

水岸堆積土砂邊坡之穩定性研究

陳晉琪^{[1]*} 呂家豪^[2]

摘要 本文透過理論與實驗，研究由堆積土砂所形成之水岸邊坡的穩定性。理論部份，以靜力學觀點，考量水岸邊坡中土層含水並形成張力裂縫，進而建立水岸發生平面破壞之臨界關係式。水岸破壞之臨界關係式與水深、土壤單位重、土壤凝聚力、土壤內摩擦角、張力裂縫深度及水岸幾何形狀（水岸高度與坡度）有關。依據此關係式，本文探討相對水深、水岸幾何形狀及張力裂縫深度等變化對水岸穩定條件的影響，並說明如何利用此臨界關係式來評估水岸是否發生破壞。實驗部份，觀察水岸在邊坡形狀改變與水位緩增下之破壞型態。研究結果顯示，水岸坡度增大、水深增加或裂縫深度增加時，會降低水岸之穩定性；理論所推算之水岸穩定條件並與實驗結果大致相符。

關鍵詞： 水岸破壞、堆積土砂、張力裂縫、臨界關係式。

Study of the Slope Stability of Deposition Sediment on the Waterfront

Jinn-Chyi Chen^{[1]*} Jia-Hao Lu^[2]

ABSTRACT This study examines the stability mechanism of a riverbank formed from deposition sediment on the waterfront through theoretical and experimental analysis. In the theorem, a critical stability equation of the riverbank with tension crack under water level variation is developed based on the concept of statics. The critical equation of the riverbank stability depends on the water level, soil unit weight, soil cohesion, internal friction angle, and the shape of the riverbank (riverbank slope and riverbank height). Several factors influencing riverbank failure, including water level variation, riverbank height, riverbank slope, and tension crack, are also presented. In addition, the behaviors of riverbank failure under various cross sections of riverbank and water level variations are examined by experimental investigation. The analytical results show the instability of the riverbank increases with increasing riverbank slope, water levels, or tension cracks. The experimental results agree with the predictions of the critical equation proposed in this paper.

Key Words: riverbank instability, deposition sediment, tension crack, critical stability equation.

[1] 華梵大學環境與防災設計學系

Department of Environmental & Hazards-Resistant Design, Huaan University, Taipei 22301, Taiwan, R.O.C.

[2] 青山工程顧問有限公司

Land Engineering Consultants Co., Ltd., 8F-6, No. 32, Sec.1, Cheng Kong Rd., Taipei 115, Taiwan, R.O.C.

*Corresponding Author. E-mail address: jinnchyi@cc.hfu.edu.tw

一、前言

河川、湖泊或水庫等水與陸地交界的水岸區域，為人們經常使用的空間。然每當颱風或豪大雨後，水岸常會遺留大量因崩塌堆積或水流搬運後之鬆散土石，這些於岸邊新形成的鬆散土石邊坡，可能會因邊坡坡腳的長期浸水或因坡頂出現裂縫等因素，造成邊坡的崩壞或改變邊坡形狀。當邊坡崩壞後之土石被帶往水中，將影響河川的排洪斷面或導致湖泊（或水庫）的淤積。因此，有必要對新崩積形成之水岸邊坡進行穩定性評估，針對不穩定的土石邊坡採取防護措施，以減低災害的發生。

水岸邊坡因土壤性質、岸坡坡度及斷面形狀等不同，形成各種不同的破壞型態，如：平面破壞（planar failure）、圓弧破壞（circular failure）、懸臂破壞（cantilever failure）、管湧破壞（piping failure）、塊體崩落或翻傾破壞（toppling failure）等（Thorne and Tovey, 1981; Hagerty, 1991）。一般來說，非均質土壤且坡度低緩之水岸邊坡，容易形成圓弧破壞型態，而較均質之土壤組成且陡峭的水岸邊坡，容易形成平面破壞型態（Thorne, 1982; ASCE, 1998）。由於許多崩壞的水岸常發生於岸坡陡峭的地形，因此相關研究大多以平面破壞型態為基礎，來探討水岸邊坡的穩定性，如：Darby and Thorne (1994)、Darby and Thorne (1996)、Dapporto *et al.* (2003) 及 Viratijandr *et al.* (2006) 等人。回顧前人對水岸邊坡穩定性評估之相關研究，Darby and Thorne (1996) 曾發展可以用來評估各種水岸邊坡類型之穩定性模式；Dapporto *et al.* (2001) 結合滲流理論來評估義大利亞諾河水岸邊坡的穩定性，然這些評估方法往往需藉助大量的現地實測資料或較複雜之數值計算。因此，當現地資料不完整或為方便應用，常會採用簡易法或圖表化法來評估岸坡的穩定性。例如：FISRWG (2001) 以考慮平面破壞之有限邊坡簡易分析法或稱 Culmann 法（Das, 2002）來評估水岸邊坡的穩定性，然而此法並未納入水位因素。Viratijandr *et al.* (2006) 曾考慮水位洩降對水岸穩定性的影響，並將分析結果以圖表化呈現，但未進一步探討水岸邊坡斷面形狀改變對水岸穩定性之影響。

以台灣地區來說，颱風常挾帶高強度之雨量，並導致大範圍之崩塌、土石流及高含砂水流等，大量的土砂經堆積或水流搬運後，改變河流、湖泊或水庫的形貌，也形成許多由鬆散土石組成之水岸邊坡，這些

邊坡可能會因水位變化或坡頂裂縫的形成而呈現不穩定，即邊坡可能隨時改變其斷面形狀或誘發再次的破壞。為能夠瞭解此類型水岸邊坡之穩定條件，本文在 Culmann 法之理論基礎下，考慮水位與岸坡張力裂縫的影響，進一步建立平面破壞下水岸邊坡穩定之理論關係式，並藉此關係式探討水岸邊坡斷面形狀變化、水位變化及張力裂縫等因子對水岸穩定性之影響。此外，藉由實驗來觀察水岸的破壞型態，並將實驗結果與本文建立之理論關係式做比較。

二、水岸邊坡穩定之臨界條件

1. 理論關係式之建立

考量一經由崩塌堆積或水流搬運後，由鬆散土石形成之水岸邊坡，如圖 1 所示，其水岸高度 H 、邊坡坡度 β 及水深為 h 。當水岸破壞時，假設水岸坡頂處出現深度為 y 之張力裂縫，破壞面為一自裂縫底部通過坡趾之斜平面，該平面與水平面之夾角為 θ ，並假設在水與岸坡交界處，由於水岸土石鬆散，使水容易入滲土體使土體飽和，並使土體內水面與外水面相同，水面上之土體呈未飽和狀態。

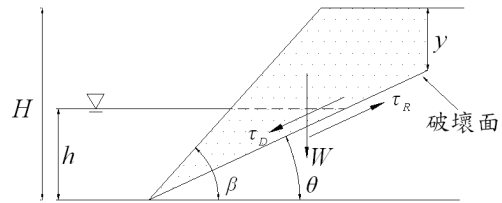


圖 1 水岸邊坡破壞之橫斷面示意圖

Fig.1 Schematic diagram of cross section of deposition sediment on waterfront

在圖 1 中沿著破壞面上方，單位寬度之土體重 W （含水面上之未飽和土體重與水面下之飽和土體重）可表示為

$$W = \frac{1}{2} \gamma_{sat} H^2 \left((1 - S_r) m^2 + S_r \right) \times (\cot \theta - \cot \beta) - \frac{1}{2} \gamma_{sat} H^2 M^2 S_r \cot \theta \quad (1)$$

(1) 式中， γ_{sat} 與 γ 為土體飽和與未飽和單位重、相對水深 $m = h/H$ 、裂縫深度比 $M = y/H$ 、密度比 $S_r = \gamma / \gamma_{sat}$ 。以靜力學觀點而言，促使塊體移動的驅

動力來自於土體重量 W 沿破壞面之分量，因此單位面積之驅動力 $\tau_D (=W \sin^2 \theta / (H-y))$ 可表示為

$$\tau_D = P \left((1-S_r)m^2 + S_r \right) (\cos \theta \sin \theta - \cot \beta \sin^2 \theta) - P S_r M^2 \cos \theta \sin \theta \quad (2)$$

其中， $P = 1/2 \gamma_{sat} H / (1-M)$ 。若 γ_w 為水單位重，在破壞體中單位寬度之水體重 $W_w = 1/2 \gamma_w h^2 (\cot \theta - \cot \beta)$ ，垂直作用於破壞面上之有效正向應力 $\sigma (= (W - W_w) \cos \theta \sin \theta / (H-y))$ 可表示為

$$\sigma = P \left((1-S_r - S_w)m^2 + S_r \right) \times (\cos^2 \theta - \cot \beta \cos \theta \sin \theta) - P S_r M^2 \cos^2 \theta \quad (3)$$

式中， $S_w = \gamma_w / \gamma_{sat}$ 。又依據庫倫法則，土壤抵抗力 τ_R 一部分來自於土粒間的凝聚力 c ，另一部分來自於與有效正向應力 σ 有關之摩擦力，即 $\tau_R = c + \sigma \tan \phi$ ，其中 ϕ 為內摩擦角，因此 τ_R 可表示如下

$$\tau_R = c + P \left((1-S_r - S_w)m^2 + S_r \right) \times (\cos^2 \theta - \cot \beta \cos \theta \sin \theta) \tan \phi - P S_r M^2 \cos^2 \theta \tan \phi \quad (4)$$

當驅動力 τ_D 大於抵抗力 τ_R 時，表示土層將沿破壞面移動，而當 $\tau_D < \tau_R$ 時，表示土層靜止不動。因此，當 $\tau_D = \tau_R$ 時，由(2)式等於(4)式，將可推求得當 $H = H_c$ 時之水岸邊坡破壞臨界條件，其中臨界坡高 H_c 可表示為

$$H_c = \frac{2c}{\gamma_{sat}(u+v+w)} \quad (5a)$$

式中參數 u 、 v 及 w 分別為

$$u = (1-M)^{-1} \left(m^2(1-S_r) + S_r \right) \times (\cos \theta \sin \theta - \cot \beta \sin^2 \theta) \quad (5b)$$

$$v = -(1-M)^{-1} \left(m^2(1-S_r - S_w) + S_r \right) \times (\cos^2 \theta - \cot \beta \cos \theta \sin \theta) \tan \phi \quad (5c)$$

$$w = -(1-M)^{-1} \left(M^2 S_r \right) (\cos \theta \sin \theta - \cos^2 \theta \tan \phi) \quad (5d)$$

倘若定義一無因次參數為 $N_s = \gamma_{sat} H / c$ ， N_s 稱之為穩定數而臨界條件下之穩定數 $N_{sc} = \gamma_{sat} H_c / c$ ，亦即(5)式可表示為

$$N_{sc} = \frac{2}{u+v+w} \quad (6)$$

臨界穩定數 N_{sc} 代表水岸邊坡呈穩定狀態之門檻值。當 N_{sc} 值愈大，代表水岸邊坡越為穩定；反之， N_{sc} 值愈低，代表邊坡相對越不穩定。當穩定數 N_s 大於臨界穩定數 N_{sc} 時，代表水岸邊坡發生破壞；反之，當 $N_s < N_{sc}$ 時，表示水岸邊坡呈穩定狀態。

臨界破壞面之決定，本文利用(5)式並使該式滿足 $\partial c / \partial \theta = 0$ 之條件，進而推求出邊坡破壞角 θ 之關係式為

$$\theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} \frac{(S_s m^2 - M^2 + 1) \tan \beta + (S_{sw} m^2 + 1) \tan \phi}{(S_{sw} m^2 + 1) - (S_s m^2 - M^2 + 1) \tan \phi \tan \beta} \quad (7)$$

式中， $S_s = (1/S_r) - 1$ 、 $S_{sw} = (1/S_r) - (S_w/S_r) - 1$ 。當破壞面未出現裂縫及無水深之條件下（當 $M = 0$ 、 $m = 0$ 時），上式可簡化為 $\theta = (\beta + \phi) / 2$ ，此式與考慮平面破壞之有限邊坡分析法（Culmann 法）之結果相同（Das, 2002）。此外，若將 $m = 0$ 、 $M = 0$ 及 $\theta = (\beta + \phi) / 2$ 代入(5)式，臨界坡高 H_c 之關係式可進一步簡化為

$$H_c = \frac{4c}{\gamma} \left(\frac{\sin \beta \cos \phi}{1 - \cos(\beta - \phi)} \right) \quad (8)$$

上式為不考慮張力裂縫與無水位條件下，一般常用來評估邊坡平面破壞之臨界坡高關係式。

2. 臨界條件之判定

在考慮水位變化及水岸產生張力裂縫情況下，水岸的穩定與否可經由上節所建立之理論關係來判定，其判斷流程如圖 2 所示。

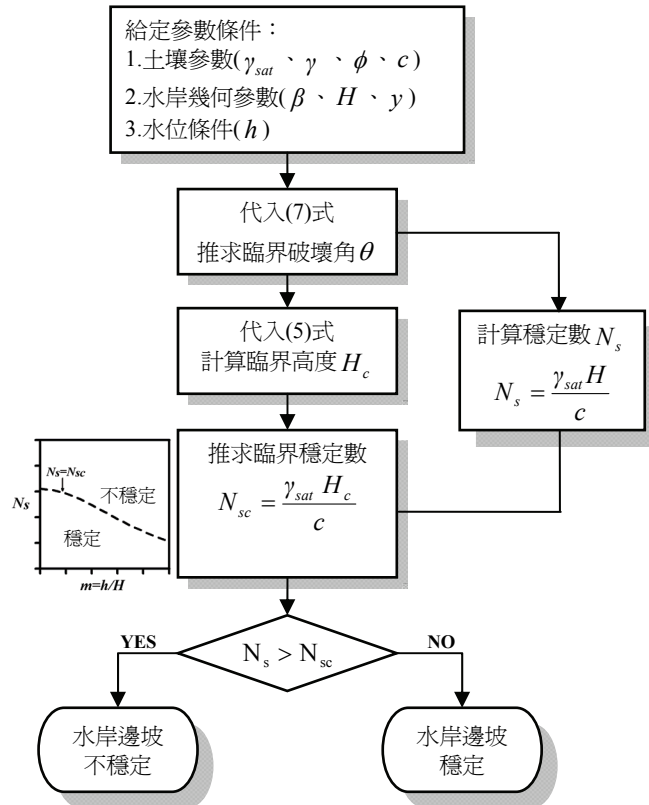


圖 2 水岸邊坡穩定性判定之流程圖

Fig.2 Flowchart in determination of riverbank stability

3. 影響水岸穩定性之因子分析

(1) 影響破壞角之因子

① 水岸坡度、水深及土壤摩擦角之影響

破壞角度 θ 與土壤單位重(γ_{sat} 與 γ)、水岸坡度 β 、土壤內摩擦角 ϕ 及相對水深 m 有關，如(7)式。假設某水岸之土壤性質為：土壤單位重 $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$ 與 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ，利用(7)式繪出當 $M = 0$ 及 ϕ 分別為 20° 、 30° 及 40° 時，在不同相對水深 m 下，破壞角度 θ 與水岸坡度 β 之關係圖，如圖 3 所示。在某一相對水深(如 $m = 0$ 、 $m = 0.5$ 或 $m = 1$)條件下，當水岸坡度 β 增加時，破壞角度 θ 會隨之增加，兩者呈正比之關係。而在相同水岸斷面形狀(邊坡坡度 β 與水岸坡高 H)與土壤性質條件下，當河川水深增加時，水岸邊坡破壞之角度 θ 會有下

降之趨勢。換言之，在相同相對水深 m 下，水岸坡度 β 之增加，會造成破壞角度 θ 增加；而在相同水岸坡度 β 下，相對水深 m 之增加，會造成破壞角度 θ 下降。

此外，圖 3 顯示，在相同水岸坡度 β 及相對水深 m 下，當土壤摩擦角 ϕ 增加時，水岸破壞角度 θ 會有下降之趨勢，兩者呈現反比之關係。

② 破壞角 θ 與裂縫深度 M 之關係

根據上述之土壤參數條件($\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$ ； $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$)，由(7)式可繪製破壞角 θ 與裂縫深度比 M 之關係圖，如圖 4 所示。在相同水岸坡度及水深條件下，裂縫深度比 M 增加時，破壞角 θ 隨之減少，兩者呈現反比之關係。此說明當水岸邊坡之張力裂縫深度 M 增大時，塊體滑動所需之角度(破壞角 θ)會減小。

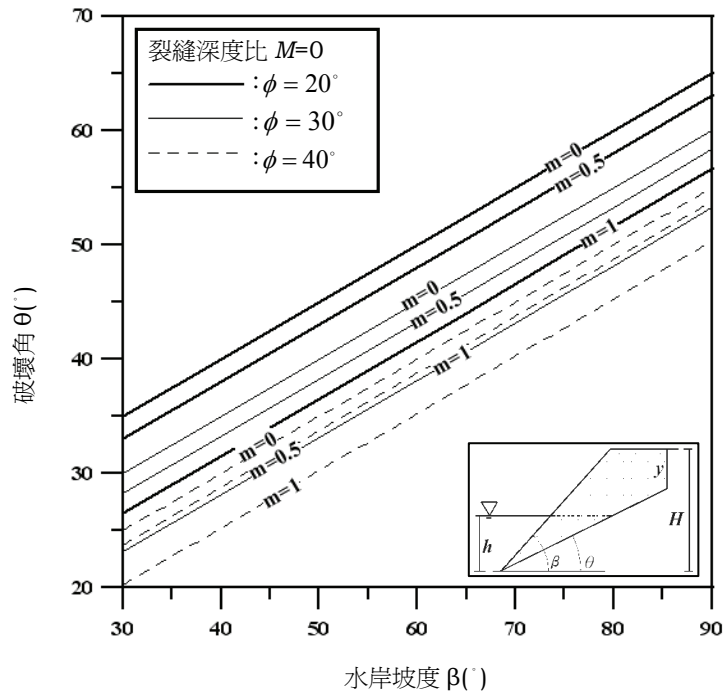


圖 3 不同相對水深 m 下，水岸破壞角 θ 與水岸坡度 β 之關係圖

Fig.3 The relation of the failure angle θ and the riverbank slopes β at different relative depths m

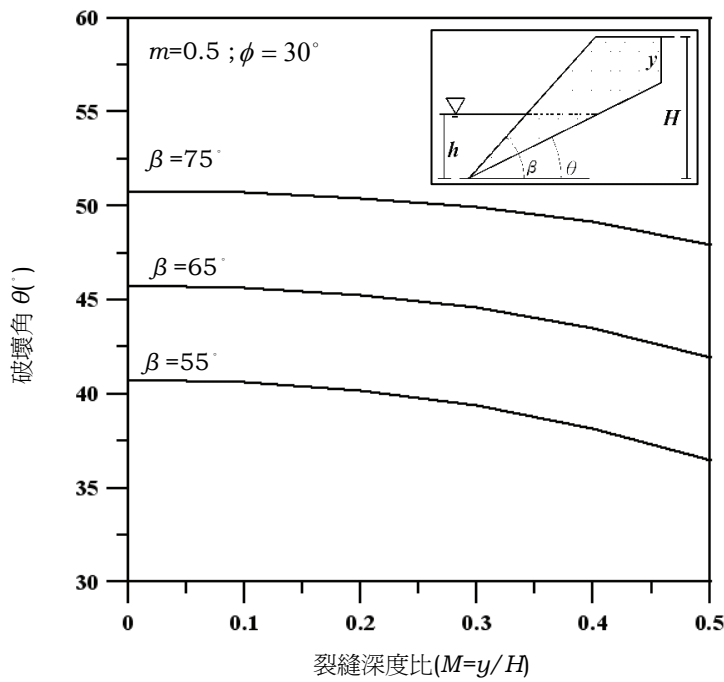


圖 4 當相對水深 $m = 0.5$ ，及土壤摩擦角 $\phi = 30^\circ$ 時，在不同水岸坡度 β 下，破壞角 θ 與裂縫深度比 M 之關係圖

Fig.4 The relation of the failure angle θ and the tension crack ratio M at various riverbank slopes β when the relative water depth $m = 0.5$ and the internal friction angles $\phi = 30^\circ$

(2) 影響穩定數 N_{sc} 之因子

① 水岸坡度、水深及土壤摩擦角之影響

當水岸無形成張力裂縫 ($M = 0$) 時，以土壤單位重 $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$ 、 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ 為例，利用(7)式分別計算當 $\phi = 20^\circ$ 、 30° 及 40° 時，不同水岸坡角 β 在不同 M 下之破壞角度 θ ，再將 θ 代入(5)式，可進一步繪出在各種相對水深 m 下，臨界穩定數 N_{sc} 與水岸坡度 β 之關係曲線圖，如圖 5 所示。在相同土壤內摩擦角 ϕ 及相同水位條件下 ($m = h/H$)，隨著水岸坡度 β 的增加，會造成水岸呈穩定狀態之門檻值 N_{sc} 下降，此反應愈陡峭之水岸邊坡會愈不穩定。而在相同水岸邊坡形狀與土壤性質 (相同 β 、 H 與 ϕ) 下，當河川水深增加時，水岸邊坡呈穩定狀態之門檻值 N_{sc} 會下降，此反應當水岸

邊坡內之水深愈深時，水岸邊坡會愈不穩定。在固定相對水深及水岸坡度 β 條件下，當土壤內摩擦 ϕ 增加，會造成臨界穩定數 N_{sc} 的增加， ϕ 與 N_{sc} 兩者呈正比之關係，即土壤摩擦角 ϕ 較大之水岸邊坡具有較佳之抗剪能力，較不容易造成破壞。

② 張力裂縫之影響

當土壤單位重 $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$ 、 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ 、 $m = 0.5$ 及土壤摩擦角 $\phi = 30^\circ$ 時，求解(6)式與(7)式並進而繪出穩定數 N_{sc} 及裂縫深度比 M 之關係圖，如圖 6 所示。而於圖 6 發現，在固定水岸坡度 β 及水深條件下，穩定數 N_{sc} 隨著裂縫深度比 M 之增加而下降，兩者呈現反比之關係，即水岸邊坡隨著裂縫深度之增加，其穩定性隨之下降，水岸邊坡愈不穩定。

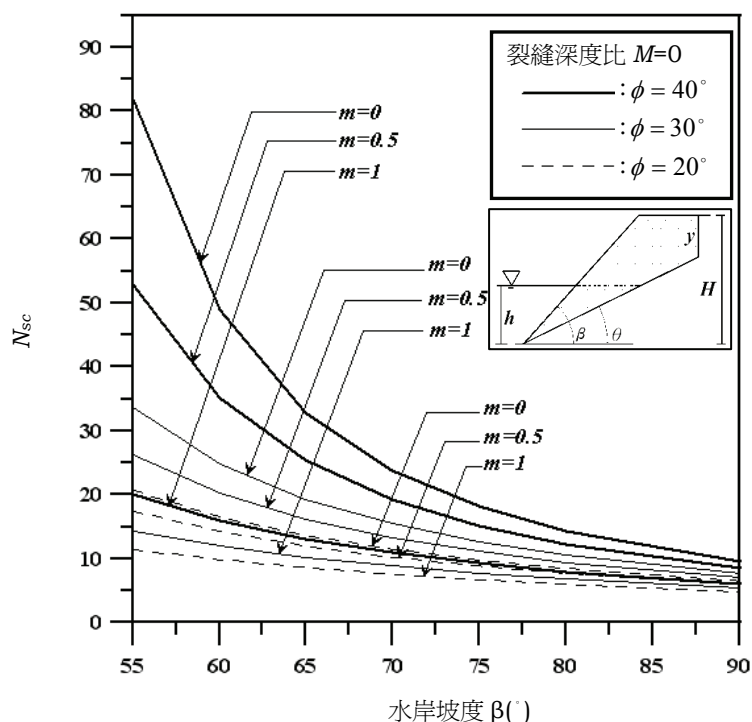


圖 5 不同相對水深 m 及土壤內摩擦角 ϕ 下，臨界穩定數 N_{sc} 與水岸坡度 β 之關係曲線

Fig.5 The relation of the critical stability number N_{sc} and the riverbank slope β at various relative water depths m and internal friction angles ϕ

三、水岸破壞之實驗研究

1. 實驗設備及過程

本實驗設備為長度 150cm、寬度 50cm、深度 40cm 之透明壓克力水槽，如圖 7 所示。在水槽左右兩側各 30cm 處設置兩塊閘板，閘板中間做為堆置土體之水岸試驗區，水槽側面並貼有透明方格紙，以便於觀察土坡高度與水位變化。本實驗土體為中值粒徑 0.24mm 之矽砂，實驗泥沙材料之土粒比重 $G_s = 2.64$ ，平均孔隙率為 0.45，土壤凝聚力 $c = 0.15kN/m^2$ ，土壤內摩擦角 $\phi = 34.2^\circ$ 。

實驗時，先將土體均勻鋪設於水槽之試驗區內，控制堆土高度分別為 10cm、15cm 及 20cm，再利用工具刮削土體，使其坡度分別為 55° 、 65° 及 75° 之水岸。此外，在將砂土倒入試驗水槽前，需量測其含水量 w 並推求試驗土體之未飽和單位重 γ 及飽和單位重 γ_{sat} 。

當試驗水岸堆置完成後，開始緩慢供水，但需控制水流流量（約小於 $0.2cm^3/sec$ ），不得使水流流速過大，而搬運土體上的泥砂顆粒，造成水流的沖蝕破壞。實驗過程中，水位會隨著供水時間的增加，而逐漸上升，當水岸發生張力裂縫後，配合相機之拍攝，觀察其破壞型態並紀錄破壞水深。

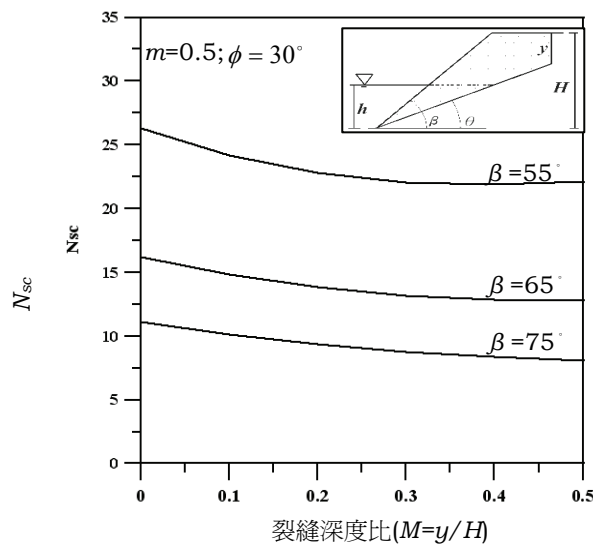


圖 6 當相對水深 $m = 0.5$ 及土壤內摩擦角 $\phi = 30^\circ$ 時，不同水岸坡度 β 下，臨界穩定數 N_{sc} 與裂縫深度比 M 之關係圖

Fig.6 Critical stability number N_{sc} against tension crack ratio M at various riverbank slopes β when the relative water depth $m = 0.5$ and the internal friction angle $\phi = 30^\circ$

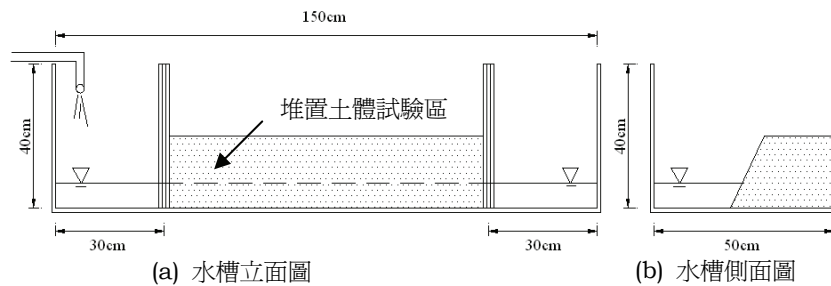


圖 7 實驗水槽示意圖

Fig.7 Schematic diagram of experimental flume

2. 水岸破壞型態

鋪置於水槽上的試驗水岸土坡，隨著水位的上升，將產生各種不同類型的破壞型態。經實驗觀察得到水槽內水岸之破壞型態大致有以下 4 種類型。第(1)類型：水位上升過程中，於坡頂產生張力裂縫，隨後造成整個土體不穩定而破壞者，其示意如圖 8-a 所示。第(2)類型：水位上升過程中，張力裂縫發生於水岸坡面，隨後導致水岸發生崩壞者，其示意如圖 8-b 所示。第(3)類型：水位上升的過程中，土體先於坡面出現張力裂縫，隨後裂縫延伸至坡頂處，而導致水岸破壞，其示意如圖 8-c 所示。第(4)類型：在水位上升過程中，水岸先於坡頂產生張力裂縫，隨後裂縫延伸至坡面，最後導致水岸破壞，如圖 8-d 所示。

3. 水岸破壞型態與水深之關係

當將本實驗觀察到的 4 類破壞型態歸納為張力裂縫發生於坡頂處（型態 1 與型態 4），以及張力裂縫發生於坡面處（型態 2 與型態 3）時，從圖 9-a 及圖 9-b 之結果顯示，在含水量 $w < 10\%$ 的範圍內，水岸

坡度分別為 $\beta = 65^\circ$ 及 $\beta = 75^\circ$ 時，均有發生坡頂或坡面裂縫破壞之可能性。但當相對水深 m 較小時，發生坡面裂縫破壞型態的可能性較高，而發生坡頂裂縫型態處之可能性較低，反之，當相對水深較大時，發生坡頂裂縫型態之可能性較高，而發生坡面裂縫型態之可能性較低；換言之，隨著相對水深 m 的減少，破壞型態將從坡頂裂縫之破壞型態逐漸轉換成坡面裂縫破壞型態。比較圖 9(a)與圖 9(b)亦可發現，當水岸坡度由 $\beta = 65^\circ$ 增加至 $\beta = 75^\circ$ 時，造成水岸破壞之相對水深範圍會由 $m = 0.3 \sim 0.5$ 下降至 $m = 0.07 \sim 0.125$ ，即相對水深會明顯減小，此與(6)式（或圖 5）所反應之特性相符。在水岸坡度 $\beta = 75^\circ$ 實驗條件下，造成水岸在相當低水深或幾乎沒有水深即發生破壞的主要因素為：本實驗所採用之土壤凝聚力低且土壤內摩擦角（ $\phi = 34.2^\circ$ ）遠小於水岸坡度，此水岸邊坡在無浸水條件下，即呈不穩定狀態（ $N_s > N_{sc}$ ），即其隨時均可能破壞，當邊坡浸水時則會加速其破壞發生的時間。

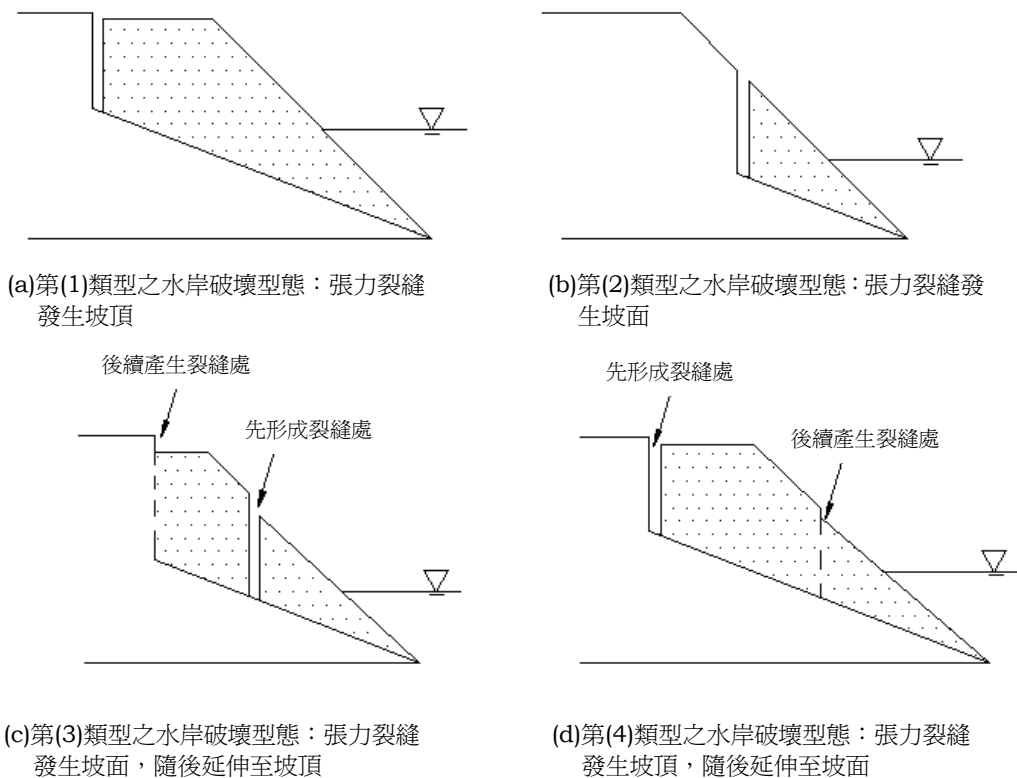
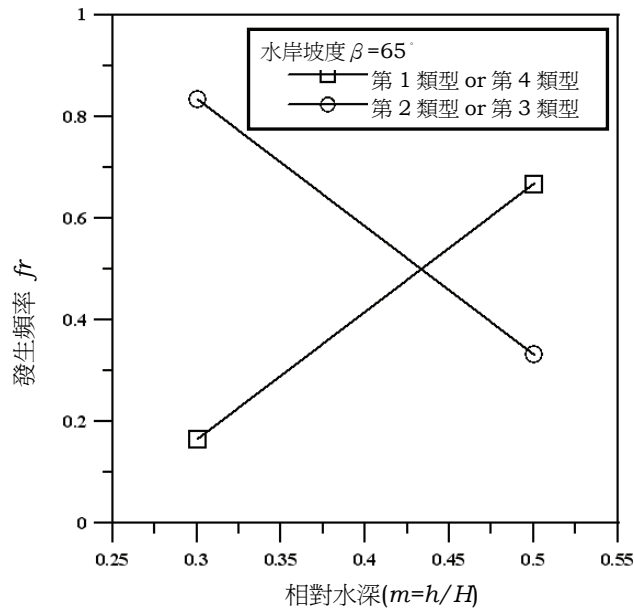
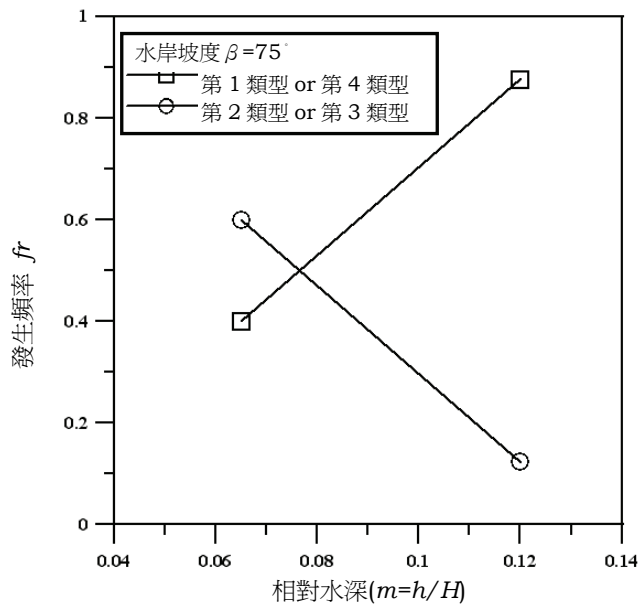


圖 8 水岸破壞型態示意圖

Fig.8 Schematic diagram for various types of riverbank failure



(a) 水岸坡度 $\beta = 65^\circ$



(b) 水岸坡度 $\beta = 75^\circ$

圖 9 破壞型態之發生頻率 f_r 與相對水深 m 之關係圖 ($w < 10\%$)

Fig.9 Frequency of riverbank failure f_r against relative water depth m for various types of riverbank failure

4. 結果比較

利用(6)、(7)兩式，繪製本實驗條件下有考慮張力裂縫及不考慮張力裂縫之臨界穩定數 N_{sc} 與相對水深 m 值之關係曲線，並與實驗結果相比較，結果分別如圖 10、11 及 12 所示。由於本實驗結果顯示，水岸破

壞時均會產生張力裂縫，裂縫深度比 M 約為 0.3，從圖 10、11 及 12 之結果可顯示出，大部分之水岸破壞實驗資料均分佈於 $M = 0.3$ 之臨界曲線上方之破壞區域內。亦即考慮張力裂縫時，理論之預測結果會與實驗資料較為吻合。

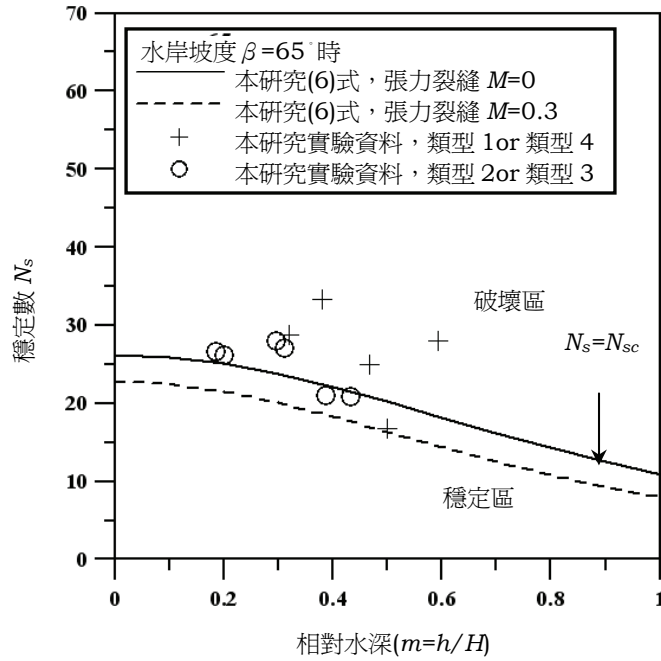


圖 10 當 $\beta = 65^\circ$ 時，實驗資料與理論關係式之比較 ($\gamma = 15.3 \text{ kN/m}^3$ 、 $\gamma_{\text{sat}} = 18.71 \text{ kN/m}^3$ 、 $\phi = 34.2^\circ$)

Fig.10 A comparison of experimental data and theoretical equation when $\beta = 65^\circ$, $\gamma = 15.3 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{\text{sat}} = 18.7 \text{ kN/m}^3$, and $\phi = 34.2^\circ$

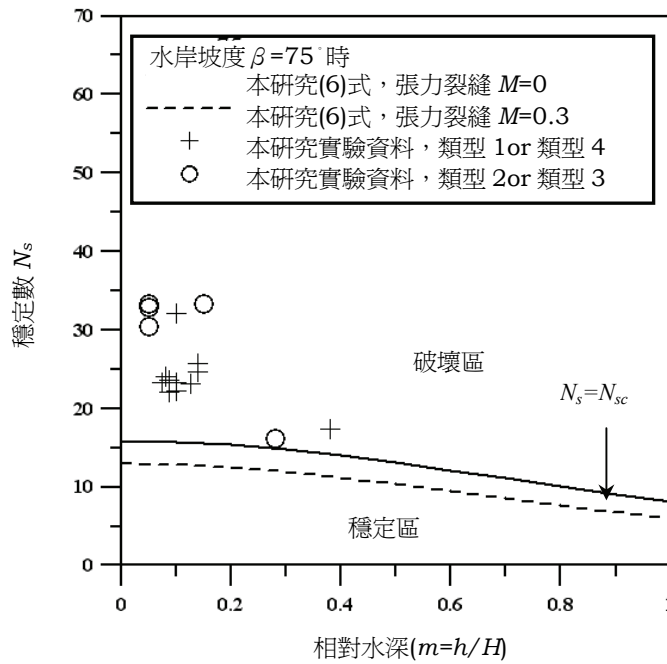


圖 11 當 $\beta = 75^\circ$ 時，實驗資料與理論關係式之比較 ($\gamma = 15.7 \text{ kN/m}^3$ 、 $\gamma_{\text{sat}} = 18.8 \text{ kN/m}^3$ 、 $\phi = 34.2^\circ$)

Fig.11 A comparison of experimental data and theoretical equation when $\beta = 75^\circ$, $\gamma = 15.7 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{\text{sat}} = 18.8 \text{ kN/m}^3$, and $\phi = 34.2^\circ$

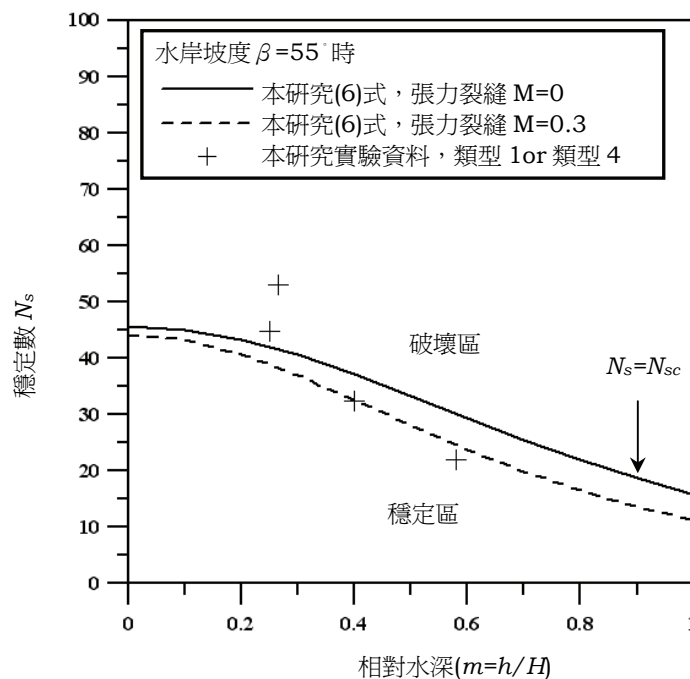


圖 12 當 $\beta = 55^\circ$ 時，實驗資料與理論關係式之比較 ($\gamma = 14.9 \text{ kN/m}^3$ 、 $\gamma_{\text{sat}} = 17.2 \text{ kN/m}^3$ 、 $\phi = 34.2^\circ$)

Fig.12 A comparison of experimental data and theoretical equation when $\beta = 55^\circ$, $\gamma = 14.9 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{\text{sat}} = 17.2 \text{ kN/m}^3$, and $\phi = 34.2^\circ$

四、結論與建議

本文透過理論與實驗，探討由堆積土砂所形成之水岸邊坡的穩定條件，所獲結論歸納如下：

1. 本文以靜力學觀點，建立考慮水岸邊坡水位變化及張力裂縫影響下之水岸穩定臨界方程式（如(5)式或(6)式），此方程式可進一步簡化為 Culmann 關係式，並藉以判斷水岸邊坡之穩定性（如圖 2）。
2. 利用水岸穩定臨界方程式，分析判別水岸邊坡穩定與否之門檻值，即臨界穩定數 N_{sc} ，顯示在相同土壤性質條件下，當水岸坡度增大、水深增加或裂縫深度增加時，均造成 N_{sc} 的下降，即水岸呈穩定狀態之門檻值降低，水岸呈現越不穩定之狀態；在固定相對水深及水岸坡度條件下，土壤內摩擦角的增加，會造成 N_{sc} 的上升，即水岸越為穩定。
3. 由水岸破壞實驗結果顯示，當水位較高時，誘發水岸自坡頂破壞之可能性較高；當水位較低時，誘發水岸自坡面破壞之可能性較高。比較本文建立之水

岸穩定臨界關係式與實驗結果，顯示實驗結果與理論推算結果大致相符。

4. 本文係應用靜態邊坡穩定觀念來分析水岸邊坡問題，忽略影響邊坡穩定的水流掏刷與凹岸攻擊作用，且未考慮水岸內水面（或地下水水面）與外水面間之變化差異，其成果較適宜說明水庫、湖泊或灘地水岸剛堆積土砂材料之穩定性分析。對於水岸邊坡受到水流掏刷作用與邊坡內水與外水面對水岸穩定性之影響，則有待後續再做進一步之探討與分析。

參考文獻

- ASCE, Task Committee on Hydraulics, Bank Mechanics, and Modeling of River Width Adjustment (1998), "River width adjustment. I: processes and mechanism," *Journal of Hydraulic Engineering*, 124(9):881-902.
- Darby, S.E., and C.R. Thorne (1994), "Prediction of tension crack location and riverbank erosion hazards along destabilised channels,"

- Earth Surface Processes and Landforms*, 28:1303-1323.
- Darby, S.E., and C.R. Thorne (1996), "Development and testing of riverbank-stability analysis," *Journal of Hydraulic Engineering*, 122(8):443-454.
- Dapporto, S., M. Rinaldi, and N. Casagli(2001), "Failure mechanisms and pore water pressure condition : analysis of riverbank along the Arno River (Central Italy)", *Engineering Geology*, 61:221-242.
- Dapporto, S., M. Rinaldi, N. Casagli, and P. Vannocci (2003), "Mechanisms of riverbank failure along the Arno River, Central Italy," *Earth Surface Processes and Landforms*, 28:1303-1323.
- Das, B.M. (2002), *Principles of Geotechnical Engineering*, 5th ed., Thomson Learning, Chapter 14, pp.531-534.
- FISRWG, The Federal Interagency Stream Restoration Working Group(2001), *Stream Corridor Restoration*, 2nd ed., USDA-Natural Resources Conservation Service. Chapter 7, pp.57-59.
- Hagerty, D.J (1991), "Piping/sapping erosion I: basic considerations," *Journal of Hydraulic Engineering*, 117(8):997-998.
- Thorne, C.R., and N.Y. Tovey (1981), "Stability of composite riverbanks," *Earth Surface Processes and Landforms*, 6:469-484.
- Thorne, C.R. (1982), "Processes and mechanisms of riverbank erosion," In R.D. Hey, J.C. Bathurst, and C.R. Thorne(ed), *Gravel-bed rivers*, John Wiley & Sons, Inc., Chichester, U.K., pp.227-271.
- Viratjandr, C., and R.L. Michalowski (2006), "Limit analysis of submerged slopes subjected to water drawdown," *Canadian Geotechnical Journal*, 43:802-814.
-
- 2010年 2月 26日 收稿
2010年 6月 22日 修正
2010年 9月 1日 接受
(本文開放討論至 2011年 6月 30日)