

土石流危險區域之研究 (二)

A study of debris flow hazard zone

計畫編號：NSC-89-2625-Z-002-021

執行單位：國立台灣大學土木工程研究所

研究期間：88年8月1日至89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，因此本年度計畫未按原擬定之內容進行進一步測試，而是另外再發展一套完全的三維模式，原計畫內容將於下年度結束前一併趕完。

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

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

在一維流況下可簡化為

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

其中 $\dot{\gamma}_0$ 為剪力， $\dot{\gamma}_0$ 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. 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為 $\frac{du}{dy} = O \left(\frac{\sim_d}{\sim_c} \right)$ 。(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 μ_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。

在現場土石流所在之河床寬、深往往均在 10 公尺左右(銅門村平均寬度 8m, 深度 6m), 土石流之流動長度往往達 100m 以上(Costa, 1991)。本文假設土石流沿流向為一長波, 在卡式座標下, 即流向之尺度遠大於寬度方向及垂直方向之尺度。考慮一維長波理論之動量守恆, 並代入剪力區的本構關係公式可得

$$\rho(u_t + uu_x + vv_z) = -\rho g \cos \theta h_x + \rho g \sin \theta + \mu_c \frac{\partial^2 \mu}{\partial z^2} + \mu_d \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)$$

先定義剪力大於降伏應力之部份為邊界層。在此強剪力層(或稱邊界層)中, 剪力為最重要。自物理意義上考量, 因剪力在長波分佈下底部剪力最大, 因此邊界層應在底部, 因為流體接近底部, 故流動不快, 相對的壓力梯度及重力的效應就比慣性力來的重要。以此觀念可定義邊界層厚度為 $u = O \left(\sqrt{\frac{\sim_c}{\dots} \sqrt{\frac{L}{gH}}} \right)$ 或 $\delta = O \left(\frac{\mu_d L^2}{\rho H} \right)^{\frac{1}{3}}$ 利用

Julien and Lan(1991)驗證 Govier(1957), Savage and Mckeown (1983) 及 Bagnold (1954) 的實驗所得之 \sim_c 的範圍介於 0.0351~10 poises 間及 \sim_d 範圍介於 $10^5 \sim 10^1$ (g/cm) 間。若以土石流長度 $L=100m$, 流深 $H=10m$ 估算, 由上表之數據可得邊界層厚度界於 0.65cm 到 11.08cm 之間, 故現場土石流流深若超過 1m, 則剪力層確實可忽略。其實若剪力層被省略了, 則 $t > t_0$ 的強剪力區部份變得不重要, 故 J&L 模式和賓漢流體或任何其它有降伏應力之流體在弱剪力區所受的力

與流況是相當類似的(Liu,2000)。

2.1 控制方程式

因為強剪層很薄, 因此我們可忽略強剪層只計算弱剪層, 而弱剪層之本構關係為 $V_y V_y = 0$, 若用三維展開可得

$$|v_y| = 1/2 \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + 2 \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 + 2 \left(\frac{\partial w}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 \approx 0 \quad (2)$$

一般土石流路徑在平面上可以左右移動, 因此 x 與 y 之尺度可以遠大於 z , 即土石流流深遠小於波長, 即二維之長波理論在此假設下, 上式可得

$$\frac{\partial u}{\partial z} = 0, \quad \frac{\partial v}{\partial z} = 0 \quad (3)$$

即土石流在垂直方向保持為塞流(plug flow), 同時將(3)式與二維長波理論代入動量方程式, 可得

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -\frac{1}{\dots} \frac{\partial P}{\partial x} + g \sin \theta + \frac{1}{\dots} \frac{\partial t_{zx}}{\partial z} \quad (4)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -\frac{1}{\dots} \frac{\partial P}{\partial y} + \frac{1}{\dots} \frac{\partial t_{xy}}{\partial z} \quad (5)$$

$$\frac{\partial p}{\partial z} = -\dots g \cos \theta \quad (6)$$

其中 x 軸為土石流河谷底床之平均坡度, 此處 z 軸為垂直 x 軸, y 軸仍保持水平, 因此河床底部之變動在此固定座標下將由底床方程式 $z=B(x,y,t)$ 代表。

再將(4)、(5)式與連續方程式對流深作積分, 即自底床 $z=B(x,y,t)$ 積到 $z=h(x,y,t)$ 之自由流面, 並利用運動邊界條件(Kinematic Boundary Condition)可得

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(uH)}{\partial x} + \frac{\partial(vH)}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \cos \theta \frac{\partial h}{\partial x} - \dots \frac{\partial t_{zx}}{\partial z} \Big|_{z=B} + g \sin \theta$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \cos \theta \frac{\partial h}{\partial y} - \dots \frac{\partial t_{xy}}{\partial z} \Big|_{z=B} \quad (7)$$

其中 $H=h-B$, 但因我們忽略了強剪層(厚

度為 (x, y, t) ，因此真正計算時 $H=h-(B+\ddot{a})=h-B-\ddot{a}$ ， $\ddot{a}/h-B$ 為誤差項，此項將在後續研究中再加強處理。而剪力項因為只剩水平分量，其和又得為 τ_0 ，因此可採分量表示，而其方向應與合速度一致，因此

$$\tau_x = \tau_0 \frac{u}{\sqrt{u^2 + v^2}}, \quad \tau_y = \frac{\tau_0 v}{\sqrt{u^2 + v^2}} \quad (8)$$

2.2 無因次方程式及差分式

為了防止震波(shock)，將動量方程式改為守恆形式，並以 L 、 H_0 分別為 x 及 y 方向的長度尺度，並用下式將控制方程式無因次化

$$u_0^* = \frac{u_0}{U}, \quad \epsilon^* = \frac{\epsilon}{UH_0/L}, \quad t^* = \frac{t}{L/U}$$

$$U = \sqrt{gL}, \quad S = S^* \frac{uH_0^2}{L}$$

$$(h, H, B) = H_0(h^*, H^*, B^*) \quad (9)$$

由無因次化的過程中，得到下列無因次參數控制本問題

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{gH_0 \cos \alpha}}, \quad S = \frac{\cos \alpha H_0}{L}, \quad G = \sin \alpha,$$

$$r = \frac{\tau_0}{\rho g H_0} \quad (10)$$

r 為剪力與重力之比， s 為波高與波長之比， G 為重力項。一般發生土石流，其坡度多在 $15^\circ \sim 30^\circ$ 之間，故 G 介於 0.25 與 0.5 之間，而土石流之長與深之尺度約為 100m 與 5m (謝正倫, 1993)，故 s 之值約在 0.01 至 0.4 之間。降伏應力之值可以十字剪力實驗之塑性起點來估計， r 之值約為 0(1)。Fr 則定義為明渠流中的福祿數 (Froude number)。

動量方程式在 $u = \epsilon = 0$ 時，若重力與壓力梯度不足以克服剪力項，則土石流不會起動。因此土石流之起動條件為重力與壓力梯度之和大於降伏應力，其式為

$$(\sin \alpha - \cos \alpha \frac{\partial h}{\partial x}) + \cos \alpha (\frac{\partial h}{\partial y}) \geq \frac{\tau_0}{\rho g H_0} \quad (11)$$

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 室內直線渠道

我們首先仍用室內試驗來驗證。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。實驗仍為直線段，即初步仍測試一維之運動。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，比過去半三維之模式結果要好。

三、本構關係測量法

由上述理論推導可知，在數值計算時最重要的參數為土石流之降伏應力，為了設計一套方法能在現場測試，我們建議可用下面二種方法：

3.1 自然保存之土石流前峰

若現場有以前留下之土石流前峰遺跡，則可自其前峰剖面(深度 h 對距離 x 圖) 和下式

$$h = 2^{Fr} X \quad (12)$$

來比，若以橫軸為 X ，縱軸為 h^2 ，則可自其斜率求 τ_0 ，此式適用於現場原地面坡度不大時，因為一般土石流之堆積區多在 2° 到 3° ，因此大部份之情況，上式都適用，但若該地區之坡度大於 5° ，則要改用下式

$$h + \ln\left(\frac{t_0}{\dots g \sin \alpha} - h\right) = \tan \alpha X \quad (13)$$

3.2 無自然保留遺跡

土石流若無自然遺跡，則需取樣做測試，本研究建議仍可採用 4.1 節之方法，採用時選取或安排一塊平坦光滑之平面，將現地土石樣取出後置於該平面之一側，再用另一塊平板向另一側推動，最後會形成一個穩定之前峰形狀。該形狀可拿來與 (12),(13)兩式比較，一樣可求得 t_0 ，此法之原理為在一定 t_0 之下，土石流前峰只能形成一個最大之角度與形狀，因此利用該形狀來測量。

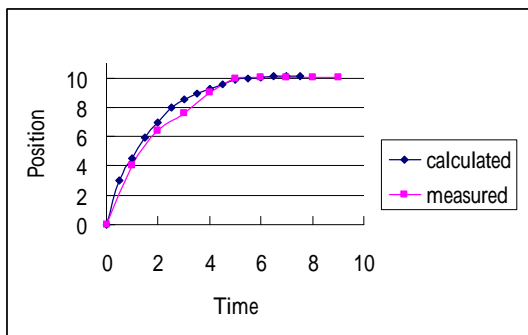
本研究另外研發之方法為一個現場旋轉盤，直徑為 1 公尺，寬 20 公分，可將現場採樣之土樣放入後，以一定之角速度旋轉(不可太慢，也不可太快)。待土樣在調整旋轉速度到達一個穩態狀況後，可測量垂直角 θ 與最大流深 h ，然後再增加角速度，達到另一個平衡狀態，如此可得兩組資料 $(\dot{U}_1, \dot{e}_1, h_1)$ 與 $(\dot{U}_2, \dot{e}_2, h_2)$ ，則 t_0 可自下式求得

$$\left(1 - \frac{r_1 s_1}{r_2 s_2}\right) t_0^3 - \frac{3}{2} \left[r_1^2 - \left(\frac{r_1 s_1}{r_2 s_2}\right) r_2^2 \right] t_0 + s_1^3 - \left(\frac{r_1 s_1}{r_2 s_2}\right) s_2^3 = 0 \quad (14)$$

其中 $\theta = g \sin h$, $\dot{e} = g \sin R$

四、結論與建議

本年度(第二年)之計畫因發現前一年之理論有其應用上之限制，因此又重新發展一套完全三維之程式。同時提出二種方法供現場人員取得現場材質之降伏應力以代入模式。



圖一、三維模式前峰距離計算與測量之差，最大誤差為 15 公分，試驗為直線水槽接直線堆積段

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