

土石流危險區域之研究 (三)

A study of debris flow hazard zone

計畫編號：NSC89-2625-Z-002-044

執行單位：國立台灣大學土木工程研究所

研究期間：89年8月1日至90年7月31日

計畫主持人：劉格非 國立台灣大學土木工程研究所

中文摘要 (關鍵詞字：土石流危險區，數值模擬)

隨著台灣山坡地之開發，土石流之災害危機將快速上升。因此將有土石流潛在危險之地區劃分出來將是一項重要工作，但要推估土石流之影響範圍，如何計算其流動能力是一項重要因子，本文利用非線性之本構關係與流體守衡定律，得出一套可利用於現場之數值模式，模式中各參數之檢定方法亦可利用簡易之現場測量法來推估。室內試驗與模式驗證非常吻合。

英文摘要 (KEY WORDS : Debris flow hazard zone, Numerical modeling)

The development of slope land in Taiwan is rapidly growing, so is the potential hazard for debris flow. Therefore, identification of these potential hazard area will be an important task. The flowability of debris flow is a control factor in estimating the size of these area. This study develops a numerical model utilizing nonlinear constitutive law and fluid conservation laws. Model can be used in field and the values of all parameters used in the model will be obtained through simple in situ tests.

一、計畫緣由與目的

本省因位於歐亞大陸板塊和菲律賓海盆板塊衝撞之接合區，造山運動不斷進行，山坡地分佈很廣，且礫石間之膠結料以泥或砂為主，膠結不固。再加上山地地形陡

峭，溪短流急，土層淺薄而鬆軟，每遇颱風豪雨，山洪暴發，脆弱而不當開發之山坡地常會造成土壤沖蝕、崩塌、土石流等土砂災害。

本計畫第一年雖然發展了一個擬三維之數值模式，經水槽試驗對一維之流況可得不錯之模擬成果，但水槽彎曲度加大時(即流動方向轉向在 15° 以上時)結果則不甚理想，因此自上一年度開始發展完全三維之模式。本年度也將邊界層、參數檢定與應用加入，使模式應用性大增。

二、控制方程與本構方程

本文採用 Julien and Lan(1991)之一維本構模式推演而成之三維本構關係式

$$\begin{aligned} \dot{\tau}_{ij} &= \dot{\tau}_0 + \sim_d \nu_{ij} + \sim_c \nu_{ij} \nu_{ij} & |\dot{\tau}_{ij}| > \dot{\tau}_0 \\ \nu_{ij} &= 0 & |\dot{\tau}_{ij}| < \dot{\tau}_0 \end{aligned} \quad (1)$$

在一維流況下可簡化為

$$\begin{aligned} \dot{\tau} &= \dot{\tau}_0 + \sim_d \left(\frac{du}{dz} \right) + \sim_c \left(\frac{du}{dz} \right)^2 & |\dot{\tau}| > \dot{\tau}_0 \\ \frac{du}{dz} &= 0 & |\dot{\tau}| < \dot{\tau}_0 \end{aligned} \quad (1.a)$$

其中 $\dot{\tau}$ 為剪力， $\dot{\tau}_0$ 代表降伏應力 (亦可表庫倫應力效應)， μ_d 為 dynamic viscosity， μ_c 為 turbulent-dispersive parameter. ν_{ij} 為應變量張量。此式包含了降伏應力、一次及二次形變量，故可包含前述石流、泥流與土石流三種運動型態。若此模式代表賓漢流體，則 $\mu_c = 0$ ；若代表 Takahashi 或 Bagnold 之模式，則降伏應力可換成為庫倫摩擦力。在黏性領域時

$\sim_d \left(\frac{du}{dy} \right) \gg \sim_c \left(\frac{du}{dy} \right)^2$ ，而在慣性領域時
 $\sim_d \left(\frac{du}{dy} \right) \ll \sim_c \left(\frac{du}{dy} \right)^2$ 。故此式可自黏性領域
 一直算至慣性領域。而黏性領域與慣性領
 域之分界點約在 $\frac{du}{dy} = \mathcal{O} \left(\frac{\sim_d}{\sim_c} \right)$ 。(1)式經

Julien and Lan 測試 Govier etc. (1957),
 Savage and Mckeown (1983) 和 Bagnold
 (1954) 三套試驗數據，證明的確可以模
 擬石流及泥流在不同範圍的形變之下之
 行為。尤其 τ_0 與 μ_d 由試驗數據知只是粒
 徑之函數，而非密度之函數，在應用上最
 為方便。

在台灣大部份地區之土石流災害屬於石
 流。土石流發生時，往往一個地區接近土
 石流出谷處之房舍會因撞擊力而全毀。但
 在土石流前端停止運動後，後續之土石流
 會流過前波土石流之堆積而流向下游。因
 土石流最大粒徑是在第一波之前端，因此
 後續之土石流為組成粒徑較細之泥流，即
 使沒有後續之土石流，首波土石流在停止
 後其結構內（大石孔隙間）的泥水也會慢
 慢釋出，因此本模式亦計算土石流前端停
 止後後續泥流之流動。這後續泥流之本構
 關係依本研究自各地（花蓮縣大興村、台
 東縣太麻里及延平鄉、北縣淡水河、南投
 縣神木村）採樣之結果，其降伏應力最高
 可到接近 500 dyne/cm^2 ，黏滯性最大可到
 $10 \text{ dyne}\cdot\text{s/cm}^2$ 。因此本模式採二階段模
 擬，本構關係均為(1)式，但本構參數對石
 流採現場測量，而後半段泥流之本構參數
 採上述之最大值。採最大值之結果為高估
 泥流流過地區之流深，但因泥流並無衝撞
 之毀滅力，其災害純由泥之堆積而來，因
 此這種估算法應屬安全考量。

2.1 弱剪層控制方程式

在第二屆國際土石流研討會中，Liu(2000)
 已證明在現場之土石流因為其規模很大，
 因此可採邊界層與塞流層(plug flow)
 分開之計算方式（此部份證明亦可見本研

究前期精簡報告）。本研究沿續其概念。
 加上長波之假設，土石流之控制方程式在
 對流深積分後以守衡形式表為

$$\begin{aligned} \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(uH)}{\partial x} + \frac{\partial(vH)}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial(uH)}{\partial t} + \frac{\partial(u^2H)}{\partial x} + \frac{\partial(uvH)}{\partial y} &= -gH \frac{\partial B}{\partial x} - gH \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{1}{\dots} \frac{\tau_0 u}{\sqrt{u^2 + v^2}} \\ \frac{\partial(vH)}{\partial t} + \frac{\partial(uvH)}{\partial x} + \frac{\partial(v^2H)}{\partial y} &= -gH \frac{\partial B}{\partial y} - gH \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{1}{\dots} \frac{\tau_0 v}{\sqrt{u^2 + v^2}} \end{aligned} \quad (2)$$

而若土石流自靜止開始移動，則在起始流
 速為零下，其起動條件可自(2)導得

$$(\tau_{Bx})^2 + (\tau_{By})^2 = \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial h}{\partial y} \right)^2 > \frac{\tau_0^2}{\dots^2 g^2 H^2} \quad (3)$$

差分方程式之建立與格網產生

時間上以 Adams-Bashforth 第三階處理，
 空間上壓力與重力項用中央差分法，傳輸
 項則以上風法 (Upwind Scheme) 與中
 央差分法合用。當速度快時，採上風法，
 當速度慢時，採中央差分法，此法與劉
 (1991) 之一維模式相同。本問題因有許
 多不流動點，而上風法之穩定性反比於流
 速，因此在接近無運動點將絕對不可用上
 風法，故考慮整個問題使用高階上風法只
 會使誤差更大，故本研究仍採行一階上風
 法。

2.2 弱剪層程式驗證

室內直線渠道

我們首先仍用室內試驗來驗證。實驗仍為
 直線段，即初步仍測試一維但變坡度之運
 動。水槽長 10 公尺，其坡度為 20° ，堆積
 段長 5 公尺，寬 3 公尺，其坡度為 3° ，
 渠寬為 1m。起始有一崩塌之土堆體積約
 為 2m^3 。其降伏應力是用 Brookfield 流變
 計來測量帶入模式。起始時分佈形狀寬
 1.5m 高 1m，而起始之速度為零。圖一顯
 示在各時間土石流前鋒之位置，模式模擬
 之最後距離與試驗之量測差別均不到 20
 公分，比過去之模式結果要好一倍。

彎曲流道測試

現場地形常常有自然山谷轉彎超過 30° 的情形，過去我們發展之程式模擬有不合理之處，本年度特別更正為水平各方向尺度均相同之程式後，特別用一個 45° 轉之人造山谷來執行程式。在轉彎處有踊高之現象，同時因踊高而造成土石流回流上游。若流量不大，土石流會就此停住；若流量很大，則土石流會減慢後再向下游流動，而此處之山壁剪力會特別大。若非岩壁，此時會有大量之沖刷與崩塌，因為室內試驗無法製造大彎，現場亦無土石流流經大彎之數據，因此，這個例子僅由其物理結果來討論。而對山壁之剪力則需下節之強剪層來解。

2.3 強剪層

弱剪層解完後，我們再計算強剪層，因為在強剪層（邊界層）中為垂向獨重之物理機制，因此同樣藉由長波理論的假設下，因剪層厚度遠小於流高，故將垂直方向的尺度修正為剪層最大厚度得強剪層守衡方程式

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial u^2}{\partial x} + \frac{\partial(uw)}{\partial z} = -\left(s \frac{\partial h}{\partial x} + s \frac{h}{\dots} \frac{\partial \dots}{\partial x}\right) + G + \frac{1}{\dots} \frac{Y}{R_y} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{1}{\dots} \frac{r'}{R} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial u}{\partial z}\right)^2 \operatorname{sgn}\left(\frac{\partial u}{\partial z}\right)$$

此處之 u 為強剪層之流速， x 為在計算點處弱剪層之合速度方向與(2)式之 x 方向不同，而

$$R_y = \frac{\dots \sqrt{gL} H}{J_0} \left(\frac{u^2}{LH}\right)$$

時 $R = \frac{\dots u^2}{\dots} \left(\frac{u^2}{LH}\right)$

再利用 Von Karman 動量積分法 (Momentum Integral Method) 之觀念來求解上式，在滿足邊界條件下可假設速度剖面為

$$u = u_p \left(\frac{z-B}{h_0-B}\right) \left(2 - \frac{z-B}{h_0-B}\right)$$

再代回原方程式積分，可得剪力層厚度方程式為

$$\frac{\partial H_0^3}{\partial t} + \frac{7}{5} u_p \frac{\partial H_0^3}{\partial x} = \left[\frac{18}{5} u_p \frac{\partial u_p}{\partial x} - 3(G - s \frac{\partial h}{\partial x} - s \frac{h}{\dots} \frac{\partial \dots}{\partial x}) - 6 \frac{r'}{\dots H} \operatorname{sgn}(u) - 12 \frac{r'}{\dots W} \operatorname{sgn}(u) \right] \frac{H_0^3}{u_p} + \frac{18Y}{R_y} H_0 + \frac{36'}{\dots R} u_p \operatorname{sgn}\left(\frac{\partial u}{\partial z}\right) + 9H_0^2 \left[S - (2H - H_0) \frac{\partial u_p}{\partial x} \right] - u_p^2 H_0^2 \frac{\partial B}{\partial x}$$

上式中 H_0 為剪力層厚度， B 為底床高程， u_p 為(2)式中之 $\sqrt{u^2 + v^2}$ 。

剪層流速求出之後可利用本構關係 (1.a) 推求出底床剪力的大小，若要考慮土石流沖淤現象時，則底床剪力大小可視為判斷沖淤的依據，即當底床剪力大於（小於）某臨界值時開始沖刷（淤積），在此本研究僅將沖淤量予以定性，以下式表示之

$$\text{沖刷量 } m_e = K_1 (\tau - \tau_e)$$

$$\text{淤積量 } m_d = K_2 (\tau - \tau_d)$$

K_1 、 K_2 為待定係數， τ_e 、 τ_d 為沖刷、淤積的臨界值，其值皆待以實驗推求之。沖淤量將直接反應底床的變化，亦即可模擬土石流對地形的影響程度，各係數值得後續的研究。

三、模擬之輸入

在數值模擬中，一般需要三種輸入資料，即地形地貌、地質粒徑與水文條件。其中地形地貌為最實際可得之資料，但若非用特別方法，一般很難達到數值方法要求之精度如 1 公尺乘 1 公尺之格網大小。而地質與粒徑條件則更難取得。水文條件包括雨量資料與地下水，嚴格說來均是隨時間而變，很難即時掌握。因此本研究之模擬程式其定位是要做工程規劃之參考，而非做任一實際情況之重現。若做工程規劃之參考，則我們均將條件在合理範圍內設於有利於土石流發生之條件即可。以下是幾種參數之輸入法。

(1)本構關係參數：由前期精簡報告當中所列方法來估算其本構參數。

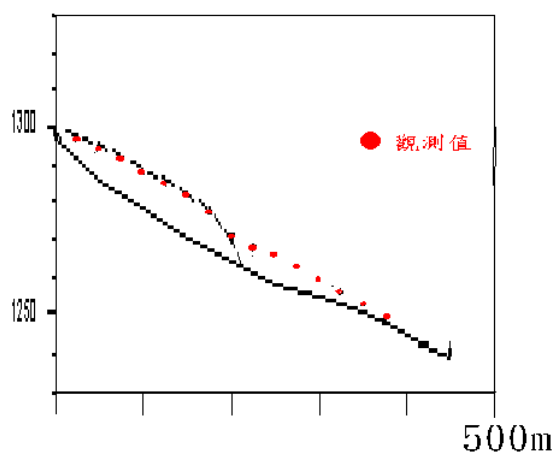
(2)地下水位：設為飽和

(3)雨量：拿任一場合適之豪雨或颱風降雨資料，其所造成之土石流量用平衡濃度計算，但超過估計土方時，多餘雨量用泥流來計算。

(4)地形：DTM 資料加上現場測量。

(5)地質粒徑：現地取樣，依地質圖判定，因此以現有地質圖之尺寸，土石流溪谷均為單一地質區，依地質狀況與現場取樣粒徑分布調整本構參數與沖刷地區分布。

本研究利用賀伯颱風時之資料來模擬神木村之土石流堆積情況，得到第一波土石流之堆積如圖二，堆積之位置離那馬嘎班溪橋不遠，第二波土石流再流下後流到交叉口，因本程式目前尚無處理分叉流入水與土石流交互作用之機制，因此只能假設在交叉口完全混合，而土石流濃度降低，因此土石流就朝下游一直下去了。



圖二 神木土石流流深模擬，上圖結果為第一波土石流停止時之位置，接近那馬嘎班溪橋

四、結論與建議

土石流模擬所需資料相當多，有些參數難以掌握與獲得。因此本研究最後定義模擬之目的，為做為工程規劃或防災路線規劃之參考，如此可簡化一些即時性之輸入。模擬之結果自物理上來看相當合理，與實況亦吻合。

參考文獻

1. "花蓮縣銅門村土砂災害之研究調查"，(1990) 國立中興大學水土保持學系及研究所
2. 謝正倫(1993)"土石流發生與流動之數值模擬"，行政院國家科學委員會防災科技研究報告 NSC81-0414-P-006-03B
3. 劉格非(1998)"半三維土石流之數值模擬"，第一屆土石流研討會，南投，P157-170
4. Bagnold, R. A.,(1954)"Experiments on a gravity-free dispersion of large solid spheres in a Newtonian fluid under shear", Proc. of the Royal Soc. of London, Vol. 225, pp. 49-63
5. Chen, C.L. (1988) :Generalized Viscoplastic modeling of Debris flow" J. of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 114, pp 237-258
6. Costa, J.E. (1991)"Nature, mechanics, and mitigation of the Val Pola Landslide, Valtellina, Italy, 1987-1988" Z. Geomorph. N.F. Vol. 35. No.1, PP15-38
7. Hirano, N. and Harada, T. (1997) "Estimation of Hazard area due to debris flow" Proceedings of the 1st int. conf. On Debris flow hazards Mitigation, Cal. USA pp 697-706
8. Julien, P. Y. and Lan, Y., (1991) "Rheology of Hyperconcentrations", J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol. 117, 346-353
9. Lai C. (1989), "The Complex Variables Boundary Element Method in Engineering Analysis"
10. Liu, K. F. and Lai, K. W. (2000) "Numerical simulation of two dimensional debris-flows" the 2nd

- international conference on Debris-Flow Hazard Mitigation. August. Taipei.
11. Nakagaawa, H. and Takahashi (1989)T. (1997) "Estimation of a debris flow hydrograph and hazard area" Proceedings of the 1st int. conf. On Debris flow hazards Mitigation, Cal. USA pp 697-706
 12. O'Brien, J. S. and Julien, P. Y., (1980) "*Laboratory Analysis of Mudflow properties*", J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol. 114, No. 8, pp.877-887
 13. Shieh, C.L., C.D. Jan and Y.F. Tsai (1996) " A numerical simulation of debris flow and its application" J. of Natural Hazards, Vol. 13, pp 39-54, Netherlands
 14. Takahashi, T., (1980) "*Debris flow on prismatic open channel*", J. Hydr. Div., ASCE, Vol. 106, No. 3, pp. 381-396