

越波對防波堤安定性之影響研究

蔡立宏 交通部運輸研究所港灣技術研究中心科長
洪維屏 交通部運輸研究所港灣技術研究中心助理研究員
許弘芑 國立成功大學水工試驗所研究員兼組長
許城榕 國立中山大學海洋環境工程學系博士候選人
李孟學 國立成功大學水工試驗所助理研究員

摘要

本研究針對越波對防波堤安定性之影響分析，以 COBRAS 模式建置近岸結構物與波浪場交互作用計算模式，進行防波堤受力和安定性分析，討論堤後越波造成的堤後作用力對防波堤的影響。分別以蘇澳港防波堤受孤立波作用和台中港防波堤受規則波作用為研究之目標港區，以水工模型試驗資料進行 COBRAS 模式建置，孤立波條件參考港區現場調查資料給定波浪條件，考慮堤

後越波情況下，以 COBRAS 模式結果進行防波堤受力分析與安定性分析。研究結果認為孤立波對防波堤的影響，其越波造成的堤後作用力對於防波堤的安定性影響較不明顯，而規則波受越波影響則相對明顯，考慮堤後水位變化的影響，若是越波發生，其防波堤前後位相差較大的情況，即堤前水位於波峰而堤後水位下降至波谷之情況，則將造成安定性下降。。

一、前言

在近岸結構物受波浪作用力的交互作用問題上，早期 Sollitt and Cross(1972) 以線性的邊界值處理波浪作用在透水性防波堤問題，Vidal et al.(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特性，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，為了建立近岸結構設計方法，過去利用水工模型試驗發展了許多半經驗公式，然而半經驗公式考慮大多數參數僅以時間平均且海堤型式為單一型式，例如

Owen (1980)、Van der Meer and Janssen (1995) 及 Hedges and Reis (1998)。此外，Franco et al. (1994)、Franco (1999)、Allsop et al. (1985)、Besley (1999)和 Pedersen (1996)等則於公式中考慮拋石結構。但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，在數值方法之發展上，伴隨電腦計算能力的進步，波浪與近岸結構物交互作用的數值模式發展有長足的進步。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，因此無法適當描述波浪碎波過程。Kobayashi and Wurjanto(1990)以有限差分法研究波浪與結構物的交互作用。在考慮波浪和結構物交互作用可能發生的碎波過程和結構物的透水性的數值模式，大多建在不同型式的淺水波方程式(nonlinear shallow water equations)如 Kobayashi and Wurjanto(19810、1989b)、Mingham and Causon (1998)、Hu et al. (2000)、Hubbard and Dodd (2002)和 Stansby and Feng (2004)等，Lin and Liu(1998)為研究波浪的淺化及碎波帶中碎波特性而發展 COBRAS 模式，Hsu et al.(2002)以 COBRAS 模式計算規則波對透水性合成堤作用的水位和波壓變化情形，並以 Sakakiyama and Liu(2001)之水工模型試驗結果驗證，謝

等人(2008)利用此模式探討日本港灣技術研究所發展之半圓型防波堤結構物其波浪與透水結構物之互制關係。Losada et al. (2008)將 COBRAS 模式改進，模擬防波堤受規則波與不規則波的作用情形，模擬波浪在斜坡上的反射、溯升和碎波特性，並以水工模型試驗資料作為模式驗證。Guanche et al. (2009)進一步以 COBRAS 模式計算結構物受力並分析安定性，將模式模擬結果和相關經驗公式比較獲得合理且一致的結果。Walkden et al. (2001)研究越波造成堤後作用力對防波堤之影響，提出在防波堤設計時，必須考慮越波造成之堤後作用力對結構物安定性的影響。

過去應用 COBRAS 於近岸結構物安定性之模擬研究，雖然模擬防波堤越波情況，但是計算外力分析安定性時忽略了堤後作用力的影響，可能造成安全威脅的低估情形如 Guanche et al.(2009)，因此必要就越波對防波堤安定性的影響，尤其是考慮堤越波情況堤後作用力影響其安定性作進一步的研究，針對波浪與結構物交互作用過程中受力隨時間變化，本研究建置 COBRAS 模式進行防波堤在孤立波和規則波情況下之波浪與結構物作用數值模擬，計算防波堤隨時間變化之受力分析和安定性分析，研究越波堤後作用力對防波堤安定性之影響。

二、研究方法

1. COBRAS 模式

COBRAS (Cornell Breaking wave And Structure)模式為應用有限差分法(Finite Difference Method)計算二維 Reynolds Averaged Stokes(RANS)方程式，結合非線性 k-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，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，可計算波浪與近岸複合結構物交互作用問題(Hsu et al., 2002)。

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，將二維卡氏座標系統的 Navier-Stokes 方程式經雷諾分離法(Reynolds decomposition)得到時間平均條件下的 RANS 方程式：

$$\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_i} = 0 \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \rho \langle u_i \rangle}{\partial t} + \langle u_j \rangle \frac{\partial \rho \langle u_i \rangle}{\partial x_j} = \\ - \frac{\partial \langle p \rangle}{\partial x_i} + \rho g_i + \frac{\partial \langle \tau_{ij} \rangle}{\partial x_j} - \frac{\partial \rho \langle u'_i u'_j \rangle}{\partial x_j} \end{aligned} \quad (2)$$

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剪應力張量。 $-\rho \langle u'_i u'_j \rangle$ 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。

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，導致 RANS 方程式無法閉合求解，因此加入紊流動能 k (turbulence kinetic energy) 和紊流消散率 ε (turbulence dissipation) 求解 RANS 方程式中的雷諾應力項。COBRAS 模式就是採用 Shih et al. (1996) 所提出的閉合模式，表示如下：

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

式中 C_1 、 C_2 、 C_3 、 C_d 是經驗參數。根據 Rodi(1980)，紊流動能 k 與紊流消散率 ε 之控制方程式如下：

$$\begin{aligned} \frac{\partial k}{\partial t} + \langle u_j \rangle \frac{\partial k}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\frac{\nu_t}{\sigma_k} + \nu \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] \\ - \langle u'_i u'_j \rangle \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} - \varepsilon \end{aligned} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \langle u_j \rangle \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \left[\left(\frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon} + \nu \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right] \\ - C_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} \nu_t \left[\left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_i} \right) \right] \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} \\ - C_{2\varepsilon} \frac{\varepsilon^2}{k} \end{aligned} \quad (5)$$

式中 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 $\sigma_k=1.0$ 、 $\sigma_\varepsilon=1.3$ 、 $C_{1\varepsilon}=1.44$ 、 $C_{2\varepsilon}=1.92$ 。

2. 受力分析

防波堤之受力分水平作用力與垂直之上揚力，其受力分析示意如圖 2 所示，其中沈箱結構物本身重量產生的重力 W ，外海側壁面作用力為水

平作用力 f_1 、港內側壁面作用力為水平作用力 f_2 ，其底部作用力為上揚力 f_3 ，港內側支點為 s_1 ，外海側支點為 s_2 ，其中 f_1 對 s_1 造成的力矩為 m_1 ， f_2 對 s_2 造成的力矩為 m_2 ， f_3 對 s_1 造成的力矩為 m_3 ， f_3 對 s_2 造成的力矩為 m_4 ， W 對 s_1 造成的力矩以 m_{w1} 表示， W 對 s_2 造成的力矩以 m_{w2} 表示。

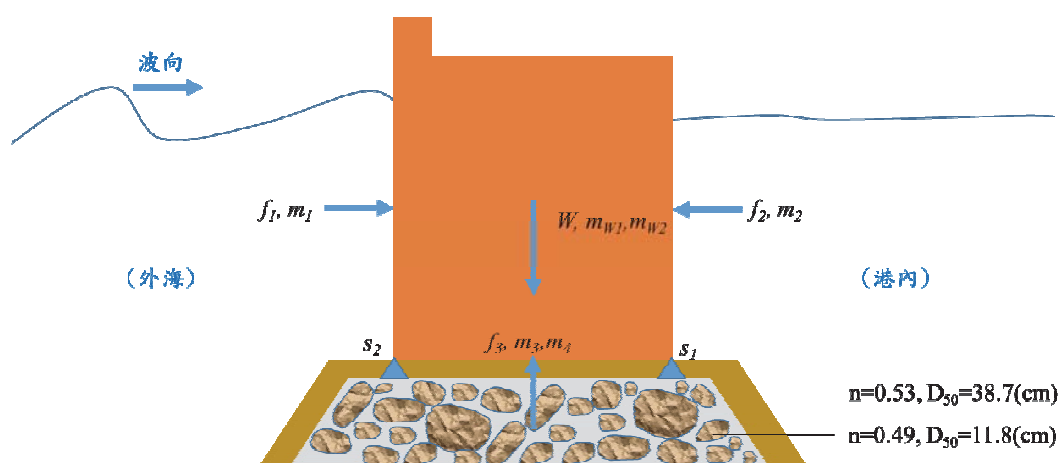


圖 2 防波堤沉箱之沉箱與底部受力示意圖

3. 安定性分析

沉箱防波堤的安定性分析需檢討於颱風或地震時沉箱部分的滑動與傾倒，將其作為設計規劃的考量之一，工程應用在安定性分析計算時一般以安全係數作為判斷基準，其滑動與傾倒的安全係數需大於 1.2 表示安全穩定，滑動與傾倒之安全係數計算說明如下。沉箱結構物的滑動安定性需滿足下式：

$$f_o \leq \frac{Vt}{ph} \quad (6)$$

式中 f_s 是滑動安全係數，以 1.2 以上為標準。 μ 是沉箱底部與拋石基礎部分的摩擦係數，混凝土對拋石材料間的摩擦係數 μ 一般以 0.6 計算， V 等於沉箱重量減去浮力(靜壓造成的作用力)減去上揚力(動壓造成的作用力)， P 是作用在沉箱的水平作用力。

沉箱結構物的傾倒安定性需滿足下式：

$$f_o \leq \frac{Vt}{ph} \quad (7)$$

式中 f_0 是傾倒安全係數，以 1.2 以上為標準； V 和 P 同(6)式之說明， t 是垂直上揚力作用的力矩長， h 是水平作用力的力矩長。

本研究考量堤後越波對堤體的安全穩定影響，因為當波浪發生越波，將造成堤後水位的變化，影響堤後和底部的受力情形，因此需對(6)式和(7)式再修正，加入堤後越波造成之作用力和力矩。修正之滑動安全係數需分為波浪作用力之水平合力同波向方向如(8)式，以及水平合力反波向方向如(9)式，考慮波浪作用力反向的情形，以 s_2 為支點之傾倒安全係數如(10)式，而以 s_2 為支點之傾倒安全係數如(11)式。

$$f_s^+ \leq \mu \frac{W - f_3 - f_b}{f_1 - f_2} \quad (8)$$

$$f_s^- \leq -\mu \frac{W - f_3 - f_b}{f_1 - f_2} \quad (9)$$

$$f_o^+ \leq \frac{m_{w1} - m_3 - m_b}{m_1 - m_2} \quad (10)$$

$$f_o^- \leq -\frac{m_{w2} - m_4 - m_b}{m_1 - m_2} \quad (11)$$

三、防波堤受孤立波越波作用之影響

1. COBRAS 模式驗證-孤立波

Hasio and Lin(2010)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。試驗配置和波高計位置如圖 1 所示，海堤形式和波壓計位置如圖 4 所示，試驗條件水深 0.2 公尺，孤立波波

高 0.073 公尺，以 COBRAS 根據試驗配置建置數值模型，為進行數值模式驗證，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 3，孤立波沿斜坡底床前進的波壓變化過程如圖 4，驗證結果顯示數值模式模擬之結果和試驗資料具一致性。

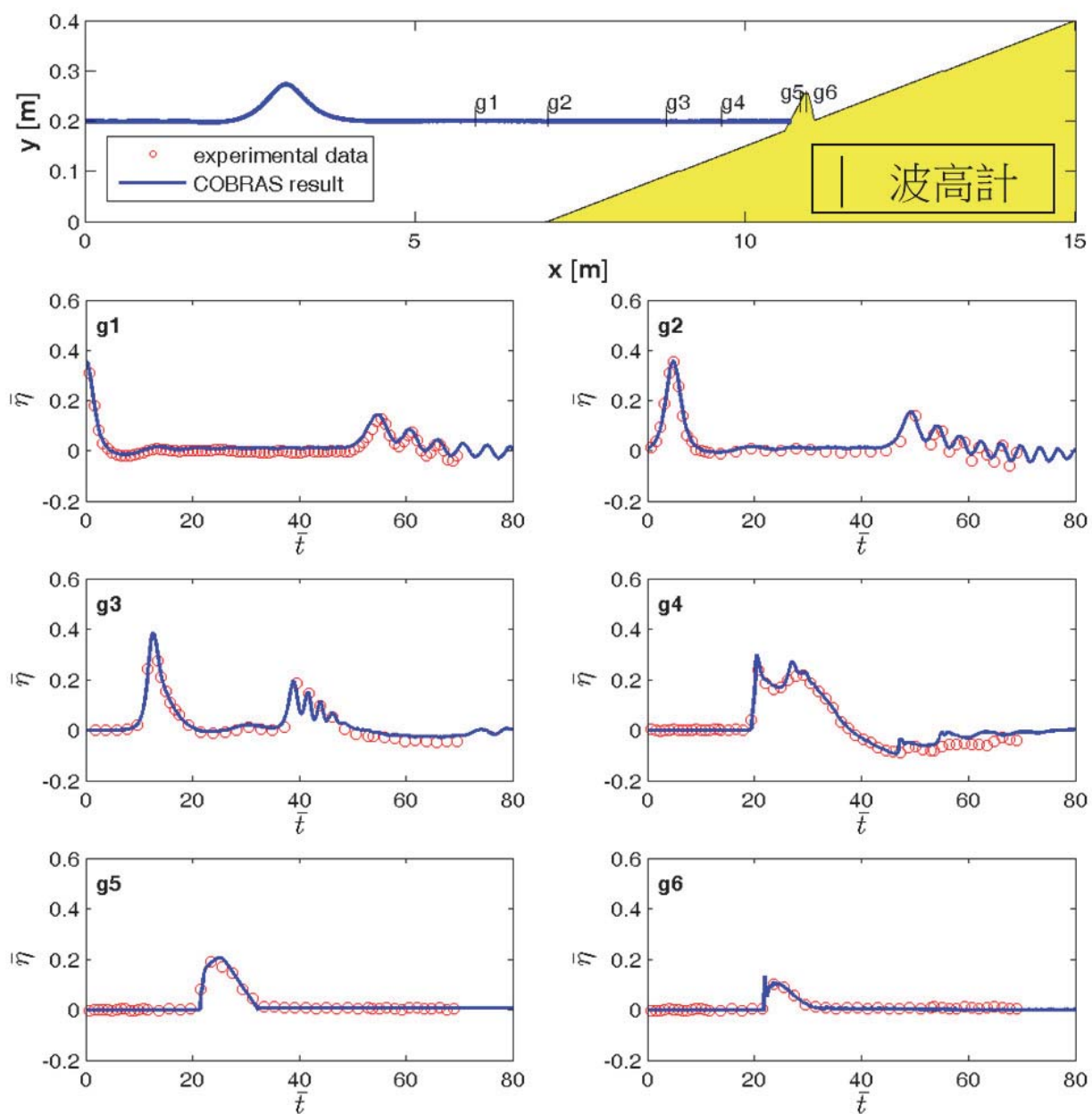


圖 3 孤立波沿斜坡底床前進水位變化圖
($\bar{\eta}$:無因次化水位 $\bar{t}$:無因次化時間)

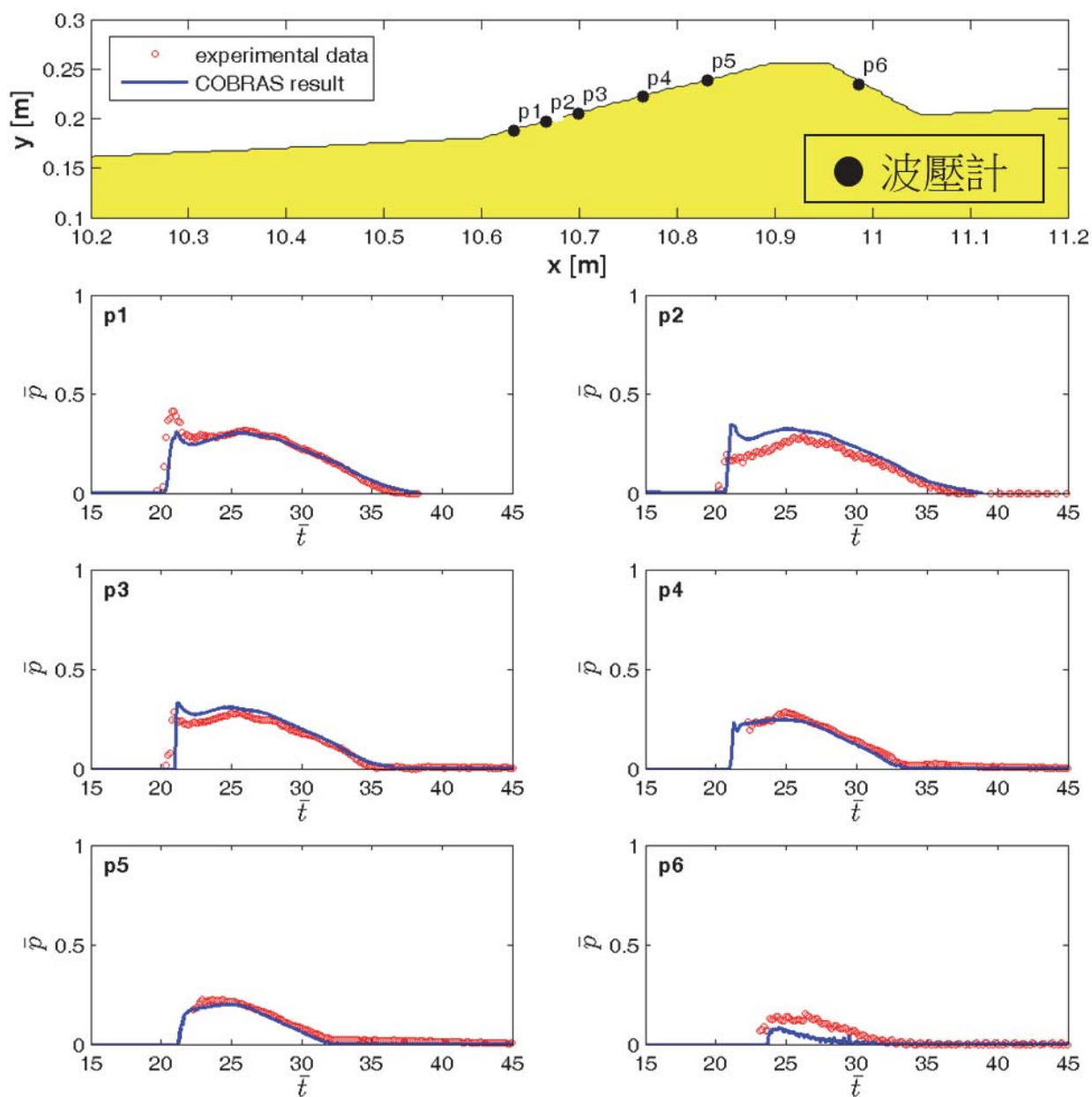


圖 4 孤立波沿斜坡底床前進壓力分布圖
($\bar{p}$:無因次化波壓 $\bar{t}$:無因次化時間)

2. 孤立波越波對防波堤安定性影響

考量孤立波對於防波堤可能造成之滑動和傾倒等破壞，參考吳祚任（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」報告書中以臨近台灣且有潛在襲台可能性之 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)。其中最大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，另外考慮量滑動安全係數等於 1.2 及等於 1 情況下，可分別得波高為 5.39 公尺及 6 公尺，以此條件做為本研究之波浪條件，如表 1 所示，堤趾水深為 29.5 公尺。

表 1 模式模擬之波浪條件(單位：公尺)

案例	孤立波之波高
1	4.00
2	5.39
3	6.20

圖 5 為孤立波考慮越波影響其滑動安全係數計算結果之比較，藍色“O”表示考慮越波情況下之滑動安全係數，黑色“X”表示不考慮越波情況下之滑動安全係數，紅色虛線為 1.2 之安全值(Goda, 1985)，低於安全值有發生破壞的危險。模式模擬三種案例之結果顯示滑動安全係數皆大於安全值，由安定性分析顯示無滑動破壞，考慮越波情況之滑動安全係數比較不考慮越波情況兩者幾乎吻合。圖 6 為孤立波考慮越波影響其傾倒安全係數計算結果之比較，藍色

“O”表示考慮越波情況下之傾倒安全係數，黑色“X”表示不考慮越波情況下之傾倒安全係數，紅色虛線為 1.2 之安全值，低於安全值有發生破壞的危險。傾倒安全係數和滑動安全係數相比皆較高，符合一般情況滑動破壞較傾倒破壞容易發生，所有案例皆大於安全值，安定性分析表示無傾倒破壞，而考慮越波與否在傾倒安全係數的比較上趨勢與滑動安全係數結果一致。

其中防波堤在孤立波之波高 6.2 公尺條件下，其滑動安全係數為 1.46，而傾倒安定性為 2.23，故以案例三為例，將防波堤考慮越波影響之滑動安全係數計算和受力分析之作用力時間序列變化如圖 7。圖 7(a)為滑動安全係數時間序列圖，圖中顯示堤前作用力造成的滑動安全係數變化，表示孤立波越波，其滑動安全係數之分布僅堤前作用力造成的一個上凹二次曲線(如圖藍色“·”)和接續之堤後作用力造成的另一個上凹二次曲線(如圖紅色“X”)，表示孤立波僅單一波形通過防波堤並越波，並非週期性反覆越波，且堤後作用力的影響較波峰通過時間延遲，因此故堤後越波對防波堤安定性影響較小，說明考慮堤後越波與不考慮堤後越波之安定性分析其結果無差異，而堤後作用力之最大值較堤前作用力之最大值在數量級的差異和發生時間的延遲情形亦可由圖 7(b)之堤前作用力時間序列圖和圖 7(c)之堤後作用力時間序列圖說明，圖 7(d)之底部上揚力於 45 秒後開始的不平滑情形為越波造成的影響。

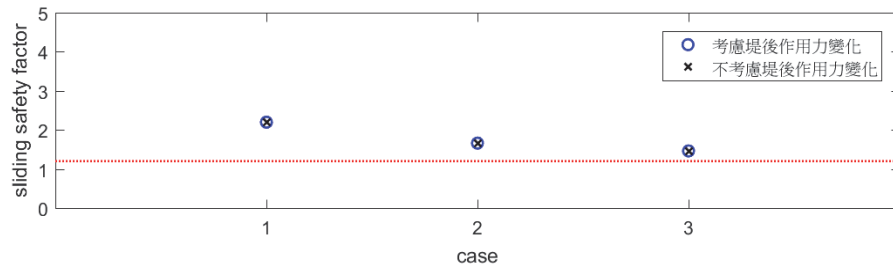


圖 5 孤立波越波對防波堤之滑動安全係數影響

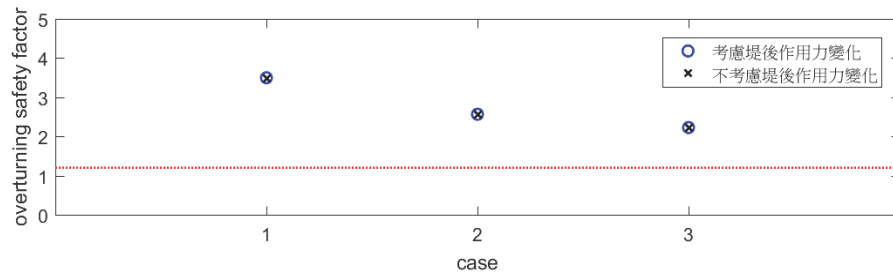


圖 6 孤立波越波對防波堤之傾倒安全係數影響

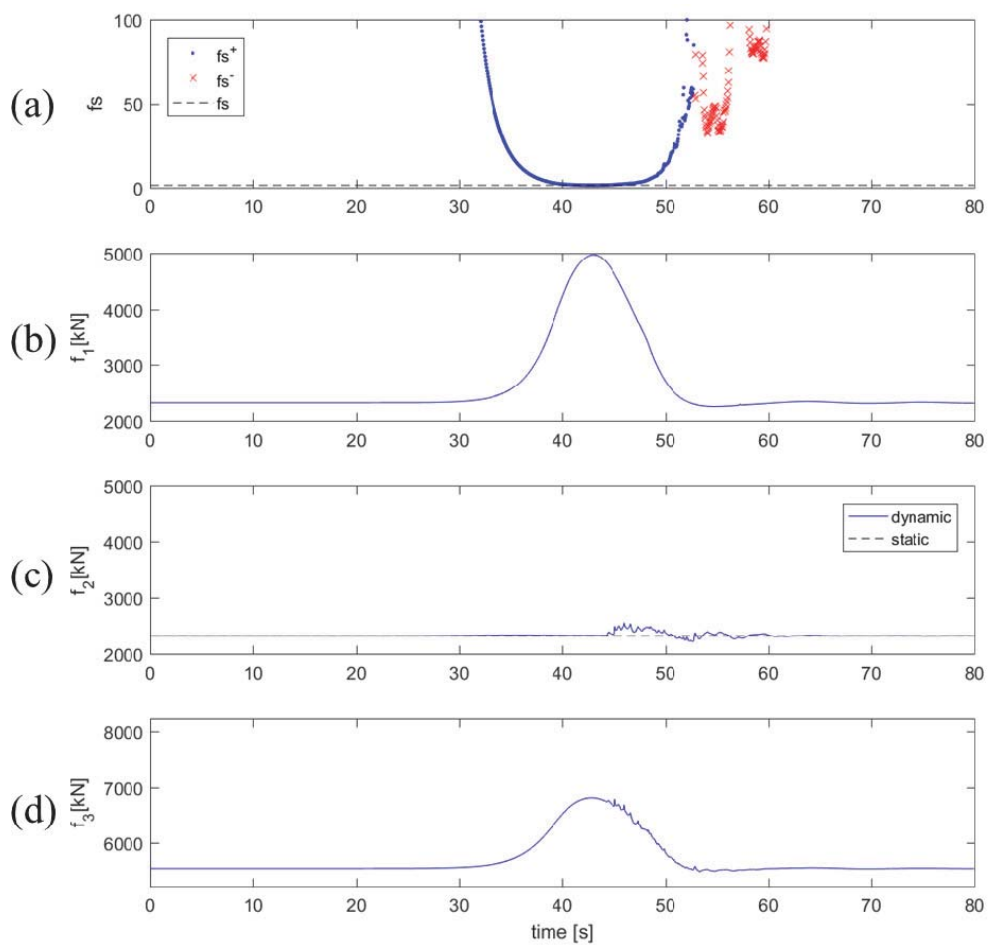


圖 7 孤立波越波對防波堤滑動安定性和受力分析結果(case3)

四、防波堤受規則波越波作用之影響

前述孤立波越波對防波堤安定性的影響，由於孤立波僅單一波形通過，堤後作用力的影響較波峰通過時間延遲，故堤後越波對防波堤安定性影響較小，本節進行規則波越波對防波堤安定性之影響研究，模式驗證部分，建置規則波作用於斜坡底床後側直立式防波堤上的 COBRAS 模式，以李勁毅(2006)沉箱式合成堤的水工模型試驗進行驗證，其水工模型配置如圖 8，結果以 Wilmott(1981)方法驗證如表 2， φ 如(12)式所示， X_{num} 為數值模擬結果， X_{exp} 為試驗資料， $(\bar{\quad})$ 表示為物理量平均值

為驗證值，其值之範圍介於 0 至 1 之間， φ 值接近 1 表示模擬結果和試驗資料愈吻合，反之 φ 值接近 0 表示模擬結果和試驗資料愈不吻合，將本研究試驗資料與模擬結果之驗證值整理如表 2，驗證值介於 0.63-0.96 之間，平均為 0.8，說明模擬結果和試驗資料吻合，其中水位資料驗證結果較壓力一致。

$$\varphi = 1 - \frac{\sum |X_{num} - X_{exp}|^2}{\sum (|X_{num} - \bar{X}_{num}|^2 + |X_{exp} - \bar{X}_{exp}|^2)} \quad (12)$$

表 2 COBRAS 模式與李勁毅(2006)水工模型試驗驗證結果

case	驗證值 (φ)
g1	0.960
g2	0.638
g3	0.873
g4	0.920
U1	0.723
U2	0.777
U3	0.772
U4	0.888
U5	0.895
V1	0.714
V2	0.741
V3	0.739
V4	0.708

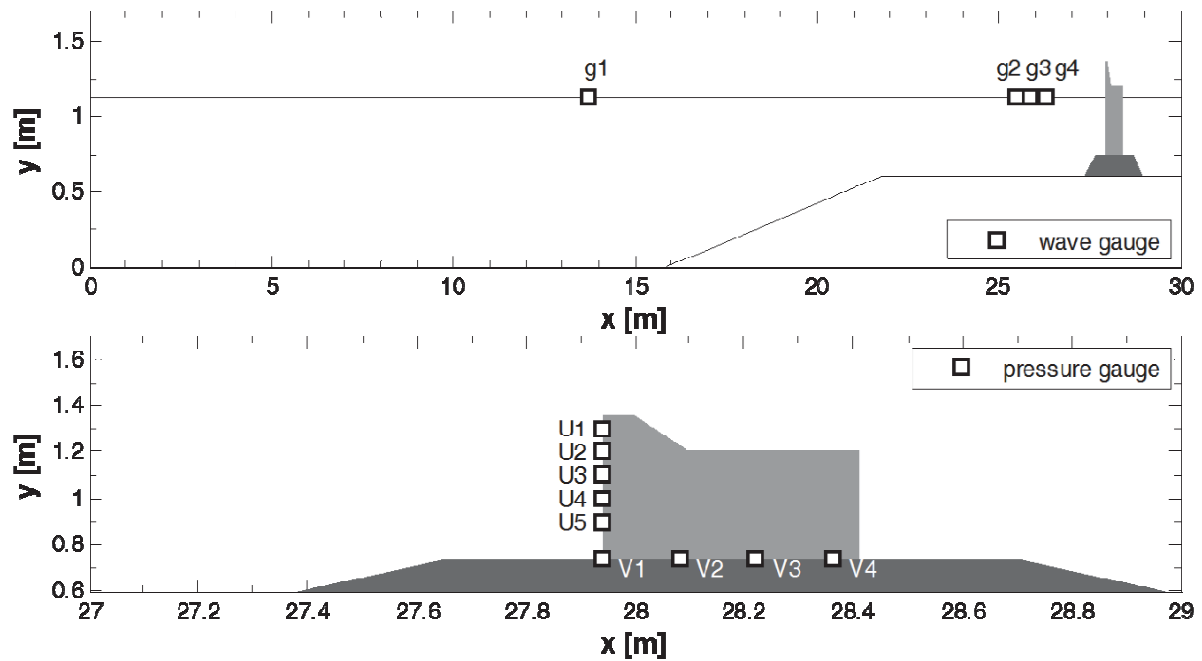


圖 8 李勁毅(2006)水工模型試驗配置示意圖

2.規則波越波對防波堤安定性影響

為探討防波堤在不同規則波波浪條件下，在考慮產生越波情況之安定性，以 COBRAS 模式模擬防波堤在不同波浪條件產生越波，分別考慮堤後作用力變化和不考慮堤後作用力(靜水壓假設)變化之情況，模式模擬之波浪條件取臺中港 50 年、100 年、200 年與 250 年迴歸週期之外海颱風波浪條件，並利用 NearCoM 模式計算至堤前 100m 之波浪情況如表 3 所示，詳細說明請參閱蔡立宏等(2015)報告書。

表 3 防波堤與規則波互制模式波浪條件

case	波高(公尺)	週期(秒)
1	7.77	11.30
2	8.46	11.70
3	9.24	12.20
4	9.45	12.30

圖 9 為 4 個不同波浪入射條件下滑動安全係數計算結果，藍色“O”表示考慮越波情況下之滑動安全係數，黑色“X”表示不考慮越波情況情況下之滑動安全係數，紅色虛線為 1.2 之滑動安全值，低於值有發生破壞的危險。圖中顯示滑動安全係數最高為 case 2 其值 2.3，最低為 case 4 其值 1.3，由安定性數值計算結果可知在此規則波之波浪條件下尚無滑動破壞的可能。

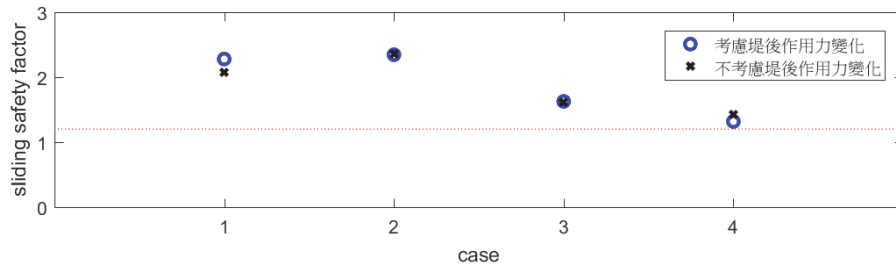


圖 9 規則波越波對防波堤之滑動安全係數影響

圖 10 之不同波浪條件下傾倒安全係數計算結果，藍色“O”表示考慮越波情況下之傾倒安全係數，黑色“X”表示不考慮越波情況情況下之傾倒安全係數，圖中顯示傾倒安全係數最高為 case

2 之 3.0，最低為 case 4 之 1.9，其中數值計算之傾倒安全係數結果皆高於安全值 1.2，在此規則波之波浪條件下尚無傾倒破壞的可能。

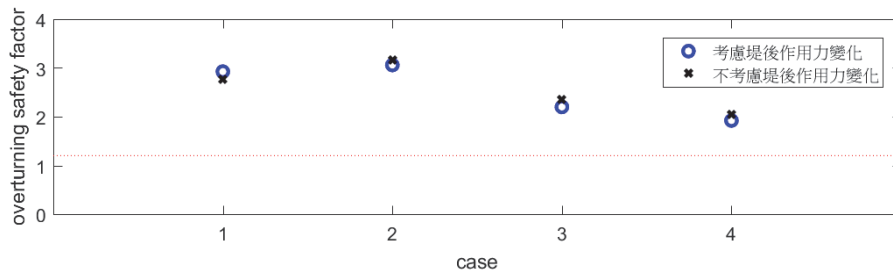


圖 10 規則波越波對防波堤之傾倒安全係數影響

考慮安定性分析計算中堤後越波情況的影響，將圖 9 以 case 1 為例討論滑動安全係數在考慮越波影響下高於不考慮越波影響如圖 11 所示，case 1 之滑動安全係數最小值發生於時間 190 秒，考慮越波情況之滑動安全係數 2.28 大於不考慮越波情況之滑動安全係數 2.08，分析於時間 190 秒的受力情形，圖 11(b)表示堤前受力 f_1 為 3,800kN，圖 11(c)表示堤後受力 f_2 ，考慮堤後越波情況之受力為 2,200kN，不考慮堤後越波情況之受力為 2,000kN，圖 11(d)表示底部受力 f_3 為 5,100kN，說明考慮越波情況之滑動安全係數因堤後受力較不考慮越波情況之靜水壓假設為大，因此其滑動安全係數較高。

將圖 10 中以 case 4 為例討論傾倒安全係數在考慮越波影響下低於不考慮越波影響如圖 12 所示，case 4 之傾倒安全係數最小值發生於時間 190 秒，考慮越波情況之最小傾倒安全係數 1.92 小於不考慮越波情況之最小傾倒安全係數 2.05。分析於時間為 190 秒的受力情形，如圖 12(b)顯示堤前受力矩 m_1 為 42,000kNm，圖 12(c)表示堤後受力矩 m_2 ，考慮堤後越波情況之受力矩為 12,000kNm，不考慮堤後越波情況之受力矩為 14,000kNm，圖 12(d)表示底部受力矩 m_3 為 7,000kNm，說明考慮越波情況之傾倒安全係數因為堤後受力矩較不考慮越波情況之靜水壓假設為小，因此其滑動安全係數較低。

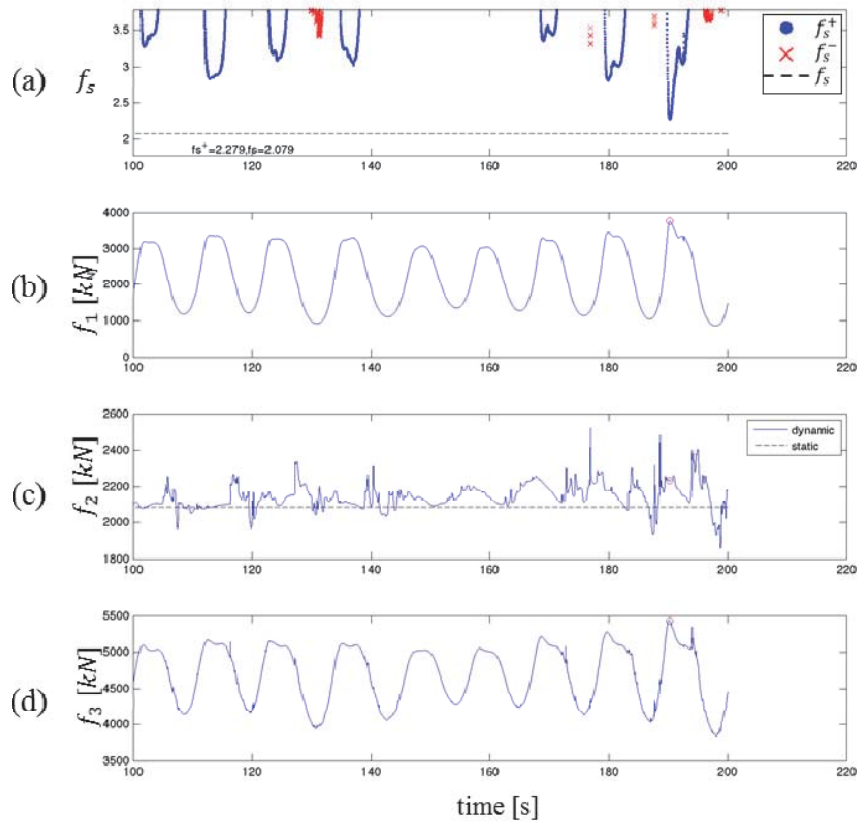


圖 11 規則波越波對防波堤滑動安定性和受力分析結果(case 1)

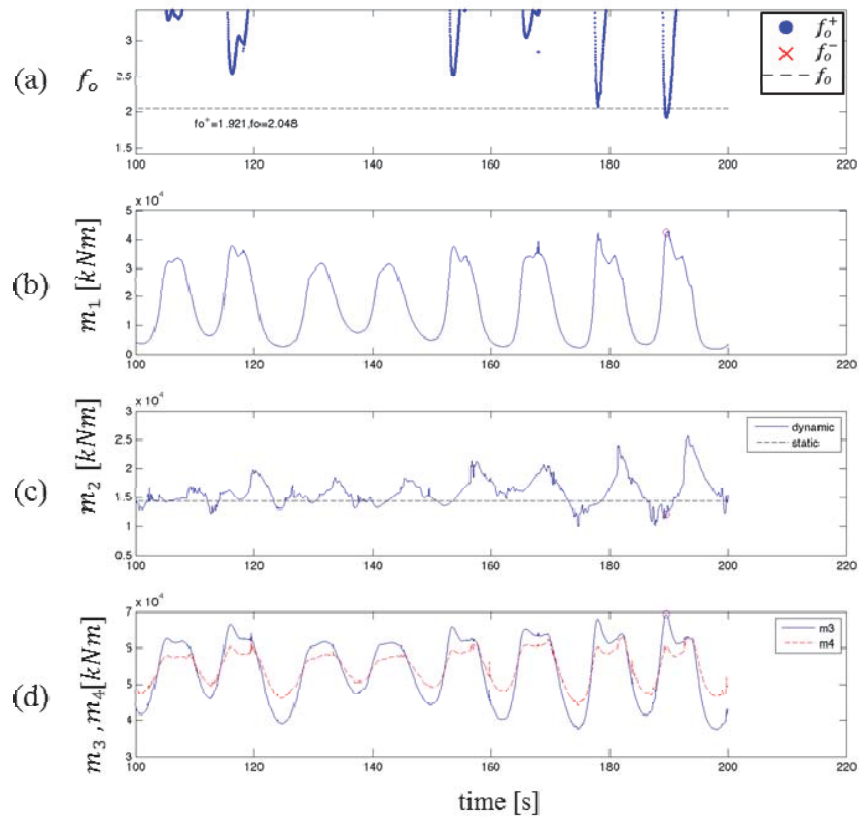


圖 12 規則波越波對防波堤傾倒安定性和受力矩分析結果(case 4)

因此綜合以上之安定性分析，考慮越波情況後之滑動和傾倒安全係數之計算方式，並根據時間序列之安全係數和受力(矩)分析說明受堤後越波影響，可計算結構物瞬時受力情形，

修正結構物安定性。在考慮越波所產生之堤後波動之對於防波堤之安定性，主要受防波堤前後波動之位相差影響，堤後水位下降時堤前水位抬升，造成防波堤安定性下降。

五、結論

本研究應用 COBRAS 模式建置近岸結構物與波浪場交互作用模式，研究堤後越波所造成的堤後作用力對防波堤的影響，分別以蘇澳港防波堤受孤立波作用影響和台中港防波堤受規則波作用影響為例，以水工模型試驗資料驗證 COBRAS 模式，依照目標港區現場調查資料給定波浪條件在考慮堤後越波情況下進行防波堤受力分析與安定性分析。研究結果顯示由於孤立波僅單一波形通過，故堤後作用力的影響較波峰通過時間延遲，故堤後越波對防波堤安定性影響較小，認為孤立波對防波堤的影響，

其越波造成的堤後作用力對防波堤的安定性影響較不明顯，而規則波受越波影響則相對明顯，考慮堤後水位變化的影響，若是越波發生，其防波堤前後位相差較大的情況，即堤前水位於波峰而堤後水位下降至波谷情況，將造成安定性下降，導致防波堤發生破壞的可能，故防波堤設計和安定性評估必須考慮堤後越波的影響，本研究應用 COBRAS 模式建置近岸結構物與波浪場交互作用模式評估防波堤安定性，正可作為未來工程設計與評估之應用。

參考文獻

1. 李勁毅，2006，海床侵淤對直立堤前波浪與其動態行為影響研究，國立臺灣海洋大學碩士論文。
2. 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。
3. 謝志敏、黃榮鑑、楊文昌，2008，波浪與透水結構物互制之研究，第三十屆海洋工程研討會論文集，第373-378。
4. 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。
5. 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。

6. 蔡立宏、許弘莒、李孟學、許城榕，2015，港灣結構物受異常波浪影響分析(2/3)，交通部運輸研究所港灣技術中心。
7. Allsop, N.W., Hawkes, P.I., Jackson, F.A., Franco, L. (1985). Wave Run-up on Steep Slopes—model Tests under Random Waves, Report No. SR2. Hydraulics Research Station, Wallingford, England.
8. Besley, P. (1999). Overtopping of Seawalls: Design and Assessment Manual, R&D Technical Report No.W178, Hydraulics Research Ltd, Wallingford.
9. Franco, L., de Gerloni, M., van der Meer, J.W. (1994). “Wave overtopping on vertical composite breakwaters,” Proceedings of the 24th International Coastal Engineering Conference, Vol. 1, pp. 1030-1045.
10. Franco, C., Franco, L. (1999). “Overtopping formulas for caisson breakwaters with nonbreaking 3D waves,” Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, Vol. 125, No. 2. pp. 98-108.
11. Goda, Y., 1985, Random Seas and Design of Maritime Structures. University of Tokyo Press.
12. Guanche, R., Losada I.J., Lara. J.L. (2009). “Numerical analysis of wave loads for coastal structure stability,” Coastal Engineering, Vol. 56, pp. 543-558.
13. Hsiao, S.-C. and Lin, T.-C. (2010) “Tsunami-like Solitary Waves Impinging and Overtopping an Impermeable Seawall: Experiment and RANS Modeling”, Coastal Engineering, Vol. 57 No.1, pp. 1-18.
14. Hedges, T.S., Reis, M.T. (1998). “A random wave overtopping of simple sea walls. A new regression model,” Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Water Maritime and Energy. Vol. 130, pp. 1-10.
15. 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, Vol. 46, pp. 25-50.
16. Hu, K., Mingham, C.G., Causon, D.M. (2000). “Numerical simulation of wave overtopping of coastal structures using the non-linear shallow water equations,” Coastal Engineering, Vol. 41, pp. 433-465.
17. Hubbard, M.E., Dodd, N. (2002). “A 2-D numerical model of wave run-up and overtopping,” Coastal Engineering, Vol. 47, pp. 1–26.
18. Kobayashi, N., Wurjanto, A. (19810). “Wave transmission over submerged breakwaters,” Journal of Waterways, Port, Coastal, and Ocean Engineering, Vol. 115, pp. 662-680.
19. Kobayashi, N., Wurjanto, A. (1989b). “Wave overtopping on coastal structures,” Journal of Waterways Port Coastal, and Ocean Engineering, Vol.

- 115, pp. 235-251.
20. Kobayashi, N. and Wurjanto, A. (1990). "Numerical model for wave on rough permeable slopes," *Journal of Coastal Research*, Vol 7, pp. 149-166.
21. Losada, I. J., Lara, J. L., Guanche, R, and Gonzalez-Ondina, J. M. (2008). "Numerical analysis of wave overtopping of rubble mound breakwaters," *Coastal Engineering*, Vol. 55, pp. 47-62.
22. Lin, P. and Liu, P.L.-F. (1998). "A numerical study of breaking waves in the surf zone," *Journal of Fluid Mechanics*, Vol. 359, pp. 239-264.
23. Lin, P. L.-F., and Wen, J. (1997). "Nonlinear diffusive surface waves in porous media," *Journal of Fluid Mechanics*, Vol. 347, pp. 119-139.
24. Mingham, C.G., Causon, D.M., (1998). "High-resolution finite-volume method for shallow water flows," *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 124, No. 6, pp. 605-614.
25. Owen, M.W. (1980). *Design of Seawalls Allowing for Wave Overtopping*, Report EX924. HR Wallingford.
26. Pedersen, J. (1996). *Experimental Study of Wave Forces and Wave Overtopping on Breakwater Crown Walls*, Series paper, Vol. 12. Hydraulics & Coastal Engineering Laboratory, Department of Civil Engineering, Aalborg University, Denmark.
2. Sakakiyama, T. and Liu, P.L.-F. (2001). "Laboratory experiments for wave motions and turbulence flows in front of a breakwater," *Coastal Engineering*, Vol. 44, pp. 117-139.
28. Sollitt, C. K. and Cross, R. H. (1972). "Wave transmission through permeable breakwaters," *Proceedings of 13th International Conference on Coastal Engineering*, New York, pp. 1827-1846.
29. Stansby, P.K., Feng, T. (2004). "Surf zone wave overtopping a trapezoidal structure: 1-D modelling and PIV comparison," *Coastal Engineering*, Vol. 51, pp. 483-500.
30. Sulisz, W. (1985). "Wave reflection and transmission at permeable breakwaters of arbitrary aross-section," *Coastal Engineering*, Vol. 9, pp. 371-386.
31. Van der Meer, J.W., Janssen, J.P.F.M. (1995). *Wave Run-up and Wave Overtopping at Dikes. Wave Forces on Inclined and Vertical Structures*, ASCE — Task Committee Reports, pp. 1-27.
32. 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*, New York, 1073-1083.
33. Walkden M. J., Wood D. J., Bruce T., Peregrine D.H. (2001). "Impulsive seaward loads induced by wave

overtopping on caisson breakwaters,”
Coastal Engineering, Vol. 42, pp.
257-276.

validation of models,” Physical
Geography, Vol. 2, pp184-194.

34. Wilmott, C. J. (1981). “On the