

**附錄二十三 97 年度「臺北市北投區編號臺北 A273 土石流潛勢溪流調查規劃設計」-成果報告 摘錄 (p. 7-38~7-58)**









「臺北市北投區編號臺北 A273 土石流潛勢  
溪流調查規劃設計」委託技術服務案

成果報告

中華民國九十八年三月二十七日



亞柏技術顧問股份有限公司

台北縣永和市中和路 345 號 6 樓之 3

TEL: (02) 8921-5333 FAX: (02) 8921-5334

E-mail: [paotech@msa.hinet.net](mailto:paotech@msa.hinet.net)



## 二、Debris\_2D 二維土石流模擬

土石流動態模擬主要依據現地地形與現地崩塌土方量的調查結果，利用劉興黃(2003)所發展完成的數值模式進行現地模擬。主要用途可以作為整治工程規劃的參考依據以及工程效益評估的參考。另外，土石流的動態模擬亦可以經由結果預測土石流最大流速、流動的時間以及所涉及的危險區域，可以應用於土石流潛勢區域的疏散路線規劃。

### (一)基本理論

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，以下我們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。

#### 1.本構關係

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

$$\begin{aligned} \tau_{ij} &= \tau_0 + \mu_d \varepsilon_{ij} + \mu_c \varepsilon_{ij} \varepsilon_{ij} & |\tau_{ij}| > \tau_0 \\ \varepsilon_{ij} &= 0 & |\tau_{ij}| < \tau_0 \end{aligned} \quad (1)$$

在一維流況下可簡化為

$$\begin{aligned} \tau &= \tau_0 + \mu_d \left( \frac{du}{dz} \right) + \mu_c \left( \frac{du}{dz} \right)^2 & |\tau| > \tau_0 \\ \frac{du}{dz} &= 0 & |\tau| < \tau_0 \end{aligned} \quad (1.a)$$

其中  $\tau$  為剪力， $\tau_0$  代表降伏應力(亦可表庫倫應力效應)， $\mu_d$  為 dynamic viscosity， $\mu_c$  為 turbulent-dispersive parameter。  $\varepsilon_{ij}$  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  $\mu_d \left( \frac{du}{dy} \right) \gg \mu_c \left( \frac{du}{dy} \right)^2$ ，而在慣性領域時  $\mu_d \left( \frac{du}{dy} \right) \ll \mu_c \left( \frac{du}{dy} \right)^2$ 。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  $\frac{du}{dy} = O \left( \frac{\mu_d}{\mu_c} \right)$ 。





(1)式經 Julien and Lan 測試 Govier etc.(1957), Savage and Mckeown(1983) 和 Bagnold(1954)三套試驗數據，證明明確可以模擬泥石流及泥流在不同範圍的形變之下之行為。尤其  $\tau_0$  與  $\mu_d$  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泥石流。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  $500 \text{ dyne/cm}^2$ ，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.控制方程式

於現場土石流所在之河床之寬、深往往在 10 公尺左右，而其流動長度卻可達 100 公尺以上。然而土石流在流出谷口進入一緩坡平原時，則流動之長與寬方向尺度相當，且依然遠大於流深方向尺度。因此，本文假設土石流沿其流動方向為一長波，在卡式座標之下，即流動方向(x-y 方向)尺度遠大於流深方向(z 方向)的尺度。根據本構關係  $\varepsilon_{ij} = 0$ ，以三維展開可得：

$$\begin{aligned}
 |\varepsilon| &= \left( \frac{1}{2} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{ij} \right)^{1/2} = \left[ 2 \left( \frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + 2 \left( \frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 + 2 \left( \frac{\partial w}{\partial z} \right)^2 + \left( \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 \right]^{1/2} \\
 &= \left[ 2 \left( \frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + 2 \left( \frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 + 2 \left( \frac{\partial w}{\partial z} \right)^2 + \left( \frac{\partial u}{\partial y} \right)^2 + 2 \left( \frac{\partial u}{\partial y} \right) \left( \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \left( \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 + 2 \left( \frac{\partial u}{\partial z} \right) \left( \frac{\partial w}{\partial x} \right) \right. \\
 &\quad \left. + \left( \frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial v}{\partial z} \right)^2 + 2 \left( \frac{\partial v}{\partial z} \right) \left( \frac{\partial w}{\partial y} \right) + \left( \frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 \right]^{1/2} = 0 \quad (2)
 \end{aligned}$$



由二維長波理論的假設，x、y 方向的尺度遠大於 z 方向的尺度，上式成為：

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

即土石流在流深方向保持為塞流(plug flow)，將(3)式與二維長波理論代入

動量方程式，可得：

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + g \sin \theta + \frac{1}{\rho} \left( \frac{\partial \tau_{xx}}{\partial z} \right) \quad (4)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{1}{\rho} \left( \frac{\partial \tau_{yy}}{\partial z} \right) \quad (5)$$

$$0 = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} - g \cos \theta \quad (6)$$

其中 x 軸為沿土石流河谷底床且坡度為  $\sin \theta$  之座標，z 軸垂直於 x 軸，y 軸則仍保持水平，此時底床的變動將由底床方程式  $z = B(x, y, t)$  來描述。(6)式對 z 積分可得：

$$p = \rho g \cos \theta (h - z) \quad (7)$$

即壓力為靜水壓變化。

將(7)式代入(4)、(5)兩式，將此二式與連續方程式對流深作積分，即自底床  $z = B(x, y, t)$  積分至自由表面  $z = h(x, y, t)$ ，配合運動邊界條件(Kinematic

Boundary Condition)，且以守恆形式表為：

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(uH)}{\partial x} + \frac{\partial(vH)}{\partial y} = 0 \quad (8)$$

$$\frac{\partial(uH)}{\partial t} + \frac{\partial(u^2 H)}{\partial x} + \frac{\partial(uvH)}{\partial y} = -g \cos \theta H \frac{\partial B}{\partial x} - g \cos \theta H \frac{\partial H}{\partial x} + g \sin \theta H - \frac{1}{\rho} \frac{\tau_0 u}{\sqrt{u^2 + v^2}} \quad (9)$$

$$\frac{\partial(vH)}{\partial t} + \frac{\partial(uvH)}{\partial x} + \frac{\partial(v^2 H)}{\partial y} = -g \cos \theta H \frac{\partial B}{\partial y} - g \cos \theta H \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{1}{\rho} \frac{\tau_0 v}{\sqrt{u^2 + v^2}} \quad (10)$$

其中  $H = h(x, y, t) - B(x, y, t)$  為流深。

若土石流自靜止時開始運動，則在起始流速為零下，當重力及壓力梯度足以克服剪力項時，土石流才會起動，因此啟動條件為

$$\left( \frac{\partial h}{\partial x} - \tan \theta \right)^2 + \left( \frac{\partial h}{\partial y} \right)^2 > \frac{\tau_0^2}{\rho^2 g^2 \cos^2 \theta H^2} \quad (11)$$



### 3. 差分方程式之建立

我們以有限差分法來離散控制方程式，針對動量方程式中的對流項，採用一階上風法(upwind method)(速度快時)或中央差分法(無速度或速度慢時)加以處理，壓力項採用中央差分法離散，時間項則以 Adams-Bashforth 三階法來處理。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。

### 4. 解析解與室內實驗驗證

#### (1) 一維水平渠道解析解驗證

當土石流的流速不快時，在一維且底床為水平( $B=0$ ,  $\theta=0$ )的條件下，我們可以得到其停止時流深剖面的解析解。劉與黃(1996)曾推導出其無因次解析解為：

$$\left(\frac{\partial H}{\partial x}\right)^2 = \frac{\tau_0^2 L^2}{\rho^2 g^2 H^2 D_2^4} \quad (12)$$

積分可得：

$$H^2 = \pm \frac{2\tau_0 L}{\rho g D_2^2} x + \text{constant} \quad (13)$$

我們以  $H = \sqrt{-\frac{2.01\tau_0 Lx}{\rho g D_2^2} + 0.266}$  當作起始的流深分布，其中  $L=100m$ ，

$D_2=10m$ ， $\tau_0=1000N/m^2$ ， $\rho=2400kg/m^3$ 。計算所得的停止後的流深剖面，與解析解的比較如圖 7.3-7 所示，非常吻合。當土石流流速較快時，由於慣性的緣故，停止時的流深分布會較(13)式更為平緩，此時將沒有解析解存在。

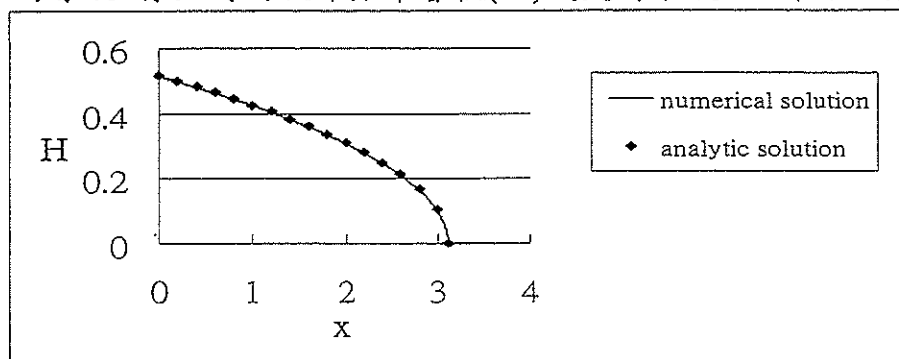


圖 7.3-7 流深之數值解與解析解之比較



## (2) 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  $20^\circ$ ，堆積段長 5 公尺，寬 3 公尺，其坡度為  $3^\circ$ ，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。起始時分布形狀寬 1.5m 高 1m，而起始之速度為零。圖 7.3-8 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 10 公分。

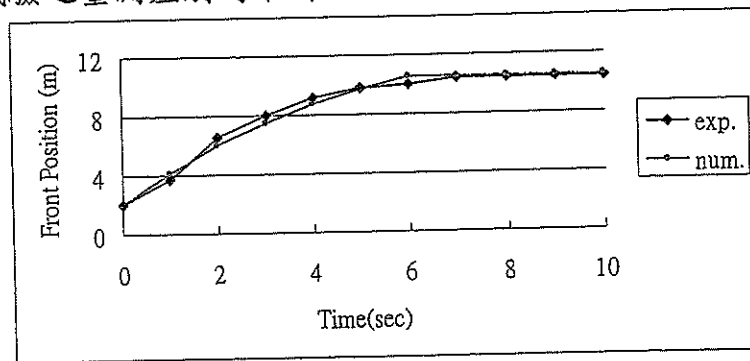


圖 7.3-8 模擬所得土石流前鋒位置與實驗結果之比較

## (3) 二維解析解比較

劉與黃(1996)文中也推導出二維流況下之解答，但並無解析解，必須用特徵線法來解，我們用一個起始為  $H=0.5-(x-1.5)^2-(y-1.5)^2$  公尺之大土堆來計算，圖 7.3-9 及圖 7.3-10 為本數值與特徵線法之計算結果比較，在  $\Delta x=\Delta y=0.01$  下，誤差為 0.1%。

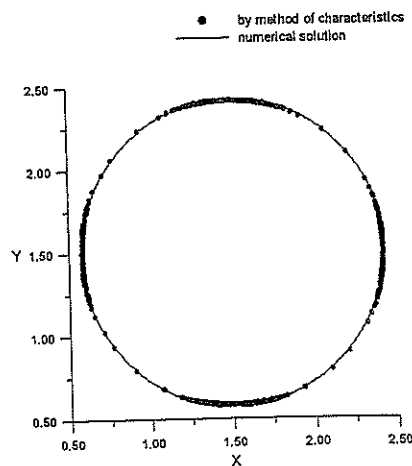


圖 7.3-9 以特徵線法計算土石流停止後之前緣位置與模擬結果之比較





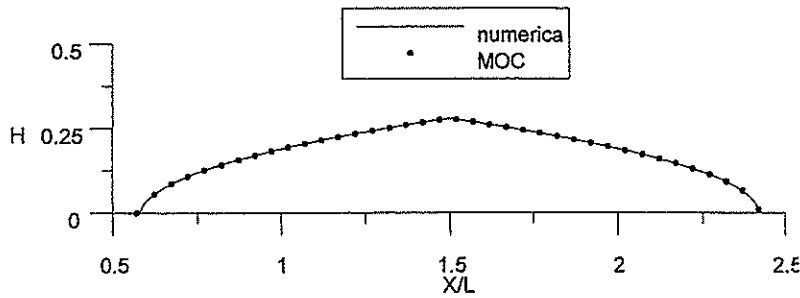


圖 7.3-10 以特徵線法計算中央斷面之土石流流深分布並與模擬結果作比較

## (二) 土石流量體推估及參數校正

### 1. 土石流體積量的估計

在進行數值模擬之前，首先需針對不同降雨頻率，所可能引發的土石流體積量做估算，以做為模式的初始狀況。

一般於現地勘查之後，配合衛星照片或是航空照片的比對，對於土石流溪谷上游崩塌的土方量已可進行初步的估計，但這只是「純粹土砂」的量，而非「土石流」的量。降雨之後，大量的水混入土石，將使土石與土石間的間隙擴大，這些間隙將被水與些許的空氣所佔據，這種水與土石混合而成的土石流，其體積將會擴大許多。以下將先引入土石流平衡濃度的觀念，並依此濃度來估計土石流的體積量。

在土石流的運動過程中，土砂於土石流中所佔據的比例稱為土石流體積濃度（簡稱土石流濃度）。根據日本學者高橋(1980)的研究認為，土石流之濃度變化乃是底床沖刷與淤積之重要關鍵，當土石流在某一底床坡度下達到完全發展狀態，即堆積層不沖不淤時土石之濃度會趨於平衡狀態，此時的土石流濃度即為平衡濃度。根據高橋的研究，土石流平衡濃度的公式如下：

$$C_{d\infty} = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad (1)$$

其中  $C_{d\infty}$  為土石流平衡濃度， $\rho$  為土石流中流體（水）的密度，一般可採用  $1.0\text{g/cm}^3$ ，但若現場發現有類似黏土質之細粒料存在，一些細粒料會溶於流體中，加大水的密度，故泥流可採用預測值  $1.2\text{g/cm}^3$ 。 $\theta$  為底床坡度，因為崩塌點均位於溪谷上游，故可以將現場河道上游流路平均坡度代入做計算。 $\sigma$  為砂礫之密度，一般可採用  $2.65\text{g/cm}^3$ ， $\phi$  則為砂礫的內摩擦角，一般為 37 度。高橋的實驗研究指出，土石流濃度有其上限值，約為 0.6，因此若(1)式計算出來的濃度



大於 0.6，則  $C_{do}=0.6$ 。由(1)式看來，影響體積濃度  $C_{do}$  大小的變數只有上游溪谷坡度  $\theta$  而已，且  $C_{do}$  隨著  $\theta$  的增大而變大。由於平衡濃度  $C_{do}$  有上限值，因此我們可以推算當  $\theta$  大於或等於 17.6 度時， $C_{do}$  均為 0.6。A273 上游崩塌區的坡度極陡，超過 17.6 度，故此區的土石流平衡濃度為 0.6。

若令現場所估計的土方量為「純土方」S，土石流體積量為 D，並將土石流中的水量分為「飽和水量」W1 以及「降水量」W2 兩個部分。假設土壤已經達到飽和狀態，因此，降雨所得到的「降水量」為提供土壤由飽和狀態變成土石流所需的水量。此種方法，估算出的土石流體積量必定較多，就工程上而言，這是一種較保守的估計。

如前所述，A273 的土石流平衡濃度為 0.6，也就是純土方的量等於土石流體積量乘以 0.6，可得

$$S = 0.6D$$

即

$$D = 1.67S \quad (2)$$

假設土壤孔隙率為 28%，則飽和土壤中，純土方 S 占 72%，飽和水量 W1 占 28%，故

$$W1 = \frac{28}{72}S = 0.39S \quad (3)$$

又飽和水量 W1 加上降水量 W2，佔土石流體積量的 40%（因為平衡濃度為 0.6），故

$$W1 + W2 = 0.4D \quad (4)$$

將(2)代入(4)，可得

$$W1 + W2 = 0.668S \quad (5)$$

將(3)代入(5)，可得

$$W2 = 0.278S \quad (6)$$

因此，以純土方量 S 乘上 0.278，可得到所有土方都要形成土石流所需的降水量（假設為 B）。實際的降水量 A，則以清水流量乘上集流時間來加以估計。若  $A > B$ ，則實際降水足夠使所有土方都形成土石流，土石流體積量 D 會等於



$S/0.6$ 。若  $A < B$ ，表示實際降水不足以讓所有土方都形成土石流，此時可由(6)式反推土石流體積量  $D$

將(6)式中的  $W2$  以  $A$  取代，由  $A = 0.278S$ ，又  $S = 0.6D$ ，可得  $A = 0.1668D$

即

$$D = 6A \quad (7)$$

接下來，我們依據上面的方法，估算臺北 A273 土石流潛勢溪流在不同頻率的將與之下，所產生的土石流體積量，結果如下表所示。

表 7.3-7 不同頻率降雨產生之土石流體積量

頻率(年)	清水流量 Q(cms)	降水量 ( $m^3$ )	現地土方 ( $m^3$ )	土方乘上 0.278 ( $m^3$ )	降水量是否足以使所有土方都形成土石流	降水量形成之土石流體積量( $m^3$ )
50	14.48	3,866.16	30,600	8,500	No	23,196.96
100	15.71	4,194.57	30,600	8,500	No	25,167.42
200	16.94	4,522.98	30,600	8,500	No	27,137.88

由上表可知，由於臺北 A273 的集水區面積較小，因此不論頻率為 50 年、100 年或是 200 年，降水量均不足以讓 30,600 方的土石完全轉變成土石流。

## 2.A273 土石流參數檢定

依據調查結果，柯羅莎颱風災後，在臺北 A273 土石流潛勢溪流東側子集水區上游產生了兩個土石堆積區，故我們先藉由流變參數的調整，來重現柯羅莎颱風的情況（柯羅莎颱風的降雨頻率約為 100 年），並藉由與現場驗證之過程不斷調整參數，以符合實際土石流流動及堆積情況，推得之參數可充分代表本潛勢溪流之流動特性，將於後續的土石流二次啟動推估之數值模擬中使用。柯羅莎颱風土石流料源位於東側集水區上邊坡處，起始料源深度分布如下圖 7.3-11 所示。



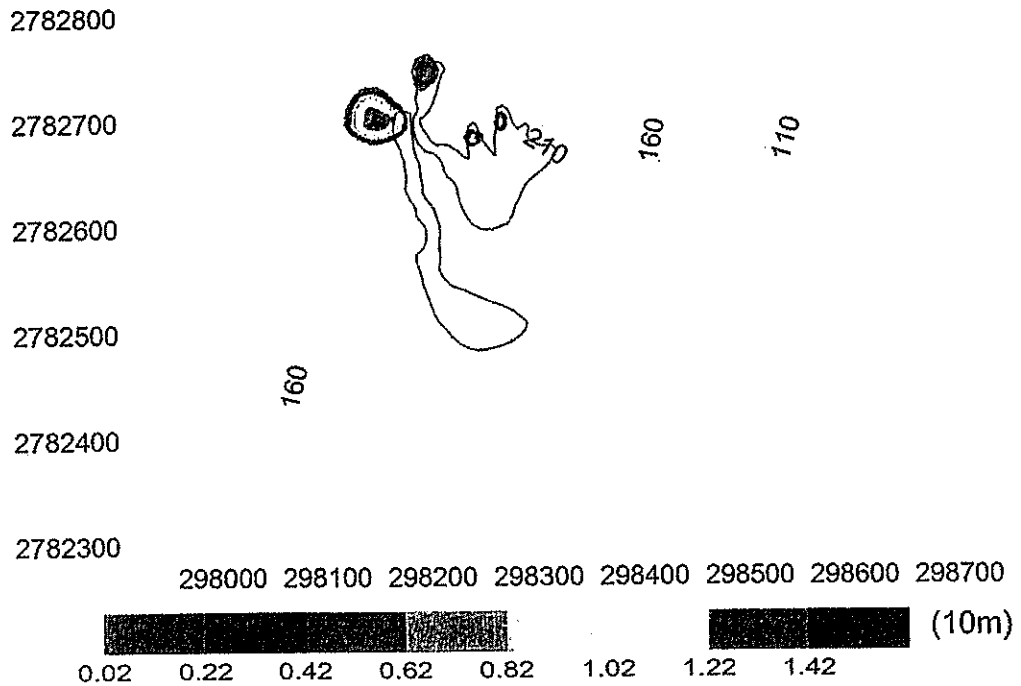


圖 7.3-11 柯羅莎颱風降雨之原始地形土石流起始深度分布

經由不斷地調整降伏應力的大小後發現，當降伏應力等於 10,000 時，模擬的結果與柯羅莎颱風災後狀況最為接近，如下圖 7.3-12 所示，流動時間約為 250 秒，堆積深度最深約達 5 米。

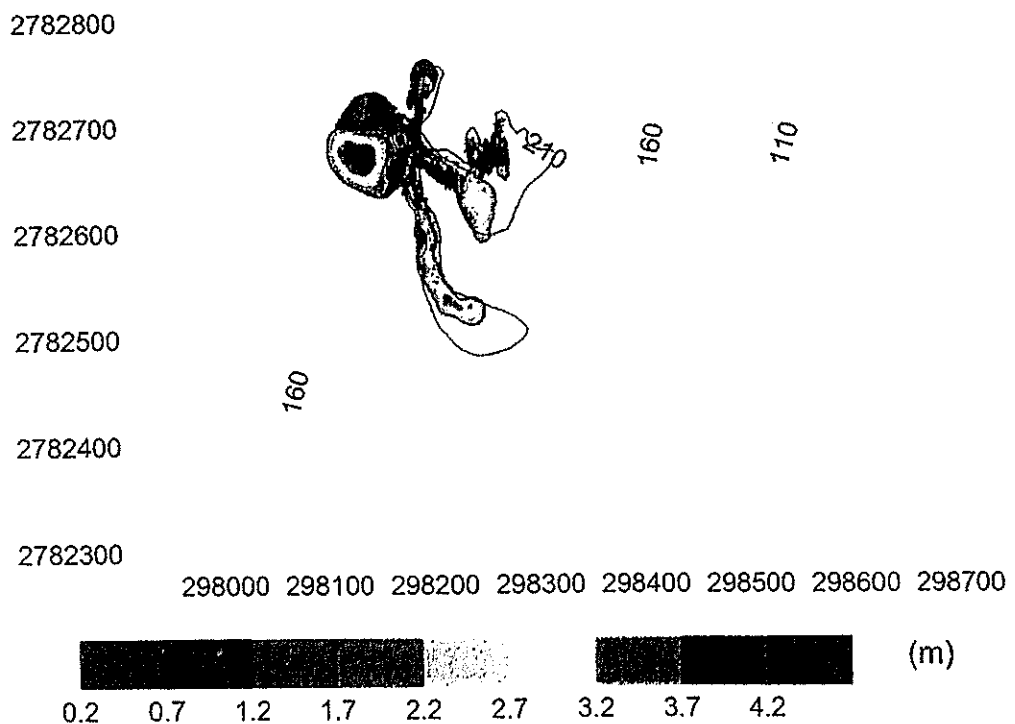


圖 7.3-12 柯羅莎颱風後二維土石流模擬結果





(三) 整治前(現況地形)二次啟動模擬結果

以上小節推得的相同流變參數，針對現況地形及現有土石堆積狀況，模擬頻率分別為 50、100、200 年之降雨，所造成的土石流二次啟動之流動情形。同時，為了保守起見，另模擬所有土石 (30,600 m<sup>3</sup>) 均轉變為土石流的流況。

1. 五十年頻率之降雨 (土石量 23,196.96m<sup>3</sup>) :

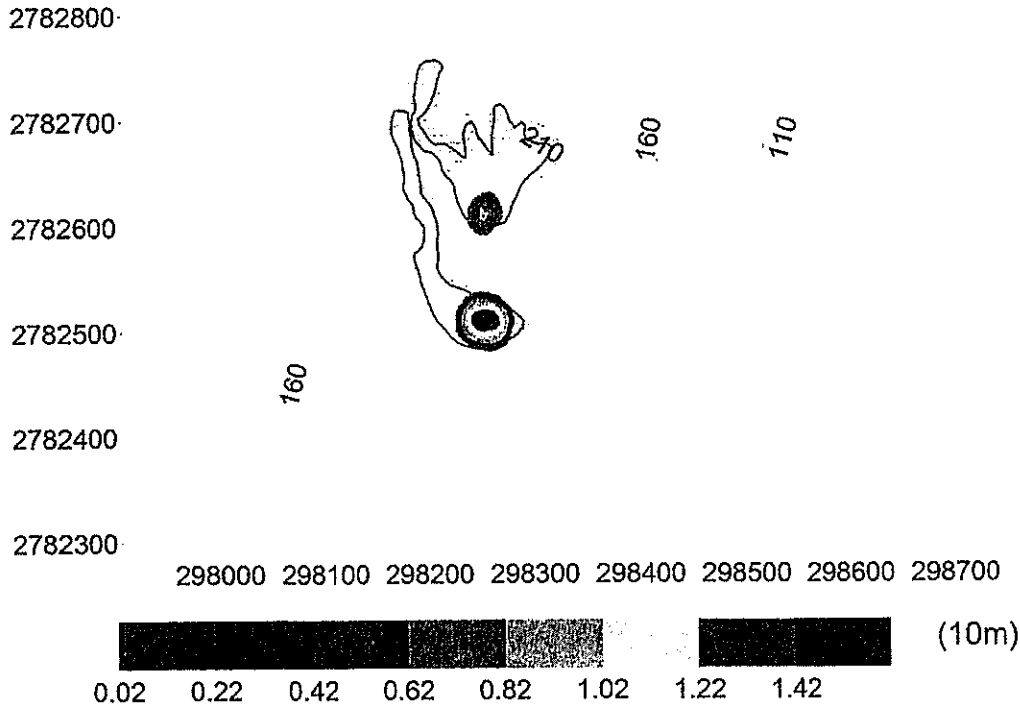


圖 7.3-13 二次啟動(整治前)50 年頻率降雨起始堆積位置圖

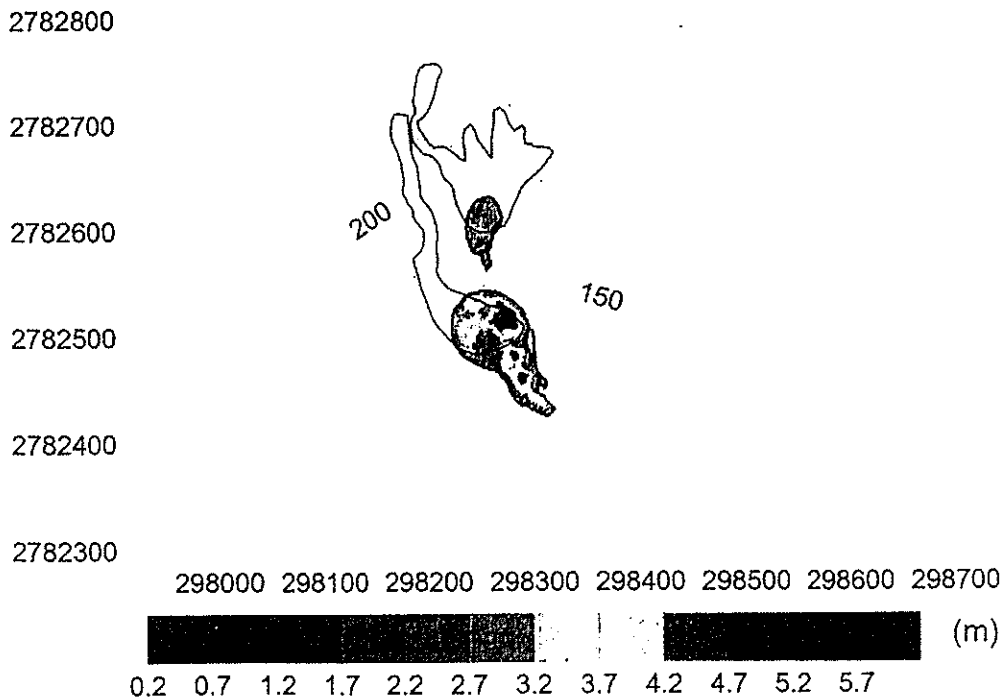


圖 7.3-14 二次啟動(整治前)50 年頻率降雨土石流最終堆積位置(流動時間 102 秒)



2. 一百年頻率之降雨 (土石量  $25,167.42m^3$ ):

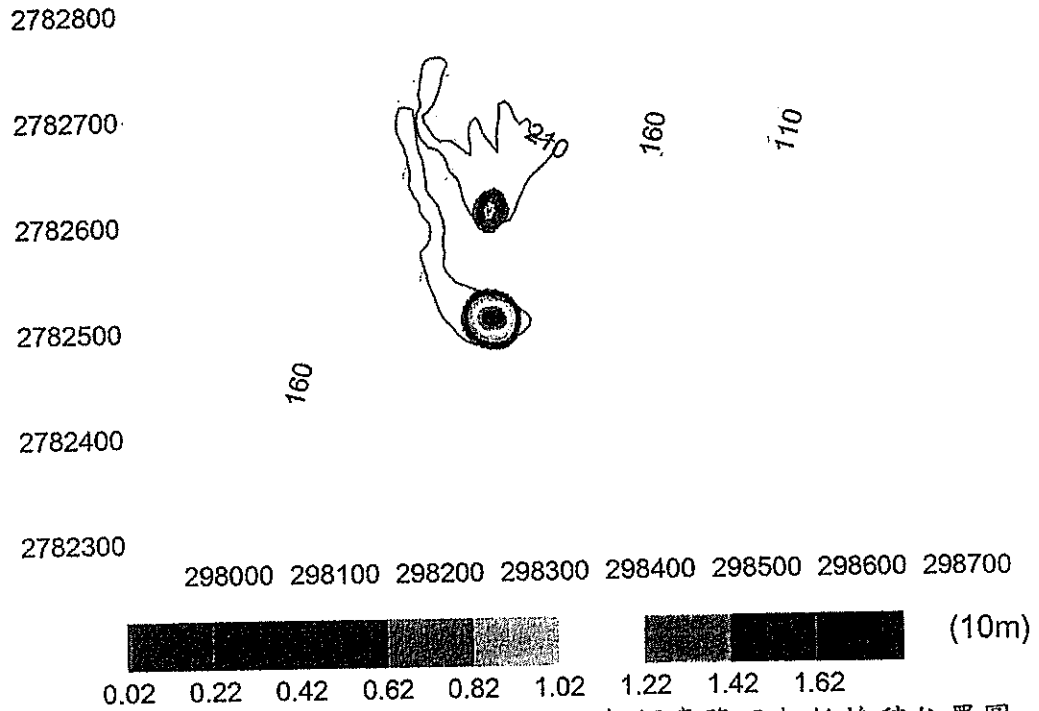


圖 7.3-15 二次啟動(整治前)100 年頻率降雨起始堆積位置圖

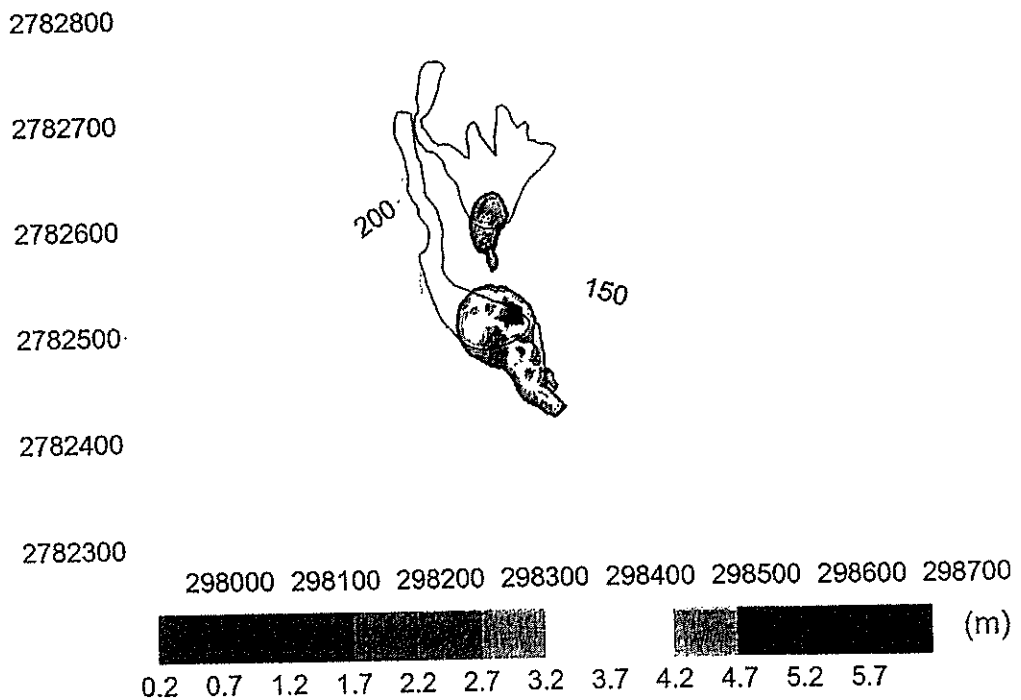


圖 7.3-16 二次啟動(整治前)100 年頻率降雨土石流最終堆積位置(流動時間 110 秒)



3. 二百年頻率之降雨 (土石量  $27,137.88\text{m}^3$ ):

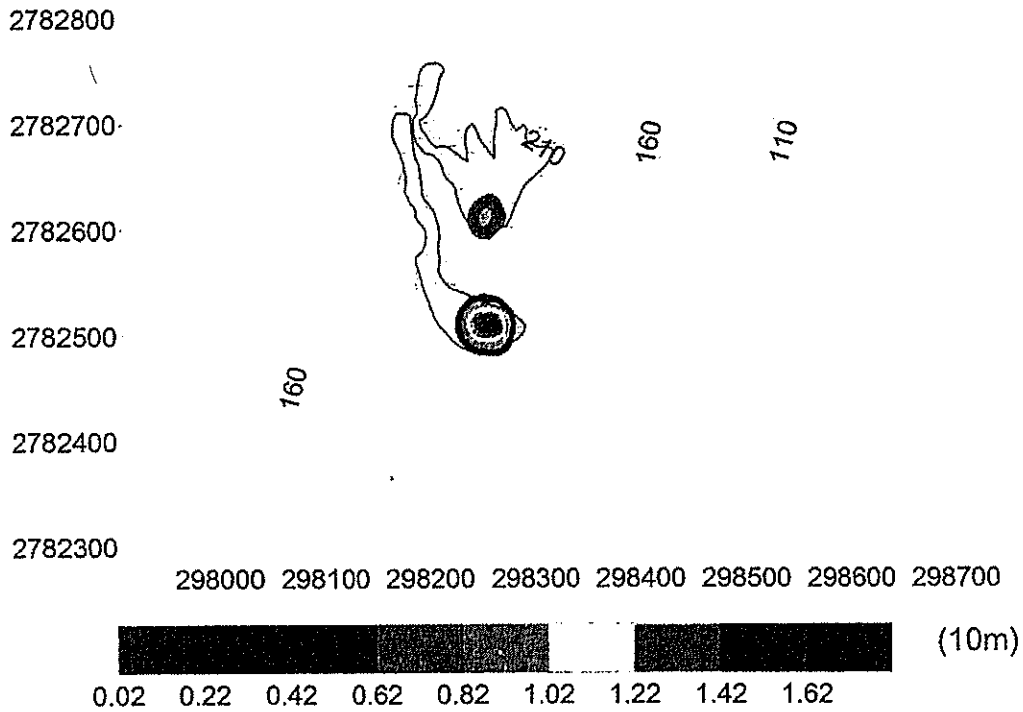


圖 7.3-17 二次啟動(整治前)200 年頻率降雨起始堆積位置圖

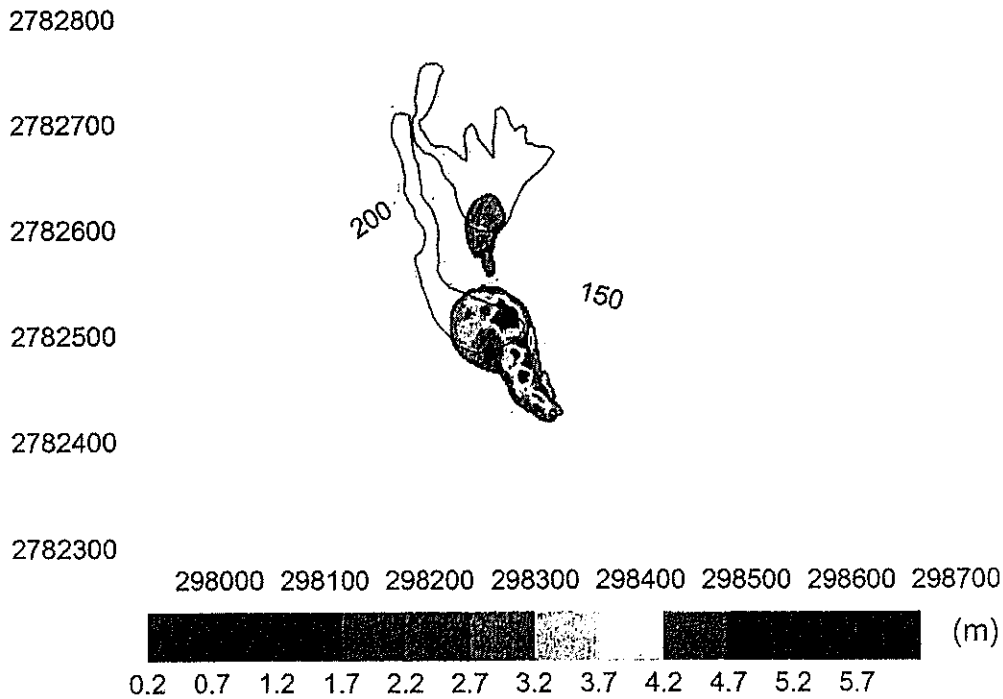


圖 7.3-18 二次啟動(整治前)200 年頻率降雨土石流最終堆積位置(流動時間 111 秒)



4.  $[30,600 \text{ m}^3]$ 之土石流(超過二百年頻率之降雨)：

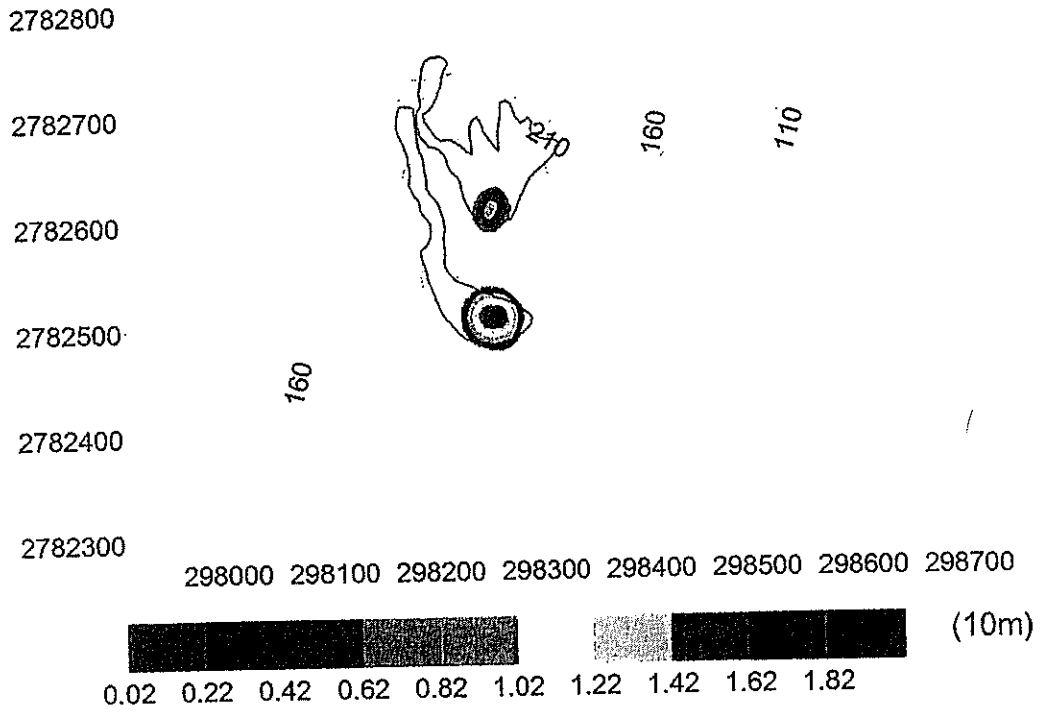


圖 7.3-19 二次啟動(整治前) $30,600 \text{ m}^3$ 之土石流起始堆積位置圖

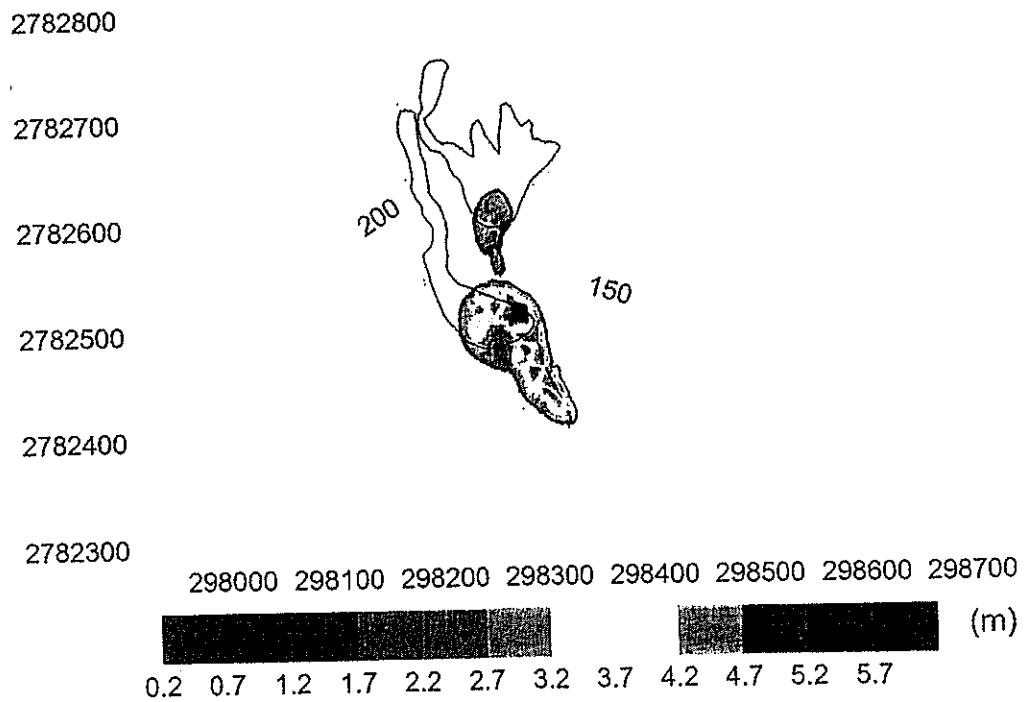


圖 7.3-20 二次啟動(整治前) $30,600 \text{ m}^3$ 之土石流最終堆積位置

由以上模擬結果可知，在各種不同頻率之降雨量下，土石流二次啟動後，上方堆積區土石因量體較小，下移量有限，而下方堆積區土石則將下移約 100





公尺，並堆積於既有豬舍上方約 50 公尺上游之溪溝處，最大堆積深度約為 5m 左右。本計畫將參酌此模擬結果進行細部設計之工法及相關配置。

#### (四) 整治後二次啟動模擬結果

為保守計，在不減少各頻率年之土石量下，針對整治後的地形及現有土石堆積狀況，模擬頻率分別為 50、100、200 年的降雨，所造成的土石流二次啟動之流動情形。同樣也模擬所有土石（ $30,600\text{m}^3$ ）均轉變為土石流的流況。

1. 五十年頻率之降雨（土石量  $23,196.96\text{m}^3$ ）：  
2782800

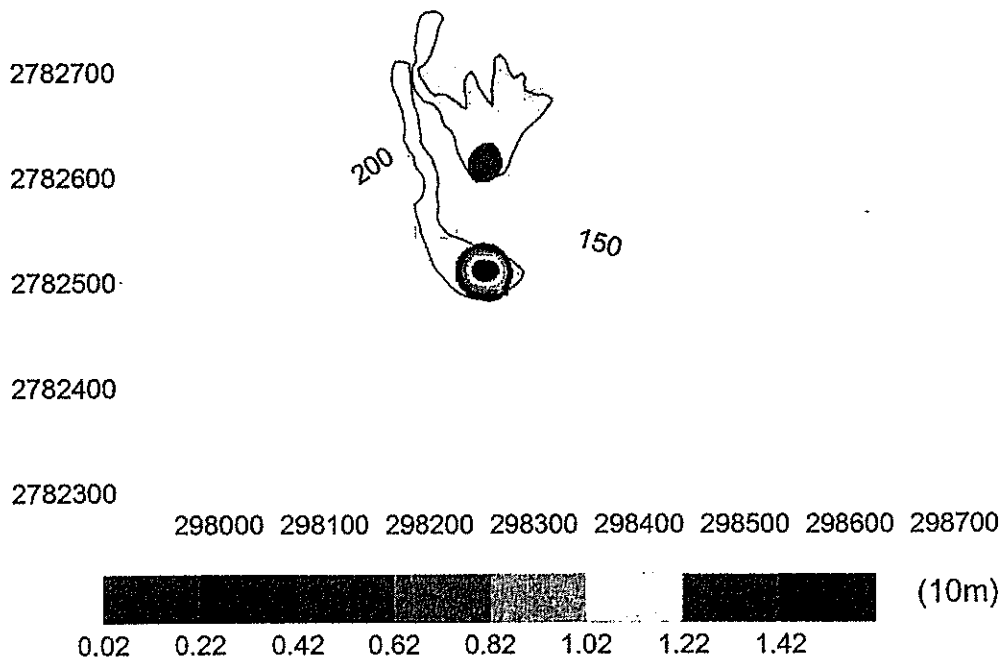


圖 7.3-21 二次啟動(整治後)50 年頻率降雨起始堆積位置圖



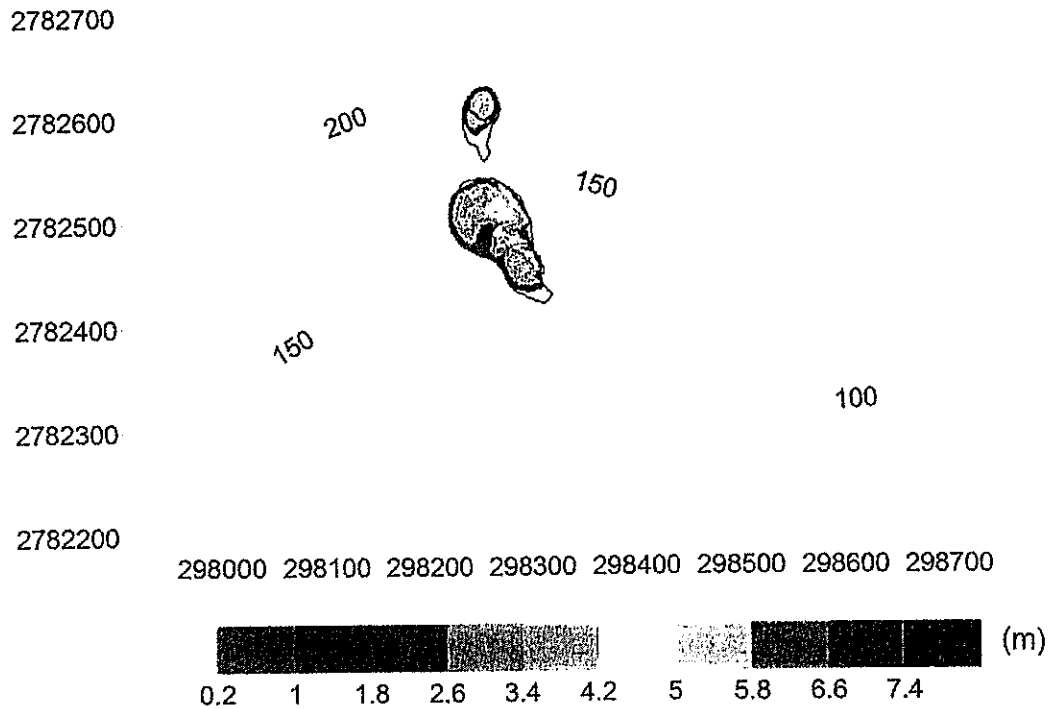


圖 7.3-22 二次啟動(整治後)50 年頻率降雨土石流最終堆積位置 (流動時間 81 秒，紅線為整治前地形模擬之最終堆積範圍)

2. 一百年頻率之降雨 (土石量  $25,167.42m^3$ ):

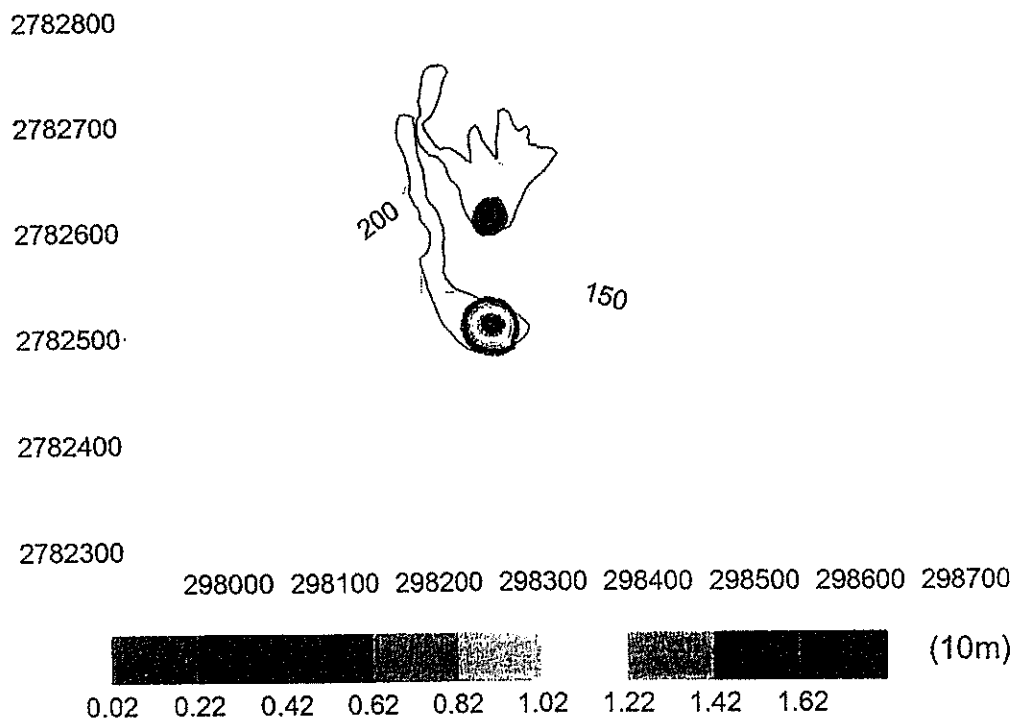


圖 7.3-23 二次啟動(整治後)100 年頻率降雨起始堆積位置圖



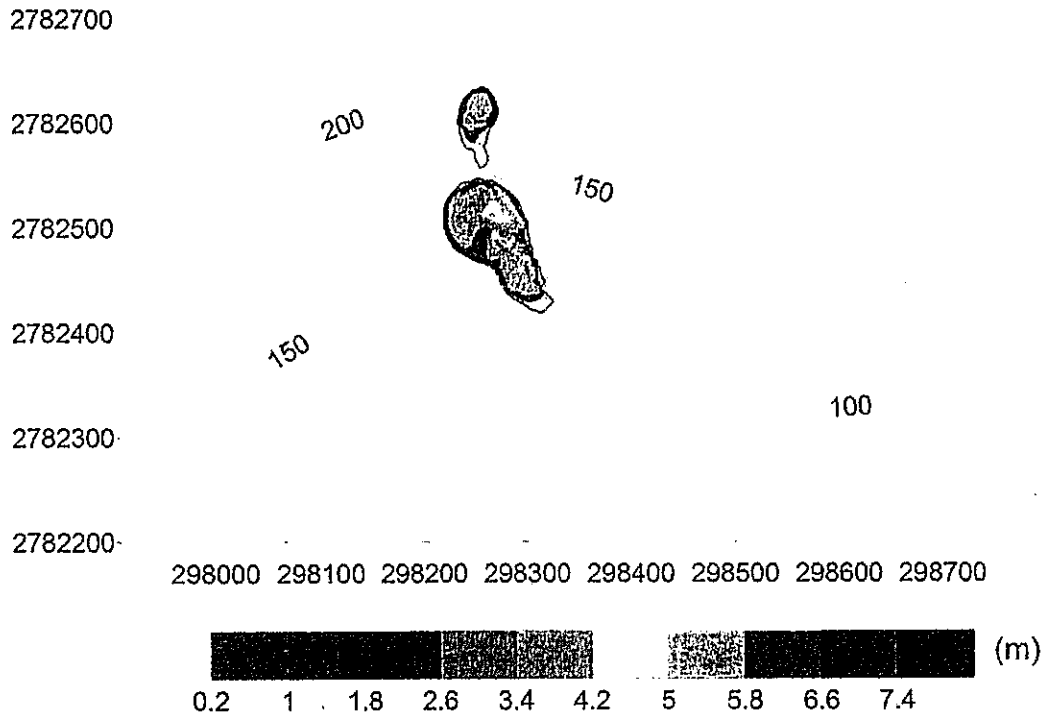


圖 7.3-24 二次啟動(整治後)100 年頻率降雨土石流最終堆積位置(流動時間 89 秒，紅線為整治前地形模擬現況地形之最終堆積範圍)

3.二百年頻率之降雨 (土石量  $27,137.88\text{m}^3$ ):

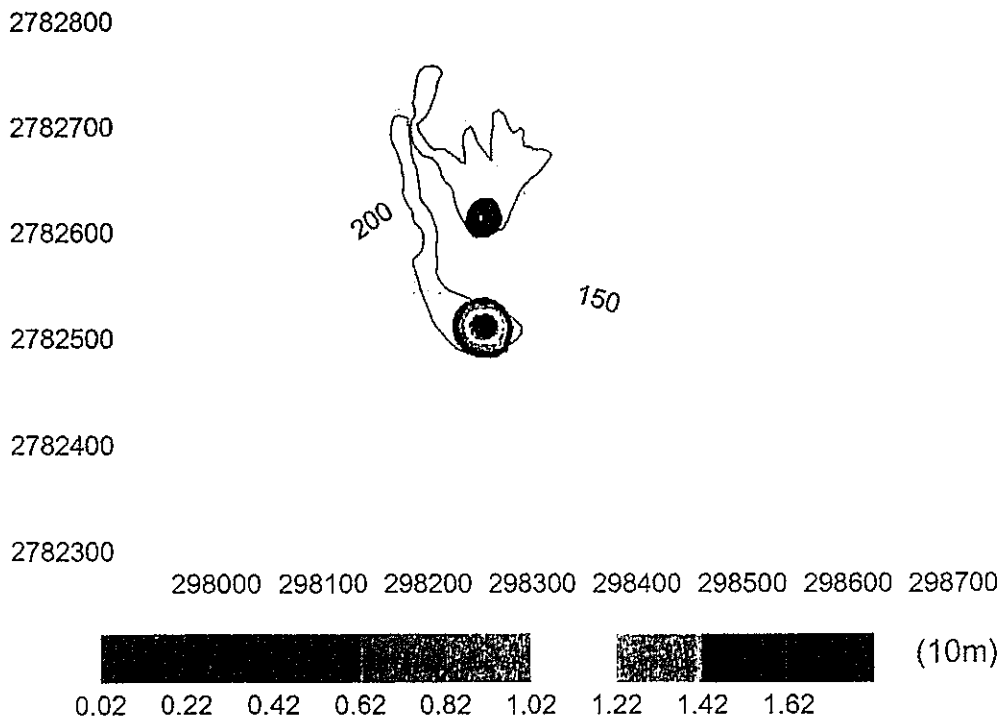


圖 7.3-25 二次啟動(整治後)200 年頻率降雨起始堆積位置圖



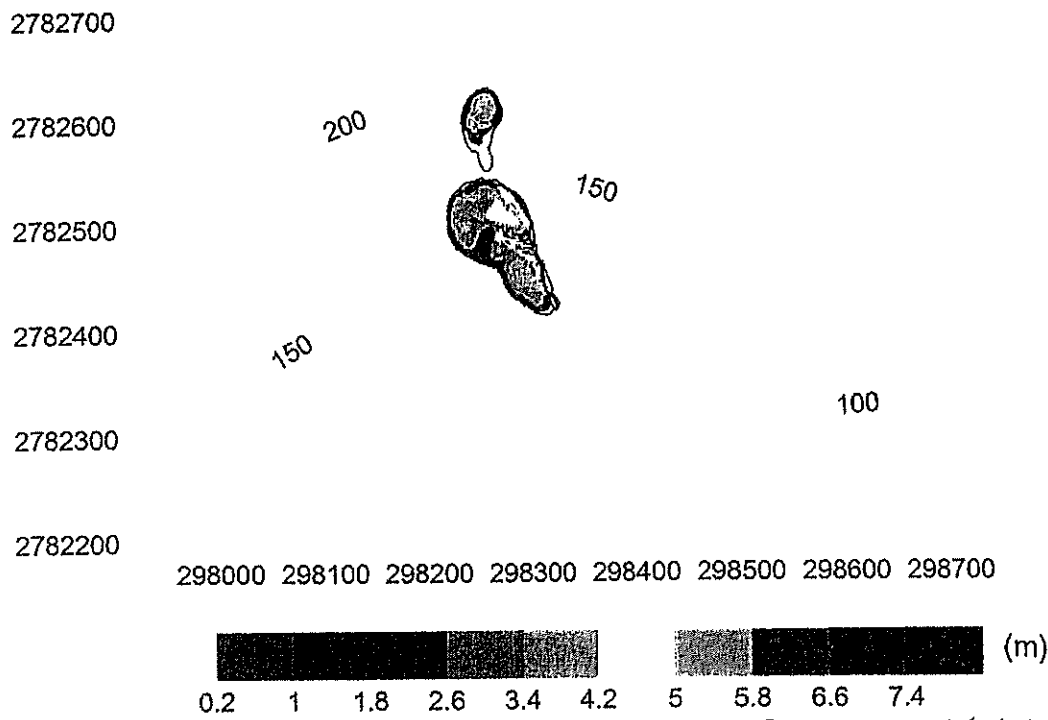


圖 7.3-26 二次啟動(整治後)200 年頻率降雨土石流最終堆積位置(流動時間 110 秒，紅線為整治前地形模擬現況地形之最終堆積範圍)

4. [30,600 m<sup>3</sup>]之土石流(超過二百年頻率之降雨)：

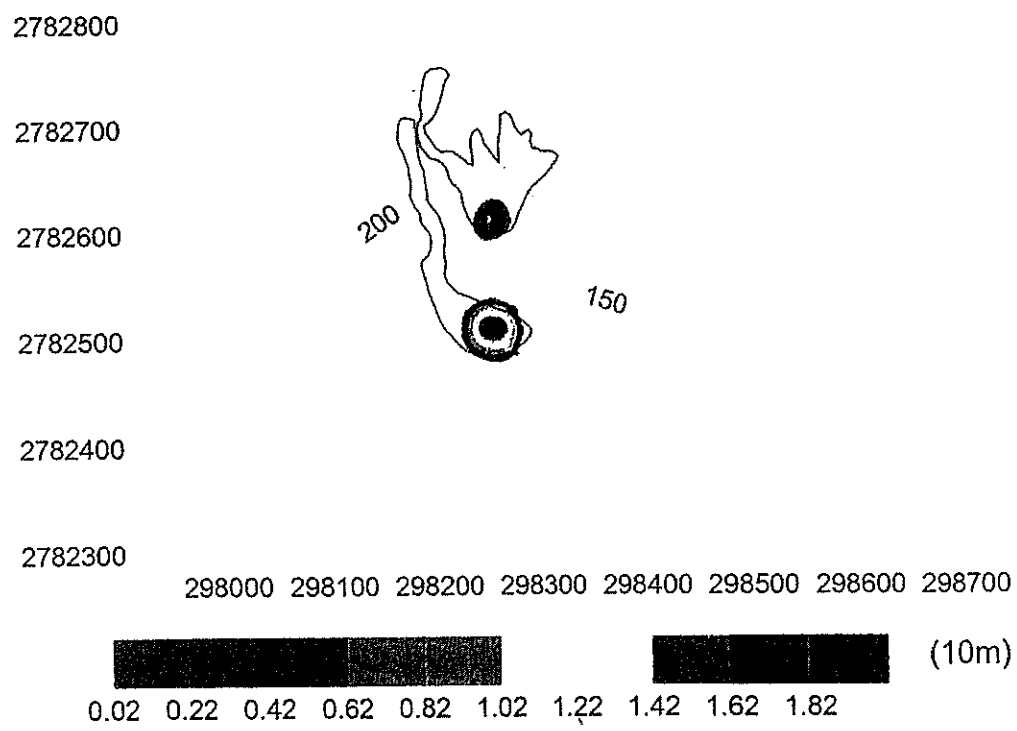


圖 7.3-27 二次啟動(整治後)30,600 m<sup>3</sup> 之土石流起始堆積位置圖





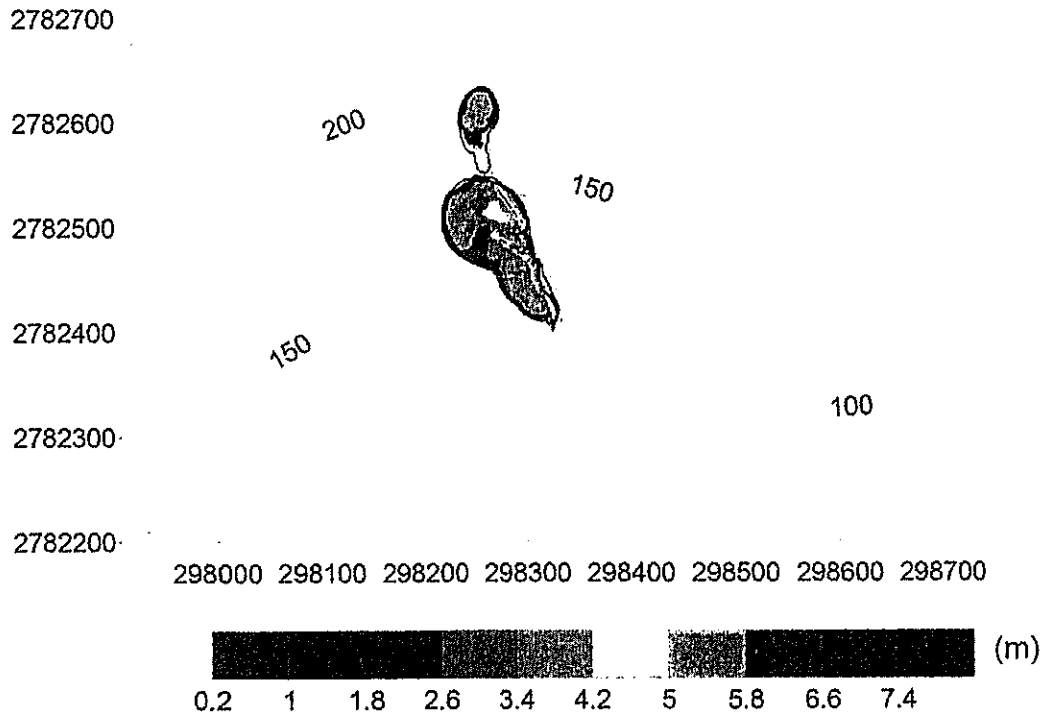


圖 7.3-28 二次啟動(整治後)30,600 m<sup>3</sup>之土石流最終堆積位置(流動時間122秒，紅線為整治前地形模擬現況地形之最終堆積範圍)

由模擬結果可知，整治後模擬二次啟動之土石流流動、堆積範圍，都比模擬整治前現況地形來得小，最下游堆積位置約與整治前差不多，但最大堆積深度由整治前之5m左右降低至3m左右，整治後之溝渠涵容、留滯大部分土石量，使下方豬舍及社區不致受災。

為了更清楚瞭解整治工程所帶來的效果，遂將模擬結果與本計畫工程配置圖做套疊，如下圖 7.3-29~圖 7.3-32 所示。



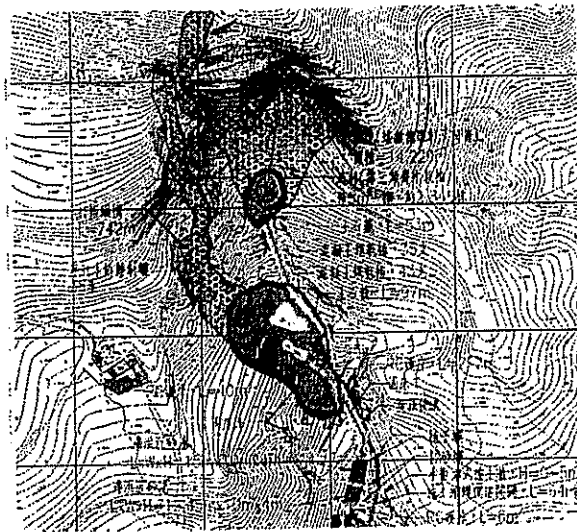
2782800

2782700

2782600

2782500

2782400



2782300

298100 298200 298300 298400 298500

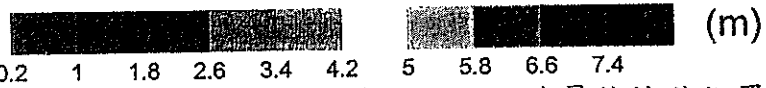


圖 7.3-29 二次啟動(整治後)50 年頻率降雨土石流最終堆積位置套疊工程配置圖

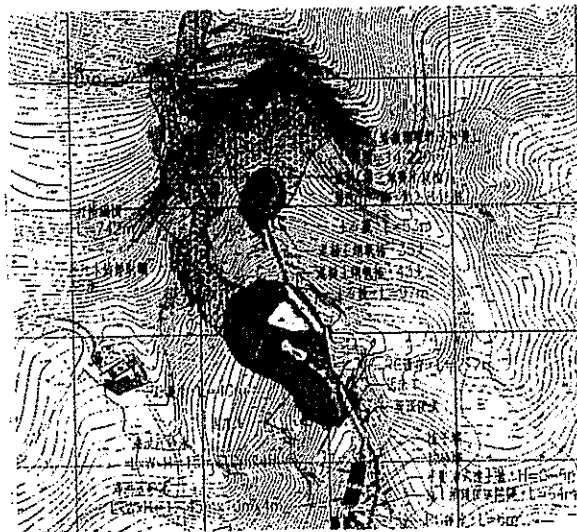
2782800

2782700

2782600

2782500

2782400



2782300

298100 298200 298300 298400 298500

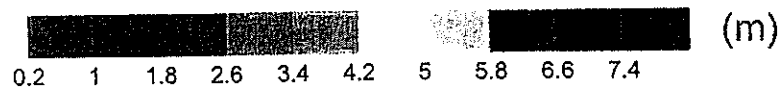


圖 7.3-30 二次啟動(整治後)100 年頻率降雨土石流最終堆積位置套疊工程配置圖



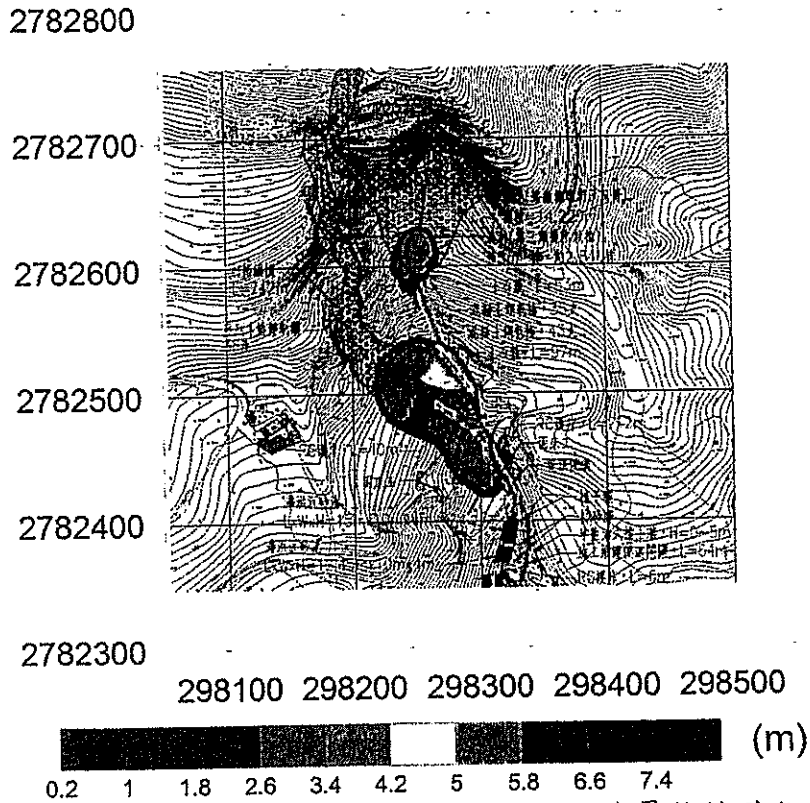


圖 7.3-31 二次啟動(整治後)200 年頻率降雨土石流最終堆積位置套疊工程配置圖

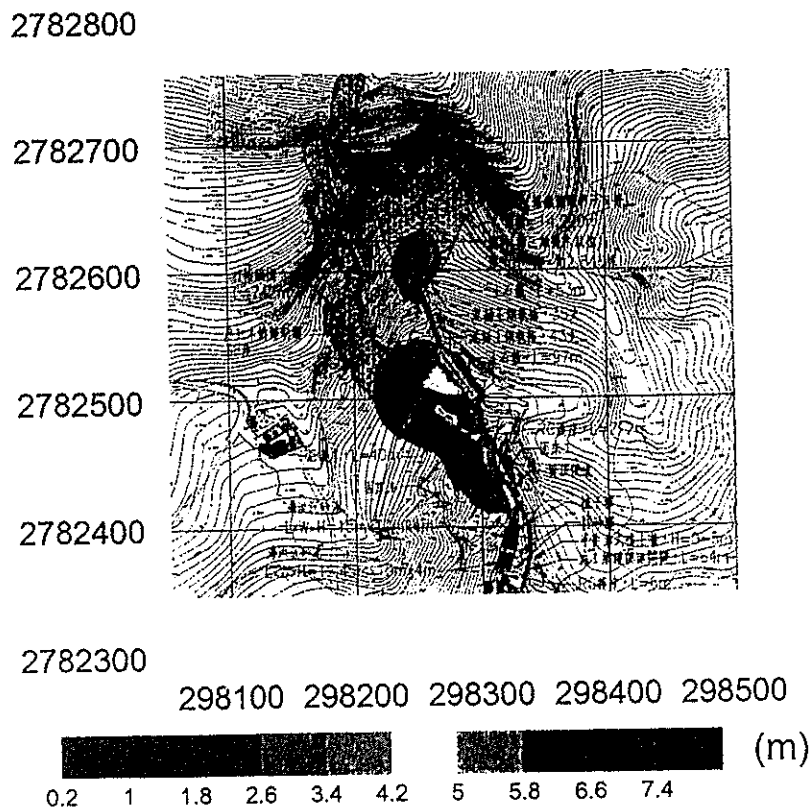


圖 7.3-32 二次啟動(整治後)30,600 m<sup>3</sup>之土石流最終堆積位置套疊工程配置圖



由上圖可以看出，土石流最深堆積都發生在整治後由 RC 護岸所圍起的河道當中。而當  $30,600 \text{ m}^3$  土石全部都轉為土石流時，土石流在下游入流工的作用下停止下來。由於入流工下游還配置有 1 座沉砂池及 1 座防砂壩，可再容納約  $600 \text{ m}^3$  之土石，對於土石流的影響範圍將會產生相當程度的限制作用。整體來看，本計畫之整治工程配置，應可以有效減少土石流造成之災害。

