

港灣報導



季刊 第88期

要 目

全球衛星定位與自動化監測在坡地防災之應用

淺談國內深層海水佈管不善之借鏡

莫拉克颱風造成主要橋梁損壞之現地調查及災因分析

花蓮港港灣波動預報模式的建置研究

應用可轉向影像觀測系統於海岸地形監測之研究

中華民國 100 年 2 月 出版

港灣報導季刊

第 88 期

交通部運輸研究所

中華民國 100 年 2 月

港 灣 報 導 第 88 期

刊期頻率：季刊

出版機關：交通部運輸研究所

地 址：10548臺北市敦化北路240號

網 址：www.ihmt.gov.tw

電 話：(02)26587176

總 編 輯：林志明

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

出版年月：每年2、6、10月

創刊年月：中華民國77年2月1日

定 價：100 元

本次出刊：200冊

本書同時登載於交通部運輸研究所網站

印 刷 者：承亞興企業有限公司

展 售 處：

交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880

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

五南文化廣場：40042臺中市中山路6號•電話：(04)22260330

GPN：2007700020 ISSN：1019-2603

著作財產權人：中華民國（代表機關：交通部運輸研究所）

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

目 錄

一、全球衛星定位與自動化監測在坡地防災之應用…………… 1

方耀民 逢甲大學地理資訊系統研究中心助理教授
蔡明璋 逢甲大學地理資訊系統研究中心部門副理
洪本善 逢甲大學土地管理學系副教授
李秉乾 逢甲大學土木工程學系教授
周天穎 逢甲大學土地管理學系特聘教授
饒 正 交通部運輸研究所港灣技術研究中心研究員
林雅雯 交通部運輸研究所港灣技術研究中心副研究員

二、淺談國內深層海水佈管不善之借鏡…………… 17

林東廷 嵩博工程顧問有限公司總經理

三、莫拉克颱風造成主要橋梁損壞之現地調查及災因分析… 38

林 呈 國立中興大學土木工程學系教授
蔡清標 國立中興大學土木工程學系教授
謝世圳 國立中興大學土木工程學系博士後研究
高明哲 國立中興大學土木工程學系博士班研究生
林怡如 國立中興大學土木工程學系研究助理

四、花蓮港港灣波動預報模式的建置研究…………… 52

林焯圭 國立台灣海洋大學河海工程學系
李俊穎 交通部運輸研究所港灣技術研究中心
林玉峰 大漢技術學院土木工程與環境資源管理系

五、應用可轉向影像觀測系統於海岸地形監測之研究…………… 59

李明靜 台灣首府大學餐旅管理學系助理教授
黃明志 國立成功大學系統及船舶機電工程學系教授
郭晉安 財團法人成大水利海洋研究發展文教基金會副研究員
簡仲和 財團法人成大水利海洋研究發展文教基金會特聘研究員
簡仲環 交通部運輸研究所港灣技術研究中心科長
劉清松 交通部運輸研究所港灣技術研究中心助理研究員

全球衛星定位與自動化監測在坡地防災之應用

方耀民 逢甲大學地理資訊系統研究中心助理教授
蔡明璋 逢甲大學地理資訊系統研究中心部門副理
洪本善 逢甲大學土地管理學系副教授
李秉乾 逢甲大學土木工程學系教授
周天穎 逢甲大學土地管理學系特聘教授
饒正 交通部運輸研究所港灣技術研究中心研究員
林雅雯 交通部運輸研究所港灣技術研究中心副研究員

摘要

全球衛星定位系統（GPS）係以衛星為基礎的無線電定位系統，藉由地球軌道上之定位衛星，可提供全球具接收裝備之使用者極精確之三維定位、速度及時間資料。該系統不受天氣影響，並可提供全球統一之經緯度參考資料。本文選擇嘉義縣阿里山鄉進行一機多天線GPS自動化即時監測，阿里山工務段於台18線44K第四彎、45K五彎仔及小公田村三處，安裝完成先進的量測儀器和高效率傳輸系統組成之監測系統。對此邊坡路段進行降雨前、後之資料調查，同時蒐

集調查期間的雨量記錄與即時的地滑監測資料進行分析，以瞭解阿里山公路邊坡受震後的災害狀況與地滑特性。未來將可以訂定更有效的管理值，以減少邊坡災害對國土保持與民眾安危之損失。本文於國內首次提出阿里山公路第四彎於颱風降雨過後，地表每六天的最大移動速度為2.5cm，且每月的總位移量高達為10公分，此資料可以做為阿里山公路整治的參考與依據。

關鍵詞：多天線全球衛星定位系統、邊坡災害、監測系統

一、前言

台灣地區位於板塊擠壓處，地震頻繁，地質破碎，山地形勢陡峭，河流既短、陡急且降雨時空分配不均，若遭逢梅雨和颱風季節所帶來之集中性豪雨，常引發大規模之落石、土石

流或地滑等邊坡崩坍災害，嚴重危害地區交通運輸及產業經濟之發展。山區道路往往是區域唯一聯外通道，而道路邊坡穩定性攸關居民之生命財產安全，因此如何在這些重要卻具有高

邊坡災害潛勢區域導入各項先進科技之自動化監測系統、緊急通報系統及防災應變系統，將傳統的防災作業進化成災害管理，已成為近年來各界對於邊坡災害防治的重要發展方向。

全球衛星定位系統（GPS）係以衛星為基礎的無線電定位系統，藉由地球軌道上之定位衛星，可無限制地提供全球具接收裝備之使用者極精確之三維定位、速度及時間資料。該系統不受天氣影響，並可提供全球統一之經緯度參考資料，且應用層面非常廣泛，已屬成熟技術；由於全球衛星定位模組大量生產的關係，低廉的價格更增加全球衛星定位計技術於邊坡災害監測應用之價值。自動化監測系

統除為累積足夠監測歷史資料提供後續各項學理研究發展外，亦希望可即時掌握邊坡災害發生前兆和發生時之動態反應，增加地區居民之應變時間，提供防災應變決策之參採，大幅降低災害所造成之傷害，因此即時有效之通訊傳輸將是整體監測系統重要環節之一。

本文針對全球衛星定位與自動化監測系統在道路邊坡地滑災害之應用進行深入探討，並於國內首次提出阿里山公路段第四彎降雨過後每六天的最大移動速率為2.5cm，且每月的總位移量高達為10公分。此資料可以做為阿里山公路段整治的參考與依據。

二、文獻回顧

梨山地區地滑範圍涵蓋遼闊，主要包含中橫公路台8線與宜蘭支線台7甲線交會處的梨山村一帶，此地區在1990年4月間發生大規模的地層滑動。為了防止地滑災害持續擴大以及維護居民安全與道路暢通，行政院農業委員會水土保持局自1995年度起實施梨山地區的「坡地災害整治」計畫。並設置土壤含水感測測(TDR)與GPS觀測系統，並預定持續建立設置梨山地滑預警中心，提供即時通報系統。結果可知GPS靜態基線測量在接收衛星資料3個小時之精度適用於地滑監測。再利用GPS在不同日期靜態量測3個小時所得基線長度變化量與梨山地滑地區之地表伸縮儀之變位量行進滑動量的

比對，得知可利用GPS靜態基線測量與地表伸縮計有相同的位移量，且可利用大範圍的基線測量，更能掌握大面積之滑動土體滑動的趨勢。最後再將GPS長期架設於梨山進行靜態長期監測，曾國維（2003）。

（沈鍵偉，2004）為確切掌握GPS長期監測地滑地之可行性，以梨山地滑地區進行可行性觀測，可知GPS長期監測地滑地系統適合的量測方法為GPS靜態基線測量，1秒接收一筆衛星資料，3個小時靜態基線解算每次移動1小時，此方法最適用於地滑地監測，且可得到公厘級的精度。最後利用GPS的精度及滑動的速度訂定出GPS長期監測地滑管理基準值，由監

測的結果可知此管理基準值初步判斷是可行的。

(簡世杰, 2002) 藉現地量測資料探討各種因子對邊坡滑動機制之影響, 研究區域在嘉義縣番路鄉公田村五彎仔附近公路沿線之山坡地。該地區屬於舊地滑區, 自公路開闢以來, 長期遭受地層滑動之苦。自2000年初在該區設置若干監測儀器, 針對當地地層、地表變形、地下水位及雨量等進行持續觀測; 期間歷時約兩年。同時配合理論分析與室內試驗結果, 做相關性之探討。觀察結果顯示, 此區域處於極不穩定之狀態。發現此區之滑動行為和降雨量有密切之關係。由2000年監測資料顯示, 邊坡產生加速滑動所需之累積雨量約為80~270mm, 相當於3~5天之累積降雨量所造成。

(邱奕峰, 2004) 藉現地量測配合理論分析, 探討相關因子對於邊坡滑動機制之影響。自2000年初即針對台十八線五彎仔附近地表及地層變位、降雨量、地下水位、地下水流量等項目, 進行長期監測工作。2003年6月26日發生嚴重破壞, 造成路段路基流失約150公尺, 公路中斷約1個半月。分析探討此案例造成邊坡破壞的原因, 與現場監測結果對照, 配合理論分析, 並對破壞後殘坡之穩定性進行評估, 最後提出可能之整治方案。

素有小黃山之稱的雲林縣林內鄉坪頂溪上游坪頂村林北坑地區於民國88年921大震後即有大崩塌情勢發生, 其後於民國2004年敏督利、艾利颱風及民國2006年0609連續豪雨期間

皆持續發生邊坡崩塌情形, 為監測上述地區崩塌災害狀況, 水土保持局針對坪頂溪上游坪頂村林北坑地區進行現場邊坡水文地文資料蒐集與崩塌地變化監測, 監測設備包含地表伸縮計和傳統全球衛星定位坡地變形監測系統。並完成坪頂溪上游坪頂村林北坑地區颱風期間即時邊坡崩塌地變化監測、監測管理值訂定及當地防災應變中心軟硬體強化等工作, (方耀民, 2009)。

由於邊坡破壞常發生在暴雨過後, 這是因為邊坡破壞與降雨有某種型式的關聯, 而Brand(1982), Lumb(1975), Slosson and Larson(1995)等人, 證實邊坡破壞與降雨間的關聯性。但除了暴雨之外, 引發邊坡破壞還需要某些臨前的水文條件。前期降雨能讓邊坡表層充滿水分, 使得水能在邊坡中更容易流動, 故土壤表層需要先充滿水分後, 隨之的暴雨能啟動邊坡破壞的機制。對於前期降雨對邊坡穩定的影響已經被研究很多年, Lumb發現了前期降雨對邊坡破壞的影響, 特別的是當前期降雨量較高的話, 將會伴隨著發生較多的邊坡破壞事件。並將其區分降雨所造成的邊坡破壞事件為下列四類:

1. 最嚴重的事件在一天中造成超過50起的邊坡破壞
2. 嚴重的事件在一天中造成10到50起的邊坡破壞
3. 次要的事件在一天中造成少於10起的邊坡破壞
4. 獨立的事件在一天中僅造成1起邊坡破壞

根據所獲得的降雨資料，Lumb訂定了不同等級事件的範圍，並以15天的前期降雨和24小時的暴雨來說明。最嚴重的事件發生在24小時的降雨量超過100mm，而15天的前期降雨超過

350mm。嚴重的事件發生在24小時的暴雨超過100mm，而前期降雨量達到200mm。當降雨與邊坡破壞的關聯性被證實之後，便可以針對何時達到邊坡破壞降雨門檻值進行研究。

三、研究範圍

(一) 研究環境地理位置

台十八線42K+500m~44K+100m五彎仔路段（TWD67橫坐標約為212312公尺,縱坐標約為2592307公尺）。經過面積約50公頃之古老崩塌地，自民國1982年通車以來，每遇颱風豪雨侵襲，地層滑動，路面下陷亦有發生，雖屢次進行修復與加固，惟未能有效改善。民國2003年6月26日43K+500m處長約150公尺路段下滑，使通往阿里山之交通中斷，引起各界關切，尤以觀光旅遊業受影響最鉅。目前雖以臨時便道繞道崩塌區頭部上方維持道路通行，然而本路段仍在持續滑動中，尤其豪雨期間滑動情形更加明顯，何時道路會再滑失中斷，備受關注。而避免此一情形再現，更是需要努力的目標。2006年12月3日發生

了公路史上最嚴重的梅嶺大車禍，隨之危險道路受到國人關注，而阿里山公路五彎仔段是全台危險公路之首，除道路本身又陡又彎外，還會發生邊坡地滑。但是五彎仔每年的地表位移量，並未被精確的量測出來，因此本研究選定五彎仔地區之第四彎為實驗地區。

(二) 監測系統介紹

逢甲大學團隊受阿里山工務段委辦，完成之各項設備及儀器的架設，計畫施行成果，包含台18線44K第四彎處及小公田村，設置CCD攝影機共三部、紅外線投射燈二部、變位計、地表伸縮儀各一部及影像資料傳輸設備等，其中變位計與地表伸縮計主要是量測地表的位移量，儀器部署如圖1所示。（饒正等，2008）

四、研究方法

(一) 全球衛星定位監測系統介紹

近二十年來，全球衛星定位系統（Global Positioning System；簡稱GPS）已經廣泛應用於許多學科和領域，且被證明是用於監測人為和自然

結構變形和位移的一個非常有力的工具，GPS具有許多優於傳統測量技術的優點，其更加精確、有效、高自動化和低勞動強度。雙頻道GPS衛星定位接收儀具有超高精度、超高取樣頻

率、全天候觀測等眾多優點，往往作為高精度大地測量、地殼變動測量之連續追蹤站之用，也因其接收之觀測量較多，以On-The-Fly (OTF) 法求解周波未定值可在一分鐘之內即時解算，因此也常用作快速動態 (Kinematic) 測量之用，例如航空攝影測量、超快速運行之車輛，但唯其硬體成本造價相對昂貴。相對於雙頻道GPS衛星定位接收儀，單頻道之衛星定位接收儀造價相對便宜許多，但是其接收頻道數較少，因此支援動態測量的能力相對於雙頻道的GPS接收儀遜色。但是經逐年軟硬體的變革，並且透過新的求解周波未定值之技術，單頻道GPS衛星定位接收儀雖然動態能力仍遜於雙頻道GPS接收儀，但已可用在動態幅度較小的監測測量，並且在求解周波未定值之成功率以及長時間監測的精度上表現也都十分良好。此外搭配無線通訊設備以及精密的解算分析軟體，單頻道GPS衛星定位接收儀足以支援建物以及坡地位移變形之監測。

但是，上述應用中影響GPS大規模使用的一個限制因數就是它的硬體成本高。對於變形體的連續監測來說，每個被監測的點位元都需要配備一套高質量的大地型GPS接收機。這

就使得設備費用投入太昂貴。為此我們引進了一機多天線GPS的構想，使用多根GPS天線和一台接收機相連，形成所謂的一機多天線GPS系統，特別適用於結構變形和位移監測 (Ding, 2000)。本系統是使用外接一台現成的、標準商業化GPS接收機和一個專門設計的GPS多天線開關 (GMS: GPS multi-antenna switch)，使得多個天線能和一台接收機連接在一起，所有天線所在的點位元都能監測。這樣每個監測點上的GPS硬體成本就得到成倍地減少，從而使得GPS在許多應用中更加實用化。

一機多天線GPS系統，採用分時原理允許每個天線都能與接收機連接，按設定的時間順序採集GPS觀測資料。這個原理採用一個特別設計的GPS多天線開關 (GMS) 在一台工業PC的控制下來實現。每個天線所採集的資料都能用來計算回應天線的位置，或每個相應的天線的位移。使用差分定位模式，一套完整的多天線GPS系統的架構如圖2所示。其中參考點(Reference Point)指的是固定點，天線陣列(Antenna array)為移動點。本系統只需兩台GPS接收器(GPS receiver)，透過資料處理中心(Data processing centre)求解出位移量。



圖1儀器裝設位置圖

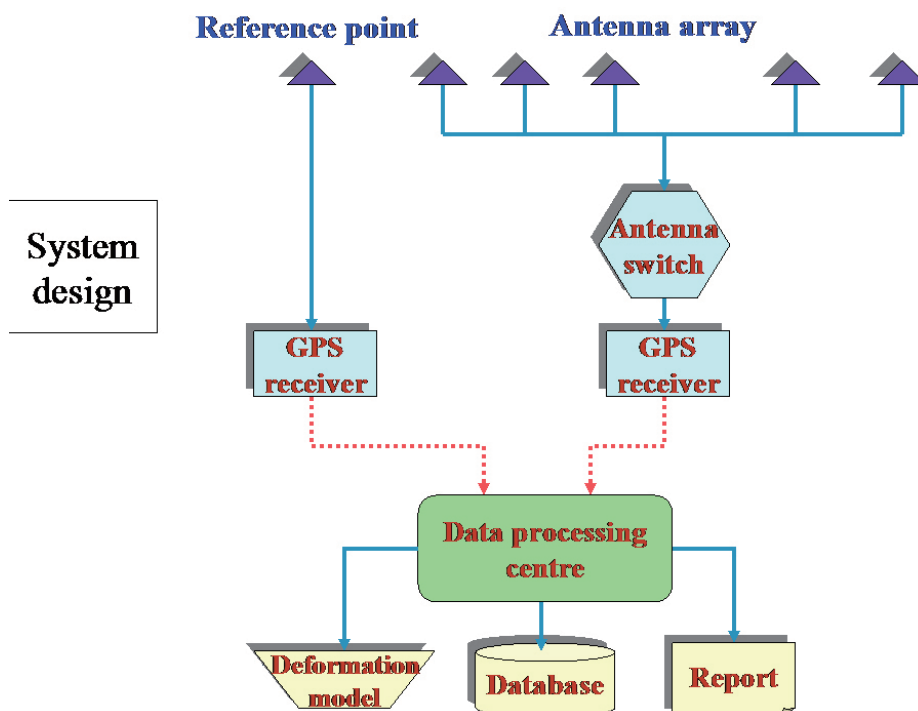


圖2新一代多天線系統的差分定位構造 (Ding, 2000)

(二) 全球衛星定位監測系統測試

為確保一機多天線監測系統的精度與穩定性前，必須先進行實驗室測試完成後才能移至現地即時監測，故選擇逢甲大學商學館13F天台上進行測試。

(1) 實驗場地介紹

為了尋求試驗便利與對空通視的地方，故利用逢甲大學商學館頂樓進行測試。以現有的儲藏室做為儀器控制室，其中包含一台多天線GPS切換器（Switch）、兩台GPS接收器（Receiver）和一台電腦主機。並以現有的內政部GPS固定站作為此多天線GPS量測基站，整個一機多天線GPS佈設方式與位置如圖3所示，其中包含一個基站和七個移動站。



圖3多天線GPS試驗配置圖(4個移動站)

(2) 靜態初始值量測

選擇八個移動站位置，均勻分布於頂樓空曠的地方。在進行多天線GPS動態位移量測時，必須先紀錄一段長時間（約2~3天）的靜態GPS初始值位置量測。其GPS資料擷取方式為每5秒接收

一筆資料，連續記錄30分鐘後切換至另一個channel，且每小時解算位置一次，將初始值位置量測結果整理如表1所示。其中GPS0代表內政部固定基站，且移動站GPS1至GPS8的坐標是相對於GPS0的坐標，將相對位置與基站之距離繪製如圖4所示。

(3) 雷射經緯儀測量

為了確認全球定位系統量測的準確性，故另外利用雷射經緯儀針對GPS0至GPS7之固定站和移動站位置，進行水準與高程測量。由於水準測量必須以某依方向當作固定方向，其他待測點則是相對於此方向，故將Base和GPS1連線方向做為固定方向，並將所得結果與多天線GPS量測結果相互比較，整理坐標如表1所示。由表中可以發現在垂直方向的差異較大，且在GPS8的水平方向出現誤差較大的結果。分析結果發現多天線GPS8準確性較差的原因，主要是在於GPS的天線距離地面太低，訊號有反射的現象，建議要距離地面100cm以上，才不會有訊號干擾的現象。再加上因為頂樓屋凸（儀器屋）的位置剛好遮蔽大約一半的對空通視，產生多路徑的效應。

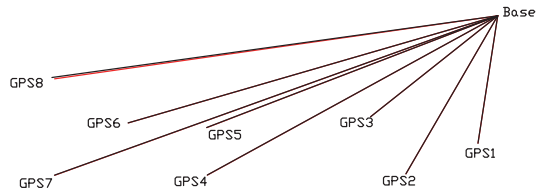


圖 4八個多天線GPS測試位置圖 單位:(公分)

圖4 八個多天線GPS測試位置圖單位:(公分)

表1 多天線GPS量測結果相互比較

測站編號	項目	N	E	H
GPS2	經緯儀 (m)	109.3634	97.7714	11.6688
	GPS (m)	109.37	97.772	11.664
	差異 (cm)	-0.66	-0.06	0.48
GPS 3	經緯儀 (m)	106.0288	103.147	11.3648
	GPS (m)	106.025	103.147	11.351
	差異 (cm)	0.38	0	1.38
GPS 4	經緯儀 (m)	90.6461	97.655	11.5724
	GPS (m)	90.66	97.652	11.391
	差異 (cm)	-1.39	0.3	18.14
GPS 5	經緯儀 (m)	90.5877	102.1316	11.3974
	GPS (m)	90.612	102.126	11.386
	差異 (cm)	-2.43	0.56	1.14
GPS 6	經緯儀 (m)	83.1861	102.5695	11.3486
	GPS (m)	83.208	102.57	11.336
	差異 (cm)	-2.19	-0.05	1.26
GPS 7	經緯儀 (m)	76.2541	97.6472	11.4703
	GPS (m)	76.277	97.636	11.458
	差異 (cm)	-2.29	1.12	1.23
GPS 8	經緯儀 (m)	76.0137	106.8461	11.5876
	GPS (m)	76.262	106.721	11.63
	差異 (cm)	-24.83	12.51	-4.24

五、全球衛星定位監測系統實地測試

實地架設多天線GPS系統，於2007年10月初完成所以儀器現地架設

工作，其中GPS基站一組、移動監控GPS天線四組，如圖5所示：

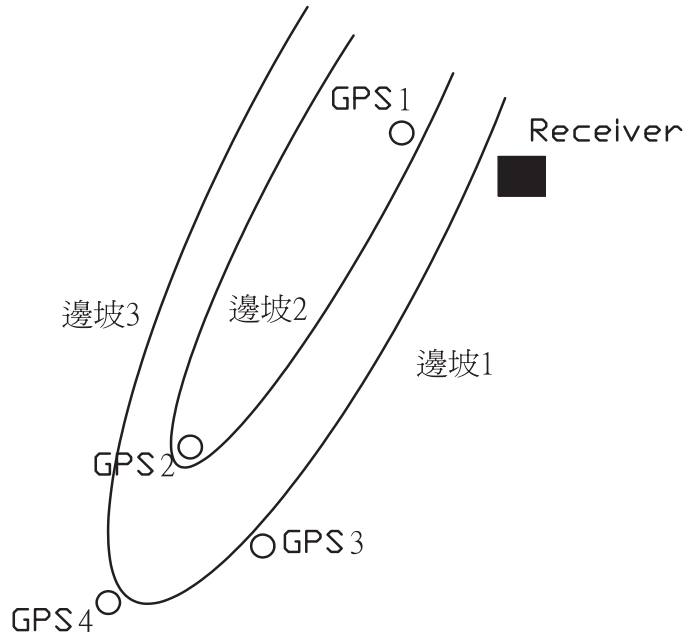


圖5現地多天線儀器配置示意圖

從2007/10/17收集兩整天的靜態測量接收資料，解算出靜態坐標，如表2所示。後並於2007/10/19開始進行動態即時監測。並將2007/10/19~2007/10/21三天的動態即時監測結果如表3所示。其中除了GMS3和GMS4的Y方向有持續的位移量（約2.4cm）外，其餘皆來回震盪，並呈穩定狀態。再持續針對2007/10/19~2007/11/12二十天的動態即時監測結果進行比對，其中除了GMS3和GMS4的Y方向有持續的位移量（約9.76cm）外，其餘皆來回震盪，並呈穩定狀態。並於2007/10/25

赴現場確認並非為儀器異常或GPS固定桿晃動所造成的，故研判為邊坡地滑的位移量。最後持續針對2007/10/19~2008/1/25一百天的動態即時監測結果進行比對，其中除了GMS1到GMS4的Y方向有持續的位移量（約17.19cm）。並於2008年3月赴現場確認為邊坡地滑的位移量。本系統可以將連續時間的動態坐標繪製成圖，其中GPS3與GPS4位移變化如圖6與圖7所示，由圖中可以明顯看出位移方向與位移量，圖中(X,Y,H)對應到表中的(N,E,H)。

表2 GPS靜態坐標

靜態坐標 (m) 2007,10,17~18			
測站	N	E	H
GPS1	334.7169	-173.6945	-66.1253
GPS2	285.491	-218.9558	-75.3336
GPS3	269.0273	-207.2832	-77.9727
GPS4	270.1067	-232.2456	-82.5404

表3 多天線GPS動態坐標

3天動態坐標 (m) 2007/10/19~21			3天位移量 (cm)		
N	E	H	dN	dE	dH
334.7145	-173.7077	-66.1578	-0.24	-1.32	-3.25
285.4819	-218.9744	-74.8855	-0.91	-1.86	-2.76
269.0205	-207.3074	-77.9852	-0.68	-2.42	-1.25
270.1033	-232.2671	-82.5615	-0.34	-2.15	-2.11
20天動態坐標 (m) 2007/10/19~11/12			20天位移量 (cm)		
N	E	H	dN	dE	dH
334.7129	-173.7236	-66.191	-0.4	-2.91	-6.57
285.4887	-218.0387	-74.9328	-0.23	-8.29	-7.49
269.0205	-207.3808	-77.0147	-0.68	-9.76	-4.2
270.0954	-232.3301	-82.605	-1.13	-8.45	-6.46
100天動態坐標 (m) 2007/10/19~2008/1/25			100天位移量 (cm)		
N	E	H	dN	dE	dH
334.709	-173.7408	-66.2009	-0.79	-4.63	-7.56
285.4801	-219.1143	-74.9693	-1.09	-15.85	-11.14
269.0101	-207.4551	-78.0555	-1.72	-17.19	-8.28
270.0846	-232.4142	-82.6526	-2.21	-16.86	-11.22

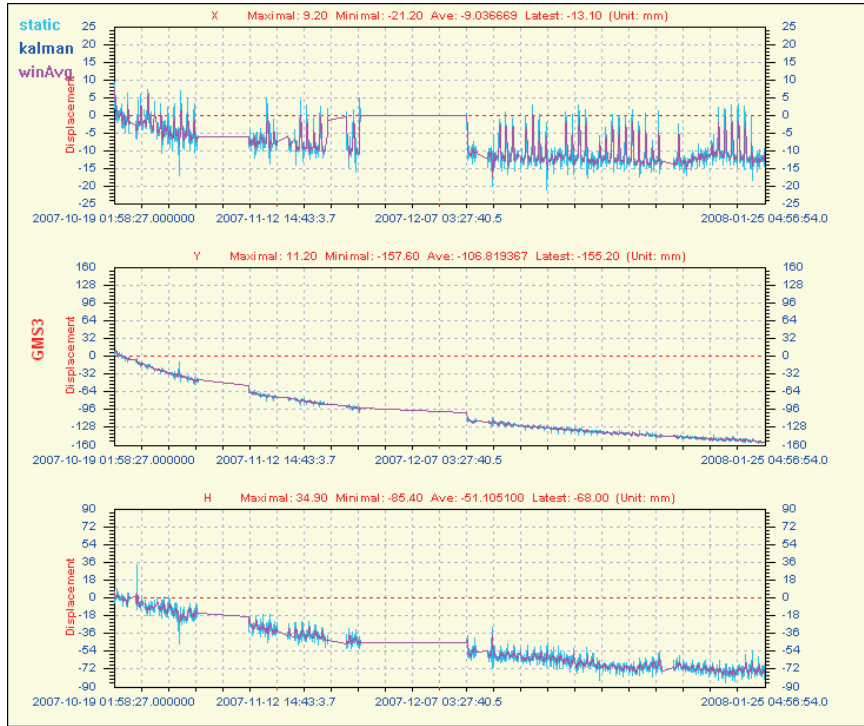


圖6 道路邊坡自動化監測系統 (第三號天線2007/10/19~2008/1/25)

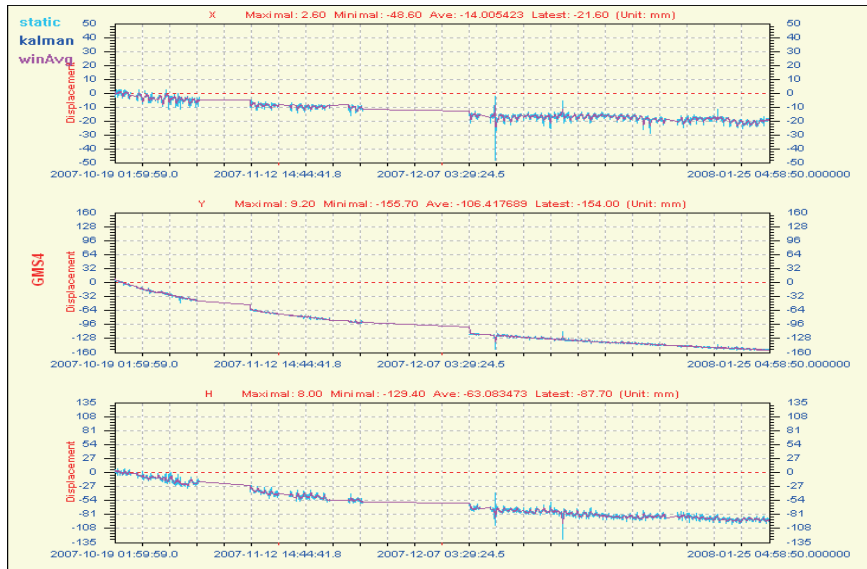


圖7 道路邊坡自動化監測系統 (第四號天線2007/10/19~2008/1/25)

最後將上述四組GPS所量測的結果，比對最後一筆動態坐標與起始靜態坐標，繪製出空間關係圖，如下圖8所示。圖中箭頭方向代表GPS位移的

方向，箭頭的長度代表位移的量，顯示GPS1~GPS4的移動方向一致，為同一個移動的N2塊體，如圖9所示。

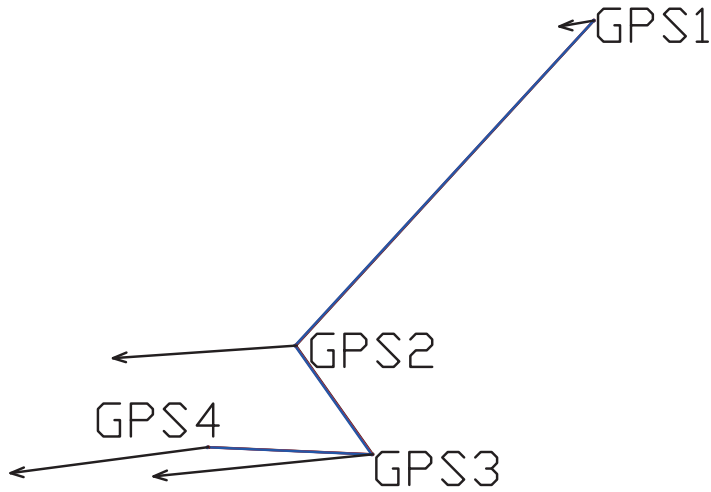


圖8 GPS滑動位移方向與相對位移量示意圖

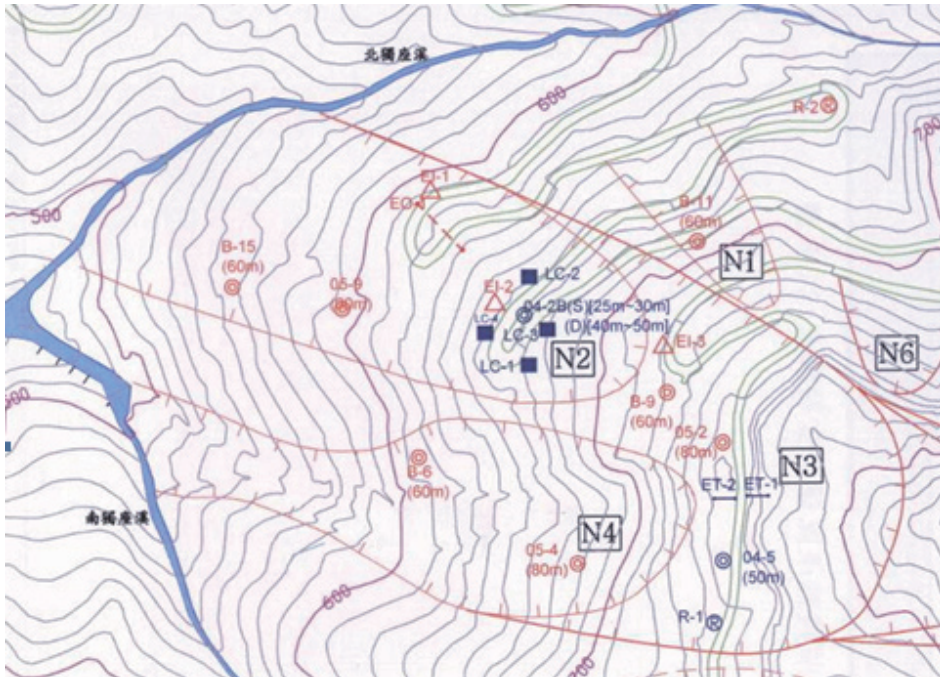


圖9 GPS天線位置與移動塊體圖

為了確認GPS固定站是否有移動，將2007年10月至2008年2月，每月GPS基站天線所接收的全球定位系統資料，各取七天觀測資料，分別以內政部地政司國土測繪中心之嘉義縣竹

崎e-GPS固定站為基準進行基線運算(本站約距離實驗區13.4公里)。由上述五個月數據發現基站水平坐標差約1公分，因此視為誤差範圍內，求其平均值作為基站之坐標如表4所示。

表4 每月取七天的坐標平均值

日期	N 座標 (m)	E 座標 (m)	H 高程 (m)
2007/10	2591861.401	213379.664	775.014
2007/11	2591861.407	213379.658	775.014
2007/12	2591861.408	213379.668	775.023
2008/01	2591861.434	213379.645	775.018
2008/02	2591861.428	213379.65	775.027
平均值	2591861.416	213379.657	775.019
標準差	0.013	0.009	0.005

由於邊坡地滑常發生在暴雨過後，故邊坡地滑與降雨有某種型式的關聯。但除了暴雨之外，引發邊坡破壞還需要某些臨前水文條件。前期降雨能讓邊坡表層充滿水分，使得水能在邊坡中更容易流動。亦即，土壤表層需要先飽和使得隨後的暴雨能啟動邊坡破壞的機制。故蒐集2007年至2008年颱風期間阿里山降雨情況，如表5所示。圖8所示為時間2007年10月

至2008年2月的地滑速度與雨量的關係，其滑動速度之值是以6天的資料擬合得來，為能更加表示地滑之顯著性，以每6天的位移量為單位 (cm/6天)。GPS1、GPS2、GPS3、GPS4是以東西方向的滑動較為嚴重，後三者的最大之向西地滑速度約每月10 cm，其中南北向和高程之變化量不大，因此僅選擇東西方向進行分析與探討。

表5 2007~2008年颱風於阿里山地區帶來之降雨量統計表

颱風名稱	侵襲時間	累積雨量(mm)	強度
帕布	2007/8/6~8/8	31	輕
梧提	2007/8/8~8/9	21	輕
聖帕	2007/8/16~8/19	654.7	強
韋帕	2007/9/17~9/19	302	中
柯羅莎	2007/10/4~10/7	1093	強

圖10與圖11為其滑動速度以cm/6天為單位，亦加入6天累積的雨量一併呈現比較，2007年10月4日至7日秋颱柯羅莎所帶來的累積雨量為1093mm，其他平時於年底前僅四次些許降雨量，相對比較影響不顯著。其滑動速度若為”負值”，表示向西滑動，若為”正值”，則反之，由圖中可得知，於颱風侵襲其降雨量暴增的同時，滑動速度明顯地最快，當雨量停歇，滑動速度漸漸緩和下來。此外由圖10和圖11所示，其滑動速度呈現一拋物線的趨勢，將其各點進行二

元一次方程式之擬合，結果如圖12和圖13所示。如圖天線三及天線四擬合趨勢線之R平方 皆高達0.9，表示此段期間的滑動速度有此趨勢---豪大降雨量後，此區域之地滑速度呈現以時間為變數之一元二次方程式的緩降數學關係，天線三、及天線四之擬合方程式相似度非常高，表示他們滑動的速度及走向是相同的。柯羅莎颱風降雨結束後天線三與天線四最大移動速度為2.4公分/6天與2.5公分/6天，且降雨過後74天，GPS3與GPS4位移速度同時趨於緩和。

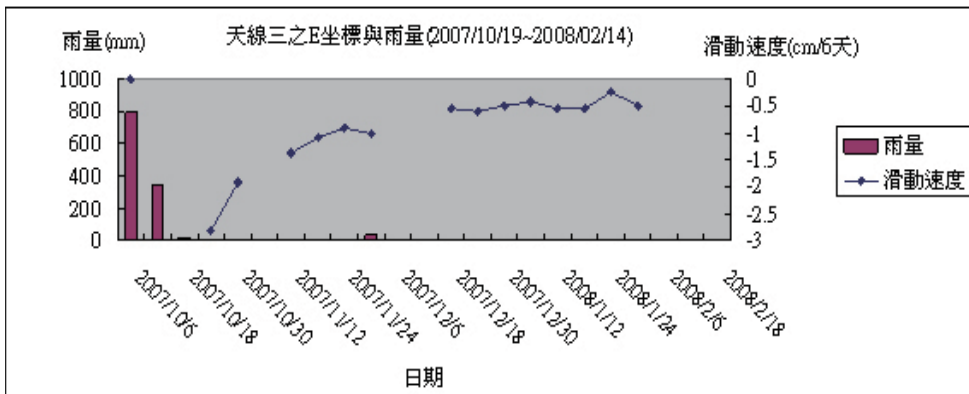


圖10 天線三之E坐標滑動速度與雨量分析(2007/10/19~2008/2/14)

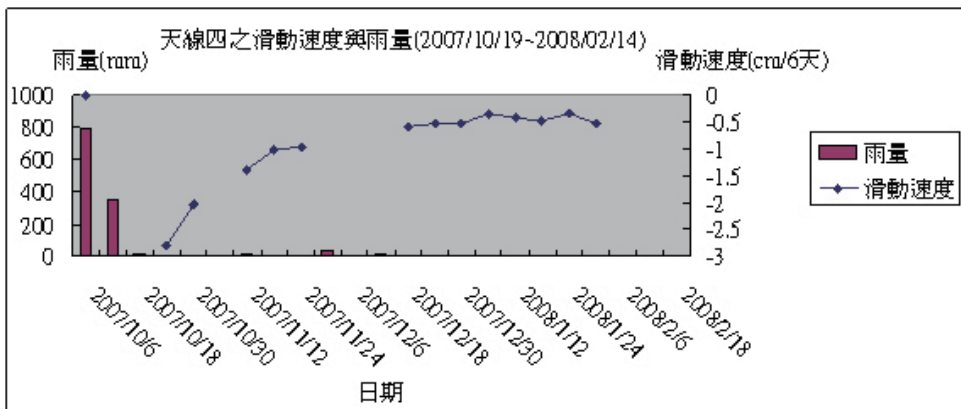


圖11 天線四之E坐標滑動速度與雨量分析(2007/10/19~2008/2/14)

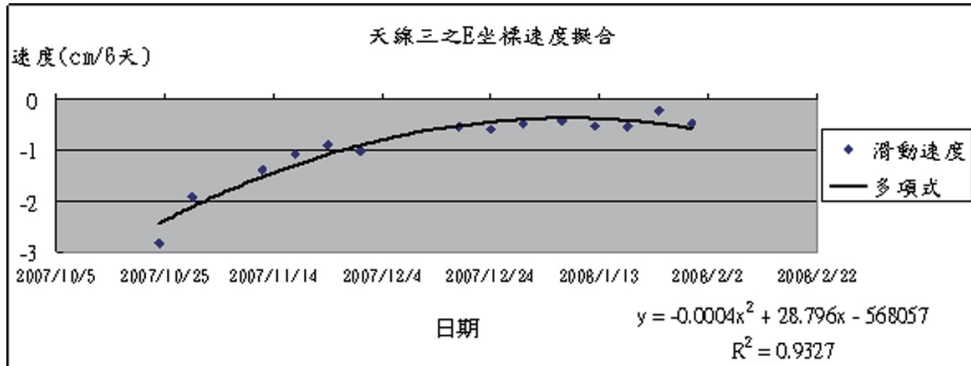


圖12 天線三之E坐標滑動速度擬合

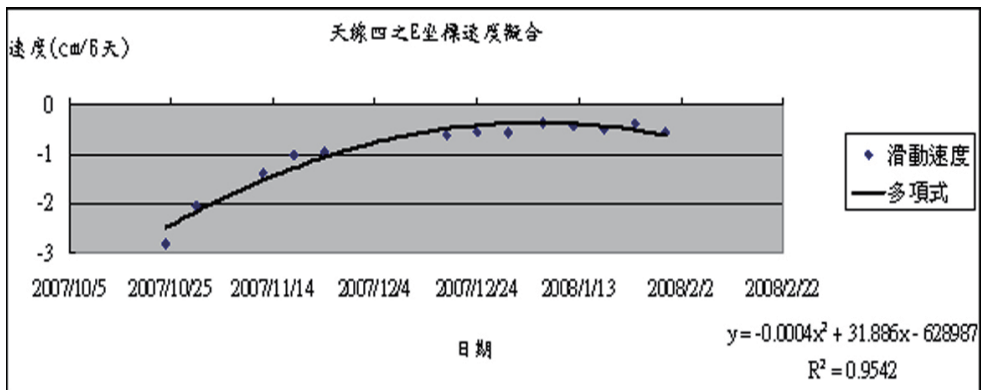


圖13 天線四之E坐標滑動速度擬合

六、結論

1. 本研究針對一機多天線全球衛星定位系統，於坡地防災之應用提出具體解決方案，並於阿里山公路段完成監測系統測試，以作為防災應變系統與後續研究之依據。
2. 第四彎地區經歷帕布、梧提、聖帕颱風、柯羅沙颱風夾帶大量豪雨之惡劣氣候侵襲下，2007年10月初於該地區進行現場勘查中明顯發現多處地表滑動現象，地表裂隙最大處約達20公分左右，以及透過與土地測量局衛星追縱站資料與GPS基站進行絕對坐標連測工作，可瞭解五彎仔地區大規模滑動狀況。
3. 一機多天線GPS系統完成架設後，隨即進行監測工作，經過監測100天就有17.19公分的最大位移量，推測由於柯羅莎颱風侵台環流影響，造成當時阿里山公路周邊地區累積降雨量高達為六百餘公厘，因大量降雨與地表逕流，加劇了第四彎地區坡面滑動現象。

4.一機多天線GPS定位系統已實證可監測阿里山公路崩積層的地滑工作，當豪雨過後，該路段敏感地區將會產生明顯的地滑現象，且每月

可達10公分的位移量，晴天時地滑速度減緩，地滑速度呈現一個以時間為變數的數學二次方程式。

參考文獻

1. 方耀民、李秉乾、周天穎、黃俊銘、連榮吉(2009)，〈坡地防災監測新思維-以坪頂社區為例〉，科技發展政策報導，3(2):1-23。
2. 沈鍵偉(2004)，〈應用GPS作地滑地地表變位長期監測之可行性研究〉，國立中興大學土木工程研究所碩士論文。
3. 邱奕峰(2004)，〈阿里山五彎仔626坡滑事件機制之探討〉，國立雲林科技大學營建工程系碩士論文。
4. 曾國維(2003)，〈梨山地滑地管理基準值的綜合評定〉，國立中興大學土木工程研究所碩士論文。
5. 簡世杰(2002)，〈阿里山五彎仔地滑區滑動機制與穩定性之研究〉，國立雲林科技大學營建工程系碩士論文。
6. 饒正、林雅雯、洪本善、李樹莊、李秉乾、周天穎、蕭泰中、方耀民(2008)，《全球衛星定位與自動化監測系統在坡地防災之應用(2/4)》，交通部運輸研究所。
7. Brand, E. W., (1982), "Analysis and design in residual soil", Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference-Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils, Honolulu, Hawaii, pp.89-141, January 11-15.
8. Ding, X.L., Chen, Y. Q., Huang, D. F., Zhu, J. J., Tsakiri, M. And Stewart, M. (2000), "Slope monitoring using GPS: a multi-antenna approach", GPS World, 3 (11) :52-55.
9. Lumb, P., (1975), "Slope failures in Hong Kong", Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol. 8, pp.31-65.
10. Slosson, J. E., and R. A. Larson, (1995), "Slope failures in southern California: Rainfall threshold, prediction, and human causes", Environmental & Engineering GeoScience, Vol. I, No. 4, winter, pp.393-401.

淺談國內深層海水佈管不善之借鏡

林東廷 嵩博工程顧問有限公司總經理

一、前言

台灣東海岸位於大陸棚邊緣，離岸3~5公里內，水深即可達500公尺以上，極具開發深層海水之地理優勢。東潤公司於民國94年6月在花蓮佈放第一條深層海水管路後，開啟國內藍金發展之時代，並成為繼美、日之後商業開發深層海水之國家。

深層海水產業所需之原水須依賴汲水設施穩定地供給，故深層海水佈管之得當與否不僅攸關營運時程，更直接影響運轉後之生產、維護管理及經濟年限。國內迄民國99年9月已進入營運之深層海水業者主要有東潤、光隆及台肥等3家公司，由最初國內業者與施工廠商利用簡易施工方法與船機，至95年已有日本施工廠商(前田營造)之參與，逐一克服東海岸嚴峻之海象條件，而成功佈放7條深層海水管路。因此近年來國內已逐漸累積深層海水佈管經驗，但不容諱言相關佈管技術仍處起步階段，此問題亦顯現於後續公共工程之招標上。行政院於民國94年4月核定「深層海水資源利用及產業發展政策綱領」，積極推動深層海水產業，繼民間成功開發深層海水之後，民國97年後由政府所主導之深層海水工程招標案普遍發包延宕，包括農委會水試所主辦之「國家水產生

物種原庫-台東支庫新建工程」歷經6次公開招標始決標，經濟部水利署所主辦之「深層海水低溫利用及多目標技術研發模廠新建工程」亦歷經10次公開招標方決標，而宜蘭縣政府所主辦之「大南澳深層海水園區BOT案」業經4次招標仍未有廠商參與投標。上述公共工程招商之實質環境與條件不同，招標不順遂亦有其主客觀因素與差異性，惟主要共同原因之一係與國內具相關工程實績之廠商資格認定、專業施工廠商不多、專業設計廠商難覓、施工風險高影響廠商報價與投標意願等因素有關。

深層海水已列為我國新興水資源開發重點，亟需成熟之佈管技術作為發展深海藍金之後盾，包括培植專業之深層海水工程技術顧問機構與施工廠商，引進專業之施工與監測船機等。值此國內深層海水佈管技術發展時期，以往佈管不善經驗尤值得反思與借鏡，以避免重蹈覆轍。有鑑於國內公開討論工程不善之環境較受限制，相關探討文獻資料並不多見，尤其是民間深層海水業者所公開工程資料更是有限，且相關論述與報導仍多偏重於工程順利成功之一面，反而工程中極具參考價值之所遭遇困難與挫

折經驗並不易得悉。因此企盼透過筆者所知有限之資料與國內工程界交

流，俾供後續相關業者之參考，共同提昇國內深層海水佈管技術。

二、深層海水概述

深層海水由於具有低溫之特性，最早被應用於進行海洋溫差發電(Ocean Thermal Energy Conversion, 簡稱OTEC)。1972年第一次石油危機發生後，歐美及日本等工業先進國家開始針對海洋溫差發電進行研究與可行性評估，由於發電成本高，無法與傳統電廠競爭，尚無法邁入商業化運轉。因此以美、日為首將深層海水轉為多目標利用研究，包括水產養殖、農業生產、飲用水、食品加工、生技產品、觀光休閒等，由於產業價值高，已成為生物科技產業之重要一環。

2.1 定義

深層海水(Deep Ocean Water或Deep Sea Water, 簡稱DOW或DSW)或稱海洋深層水(日本用語)，其定義因各學門之研究目標而不同，國際上至今在學界或產業界並未對深層海水做一致性定義。

1. 日本

依據海洋深層水利用學會之定義，海洋深層水係指水深200公尺以下，陽光照射不到之海水(如圖1)，富營養性、清淨性、低水溫性及水質安定性等特性。

2. 國內

(1) 依海水溫度

海水溫度隨深度而下降，依據溫度變化由上而下依序分為混合層(表層)、斜溫層(溫躍層)及深水

層(恆溫層)。深層海水係指深度達斜溫層以下之海水，而各大洋不同區域之斜溫層深度都不同。

(2) 依海水深度

一般泛稱水深超過200公尺以下區域之海水，稱為深層海水。

(3) 產業上廣義定義

深層海水係指在斜溫層以下(約海平面200公尺以下)之海水，陽光無法進入，具低溫、高營養鹽、清澈乾淨、少病原菌等特性。

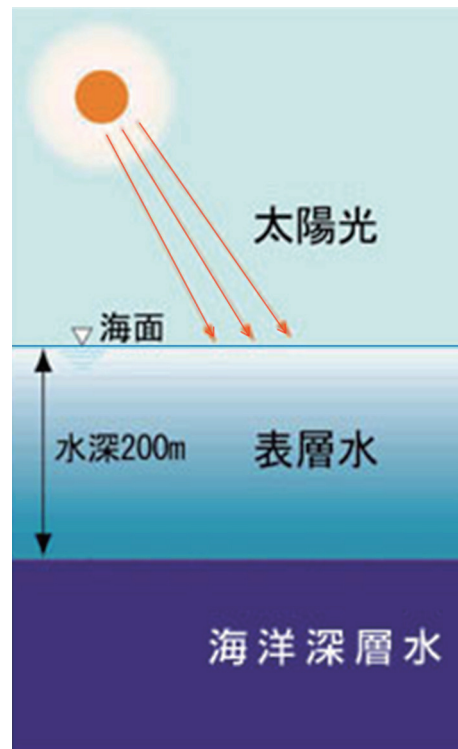


圖1 深層海水分佈圖
(摘自 <http://www.dowas.net/>)

2.2特性

深層海水因光線無法穿透，光合作用較少，且具有下述重要特性，係可供多目標開發利用之新興水資源。

1.低溫

深層海水溫度不受氣候變化影響，可維持在固定之低溫狀態。以第八河川局於民國97年1月10日實測知本海域模廠預定取水處(經度：121度5.413分、緯度：22度38.777分)水深700m之水溫變化為例，該處表層水溫約25.92°C，水深200m之水溫約15.34°C，至水深700m之水溫降至約6.51°C，如圖2所示。

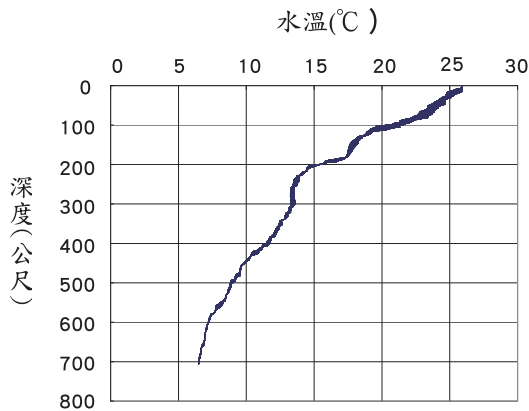


圖2 知本海域之水溫與水深分佈

(資料來源：自強工程顧問有限公司)

2.富營養鹽

表層海水因有陽光產生光合作用，將構成生物體所需之碳水化合物、蛋白質及油脂等有機物分解、酸化及無機化，最後變成硝酸、磷酸等各種營養鹽，並藉由沉澱過程逐漸累積至無光層。

深層海水中含有近90種以上之

微量天然礦物質，該營養鹽為浮游植物生長所需之營養成分，且有相當比例為人體均衡發展所需。深層海水中所含磷酸鹽、硝酸鹽及矽酸鹽等養分濃度約為表層海水含量之數十倍。以台東知本海域(121.0633° E、22.6437° N)於95年10月12日實測之矽酸鹽隨深度變化為例，水深0~600m間之矽酸鹽濃度約介於2~86 μM間，如圖3所示。

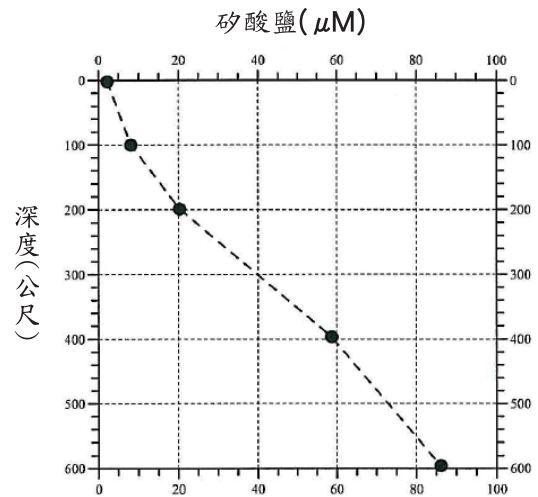


圖3 知本海域之矽酸鹽與水深分佈
(摘自：經濟部標準檢驗局，2007)

3.潔淨

深層海水受人為污染少，無有機物沉澱，細菌難以繁殖，含量可達表層海水之千分之一至萬分之一。以台東知本海域(121.0633° E、22.6437° N)於95年10月12日實測之總細菌數隨深度變化為例，水深0~600m間之總細菌數約介於(12~1)×10⁵cells/mL之間，如圖4所示。

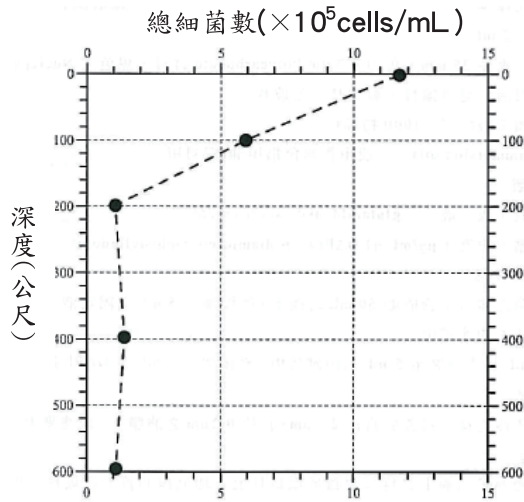


圖4 知本海域之總細菌數與水深分佈
(摘自：經濟部標準檢驗局，2007)

4. 成分穩定

深層海水處於高壓且與空氣隔絕狀態，因此成分穩定。

5. 永續再生

深層海水之蘊藏量大，與傳統水資源相較，可視為永續再生資源。

2.3 應用

近年來深層海水之應用已朝向多段及多元化之利用，包括低溫利用、海洋生物增養殖、海域肥沃化、食品飲料水之利用、醫療健康、休閒娛樂等。例如汲取上岸之深層海水先行交換其冷能作為空調、溫室、溫控養殖、露天溫控農業等使用，再將昇溫之深層海水應用至食品飲料、水產與藻類養殖、健康理療、生化萃取、休閒娛樂等方面。一般深層海水之多目標利用情形如下(經濟部水利署，2003)：

1. 資源利用

深層海水由於具有清淨性，在海水淡化過程中可省去前處理程序。

2. 能源利用

深層海水具有低溫特性，利用熱交換原理可應用於室內空調或工業冷卻水等。若表層海水與深層海水之溫度差大於 20°C ，尚可用來發電。

3. 水產之應用

深層海水具低溫、富營養鹽及清淨性，可應用於漁業養殖、種苗生產及海藻養殖等。

4. 農業之應用

深層海水富營養鹽及低溫特性，可適用於低溫植物栽培、花卉開花時間調整或水耕栽培肥料之生產等。

5. 食品之應用

深層海水富礦物質及清淨特性，適用於各種飲料水之生產及各種食品之製造等，具有特殊味道，可促進發酵及有益於健康。

6. 健康美容及醫療之應用

深層海水富礦物質及清淨特性，可應用於皮膚炎治療、海洋理療、自然健康食品之製造及化妝品之生產等，並具有滲透良好及保溼之優點。

7. 環境保育之應用

深層海水富營養鹽，利用湧昇流方法，可使海域肥沃化，有利於海藻類之增殖，達到海水淨化之效果。

2.4 取水方法

深層海水之取水方法大致上可分為海上、陸上及利用湧昇流等取水方式(漁港新技術開發研究會，2003)，如圖5所示。

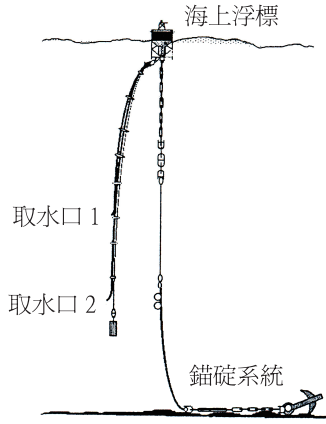
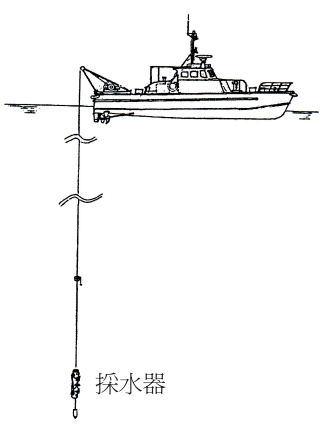
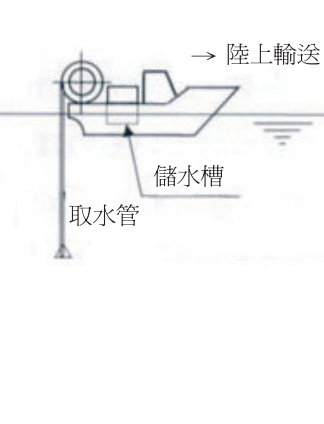
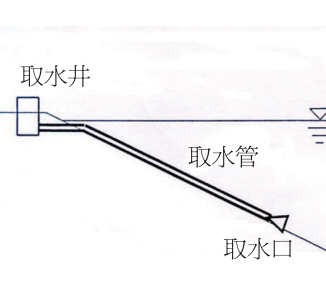
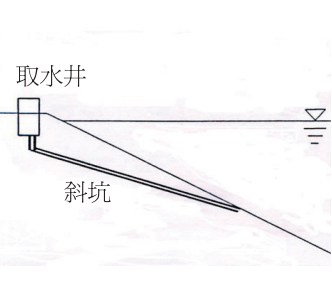
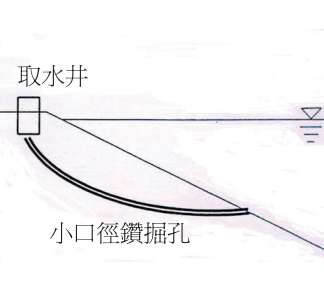
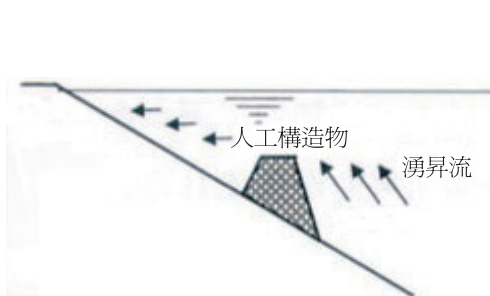
海上取水方式	海上設置型	船舶型	
	 <p>(摘自：漁港新技術開發研究會，2003)</p>	 <p>(摘自：漁港新技術開發研究會，2003)</p>	 <p>(摘自：藤田大介、高橋正征，2006)</p>
陸上取水方式	管路形式	水路形式	小口徑鑽掘形式
	 <p>(摘自：漁港新技術開發研究會，2003)</p>	 <p>(摘自：漁港新技術開發研究會，2003)</p>	 <p>(摘自：漁港新技術開發研究會，2003)</p>
利用湧昇流方式	 <p>(摘自：藤田大介、高橋正征，2006)</p>		

圖5 深層海水取水方法示意圖

1.海上取水方式

可分為海上設置型、船舶型等取水方式：

(1) 海上設置型

於海上設置浮標或浮體、取水管及錨碇等設施，利用取水泵浦、波力等連續取水方式。例如日本為改善漁場環境，分別在1989年於富山灣冰見市外海設置「豐洋」及2003年於相模灣平塚外海設置「拓海」(如圖6)等海洋肥沃化裝置，抽取水深200m之深層海水與表層水混合調節水溫，以有效利用海洋深層資源，達到浮游生物增殖及聚魚效果。

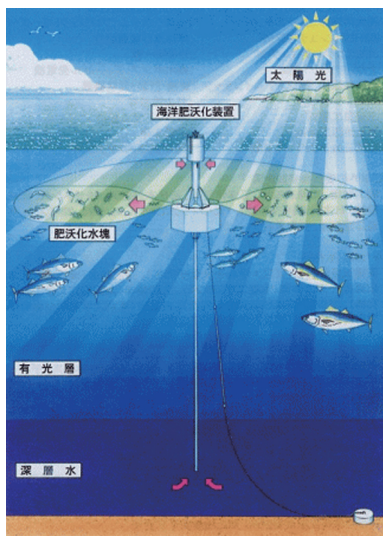
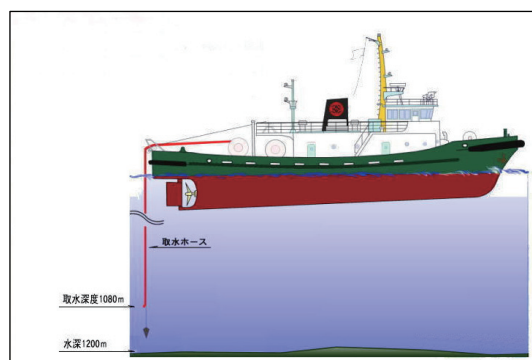


圖6 拓海海洋肥沃化設施
(摘自 <http://www.mf21.or.jp/>)

(2) 船舶型

利用船舶移動至對象海域與水深，藉由採水器或取水管將深層海水汲取至船上取水槽，俾供試驗研究、商品開發等利用。以日

本為例，位於岩手縣宮古市之三陸沖海洋深層水係利用「第88喜美丸」取水船(如圖7)汲水，取水深度可達約1,000公尺。國內滄裕有限公司之「深海奇緣」海洋深層水係以船運取水方式，於花蓮外海將取水管深入330公尺之海中取水，係國內首創船運深層海水之方式(深層海水產業電子報No.118，2008)。



(A)取水圖



(B)海上取水作業

圖7 三陸沖海洋深層水取水船
(摘自 <http://www.oosaka.co.jp/>)

2.陸上取水方式

由陸上汲取深層海水方式係最主要大量取水方法，可分為管路形式、水路形式及小口徑鑽掘形式等，其中

以管路形式設置者最多，而後二者仍需考慮地質、地形、水深、海象、施工技術等實用化評估。

(1) 管路形式

已開發之深層海水取水設施以管路式之陸上取水為主，其取水量大、應用亦最廣。此取水方式係於陸上設置取水井，以銜接陸上取水泵浦、送水管路及海側之取水管路、取水頭設施等。

A. 管路設置構造

依取水管路置放於海床上之設置關係，可分為著底式管

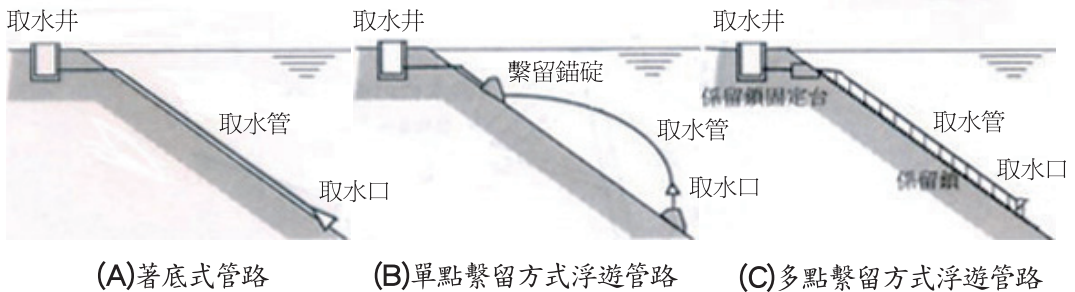
路、單點繫留方式浮遊管路及多點繫留方式浮遊管路等構造形式，如圖8所示。

B. 揚水方法

深層海水之揚水方法可分為泵浦揚水方式(機械式)與自然流下方式(重力式)二種，如圖9所示。其中後者需設置儲水槽，深層海水之溫昇較大。

(2) 水路形式

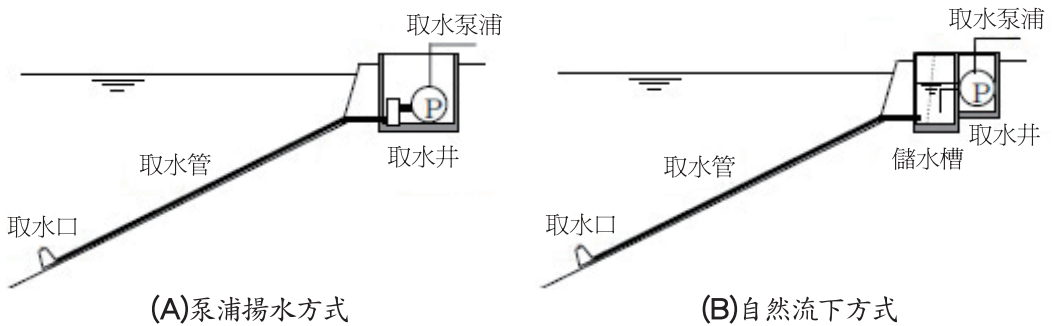
利用推進工法，由陸地往海床下開挖設置斜坑之方式，稱為水路形式。



(A)著底式管路 (B)單點繫留方式浮遊管路 (C)多點繫留方式浮遊管路

圖8 取水管路設置構造形式

(摘自：藤田大介、高橋正征，2006)



(A)泵浦揚水方式

(B)自然流下方式

圖9 深層海水揚水方法

(摘自：http://www.nedo.go.jp)

(3) 小口徑鑽掘形式

利用小口徑鑽掘方式，由陸地往海床下導鑽形成導孔之方式，如水平導向鑽掘(Horizontal Directional Drilling，簡稱HDD)工法。欣見國家水產生物種原庫-台東支庫新建工程，於近岸取水管路埋設段之施工引進HDD

工法，對於傳統明挖方式所需克服東部海象條件而言，將是一項重大突破。

3.利用湧昇流方式

於海床上設置人工構造物，利用海流帶動深層海水與結構物交會後形成湧昇流，再與上層海水混合，以促進海域肥沃化。

三、國內外深層海水佈管概況

美、日兩國為最早投入深層海水多目標利用研究與產品開發之國家，其後為我國與韓國。針對上述國家之陸上型取水設施之佈管概況分述如下：

3.1美國

美國深層海水之開發係位於具有獨特條件之夏威夷大島(Big Island)，由夏威夷天然能源實驗室管理局(Natural Energy Laboratory of Hawaii Authority，簡稱NELHA)及其前身夏威夷天然能源實驗室(NELH)分別於1987、2001年共佈設3條取水管路，如表1所示。

表1 美國夏威夷深層海水佈管概況

設置單位	NELH	NELH	NELHA
設置時間	1987/08	1987/10	2001/12
取水量(CMD)	72,576	16,416	155,520
取水深度(m)	674	628	915
取水管長度(m)	1,916	1,884	3,124
取水管內徑(mm)	1,000	450	1,400
取水管管材	HDPE管	HDPE管	HDPE管

資料來源：夏威夷天然能源實驗室管理局<http://www.nelha.org/>

所使用管材為高密度聚乙烯管(High Density Polyethylene Pipe，簡稱HDPE管)，管內徑在450mm以上，佈放深度為628m以深，其中2001年所佈放之取水管內徑為1,400mm、取水深度915m、取水量達155,520 CMD，係已開發陸上型設施中規模最大者。

3.2日本

日本最早係由高知縣海洋深層水研究所在室戶岬外海進行佈管，於1989年4月開始供水進行深層海水之研究開發。迄2010年7月，日本全國各地已有17個陸上型深層海水取水設施，其中三浦株式會社海洋深層水業於2009年7月關閉，實際運作中為16個(如表2、圖10)。已有設施中取水深度最深達800m(伊豆赤沢海洋深層水研究所)，取水能力最大者為13,000 CMD(沖繩縣海洋深層水研究所)。所使用管材主要為鋼線、鋼帶加勁之HDPE管，即俗稱之鎧裝HDPE管，其管徑規模較小，已佈放之取水管內徑介於75~380mm之間。

表2 日本迄2010年7月深層海水佈管概況

設施名稱	所在地	取水地	開始供水	取水能力 (CMD)	取水深度 (m)	取水管材	管內徑 (mm)	管長 (m)
1. 知床rausu深層水取水設施	北海道目梨郡羅臼町	羅臼漁港外海2.78 km	2009/09	4,560	356	鋼帶鍍裝HDPE	268	2,817
2. 岩內灣深層水取水設施	北海道岩內郡岩內町	岩內灣岩內外海7.8 km	2003/12	3,000	300	淺海：HDPE 深海：鋼帶鍍裝	268 268	4,026 3,743
3. 熊石海洋深層水總合交流設施	北海道二海郡八雲町	熊石外海4 km	2003/12	3,500	343	鋼線鍍裝HDPE	270	4,400
4. 佐渡海洋深層水利活用設施	新潟縣佐渡市	多田漁港外海3.7 km	2004/04	1,200	332	PE 熔襯鋼管	216	3,663
5. 能登海洋深層水設施	石川縣鳳珠郡能登町	小木港外海3.7 km	2004/09	100	320	鋼線鍍裝HDPE	75	3,700
6. 富山縣水產試驗場深層水利用研究設施	富山縣滑川市高塚	富山灣滑川市外海2.6 km	1996/04	3,000	321	鋼線鍍裝HDPE	250	2,610
7. 滑川海洋深層水分水設施	富山縣滑川市坪川新	富山灣滑川市外海2.6 km	2004/04	2,000	333	鋼線鍍裝HDPE	225	2,590
8. 入善海洋深層水利活用設施	富山縣下新川郡入善町	富山灣入善町外海3.3 km	2001/12	2,400	384	鋼線鍍裝HDPE	250	3,308
9. 東京大學新領域伊豆大島深層水取水設施	東京都大島町	泉津漁港外海2.0 km	2009/01	500	512	淺海：鋼管 深海：鋼線鍍裝HDPE	100	2,070
10. 伊豆赤沢海洋深層水研究所	靜岡縣伊東市	赤沢字浮山外海5.0 km	2008	1,000	800	淺海：HDPE、 鋼線鍍裝HDPE 深海：鋼線鍍裝HDPE	152 200	896 4,620
11. 駿河灣深層水利用研究設施	靜岡縣燒津市	駿河灣燒津市外海3.3-7.3 km	2001/09	2,000 ×2	397 687	鋼線鍍裝HDPE	200 225	3,300 7,300
12. 三重尾鷲海洋深層水利用設施	三重縣尾鷲市	尾鷲市三木崎外海7.0 km	2006/04	2,885	415	鋼線鍍裝HDPE	280	12,438
13. 高知縣海洋深層水研究所	高知縣室戶市室戶岬町	室戶岬三津外海2.0 km	1989/04 1994	460×2	320 344	鋼線鍍裝HDPE	125 125	2,650 2,650
14. 室戶海洋深層水 Aqua Farm	高知縣室戶市室戶岬町	室戶岬高岡外海2.5 km	2000/04	4,000	374	鋼線鍍裝HDPE	270	3,125
15. Koshiki 海洋深層水株式會社	鹿兒島縣薩摩川內市下甕町	甕島手打灣外海4.0 km	2003/06	400	375	HDPE	130	4,000
16. 沖繩縣海洋深層水研究所	沖繩縣島尻郡久米島町	久米島真謝外海2.3 km	2000/06	6,500 ×2	609 612	淺海：鋼帶鍍裝HDPE 深海：鋼線鍍裝HDPE	380 280	2,527 ×2

註 1. 資料來源：海洋深層水利用學會<http://www.dowas.net/>、日商清水營造工程股份有限公司(2009)

2. 原三浦株式會社海洋深層水業於2009年7月關閉(高橋正征，2010)

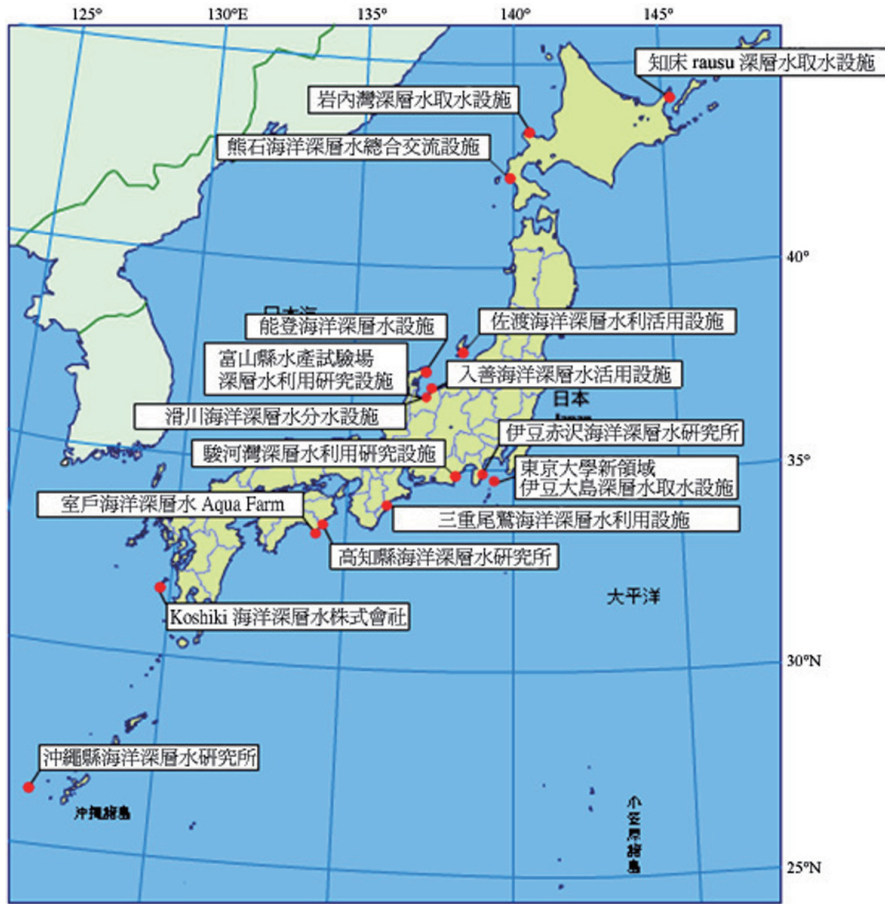


圖10 日本迄2010年7月深層海水佈管位置圖
(摘自：海洋深層水利用學會<http://www.dowas.net/>)

3.3 韓國

韓國深層海水之發展較我國稍晚，其海洋水產部於2000~2005年投入49億韓元進行深層海水之多目標開發，主要汲水地點位於江原道高城郡與慶尚北道鬱陵島等地區，並將鬱陵島開發成深層海水產業之據點。最初陸上型取水設施位於江原道(如圖11)，由日商清水建設協助佈管，採用鋼線鎧裝HDPE管，取水水深為605m，平均每日汲水量為3,000噸。(深層海水資源利用通訊第十七期)

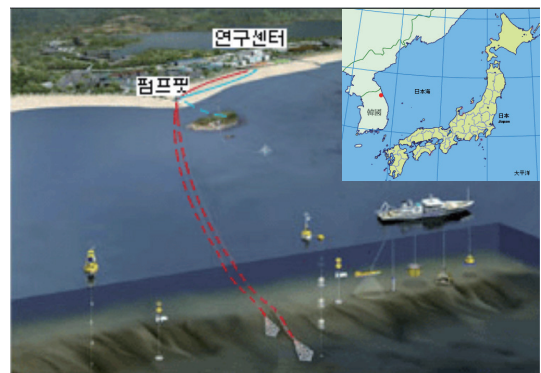


圖11 韓國江原道深層海水取水設施
(摘自：<http://www.kadowa.com/>)

3.4 國內

我國係於第二次能源危機時開始進行海洋溫差發電之規劃研究，至近年來投入相關深層海水之調查評估工作，經濟部水資源局於民國89年首先完成「台灣深層海水多目標利用先期研究」，並由水利署接續推動一系列相關調查評估及開發規劃。

在民間公司洞察深層海水之商機下率先投入開發工作，東潤公司在工研院之技術協助下，於民國94年6月在花蓮七星潭海域佈放國內首支深層海水管路，後續分別有光隆、台肥等公司亦在七星潭海域佈管。繼民間之後，由政府所主導之深層海水開發計畫亦進入實質施工與招標階段，包括農委會水試所之「國家水產生物種原庫-台東支庫」於98年3月31日動工、經濟部水利署之「深層海水低溫利用及多目標技術研發模廠」於98年7月1日開工等，另由宜蘭縣政府主辦之

「大南澳深層海水園區BOT計畫」係於97年6月起辦理招標作業。

國內迄99年9月所佈放之深層海水管路皆為HDPE管，外徑介於150~500mm之間，取水深度最深達710m(東潤世易園區)，最大取水量為12,000CMD(模廠)，示如圖12、表3。



圖12 國內深層海水佈管位置圖

表3 國內深層海水佈管概況

開發單位	設施名稱	基地位置	取水量 (CMD)	取水深度 (m)	取水管材	管徑 (mm)	管長 (m)	佈管時間
1.東潤水資源生技股份有限公司	世易海洋深層水生技園區	花蓮縣新城鄉北三棧	600	710	HDPE管	φ ₁ 200.0 φ ₂ 155.2	約4,200	94/06/14
			12,000	428	HDPE管	φ ₁ 400.0	-	95/05
2.光隆企業股份有限公司	光隆海洋深層水園區	花蓮縣新城鄉康樂村	3,000	313	HDPE管	φ ₁ 150.0	1,350	94/12/10
				618	HDPE管	φ ₁ 150.0	2,500	94/12/10
			20,000 (含淺水管)	255	HDPE管	φ ₁ 200.0	1,056	95/09/03
			468	HDPE管	φ ₁ 350.0	1,800	95/09/03	
3.台灣肥料股份有限公司	台肥花蓮海洋深層水園區	花蓮縣花蓮市	4,000	662	HDPE管	φ ₁ 315.0 φ ₂ 258.0	4,940	96/05
4.經濟部水利署	深層海水低溫利用及多目標技術研發模廠	台東縣太麻里鄉三和	12,000*	700*	HDPE管	φ ₁ 500.0 φ ₂ 409.1	約5,090	99/07/18
5.農委會水試所	國家水產生物種原庫-台東支庫	台東縣太麻里鄉知本	4,000*	610*	HDPE管	φ ₁ 400.0 φ ₂ 327.4	約4,889	施工中
6.宜蘭縣政府	大南澳深層海水園區	宜蘭縣南澳鄉	5,000*	600*	-	-	約4,070	招標中

註1.參考資料：經濟部水利署(2006)、行政院農業委員會水產試驗所(2007)、深層海水資源利用通訊第二期(2005)與第六期(2006)、海灣深層水資源股份有限公司簡報

2.*表設計值或預定值

3.民國99年9月製表

四、深層海水佈管工法

取水工程為開發深層海水產業之基礎工程，由於涵括海域佈管，亦是最關鍵工程。一般陸上型深層海水取水工程主要分為「近岸工程」與「海上佈管工程」兩部份(經濟部水利署，2007)，如圖13所示。近岸工程因受潮汐、波浪、海流等影響，為避免取水管路直接曝露於海床上易受波力、水流作用而損壞，一般需考慮管路保護，而常埋設於陸地與海床下，直至管路受波浪、海流作用影響較小時始露出海床。故近岸工程係指取水管路

露出海床前之施工作業，包括取水井(含儲水槽)、陸域段管路及近岸段管路等施工。關於取水管路露出海床之深度主要視當地海象條件而定，宜位於颱風波浪之碎波範圍外，以美國夏威夷採取約水深24m，日本多在水深50m以上，而國內亦大多於水深50m以上出海床。海上佈管工程係指陸上機具無法施作而須藉海上船機施工之佈管作業，由近岸至深海包括近岸段管路、深海段管路及取水頭等施工。茲將各項施工工法分述如下：

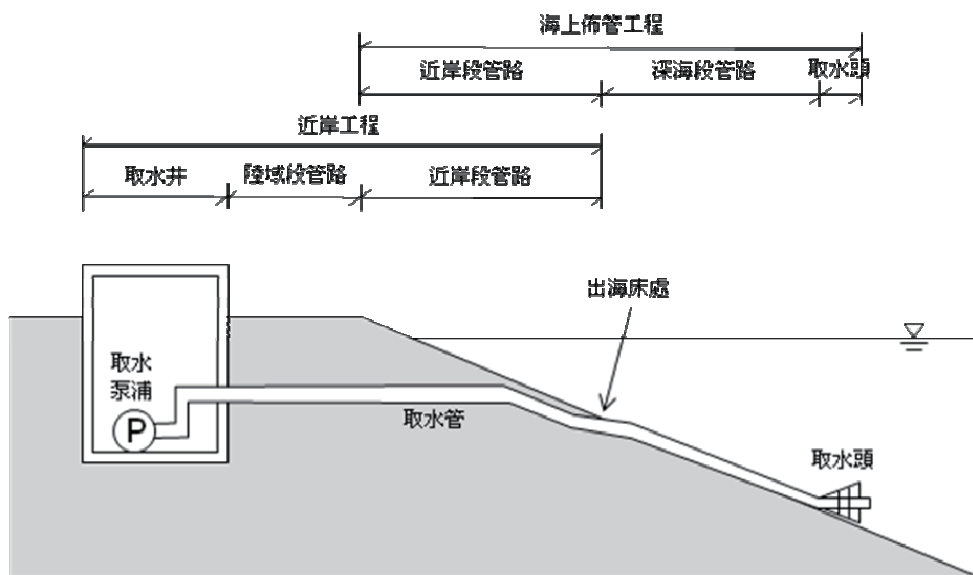


圖13 深層海水取水工程分項示意圖

(參考資料：經濟部水利署，2007)

4.1 取水井

一般取水井之建造視井深、地質、地下水位及現地環境等條件，其主要施工方式(如圖14)如下：

1. 沉箱工法

藉由沉箱自重及內部開挖，逐次將沉箱加高及下沉至預定高程，再進行封底作業及內部設施架設，如水利署深層海水模廠之施工。

2. 構築工法

以圍堰明挖或連續壁施工方式，將基地開挖至井底高程以下，再構築井體及內部設施架設，如台肥公司花蓮海洋深層水之施工。

4.2 陸域段管路

一般陸域段管路之施工方式(如圖15)如下：

1. 明挖回填掩埋法

以挖溝機開挖管路埋設所需深度及範圍，經基礎處理及整平後，吊放水管至基礎上，並與取水井預留之接頭銜接，再回填掩埋恢復原地貌，為最常見之施工方式。為減少開挖及影響範圍常打設臨時擋土設施，並配合抽水作業降低地下水位。

2. 免開挖工法

當陸域管路不允許明挖作業或其他施工考量時，常另採免開挖工法，由於施工較昂貴且技術性較高，於國內應用上並不普遍。

(1) 推進工法

利用推進機設備，進行開挖、推進、管體吊裝等作業，以完成地下隧道供管路安裝，國內已有之施工例為台肥公司於E.L.-2.5m以上之取水管路埋設。

(2) 水平導向鑽掘工法

水平導向鑽掘(HDD)工法係使用水平導向鑽掘機，於設計路線鑽掘一適合拉管之孔道(充滿土壤與皂土混合物)，再利用擴孔鑽機將取水管路回拉入孔道內完成佈管。本工法容許鑽掘路線為曲線，可改善傳統明挖方式無法穿越障礙物(如河流、道路、鐵道、機場、港灣、建築物等)之

缺點。國內過去應用本工法於海岸工程之施工案例，包括中油公司之台中-通霄-大潭36吋海底輸氣管線穿越台中港主航道、核四循環冷卻水出水隧道地質調查等，並欣見水試所國家水產生物種原庫-台東支庫新建工程應用此工法至深層海水佈管(包括陸域段、近岸段管路)。

4.3 近岸段管路

近岸段管路之施工受波浪、海潮流及吹風之影響最大，為避免受碎波帶強大波力、流力之直接作用，多將管路佈設於海床下。除遇海床底質為岩盤外，一般主要施工方式(如圖16)如下：

1. 挖溝回填掩埋法

一般砂礫底質海床常使用水中挖溝機、抽砂船或抓斗船等施工船機，以開挖管溝至預埋深度，復鋪設管路後再回填掩埋，為國內最常見之施工方式。

2. 免開挖工法

近岸段管路埋設採免開挖工法，可降低施工時受海象、氣象之影響，惟所需成本與技術較高，同樣在國內實際應用上並不普遍。本工法亦包括推進工法、水平導向鑽掘工法等(如前4.2節所述)，國內已有施工案例除台肥公司之部份近岸段管路採推進工法外，水試所國家水產生物種原庫-台東支庫新建工程則採用水平導向鑽掘工法。後項(HDD)工法結合地工與海洋工程技術之施工方式，將促進深層海水近岸佈管之重大突破。



(A) 沉箱工法

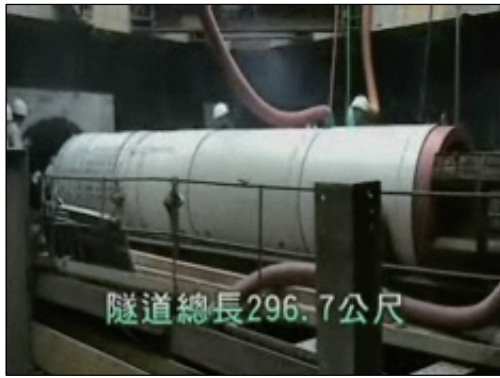


(B) 構築工法 - 連續壁施工
(摘自：台灣海洋深層水公司網站)

圖 14 取水井施工例



(A) 明挖回填掩埋法

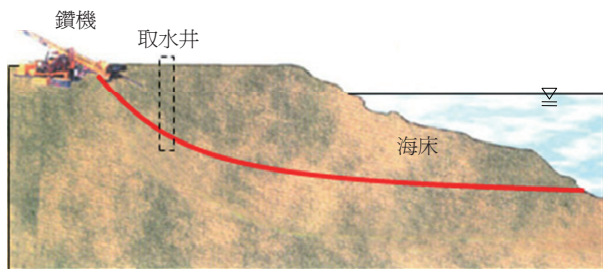


(B) 免開挖工法 - 推進施工
(摘自：台灣海洋深層水公司網站)

圖 15 陸域段管路施工例



(A) 挖溝回填掩埋法
(摘自：台灣海洋深層水公司網站)



(B) 免開挖工法 - 水平導向鑽掘工法

圖 16 近岸段管路施工例

4.4海上佈管

深層海水之海上佈管作業(含近岸段、深海段管路)主要採連續管路鋪設方式，一般以佈管船置放法(Lay Barge Method)、海底曳拉法(Bottom Pull Method)、海面曳拉法(Surface Tow Method)、海面浮拉接合法(Flotation Method)等4種為主。依過去施工案例而言，主要採用之施工方法(如圖17)可歸納為美國常用之海面曳拉法、日本之佈管船置放法等，而國內則以海面曳拉法為主。

1.海面曳拉法

本工法係將管路浮在海面或略潛沒於海面下，並以拖船將管路拖向外海，至抵達目標區定線後，再自岸上或海上管端將管路進水後逐漸沒入水下。因海上作業時間短，通常於1日內完成佈管，國內多採用此施工方式。

2.佈管船置放法

本工法係利用專業佈管船(Lay Barge)將管路沿著船尾傾斜之管架(Stinger)逐次下水沉入海床，國內已有施工例為台肥公司之部份管路採用本工法佈管。

4.5取水頭

取水頭係由支撐構架與取水管所組成，以防止取水管頭埋入海床或吸

入底床質，在與取水管路聯結後一併沉放佈設。依沉降過程有無輔助設施可分為下列施工方式(如圖18)：

1.自由沉降

取水頭就沉放位置後，藉其自重(如鋼製取水頭)或加計注水重(如HDPE製取水頭)而自由沉降，為美國與國內常用之施工方式。

2.鋼索吊降

於取水頭繫吊鋼索及裝設自動脫離裝置，利用敷設台船上之起吊設備將取水頭吊降入海，為日本常用之施工方式。

4.6取水管連接

深層海水取水管材主要採HDPE管，一般單管或多管間常用之接合方式(如圖19)如下：

1.熱熔式接合

主要接合方式包括熱熔對接法、電焊套熱熔接法等，其中熱熔對接法於國內使用最為普遍，而電焊套熱熔接法見於台肥公司之深層海水管路接合。

2.機械式接合

主要使用法蘭接頭以聯結管路，施工相當方便，為國內常見之輔助接合方式。



(A)海面曳拉法
(摘自：台灣海洋深層水公司網站)



(B)佈管船置放法
(摘自：台灣海洋深層水公司網站)

圖17 海上佈管施工程例



(A)自由沉降

(摘自：深層海水科技研發服務平台網站)



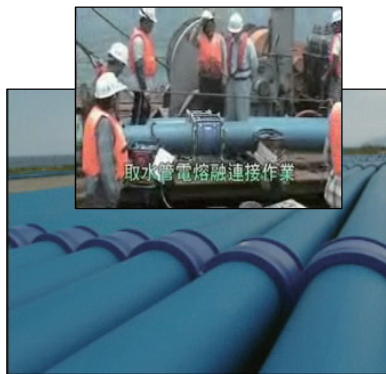
(B)鋼索吊降

(摘自：台灣海洋深層水公司網站)

圖 18 取水頭施工例



(A)熱熔對接法



(B)電焊套熱熔接法

(摘自：台灣海洋深層水公司網站)



(C)法蘭接合法

圖 19 取水管連接施工例

五、國內深層海水佈管不善案例

依據東潤、光隆、台肥等公司及水利署所開發深層海水之佈管經驗，檢討國內深層海水佈管不善之案例情形。

5.1 佈管不善案例

主要參考文獻資料、相關業者所述及筆者所見等來源，歸納國內開發經驗中主要佈管不善之狀況如下：

1. 輔助浮力設施不耐浪擊

(1) 案例說明

使用海面曳拉法進行佈管，由於管路加載配重後致浮力不足，常需輔助浮力設施，如輔助管、油桶、保麗龍等。由於輔助浮力設施於管路沉降前須予卸除，屬臨時設施，國內業者多採經濟且施工便利之保麗龍設施。

業者為利保麗龍設施固定於圓

形管路上，於方形保麗龍下方黏附另塊楔形保麗龍組合而成。當管路下水時，保麗龍浮力設施於碎波帶受到波浪沖擊下，於接合處發生分離及損壞情形，而無法發揮助浮效能，致管路拖航不久即下沉。

(2) 原因分析

本案例主要是組合式保麗龍浮力設施在無護網、護袋束縛下，加上管路下水初期帶纜至拖船之前置作業等待時間，致保麗龍浮箱因不耐浪擊而分離損壞(如圖20)。導致佈管不善之主要原因，可能是施工規劃低估海象破壞力所致。

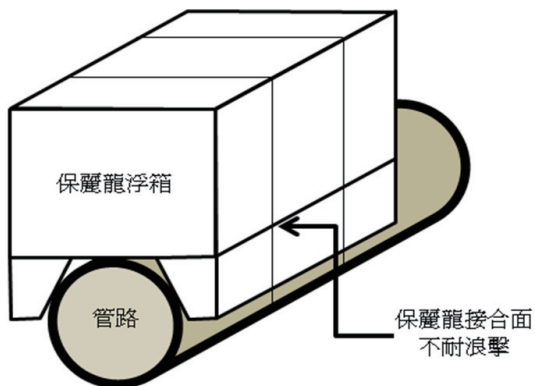


圖20 組合式浮力設施不耐浪擊

(3) 影響

保麗龍浮箱損壞後直接造成佈管作業被迫中斷，而在拉回取水管路上岸之善後作業過程中，是否損及管路接合強度、管路是否有殘留應力等潛在可能性須加防範，以免影響後續佈管功能。

2. 海側管路沉放造成陸側管路擠壓與積存空氣

(1) 案例說明

以海面曳拉法進行佈管時，管路沉放可分為(A)取水頭進水、(B)取水井端進水等方式。

業者採取水頭進水方式，由海側向岸側沉放，佈放時發生陸側管路擠壓及後續抽水量降低情形。

(2) 原因分析

管路由海面沉降至海床過程，受陸域端束縛影響，管路應力由離岸端傳遞至陸域端，在陸側管路端固定情況下，易發生陸側管路擺動擠壓情形，並造成管內空氣形成氣囊，阻礙水體流動。

(3) 影響

陸側管路發生擠壓情形，直接影響預定埋放路徑，須予切管處理。而管內積存空氣將減少通水斷面、阻礙水體流動，進而影響抽水量，最後將該段管路更換處置後而獲改善。

3. 管路裸露與配重塊脫落

參考田、陳(2008)之研究，歸納本佈管不善案例如下：

(1) 案例說明

於深層海水管路佈放後，翌年利用水下攝影檢查，發現近岸掩埋段管路(水深7~20m)有裸露、懸空及配重塊脫落等現象，而露出段管路(水深20~38m)則有壓折、懸空及遭塊石壓覆情形。

(2) 原因分析

掩埋段管路可能因設計或施工之覆土深度不足，致颱風波浪來襲時碎波帶之管路因侵蝕而裸露於海床，在配重不足情況下引起管

路上下與水平振動，造成配重塊脫落及管路懸空現象。

另管路出土處可能因佈管施工時或營運階段受颱風影響，造成管路彎曲力矩超出其應力強度，致產生局部彎曲挫曲(bending buckle)之破壞。而在颱風波浪作用下，帶動海床上塊石壓覆於管路上。

(3) 影響

掩埋段管路裸露、懸空後，可能因颱風之累積作用而有破壞之虞；露出段管路與壓覆塊石接觸處，易因摩擦而受損。而管路發生彎曲挫曲，將阻礙水體流動，影響抽水量。

4. 抽水異常

(1) 案例說明

一般取水管路佈放後尚不能確定佈管成功，包括整體管路是否佈設平順無挫曲、掩埋段管路是否具安全覆土、取水頭是否穩定坐底、取水井之泵浦深度是否足夠防止穴蝕(cavitation)產生等不利因素均可能影響抽水，而須進一步測試汲水量、水質及穩定性等。國內佈管後進行抽水測試，出現無法正常汲水、汲水量未達設計值或不穩定等異常現象均曾發生。

(2) 原因分析

造成抽水異常之原因相當複雜，由設計、施工至海氣象均可能造成影響，包括取水井、泵浦之設計是否合宜，取水管、取水頭之施工與佈放是否得當，颱風時海

象對管路之破壞力、河川輸砂與漂流木是否掩覆取水頭等因素。必須檢討相關可能原因，排除無關因素後，利用儀器設備找出主要原因，並尋求改善之可行性。其中有一例為管路佈放後，抽水試驗無法正常取水，經側掃聲納測量結果研判，管路疑似於水深約80m處發生彎折情形。據初步瞭解本例可能受工程期限壓力、海象狀況掌握、施工規劃等因素影響，而造成管路佈放不善結果。

(3) 影響

上述案例經調查發現管路彎折而無法正常取水，相關單位曾試圖修復受損管路，研擬包括(A)彎折管路重新佈放平順、(B)切除彎折管路重新接合等對策，惟最後仍無法達成修復目標。

5. 管路損壞流失

(1) 案例說明

業者佈管後，取水管路於颱風期間遭損壞流失。

(2) 原因分析

管路於颱風期間受損流失，可能與近岸段管路未埋入海床下安全深度及埋至安全水深有關，在配重不足抵抗颱風之浪流作用下，致管路損壞上浮而流失。

(3) 影響

一般深層海水管路損壞後大多甚難修復，常需重新佈管，而流失之管路亦會影響航行安全與海岸環境美觀。

5.2 檢討與反思

就工程全生命週期觀點而言，由提案階段、規劃、設計、施工、營運、維護及監測等過程，均攸關深層海水汲水之效能與壽命。乙項浮箱規劃未臻完善可使整個佈管作業中斷，乙項佈管施工不慎可能影響抽水異

常，乙個侵台颱風可使操作中之管路損壞而無法修復。任一工程生命週期環節均可能左右深層海水佈管之成敗，其造成因素可能為單一過程或歷程累積結果，而其影響可能僅施工階段或甚至延續至營運階段(如表4)，值得深思與借鏡。

表4 深層海水佈管不善案例之可能因素過程與影響階段

施工不善案例	可能因素過程			可能影響階段	
	規劃設計	施工	營運時海氣象	施工	營運
案例 1	●	●		●	
案例 2	●	●		●	●
案例 3	●	●	●		●
案例 4	●	●	●	●	●
案例 5	●	●	●		●

六、結語與建議

國內在政府積極輔導及產業界努力下，已繼美、日之後成功開發深層海水，並進軍深層海水產業開發之國家。深層海水佈管工程涉及海洋、海岸、港灣、船舶、地質、海象、氣象等技術，為開發本產業之基礎工程，亦是最關鍵工程，攸關營運操作與壽命。

6.1 結語

國內於94年首度佈放第一條深層海水取水管，近年來在產業界及政府投資下，陸續於東海岸進行佈管，相關工程技術亦愈益增進與提昇。以謙卑之態度檢討過去佈管不善之案例，並懷抱著對工程先進感恩之心，由於

他們過去寶貴之佈管經驗，提供後續工程之反思與借鏡，以避免重蹈覆轍。

1. 檢討國內近年來深層海水佈管不善之案例，歸納其可能造成原因主要為規劃、設計、施工等因素所致，次為颱風海象之破壞，其影響結果包括佈管作業中斷、管路擠壓與積存空氣、管路彎折、管路裸露與配重塊脫落、抽水異常、管路損壞流失等。
2. 深層海水佈管工程由提案、規劃、設計、施工、營運、維護及監測等過程，其全生命週期均攸關汲水之效能與壽命。

3.任一工程生命週期環節均可能左右深層海水佈管之成敗，其造成因素可能為單一過程或歷程累積結果，而其影響可能為施工階段或延續至營運階段。

6.2建議

深層海水已列為國家新興水源之發展重點，國內仍需提昇佈管技術，以確保佈管品質與營運壽命，作為深層海水產業發展之後盾。依目前國內佈管環境與實施現況，提出下列幾點淺見供相關單位與工程界參考：

- 1.水利署於95年12月已研擬「深層海水取水工程開發審查作業規範(初稿)」，建議東部各縣市及早制訂頒布實施，以掌握轄區實際佈管情形，如佈管單位、位置、數量、汲水量等，並避免不同開發單位之取水管路發生交錯或距離不足現象(備考：水試所台東支庫與水利署模廠之陸上基地相距約2.9km，而設計取水管路徑最近處約750m)。
- 2.深層海水佈管後宜依相關規定公告佈管位置及登錄於海圖上，以避免漁船底拖或船舶下錨而損壞管路及造成糾紛。
- 3.深海段管路與取水頭施工後需利用水下無人載具，如遙控載具(Remotely Operated Vehicle，簡稱ROV)或自主式水下載具(Autonomous Underwater Vehicle，簡稱AUV)等測攝其佈放情形。據瞭解過去國內擁有ROV設備(如中山大學、自強工程顧問有限公司等)

之測深範圍多在350m以淺，以國內深層海水佈管深度多在600m以深情況，需由國外僱用探測船機來台協助，所費不貲。值此國家發展海洋科技與深層海水產業之際，欣見台灣海洋科技研究中心於99年1月動工建造之研究船將配備3,000m水下遙控探測載台，並欣聞已有業界(銓日儀企業有限公司)引進測深達1,500m之大型ROV設備與探測船(寶拉麗絲號)。由於水下無人載具需探測船操控，船機之營運維護並不易，似可考慮由政府補助現有管理海洋研究船之公部門添購深海水下無人載具，俾供深層海水業者與相關海洋產業於開發施工階段及營運期間監測之委託調查，以促進我國深海探測技術之自主性與普及化。

- 4.近年來日本深層海水取水管路於營運期間發生之意外事故，例如2009年8月靜岡縣發生震度6之地震破壞駿河灣深層海水取水管，其中水深687m之取水管受損、水深397m取水管之取水頭支塔脫離(致取水頭直接落於海床上造成汲水混濁)，並於燒津市外海5公里、水深約600m之海底發現地層滑動跡象(深層海水產業電子報No.213、230，2010)；另2010年2月三重縣尾鷲市之深層海水取水管受航行中船舶之錨牽引，造成呈現約90度之折曲現象而無法順利取水(深層海水產業電子報No.215，2010)，亦值得國內規劃設計及營運管理之參考。

參考文獻

1. 經濟部水資源局，「台灣深層海水多目標利用先期研究」，89年12月。
2. 經濟部水利署，「深層海水資源利用規劃研究(1/2)」，92年12月。
3. 經濟部水利署，「幸福企業要勇作先鋒勇於與眾不同」，深層海水資源利用通訊第二期，94年8月。
4. 經濟部水利署，「光隆企業瞄準深層海水藍金打造深層海水育樂事業新境界」，深層海水資源利用通訊第六期，95年7月。
5. 經濟部水利署，「深層海水資源科技發展研究中心95年度工作推動計畫期末報告」，95年12月。
6. 經濟部標準檢驗局，「深層海水檢驗法」，96年6月。
7. 行政院農業委員會水產試驗所，「國家水產生物種原庫-台東支庫新建工程委託專案管理技術服務結果規劃報告書」，96年11月。
8. 經濟部水利署，「深層海水取水工程技術規範研擬」，96年12月。
9. 深層海水科技研發服務平台，「深層海水奇緣海洋深層水零污染」，深層海水中心深層海水產業電子報No.118，97年3月。
10. 田文敏、陳儀清，「花蓮外海深層水管線破損原因評估」，第30屆海洋工程研討會論文集，第727~732頁，97年11月。
11. 鄭乃誠，「海洋深層水佈管取水工程」，深層海水資源利用通訊第十六期，97年12月。
12. 日商清水營造工程股份有限公司台灣分公司，「深層海水佈管經驗談」，民間參與「臺東縣深層海水產業發展園區計畫」深層海水推廣及政策座談會，98年5月。
13. 經濟部水利署，「韓國發展深層海水介紹」，深層海水資源利用通訊第十七期，98年6月。
14. 深層海水科技研發服務平台，「2009年8月之日本靜岡縣地震破壞深層海水取水管，並可以看到燒津外海海底地滑動之跡象」，深層海水中心深層海水產業電子報No.213，99年7月。
15. 深層海水科技研發服務平台，「日本尾鷲之深層海水分水再開」，深層海水中心深層海水產業電子報No.215，99年7月。
16. 深層海水科技研發服務平台，「日本靜岡縣方針-駿河灣深層海水取水管不修繕，不過持續相關事業」，深層海水中心深層海水產業電子報No.230，99年12月。
17. 漁港新技術開發研究會，「海洋深層水取水施設に關する調査研究」，2003年6月。
18. 藤田大介、高橋正征，「海洋深層水利用學-基礎から應用・實踐まで」，2006年11月。
19. 高橋正征，「世界における海洋深層水利活用の現狀と今後の傾向」，2010台灣深層海水產業暨產品行銷國際研討會，2010年10月。

莫拉克颱風造成主要橋梁損壞之現地調查及災因分析

林 呈 國立中興大學土木工程學系教授
蔡清標 國立中興大學土木工程學系 教授
謝世圳 國立中興大學土木工程學系 博士後研究
高明哲 國立中興大學土木工程學系 博士班研究生
林怡如 國立中興大學土木工程學系 研究助理

一、前言

莫拉克颱風於民國98年8月4日在菲律賓東北方約1000公里海面上生成，並於8月6日至9日間為臺灣地區帶來大量雨水，尤其是南臺灣，其中嘉義、高雄及屏東地區累積雨量超過2500 mm，接近年平均降雨量，造成南臺灣重大的土砂災害及淹水災害。其中高屏溪流域上游地區那瑪夏鄉、甲仙鄉、桃源鄉、六龜鄉及茂林鄉之災情相當慘重，特別是沿著台20線、台21線、台27線及台27甲線等公路路線(如圖1所示)之多座橋梁受損或沖毀或流失。本研究即針對此次災害中主要受損的29座橋梁進行相關資料蒐集、災害調查與災因分析，以確實瞭解橋梁破壞之主要原因，供未來橋梁

設計或防災技術研擬之參考。



圖1高屏溪流域各橋梁及相關位置圖

二、莫拉克颱風水文資料及地質災害

2.1 水文資料分析

莫拉克颱風期間高屏溪流域之降雨情形，依據經濟部水利署「莫拉克颱風暴雨量及洪流量分析」之結果顯示，總累積雨量方面，莫拉克颱風期間於高屏溪流域內所降下之大雨，除

楠溪站為1969.0 mm外，其餘測站累積降雨量均超過民國85年賀伯颱風之最高降雨量(阿里山站，1987.0 mm)。其中，高屏溪流域內最大累積降雨量為尾寮山之2701.0 mm，幾乎是該測站年平均降雨量的3/4，其他雨量站所得之

累積降雨亦將近達各站年平均降雨量的2/3，顯示莫拉克颱風期間之降雨早已遠遠超過過去台灣之降雨記錄。

至於降雨強度方面，根據經濟部水利署「莫拉克颱風暴雨量及洪流量分析」所進行的颱風暴雨量頻率分析結果可知，高屏溪流域各雨量站所測得之降雨資料，不論為連續24、48或72小時降雨延時之分析結果，大多數均大於2000年之重現期，且尾寮山站於8月8日之單日降雨強度更達1403.0 mm/day，更是歷史新高，亦因此為南部山區之公路及橋梁帶來了史無前例之災害。

此外，經濟部水利署特針對莫拉克颱風期間所降下之雨量記錄，利用徐昇氏求取各控制點之平均時雨量，再求出其間最大48小時或最大二日之累積雨量，分析結果比對過去各控制點所公告之降雨重現期，除三地門及隘寮溪出口分別為70年及120年外，其餘各控制點均為超過200年之降雨量。再將各控制點之降雨分佈經單位歷線分析後，可獲得各控制點之流量歷線，分析結果亦顯示除三地門、隘寮溪出口及美濃溪出口外，其餘各控制點之流量均超過200年重現期之洪水量。值得注意的是，有關高屏溪流量歷線之演算過程，主要乃根據降雨分佈經單位歷線演算後所獲得，故此流量歷線並不能反映莫拉克颱風中，因土石崩塌所形成之堰塞湖蓄水及潰決等影響，仍應利用即時量測之水位變化加以判斷之。

2.2地質災害類型與分析

莫拉克颱風侵台期間為中南部

山區帶來大量的降雨，伴隨著而來的即是坡地、洪水等災害，其中坡地災害所造成之土砂崩塌、土石流等，甚至因崩塌土砂堵塞河道造成之堰塞湖等所衍生之災害，均與橋梁受損有極大的相關，其中最主要的地質災害包括：

1.坡地崩塌

由於高屏溪流域多數坡地表層普遍覆蓋有崩機土層或風化表土，在莫拉克颱風之豪大降雨作用下，地表水大量入滲而影響淺層土壤基值吸力變化及造成地下水位上升，進而改變地層之剪力強度，引發坡地位移、滑動或崩塌。

2.土石流作用

由於莫拉克颱風之豪大降雨，高屏溪流域上游地區許多坡地崩塌嚴重，亦引發多處大規模土石流災害。由於上游坡地多為高陡坡，故土石流於上游溪岸造成河道下刷及向源侵蝕；於溪谷出口產生大規模土石淤高、堆積等作用，進而堵塞河道導致水流集中、擺盪，沖刷河岸及橋梁；土石流運移過程中亦將直接沖擊道路與橋梁，造成公路阻斷、橋梁受損之災害。

3.堰塞湖潰決

大規模之土石崩塌可能堵塞河道，將導致河道上游產生堰塞湖，若於洪水持續作用下，致使堰塞湖產生潰決，潰決後之湧波將造成下游地區水位迅速高漲，洪水湧浪挾帶泥石流直接沖擊橋梁、堤岸…等構造物，造成嚴重災情。

三、橋梁災害調查與致災成因分析

如前所述，莫拉克颱風之豪大降雨所引發多處大規模崩塌、土石流及堰塞湖等災害，加上大量洪水宣洩而下，造成高屏溪流域內(含旗山溪、荖濃溪、隘寮溪等支流)數十座橋梁災損，本文特針對災損橋梁進行現場災害調查與分析，並進一步彙整各橋梁之致災成因，以供橋梁管理單位參考。

本文調查橋梁由上游而下包括旗山溪流域內台21線民生大橋、民族橋、第十五號橋、第十四號橋、第十二號橋、第十號橋、第九號橋、第八號橋、楠梓仙溪橋、四德橋、台28線旗尾橋、台3線新旗尾橋、高92線大洲大橋等；荖濃溪流域內台20線撒拉啊塢橋、塔拉拉魯芙溪橋、綠茂橋、炳才橋、寶來二橋、建山二橋、建山一橋、台27線新發大橋、三合橋、六津橋、大津橋、台27甲線六龜大橋、六龜四號橋、六龜三號橋；隘寮溪流域內之第一號橋及跨越高屏溪本流之雙園大橋等29座公路橋梁。

根據受災橋梁現場災害調查與災因分析結果，顯示此次橋梁之受災成因甚為複雜。橋梁之災損與災前初始狀況、河道水文特性、受災型式、破壞機制…等有關，致災成因往往不只一個，且各成因間亦相互衍生、影響。若依據圖根據調查分析結果顯示，此次莫拉克颱風造成高屏地區橋梁之主要災損原因，概略性可歸納為洪水沖刷災害、土石流作用、及漂流木作用等影響，且多數呈現複合型或

多重型的致災成因。相關致災機制說明如下：

3.1 洪水沖刷災害機制

莫拉克颱風所降下之豪大雨，致使高屏溪流域溪水暴漲，大量洪水順流而下，此現象對跨河橋梁造成危害之致災機制主要包括：

洪水沖刷為莫拉克颱風造成多座橋梁損毀之重要原因，根據上述可知，此次莫拉克颱風為本省南部地區所帶來的豪雨及洪水量，均已超過歷年之最。若在一般沖刷深度甚少時，吾人對橋梁基礎沖刷之考量，主要在於基礎周邊之局部沖刷現象，即橋墩(基)的存在對水流產生局部阻礙或干涉作用，在橋墩(基)周邊形成強烈下降流、馬蹄形渦流、迴流區、尾跡渦流流況，造成橋墩(基)周遭河床形成局部刷深之沖刷坑的情形，此種現象稱為橋墩(基)之局部沖刷(local scour)。當水流流經橋墩基礎時，由於流線受到橋墩基礎干擾所產生的渦流造成迎水面及背水面附近的局部沖刷；通常水流之攻角甚小(或為零)時在橋墩的迎水面渦流強勁，故沖刷深度較深，而橋墩基礎的背水面因渦流較弱，河床沖刷深度較淺。

然而，經現場調查及災害成因分析後可知，洪水對各橋梁之沖刷機制均不甚相同，為進一步釐清與彙整各橋梁間受災成因之相關性，故特將此次洪水對橋梁之沖刷機制予以分類，並分別說明如下：

(1) 束縮沖刷

若因橋梁所興建之橋墩或基礎裸露增加阻水面積，或由於公路之引道路堤與橋台設施延伸進入河道，佔據部份之通水寬度，或河道窄縮使得河道通水寬度縮減，甚至河道因土石流堆積而窄縮等，均會阻擋正常時之水流流況，將迫使橋孔(或束縮段河道)間的單寬流量與流速加大，造成橋墩基礎(或束縮段河道)間產生束縮沖刷(contraction scour)效應，乃導致河床之沖刷下降。

(2) 跌水沖刷

因河床變化或結構物、保護工等作用，致使洪水通過時於下游側產生跌水水流，並沖刷跌水處之河床形成局部區域之沖刷坑，進而可能衍生向源侵蝕等，危及橋梁或結構物安全。此現象亦往往伴隨著水躍的發生，將更加劇水流之沖刷效應。

(3) 向源侵蝕

由於河道中局部區域之沖刷現象產生，造成河床坡降驟增，致使水流通過該處時產生加速現象，並由下游向上游逐漸沖刷河床。

(4) 側向侵蝕

河岸坡面土壤的侵蝕取決於沖刷力超過抗沖力，岸坡之沖刷又常使邊坡失穩，並促發河岸崩坍及後退，此即為側向侵蝕之現象。然若有影響水流之結構物存在，則將可能加劇水流側向侵蝕高灘地或岸壁，危及橋梁或堤岸之安全。河岸坡面與坡腳沖刷機制。

(5) 流石撞擊、磨損

洪水夾帶河床中之流石、流木，撞擊或磨損橋梁墩柱或基礎，致使橋

體結構受損，造成橋梁穩定性降低。

(6) 位於河川彎道或挑水效應處

水流於彎道或挑水岸壁處將造成凹岸沖刷、凸岸淤積等現象，且洪水過彎時會有水流集中、沖刷加劇之現象，故往往造成凹岸處橋台、墩基等結構物之沖刷受損，此外亦常伴隨著側向侵蝕、水流攻角效應之產生。

(7) 水流攻角效應

由於橋梁本身軸線之設置與河道並非垂直，或水流因彎道、岸壁挑流等現象，致使水流方向與橋軸線之法線方向有一交角存在，將可能造成水流阻水面積增大、局部沖刷加劇等現象。值得注意的是，攻角效應所產生墩基周邊之局部沖刷坑，最大沖刷深度一般發生在墩基下游端。

(8) 高水位、水位達橋梁上構

若洪水位高達大梁或橋面版，橋面之阻水將產生下射水流，加劇河床及墩基之沖刷；當水位持續升高，水流漫淹過橋面，則下游側亦可能產生跌水而沖刷河床。此外，水流直接作用於大梁及橋面版，對橋體而言將產生類似壓力流之現象，則橋梁上構受到之拖曳力(drag force)及側向力(lateral force)等將驟增，致使橋梁穩定性降低，可能產生沈陷、變位、傾倒等災害。

3.2 土石流對橋梁危害機制之探討

土石流大多發生在山區野溪中，沿溪谷奔瀉時又不斷吞噬兩岸鬆動土石，再加上本身強大的衝擊和破壞力，對溪流河岸、跨河構造物與下游居民財產安全造成重大危害(施，1999)。溪流發生土石流時，位於其活

動區(含發生區、流動區、堆積及停止區)範圍內之土木結構物，將遭受土石流運動襲擊而產生損害。依施(1999)及林等人(2001)的研究成果，一般常見的土石流對橋梁危害模式有：浮托淤埋、漫流改道、沖刷、磨蝕、堵塞、撞擊、過彎沖毀及挑流束縮等幾種。

(1) 浮托淤埋

土石流會在活動區內的平緩地帶停止運動，以致大量泥石淤埋橋下空間，形成梁底通水淨高不足的情況。若橋孔幾近被土石所淤滿而無適時清除，當溪流再次發生土石流運動，其流動深度的逐漸增加，使得具有陣波運動特性之土石流，因受橋體梁版的抵住而產生壅高現象，引致淤高土體的重壓不斷增加，迫使橋體被「浮托」而起向下游運動，甚至發生橋梁為土石流所淤埋的情形。

(2) 漫流改道

土石流易因自身脫水而落淤、堵塞其流路，造成任意漫流改道，沖毀或掩沒下游處的橋梁道路。

(3) 沖刷

土石流在發生區和流動區內，會沖刷帶走河岸坡面土石體和河槽底床泥砂，造成河岸崩塌、河床高程降低，致使橋梁的基礎和主體遭到破壞。

(4) 磨蝕

土石流中含有大量石礫，流動時會與橋墩或橋台相互磨損，以致梁墩的保護層削薄而使鋼筋外露，減損墩柱的承載能力導致橋體毀壞。

(5) 堵塞

若土石流的含砂濃度過高時，容易堵塞自身流路或於匯入主河道時形成堵塞壩體，產生蓄水而淹沒兩岸設施的情況。一旦堵塞壩體潰決將會形成大規模土石流或洪水，再度危害下游河段之橋梁結構。

(6) 撞擊

伴隨著巨石快速流動的土石流具有很大動能，可對橋梁結構產生極大的撞擊，以致橋體嚴重損壞。

(7) 過彎沖毀

土石流運動的直進慣性強，過彎時產生超高現象可導致土石流越岸淤埋或沖毀橋梁結構。

(8) 挑流束縮

土石流在河道中停淤形成沖積扇，會減少通水面積形成河床束縮沖刷，亦可能挑改主河道的溪洪流向，對河岸或橋梁形成頂沖攻擊，造成岸坡崩塌或橋體損害等。

3.3 漂流木掛淤影響

此次莫拉克颱風對各主要橋梁所造成災損之原因中，比較值得特別注意的是，於高屏河流域沿岸均有大量之漂流木隨洪水而下，且散落於各受災區域，此類流木隨洪水大量而下，將嚴重影響橋梁安全。根據上述現場調查與災因判識結果，可將漂流木對橋梁之影響概略分為三部分，試分述如下：

(1) 漂流木隨洪水掛淤橋墩

漂流木順水而下，至橋梁處因橋墩之阻水，常掛淤於墩柱之上，增加橋墩之迎水面積，此現象將造成墩柱掛淤處之拖曳力及側向力驟增，加上流木大都漂浮於洪水表面，故掛淤主

要均位於墩柱上方，更致使墩柱彎矩大增。此外，掛淤之流木亦嚴重阻礙水流通過，導致橋梁上游水位壅塞高漲、橋址及下游流速驟增，水流表面由於受到流木之阻水，將造成墩柱周邊之局部沖刷強度增強，加劇墩基之裸露深度，降低橋梁之穩定性。橋墩受力、彎矩之增大及基礎穩定性之降低等現象，將更加危急橋梁安全

(2) 漂流木隨洪水掛淤橋面版

當洪水持續高漲至橋面版，將導致漂流木掛淤更趨嚴重，由於漂流木之阻水效應，致使橋梁上構所受之水流作用力(拖曳力、側向力)較無漂流木掛淤下增大許多。此外，水流將因橋體與漂流木之大範圍阻水效應，將可能產生更強烈的下射水流或跌水現象，加劇基礎及河床沖刷。值得注意的是，當此現象發生時，由於橋體嚴重堵塞河道中水流，致使橋梁上游形成水位高漲之壅水區，除可能漫淹該處之兩岸外，若橋梁因洪水或沖刷產生倒塌，將造成類似堰塞湖潰壩之湧波，挾原掛淤之漂流木向下游沖擊。

(3) 漂流木隨洪水或堰塞湖潰決後之湧波撞擊橋梁

當大量的漂流木被湍急之洪水或堰塞湖潰決後所產生之湧波所挾帶，所產生之動量與破壞力遠大於水流本身，若巨大之漂流木直接撞擊橋梁結構，將可能影響橋梁結構本身之強度與安全，造成混凝土、鋼鈑等保護層破損、脫落及鋼筋裸露等現象，甚至產生橋梁結構變位、破壞等災損。此外，撞擊後之漂流木亦可能再度掛淤於橋梁，造成二次影響。

綜觀上述漂流木對橋梁影響之分析可知，掛淤對橋梁之作用，主要在加劇上述各種洪水沖刷之現象，或增加水流對橋梁所受之作用力。在如莫拉克颱風般之洪水侵襲下，此沖刷或水流作用力增大現象，則將可能成為橋梁損壞、坍塌的主要成因，相關機制亦為過去研究中較少注意者。圖2所示即為台27甲線六龜大橋於莫拉克颱風後之受災及漂流木掛淤情形。



圖2 台27甲線六龜大橋於莫拉克颱風後之受災及漂流木掛淤情形

3.4 堰塞湖潰壩之影響

莫拉克颱風造成高屏溪流域內多起山崩、土石流災害，大量土石堆積河道，致使流域上游多處形成堰塞湖，根據陳與許(2009)及本研究現場調查結果可知，本次颱風所形成之多數堰塞湖屬均於數小時內隨即潰決，

所形成之湧波沖擊下游橋梁與河道。此現象對於橋梁破壞之影響概略可分為下列四類：

(1) 橋梁位於堰塞湖土石壩體上游

橋梁位於堵塞河道之土石壩上游側，因水流堵塞、水位高漲而溢淹橋面，土石壩潰決後上游湖內之水體迅速向下游洩降，致使橋梁附近水流如前述沖刷模式中之高水位流況一般，水流直接作用於大梁及橋面版等上部結構，且加劇基礎之沖刷力。

(2) 橋梁位於堰塞湖土石壩體處

橋梁恰位於堵塞河道之土石壩處，水流因河道堵塞致使水位高漲而溢淹橋面，高漲之堰塞湖水體溢淹土石壩後，即因河床之落差將造成土石壩下游產生跌水流，形成沖刷坑。若此跌水沖刷持續作用下，河道沖刷將向上游側產生向源侵蝕，進而穿越土石壩造成堰塞湖潰壩，潰壩流將集中於此沖刷缺口產生束縮沖刷，刷深該處河道，若橋梁或橋台基礎恰位於此束縮河道中，將產生沖刷、沈陷及傾倒等災害。

(3) 橋梁位於堰塞湖土石壩體下游

橋梁位於堵塞河道之土石壩下游側，當堰塞湖潰決後，產生之高速水流將大幅沖刷橋梁基礎，加上潰決後所產生之湧波沖擊，增加橋梁受力(如水流撞擊力、側向力、升力、…等沖擊力)，將嚴重影響橋梁之穩定性，若暴漲之潰決流水位亦達橋梁上構，則將更加危及橋體之安全。

(4) 河道上游之橋梁等跨河構造物因漂流物等影響，形成之類似小型堰塞湖之壅水現象

即跨河橋梁或構造物本身即為堰塞湖之壩體，與前述三項類型不同之處，主要在於壅塞之水體量較小，故潰決後對下游橋梁之作用時間相對較短，然而因構造物之傾倒、潰決相對於土石壩之潰壩過程短得許多，此瞬間之脆性破壞或持續增大之彎矩破壞所造成湧浪沖擊力與破壞力強，該湧波若直接沖擊橋梁或堤防，將造成嚴重之毀損。此外，本潰壩類型亦不似上述三者大多僅侷限於山區河道中，即使位於平原或下游段之河道亦可能發生。

如旗山地區之旗尾橋及新旗尾橋災況，大量漂流木隨洪水挾帶而下，嚴重掛淤於旗尾橋墩基及橋面版上，如圖3(a)所示，造成旗尾橋上游側因通水斷面淤塞，阻水面積增加，掛淤流木下層形成高速之下射水流——潛沒射流，該現象將加劇墩基與河床之沖刷，嚴重影響橋梁之穩定性。此外，嚴重掛淤滿佈漂流木後之旗尾橋有如堰塞湖，洪水高漲向兩岸溢淹，造成右岸高灘地受側向侵蝕而後退、左岸旗尾護岸遭沖毀流失，且橋梁結構所受之水壓力與側向水壓力亦將大增，導致P1 ~ P4間部分墩柱(基)無法承受水流壓力及漂流木堵塞所造成之拖曳力及渠等所衍生之大彎矩(bending moment)，乃於墩基交接處之塑鉸區彎折斷裂，顯示漂流木掛淤之阻力及洪水大幅上升之水壓力作用於墩柱(基)之影響非常明顯，如圖3(b)所示。由災損畫面可知，旗尾橋P1 ~ P4呈現不同程度之倒塌、破壞現象，如部分橋墩墩柱斷裂而部分則連基礎均遭流失。



圖3 台28線旗尾橋遭漂流木掛淤、洪水沖刷及墩柱彎矩破壞之情形。



圖4 旗山地區莫拉克颱風後之受災情形，其中可見旗尾橋全毀，下游新旗尾橋左岸橋台因潰壩流衝擊而沈陷。

旗尾橋遭洪水流木溢淹越流而倒塌、崩潰，於崩潰瞬間洪水如湧浪般之沖擊波挾帶巨木瞬間沖擊下游側之台3線新旗尾橋左岸及旗尾堤防，以致崩損，大量洪水及漂流木亦隨著沖入堤後之廣大農田及住家區域，如圖4所示。



圖5 台27線新發大橋於莫拉克颱風前後之情形：(a)颱風前；(b)颱風後。

於實際災害中，往往非單項災因諸如沖刷、土石流、漂流木掛淤、堰塞湖潰壩流等所造成，而是相互伴隨且影響的，如台27線新發大橋於莫拉克颱風期間，因高降雨強度造成新發大橋上游左岸野溪發生嚴重之土石流，如圖5所示，土石流於野溪出口漸漸的堆積成土石流沖積扇，大量土石流沖積扇佔據原有河道，對河岸或橋梁形成束縮沖刷。此外，又因上游之堰塞湖潰決，大量洪水渲洩而下，水流因左岸土石流沖積扇佔據大部分河道，使洪水被挑流至右岸，致使右岸台27線公路及新發大橋產生嚴重沖刷(台27線路堤基礎裸露)，加上左岸河道被土石淤積，水流通水斷面變小，洪水不易渲洩，造成洪水壅高，形成

類似堰塞湖般之現象。在土石流作用、洪水沖刷及壅高水位之水壓力作用下，橋梁即遭破壞流失。

此類災害則屬複合型或多重型之災害成因，為釐清並彙整各主要橋梁受災成因機制，故本計畫特依據上述致災機制，進行各橋梁之受災分類與統計，如表1所示，以供相關管理單位參考，並可作為擬定未來研究方向之

依據。

另外，此次災害類型之分佈特性，經比對表1及圖1中可得知，土石流及堰塞湖潰壩大多影響上游之山區橋梁，其中堰塞湖潰壩之影響範圍較大，有傳遞至中、下游之特性，而洪水沖刷及漂流木影響則有遍佈整個流域之現象。

表1 各主要受災橋梁致災機制分析統計結果表

編號	路線	橋梁名稱	致災機制				
			洪水沖刷	土石流	漂流木	堰塞湖	其他
1	台 17線	雙園大橋	(4)(5)(6)(7)				(i)(iii)
2	高 92線	大洲大橋	(1)(4)(8)		(i)(ii)(iii)	④	
3	台 3線	新旗尾橋	(4)(6)(8)		(i)(iii)	④	
4	台 28線	旗尾橋	(1)(4)(8)		(i)(ii)(iii)	③④	
5	台 21線	四德橋	(6)		(i)(iii)	③	
6		楠梓仙溪橋	(4)(6)			③	
7		第八號橋		(a)(b)(f)			
8		第九號橋					獻肚山崩山掩埋
9		第十號橋	(8)	(c)(f)(g)		①	
10		第十二號橋	(4)(5)	(a)(b)(d)(f)			
11		第十四號橋	(4)(5)	(c)(d)(f)			
12		第十五號橋	(4)(5)	(c)(d)(f)			
13		民族橋		(a)(c)(d)(e)(f)			
14		民生大橋	(4)				
15	台 27線	大津橋	(6)(8)	(c)(d)(f)	(i)(iii)		
16		六津橋		(a)(b)			
17		三合橋	(4)(5)(8)	(c)(f)			
18		新發大橋	(1)(3)(4)(8)	(c)(e)(h)	(i)(iii)	②	
19	台 27甲線	六龜大橋	(6)(8)			③④	
20		六龜四號橋	(4)(6)	(h)			路基流失
21		六龜三號橋	(4)(6)	(h)			路基流失
22	台 20線	建山一橋	(4)(5)	(a)(b)(c)(d)(e)(f)			
23		建山二橋	(4)(5)	(a)(b)(c)(d)(e)(f)			
24		寶來二橋	(1)(4)(8)	(c)(h)	(ii)(iii)	③	
25		綠茂橋	(4)(5)	(a)(c)			
26		炳才橋	(4)(5)	(a)(b)(c)(d)(e)(f)			
27		塔拉拉魯芙溪橋	(4)(5)	(c)(d)(f)(h)			
28		撒拉啊塢橋	(8)	(a)(c)		③	
29	台 24線	第一號橋	(4)	(a)(c)(d)(f)			

四、未來研究課題與方向

由於莫拉克颱風之超大雨量，致使山區發生多起坡地崩坍、土石流、堰塞湖等災害，並產生大量之漂流木順水而下，故對跨河橋梁造成諸多新型態之災害。面對未來全球氣候變遷時代的來臨，吾人必需積極面對該類災害。爰此，本文特根據現場調查與災害機制分析結果，對於橋梁災害防治技術與管理方面，提出未來應進一步研擬之課題與方向，以供相關單位參考。

4.1 就橋梁設計、養護、維修工程等技術方面：

(1) 水位高於大梁底部時，水流流場與河床沖刷特性

當洪水水位高於橋梁之大梁底部，甚至溢淹過橋面版時，水流對橋梁將形成所謂壓力流(pressure flow)流況，且橋梁下方亦將產生潛沒射流(submerge jet)，此現象於莫拉克颱風期間發生於多座橋梁之流況中，亦為橋梁受損之主要原因。該流況之發生原因主要為洪水量(水位)過大或河床堆高所致，水流將對橋面版產生強大之側向力及升力，且因橋面版之阻水所產生的潛沒射流亦將對河床或基礎造成嚴重沖刷，影響橋梁穩定性。故對於水位高於橋梁底部時之橋梁周邊流場特性、河床沖刷特性及水流對橋梁結構之影響…等，亟需進一步之研擬。另外，諸如下游尾水高低、橋孔寬與橋墩寬之比值…等參數對該流場特性之影響，亦為研究重點之一。有關通過橋面版之壓力流及潛沒射流流

況如圖6所示。

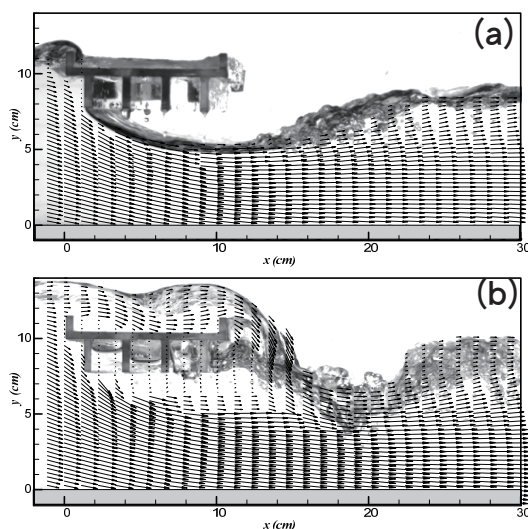


圖6 水位高達橋梁底部及溢淹橋面版後之流場可視化及PIV速度場精密量測結果。

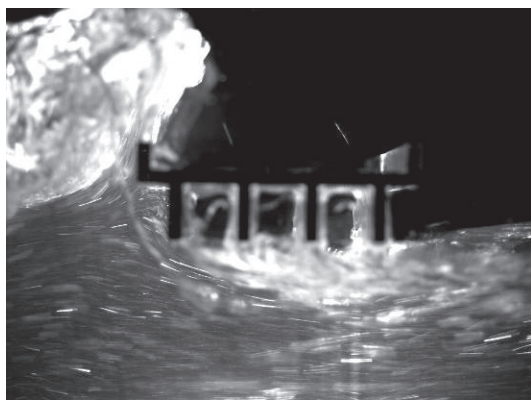


圖7 潰壩流湧波對橋梁作用之沖擊波可視化相片。

(2) 堰塞湖潰壩後的湧波對橋梁安全與沖刷之影響

堰塞湖潰壩流亦為此次颱風所見之新型態災害原因之一，而潰壩流對跨河橋梁之影響目前甚少有相關研究。此類潰壩流除了有快速抬升河道

水位之特性外，潰壩後所產生之湧波對橋梁之沖擊與影響，亦為釐清橋梁受災機制之重要參考。圖7為潰壩流對橋梁之可視化試驗結果，由此顯示波浪對橋面之作用與潰壩流湧波之情況相似，均可能對橋面版產生極大之瞬間升力與彎矩，造成橋面版流失。

(3) 漂流木掛淤於橋墩對橋基沖刷之影響
漂流木掛淤對橋梁之影響，主要是加劇其他各種水體作用力及沖刷等

之現象，此沖刷或水流作用力增大現象，則將可能成為橋梁損壞、坍塌的主要成因。圖8所示即為模擬漂流木掛淤橋墩後，不同阻水量下之墩前下降流流場可視化及質點影像測速儀(PIV)速度場量測結果，當掛淤阻水量越多，墩前之下降流亦趨增強，顯示橋墩附近流場與沖刷機制明顯受漂流木掛淤影響。

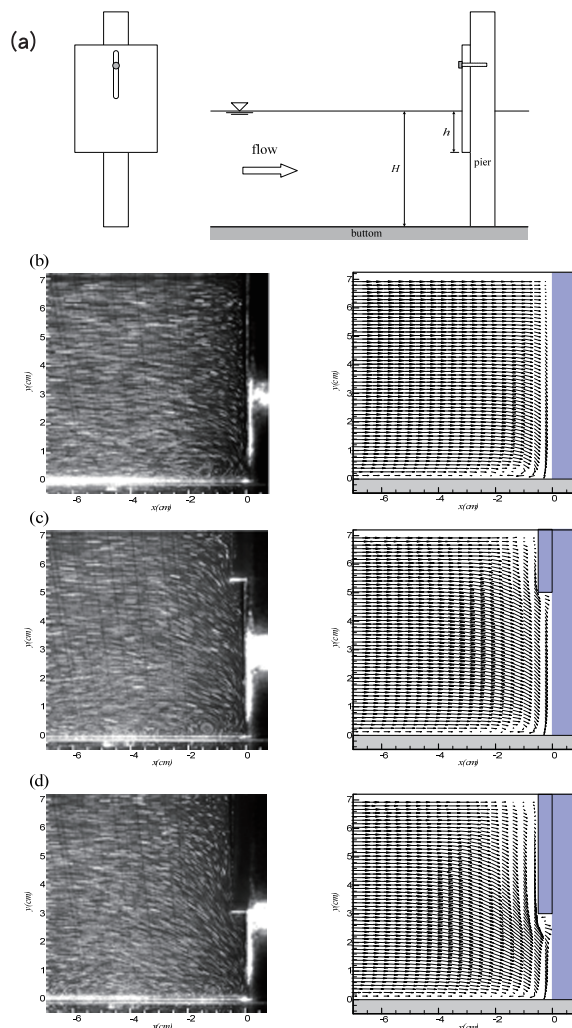


圖8 模擬漂流木掛淤橋墩後，不同阻水量下之墩前下降流流場可視化及PIV速度場量測結果。

(4) 高水位、堰塞湖湧波及漂流木等作用間之相互影響

本次颱風之橋梁災害多屬上述三類災害之複合或多重災害，即此三類災害一般均相伴發生，故對於高水位、堰塞湖湧浪及漂流木作用間之相互關係及影響，實有必要進一步研擬。

(5) 水流過彎之流速與沖刷力特性分佈

根據過去對現場實際調查之結果可知，水流與高灘地或河岸間之相互影響，主要在於河岸崩退等側向侵蝕作用，然而於此一過程水流流心往往集中於此類崩退之彎曲河岸邊，集中之水流常順河岸彎曲線而發生挑流現象，挾強大之沖刷力沖刷河床、橋梁或堤岸，造成嚴重災損。故對於水流過彎及挑流過程中，河道中流速與沖刷力特性分佈，實有進一步研擬之必要。

(6) 水流與橋梁間攻角效應對基礎沖刷與橋梁結構之影響

如第(5)項所述，河道中水流經常會因河岸崩退而變遷不定，集中水流之流向與橋梁間往往具有攻角，而此攻角將會造成水流向之通水面積縮小，墩基阻水增大等不利現象，進而加劇沖刷量或改變沖刷坑型態。圖9所示即為攻角效應所造成最大沖刷深度由墩柱上游端移至下游端之實驗研究結果，此課題尚有許多尚待瞭解之處，實有進一步研擬之必要。

(7) 土石流堆積、堵塞河道對洪水流路、河道沖刷之影響

河道旁之野溪若發生土石流災害，大量土石隨野溪而下堆積於河道

中，形成土石流堆積扇，此將堵塞部分或全部之河道，影響河道中之洪水流路。即如第(5)項中所述，水流流路主要受河道岸壁、灘地等邊界之影響，此類土石堆積現象則大幅改變原有邊界，造成洪水流路及河道沖刷機制急遽變遷，危急橋梁或堤岸等構造物安全。

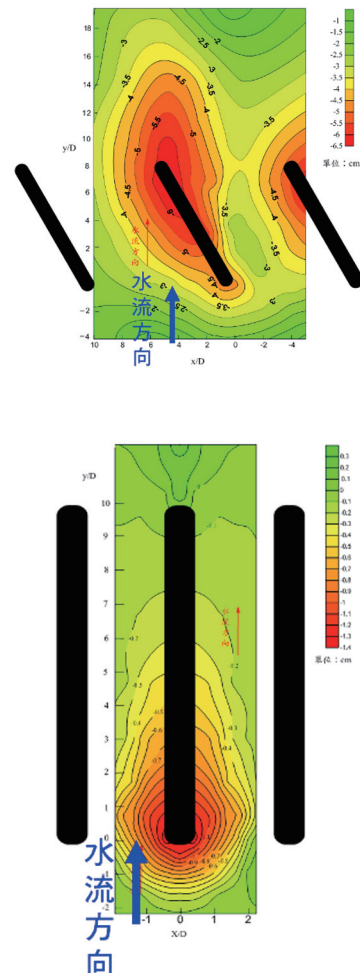


圖9 不同水流攻角下沖刷坑之情形。
(a) 水流攻角0度；(b) 水流攻角30度。

4.2. 就橋梁管理方面：

(1) 現有國內橋梁規範之重新檢討

有鑑於上述諸多新型態災害機制之顯現，國內現階段相關橋梁設計規

範之規定，是否仍滿足現地環境之需求，實有必要加以檢討。如現行設計規範中僅考量在自由流流況(橋梁上部結構未潛沒於水體中)下，僅靜水壓力及流水壓力(現行規範之流水動壓力係利用平均水流速估算)對橋墩作用力之影響，並未考量流水動態之瞬時作用特性，更未提及水位溢淹橋面版以上之作用力情形。規範中雖已規定橋梁之梁底高程需高於兩岸河堤，理論上應不致於發生水流溢淹等現象，然此次颱風調查之結果顯示，水流溢流橋面等現象已發生於多座橋梁處，尤其是山區橋梁，而現行設計規範中對於動態水流對上部結構(橋面版及大梁)之拖曳力、升力等特性並未考量，若於未來有相同情況發生時，仍可能重複同樣之破壞模式。因此，對於現行橋梁設計、養護及維修等規範，實有必要進一步檢討。

(2) 橋梁封橋水位、預警通報系統等研擬

為應付日趨惡化的氣候環境變遷，及降低災害發生時之人命傷亡，國內各橋梁管理單位積極投入封橋水位及預警通報系統等研究，惟目前封橋水位等研究範疇僅侷限於利用一般洪水之沖刷機制進行研判，並無法

反應上述等各項橋梁破壞機制，實有必要進一步納入此類特殊流況之情形，而非僅以水位作為封橋、預警之依據。

(3) 災害敏感帶於國土規劃上之檢討

經由莫拉克颱風之災害可知，由於地球暖化及全球氣候變遷，類此破歷年紀錄之降雨將可能再次發生，此

氣候環境之劣化已然成為必須嚴正面對之課題。除面對未來可能之超大降雨外，海平面上升、地層下陷…等諸多問題，政府將無法避免去面對，對於諸如此次災區等災害敏感地區，除應加強防災建設與管理外，亦可透過現行之國土利用與規劃等檢討，重新訂定相關土地利用與規範，即可有效避免災害之發生與擴大，實為未來應重視的課題。

有關本文提出之未來可繼續研擬有關橋梁相關工程、防災、管理及維修等課題及課題間相互關係彙整如圖10所示。

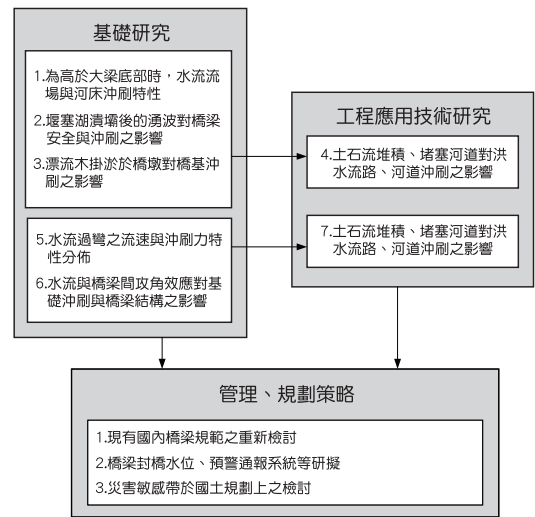


圖10 本文所提出之未來研擬課題及課題間之相互關係圖

五、結語

此次莫拉克颱風帶來超過200年重現期破歷年紀錄之降雨，造成高屏溪流域多處大規模山崩、土石流、淹水及橋梁災害，嚴重影響人民生命財產安全。如何於災害發生後研擬相關致災機制，作為下次災害防治之依據，及未來工程設計之參考，本研究即針對此次災害中主要受損的29座橋梁進行相關資料蒐集、災害調查與災因分析，以確實瞭解橋梁破壞之主要原

因。

經現場調查及災因分析評估後顯示，受災之主要機制可概略分為洪水沖刷、土石流、漂流木掛淤及堰塞湖潰壩等單項、或複合型、多重型致災原因，並突顯橋面版溢淹後所產生壓力流之影響。另外，本研究根據此次橋梁受災成因分析結果，進一步提出未來可供研擬之相關課題，以供相關單位參考。

參考文獻

1. 施邦築(1999)，土石流橋涵設計準則之研究，交通部科技顧問室專案研究成果報告。
2. 林呈、蔡榮峻、施邦築(2001)，跨越土石流潛勢溪流之橋梁工程問題探討—以新中橫公路三座橋梁為例，中華水土保持學報，Vol. 32, No. 4, pp. 245 ~ 260。
3. 林呈、何宗浚、李秉融(2004)，桃芝颱風引致東門橋塌陷之成因探討，中華水土保持學報，Vol. 34, No. 4, pp. 317 ~ 329。
4. 林呈、張荻薇、施邦築、羅慶瑞(2005)，河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工法之研究(一 ~ 三)，交通部公路總局專案研究計畫。
5. 陳樹群、許中立(2009)：莫拉克颱風形成之堰塞湖及危險度評估，地工技術--莫拉克颱風之地工災害，Vol. 122, pp. 77 ~ 86。
6. 經濟部水利署災害緊急應變系統網站。
7. 經濟部水利署(2009)，莫拉克颱風暴雨量及洪流量分析。
8. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2009)，莫拉克高屏溪水文分析報告。

花蓮港港灣波動預報模式的建置研究

林昭圭 國立台灣海洋大學河海工程學系
李俊穎 交通部運輸研究所港灣技術研究中心
林玉峰 大漢技術學院土木工程與環境資源管理系

摘要

本研究透過結合交通部運輸研究所建置的近海風浪預報模式 TaiCOMS，以及無限元素港灣波動數值模式，成功地整合出港灣波動的推算/預報模式。我們可以在一旦得到外海的分析或預報風場後，隨即啟動 TaiCOMS 的遠域及近域的風浪推算，並以其推算結果作為港灣波動數值模

式的邊界輸入值，進一步推算港灣附近的波動情形。藉由此一模式，我們可以利用歷史颱風時期的觀測或分析風場進行波浪的追算，以提供港灣規劃設計的參考，亦可以在中央氣象局提供、72小時風場預報後，依序進行外海、近海、近岸、及港內的波浪推算，以提供給港灣管理參考。

一、前言

港灣附近的波動情形，尤其是港內水面的穩靜度，不論是在港灣規劃設計，或是港灣營運管理中都是主要考量及評估的因子之一。例如，在規劃設計時評估港灣附近波動情形的方法通常有數值模擬及水工模型試驗，然而用來作為試驗條件的外海波浪通常是從過去的歷史波動資料，尤其是颱風資料，經過統計分析得來，其中有部分是來自現場觀測，但大部分則來自於利用風速風向資料所進行的推算結果。而在營運管理上所需要的是港區附近波動的資訊以便進行船舶進出港與繫靠的安全性評估，但目前所能得到的只有外海波浪的預報資料，而且只能從海氣象的觀測或預報資料來進行經驗的判斷。

檢視台灣周遭的海岸，由於地理環境特殊，往往在冬季東北季風盛行與夏季的颱風時期都可能在附近海域引起較大波浪並進而影響港內的穩靜度。因此，不論是在規劃設計或是營運管理上，都有必要充分瞭解及掌控港灣附近的海氣象變化。

有鑑於此，本研究乃嘗試建置港灣波動的推算或預報模式。在衡量避免疊床架屋，浪費有限經費，本模式先以由交通部運輸研究所發展的 TaiCOMS 模式為基礎，結合了 Lin (1995) 的有限/無限元素法港灣波動折繞射數值模式，建構一個港灣波動的推算/預報模式。該模式的建立，使得一旦外海的波浪預報完成了，隨即可進行港灣附近的波浪預報，對於港

灣的管理有極大的助益。而在港灣的規劃設計上，亦可以透過觀測或分析的歷史風場進行波浪的追算及統計分析，而得到較合理的設計波浪。

本波浪推算模式在結合TaiCOMS及港灣波動折繞射模式的過程中，利用巢狀格網的觀念共應用一層WAM (Wave Model)、兩層SWAN (Simulating Wave Nearshore)及港灣波動模式所結合而成，其中，WAM及第一層的SWAN是TaiCOMS系統裡面所建置

的。透過此一模式，我們可以藉由預報的西北太平洋預報風場代入WAM模式進行大域風波推算，及將台灣附近水域的預報風場代入兩層的SWAN模式進行近域的風波推算，然後藉由內層SWAN所計算而得的單方向不規則入射波作為港灣波動模式與假想邊界面上的入射波條件進行港灣的波動模擬。在本研究中，我們首先敘述模式建立的過程，其後並以花蓮港在2005年龍王颱風時的波動模擬作為範例。

二、預報模式的整合概念

港灣的波動預報模式的建立，主要目標是將港灣波動的數值模擬計算納入大範圍的海象波浪預報系統中。依據林(2004)的研究，其概念模式如圖1所示，整個系統是由近海波浪推算系統(如中央氣象局海象中心的近海波浪預報系統)再加上一個港灣波浪折繞射數值模擬程式所組成。在近海波浪預報系統中遠域波浪可以利用WAM或NWW3(NOAA Wave Watch III)來進行波浪推算，近海波浪則由SWAN模式推算，而後藉由假想邊界面的銜接，將對應於邊界面上各節點的由SWAN所計算的頻率譜及主波方向引入到折繞射模式中作為入射波條件，如此便可進行港內的波動折繞射。因此，一旦外海的波浪推算有了結果，引入港灣的波浪折繞射系統，便可進行港內的穩靜度計算，而構成一完整的港灣波動預報系統。如果外海的波浪推算與中央氣象局的近海波浪預報相連接，則此一預報系統可以配合中央氣

象局的海象預報，進行港口附近的波浪在受到折繞射效應後的波動情形的模擬，並建立評估與預報的機制。另外也可以加強港灣技術研究中心的「台灣環島海象預報系統」中有觀各商港的穩靜度推算。

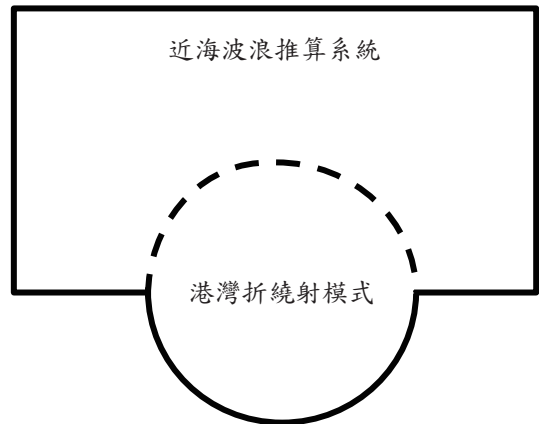


圖1 港灣波浪預報的概念模式

三、理論簡述

如前所述，波浪折繞射預報模式是由近海波浪推算系統再加上波浪折繞射數值模擬之程式所組成；近海波浪推算系統是由遠域的WAM和近岸的SWAN兩種組合而成。其中，WAM模式所使用的基本方程式為波浪能量平衡方程式，此方程式能描述方向波譜在時間及空間上的變化過程。這些變化過程包括了風傳遞到波浪的波能輸入條件、白沫效應、底床摩擦和波與波之非線性交互作用。SWAN模式是經過去各位學者累積的研究成果為基礎所加以整合和改良而成的，基本上依據波浪作用力平衡方程式(wave action balance)或是沒有流的作用下之能量平衡方程式。

有關港灣波動模式係以無限元素法之波浪折繞射模式解析假想邊界圓內水域之波動問題。

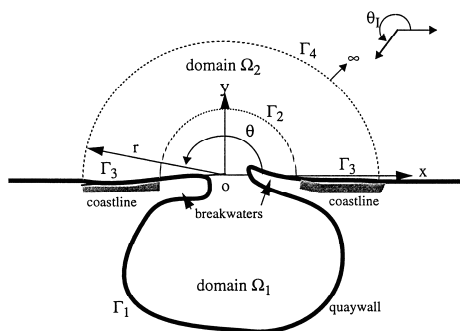


圖2港池水面波動邊界值問題定義圖

根據圖2所定義任意形狀及水深的港池，假設二維水面波動現象為非旋性的理想流體之微小振幅波，並引入陳(1986)底床摩擦修正係數，則可以

滿足下列緩坡度方程式：

$$\nabla \cdot (\lambda C C_g \nabla \phi) + C C_g k^2 \phi = 0 \quad (1)$$

其中， $\nabla = (\partial/\partial x, \partial/\partial y)$ ； $C = L/T$ 為波速； L 為波長； T 為波浪週期； $C_g = nC$ 為群波速度； $n(x, y) = (1 + 2kh/\sinh 2kh)/2$ ； $k(x, y) = 2\pi/L$ 為波數； $h(x, y)$ 為水深； $\phi(x, y)$ 為複數型式的速度勢；而 $\omega = 2\pi/T$ 為角頻率。其中，波數 k 與角頻率 ω 間應滿足分散關係式， $\omega^2 = gk \tanh kh$ ， g 為重力加速度。在邊界上，分別依邊界的特性，並以質量與能量守恆設定適當的條件。控制方程式與邊界條件依據變分法之極小值原理，可以推導到全水域的穩定泛函數，如式(2)所示。

經過有限元素法與無限元素的離散化處理後，式(2)可改寫為矩陣形式，並作泛函數的極小化處理，即

$$\begin{aligned} F(\phi) = & \frac{1}{2} \iint_{\Omega_1} (\lambda C C_g \nabla^2 \phi_{\Omega_1} - C C_g k^2 \phi_{\Omega_1}^2) dA \\ & + \frac{1}{2} \iint_{\Omega_2} (\lambda C C_g \nabla^2 \phi_{\Omega_2} - C C_g k^2 \phi_{\Omega_2}^2) dA \\ & - \frac{1}{2} \int_{\Gamma_1} \alpha \lambda C C_g \phi_{\Omega_1}^2 dL + \frac{1}{2} \int_{\Gamma_2} \lambda C C_g \frac{\partial \phi_{\Omega_2}}{\partial n_{\Omega_2}} \phi_{\Omega_2} dL \\ & - \frac{1}{2} \int_{\Gamma_3} ik \frac{C C_g}{\sqrt{\lambda}} \phi_{\Omega_2}^2 dL \end{aligned} \quad (2)$$

$$\frac{\partial F}{\partial \phi_i} = 0 \quad i = 1, \dots, N \quad (3)$$

式中， N 為總節點數。之後可用相關的矩陣運算求解各個節點的速度勢值，則各節點的繞射係數 K_D 值可由下式求得

$$K_D = \left| \frac{\phi_i}{2\phi_I} \right| \quad i = 1, \dots, N \quad (4)$$

四、TaiComs波浪預報模式的簡介

台灣海岸作業模式系統 (TaiComs, Taiwan Coastal Operational modeling system) 是目前我國已經在作業的風波預報系統之一，是交通運輸研究所港灣技術研究中心為了提高台灣水域船舶航行安全而發展的模式。如圖3所示，該系統結合了一層WAM遠域風波推算及一層SWAN近域風波推算，表1中的第一及第二列顯示了它們的作業範圍及空間解析度。

使用的風場係來自中央氣象局，如圖4所示，共有三種數值風場 RC、MC及HC，其分別涵蓋不同大小的區域，網格解析度也不同，依序為 $0.45^{\circ} \times 0.45^{\circ}$ 、 $0.15^{\circ} \times 0.15^{\circ}$ 及 $0.05^{\circ} \times 0.05^{\circ}$ 。水深地形資料係分別取自於美國海洋大氣總署國家地理資料中心所建立的ETOPO5(網格解析度為 $5^{\circ} \times 5^{\circ}$)及國家海洋科學研究中心所建立的TaiDBMv5(網格解析度為 $0.05^{\circ} \times 0.05^{\circ}$)。

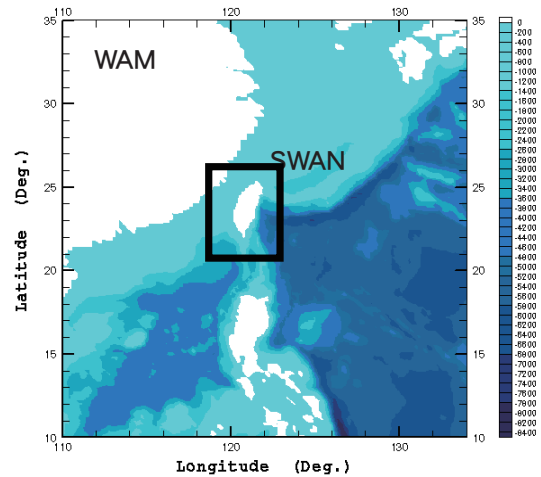


圖3 TaiComs模式中各領域範圍及水深

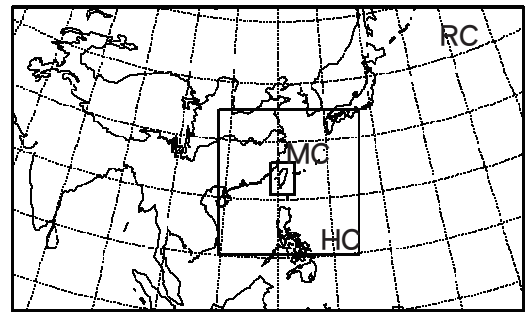


圖4 RC/MC/HC風場的計算範圍

五、風波推算模式與港灣波動模式的結合

整個港灣波動預報模式的建置最重要的關鍵點是在於如何連接近海波浪預報模式以及港灣波動數值模式，也就是說如何在相接邊界面上取得資料的連續。由於近海波浪預報模式 (SWAN) 是採用波浪作用力平衡方程式 (wave action balance equation) 或是沒有流作用下的能量平衡方程式，以及源流與沉流 (source and sink)，基本上它是一個以能量平衡為控制方程式的數值模式，而因此導致計算的結果

中失去了波動的相位資訊，相關的資料輸出可以是下列三種：

1. 指定點的示性波高、平均週期、主波方向或平均方向
2. 一維頻譜與主波方向
3. 二維方向波譜

而本研究所使用的港灣波動數值模式是屬於緩坡度方程式，主要以水位變化(速度勢 ϕ)為控制方程式，在計算時必須知道入射波動的波高、週期、方向及相位，還有其週期是單一

週期。雖然，近海波浪預報模式可以輸出各指定點的示性波高、平均週期與主要波向，但波高及週期都是由頻譜透過頻譜距換算而得的，各點的平均波浪週期皆不同，無法滿足港灣波動數值模式必須為同一週期的要求。而頻譜的輸出方式，由於各點頻譜的成分波頻率都一樣，因此利用各個分頻來進行規則波推算是可行的，但是必須要進行不規則波的模擬，由於考量計算時間的需求，本研究採用單方向不規則波方式進行模式的整合。

為了能引入近海波浪預報模式中缺乏相位資訊的入射波浪資料，本研究必須進行參考相位的假設，在港灣的入口處設置座標原點並假設各個入射波到達該點的相位為零，而以相接邊界面上各節點到原點的距離計算各節點上入射波動的相對相位。本研究經測試100組的隨機相位組合，發現僅有少數組合因相位角過於接近而失真外，顯示相位角的隨機變化不影響數值結果。

表1 港灣波動預報模式中各計算領域的相關資料

範圍	使用模式	計算範圍	網格大小	使用風場
遠域 (W1)	WAM	10°N ~ 35°N 110°E ~ 134°E	0.2°×0.2°	RC
近域 (S2)	SWAN	21°N ~ 26°N 119°E ~ 123°E	0.04°×0.04°	MC
近域 (S3)	SWAN	23.9°N ~ 24°N 121.6°E ~ 121.65°E	0.001°×0.001°	MC

而由於一般港灣波動計算模式所採用的網格尺寸多在20公尺以下，此與風波推算模式所使用的網格有太大的差異，而且假想邊界面 Γ_2 的半徑也大致在1.5至2公里之間，網格大小的差異已經導致假想邊界面 Γ_2 上的各節點可能因為距離陸界節點較近而無法取得波浪資料以致造成計算上的誤差。為了能改善此一問題，本研究在TaiComs模式及港灣波動模式之間增加了一層SWAN的近岸風波推算，相關資料如表1所示。

藉由對近海波浪預報模式的資料的選擇各點的一維波譜與主波方向，以及相對相位的假設，我們可以用規則波的方式進行各成份波所引起港灣波動，最後再以能量比例的方式進行能量線性疊加而得到港內各點的不規則波有效增幅係數值 $(K_D)_{eff}$ ，依Goda(1985)的建議，計算公式如下所示

$$(K_D)_{eff} = \left[\frac{1}{m_0} \int_0^\infty S(f) K_D^2(f) df \right]^{1/2}$$

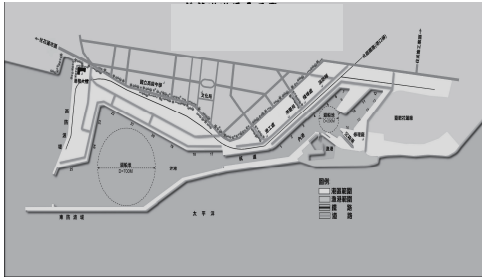
其中， $S_0(f)$ 是入射波的頻率譜； $K_D(f)$ 是各分頻成份波所引致計算水域某一點的增幅係數值(該點波高與入射波高的比值)； $(K_D)_{eff}$ 是不規則波作用下的有效增幅係數值。

六、花蓮港港灣波動預報模式的模擬

為了瞭解此種組合的可行性，本研究以2005/9/29至2005/10/3的龍王颱風風場進行花蓮港港灣波動的推算模擬。圖5為花蓮港的港區布置圖；

圖6為數值模擬的網格及等深線圖；圖7為龍王颱風路徑圖；圖8及圖9為2005/10/1 12:00的RC及MC風場分佈；圖10為WAM遠域風浪的等值線圖；圖

11為花蓮港附近的波高增幅係數(K_D)_{eff}分佈圖。



資料來源：花蓮港網站

圖5 花蓮港港區布置圖

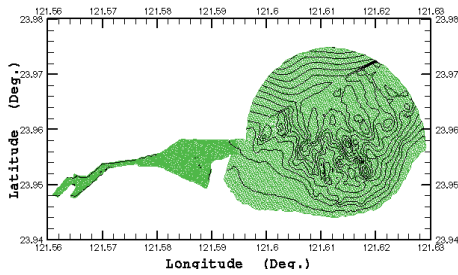


圖6 數值模擬之網格及等深線

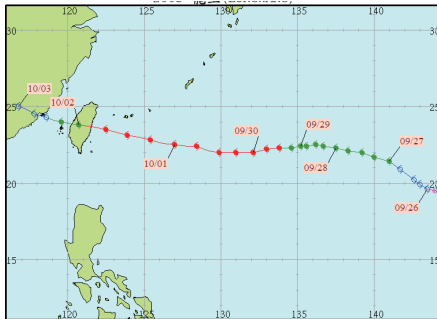


圖7 龍王颱風路徑圖
(2005/09/29-2005/10/03)

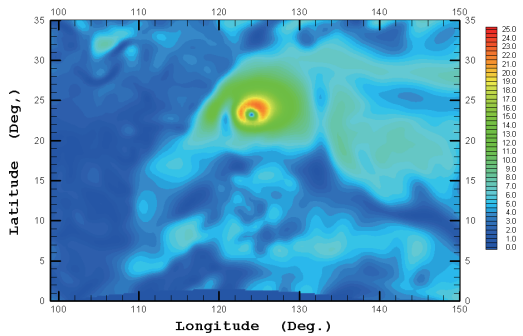


圖8 RC風場(2005/10/01 12:00)

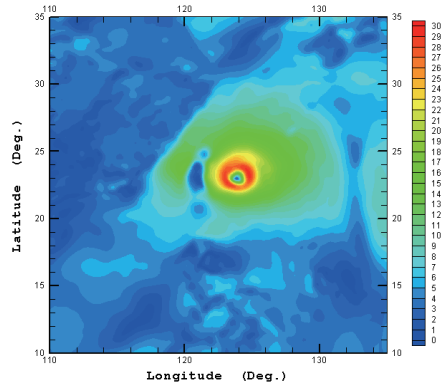


圖9 MC風場(2005/10/01 12:00)

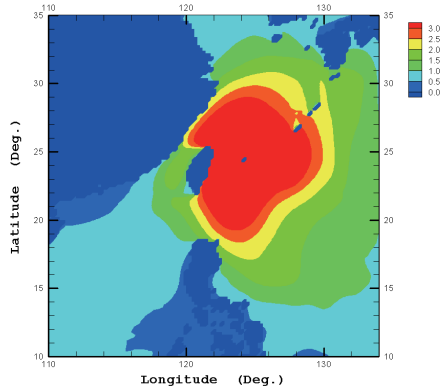


圖10 WAM遠域波場(2005/10/01 12:00)

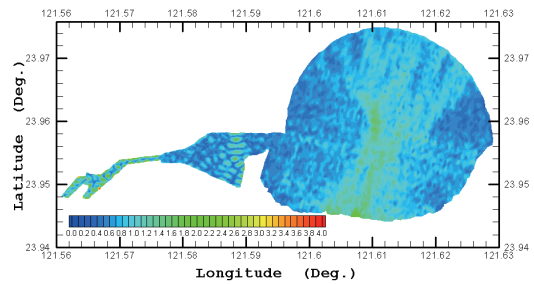


圖11 花蓮港附近的波高增幅係數(K_D)_{eff}
分佈圖(2005/10/01 12:00)

七、結論與建議

1. 港灣波動數值模式可以透過不規則波的波動模擬方式，與近海波浪預報模式相結合，並構成一港灣波浪預報系統。只要相關單位提供近海波浪預報及風場資料，便可啟動本預報系統。
2. 近海波浪預報的資料可以透過相接邊界面上各節點的一維或二維頻譜提供港灣波動數值模式入射波的條件。本研究目前採用一維頻譜進行模擬。
3. 港灣波動模式將輸入頻譜之各成份波之波高、週期及方向視為規則波分別進行數值模擬。最後以能量加總方式得到不規則波的增幅係數。
4. 由於港灣波動模式也可以模擬海岸結構物後方的波浪繞射情形，因此不論是島嶼附近或人工構造物附近的波動都可以模擬。
5. 本研究所使用的電腦是個人電腦 (Intel Core 2 Duo CPU E6550 @ 2.33GHz with 2.33GHz 3 GB RAM) 及Microsoft XP作業系統 而每一個時間步驟均是以23個規則成分波組成的不規則波模擬，因此其計算時間相當冗長。平均每一個預報時間點的港灣波動計算約需要1個小時的計算時間。未來應考慮採用更高速的平行電腦來運算。由於相當耗時，目前本模式用來做預報工作的話，可能還不恰當，但是如果用在波浪的追算方面則相當適合。

八、參考文獻

1. Lin, Jaw-Guei, 1995, "Statistical properties of wave conditions in harbor," PhD dissertation, The Department of Civil Engineering, North Carolina State University.
2. SWAN Cycle III Version 40.11使用手冊 (2000), Delft University of Technology, the Netherlands.
3. 林焯圭、陳炫杉(1996) “外海底床坡度在港灣波動模擬上的影響”，第18屆海洋工程研討會，pp.55~62。
4. 邱永芳、林焯圭、簡仲環，(2004) “花蓮港長浪特性試驗研究”，海洋工程學刊，第4卷，第1期，pp.89~121。
5. 林茗成，(2005) “花蓮港波浪預報模式之建置研究”，國立台灣海洋大學河海工程研究所碩士論文，68頁。

應用可轉向影像觀測系統於海岸地形監測之研究

李明靜 台灣首府大學餐旅管理學系助理教授
黃明志 國立成功大學系統及船舶機電工程學系教授
郭晉安 財團法人成大水利海洋研究發展文教基金會副研究員
簡仲和 財團法人成大水利海洋研究發展文教基金會特聘研究員
簡仲璟 交通部運輸研究所港灣技術研究中心科長
劉清松 交通部運輸研究所港灣技術研究中心助理研究員

一、前言

人類經濟、文化活動多集中於沿海地區，且全球許多重要經濟脈絡與較高密度人口活動之大城，幾乎多與海岸比鄰而居。因此海岸地形變遷資訊之瞭解與建立更顯重要，除可供港阜鄰近海域之船舶航行安全維護外，更可使海上遊憩活動獲得進一步之保障，同時長期連續之海岸地形監測資料，可供海上(或海岸)結構物興建後對鄰近海岸之影響追蹤，而在海岸侵退受災段亦得藉由監測成果，提前規劃相關之因應措施。往昔欲獲得海岸地形資訊，常以水準測量或即時動態衛星定位系統進行監測，大尺度監測之地形則以航空攝影或衛星攝影為之，惟此之測量精度較不若水準測量或即時動態衛星定位系統；且傳統地形測量工作，常受限於研究經費與天候條件，多以季節性或定期檢測灘面變化為之，故僅能瞭解兩次測量前後之水深地形侵淤變化，無法獲長期性與特殊水文期間砂灘地形連續變化情形，確實掌握地形侵淤機制或破壞關鍵，有效追蹤海上(或海岸)結構物興

建後對鄰近海岸之影響。

以動態影像判別岸線之技術在1990年代已漸受重視與發展(Plant and Holman, 1997; Aarninkhof et al., 1997; Davidson et al., 1997)，當時影像監視系統仍以接收並判別灰階影像為主。大致說來，以判別影像灰階強度為基礎所發展出之各種影像判別技術，其中最典型者如SLIM(Shore-Line Intensity Maximum)模式(Plant and Holman, 1997; Madsen and Plant, 2001)，在判斷陡變坡度海灘之岸線時已有良好精度與表現。然對於緩變坡度海灘而言，由於SLIM特徵較不明顯，甚或難以辨認，兼或有砂洲砂連突出水面等情況易造成判讀困擾，SLIM模式並不適用。據此則另有發展海岸斷面強度變異分析(the correlogram of the cross-shore intensity and variance profile, Aarninkhof et al., 1997)或影像空間梯度強度分析(the correlogram of the spatial gradients in intensity levels, Davidson et al., 1997)等方法供判斷緩變坡度海灘岸線位置，

惟精度仍嫌不敷。除此之外，以灰階影像為基礎發展之岸線判別理論所得出之高程通常須另做在址修正(site-dependent correction)(Plant and Holman, 1997; Davidson et al., 1997)。隨著近年來全彩電子攝影設備之普及，兼以影像解析度大幅提升，動態影像岸線判別技術取得更進一步之發展。Stefan et al.(2003)針對HSV(Hue-Saturation-Value)彩域之時序列動態影像做分析以判斷岸線位置，岸線水位高程則據當時潮汐和波浪條件計算得出，可應用於判定陡變坡度海灘岸線位置。

為瞭解海岸線受波潮流或暴風等影響產生之變遷行為與長期平衡趨勢，動態影像技術之應用發展重點亦漸轉為長期(或一定期間內)持續海岸變遷觀測。受限於經濟上之考量，傳統以人力或空照等方式監測海岸變遷及判定潮間帶地形等無法經常性進行，亦難於一定期間內對特定範圍海岸(通常由幾十公尺至數十公里不等)同步作全面性資訊蒐集。隨科技發展，以架設定址影像站配合網路遙

測傳輸資料之方式，使長期監控大範圍海岸地形變遷成為可行(Quartel et al.,2007)，蒐集之資訊可同時應用於海岸工程與海岸管理等方面。藉由連續判讀高低潮期間岸線位置與高程可決定潮間帶地形，惟目前在應用動態影像判讀技術時此類工作仍頗耗費時間與人力資源(Uunk et al., 2010)。故以動態影像自動化判別潮間帶地形成為新興之研究主題。Madsen and Plant(2001)與Harley et al.(2007)均發展出可自動判別僅具單一水線(waterline)之陡變坡度海灘潮間帶地形之方法。前者方法應用於美國Duck beach，後者則成功應用於澳洲Collaroy-Narrabeen beach。Uunk et al.(2010)成功發展出可自動化判讀潮間帶特徵地形之方法，可應用於退潮時方可見潮間帶砂連之緩變坡度海岸。本文利用西子灣即時影像傳輸系統，進行現場影像監測作業，建立每小時十分鐘之平均影像資料庫，並依據數值影像分析技術辨識海岸線資料。

二、可轉向影像觀測系統

高雄港北側西子灣海岸原長約一公里，自1980年中山大學設立後，先後進行填海造地工程，在其北端興建海堤及堆置消波塊保護海堤，隨後又在海堤北端興建L型突堤，這些人工設施改變了西子灣海岸原有的外觀，也將原有砂灘長度減半。2005年營建署責成高雄市政府辦理「高雄西子灣海岸計畫整體規劃」，於西子灣規劃

台灣第一個人工岬灣及養灘工法示範案例，以創造安定及親水之灣岸海灘。為瞭解西子灣人工岬灣及養灘後海岸變化情形，本文利用於2008年3月設置在國立中山大學海工館通識中心頂樓之可轉向海岸影像觀測系統進行現場影像監測，從事海岸影像分析軟體開發與發展作業，並據以進行西子灣海岸影像偵測工作。以下茲就西子

灣可轉向影像觀測系統說明之。

為獲取海岸全景平均影像，提供海岸線分析，西子灣影像觀測系統採SONY公司製造Color Video Camera EVI-D70可轉向控制攝影機進行海岸攝影，以降低攝影系統建置成本，其中西子灣影像觀測系統如圖1所示，其詳細規格如表1所示。EVI-D70為PTZ 1/4" CCD類比攝影機，具備RS232/RS422通訊協定功能，可由使用者控制鏡頭在Pan/Tilt方向所轉動的角度。其水平轉動角度範圍為340°，垂直轉動角度範圍為120°。其鏡頭焦距透過控制固定在4.1mm，採用最大廣角視角，可用於觀測大範圍海岸之用途上，其影像訊號透過影像擷取卡進行取樣，最後所得到的影像解析度為640X480。

西子灣海岸沿岸長度約1公里，攝影區域為涵蓋整個西子灣海岸，同時獲取較佳之全景海岸解析影像，EVI-D70攝影機規劃以9個不同視角進行海岸影像攝影，且每個相鄰視角之攝影範圍皆存有重疊區，以作為海岸影像拼接檢證參考。其中，西子灣海岸攝影機拍攝視角規劃資訊如圖2所示；圖2中之紅色圓點即為攝影機架設位置，黑色箭頭為本實驗攝影機對西子灣海岸之觀測方位，方位間隔為20°，共九個方位，水平涵蓋範圍為160°。另西子灣海岸影像觀測時，依據前述所規劃之9個攝影視角資訊，可轉向攝影機於每小時依序在每個視角上，以2Hz擷取速度連續拍攝5分鐘現場影像，並據以計算各視角平均影像與曝光影像，同時將分析結果連同各

視角首張影像儲存於電腦硬碟上，其詳細之影像觀測系統程式執行流程如圖3所示。



圖1 影像儀器設備(攝影機、防水罩與觀測站主機)



圖2西子灣海岸拍攝視角示意圖

表1 EVI-D70可轉向控制攝影機規格表

SONY EVI-D70	規格說明
	影像感測器 1/4" CCD
	擷取影像解析度 640×480
	水平轉動角度 (Pan) -170°~ +170°
	垂直轉動角度 (Tilt) 0° ~ 120°
	焦距 F = 4.1mm ~ 73.8mm
	控制介面 RS232/RS422通訊
	電源 DC 10.8~13.2V
	功率 12W
	尺寸 132×144×144mm

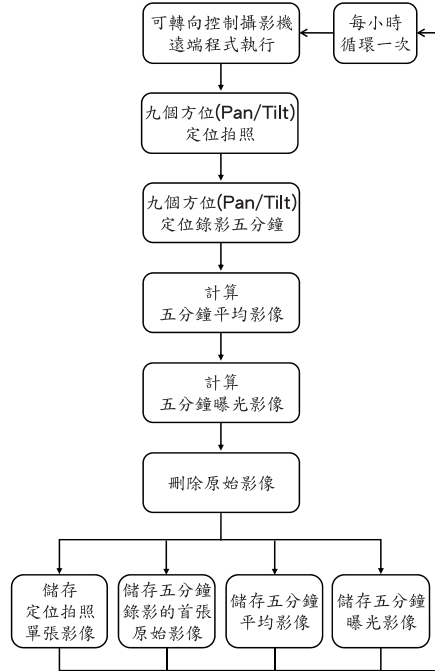


圖3 西子灣全景海岸影像觀測系統程式執行流程圖

三、影像校正與拼接

3.1 影像校正

一般商業攝影機需搭配鏡頭才能正確拍攝影像，而在使用的同時無可避免地會有徑向鏡頭扭曲的現象，又稱輻射畸變(Radial Distortion)，此種扭曲以中心點為基準呈輻射狀擴散，離影像中心越遠處，扭曲現象越明顯。因此攝影機所拍攝的影像和肉眼所見之實際影像有些微差異，而此差異則會導致後來我們在測量及分析影像時產生一些誤差的結果。

Holland等人(1997)提供一種校正方法來解決影像扭曲的問題，並且求解攝影機參數，此校正方法可分為兩個程序：內部校正(Interior calibration)

以及外部校正(Exterior calibration)。內部校正是使用平面校正板，以求解攝影機徑向扭曲校正參數，此前置作業可先於實驗室進行。校正板上具有個控制格點，格點間具有固定的水平與垂直間隔。在內部校正過程中，校正板平面須擺設於攝影機前方，並且與攝影機的成像平面平行，因此校正板上之控制格點可以視為同一平面上。

$$\begin{cases} u = \frac{L_1x + L_2y + L_4}{L_9x + L_{10}y + 1} \\ v = \frac{L_5x + L_6y + L_8}{L_9x + L_{10}y + 1} \end{cases} \quad (1)$$

通常校正板上的控制點的設置可達10~20點以上，所以式(1)可成為

過定方程組(over-determined)，可以使用最小平方近似法求解攝影機的參數($L_1, L_2, L_4, L_5, L_6, L_8, L_9, L_{10}$)。當求得攝影機的參數後，可得到控制格點在受到徑向鏡頭扭曲影響前(undistorted image)之影像像素坐標點(u_{ij}^p, v_{ij}^p)：

$$\begin{cases} u_{ij}^p = \frac{iL_1 + jL_2 + L_4}{iL_9 + jL_{10} + 1}, i = 1 \dots m, j = 1 \dots n \\ v_{ij}^p = \frac{iL_5 + jL_6 + L_8}{iL_9 + jL_{10} + 1}, i = 1 \dots m, j = 1 \dots n \end{cases} \quad (2)$$

攝影機的徑向扭曲校正參數可由控制格點扭曲後的坐標(u_{ij}^d, v_{ij}^d)以及扭曲前的坐標(u_{ij}^p, v_{ij}^p)計算得到：

$$r_{ij} = \sqrt{(u_{ij}^d - u_0)^2 + (v_{ij}^d - v_0)^2} \quad (3)$$

$$\Delta r_{ij} = \sqrt{(u_{ij}^d - u_0)^2 + (v_{ij}^d - v_0)^2} - \sqrt{(u_{ij}^p - u_0)^2 + (v_{ij}^p - v_0)^2} \quad (4)$$

其中 r_{ij} 為經過徑向扭曲後影像上控制點距離影像中心的距離， Δr_{ij} 為徑向扭曲前與徑向扭曲後控制點之間的距離，由此數據可以擬合一個三次多項式的徑向扭曲模型以求得影像上任意點的扭曲距離：

$$\Delta r = k_1 r^3 + k_2 r \quad (5)$$

也就是說經過徑向扭曲後之影像(此為攝影機拍攝後所得到的原始影像)上任意點，只要求得與影像中心(u_0, v_0)的輻射距離 r ，即可知道該點的輻射偏移量 Δr ，進而取得扭曲前的像素坐標值。

當攝影機架設在現場的同時，需要在觀測區域取得外部校正用之控制點，一般稱為地面控制點(Ground Control Point, GCP)。透過地面控制點的大地坐標位置，攝影機的外部參數($f, \alpha, \beta, \gamma, x_c, y_c, z_c$)可使用最小平方

近似法搭配牛頓法(Newton-Raphson method)進行疊代運算求解下式

$$\begin{bmatrix} b_1^{11} & b_1^{12} & b_1^{13} & b_1^{14} & b_1^{15} & b_1^{16} & b_1^{17} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ b_k^{11} & b_k^{12} & b_k^{13} & b_k^{14} & b_k^{15} & b_k^{16} & b_k^{17} \\ b_1^{21} & b_1^{22} & b_1^{23} & b_1^{24} & b_1^{25} & b_1^{26} & b_1^{27} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ b_k^{21} & b_k^{22} & b_k^{23} & b_k^{24} & b_k^{25} & b_k^{26} & b_k^{27} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} df \\ d\alpha \\ d\beta \\ d\gamma \\ dx_c \\ dy_c \\ dz_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -F_1 \\ \dots \\ -F_k \\ -G_1 \\ \dots \\ -G_k \end{bmatrix} \quad (6)$$

同樣地，觀測區域中的控制點的設置需要四組以上，所以式(6)亦成為過定方程組(over-determined)，同樣可以使用最小平方近似法求得外部參數的步進量($df, d\alpha, d\beta, d\gamma, dx_c, dy_c, dz_c$)，將步進量代回便可疊代求解攝影機的外部參數($f, \alpha, \beta, \gamma, x_c, y_c, z_c$)直到收斂為止。參數初始值的設定需要考慮攝影機在架設時的位置以及方位，以避免初始值誤差過大而產生疊代發散的結果。

由已知的攝影機內、外部參數配合，便能將影像像素坐標轉換為真實世界的大地坐標。由於該公式是在影像觀測範圍的景物具有相同高度之假設狀況所推算而得，因此建議選擇不具有太大高低起伏落差之區域作為觀測目標較為適宜。

3.2 影像拼接

海岸地形影像拼合重建時，依據影像位置與物理坐標轉換關係，配合最鄰近點法調整影像重建方式。其中，最鄰近鄰域法為最簡單且運算速度較快之方法，也稱為零階插值(zero-order interpolation)，如圖7所示；其影像內插方法係選擇距非整數值(x, y)之最近的整數位置上的灰階值代表此非

整數值 (x, y) 對應至重新取樣像素位置 (x', y') 位置上之灰階值。

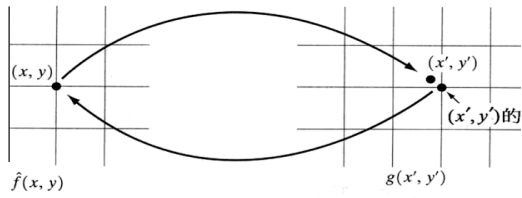


圖7 最鄰近鄰域法灰階內插示意圖

此外，海岸地形拼接影像，在部分相鄰視角影像亮度差異甚大，其接合處影像亮度差異，除降低整體拼接影像觀感外，更不利應用於海岸地形影像自動辨識處理。為降低相鄰兩

影像視角亮度差異情形，於影像拼合前，先搜尋兩相鄰視角影像範圍，分析其影像重疊區位置，再分別計算兩相鄰視角影像重疊區之平均亮度進行調整，可大幅降低相鄰兩視角影像亮度視覺差異，而經由視角亮度差異改善，除增加拼合全景影像視覺觀感外，同時因相鄰兩視角亮度之融合，將可避免因兩視角亮度差異(亮度梯度)造成海岸線偵測之誤判。根據前述攝影機內部參數與徑向扭曲係數檢定結果及地面控制點檢測資訊，進行西子灣海岸地形全景影像拼接工作，其結果如圖8所示。

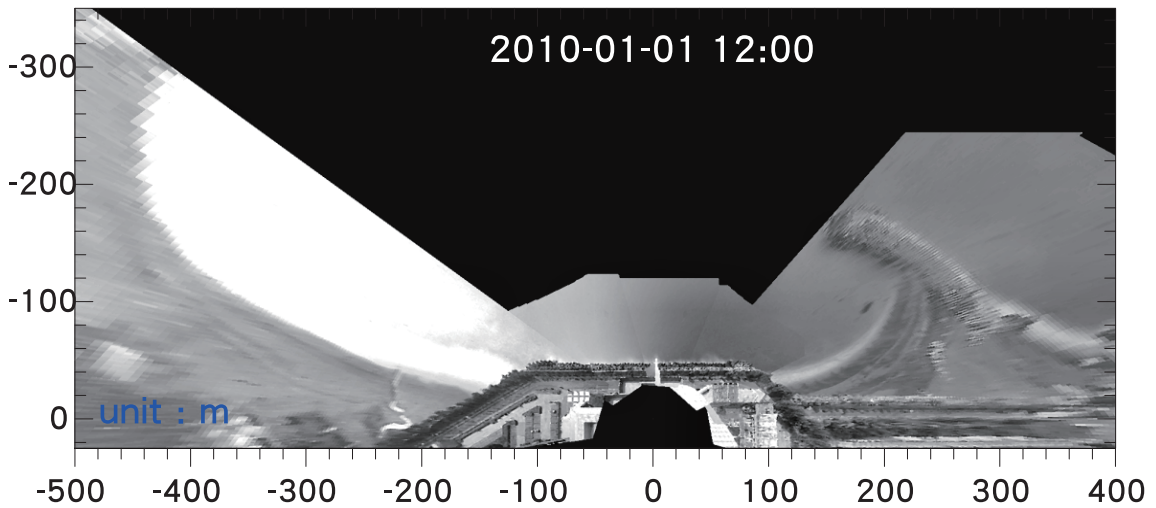


圖8 西子灣海岸地形影像拼接結果圖例(2010/01/01 12:00)

四、海岸地形影像偵測結果與分析

本計畫之海岸線分析作業，茲以西子灣可轉向影像觀測系統之逐時平均影像，依主動輪廓模式方法，配合高雄港潮位資料與外海波浪資料，以潮位修正及潮位配合波浪水位堆升

(setup)修正等兩種方式，進行西子灣海岸線分析，另為檢核海岸線分析資料之合理性，乃於2010年7月9日以即時動態衛星定位系統，進行西子灣海岸線現場測量工作。最後就較佳之海

岸線影像分析方法，分析西子灣海岸線並進行海岸線變遷分析作業。

4.1 海岸地形影像偵測方法

海岸地形變化的影像分析工作，主要藉由影像分割技術辨識水、陸交界線的位置去判別灘線。傳統的影像分割演算法通常以影像強度值兩個基本特性，即不連續性與相似性來決定。前者方法是根據影像強度的突然改變來分割影像，如影像邊緣檢測。後者則是根據一組預先定義的準則，將影像分割成類似的區域，如臨界值法、區域成長等方法。此外，尚有利用影像的色彩值、梯度資訊、紋理特徵、影像型態學等做為分割的依據。然而，沒有任何一種影像分割技術可以建立通則去適應各種類型影像的分割，通常需藉由不同的影像資訊及特性使用不同的影像分割演算法，且分割的正確性總是會有帶有一定程度的主觀性。

再者，自從Kass et al.(1987)引入能量場的概念提出一種名為Snake的主動輪廓模式法(Active Contour Model)之後，許多學者藉由修正能量函數及影像梯度的計算方法，將此方法廣泛應用在不同影像類型的分割領域上，如Caselles et al.(1997)、Chan and Vese(2001)、Li et al.(2008)、Lankton and Tannenbaum(2009)等。其中Caselles et al.(1997)提出一種適用於具有明顯影像梯度變化的影像物件分割演算法，因本研究計畫中對於海岸地形影像灘線的萃取，有顯著的影像梯度變化，故分析程式的演算法採用Caselles et al.(1997)所提出的模式，以下就主動

輪廓模式及其測試結果說明。

利用主動輪廓模型(Active Contour Model)分割邊界時，其節點移動的過程如Snake移動情況，而這裡所謂的Snake是指具有彈性且動態形變的曲線方程式，主動式輪廓模型就是利用主動曲線來捕捉影像中的物件輪廓，其中主動曲線的變形與移動完全由曲線的內力與所受的外力所決定，內力作用為限制輪廓為連續平滑的曲線，外力則將輪廓線推至具有影像特徵的位置。以能量場的概念來描述此Snake曲線時，此曲線本身之內能與影像所提供的外能達到平衡，即總能量最小化時，此分割影像物件的Snake曲線便可求得。影像灰階值的變化是外能的主要來源，影像中特徵物邊緣的梯度具有指向邊緣的向量，且這些梯度向量離邊緣越近能量越強。

Caselles et al.(1997)所提出的能量方程式可表為

$$E(\Gamma) = \int_0^1 g(I(\Gamma(q))) \|\Gamma'(q)\| dq \quad (7)$$

其中

$$g(I) = \frac{1}{1 + \|\nabla(G * I)\|^2} \quad (8)$$

上式， I 為影像強度值， Γ 參數曲線， G 為變異數為1的高斯濾波。能量方程式最小化可導出Snake曲線模式，

$$\frac{\partial \phi}{\partial t}(x) = g(I(x)) \|\nabla \phi(x)\| (c + \kappa) + \nabla g(I(x)) \nabla \phi(x) \quad (9)$$

其中， ϕ 定義為距離函數， $\kappa = \text{div}(\nabla \phi(x) / \|\nabla \phi(x)\|)$ 相當於輪廓曲線的曲率， c 則為與曲線擴張有關的常數。

Snake曲線在產生梯度向量時需要經過迭代，Snake曲線追蹤邊緣時亦需要迭代，故運算過程相當繁複且耗時。但是相較於傳統邊緣偵測法，Snake曲線的準確度較高，且可以正確地描述特定特徵物之邊緣。

利用動態輪廓法偵測灘線時，首先於欲偵測之灘線附近之海面影像上給定一任意曲線作為起始曲線，再透過曲線迭代逐漸逼近灰階影像梯度大的目標灘線。與灘線影像相較之下，海面影像灰階度相差甚小，故不同的起始曲線雖迭代次數略有差異，但偵測所得之灘線無異。分析時採用10分鐘平均影像，如圖9所示，為利用主動輪廓模式法，從海面逼近包圍灘線之結果(固定之海岸線利用影像遮罩去除)。除了在邊界凹陷處無法貼近外，其餘皆能正確擷取灘線，顯示Caselles et al.(1997)之模式可以應用於海岸地形灘線之萃取。



圖9 疊代600次之輪廓曲線
(西子灣平均影像,方位角1000,
2010/05/01, 06:00 a.m.)

4.2 海岸線偵測分析與驗核

在台灣一般所指之「海岸線」，乃中潮系統高程為零之海岸水位線，然而海岸因潮汐與波浪之作用，海岸水位線高度隨時都在變動，無法由瞬間之海岸影像決定「海岸線」位置。本文採每小時5分鐘之平均影像資料，依前述海岸地形影像偵測方法，進行海岸水位線偵測分析作業，如圖10所示。為獲取中潮系統高程為零之海岸水位線，考量以潮位修正及潮位配合波浪水位堆升(setup)修正等兩種方式進行分析，以下茲就兩種分析方法說明。

(1)潮位修正

茲就單日每小時海岸影像資料(06:00~18:00)之水位線位置偵測結果，分別對應當時刻之高雄港潮位高程(轉為中潮系統)，換算各時段之水位線高程值，再據以進行海岸線(中潮系統高程為0m)內插作業。

(2)潮位配合波浪水位堆升(setup)修正

為考量波浪水位堆升(setup)作用，對海岸線分析結果之影響，茲就Stockdon et al.(2006)同樣以影像監測方析之現地海岸波浪水位堆升研究成果，如式(10)，依高雄港外海波浪資料進行波浪水位堆升高度計算，計算結果再配合前述潮位修正法，換算各時段之水位線高程值，再據以進行海岸線內插作業。

$$\bar{\eta} = 0.35\beta_f (H_0 T_0)^{1/2} \quad (10)$$

式中， β_f 為前灘坡度， H_0 為深海示性波高， T_0 為深海示性週期。其中，前灘坡度 β_f 係依據單日6:00~18:00每小時水位線位置配合潮位高

度資料決定。

為瞭解前述海岸線偵測分析方法之合理性，茲於2010年7月9日鄰近低潮點時段(12:43~13:51)，以即時動態衛星定位系統完成西子灣南北岬頭海岸之灘面座標與高程檢測工作，再依據檢測結果分析高程0m線作為海岸線，以供海岸線偵測分析方法驗核應用。

另就2010年7月9日西子灣可轉向影像觀測系統之逐時平均影像(06:00~18:00)，依前述潮位修正及潮位配合波浪水位堆升(setup)修正等兩種方式，配合高雄港潮位與高雄港外海波浪資料進行逐時水位線分析，其結果與即時動態衛星定位系統之海岸線檢測分析成果進行比較，如圖11所示。

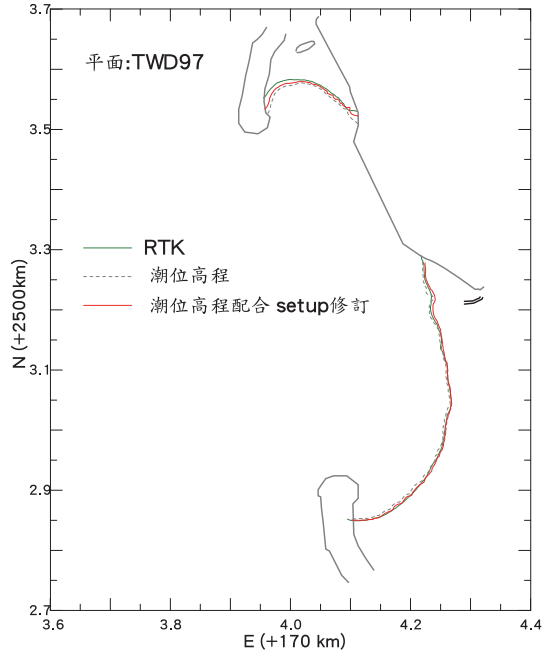


圖11 海岸線分析結果比較圖
(2010/07/09)

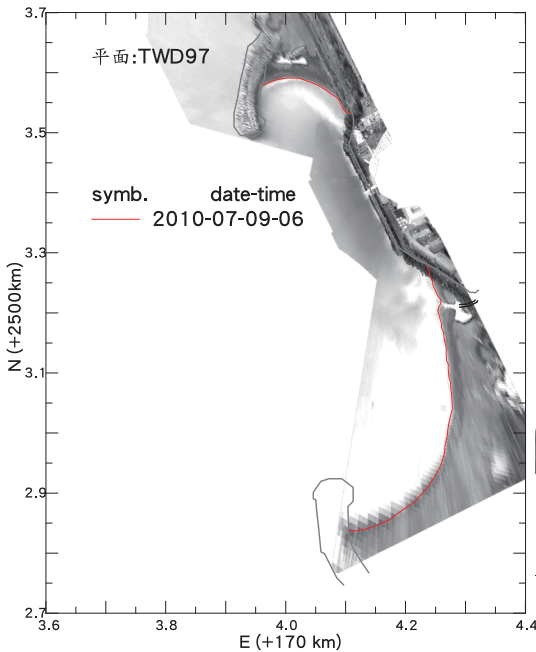


圖10 海岸水位線偵測分析結果
(2010/07/09 06:00)

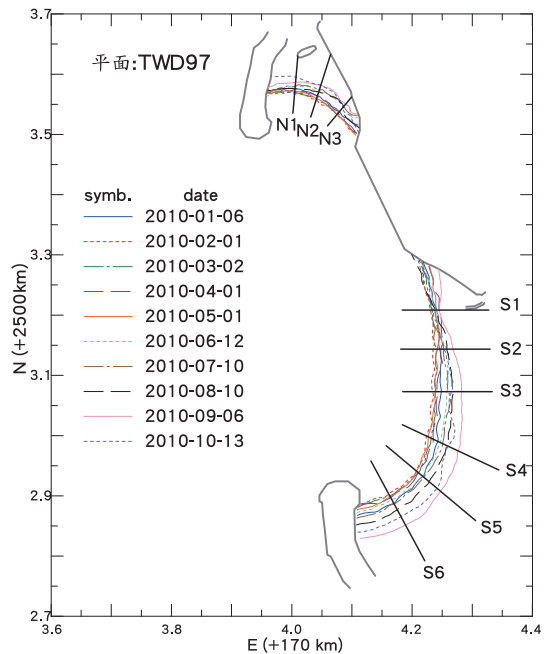


圖12 西子灣海岸線變遷分析圖

4.3 西子灣海岸線變遷分析

由上述分析結果顯示，以潮位配合波浪水位堆升修正方式進行海岸線分析，其分析結果較接近實際情形(以即時動態衛星定位系統檢測)；因此，西子灣海岸線變遷分析作業，茲採潮位配合波浪水位堆升修正方式，分析海岸線變遷，如圖12及表2顯示，於北岬頭海岸段自2010年1月起至5月1日期間，其海岸線變化幅度多小於10m，而從5月迄至10月13日期間，除短期有海岸線往海側成長外，整體而言大致呈後退現象。在南岬頭海岸線變化方面，自2010年1月起至5月1日期間，其

海岸線變化幅度亦多小於10m，而5月以後至9月期間，其海岸線大致呈侵退情形，而其後至10月時，海岸線則轉為往海側成長。

整體而言，西子灣南、北岬頭海岸線大致呈夏季後退侵蝕，冬季淤淺成長現象，但就長期間而論(2010年1~10月)，整體之海岸線變化仍為後退趨勢，其中北岬頭海岸線約後退7.62~19.36m，而南岬頭海岸線除斷面S1為往外海成長約4.07m外，其餘地區之海岸線後退約9.39~29.32m，且海岸線後退幅度越往南越大。

表2 西子灣海岸線斷面變化分析表(單位：m)

日期	斷面編號								
	N1	N2	N3	S1	S2	S3	S4	S5	S6
02/01	8.43	6.61	2.91	7.90	12.70	11.94	18.37	14.59	17.70
03/02	6.12	5.77	6.68	5.36	6.86	9.14	11.02	9.98	14.64
04/01	1.52	1.12	-0.71	-5.59	-0.79	5.59	7.83	11.48	10.51
05/01	4.31	4.93	5.27	-2.03	7.12	9.65	15.48	14.59	12.32
06/12	-3.83	-9.21	-16.65	1.79	-11.68	-9.65	-5.47	-1.14	-6.77
07/10	-3.64	-10.61	-11.94	4.83	-5.33	-15.75	-10.40	-1.68	-1.68
08/10	0.00	-6.51	-8.48	1.01	-12.95	-19.56	-18.05	-12.22	-12.32
09/06	-10.45	-17.78	-17.68	-6.36	-22.60	-34.54	-38.36	-38.17	-40.95
10/13	-19.36	-18.15	-7.62	4.07	-9.39	-15.75	-24.33	-29.32	-25.06

五、結論與建議

本文依據西子灣可轉向影像觀測系統，自現場影像監測系統下載記錄影像資料，建立影像資料檔，同時就現場海岸地形影像記錄資料，進行西子灣海岸線偵測與變遷分析，以下就本研究成果歸納如下結論與建議。

1. 本研究利用全景影像進行拼合，對

於條紋與相鄰兩影像視角亮度差異改善，另利用主動輪廓法自動辨識處理分析海岸地形影像，獲得良好結果。

2. 依本文兩種海岸線分析方法之比較結果知，單以潮位修正所分析之海岸線，其海岸線相對於即時動態

衛星定位系統(RTK)所檢測者約有4~8m之偏差，而以潮位配合波浪水位堆升所分析之海岸線較接近RTK檢測者，其偏差量約1~3m，顯示以潮位配合波浪水位堆升方法進行影像海岸線分析，其分析結果較接近實際情形。

3. 根據2010年1~10月西子灣海岸影像變遷分析結果，西子灣南、北岬頭海岸線大致呈夏季後退侵蝕，冬季淤淺成長現象，但就長期間而論(2010年1~10月)，整體之海岸線變化仍為後退趨勢，其中北岬頭海岸

線約後退7.62~19.36m，而南岬頭海岸線除斷面S1為往外海成長約4.07m外，其餘地區之海岸線後退約9.39~29.32 m，且海岸線後退幅度越往南越大。

4. 潮位配合波浪水位堆升方法分析海岸線，其結果相對於即時動態衛星定位系統所檢測者之偏差約1~3m，為提升其檢測結果，建議可採2部以上攝影機同時監控近岸沖刷帶水位變化，直接分析波浪堆升高度，提供海岸線分析應用。

參考文獻

1. Aarninkhof, S. G. J., P. C. Janssen, and N. G. Plant (1997), Quantitative estimations of bar dynamics from video images, paper presented at Coastal Dynamics' 97, Am. Soc. of Civ. Eng., Reston, Va.
2. Caselles, V., Kimmel, R. and Sapiro, G. (1997), Geodesic active contours, Int. J. of Computer Vision, vol. 22, pp. 61-79.
3. Chan, T. and Vese, L. (2001), Active contours without edges, IEEE Trans. Image Process., vol. 10, pp. 266-277.
4. Davidson, M.A., Huntley, D.A., Holman, R.A., and George, K.K.R. (1997), The evaluation of large-scale (km) Intertidal beach morphology on a macrotidal beach using video Images, Proceedings Coastal Dynamics '97, ASCE, pp. 385-394.
5. Harley, M.D., Turner, I.L., Short, A. D., Ranasinghe, R. (2007), Monitoring beach processes using conventional, RTK-GPS and image-derived survey methods: Narrabeen Beach, Australia. In: C.D. Woodroffe, E.M. Bruce, M. Puotinen and R.A. Furness, Editors, GIS for the Coastal Zone: A Selection of Papers from CoastGIS 2006, University of Wollongong, Australia, pp. 151-164.
6. Holland, et al. (1997), Practical use of video imagery in nearshore oceanographic field studies, IEEE Oceanic Engineering, 22(1), 81-92.
7. Lankton, S. and Tannenbaum, A. (2008), Localizing region-based active contours, IEEE Trans. Image Process., vol. 17, pp. 2029-2039.
8. Li, C., Kao, C.-Y., Gore, J.C., and

- Ding, Z. (2008), Minimization of region-scalable fitting energy for image segmentation, *IEEE Trans. Image Process.*, vol. 17, pp. 1940-1949.
9. Kass, M., Witkin A., and Terzopoulos D. (1987), Snakes: Active Contour Models, *International Journal of Computer Vision*. v. 1, n. 4, pp. 321-331.
 10. Madsen, A.J. and Plant, N.G. (2001). Intertidal beach slope predictions compares to field data. *Marine Geology*, 173, pp. 121-139.
 11. Plant, N.G. and Holman, R.A. (1997). Intertidal beach profile estimation using video images. *Marine Geology*, 140, pp. 1-24.
 12. Quartel, S., Ruessink, B.G., and Kroon, A. (2007), Daily to seasonal cross-shore behaviour of quasi-persistent intertidal beach morphology, *Earth Surf. Process. Landforms* 32, 1293-1307.
 13. Stefan, G.J.A., Turner, I.L., Dronkers, T.D.T., Caljouw, M. and Nipius, L. (2003), A video-based technique for mapping intertidal beach bathymetry. *Coastal Engineering*, 49, 275-289.
 14. Stockdon, H.F., Holman, R.A., Howd, P.A., and Sallenger, A.H. (2006), Empirical parameterization of setup, swash, and runup, *Coastal Engineering*, 53, 573-588.
 15. Uunk, L., Wijnberga, K.M. and Morelissenb, R. (2010), Automated mapping of the intertidal beach bathymetry from video images, *Coastal Engineering*, 57, pp. 461-469.

港 灣 報 導 徵 稿 簡 訊

1. 本刊為提供國內港灣工程界同仁交換工作經驗與心得之園地，歡迎工程、學術界之同仁提供港灣工程相關之工程動態、實務、工程新聞、技術新知、地工技術、工程材料、營運規劃及其他有關之工程簡介或推動中之計畫等的報告、論著或譯述。
2. 投稿者應保證所投稿件無侵害他人著作權情事，如有違反，願就侵害他人著作權情勢負損害賠償責任，並對中華民國（代表機關：交通部運輸研究所）因此肇致之損害負賠償責任。
3. 來稿經本刊接受刊登後，作者應附具著作授權同意書，同意非專屬授權予本刊做下述利用：
 - (1) 以紙本或是數位方式出版。
 - (2) 進行數位化典藏、重製、透過網路公開傳輸、授權用戶下載、列印、瀏覽等資料庫銷售或提供服務之行為。
 - (3) 再授權國家圖書館或其他資料庫業者將本論文納入資料庫中提供服務。
 - (4) 為符合各資料庫之系統需求，並得進行格式之變更。
4. 作者應保證稿件為其所自行創作，有權為前項授權，且授權著作未侵害任何第三人之智慧財產權。
5. 稿件每篇以八頁（含圖）（4000~5000字）以內為原則，稿酬從優；請附磁片或E-mail，並請加註身分證字號及戶籍地址（含鄰、里）。
6. 本刊每年刊行3期，分別於2月、6月、10月出版。如蒙惠稿請於每期出版前30日寄交本刊。
7. 聯絡電話：(04)2658-7139 馬維倫
傳真電話：(04)2656-4415
E-mail：elisa@mail.ihmt.gov.tw
8. 歡迎賜稿，來稿請寄：
43542臺中市梧棲區中橫十路2號
交通部運輸研究所港灣技術研究中心「港灣報導編輯委員會」收

ISSN 1019-2603



9 771019 260006

GPN 2007700020

定價 100 元