面之正向相反。	同意辦理，請納入修正報告												
4. Esteban et al.(2013)？參考文獻未列入？2014？	謝謝委員指正。查證後 Esteban et al.應為 2014 年之參考文獻，已修正並依規定格式排序於參考文獻。	同意辦理，請納入修正報告												
5. 結論請修改並加強說明實質貢獻度？	謝謝委員意見。7.3 節成果效益與後續應用情形增加三年計畫成果與綜合結論內容。	同意辦理，請納入修正報告												
6. 蘇澳港內側護塊石為 2ton 以上，=？	目前蘇澳港防波堤之港內側護塊石為 2 噸之塊石，考慮塊石比重量為 2.3，以球體公式計算蘇澳港內側護塊石之粒徑為 1180mm。	同意辦理，請納入修正報告												
7. 建議 6-2 頁 $\alpha = ?$ $= ?$ $Sr = ?$ $K_D = 7.5 \cdots$ 說明 $W = ?$ (ton)	謝謝委員建議。已於 6.2 節增加說明如下『式中 Ht 是海嘯波之波高(公尺)，是斜面坡度($^\circ$)，蘇澳港之坡度為 1:2，即 26.57° ， γ 是護塊石比重量(ton/m3)，蘇澳港護	同意辦理，請納入修正報告												

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
	塊石比重為 2.3, S_r 是護塊石相對於海水之相對密度, 蘇澳港護塊石相對於海水之相對密度為 2.23, K_D 是損壞係數, 同工程應用上常用 Hudson 公式之損壞係數 (CERC, 1984), 參考交通部運輸研究所(2013)「海嘯對防波堤結構物安全評估探討調查」報告, 考慮蘇澳港防波堤形式, 其 K_D 取 7.5。 A_t 參考 Esteban et al.(2014)根據不同防波堤形式和海嘯等級決定之設計參數, 如表 6-1, 表中海嘯等級是 2011 年日本東北大海嘯後, Shibayama et al. (2013)根據海嘯重現週期區分之標準, 一般而言海嘯波高小於 10 公尺以下為海嘯等級 1, 重現期為數十年至百年, 高於 10 公尺為海嘯等級 2, 重現期為數百年甚至千年。在考慮海嘯等級 1 下, 其 A_t 值取 0.35, W 是護塊石重量(tons), 即海嘯波波高在設計高度情況下, 防波堤欲保持安定, 堤前護塊石所需重量。』	
8. 相對波高(a/h)增加海嘯波作用力是否會成鐘形分布? 有非線性作用?	本研究模擬之相對波高(a/h)為 0.14~0.24, 其時間序列之波浪作用力皆為鐘形分佈, 如附錄二所示。COBRAS 模式為考慮非線性問題, 求解雷諾平均方程式(RANS), 造波條件為 Boussinesq 孤立波。	同意辦理, 請納入修正報告
9. “帶”入→代入	謝謝委員指正, 遵照修改。	同意辦理, 請納入修正報告
蔡立宏委員:		
1. 第二章海象資料中最大陣風之颱風請再查証。	謝謝委員指正。已查證 2015 年 9 月 27 日最大陣風 68.4m/s 為杜鵑強烈颱風並修正。	同意辦理, 請納入修正報告
2. 由圖 4-16 不同港區、海嘯波水位模擬, 其中基隆港區誤差比較大, 其原因為何?	謝謝委員意見。基隆港位於我國北側, 海嘯由 T8 傳遞至基隆港是由深水區域進入大陸棚區域, 因此誤差之來源可能來自於頻散效應及地形解析度之敏感度。	同意辦理, 請納入修正報告
3. 結論中除針對不同海嘯條件作論敘, 建議增加一綜合結論。	謝謝委員建議。7.3 節成果效益與後續應用情形增加三年計畫成果與綜合結論內容。	同意辦理, 請納入修正報告
4. P.4-13 災損金額請再查証。	謝謝委員指正。已查證災損金額為 220,085.456 “百萬”美元並修正。	同意辦理, 請納入修正報告
5. P.4-22 本研究模擬 T8 海嘯波小於吳(2012), 其差值多大, 若是網格問題, 本研究是否嘗試用不同網格測試。	感謝委員意見。本項測試是驗證兩模式在相同條件對不同地點所產生之差異, 故採用相同之設定, 並未採用與吳(2012)相同之網格解析度及網格型態, 故模擬之結果與吳(2012)之結果小約 0.5 公尺; 由其他兩例模擬測試結果(T3 及 T1), 誤差可能成因之一為地形解析度。	同意辦理, 請納入修正報告
陳志弘委員:		
1. 此為三年期計畫今年度為最後一年, 建議在結論部分, 能針對前二年的成果, 做一整體的結論與建議。	謝謝委員建議, 7.3 節成果效益與後續應用情形增加三年計畫成果與綜合結論內容。	同意辦理, 請納入修正報告
2. 報告整理編寫完整, 值得肯定。	感謝委員肯定。	同意辦理, 請納入修正報告

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
3. 目錄的行距請檢視是否符合中心出版品格式。	謝謝委員指正，遵照修改。	同意辦理，請納入修正報告

附錄五

期末報告簡報資料



港灣結構物受異常波浪影響分析(3/3)

期末簡報

計畫主持人：許弘莒 研究員
協同主持人：李孟學 助理研究員
 助理研究員
 林敬樺

簡報大綱

- 期中審查意見回覆
- 前言
- 基本資料蒐集與分析
- 國內外之地震與海嘯紀錄
- 目標港區(蘇澳港)附近海嘯波之
數值模式建置及驗證
- 海嘯波及其越波對港灣結構物之
安全穩定性分析
- 結論



林銘崇委員

- 海嘯波作用之塊石重量公式含兩個任意參(常)數 A_i 與 K_D ，此二者可能互有關係，原則上如何決定？

回覆:參考交通部運輸研究所(2013)「海嘯對防波堤結構物安全評估探討調查」報告，考慮蘇澳港防波堤形式，其 K_D 取7.5；參考Esteban et al.(2013)根據不同防波堤形式和海嘯等級決定之設計參數如表6-1，蘇澳港合成堤在海嘯等級1情況下之 A_i 值為0.35。

表6-1 不同防波堤形式與海嘯等級之

防波堤形式	海嘯等級1	海嘯等級2
拋石堤	1.0	0.65
合成堤	0.35	0.15

表中海嘯等級是2011年日本東北大海嘯後，Shibayama et al. (2013)根據海嘯重現週期區分之標準，一般而言海嘯波高小於10公尺以下為海嘯等級1，重現期為數十年至百年，高於10公尺為海嘯等級2



林銘崇委員

- 海嘯波越波過程與一般波浪迥異，含越波量與沖刷特性，本研究如何處理決定相關數據

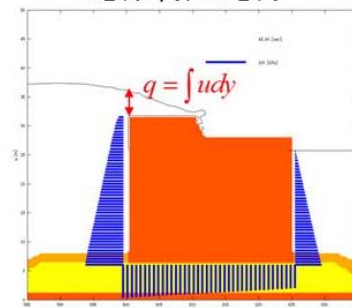
回覆:本研究以COBRAS模式模擬海嘯波與結構物之作用，計算越波流量，再參考張國棟(2015)之海嘯波越波跌水沖刷公式計算港內欲達到靜穩之粒徑大小。

$$y_{ds} = 4.75h^{0.2}q^{0.57}D_{90}^{-0.32} - d$$

- 整體研究過程及其成果大致合理。

回覆:感謝委員肯定。

越波計算示意圖



蔡政翰委員

- 此報告書寫得相當詳細，顯示團隊非常用心。

回覆:感謝委員肯定。

- 摘要第二段”本研究探討臺中港結構...”，第三段本研究以...設置蘇澳港...”，這兩句話有點矛盾，建議第二段改為本研究探討臺中港與蘇澳港區結構...”

回覆:感謝委員建議，第二段已修改為”本研究探討目標港區(臺中港、蘇澳港)結構物受異常波浪(歷年大波、未來受氣候變遷可能發生的極端波浪及海嘯波)之作用及其受力變化的情形。”請參閱1頁



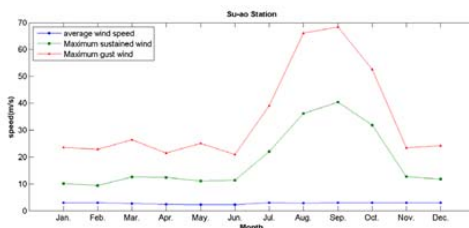
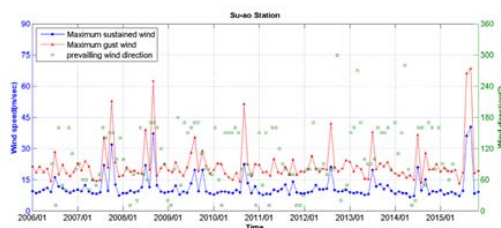
蔡政翰委員

- 3. 2-3頁表2-1之數據與圖2.2與圖2.3有大差距，請再確認表2-1之資料。

回覆:感謝委員指正，表2-1已修正，請參閱2-3頁

。

項目	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
平均風速	3.0	2.9	2.7	2.4	2.2	2.2	2.9	2.8	2.9	3.0	2.9	3.0
最大平均風速	10.1	9.4	12.5	12.4	11.0	11.3	22.0	36.1	40.4	31.9	12.7	11.7
最大陣風	23.6	22.9	26.4	21.5	25.0	21.0	39.0	66.1	68.4	52.7	23.4	24.2



蔡政翰委員

- 6-6頁圖6.4不同條件下計算”滑動”安全係數應為”傾倒”。

回覆:感謝委員指正，已修改，請參閱6-6頁。。

- 1-5頁打字有誤。”Goda公式大於Goda攻勢。”

回覆:感謝委員指正，已修正為”當 H/h 接近0.2時，試驗值會大於Goda公式。”，請參閱1-5頁。



岳景雲委員

- 資料蒐集豐富，中、英文參考文獻合計71篇，值得肯定。

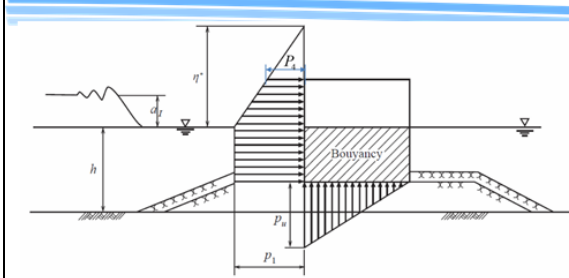
回覆:感謝委員肯定。

- 摘要:COBRAS模式大寫表示。碼頭構造物->外廓防波堤

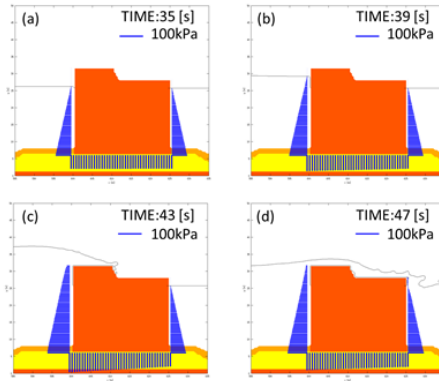
回覆:感謝委員指正，已將摘要中COBRAS以大寫表示，碼頭構造物修改為外廓防波堤。請參閱I頁。



岳景雲



修改自 Technical Standards and Commentaries For Port and Harbour Facilities(2009)



回覆:圖5.3之波壓分佈為OCDI之原始圖，為清楚說明公式故於報告中增加標示堤頂波壓 P_4 ，其壓力分佈為動壓。圖5-18和圖5-19為沉箱體所受之壓力分佈，包含堤前、堤後和堤底皆為靜壓加動壓，故揚壓力分佈不同。



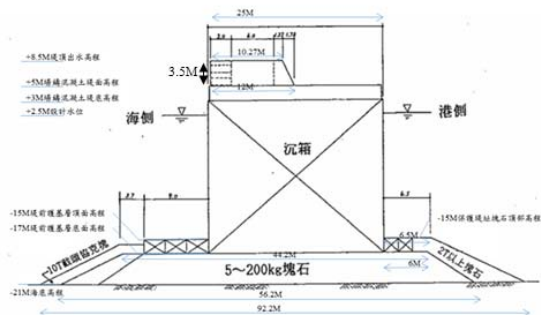
岳景雲委員

■ P. 5-7表5-2重新排列方便閱讀，蘇澳港南外廓防波堤長、寬、高尺寸?胸牆高?P、U是單位實受力?

回覆:感謝委員建議，表5-2已重新排列請參閱5-7頁;蘇澳港南外廓防波堤長、寬、高和胸牆高請參考圖5.6-5.10所示;

P 為堤體所受之水平合力、 U 為堤體所受之上揚力

	條件一	條件二	條件三
$\eta(m)$	4.00	5.39	6.20
$h(m)$	27.50	27.50	27.50
$u(m/s)$	2.39	3.22	3.70
$P_1(t/m^2)$	9.06	12.21	14.05
$P_2(t/m^2)$	4.53	7.68	9.52
$P(t)$	235.66	322.28	372.76
$U(t)$	113.30	152.67	175.62
$M_p(t \cdot m)$	3080.63	4271.62	4965.66
$M_u(t \cdot m)$	1888.33	2544.53	2926.92
SF_p	1.74	1.20	1.00
SF_u	2.82	1.88	1.54



岳景雲委員

- P.6-3頁表6-1、P.5-14表5-4，海嘯波高4.0、5.39、6.2M是否均會越波?堤前最大波高?設計波高?

回覆:海嘯波高4.0、5.39、6.2m模式模擬結果均有越波現。堤前最大波高為沉箱壁面所量測到之波高，而設計波高為表5-3之海嘯波高計算條件。



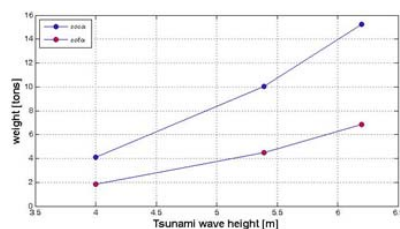
岳景雲委員

- P.6-2 → $\cos \alpha \rightarrow \cot \alpha$

回覆:感謝委員建議，再次確認Esteban et al.(2013)式(2)及張國棟(2015)，其海嘯波之波高計算護塊石重量公式：

$$W = A \frac{\gamma H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cos \alpha}$$

而與Hudson(CERC,1984)公式比較後，發現Esteban et al. (2013) 可能誤植，故本計畫修正為 $\cot \alpha$ 。



$$W = A \frac{\gamma H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \alpha}$$

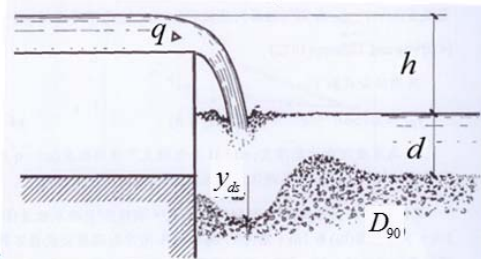


岳景雲委員

- P.6-6 y_{ds} 河床沖刷深度?如何引用至防波堤內、外水位差?
回覆:感謝委員指正 y_{ds} 應為港內沖刷深度, 公式(6.5)中 h 為越波時堤後水位差。

- 推算護塊石粒徑 (mm)有無考慮上層有3排護基方塊或10ton截頭協克塊保護?

回覆:本研究在推算護塊石粒徑 (mm)引用張國棟(2015)之海嘯波跌水沖刷公式, 而張國棟(2015)並無考慮護基方塊和截頭協克塊。 海嘯波跌水沖刷港內側圖說



錢樺委員

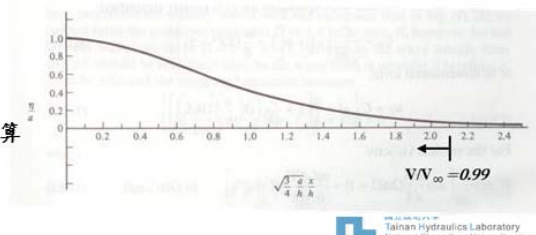
- 依據圖4.16~4.20, 海嘯水位呈現500秒~2000秒週期, 但圖5.6、5.17海嘯波週期僅數秒。問題1. 堤的受力是輸入COMCOT計算結果嗎?2. 為何兩者週期有此差異? 3. 當海嘯波週期為O(2)~O(3)秒時, 其受力越波淘刷等現象與週期僅數秒條件有何不同?

回覆:感謝委員意見。目前堤的受力以表5-3為起始條計之計算結果, 是以單一Boussinesq孤立波作為模式造波條件並非COMCOT計算結果。

Boussinesq孤立波特徵長度計算示意圖

$$l = \frac{3.06h}{\sqrt{a/h}}$$

Boussinesq孤立波特徵長度以99%之孤立波體積計算



錢樺委員

■ 圖4.13與圖4.14中，站802、803、801、806海嘯波到達時間，在不同地形解析度下不同。建議時間軸定義一致(PPT P.27).

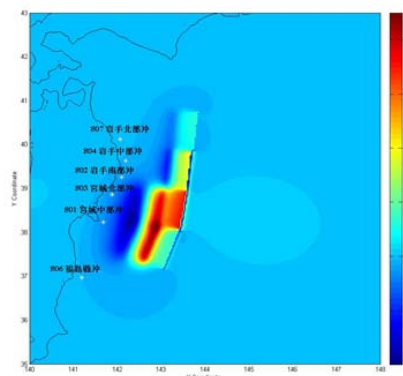
回覆:感謝委員意見。原圖4.13與圖4.14經確認為不同震源強度所造成差異。在期末報告中，為避免混淆及強化頻散效應之說明，原圖4.13及4.14已移除。



錢樺委員

■ 圖4.9請標註座標，地圖上若有地名或測站也請標註，使圖4.9可以與圖4.6、4.7比對位置。

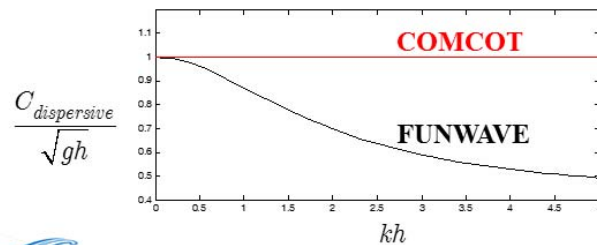
回覆:感謝委員意見。已於圖4.9中標註測站座標，請參閱4-20頁



錢樺委員

- 建議於第四章增加說明COMCOT&FUNWAVE哪些差異為，並說明這兩項特性可能之影響。
回覆:感謝委員意見。淺水波方程式海嘯模式COMCOT與Boussinesq方程式海嘯模式FUNWAVE在模式建構主要差異是後者考慮頻散效應。dispersive & non-hydrostatic可能造成波高與波浪達抵時間上的差異，請詳見期末報告中4-22~4-23頁之說明。

	FUNWAVE	COMCOT
dispersive	$C^2 = gh \left(\frac{1 + (0.39 - \frac{1}{3})(kh)^2}{1 + 0.39(kh)^2} \right)$	$C^2 = gh$

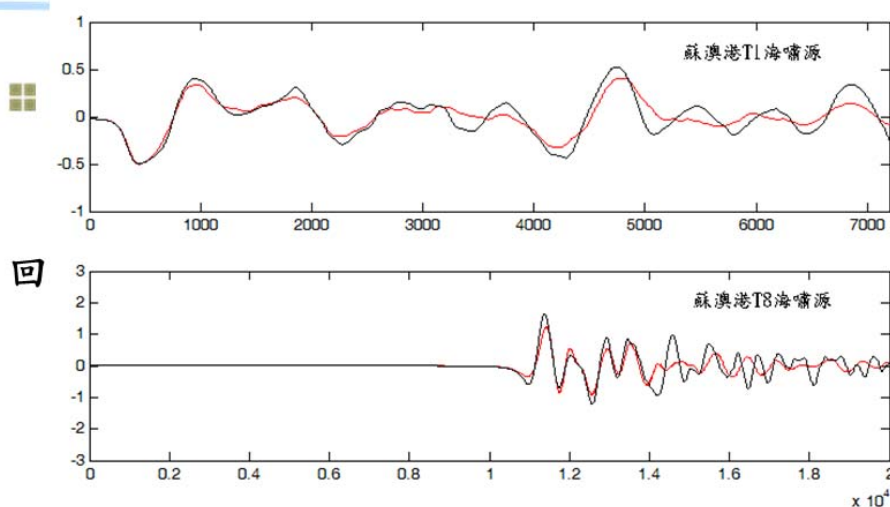


錢樺委員

- 實際之破壞原因可能四種破壞行為彼此會相互影響，導致加速破壞，而不是獨立因子，建議可以思考有否可能會將上述破壞行為彼此之影響加以考慮。
回覆:感謝委員建議，但目前尚無法同時進行四種破壞行為相互影響，建議後續計畫可考慮此部份可再深入研究



蔡立宏委員



紅線:FUNWAVE 黑線:COMCOT

元

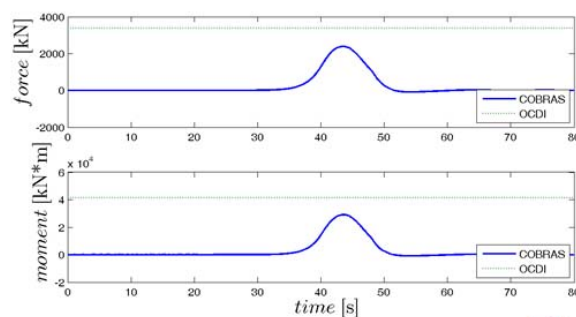
之結。



蔡立宏委員

■ 以經驗公式和數值模擬探討海嘯波對結構物受力其差異為何?

回覆:以數值模擬探討海嘯波對結構物受力，其優勢為計算完整時間序列的受力變化以及評估越波對堤體的影響。

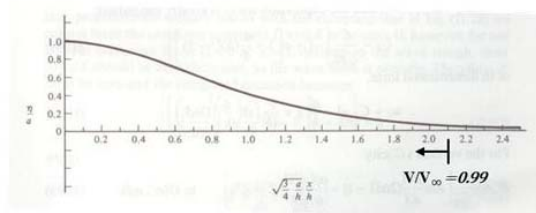


蔡立宏委員

- 海嘯波有無考量波長，是否有影響？

回覆:感謝委員意見。目前堤的受力模擬，是以單一-Boussinesq孤立波作為模式起始波形，而Boussinesq孤立波特徵長度以99%之孤立波體積計算。

$$l = \frac{3.06h}{\sqrt{a/h}}$$



陳志弘委員

- 圖3.14與圖3.16縱軸上下限請調整。

回覆:感謝委員建議。期末報告已調整縱軸圖3.14與圖3.16上下限，請參閱3-14及3-16頁。

- 報告中有許多”台灣”，正式報告書需以”臺”表示，建議期末報告中修正。

回覆:感謝委員指正，已將報告中台灣修改為臺灣。

- P.6-8與P.7-2海嘯波水位抬升5.39m 與6.2m條件下，沉箱滑動安全係數與沉箱傾倒安全係數寫顛倒。

回覆:感謝委員指正，已修改。

- 建議不要放入最大波高所需的護塊重量，以免被誤解，需放置達30噸以上的護塊保護(現況為10噸)。

回覆:感謝委員建議，已移除最大波高所需護塊石重量部份。



前言 (1/4)

- 近年來國內外氣候異常，**極端現象**造成的海氣象變化，已遠超過現有之水利防洪及海岸防護標準。

美國卡崔娜颶風、莫拉克颱風、日本海嘯

- 2011年3月11日，日本東北地區外海發生地震規模9.0的地震，海嘯高10.8公尺，造成釜石港陸側防波堤基礎破壞(陳賜賢 2011)。



日本311海嘯港灣結構物破壞情況



日本高田市防波堤破壞



日本氣仙沼港灣破壞



前言(2/4)

- 臺灣目前有關海嘯模式的模擬已有許多成果
- 吳祚任等人(2012)應用COMCOT模式針對鄰近臺灣且有潛在襲台可能性之18種海溝型海嘯源及4種斷層型海嘯源，共22個海嘯源進行海嘯傳遞之模擬。
- 張國棟等人2011年進行高雄市海嘯溢淹潛勢模擬分析、2015年進行臺北港外廓防波堤護塊石受不同規模地震矩海嘯可能產生的破壞分析。

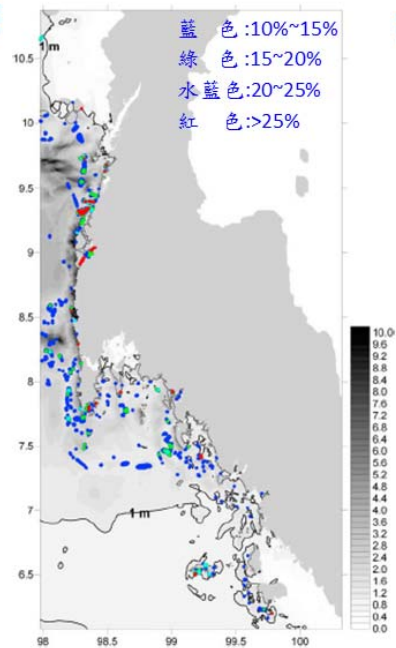


前言(3/4)

- 陳冠宇等人(2011)藉由可能發生海嘯之潛勢震源的分析，建立海嘯早期預警系統。根據不同的震源位置，所產生之海嘯對於臺灣各港口的影響程度不同。
- 一般海嘯模式應用淺水長波假設，忽略頻散，如COMCOT模式。近年來，部分學者提出對於海嘯跨洋傳遞模擬(遠距離傳播)，應該包括**頻散效應**，將更能準確海嘯波之運動行為。(e.g., Yoon, 2002; Burwell et al., 2007 ; Son et al., 2011 ; Pophet et al., 2011)。



- Ioualalen et al. (2007) 曾經以南亞海嘯為例，應用 Fully nonlinear Boussinesq wave model (FUNWAVE)-含頻散項及 NLSW 模式-不含頻散項進行比較，結果顯示在某些區域因地形關係，使得頻率效應較為顯著，**FUNWAVE 模式與 NLSW 模式模擬之最大波高可能高達 25% 的差異。**

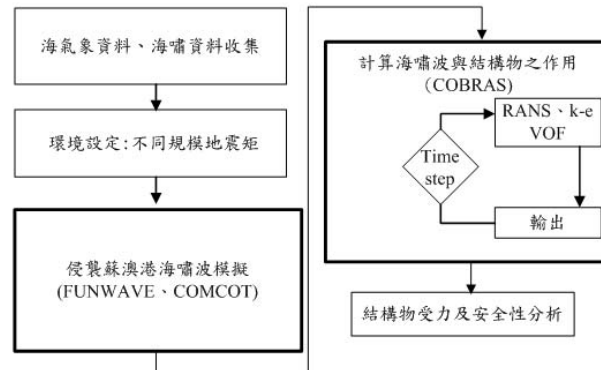


前言 (4/4)

- Hitachi (1994) 以日本釜石港過去發生之海嘯紀錄進行水工模型試驗，**提出海嘯流速對於護塊石之穩定度影響。**
- Cuypers (2003) 整理海嘯波相關研究，並提出適用於尼加拉瓜地區之港灣結構物設計和穩定度公式。
- OCDI 日本國際臨海開發研究協會 (2009) 之港灣結構物標準規範手冊根據 Tanimoto et al. (1983) 研究，建議海嘯波壓計算公式。
- Esteban et al. (2013) 進行實驗研究海嘯波高和護塊石重量關係，並以 2004 年南亞海嘯和 2011 年東北海嘯實地調查結果驗證，**提出海嘯波高對於護塊石的穩定度公式。**

研究方法

- 本研究主要目的是港灣結構物受異常波浪(海嘯波)之影響，以蘇澳港為目標港區，進行海嘯波對外廓防波堤之受力及安全性分析，其工作流程如下



基本資料蒐集與分析

2-1 蘇澳港海象測站位置

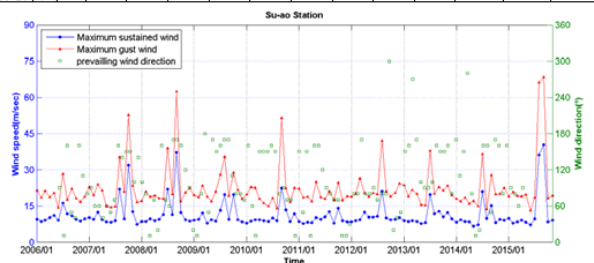


- 潮位測站T及風力觀測站W均設置於港內貯木池水域之北側，其中風力觀測站於2012年10月更新為超音波式風速計至今
- 潮波流即時傳送監測系統站X(AWCP測站)於2002年7月設置於蘇澳港港口外約700m附近，水深約25 m處
- 測站F及測站E分別代表中央氣象局所屬潮位站及風力觀測站

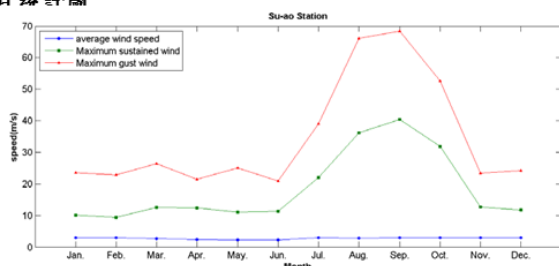
2-2 海象資料(風)

蘇澳浮標各月風速、風向統計表(2006-2015)

項目	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
平均風速	3.0	2.9	2.7	2.4	2.2	2.2	2.9	2.8	2.9	3.0	2.9	3.0
最大平均風速	10.1	9.4	12.5	12.4	11.0	11.3	22.0	36.1	40.4	31.9	12.7	11.7
最大陣風	23.6	22.9	26.4	21.5	25.0	21.0	39.0	66.1	68.4	52.7	23.4	24.2



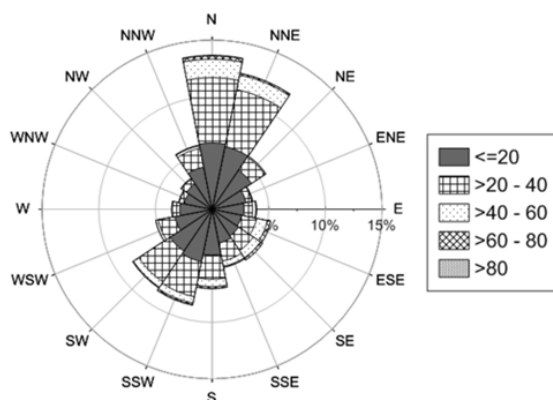
- 蘇澳氣象站最大平均風速、風向和最大陣風風速之月統計圖



- 蘇澳氣象站平均風速、最大平均風和最大陣風之月平均風速

整年平均風速為**2.2m/s**，**最大平均風速為40.4 m/s** (2006 /09 /15)，**最大陣風為68.4 m/s** (2006 /09 /16)。蘇澳浮標：**全年風向以WNW 向為主，其次為NW 向**。冬季期間風向以WNW 向為主冬季期間(約自9 月～翌年5 月)平均風速約3.7～5.3m/s，最大平均風速可達20.0m/s，風向以WNW 向為主。夏季期間(6～8 月)平均風速約3.7～4.9m/s、最大平均風速可達18.6m/s，風向大致以S～SSE 向為主。

2-2 海象資料(海流)

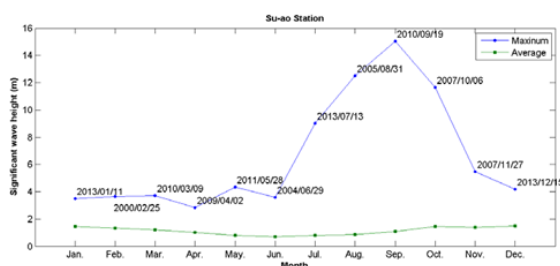


蘇澳港全年海流流速流向玫瑰圖

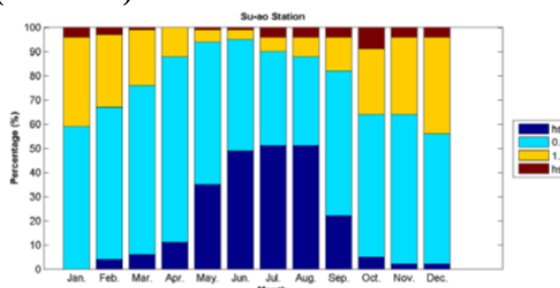
- 由分析結果可知，**蘇澳港外海流速多在80cm/sec 以下，佔99.9%**；主要流向為N～NNE 及SSW～SW。



2-2 海象資料(波浪)



- 蘇澳浮標各月平均示性波高和最大示性波高圖(1999-2014)



- 蘇澳浮標各月平均示性波高分布圖(1999-2014)

- 全年(1999~2014)平均示性波高**1.15公尺**，平均週期為**6秒**，量測到最大示性波高為**15.05公尺**(2010/9/19凡那比颱風)
- 蘇澳港夏季示性波高平均值為1.16公尺，示性週期5.4秒，主要波向以NE為主，波高分布在1.0~1.5公尺之間，冬季示性波高平均值為1.54公尺，示性週期5.9秒，主要波向為NE、ENE為主，波高分布在0.5~1.0公尺之間。
- 選定1940~2012年對計畫區影響較大之颱風進行推算各方向可能發生之最大示性波高。**侵襲蘇澳地區之颱風波浪以E向及ENE向波浪最大**，並分別朝N向及S向遞減。
- 50年迴歸期而言，E向及ENE向之**颱風波高達16.9~17.0公尺**、週期約**17.3秒**。

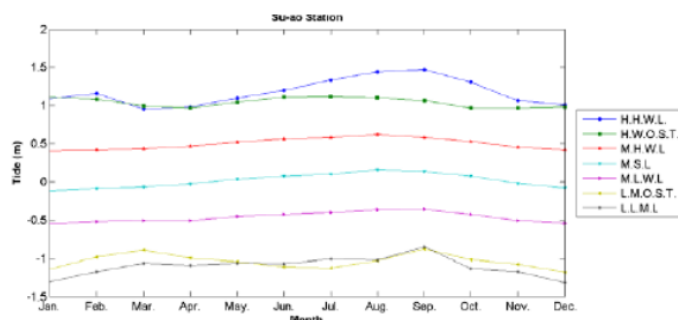


2-2 海象資料(潮汐)

- 蘇澳潮位站潮位統計資料(1981-2014)

項目	潮位
最高高潮位(H.H.W.L.)	1.470
最高天文潮(H.W.O.S.T.)	1.120
平均高潮位(M.H.W.L.)	0.499
平均潮位(M.S.L.)	0.014
平均低潮位(M.L.W.L.)	-0.464
最低天文潮(L.W.O.S.T.)	-1.178
最低低潮位(L.L.W.L.)	-1.319
平均潮差(M.R.)	0.963
最大潮差(M.T.R.)	2.789

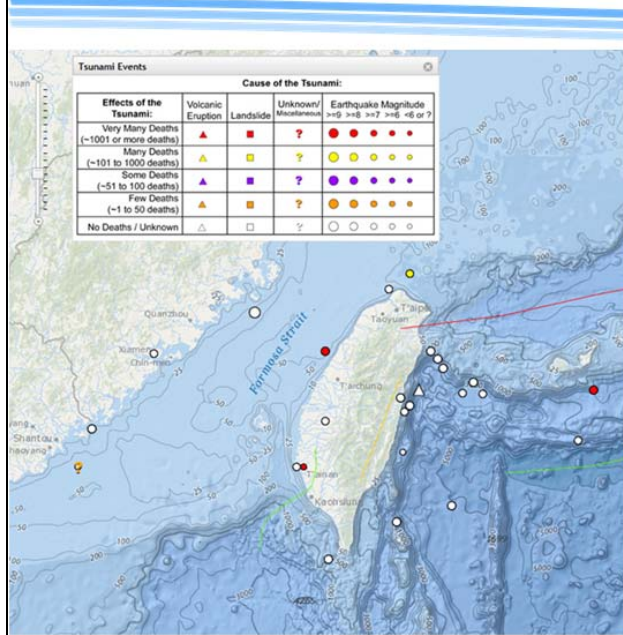
- 平均潮差**0.963公尺**
- 最大潮差為**2.789公尺**



- 蘇澳潮位站潮位資料月平均圖(1981-2014)



我國之海嘯歷史紀錄



我國鄰近海域自1604~2015年間所有海嘯之位址分佈(資料來源<http://maps.ngdc.noaa.gov/viewers/hazards/>)



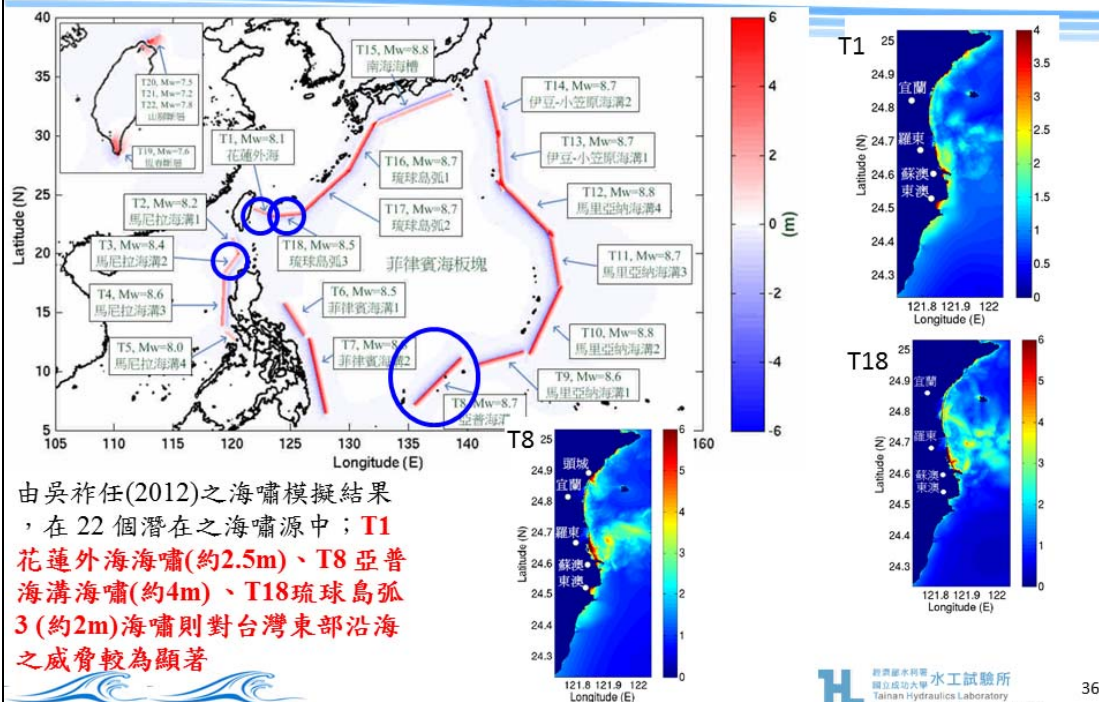
1867年基隆海嘯事件，雞籠頭沿海遭受海嘯之侵襲



1960智利海嘯事件

35

臺灣周邊海嘯源對蘇澳港附近區域之影響



臺灣水科學 水工試驗所
國立成功大學
Tainan Hydraulics Laboratory
National Chengchi University, Tainan, Taiwan

36

目標港區(蘇澳港)附近海嘯波之數值 模式建置及驗證

Cornell Multigrid COupled Tsunami model(COMCOT)模式

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{1}{R \cos \varphi} \left[\frac{\partial P}{\partial \psi} + \frac{\partial}{\partial \varphi} (\cos \varphi Q) \right] = 0 \quad (\text{質量守恆式})$$

$$\frac{\partial P}{\partial t} + \frac{gh}{R \cos \varphi} \frac{\partial \zeta}{\partial \psi} - fQ = 0 \quad (\text{動量守恆式})$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{gh}{R} \frac{\partial \zeta}{\partial \varphi} + fP = 0 \quad (\text{動量守恆式})$$

SWE in Spherical Coordinates

ζ :自由表面水位

P 、 Q :體積流量

R :半徑

ψ :緯度



目標港區(蘇澳港)附近海嘯波之數值 模式建置及驗證

■ 本研究所使用之完全非線性Boussinesq波浪模式-Fully Nonlinear Boussinesq Wave Model (FUNWAVE) 是Kirby et al. (1998)所發展。其控制方程式如下:

$$\eta_t + \nabla \cdot \{ (h + \eta) [u_\alpha + (z_\alpha + \frac{1}{2}(h - \eta)) \nabla (\nabla \cdot (hu_\alpha))] \} \quad (\text{質量守恆式})$$

$$+ \left(\frac{1}{2} z_\alpha^2 - \frac{1}{6} (h^2 - h\eta + \eta^2) \right) \nabla (\nabla \cdot u_\alpha) \} = 0$$

$$u_{\alpha t} + (u_\alpha \cdot \nabla) u_\alpha + g \nabla \eta + z_\alpha \left\{ \frac{1}{2} \nabla (\nabla \cdot u_{\alpha t}) + \nabla (\nabla \cdot (hu_{\alpha t})) \right\} \quad (\text{動量守恆式})$$

$$+ \nabla \left\{ \frac{1}{2} (z_\alpha^2 - \eta^2) (u_\alpha \cdot \nabla) (\nabla \cdot u_\alpha) + \frac{1}{2} [\nabla \cdot (hu_\alpha) + \eta \nabla \cdot u_\alpha]^2 \right\}$$

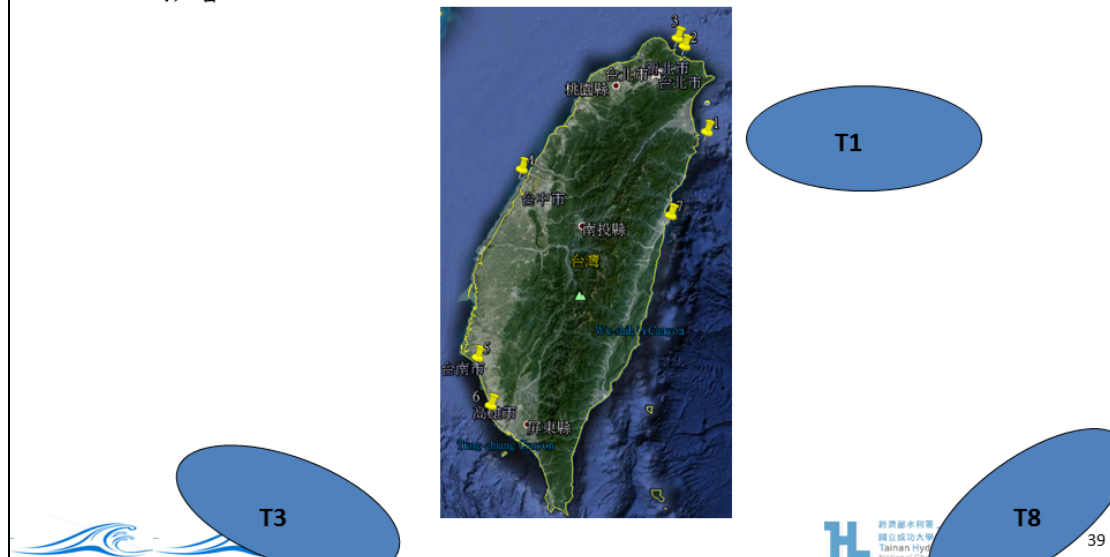
$$+ \nabla \{ (z_\alpha - h) (u_\alpha \cdot \nabla) (\nabla \cdot (hu_\alpha)) - \eta \left[\frac{1}{2} \eta \nabla \cdot u_{\alpha t} + \nabla \cdot (hu_{\alpha t}) \right] \} = 0$$

其中 u_α 為水深 $z = z_\alpha = -0.531h$ 處的水平速度向量



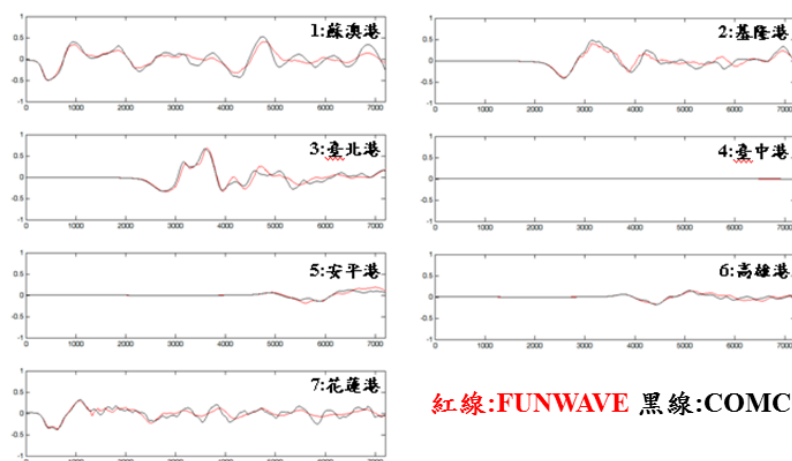
目標港區(蘇澳港)附近海嘯波之數值 模式建置及驗證

- 本計劃將以T1(花蓮外海)、T3(馬尼拉海溝)及T8(亞普海溝)海嘯源進行海嘯波之模擬，討論頻散效應對於台灣各港口之影響



目標港區(蘇澳港)附近海嘯波之數值 模式建置及驗證

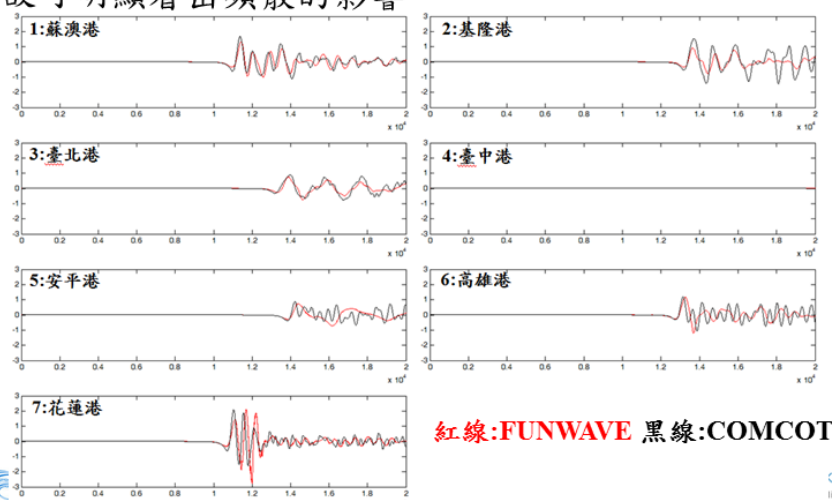
- 針對T1、T3及T8海嘯源海嘯進行模擬，考慮頻散的FUNWAVE模式與未考慮頻散的COMCOT模式在T1與T3海嘯源海嘯兩模式模擬差異並不明顯，



紅線:FUNWAVE 黑線:COMCOT

目標港區(蘇澳港)附近海嘯波之數值 模式建置及驗證

- T8海嘯源海嘯兩模式模擬在波高上的差異及第一波抵達時間的差異較明顯，主因為T1及T3海嘯源距離臺灣較近所以海嘯波受頻散的影響較不明，而T8海嘯源距離臺灣較遠，故可明顯看出頻散的影響。



工試驗所
ics Laboratory
Tainan University, Tainan, Taiwan

41

海嘯波之目標港區(蘇澳港)外廓防波堤受力分 析-COBRAS模式

- COBRAS (Cornell Breaking wave And Structure)模式建置結構受力，波浪越波與溯升數值模式。
- 此數值模式為求解Raynolds Averaged Stokes (RANS)方程式。
- 結合非線性k-ε紊流模式用以求解流場中的紊流動能k與紊流消散率ε。
- 利用流體體積法 (Volume of Fluid, VOF) 描述自由液面。

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad (\text{質量守恆式})$$

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + g_i + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_i}{\partial x_j} \quad (\text{動量守恆式})$$

u_i 與 g_i 表示為 i 方向上的速度分量與重力加速度分量。 ρ 、 p 、 t 分別表示為密度、壓力、時間。為牛頓流體假設下的分子剪應力張量。

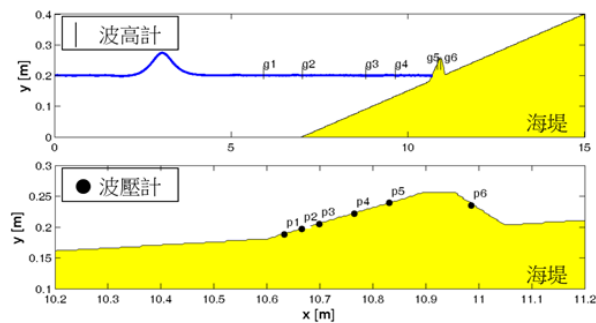
工試驗所
Tainan Hydraulics Laboratory
Tainan University, Tainan, Taiwan

42

海嘯波之目標港區(蘇澳港)外廓防波堤受力分析數值模式驗證

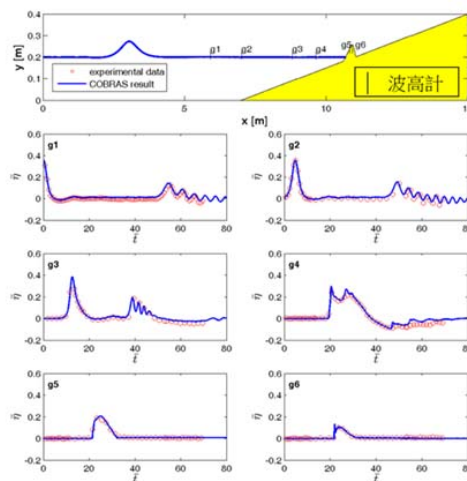
■ 陳偉嘉(2008)『孤立波碎波通過不透水斜坡式海堤之試驗研究』

1. 驗證孤立波沿斜坡底床前進的水位變化
2. 驗證孤立波作用在斜坡式海堤的波壓變化



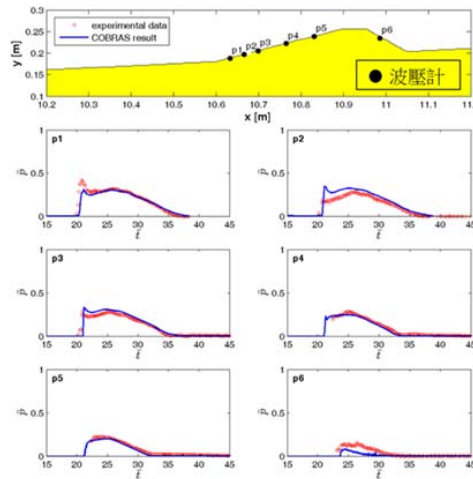
實驗配置圖

驗證水位變化



海嘯波高=0.073公尺
水深=0.2公尺

驗證波壓變化



海嘯波高=0.073公尺

水深=0.2公尺

計算條件

- 根據蘇澳港築港潮位資料，計算水位為大潮平均高潮位(+1.50公尺)加1.00公尺潮位偏差，本研究取+2.50公尺作為計算水位。
- 邱等人(2013)考慮若亞普海溝發生Mw8.7的地震，蘇澳港防波堤處將產生4公尺海嘯波高(吳祚任，2012)，4公尺海嘯波高條件以日本OCDI海嘯波壓計算公式計算防波堤滑動安全係數SF=1.74。再以滑動安全係數SF=1.2推算海嘯波高為5.39公尺；若滑動安全係數SF=1推算海嘯波高為6.20公尺。本研究取4公尺、5.39公尺、6.2公尺作為海嘯波高計算條件。

計算條件表

編號	海嘯波高(m)	設計水位(m)	說明
I	4.00	+2.5	亞普海溝Mw8.7地震條件
II	5.39	+2.5	防波堤發生滑動破壞可能性(SF=1.2)
III	6.20	+2.5	防波堤發生滑動破壞(SF=1.0)

海嘯波壓計算公式

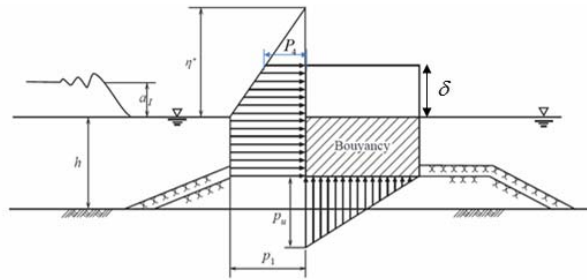
■ 參考日本OCDI規範「Technical Standard And Commentaries For Port And Harbour Facilities In Japan」海嘯波壓計算公式

$$\eta^* = 3\eta$$

$$P_1 = 2.2\omega_0\eta$$

$$P_u = P_1$$

$$P_4 = \frac{\eta^* - \delta}{\eta^*} P_1$$



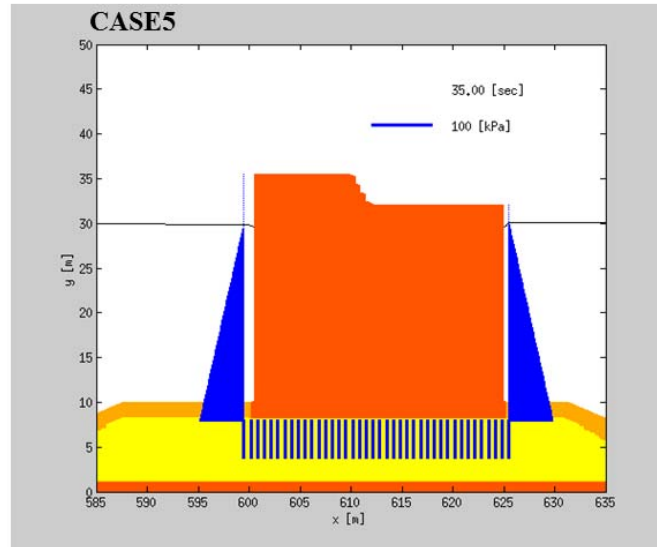
ω_0 海水比重量(t/m³)
 η 海嘯波高(公尺)
 η^* 靜水位以上波壓影響高度(公尺)
 P_1 靜水位之波壓強度(t/m²)
 P_u 沉箱底部之最大波壓強度(t/m²)
 P_4 堤頂處之波壓強度(t/m²)

模擬條件

模擬條件表

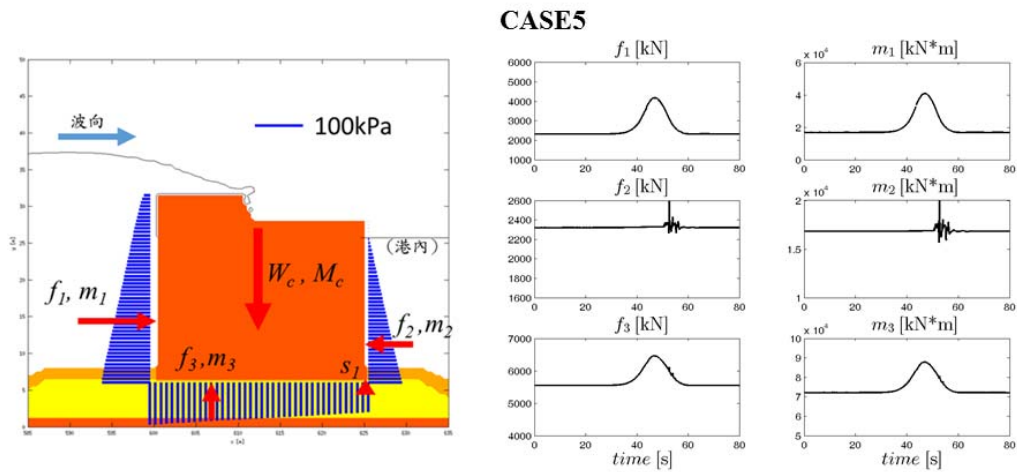
case	斷面形式	水深	海嘯波高	說明
1	A	25.5	4.00	亞普海溝Mw 8.7地震條件 (SF=1.74)
2	B	26.5	4.00	
3	C	27.5	4.00	
4	D	28.5	4.00	
5	E	29.5	4.00	
6	A	25.5	5.39	SF=1.2 (防波堤發生滑動破壞可能性)
7	B	26.5	5.39	
8	C	27.5	5.39	
9	D	28.5	5.39	
10	E	29.5	5.39	
11	A	25.5	6.20	SF=1.0 (防波堤發生滑動破壞)
12	B	26.5	6.20	
13	C	27.5	6.20	
14	D	28.5	6.20	
15	E	29.5	6.20	

模擬結果



海嘯波高=4公尺
水深=29.5公尺

受力分析

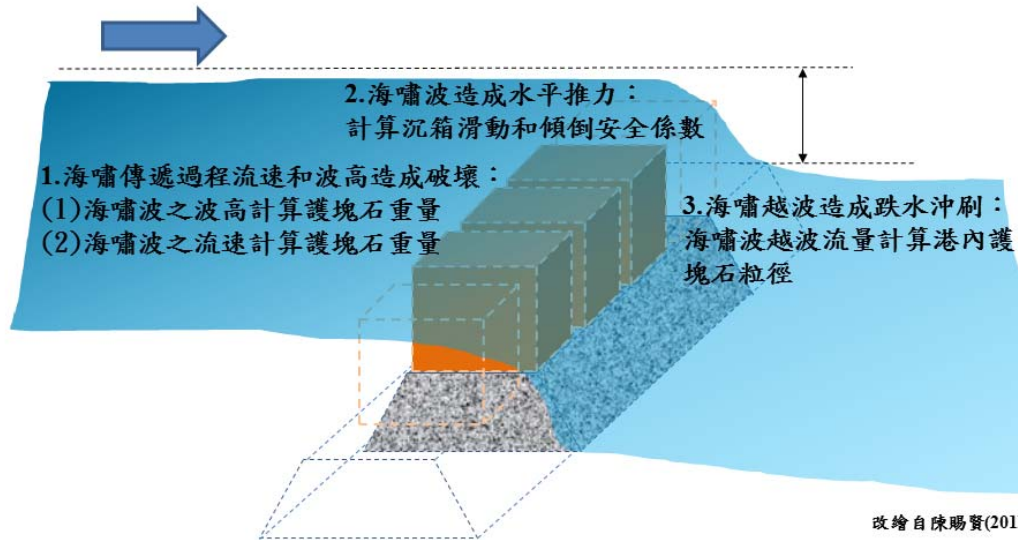


防波堤沉箱受力分析示意圖

M_c 為沉箱自重 W_c 造成之力矩

防波堤作用力和作用力矩圖

安全穩定性分析



安全穩定性分析示意圖

1-1海嘯波之波高計算護塊石重量

- Esteban et al. (2013) 進行實驗研究海嘯波高和護塊石重量關係，並以 2004 年南亞海嘯和 2011 年東北海嘯實地調查結果驗證，提出海嘯波高對於護塊石的穩定度公式：

$$W = A_t \frac{\gamma H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \alpha}$$

W 是護塊石重量(tons)

H 是海嘯波設計高度(公尺)， α 是斜面坡度($^\circ$)

γ 是護塊石重量(ton/m^3)

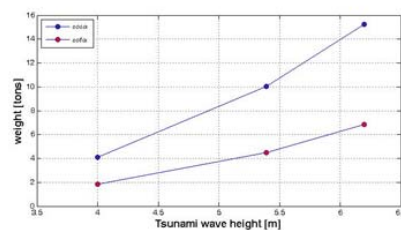
S_r 是護塊石相於海水之相對密度

K_D 是損壞係數

A_t 是 Esteban et al. (2013) 根據不同防波堤形式和海嘯等級決定之設計參數(=0.35)

海嘯波高(公尺)	4.0	5.39	6.2
護塊石重量(噸)	1.83	4.48	6.82

蘇澳港之堤前護塊石重量為10噸截頭協克塊



1-2海嘯波之流速計算護塊石重量

■ 海嘯波理論流速 u :

$$u = \frac{C\eta}{h} = \eta \sqrt{\frac{g}{h}}$$

η 是海嘯波高(公尺)

h 是水深(公尺)

g 是重力加速度(m/s^2)

$C = \sqrt{gh}$ 是海嘯波傳遞速度(m/s)

■ Hitachi(1994)提出計算海嘯流速對於護塊石之穩定度公式：

$$W = \frac{\pi \gamma u^6}{48 \gamma^6 g^3 (S_r - 1)^3 (\cos \alpha - \sin \alpha)^3}$$

W 是護塊石重量(tons)

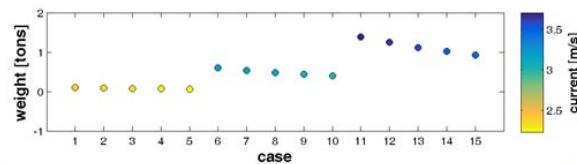
u 是海嘯波設計流速(m/s)

α 是斜面坡度($^\circ$)

γ 是護塊石比重(ton/m^3)

S_r 是護塊石的相對於海水之密度

Y 是護塊石的穩定係數，根據Kimura et al. (1996) 水工模型試驗結果建議為1.2



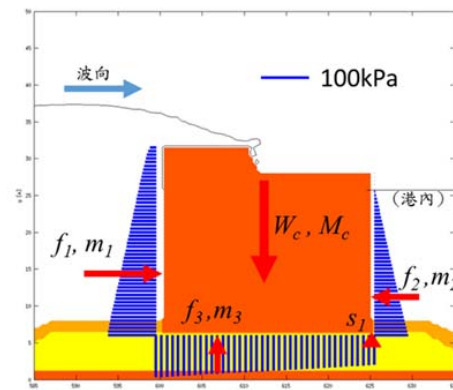
2.海嘯波作用力計算沉箱滑動和傾倒安定性

滑動安全係數計算公式：

$$f_s = \frac{\mu(W_c - f_3)}{f_1 - f_2}$$

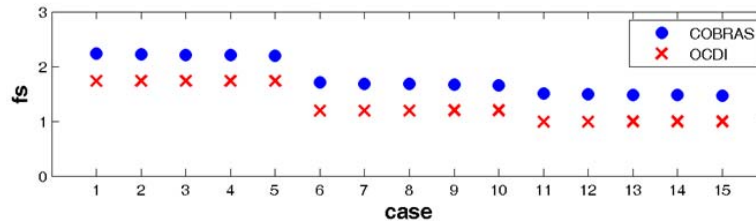
傾倒安全係數計算公式：

$$f_o = \frac{M_c - M_3}{M_1 - M_2}$$

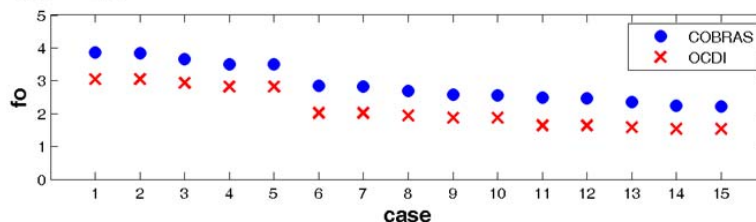


海嘯波作用力計算沉箱滑動和傾倒安定性

滑動安全係數



傾倒安全係數



3.海嘯波越波跌水沖刷計算港內護塊石粒徑

- 張國棟(2015)彙整堰壩局部沖刷深度公式，修改 Schoklithsch(1932)之公式，計算海嘯越波跌水沖刷之港內側護塊石保持安定所需之粒徑大小公式：

$$y_{ds} = 4.75h^{0.2}q^{0.57}D_{90}^{-0.32} - d \quad \text{Schoklithsch(1932) 公式}$$

q 是海嘯波單寬流量(m^2/s)， h 是海嘯波越波時堤後水位差(公尺)

D_{90} 是 90% 過篩護塊石粒徑(mm)， d 是港內側水深(公尺)，

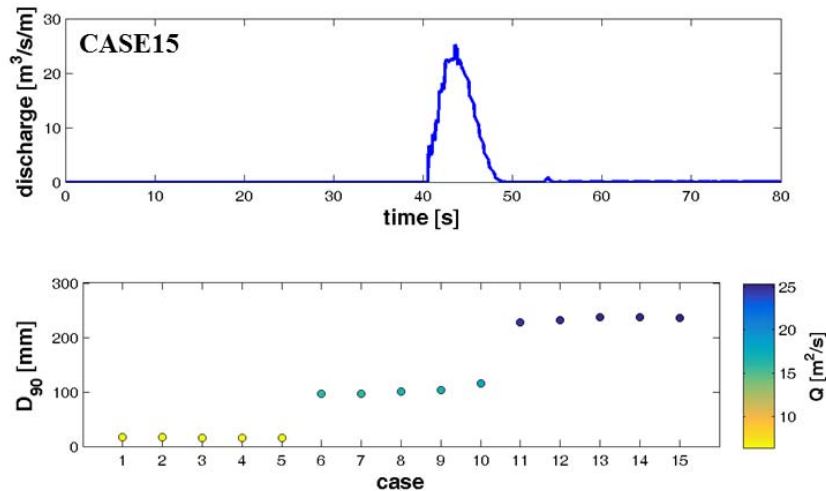
y_{ds} 是港內沖刷深度(公尺)

- 張國棟(2015)考慮跌水沖刷無產生沖刷落差，即設 y_{ds} 為 0，已知流量 q 、海嘯波越波時堤後水位差 h 和港內側水深 d ，帶入上式推算護塊石粒徑 D_{90} (mm)



海嘯波越波流量計算港內護塊石粒徑

- 以COBRAS計算越波最大流量代入計算公式：



結論

- 考慮頻散的FUNWAVE模式與未考慮頻散的COMCOT模式，在花蓮外海海嘯源(T1)與馬尼拉海溝海嘯源(T3)海嘯兩模式模擬在第一波的差異並不明顯，**亞普海溝海嘯源(T8)**海嘯兩模式模擬在波高上的差異及第一波抵達時間的差異皆較T1與T3海嘯源海嘯明顯，**明顯看出受頻散的影響**。
- 以海嘯波之波高計算堤前護塊石重量較海嘯波之流速計算堤前護塊石重量大，故在規畫堤前護塊石時，建議以海嘯波波高計算堤前護塊石，較安全。

結論

- 根據蘇澳港可能發生海嘯之情形，給定3種海嘯波高作為計算條件(分別是4公尺、5.39公尺和6.2公尺)，並依照蘇澳港南外廓防波堤不同水深區間建置5個代表斷面進行模擬水位變化、流速分佈、波壓分佈進行受力分析。而安全性評估統整如下

波高	堤前護塊石 (10T截頭協克塊)	滑動安全係數	傾倒安全係數	港內側護塊石粒徑
4m	安定	2.2	3.5	21.4mm
5.39m	安定	1.66	2.57	119mm
6.2m	安定	1.46	2.23	223mm

- 在本計畫模擬之海嘯波情況下，蘇澳港南外廓防波堤是安全的。



Thanks for your attention!

