

## 第二章 文獻回顧

### 2-1 崩積層型態與特性

崩積層之特性多與山崩種類有密不可分之關係。山崩種類可按移動方式及移動物質之不同加以分類如表 2.1 (Varnes, 1978)。

表 2.1、山崩之分類(Varnes, 1978)

移動方式		移動物質		
		岩石	土壤	
			粗粒	細粒
墜落		岩石墜落	土石墜落	土泥墜落
傾翻		岩石傾翻	土石傾翻	土泥傾翻
滑動	旋滑	岩石崩移	土石崩移	土泥崩移
	平滑	岩層滑動	土石塊滑動	土泥塊滑動
		岩石滑動	土石滑動	土泥滑動
側滑		岩石側滑	土石側滑	土泥側滑
流動		岩石流動	土石流動	土泥流動

按山崩型態與堆積材料特性將崩積層分為三類：(1)岩石墜落或傾覆所形成之岩塊堆積崩積層；(2)土石崩移或滑動所形成之土石混合堆積崩積層；以及(3)岩石崩移或岩層滑動所形成之岩層滑動崩積層，三類崩積層之示意圖如圖 2.1。(董家鈞、楊賢德, 2001)

#### (1) 岩塊墜落或傾覆-岩塊堆積崩積層

因岩石墜落或傾覆型山崩機制所形成之崩積層規模多較小，泥質含量低，岩塊多呈顆粒支持構造(圖 2.1(a))，亦即岩塊間相互接觸而填充少量之土壤。此類崩積層多分佈於節理發達之陡坡坡址。

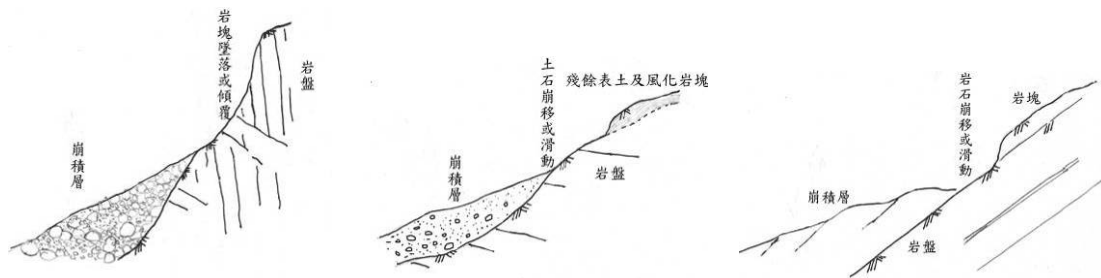


圖 2.1、(a)岩塊堆積崩積層(b)土石混合堆積崩積層(c)岩層滑動崩積層(董家鈞、楊賢

德，2001)

## (2) 土石崩移或滑動-土石混合堆積崩積層

土石崩移或滑動易形成土石混合堆積崩積層(圖 2.1(b))。土石混合堆積之崩積層屬基質支持。此類崩積層與降雨所造成之地下水升高關係甚為密切，當遇較大之暴雨時地下水位可迅速升高，此類地下水造成土石潰流之情形，與順向岩塊滑動案例中頁岩下伏含水砂岩之水壓造成破壞模式並不相同。

## (3) 順向坡岩石滑動-岩層滑動崩積層

屬岩層滑動之崩積層堆積，此一崩積層應屬原邊坡發生順向滑動後堆積之岩層(請參閱圖 2.1(c))。此類崩積層不易由鑽探柱狀圖探知，因崩積地層層次多與斜坡坡面相同，故若有透水岩層上覆不透水岩層，則極易形成受壓水層，因而降低崩積層之穩定性，然此類之崩積層移動方式應以潛變為主，由調查發現存有此類崩積層之上邊坡亦仍有高滑動潛能。

## 2-2 崩積層材料特性與力學行為模式

崩積地層一般組成較不規則，組成顆粒大小懸殊，不均質性高，其組成材料可能從近似原來大規模滑動前岩體的材料、到大塊石、到細粒土壤都有可能，有些情況下可以視為鬆動的破碎岩體、有時可視為複合性顆粒材料、有時形同不均勻的土壤。本節將就不同條件下合於代表崩積地層之可能力學模式加以討論。

### 2-2-1 顆粒集合體力學模式

當崩積層內之材料極端破碎如同礫石堆積體或主要為軟弱泥質材料時，多具有彈塑性的特性，則可視為土壤，可採用莫爾-庫倫彈塑性模式。

如圖 2.2(施國欽，2005)，若水平推力  $T$  增加到使摩擦力  $F$  達到最大值時，且  $T=F$ ， $\alpha = \phi_p$ ，物體開始有滑動的趨勢，此時， $T$  祇要再大一點點物體就滑動，即是物體處於滑動的臨界狀況，又稱為極限平衡狀態(Limiting Equilibrium Condition)，而摩擦力  $F$  為：

$$F = N\mu_s = N \tan \phi_p \quad (2.1)$$

或

$$\tau_f = \frac{F}{A} = \frac{N}{A} \tan \phi_p = \sigma \tan \phi_p \quad (2.2)$$

式中  $\mu_s$ ：靜摩擦係數， $\mu_s = \tan \phi_p$

$\phi_p$ ：相同物質接觸面的尖峰摩擦角，若兩接觸面為不同物質時，則以  $\delta$  表示。

$\tau_f$ ：極限摩擦應力、抗剪強度或剪力強度。

$\sigma$ ：正向應力， $\sigma = N/A$

若接觸面間含有黏性的物質，如漿糊、膠水、強力膠或黏土，具有凝聚力  $c$  (或稱黏結力)，則  $\tau_f$ ：

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi_p \quad (2.3)$$

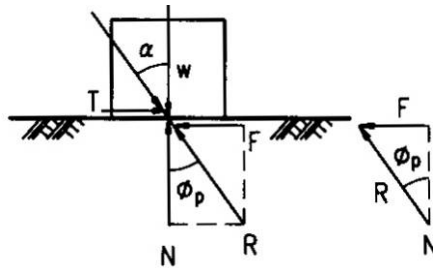


圖 2.2、物體的摩擦性質示意圖(滑動的臨界狀態)(施國欽，2005)

根據庫倫(Coulomb, 1776)的試驗研究成果，砂土的抗剪強度  $\tau_f = \sigma \tan \phi$ ，即是(2.2)式。後來庫倫又提出黏性土的抗剪強度為  $\tau_f = c + \sigma \tan \phi$ ，即是(2.3)式，此式是所謂的庫倫剪力強度破壞準則。又根據 Terzaghi 的有效應力觀念，認為土壤祇有土粒才能提供剪力強度或摩擦力，水及空氣則無摩擦力可言，因此，(2.2)及(2.3)式改寫為：

$$\tau_f = (\sigma - u) \tan \phi' = \sigma' \tan \phi' \quad (2.4)$$

及 
$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi' = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.5)$$

(2.2)及(2.3)式為總應力表示法，而(2.4)及(2.5)式則為有效應力表示法。若以  $\sigma$  為橫軸， $\tau$  為縱軸，將庫倫剪力強度破壞準則以圖 2.3 表示，可看出該準則成線性關係。一般以(2.3)及(2.5)式為通式，若為砂土則  $c=c'=0$

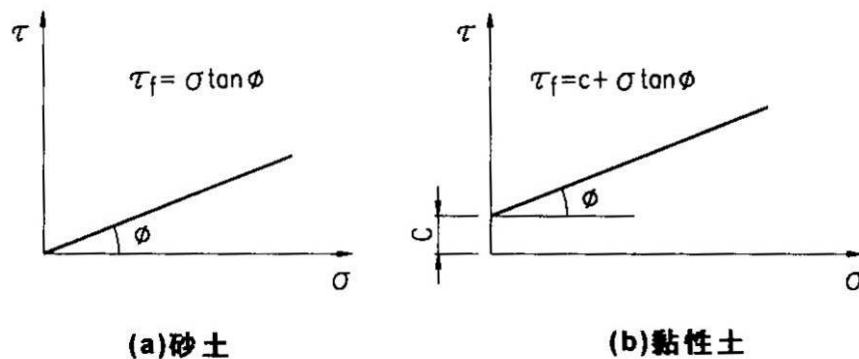


圖 2.3、庫倫剪力強度破壞準則(施國欽，2005)

同一性質的土體在不同的正向應力作用下達到破壞，將這些破壞時的應力點之連線

稱為破壞包絡線(Failure Envelope)，如圖 2.4 之  $\tau_f$  線，圖中 A 應力圓在  $\tau_f$  線以下，顯示該土體處於穩定狀態；B 應力圓與  $\tau_f$  線相切，表示該土體在某一斷面處於極限平衡狀態；C 應力圓超出  $\tau_f$  線，表示該土體有許多斷面之剪應力已超過抗剪強度而破壞，但實際上這種情形是不存在的，因為該土體在 B 應力圓時早已破壞了。莫耳圓與  $\tau_f$  線相切時，土體應力處於極限平衡狀態，以此作為土壤的破壞準則，稱為莫爾-庫倫破壞準則 (Mohr-coulomb Failure Criteria)。但要注意，破壞包絡線並非直線，祇是在一般的工程應力範圍接近直線，實務上常以直線處理之。

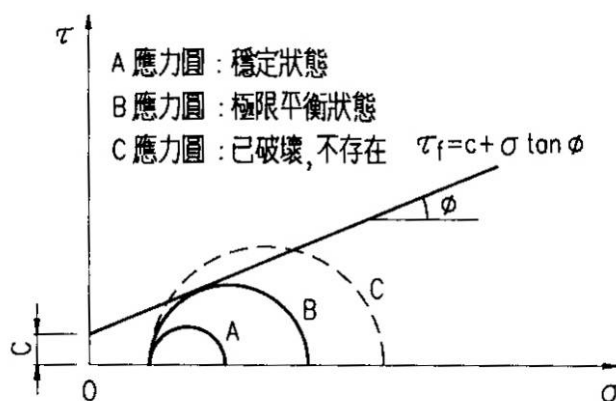


圖 2.4、莫爾-庫倫破壞準則(施國欽，2005)

## 2-2-2 富弱面岩體力學模式

對於新鮮的岩盤內含數組規則化弱面，若本身具有近於彈性體的特性，可採用等值異向性彈性岩體力學模式來模擬材料力學行為。而對於風化岩體材質，若由彈塑性岩石材料與規則化弱面所組成，則可考慮採用彈塑性組構性模式。

### (1) 忽略弱面厚度之模式

考慮岩體具有  $n$  組任意方向之規則弱面(林建宏，1991)，基於應變分割連續的假設，岩體的應變等於完整岩體與各組弱面的應變和。即：

$$\{\varepsilon\} = \{\varepsilon\}^r + \sum_{i=1}^n \{\varepsilon\}_i^w \quad (2.6)$$

其中  $\{\varepsilon\}$  表岩體的總應變向量， $\{\varepsilon\}^r$  表完整岩體的應變向量， $\{\varepsilon\}_i^w$  表第  $i$  組弱面的應變向量。由於完整岩石與各組弱面的力學行為皆假設為線彈性，利用彼此應力與應變關係，分別代入上式，可得岩體的柔度矩陣為：

$$[C]^e = [C]^r + \sum_{i=1}^n [C]_i^w \quad (2.7)$$

其中 $[C]^r$ 為完整岩體的柔度矩陣(Compliance Matrix)

$$\text{也就是}[C]^r = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \quad (2.8)$$

$[C]_i^w$ 為第*i*組弱面的柔度矩陣

$[C]^e$ 為總柔度矩陣

假設各組弱面間距(*S*)固定，正向勁度( $K_n$ )與剪力勁度( $K_s$ )為已知，弱面厚度可忽略( $t \approx 0$ )，並對特定一組弱面而言，考慮局部(Local)座標系統(*s, n, t*) (如圖2.5(b)所示)，設弱面的法向與*n*軸平行(如圖2.5(a)所示)，其應力與應變的關係為：

$$\{\varepsilon\}_{snt} = [C]_{snt} \{\sigma\}_{snt}$$

$$\text{其中} \quad [C]_{snt} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_s} & -\frac{\nu_{ns}}{E_n} & -\frac{\nu_{ts}}{E_t} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu_{sn}}{E_s} & \frac{1}{E_n} & -\frac{\nu_{tn}}{E_t} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{st}}{E_s} & -\frac{\nu_{nt}}{E_n} & \frac{1}{E_t} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{sn}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{st}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{nt}} \end{bmatrix} \quad (2.9)$$

$$\{\varepsilon\}_{snt} = \{\varepsilon_s, \varepsilon_n, \varepsilon_t, \gamma_{sn}, \gamma_{st}, \gamma_{nt}\}^T \quad (2.10)$$

$$\{\sigma\}_{snt} = \{\sigma_s, \sigma_n, \sigma_t, \tau_{sn}, \tau_{st}, \tau_{nt}\}^T \quad (2.11)$$

其中 $[C]_{snt}^w$ 為以局部座標系統表示之柔度矩陣。由對稱之性質，及若 Goodman 模式成立，則可簡化為：

$$[C]_{snt}^w = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{K_n S} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{K_s S} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{K_s S} \end{bmatrix} \quad (2.12)$$

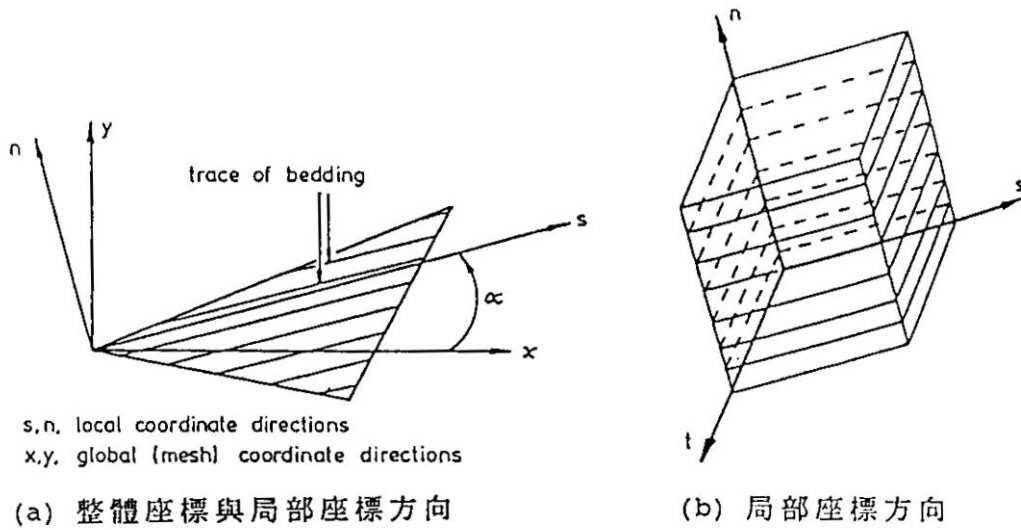


圖 2.5、橫向等向性岩體(Goodman, 1976)

再經由座標轉換，則可得在全域(Global)座標系統(x, y, z)下弱面的柔度矩陣，其關係為：

$$[C]_{xyz}^w = [T][C]_{snt}^w [T]^T \quad (2.13)$$

其中[T]為座標轉換矩陣，

$$[T] = \begin{bmatrix} l_{11}^2 & l_{12}^2 & l_{13}^2 & l_{12}l_{13} & l_{13}l_{11} & l_{12}l_{11} \\ l_{21}^2 & l_{22}^2 & l_{23}^2 & l_{23}l_{22} & l_{23}l_{21} & l_{22}l_{21} \\ l_{31}^2 & l_{32}^2 & l_{33}^2 & l_{33}l_{22} & l_{33}l_{31} & l_{32}l_{31} \\ 2l_{31}l_{21} & 2l_{32}l_{22} & 2l_{33}l_{23} & l_{33}l_{22} + l_{32}l_{23} & l_{33}l_{21} + l_{31}l_{23} & l_{31}l_{22} + l_{32}l_{21} \\ 2l_{31}l_{11} & 2l_{32}l_{12} & 2l_{33}l_{13} & l_{33}l_{12} + l_{32}l_{13} & l_{33}l_{11} + l_{31}l_{13} & l_{31}l_{12} + l_{32}l_{11} \\ 2l_{21}l_{11} & 2l_{22}l_{12} & 2l_{23}l_{13} & l_{23}l_{12} + l_{22}l_{13} & l_{23}l_{11} + l_{21}l_{13} & l_{21}l_{12} + l_{22}l_{11} \end{bmatrix} \quad (2.14)$$

而

$$\begin{aligned} l_{11} &= \cos(x, s) & l_{12} &= \cos(x, n) & l_{13} &= \cos(x, t) \\ l_{21} &= \cos(y, s) & l_{22} &= \cos(y, n) & l_{23} &= \cos(y, t) \\ l_{31} &= \cos(z, s) & l_{32} &= \cos(z, n) & l_{33} &= \cos(z, t) \end{aligned} \quad (2.15)$$

當有 n 組弱面之情況的時候，(2.7)式可改寫為：

$$[c]^e = [c]^r + \sum_{i=1}^n [T]_i [c]_i^w [T]_i^T \quad (2.16)$$

$$[C]_i^w = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{K_{mi}S_i} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{K_{si}S_i} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{K_{si}S_i} \end{bmatrix} \quad (2.17)$$

## (2) 考慮弱面厚度之模式

PANDE(1993)考慮完整岩體內具有兩組節理弱面，節理弱面厚度及間距分別為 $t_1$ 、 $t_2$ 及 $h_1$ 、 $h_2$ ，如圖(2.6)所示。其中 $\sigma'$ 及 $\varepsilon'$ 分別代表等效物質之平均應力值與平均應變值，上標值 $i$ 代表完整岩體，(1)代表第一組節理其厚度為 $t_1$ ，而間距為 $h_1$ 。基於構成的體積比例之平均法則而言，等效之平均應力值及應變值可以如下表示：

$$\varepsilon' = \eta_i \dot{\varepsilon}^i + \eta_1 \dot{\varepsilon}^{(1)} \quad (2.18)$$

$$\sigma' = \eta_i \dot{\sigma}^i + \eta_1 \dot{\sigma}^{(1)} \quad (2.19)$$

其中 $\eta_i$ 為完整岩體所佔之體積加權係數， $\eta_1$ 為第一組節理所佔之體積加權係數。假設岩體內之節理厚度是屬於不可忽略的，則體積加權係數能夠被定義為：

$$\eta_i = \frac{h_1}{h_1 + t_1}, \quad \eta_1 = \frac{t_1}{h_1 + t_1} \quad (2.20)$$

當 $t_1$ 遠小於 $h_1$ 時，則體積加權係數可簡化為

$$\eta_i \approx 1, \quad \eta_1 \approx \frac{t_1}{h_1} \quad (2.21)$$

假設介質之間是完美的結合，則能導致下面的應變、應力及剪力個別彼此的關係。也就是說等效物質、完整岩體及第一組弱面之間，其應變值的變化量上，彼此是互相相等的。同理應力及剪力也是如此。其關係表示如下：

$$\begin{aligned} \varepsilon'_x &= \dot{\varepsilon}_x^i = \dot{\varepsilon}_x^{(1)} \\ \sigma'_y &= \dot{\sigma}_y^i = \dot{\sigma}_y^{(1)} \\ \tau'_{xy} &= \dot{\tau}_{xy}^i = \dot{\tau}_{xy}^{(1)} \end{aligned} \quad (2.22)$$

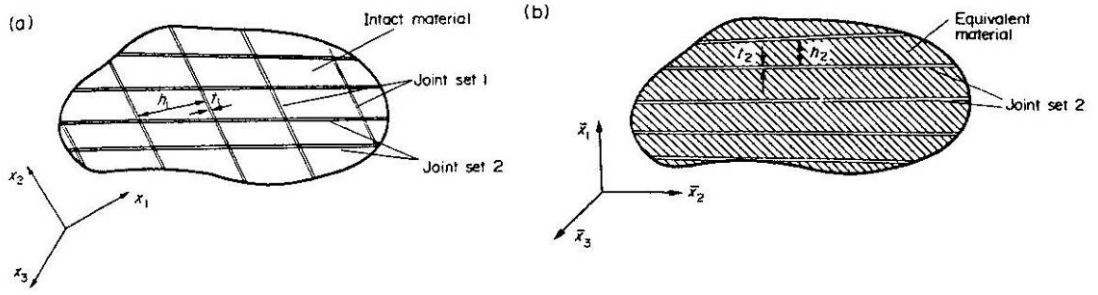


圖 2.6、兩組不可忽略節理厚度之岩體：(a)具有兩組節理之物質(b)具有第二組節理之等效物質(PANDE，1993)

接著由於節理的厚度相對於節理的間距來得很小，並利用合宜的速度之不連續的觀念，以及塑性理論，經過一連串數學操作運算，可得  $D_{eq}^{(1)}$  在具有一組節理弱面之等效物質條件下，能被寫成：

$$\sigma' = D_{eq}^{(1)} \varepsilon' \quad (2.23)$$

其中 
$$D_{eq}^{(1)} = D^i S_1^{(1)} + \eta_1 D_{ep}^{(1)} S_2^{(1)} \quad (2.24)$$

相關係數如下：

$$S^{(1)} = (I + \frac{\eta_i}{\eta'_1} B^{(1)})^{-1} (A^{(1)} + \frac{1}{\eta'_1} B^{(1)} \delta) \quad (2.25)$$

$$S_1^{(1)} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ S_{11}^{(1)} & S_{12}^{(1)} & S_{13}^{(1)} \\ S_{21}^{(1)} & S_{22}^{(1)} & S_{23}^{(1)} \end{bmatrix} \quad (2.26)$$

$$S_2^{(1)} = \frac{1}{\eta'_1} (\delta - \eta_i S^{(1)}) \quad (2.27)$$

$$A^{(1)} = \begin{bmatrix} -\frac{D_{21}^i}{C_1} & \frac{D_{ep11}^{(1)}}{\eta'_1 C_1} & -\frac{D_{23}^i}{\eta_i C_1} \\ -\frac{D_{31}^i}{C_2} & -\frac{D_{32}^i}{\eta_i C_2} & \frac{D_{ep22}^{(1)}}{\eta'_1 C_2} \end{bmatrix} \quad (2.28)$$

$$B^{(1)} = \begin{bmatrix} 0 & \frac{D_{ep12}^{(1)} + \frac{\eta'_1}{\eta_i} D_{23}^i}{C_1} \\ \frac{D_{ep21}^{(1)} + \frac{\eta'_1}{\eta_i} D_{32}^i}{C_2} & 0 \end{bmatrix} \quad (2.29)$$

$$C_1 = D_{22}^i + \frac{\eta_i}{\eta'_1} D_{ep11}^{(1)} \quad (2.30)$$



$$C_2 = D_{33}^i + \frac{\eta_i}{\eta_1'} D_{ep22}^{(1)} \quad (2.31)$$

下一步，可考慮將第一組的節理均值化等效之物質 (Equivalent material with the first set of joints) (EMIJ)與第二組節理混合後，而獲得最後的等效物質。第二組節理的平均應力與平均應變值用上標(2)來表示之，而用上標RM來表示具有節理之岩體。同時採用式(2.18及2.19)相似的平均法則，則可得到：

$$\bar{\dot{\varepsilon}} = \eta_1' \bar{\dot{\varepsilon}}' + \eta_2 \bar{\dot{\varepsilon}}^{(2)} \quad (2.32)$$

$$\bar{\dot{\sigma}} = \eta_1' \bar{\dot{\sigma}}' + \eta_2 \bar{\dot{\sigma}}^{(2)} \quad (2.33)$$

其中

$$\eta_1' = \frac{h_2}{h_2 + t_2}, \quad \eta_2 = \frac{t_2}{h_2 + t_2} \quad (2.34)$$

當 $t_2$ 遠小於 $h_2$ 時，則體積加權係數可簡化為：

$$\eta_1' \approx 1, \quad \eta_2 \approx \frac{t_2}{h_2} \quad (2.35)$$

式(2.22)運用到動力學的觀念以及平衡的限制，利用此觀念，當EMIJ與第二組節理的應力與應變混合之前，需要轉換第二組節理的座標系統。因此可再次獲得結構矩陣值，其值為在具有節理岩體內之相對平均應變值。因此

$$\delta \dot{\varepsilon}' = S_1^{(2)} \dot{\varepsilon}^{RM} \quad (2.36)$$

$$\dot{g}^{(2)} = S_2^{(2)} \dot{\varepsilon}^{RM} \quad (2.37)$$

其中 $\dot{g}^{(2)}$ 為第二組節理之速度不連續值。最後在岩體內可以得到平均應力相對於平均應變值的彈性勁度矩陣值。

$$\dot{\sigma}^{RM} = D_{ep}^{RM} \dot{\varepsilon}^{RM} \quad (2.38)$$

### 2-2-3 BIMROCK 模式

Medley(1994)提出一個新的字彙-BIMROCK(a block-in-matrix rock)。林銘郎(2000)將BIMROCK翻譯為「併構岩」。BIMROCK是指由「岩屑(rock fragment)」及「基質(matrix)」這兩種材料所組成的岩石。而崩積層本身是由很軟的粉土黏土質細粒料，到很大的粗顆粒及硬的新鮮岩盤，因此其力學性質可歸類於BIMROCK內。BIMROCK的觀念可以應用到許多不同成因或組構的岩石，如礫岩、角礫岩、混同層(mélange)、崩積層等，此類岩石的力學性質會受到成份及組構「異質性」和「異向性」的影響。洪如江等人(1978)指出崩積層中顆粒間孔隙由基質(細顆粒)填充在其間，當岩屑(粗粒料)佔75%以上時，則

此材料性質由岩屑所控制；若基質佔 30%以上時，岩屑顆粒已難於相互接觸，此時此種材料性質由基質成份所控制。由上述結果，推知基質含量的多寡，對於岩體的力學性質有很大的影響性。

劉哲明(2002)指出「混成岩」係指經由剪切或破碎的基質泥中，夾藏著各種不同大小、形狀和來源之岩塊或岩屑，Medley(1994)定義此種組成為 BIMROCK。由於混成岩取樣不易，且很難自現地取得數量足夠之試體進行試驗，因此採用水泥和高嶺土等材料調配不同之配比，製作出人造混成岩試體，並以 FLAC 有限差分軟體分析混成岩之尺寸效應及顆粒尺寸之影響。根據分析結果，決定以人造圓板狀顆粒(直徑 15mm，厚度 3mm)模擬岩塊材料(block)，經由欲控制的體積比計算可得製作試體時所需層數和顆粒數，再利用『顆粒排列器』將圓板狀顆粒水平放置於每層基質泥(matrix)上，之後再鋪上所需基質泥並刮平，重覆上述步驟至試體所需高度。待試體養護完成後，利用不同角度鑽取，可得一系列不同傾角之混成岩試體。由數值分析結果顯示混成岩性質將受下列性質影響：

- (1)顆粒排列方式影響其整體性質，當顆粒有集中現象時，其性質易受鑽取位置之影響。
- (2)混成岩彈性模數隨著材料勁度比( $E_b/E_m$ )提高而增加，當勁度比( $E_b/E_m$ )達15以上時，其彈性模數呈一定值。
- (3)混成岩力學性質受顆粒方位影響。
- (4)混成岩強度隨著岩塊材料體積比增加而增加。

## 2-3 崩積層邊坡之數值模擬案例

近年來，由於電腦運算速度增快許多，因此許多人紛紛採用電腦做輔助，針對邊坡穩定分析採用數值來模擬，大部分均採用離散化的方法。本節收集幾篇國內外數值模擬的案例，針對地質材料、參數及各種模擬的模型，作一簡單的闡述，並將模擬的結果，以圖片及文字作一描述。

### 2-3-1 數值模擬前人研究成果

林光敏(2002)曾就梨山地區邊坡，做過數值模擬。首先參數之選擇參考過去相關試驗所得之整理表(表2.3)。當進行模型(model)之重力平衡時，模型中大部分網格皆已進入塑性狀態，且不平衡力無法達到平衡，故在進行分析之前必須先對地層參數作適當調整，使其在重力作用下，模型內部不平衡力可控制在合理範圍

內。模型中代表崩積層之網格，由於其地層強度較低，在重力平衡時容易使系統趨於不穩定，因此在模型進行重力平衡時，崩積層之強度參數暫時以風化板岩層之參數取代，當欲進行變形量之運算時，再調整回原值。調整後之參數如表2.2，由重力平衡後邊坡之剪應變累積來看(圖2.7)，剪應變累積集中在坡趾端。當崩積層與風化板岩層之凝聚力降低時，主要位移發生在下邊坡坡度較陡部份(圖2.8)。考慮當地層中存在一自由水位面時，在假設之地層強度參數下，從剪應變累積(圖2.9)來看，主要集中於坡趾處，並朝向上邊坡方向形成一圓弧形帶狀區域，為可能之滑動面，邊坡主要位移即發生於此範圍內(圖2.10)。數值分析中潛在滑動面上之剪應變量僅約 $10^{-5}$ ，所以應不至於造成滑動破壞。

表 2.2、數值模擬使用參數表(林光敏，2002)

地層	density (kg/m <sup>3</sup> )	elastic modulus E(Gpa)	poisson's ratio	shear modulus G(Gpa)	bulk modulus K(Gpa)	cohesion (KPa)	friction angle (deg)	hydraulic conductivity (cm/s)
崩積層	1600	1	0.25	6.00	10.00	9.8	28	3.67
風化板岩層	2300	15	0.25	6.00	10.00	29.4	30	3.67
新鮮板岩	2700	38	0.1	17.27	15.83	343	33	3e-6

表 2.3、邊坡穩定分析參數建議表(中華顧問, 1999)

地層參數		資料來源		蘇苗彬(1990) 國科會防災 (79-10號)		亞新顧問 (1990)		林柄森(1991) 國科會防災 (79-64號)		蔡光榮(1987) 國科會防災 (75-36號)		工業技術 研究院 (1993)		本報告之 現地及室內 試驗		設計調查報 告反算分析 (1996)		本報告 建議值	
		c (t/m <sup>2</sup> )	φ (°)	c (t/m <sup>2</sup> )	φ (°)	c (t/m <sup>2</sup> )	φ (°)	c (t/m <sup>2</sup> )	φ (°)	c (t/m <sup>2</sup> )	φ (°)	c (t/m <sup>2</sup> )	φ (°)	c (t/m <sup>2</sup> )	φ (°)	c (t/m <sup>2</sup> )	φ (°)		
地層種類																			
崩積土*		0	35°	0	29.0°   34.5°	0.17   1.60	33.0°   38.0°	19.0   3.90	33.5°   35.0°	0.1   2.2	15°   45°	0.04   1.97	27.1°   27.5°					0.4	27°
強至中度風化板岩* (破碎且夾有粉土質砂土及黏土)										2.0   6.0	36°   39°							3.0	28°
弱風化至新鮮板岩*																		30.0	33°
滑 動 面	崩積土													0.5	28°	0.5   1.0	28°   32°		
	強至中度風化板 岩(滑動面呈粉土 質砂土或黏土)	2.1   3.8	9°   16°			1.3   2.9	18.2°   18.5°	18   4.0 (3)	25°   45° (36°)	0   2.0	20°   23°	0.5   1.1   0.3   1.8	28.7°   30.9°   28.5°   31.3°	0   5.0   3.0	15°   31°   33°	2.0	20°	3.0	33°
	弱風化至新鮮板 岩(滑動面呈粉土 質砂土或黏土)																		

\* 註：本地層所示之參數值係為地下水位以上之尖峰強度值。

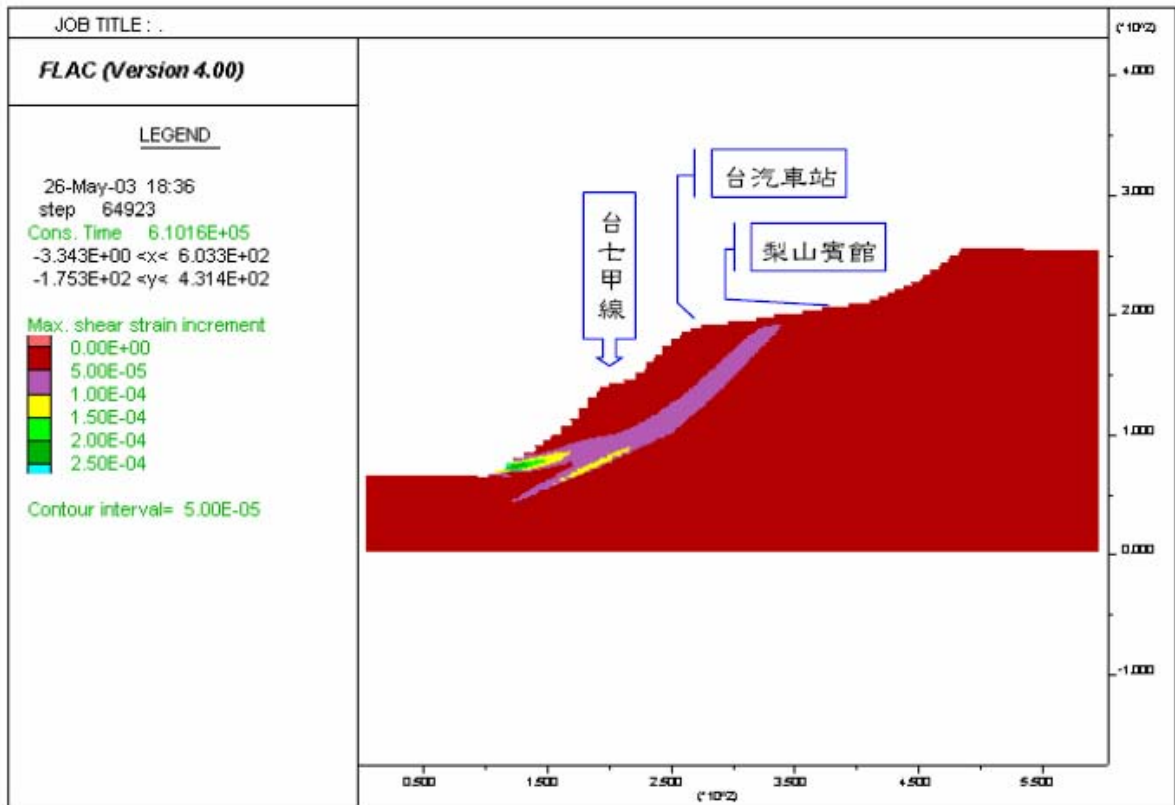


圖 2.7、重力平衡後邊坡剪應變增量(林光敏，2002)

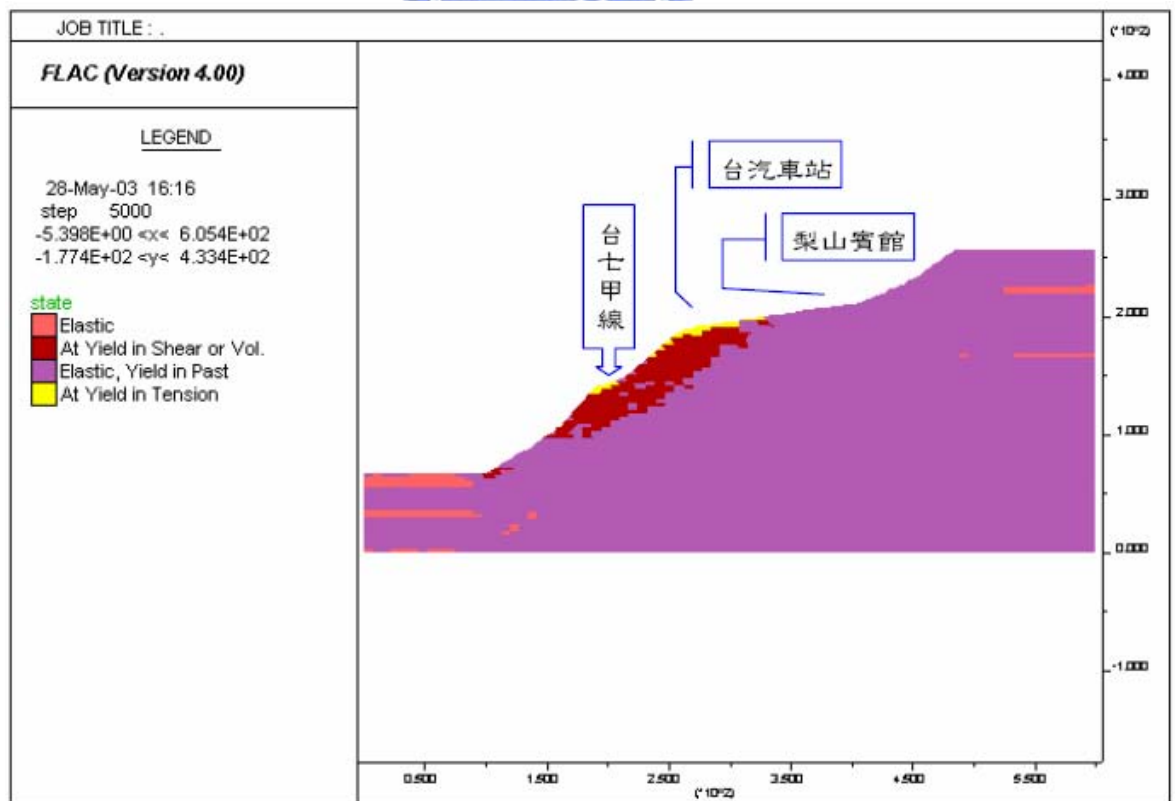


圖 2.8、無水位狀態下降低強度時邊坡之塑性區分佈(林光敏，2002)

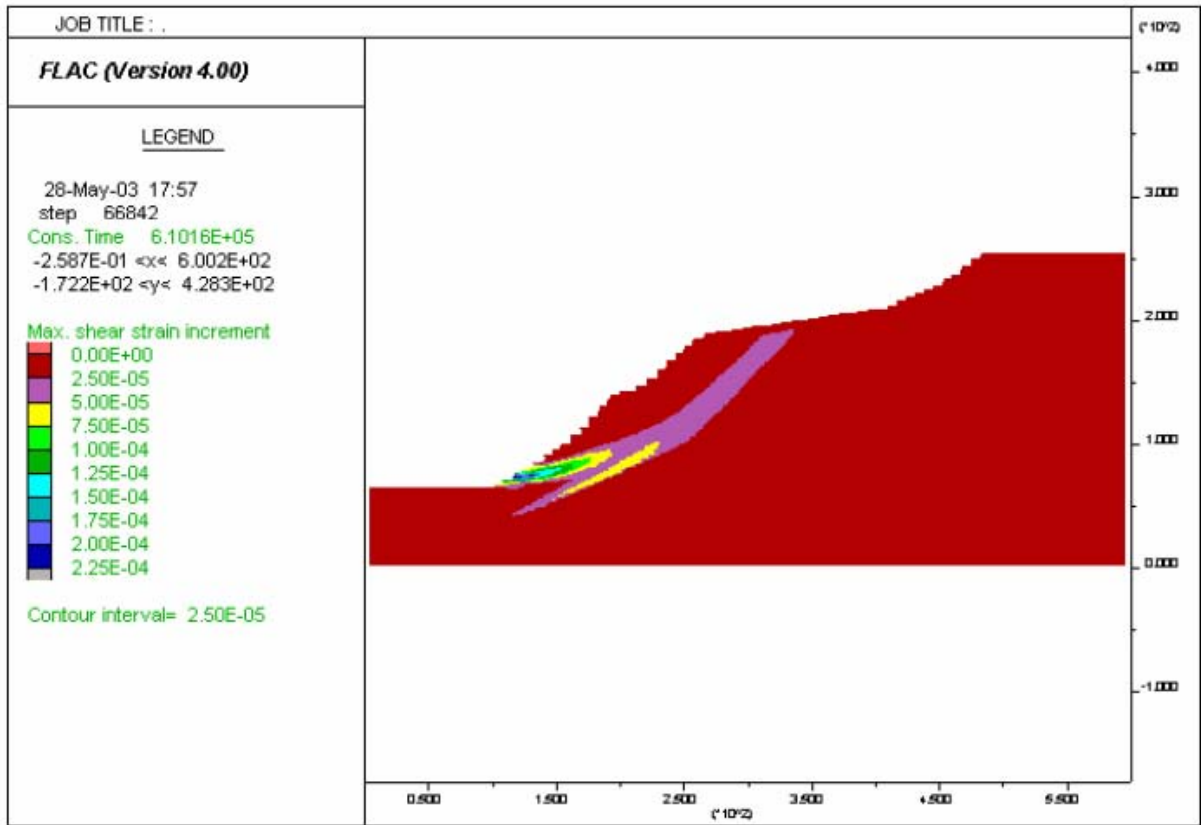


圖 2.9、自由水位下邊坡之剪應變累積(林光敏，2002)

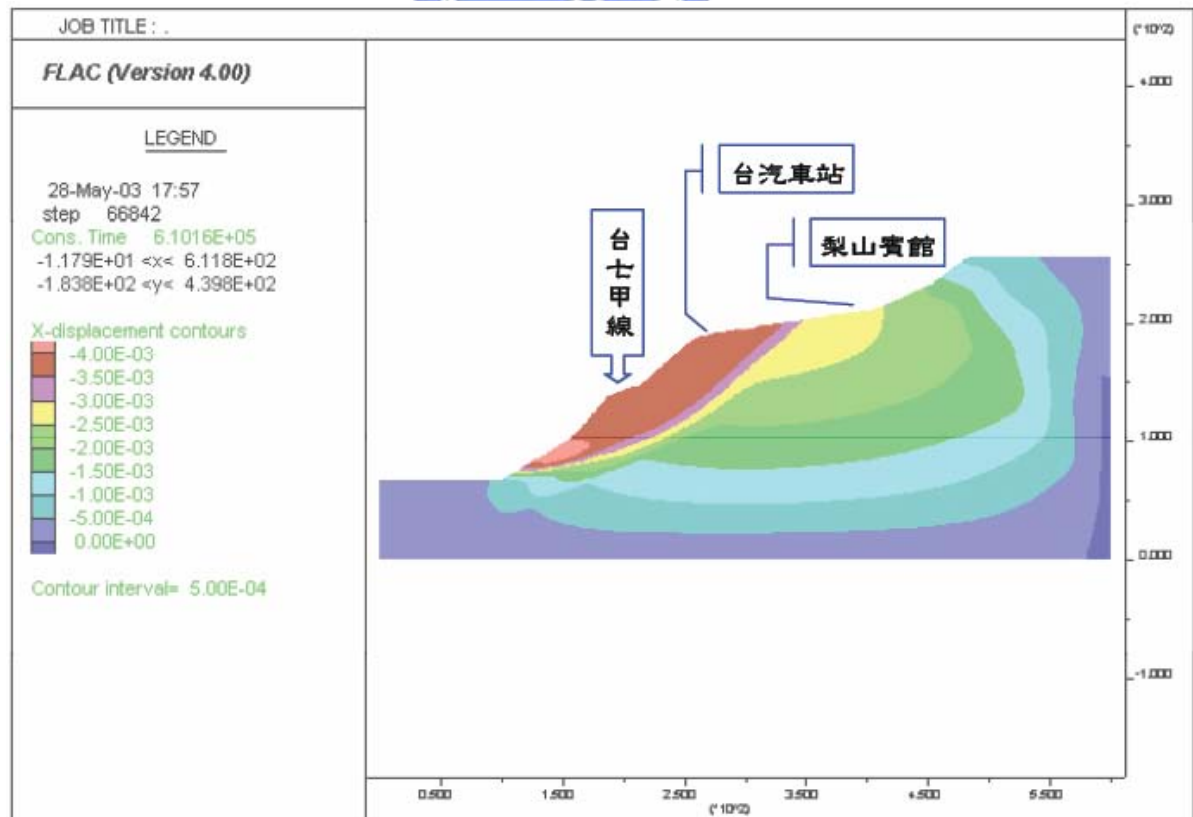


圖 2.10、自由水位下水平位移分佈圖(林光敏，2002)

Stewart與Ripley(1999)研究英國哥倫比亞西南方Wahleach 水力發電廠(hydroelectric plant)上方岩石邊坡變形的行為。地質狀況主要由中等~粗糙顆粒之花崗閃長岩所組成。地表下至100m範圍內，屬於中等風化的地質，RQD值介於25~50間，若深度超過200m時，地質屬於新鮮的岩盤。在地質構造上，剪裂帶(Shear Zone)遍布於岩體中，間距約20m~40m且長度長達數百公尺，其走向與邊坡約略平行( $\pm 45^\circ$ )，傾角則大於45度。橫跨在不同的剪裂帶中，其水頭差高達到20m。顯示這些低滲透性地質材料為影響地下水狀況之主要因素。每逢秋天至冬天季節降雨期間，地下水水位面會上升10~30m，這些剪裂帶在降雨密集期間使地層中發展出棲寄水。而地下水水位面以上可能存在局部的水頭差，改變了滲流與有效應力狀態，而造成靠近地表部份岩體之變形。

作者採用重複性瞬時地下水流動的應用，來模擬長時邊坡位移的發展，但是並沒有包括風化特性的影響。所使用之分析軟體為FLAC，地層材料之組成律模式為程式內建之”遍在節理模式”(ubiquitous joints model)，模擬地下水水位面因季節之改變與地下水水位面以上區域之滲流，在多次循環作用後，對邊坡所造成之應力分佈。分析結果顯示，邊坡中的變形集中於水位面以上的區域(圖2.11)，可知暫態水位變化對坡體變形之影響。此外長時間的模型位移向量結果顯示，愈往下邊坡的位移向量，愈趨於平緩，指示出邊坡經長時間後趨向穩定。假設岩體沒有進一步風化變弱的情況下，在受力學條件下，該邊坡尚能夠趨於穩定。

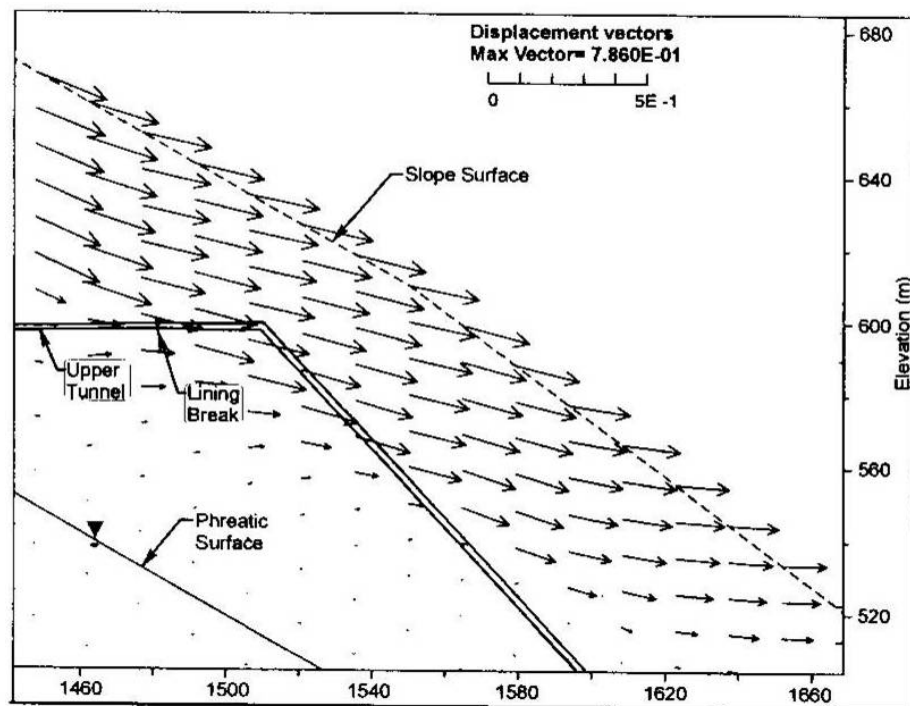


圖 2.11、FLAC 模擬後的位移向量(Stewart & Ripley, 1999)

## 2-3-2 討論

林光敏(2002)就梨山地區所做之數值模擬中梨山崩積層地層區分為三層，該三層分別為不同材質的地層，然後採用 FLAC 軟體內建之力學模式，不同層之參數值各不同，用該軟體進行數值模擬。Stewart 及 Ripley(1999)研究英國哥倫比亞西南方 Wahleach 水力發電廠(hydroelectric plant)上方岩石邊坡變形的行為，所使用之分析軟體亦為 FLAC，地層材料之組成律模式採用該程式內建之”遍在節理模式”(ubiquitous joints model)。以上研究使用相同的分析軟體，所用之模式皆直接採用內建之力學模式。

## 2-4 梨山地區試驗場址之環境與地滑特性

本研究以梨山崩積地滑區作為試驗場址，本節針對該地滑區，做相關文獻、監測資料及調查報告的收集與整理。

### 2-4-1 梨山地區背景

#### (1)地理位置及交通

梨山位於台中市之東北東約 100 公里之中央山脈中，標高 1950 公尺，為中部橫貫公路與宜蘭支線的交會點，是中橫公路位於山區之重鎮，設籍人口約 2000 人，種植溫帶水果與高冷蔬菜聞名，是臺灣著名的觀光勝地。民國 79 年 4 月 15 日，因連日降雨，發生地滑，涉及面積達 230 公頃，導致宜蘭支線路基坍塌，交通中斷，同時亦造成梨山賓館、國民旅舍與公路局車站等重要建築物的破壞，使政府與民間多年經營之觀光勝地，一夕成為危險地區，震驚全國。

中橫公路主幹線(台八線)西起台中縣東勢鎮，沿大甲溪河岸經和平、谷關及德基水庫以後，公路即蜿蜒崎嶇進入高山峻嶺之中央山脈地區，東行至梨山，長 82 公里，爾後台八線續向東爬昇翻越大禹嶺可抵花蓮，長 137 公里；支線台七甲折向東北，經思源啞口可達宜蘭，長 112 公里，兩線均為柏油路，且皆有台汽客運班車通行，係貫穿台灣東西向之交通要道，對於梨山附近山區居民之對外聯絡與農產品運輸、旅遊觀光事業發展等，亦扮演相當重要之角色(圖 2.12)。九二一地震當時，梨山雖幸而無恙，但是中橫公路上谷關至德基路段嚴重坍塌，後經重新修築卻又遭遇 72 水災破壞，使得梨山進出中部必須繞行大禹嶺、合歡山，經霧社、埔里才能抵達梨山。梨山賓館圓環區，因中橫的開通而繁榮，因中橫的中斷而沒落，若說中橫是梨山的命脈，實不為過。



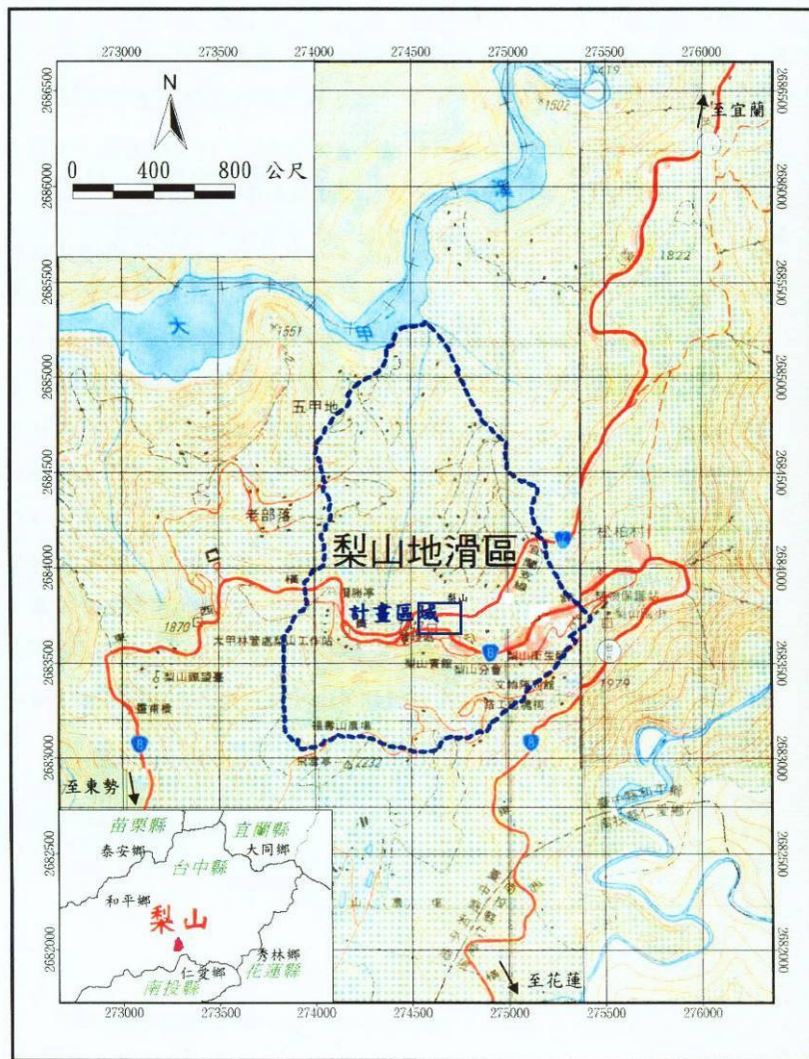


圖 2.12、梨山地滑區地理位置圖(修改自工研院，2005)

## (2)地形與地質

梨山地層滑動區位於中央山脈西翼。地勢標高 1800 公尺至 2100 公尺之間，一般地勢由南向北遞減，終沒入德基水庫。沿大甲溪兩岸有呈東北-西南走向，坡度為  $15^{\circ}$ ~ $30^{\circ}$  之山脊呈相互交錯排列。

梨山附近之地形由陡峭、緩坡及數個(段)平坦面所構成，陡坡地帶乃基岩之侵蝕地形，淺薄的表土分佈其上(可見侵蝕溝)。緩坡則可分為上方有滑落崖者及上方無滑落崖者兩種，均屬地滑地之地形。平坦面由河床至山頂之間可大致分成三段，乃河階台地面(段丘面)。

本區內有兩條主要溪流，依河流切割侵蝕型態，近大甲溪處應屬壯年期之河谷地形下切作用顯著，河谷兩岸偶有岩盤裸露且坡度亦較陡。山腰佈著狀的大小丘陵地，但在河谷上部接近山脊處，偶顯能老年期形特徵，留有侵蝕或沉積的遺跡。

根據地質調查結果，推測本區在過去曾發生過大規模的岩盤地滑形成目前所見，在梨山賓館後方(南側)的馬蹄形陡坡(古滑落崖)下之凹地內，有一向北延伸出之平緩山脊(古滑動體)，而呈凸狀台地型之地滑地形。古滑動體的材料原來較為新鮮或弱風化之板岩，因地層滑動而較周圍破碎，因此易受地表水、地下水、或降雨滲透而風化或黏土化。

梨山地滑區位於大甲溪之源頭區，源頭區之重要支流如合歡溪、南湖溪等即在梨山、松茂附近會合後進入大甲溪，由於梨山地區之地層是以廬山層之板岩為主，因板岩之岩質較為軟弱，劈理發達，對侵蝕風化之抵抗力遠較出露於谷關至德基間之石英砂岩差，故河谷較開闊，河床亦較平坦，河谷兩岸之邊坡地形亦較平緩，而今比較平緩之坡地已被高度開發來種植果樹、蔬菜等。

在地質分區上，梨山地滑區位於中央山脈西翼之脊樑山脈帶之西側邊緣，出露地層屬第三紀中新世之廬山層，本層主要由黑色至深灰色硬頁岩(argillite)、板岩(slate)、千枚岩(phyllite)和深灰色砂岩互層所組成，偶有零星散佈之泥灰岩團塊；換句話說，就是經過變堅或變質的泥質岩石。這些岩石中常含有許多小石英脈(何春蓀，1986)(圖 2.13)。惟出露於本地滑區之岩層，僅為板岩一種，呈灰黑色，劈理發達。此外，由於地形陡峭與河谷解壓及地質構造、氣候等自然因素之影響，致使岩盤風化程度及岩層破碎程度均相當嚴重。依地質調查結果顯示，覆蓋於新鮮岩盤之滑動層主要由風化板岩塊、板岩細屑夾雜黏土質土壤所構成，組織不甚緊密，粒度分佈不均、膠結差、強度低、透水性極佳，但局部夾有黑色或黃棕色黏土夾層，其透水性差，阻隔地下水流向滲流作用，形成棲止水，故整體而言，是屬於風化岩層地滑或崩積土地滑形態。此外本鄉整個地區的地質構造相當複雜，可見到斷層和褶皺。斷層以逆衝斷層為主；褶皺在東邊以緊密的尖頂褶皺較為常見，部分則呈倒轉現象；在西邊則以開闊的不對稱褶皺較多。區內主要的斷層面和褶皺軸面大都向東南傾斜，顯示形成這些構造的應力主要都來自東南方向，應為板塊擠壓運動所造成。

### (3)氣候

梨山山近 10 年來平均溫度約攝氏 13 度至 22 度之間，隨山岳標高而遞減。最冷 1、2 月約攝氏 6 度至 16 度之間，7、8 月溫度較高約在攝氏 17 度至 28 度。每年春、夏季(3 月至 9 月)雨量最多。10 月至翌年 2 月為乾季，雨量較少。相對濕度約在 75%至 80%之間。此外梨山早晚溫差大，年平均降雨量 2242 公釐，年平均降雨為 176 日降雨多集中於 5~9 月，佔全年雨量的 55.5%，5 月、6 月之月平均降雨量達 514 公釐，自 10 月至翌年的 2 月為乾季，雨量僅及年雨量之 20.2%，降雨量主要受台灣地區梅雨與颱風季節

及本區地形所影響，使得本地區春夏季之雨量豐沛，秋冬季則雨量甚少，於6月至9月間曾多次發生暴雨，降雨量超過100公釐/日，大約一年中會有7、8次。

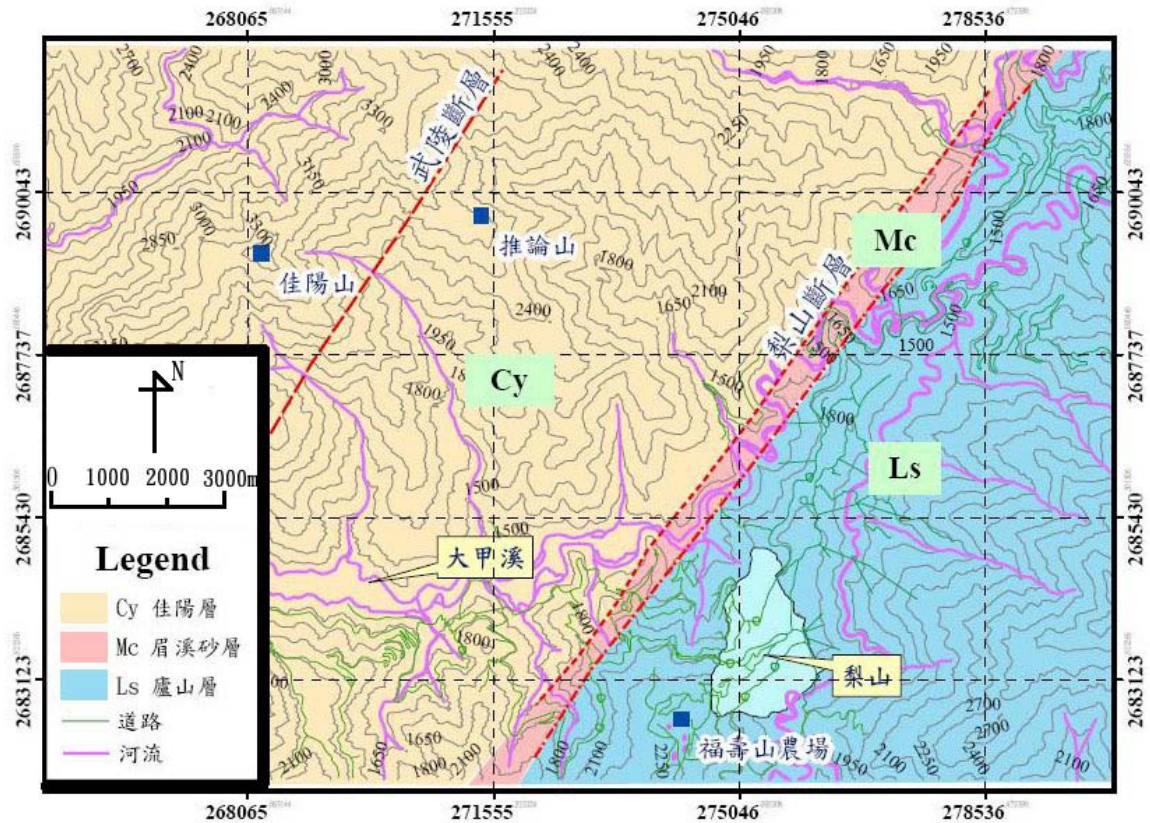


圖 2.13、梨山地區區域地質圖(劉岫雲，2003)

## 2-4-2 梨山地滑地區以往相關研究

### 2-4-2-1 前人研究成果

劉啟鋒(1990)研究中橫公路台七甲線 72K+500 處的崩積土坡穩定性之研究，利用明坑(A-1、A-2 崩積土)取樣與試井開挖取回現地土料進行試驗；由於現地崩積土最大顆粒粒徑高達 7”，在考慮尺寸效應影響下，超出直剪儀器所允許容納之範圍，因此使用模擬現地級配方法，縮小現地級配製作試體，也就是說直接按級配比例，秤出各篩號所需乾細粒料重，均勻噴水攪拌後，將土料分三層夯實至直剪盒內，進行室內直接剪力試驗。由結果推估研究區崩積土在現場顆粒組成下，重模土樣之  $c$  值為  $0 \text{ kg/cm}^2$ ， $\phi$  值約  $35^\circ$ 。而對邊坡穩定具關鍵性之砂質粘土，以重模土樣進行不壓密不排水與壓密不排水直剪試驗，估計  $c_u=0.21 \text{ kg/cm}^2$ ， $\phi_u=9.15^\circ$ ； $c_{cu}=0.38 \text{ kg/cm}^2$ ， $\phi_{cu}=15.67^\circ$ 。另外在直接剪力試驗結果得知，在試體最大顆粒粒徑變大，細粒料含量減少時，凝聚力( $c$ )有逐漸變小的趨勢(圖 2.14)，而  $\phi$  值與試體最大顆粒粒徑改變及細料含量關係(圖 2.15)，並不確定，可能因試驗儀器不同及試體大小尺寸影響所致。

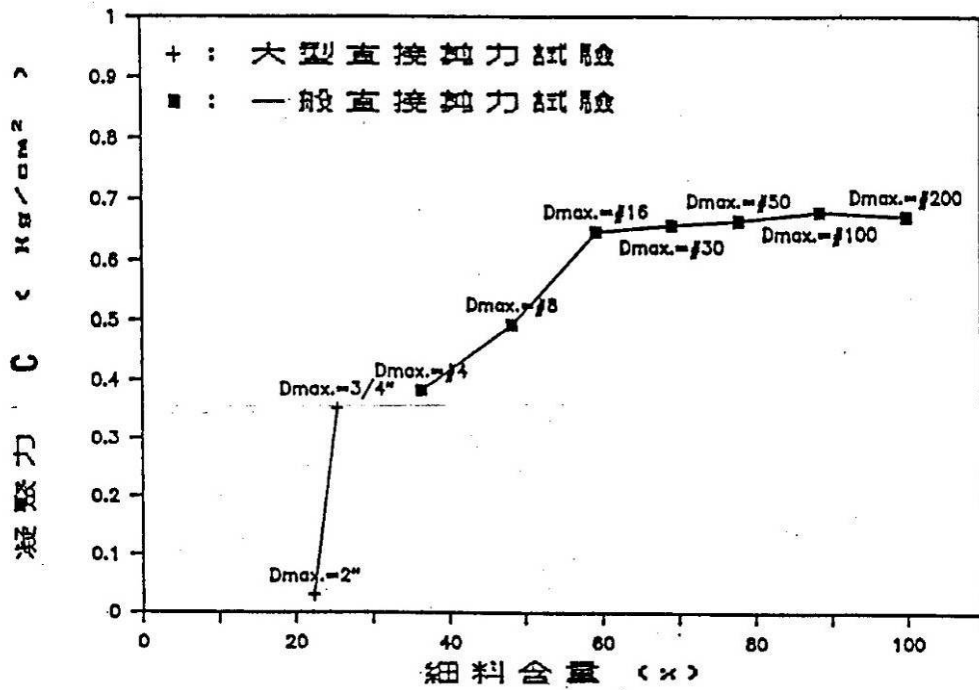


圖 2.14、崩積土直接剪力試驗結果細料含量(F)與凝聚力(c)之關係(劉啟鋒，1990)

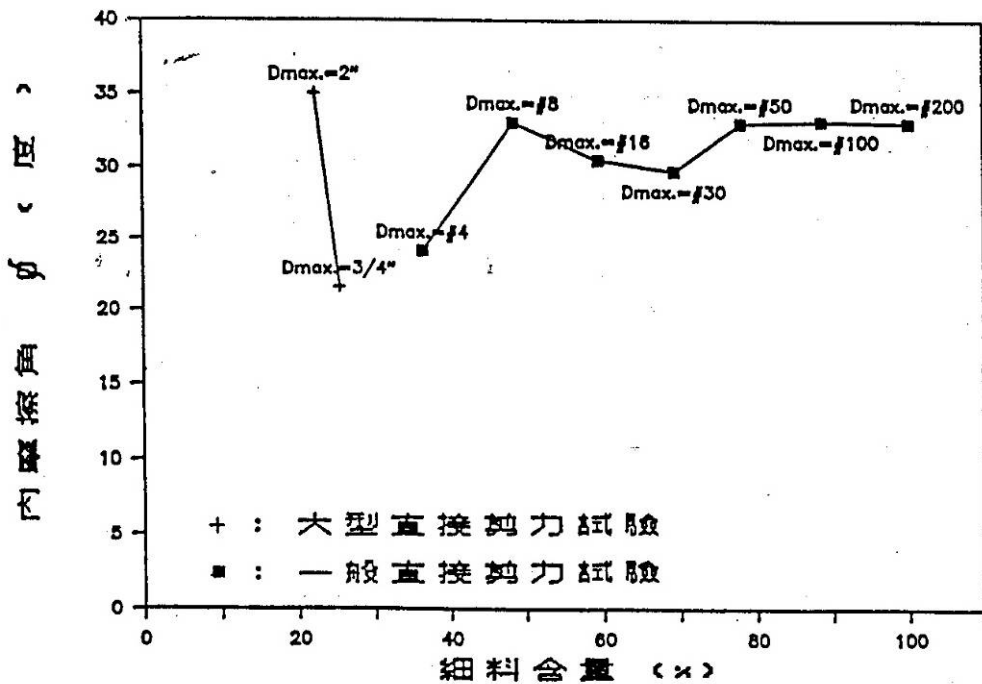


圖 2.15、崩積土直接剪力試驗結果細料含量(F)與內摩擦角(φ)之關係(劉啟鋒，1990)

李俊明(1993)研究區位於中橫公路台七甲線 119K 關原橋附近。根據現場地質調查所得資料與室內粒徑分析試驗結果，以等重量代替法將最大粒徑縮小，模擬現地級配，並以固定體積夯打試體，達所需之乾單位重，進行大型直接剪力試驗。將最大粒徑分別為 2.54cm、3.81cm、5.08cm 之各級配試體之剪應力-水平位移圖與剪應力-正向應力，由試驗結果顯示：各級配試體之凝聚力 c 值均很小。

方世杰(1990)研究中橫公路崩積土坡地力學特性之初步研究。首先於現地淺層破壞界面，視察粒徑可進行室內試驗者，以取樣器取 50cm\*50cm\*40cm 之試體，試驗結果，凝聚力 0.017~0.25  $kg/cm^2$  之間，摩擦角在 31.9°~38° 之間，顯示崩積土在現地含水量狀況下其膠結性不良，且含水量增加對於崩積土內部之摩擦角有一定程度的影響。另取滑動面沉泥質黏土的土樣，將此材料進行壓密快剪直接剪力試驗，試驗結果得凝聚力 0.13  $kg/cm^2$ ，摩擦角 18.2°，為各地層中最軟弱者，推估為造成滑動的主因。而三軸試驗(三段式飽和壓密不排水)所用之土樣為滑動面之沉泥質粘土，經試驗結果為，凝聚力 0.29  $kg/cm^2$ ，摩擦角 18.5°，與各層土壤抗剪強度比較屬強度最弱者。

工業技術研究院能源與資源研究所(1993)做梨山地區地層滑動的調查，取 U4 管屬於崩積層之材料做室內試驗。直剪試驗，取自滑動面附近土樣，試體製作係取小於 0.165cm(10#篩)以下之土壤顆粒，經與水拌合後採重力方式自然沉澱後再進行重模、飽和、不排水試驗，結果如表 2.4。三軸(飽和壓密不排水 SUU)試驗，本試驗試體採用四號篩以下之顆粒進行重模，一共進行五組試驗，試驗結果如表 2.5。

表 2.4、直接剪力試驗結果(能資所，1993)

孔號	$c'$ ( $kg/cm^2$ )	$\phi'$ (deg)	備註
BH-2	0.6	36	預壓 6( $kg/cm^2$ )
BH-3	0.2	39	預壓 3( $kg/cm^2$ )
BH-9	0.2	23	-
BH-12	0	23	-
BH-13	0.05	20	-
BH-1	0.3	38	-

表 2.5、三軸 SCU 試驗結果(能資所，1993)

項目	BH-2	BH-3	BH-3	BH-5	BH-5
	U-1	U-1	U-1-1	U-1	U-1-1
抗剪角(deg)	10	19	14	19	13
凝聚力 ( $kg/cm^2$ )	0.07	0	0.04	0	0
有效抗剪角 (deg)	20	34.52	15	45	28
有效凝聚力 ( $kg/cm^2$ )	0.1	0.08	0.22	0.02	0.01
土樣分類	SC	SP-SC	SC	SP-SM	SM

#### 2-4-2-2 討論

以上一些學者研究梨山地區崩積土層的力學性質及其參數有些盲點存在。首先大部分的試驗都以重模為主，代表性的問題是一大考驗。另外又為了要符合可以試驗儀器的大小，而將較大的顆粒去除掉，所以有可能將某些材料的力學性質消除了；此外現地大型直剪試驗，除了露頭難找外，另外它只能試驗在淺層地層上，不容易做於深層的滑動面上。

#### 2-4-3 梨山各地滑分區及滑動土體之回顧探討

工研院能資所(1993)將梨山地滑區大致以集水區內之主要河谷為界，由西而東劃分為西區、東南區及東北區三個地滑區，各地滑區再細分為 A-1~A-9, B-1~B-14 及 C-1~C-10 等滑動體。其後中華顧問工程司(1999)的調查報告延用工研院能資所所做之地滑分類，但在西區增加了 A-10~A-13 四個滑動土體，東南區增加了 B-15~B-31 十七個滑動土體，東北區則未增加。富國技術公司在 2001 年於分類上採用了以上的分類，但於分析上則僅將梨山地滑區分為四區，除引用原有之西及東北二區外，再將原東南區細分為東南(一)區及東南(二)區，東南(一)區代表於梨山賓館上下所存在之滑動體，東南(二)區則為國民旅舍上下方所存在之滑動體。(圖 2.16 所示)

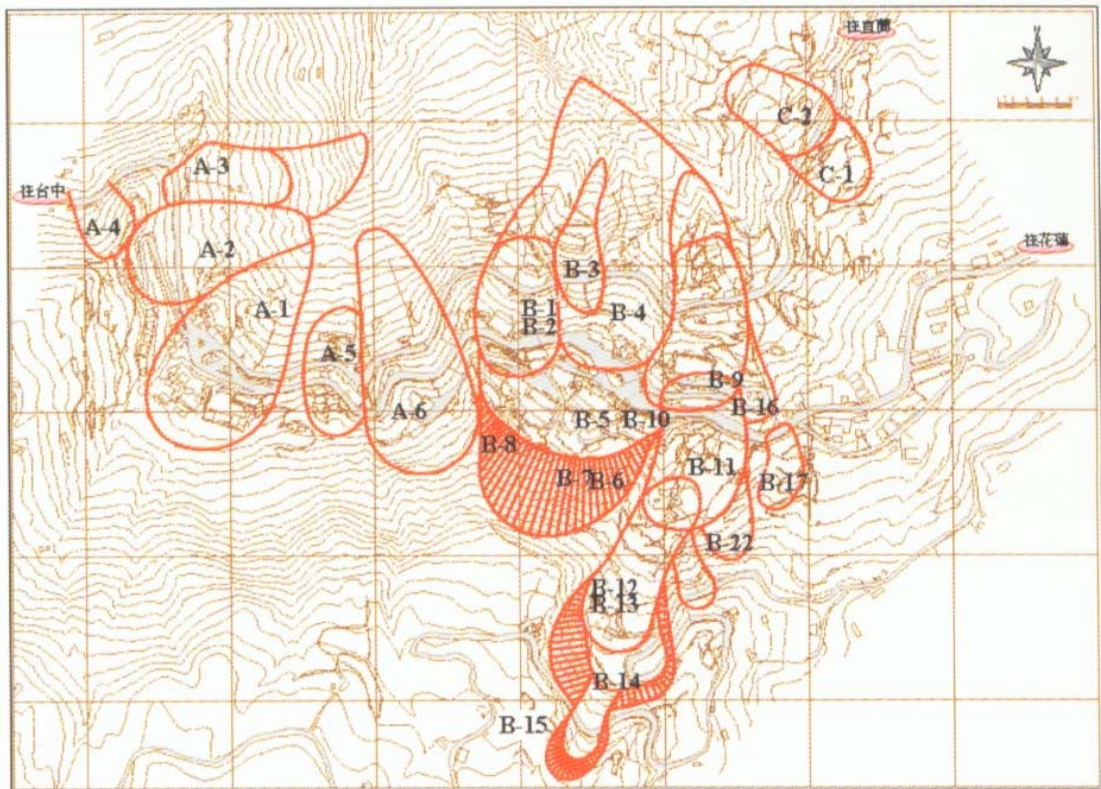


圖 2.16、梨山地滑區滑動土體分佈圖(蘇苗彬，2003)

此次研究以 B-9 滑動體為主體，故將 B-9 相關的研究資料、監測資料，特別提出來討論(以下資料摘錄自富國(2001))。

B-9 滑動體上，自動監測站包括有下列 5 項:地表傾斜儀\*1、地表伸縮儀\*1、管內傾斜儀\*19、地下水位計\*1、雨量計\*1。而人工監測站有一個:管內傾斜儀(MIN-9)。以下將各監測站資料整理如下:

B-9 地下水位變化隨降雨發生反應甚快，地下水上升至尖峰與降雨量之關係相當顯著，且長期地下水位與季節性降雨量呈現明顯之相關性(圖 2.17)，顯示本區域地下水位受到地表入滲補注之影響大於滲流補注之影響。據瞭解早期台八線施工時曾將開挖之土石材料運填至本區域，且由亞新公司(1990)及工研院能資所(1996)之調查報告可知，B-09 滑動體範圍之地表崩積層最大厚度可達 32 公尺以上，研判此為本滑動體地下水位受降水入滲流入影響甚大之可能因素。

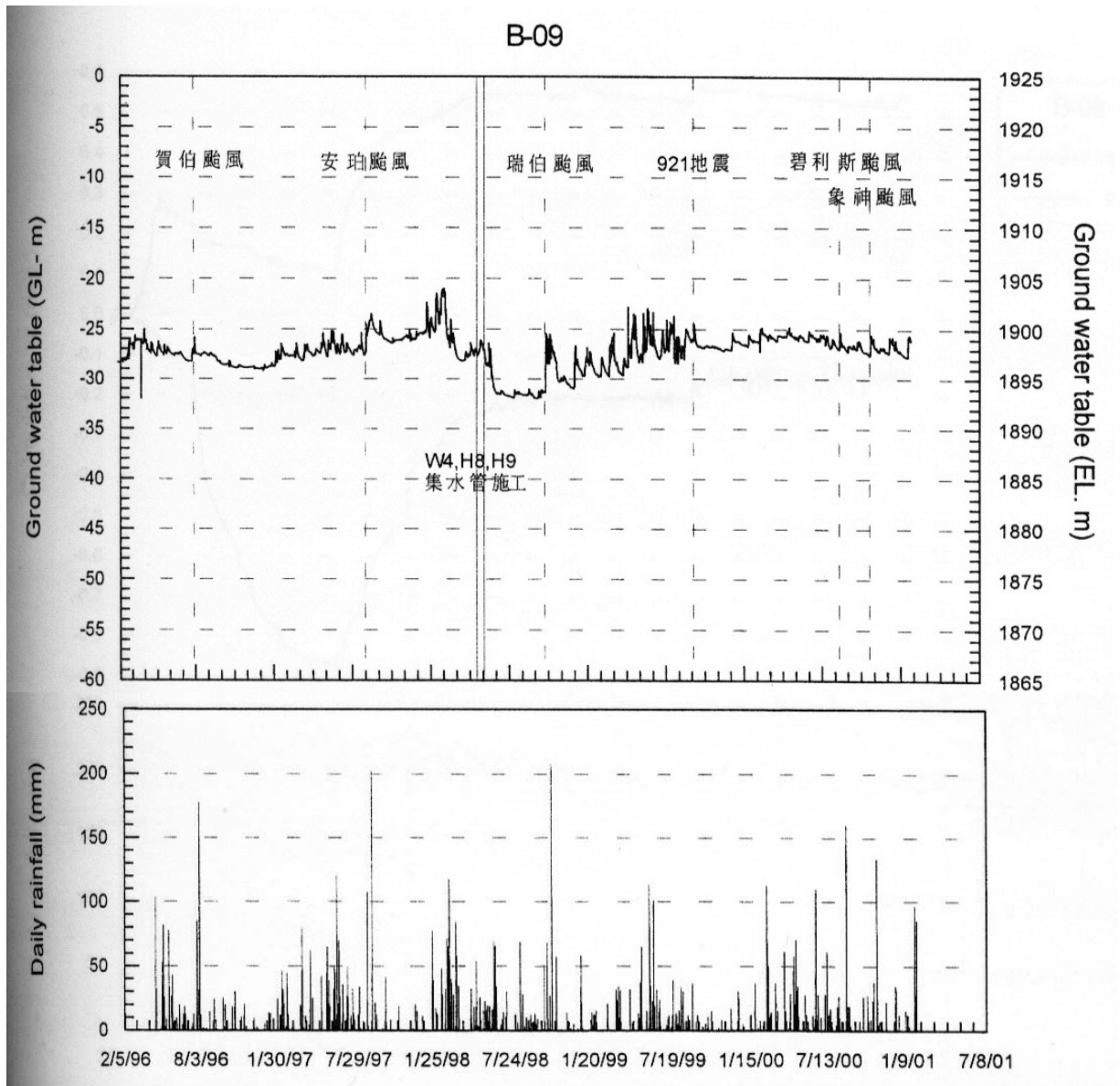


圖 2.17、東南二區地下水位變化狀況(富國，2001)

B-9 滑動體之孔內傾斜量變化如圖 2.18，根據 85/1/28~89/11/30 之觀測結果顯示，22m 左右為一可能之滑動面，該處於 86 年下旬之累積傾斜量約達 $-0.9$ 度，隨後則持續往正向增加，但在 87 年五月底相關排水工程完成後即有減緩的狀況。此外，17m 之感應器於 86 年 8 月底溫妮及安珀颱風後即呈現較為快速之增加現象，最大約超過 $0.5$ 度，推估為另一淺層之滑動面，惟該處感應器於相關排水工程施做完成後已有變緩的趨勢。



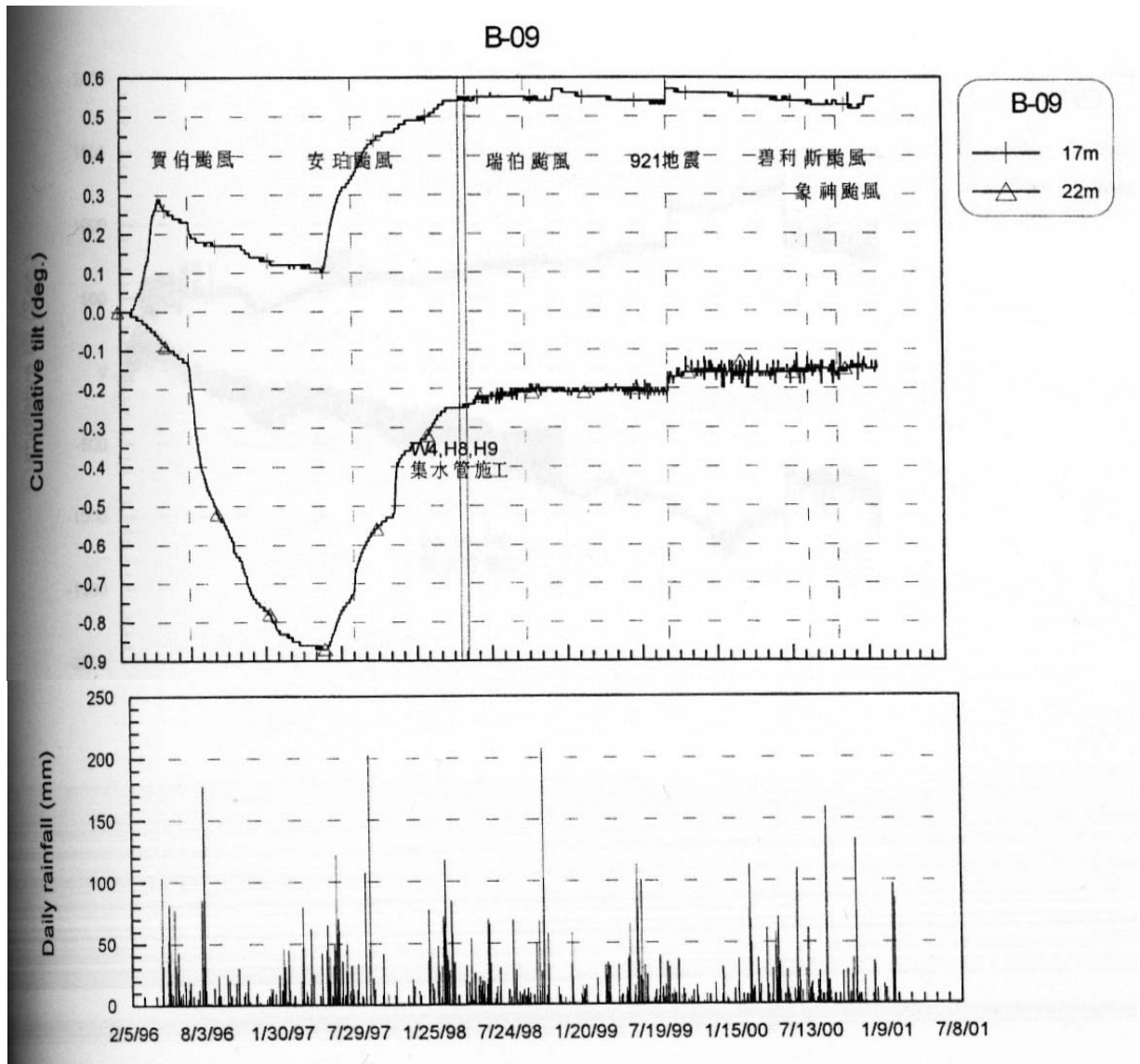


圖 2.18、東南二區孔內傾斜變化狀況(富國，2001)

MIN-9(人工傾斜管)位於 B-9 滑動體內之台七甲線上邊坡，由 A 向之累積變位量顯示，該儀器位置應有二處滑動面，其中一處為滑動面約在 60m 左右；另一處滑動面於 921 地震後產生，深度約介於 20~22m 左右。

B-9 自動監測站之地表傾斜量，自 85 年裝設初期有較大之傾斜，85 年 8 月後雖有減緩但卻持續發生，至 89 年 7 月產生一個往回之傾斜變化後有穩定之現象(圖 2.19)。地表傾斜量資料顯示，均往下邊坡方向，且研判仍持續發生中。

B-9 之地表伸縮計變化依據 85/1/28~89/11/30 觀測資料顯示(圖 2.20)，除裝設初期 85 年 2 月至 8 月有較明顯之伸張現象外，其後便有伸張及收縮混合出現，最大伸張量為 8.6mm，87 年 10 月以後之資料大體而言為穩定，僅在 921 地震時約有 3mm 左右之伸張量，惟隨後即無特定之變化趨勢。因此可說 B-09 已大致呈穩定狀況。

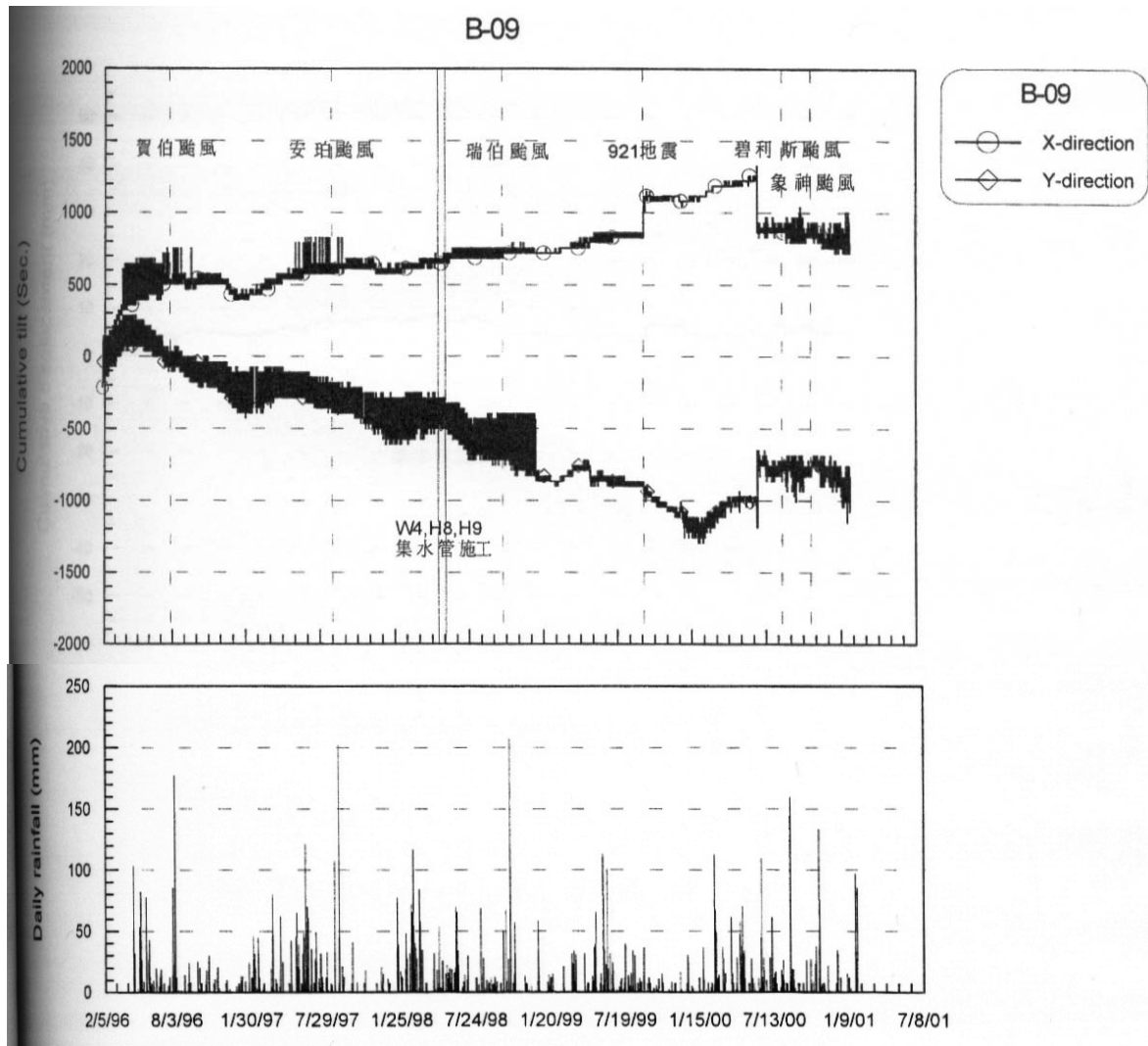


圖 2.19、東南二區地表傾斜變化狀況(富國，2001)

G1 及 G2 廊道前進方向為南偏東  $60^\circ$  及  $70^\circ$ ，廊道開挖出之岩盤中發現有相當多剪裂泥，而 G1 在開挖至 0K+120M 時開始進入一巨大剪裂帶中，開挖至 0K+230M(90 年 1 月，約於梨山賓館下方 65 公尺)尚未脫離此剪裂帶，而 G2 廊道則於 0K+170M~205.5M 亦進入一巨大剪裂帶中，由二廊道之巨型剪裂帶起點推估其位態約為  $N30\sim60^\circ E/40\sim60^\circ S$ ，其中岩體以角礫、剪裂泥夾細碎石英為主，局部有破碎板岩出現，由於這些剪裂帶之分佈，可能使得地下水被切割成脈狀或形成水包，使得本滑動區之內之地下水分佈變得非常複雜，因而地下水量測所顯示出之區域性差異及多層次之現象可獲得較合理之解釋。

由前述廊道開挖所獲得之地質資料，推估梨山村一帶較深層之基盤中由於大地應力作用造成相當廣泛之剪裂帶，此剪裂帶造成地質弱帶，當大甲溪河谷下切造成河谷側向解壓後，於是在此地質弱帶中造成滑動變位或潛變變形，而每當有下方產生滑動或有較大變形或有向源侵蝕時便會引致上方地層側向不平衡力量加大而更不穩定。

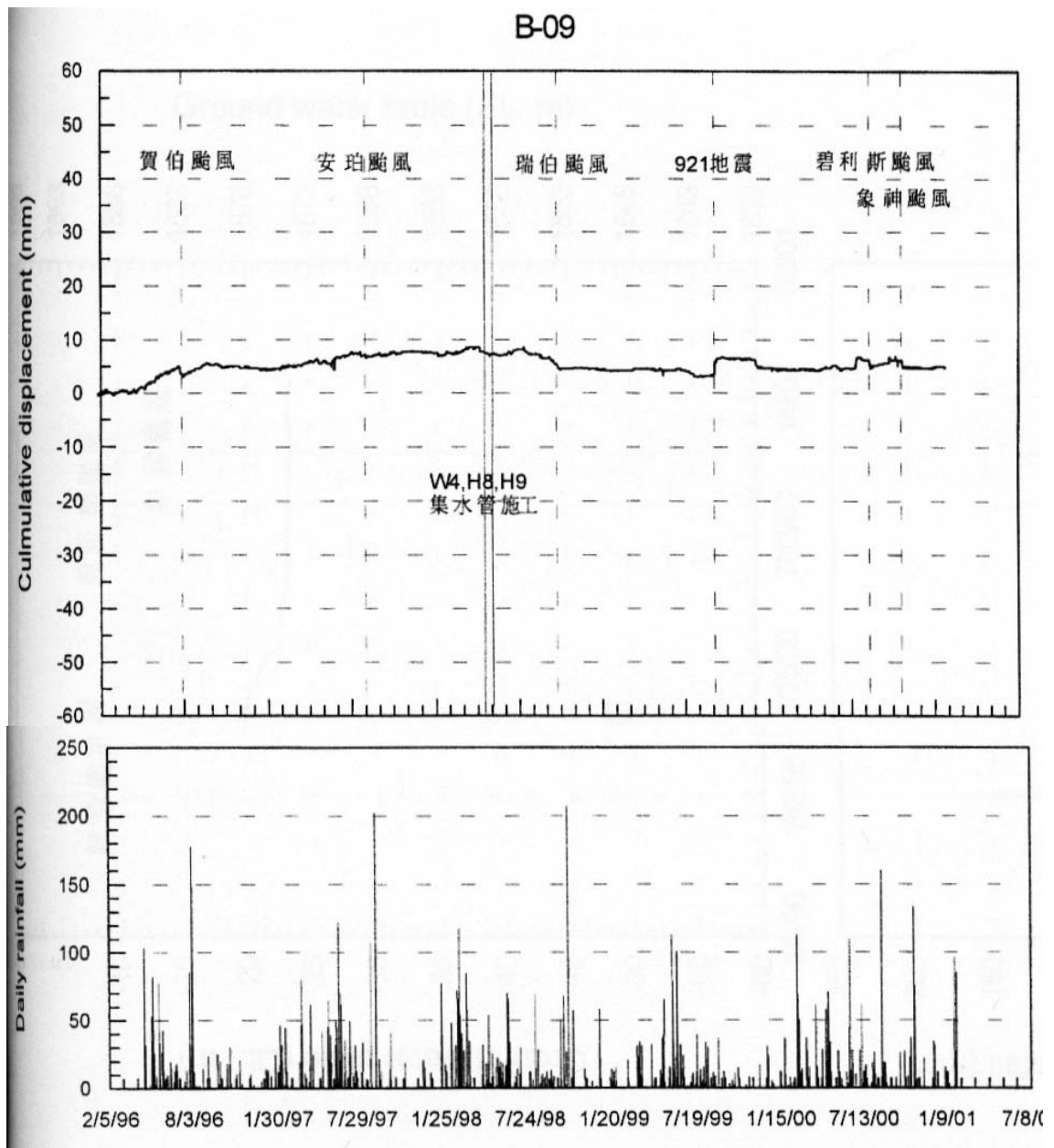


圖 2.20、東南二區地表位移變化狀況(富國，2001)

## 2-5 邊坡穩定分析方法

台灣的土地，平緩地僅佔三分之一左右，因此山坡地的開發對目前台灣的發展是有必要的。但當開發山坡地時，碰到的第一個難題，便是邊坡穩定的問題，舉例來說，開挖、填土、施作擋土牆、橋樑隧道、鐵公路、壩體建設等等，均與邊坡穩定性有關，否則一不小心，輕則結構物損毀，重者造成身命財產的損失。

邊坡穩定性分析，一般須配合現地調查、鑽孔資料、試驗結果與詳細之計算方法，始能得到理想安全之設計。為配合詳細現地調查資料，應於現地斜坡區域，安置某些斜坡指示器(Slope Indicators)設備，以幫助並瞭解斜坡滑動區之現象。一般現地安裝之

儀器，大致包括裂縫計、傾斜儀、傾度儀、伸長應變計、觀測井、水位計等，視工程重要性而決定安裝數量。

土壤邊坡之破壞模式大多受到材料因素與幾何條件所控制。土壤邊坡穩定分析方法可概分為極限平衡分析法與變形分析法。

至於岩石邊坡由於破壞模式大都為受到既有構造（各種不連續面）控制之破壞模式。但對於非常破碎或極端軟弱之岩石材料也不能仍不無可能產生類似土壤邊坡之破壞模式。一般需先藉由立體投影圖進行運動學分析(kinematic analysis)判斷是否某種破壞模式之運動性條件，若有，則進一步進行力學平衡分析，以決定安全係數。

以下先分為土壤邊坡與岩石邊坡概略介紹幾種常用的邊坡穩定分析方法。

## 2-5-1 土壤邊坡穩定分析方法

### 2-5-1-1 極限平衡法 (Limit Equilibrium Method)

所謂極限平衡分析法是考慮一潛在的滑動面，假設滑動面上各點之破壞是同時性發生，也就是滑動面上各點之安全係數均為一致，並依力學破壞準則(如摩爾-庫倫破壞準則)，同一地層採用相同剪力參數，配合依不同方法所假設條件，將原屬靜不定問題化為靜定問題，進而求得其滑動面剪力強度之安全係數，而此安全係數也代表整體邊坡之安全係數。

極限平衡分析法皆基於下列原則而考慮之：

- (1)假設破壞滑動機制，一般係平面或圓弧滑動破壞，如果有特殊的情況時，可採用不規則的形狀。
- (2)利用靜力學方法，計算為達到穩定平衡之假設滑動機制時，所需要的剪應力、剪力強度、力矩、高度等參數。
- (3)安全因數為沿著可能滑動破壞面之抵抗力與驅動力之比；或抗剪力對可能滑動破壞弧面圓心之力矩與驅動力對同一圓心力矩之比；或沿著可能滑動破壞面之抗剪強度與土壤平均剪應力之比等各種方法。
- (4)由於會有很多條潛在的滑動面，因此針對每個滑動面求其安全係數，而於眾多安全係數中取其最小值，此值所代表的滑動面，則為最有可能發生邊坡滑動破壞的臨界滑動面。

基於極限平衡法之基本假設，破壞滑動面上應力需滿足破壞準則之要求，破壞面可能為平面、圓弧面、對數螺線面、不規則平面與楔形不規則平面等之破壞滑動面。分析方法因考慮方向不同，亦有不同之分析模式，如：Culmann 分析法、Taylor 分析法、切

片分析法、Bishop 修正分析法、楔形破壞分析法... 等等。將上述之分析方法概述如下：

(1)Culmann 分析法：

在均質的土壤邊坡上，實際的破壞常為圓弧形，但為方便求解，Culmann(1866)考慮破壞滑動面為平面，如圖 2.21 所示，根據整個破壞之自由體平衡條件，進而求得安全係數。

$$F.S. = \frac{2C}{\gamma H} \sin \beta \left( \frac{1}{\sin(\beta - \alpha) \sin \alpha} \right) \quad (2.39)$$

式中  $C$ ：凝聚力(不排水剪力強度)， $S_u = C$

$\gamma$ ：土壤單位重

$H$ ：斜坡高度

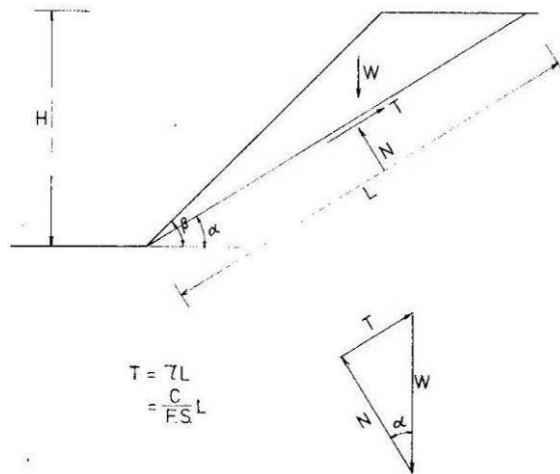


圖 2.21、平面破壞土體之平衡條件(吳偉特, 1980)

(2)Taylor 分析法：

Taylor(1937)考慮破壞面為一圓弧，如圖 2.22 所示，則根據整個土體之力矩平衡(Moment Equilibrium)，求得安全係數。

$$F.S. = \frac{RS_u ds}{Wx} = \frac{c * \widehat{AC} * R}{Wx} = \frac{c * R^2 * \theta}{Wx} \quad (2.40)$$

亦即 
$$F.S. = \frac{RM}{OM}$$

式中  $RM$ ：破壞圓弧上所有土壤平均抗剪強度對圓心之抵抗力矩(Resisting Moment)

$OM$ ：破壞土體重量對同一圓心之傾覆力矩或驅動力矩(Driving Moment)

$\theta$ ：圓弧所夾之圓心角

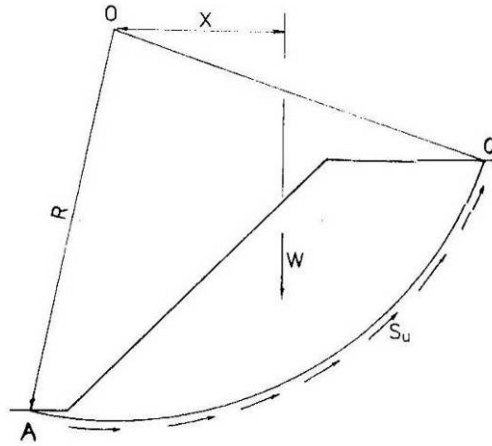


圖 2.22、圓弧滑動破壞之平衡條件(吳偉特, 1980)

(3) 切片分析法：

在分析過程中，將滑動的土體分割成足夠細的切片狀，已進行分析平衡計算。此方法係假設側力之合力作用方向，平行於每一切片之底端(圖 2.23)，亦即作用於切片底端垂直方向之側力合力為零；故分解正應力垂直於底端且消除側力作用，故可滿足整體之力矩平衡，但不滿足個別單獨之切片力矩平衡，亦不滿足水平力平衡與垂直力平衡。

$$F.S. = \frac{\bar{c}L + \tan \phi \sum_{i=1}^{i=n} (W_i \cos \alpha_i - u_i \Delta l_i)}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \sin \alpha_i} \quad (2.41)$$

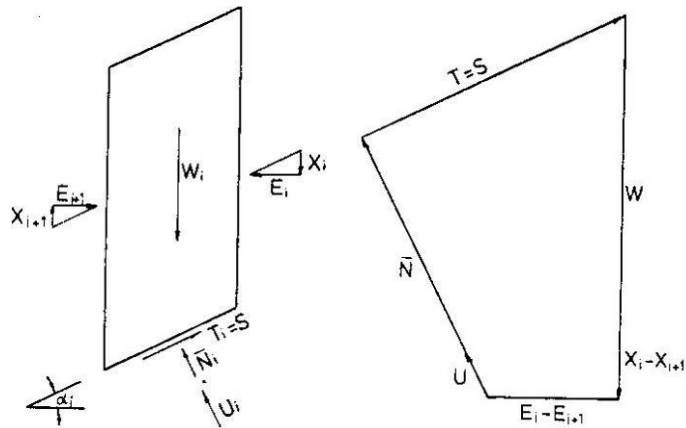


圖 2.23、一般切片分析法之切片側力假設(吳偉特, 1980)

(4) Bishop 修正分析法(Bishop 1955 ; Janbu, 1956)：

此方法係假設側力 E 與 X 之合力大小相同，且作用線重合，故 Bishop 僅考慮分解正應力於垂直方向，並假設垂直側力 X 為零，以消除所有側力之影響(圖 2.24)；故可滿足整體之力矩平衡與垂直平衡，但不滿足個別單獨之切片力矩平衡，亦不滿足水平力平衡。此計算過程非常繁瑣，所以一般均以電腦來取代計算的過程。

$$F.S. = \left\{ \frac{\sum_{i=1}^{i=n} [\bar{c}\Delta X_i + (W_i - u_i\Delta X_i) \tan \bar{\phi}]}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \sin \alpha_i} \right\} * \left[ \frac{1}{M_i(\alpha)} \right] \quad (2.42)$$

式中  $M_i(\alpha) = \cos \alpha_i \left( 1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \bar{\phi}}{F.S.} \right)$  (2.43)

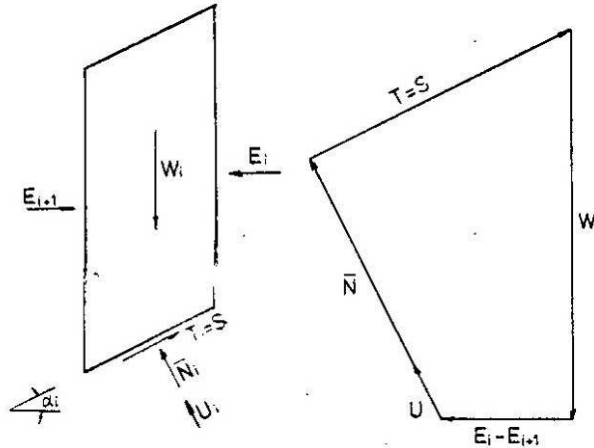


圖 2.24、Bishop 修正分析法之切片側力假設(吳偉特，1980)

(5) 楔形破壞分析法：

楔型破壞(Wedge Slip)也屬於邊坡破壞模式之一。楔型破壞分析方法係將整個破壞土體以垂直線分成幾個楔形或切片。基本假設為楔形或切片間接觸面側力皆為水平，故可滿足水平與垂直平衡條件。楔型破壞分析特別適用於當滑動面不為圓弧形狀，而楔型破壞機制滑動面之選擇，一般可分為三個分區，靠近坡頂之近似三角形楔形區域，稱為主動楔形區(Active Wedge Zone)；靠近坡趾之近似三角形楔形區域，稱為被動楔形區(Passive Wedge Zone)；中間部分區域，稱為中央楔形區(Central Wedge Zone)，如圖 2.25 所示。而安全係數之定義，係破壞滑動面上之剪力強度與滑動面上驅動剪應力之比值。

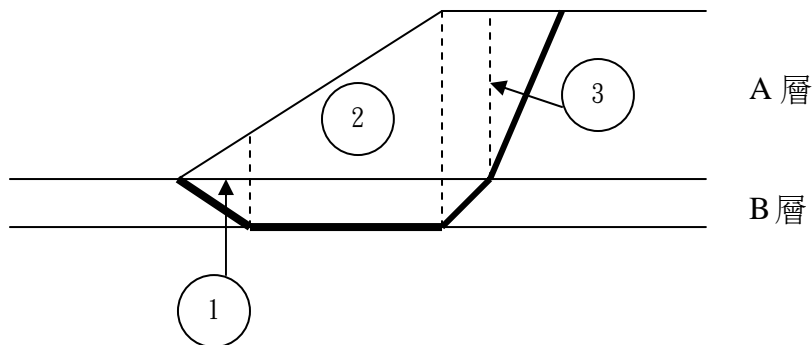


圖 2.25、土體楔形滑動破壞機制之模擬(1)被動楔形區(2)中央楔形區(3)主動楔形區(吳

## 2-5-1-2 變形分析法

斜坡行為以變形量之大小來表示最為適宜，故分析斜坡穩定問題，變形分析法應較為理想些。邊坡土體之變形，主要依據於土壤或岩石之應力與應變關係特性，由於土壤岩石為非線性、非均勻性、非彈性與等向性之材料，再加上其他天然或人為影響因素，對於實際設計之邊坡問題，仍具有甚大之限制性。近年來由於有限差分法之發展與運用，已可求得較佳之應力與應變關係特性。

對於有限差分法，是將基本的控制方程式加以離散化，其分析原理乃是將其控制方程式作一離散化的處理，如：

$$\frac{du}{dx} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{\Delta u}{\Delta x} \approx \frac{\Delta u}{\Delta x} \quad (2.44)$$

再利用 Taylor 展開式等數值的方法，將微分方程式轉換成差分方程式，如(2.44)所示。並且可依其方程式表示方式的不同，差分方程式亦可分為：前置差分(forward difference)、後置差分(backward difference)與中值差分(central difference)三種。

差分方程式之目的在於使用泛函數(functional)之差異和變數間距之比值關係，替代原先微分方程式中之微分項，依據微分項之次數，亦有不同階數的差分方程式，而常用的一階微分差分方程式表示如下：

$$f'(x_i) = \frac{f(x_{i+1}) - f(x_i)}{\Delta x} \quad (2.45)$$

$$f'(x_i) = \frac{f(x_i) - f(x_{i-1})}{\Delta x} \quad (2.46)$$

$$f'(x_i) = \frac{f(x_{i+1}) - f(x_{i-1})}{2\Delta x} \quad (2.47)$$

式(2.45)、(2.46)、(2.47)分別為前置、後置與中值差分式。

同時因為滿足基本微分方程式的通解有許多，但為了得到其唯一解，除了利用上述的差分式外，有限差分法還需邊界條件的諧合才得以求其唯一解，若對於 n 階的方程式而言，需要 n 個邊界條件來求解，倘若此 n 個邊界條件皆處於相同位置且與時間相關，一般稱為起始值問題(initial-value problem)，相反地，若此 n 個邊界條件位於不同位置且與時間無關，則稱為邊界值問題(boundary-value problem)。

同時，若以有限差分法解動態方程式時，可依其求解方式的不同，可分為外顯法(explicit scheme)與內隱法(implicit scheme)。前者是在已知前一個時間區間 t 的  $u_i$



值下，去尋找下一時間區間  $t+1$  的  $u_i$  值，可利用 step by step 計算的方法，利用數學式直接求得  $u_i$  值，而不需解聯立方程組；但後者則需在時間區間  $t+1$  建立一組聯立方程組，在時間區間  $t+1$  的  $u_i$  值皆為未知，等號的右邊則由時間區間  $t$  中已知的  $u_i$  值所構成的代數方程組，再利用疊代的方式求解。

隨著電子計算機的進步，已發展了一些以有限差分法為基礎的分析軟體（如：FLAC），對於土木工程分析上的實用性有莫大地助益。

## 2-5-2 岩石邊坡穩定分析方法

岩石邊坡內之節理裂縫，常造成岩石之滲透性程度高，故分析岩石坡面通常採用有效應力分析方法。且岩層結構細部形態，為控制破壞機制之主要因素。岩石邊坡其破壞模式常常受到既有構造（各種不連續面）控制之破壞模式。但對於非常破碎或極端軟弱之岩石材料也有可能產生類似土壤邊坡之破壞模式。

岩石坡面之破壞滑動形式，一般分為平面破壞(Plane Failure)、翻倒破壞(Toppling Failure)、楔形破壞(Wedge Failure)、圓弧形破壞(Circular Failure)。茲將各種主要破壞滑動形式之分析方法，略述如下；

### (A) 平面破壞穩定分析(Hoek & Bray, 1977)

平面滑動破壞一般發生於地質不連續面(Discontinuity)，如層面(Bedding Plane)走向(Strike)平行於斜坡面且當開挖傾角(Dip)大於岩石摩擦角時發生，故產生平面滑動之幾何條件如下所述：

- (1) 滑動面之走向，大致平行( $\pm 20^\circ$  以內)於斜坡坡面。
- (2) 滑動面傾角  $\phi_p$  大於岩體本身之抗剪角  $\phi$ ，且小於斜坡坡面之傾角  $\beta$  (圖 2.26)。
- (3) 滑動面兩側無阻力產生(圖 2.26)

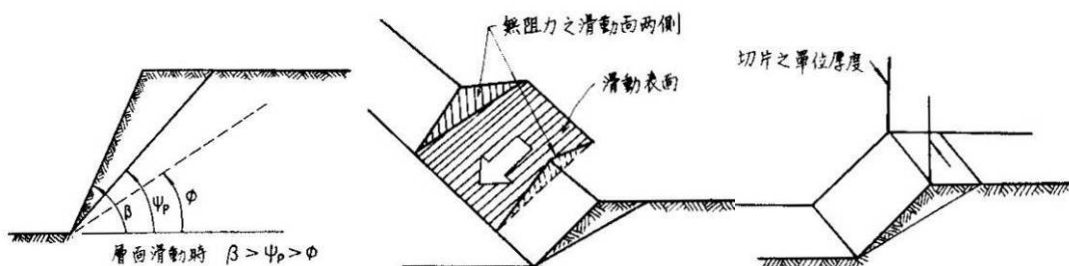


圖 2.26、岩層平面滑動之幾何條件(吳偉特, 1980)

### (B) 翻倒破壞穩定分析(Hoek & Bray, 1977)

岩體本身多多少少都具有一些層面、劈理、節理等一些弱面，若傾斜坡面具有

此種岩體時，將可能產生翻倒破壞的發生。除了本身受重力作用，一般係由該岩塊之形狀決定其翻倒可能性，亦即由岩塊之重量向量位置與岩塊底面之相對位置而決定，若通過岩體重心之重量向量，落於岩塊底面之外時，將發生翻倒滑動。此種破壞主要發生於不連續面發達的岩體，岩體內部因為層面或是節理分佈情形，形成一連串走向平行於坡頂線且向岩體內傾斜之岩柱。茲將其情況示於圖 2.27 中(圖中係假設抗拒岩體滑動力僅由摩擦力產生，亦即  $c=0$ )，可分 4 種區域敘述之：

- (1) 第一區： $\beta < \phi$ ， $b/h > \tan \beta$ 。岩體穩定，不產生滑動與翻倒。
- (2) 第二區： $\beta > \phi$ ， $b/h > \tan \phi$ 。岩體滑動但不翻倒。
- (3) 第三區： $\beta < \phi$ ， $b/h < \tan \phi$ 。岩體翻倒但不滑動。
- (4) 第四區： $\beta > \phi$ ， $b/h < \tan \beta$ 。岩體之滑動與翻倒同時發生。

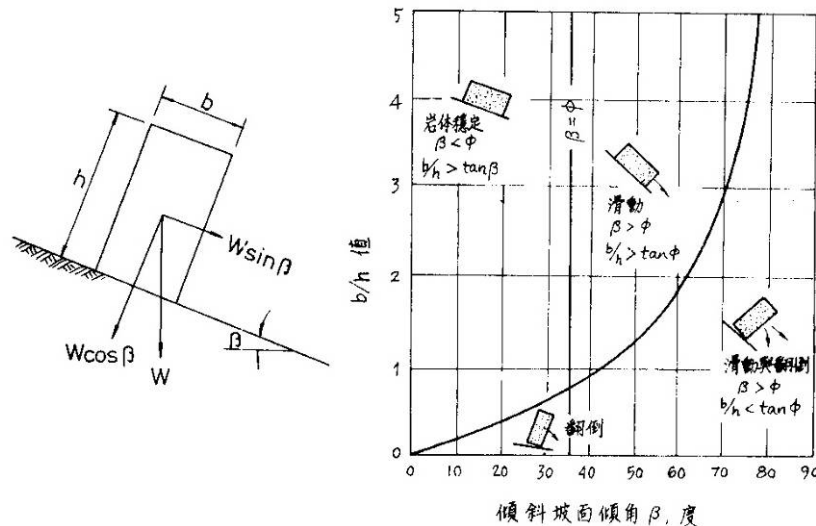


圖 2.27、岩坡翻倒與滑動破壞之條件(Hoek & Bary, 1977)

### (C) 楔形破壞穩定分析

楔形指的是由三個不連續面所構成的楔形幾何的岩坡體(圖 2.28)。當兩個不連續面交線之傾角，小於坡面的傾角，且大於每個不連續面的摩擦角，則可能會發生楔形破壞，其安全係數的計算，較平面破壞複雜許多。

茲將楔形破壞之分析步驟，略述如下：

- (1) 首先調查岩體內節理、層面與坡面之角度及相對位置。
- (2) 計算破壞楔形岩體穩定平衡之驅動力、水壓力與岩體之外力及滑動岩體本身重量。
- (3) 決定岩體為滑動或轉動之破壞型態。

(4)比較滑動面上之最大抗剪強度與驅動之剪應力值，求取安全係數值。

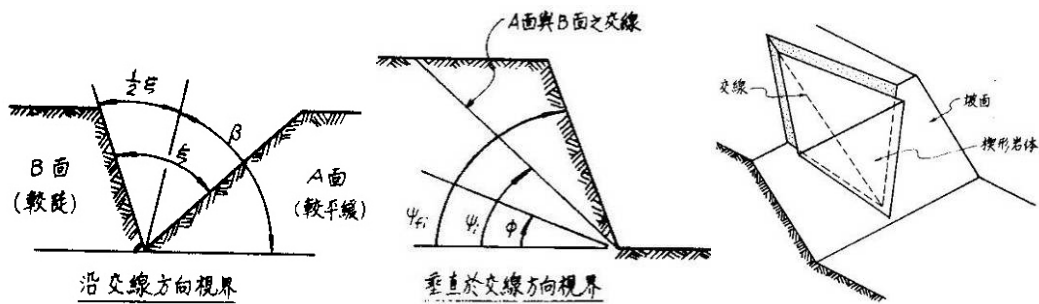


圖 2.28、岩坡楔形滑動破壞之幾何形狀(吳偉特，1980)

#### (D)圓弧破壞之穩定分析

假若岩體邊坡具有高度風化或碎裂之岩石，或風化成一般細顆粒土壤或岩石顆粒時，則其性質與一般土壤無異，可視為土壤，因此採用土壤之圓弧破壞分析法即可。

#### 2-5-3 梨山邊坡分析案例

能資所(1993)採用簡便的切片法，來進行邊坡穩定的分析。首先在進行邊坡穩定分析時，不管是採用總應力法或是有效應力法，大多是根據「當邊坡的土壤或岩石的剪力強度比作用於其間之應力小時，即為不穩定」的基本概念，依次進行(1)判斷可能發生滑動的滑動面；(2)求各滑動面上之土塊的重量，孔隙水壓等外力；(3)求沿滑動面作用的摩擦力與凝聚力；(4)計算安全係數(FS)；(5)比較各可能滑動面上之土體的FS，就其最小FS者來探討邊坡安全性與其整治工程。而滑動面的位置與形狀，可依下列要點進行判釋：

(1)地形，如滑落崖、裂隙、隆起、地形變化點等。

(2)地質：(A)軟弱的黏性土壤內

(B)崩積土與岩盤間之界面

(C)風化岩或岩盤之上

(D)順向坡(Dipslope)上之層面

(E)岩盤內之軟弱夾層或破碎帶

(3)儀器監測結果，如管式應變計、孔內傾斜計、地表伸縮計、傾斜計等。

滑動面的形狀，雖然說岩盤或風化岩地滑者呈平面形，崩積土或黏質土壤地滑者呈弧形滑動面，但是一般還是以此兩者組合而成的複合形滑動面居多。根據前述的地滑現象、岩心鑑定及儀器監測等結果，推測本區之滑動面多為頭部略呈弧形，腳部呈直線形複合而成的椅子形滑動面，深度自15m~50m不等。能資所(1993)則以一般較常用且簡便的切片法，亦即利用下式，進行邊坡穩定分析：

$$FS = \frac{c \sum L + \sum (N - U) \tan \phi}{\sum T} \quad (2.48)$$

其中 L：滑動面長度 (m)

T：作用在 L 上之剪力 (t/m)

N：作用在 L 上之垂直力 (t/m)

c：滑動面上土塊之凝聚力 (t/m<sup>2</sup>)

$\phi$ ：滑動面上土塊之抗剪角 (°)

U：作用於 L 上之孔隙水壓 (t/m<sup>2</sup>)

作邊坡穩定分析時，以土壤力學試驗求取土塊之 c 與  $\phi$  值是最為理想，然而(1)現場的土壤多為非均質，少數幾個試驗值難以作為整個計算區之代表；(2)土壤力學試驗費時，常未能應緊急計畫之需；(3)不擾動試樣不易取得等因素所困。若以逆算法為主，參照土力試驗值，亦可求取合理的 c 與  $\phi$  值(藤原明敏，1979)。所謂逆算法，就是先假設地滑在平衡狀態時其安全係數  $FS = 1.000$ ，亦即：

$$FS = \frac{c \sum L + \sum (N - U) \tan \phi}{\sum T} = 1.000 \quad (2.49)$$

分別以  $\phi = 0$  代入上式，得  $c = \sum T / \sum L$ ，再以  $c = 0$  代入上式，得  $\tan \phi = \sum T / \sum (N - U)$ ，並可繪出  $c - \tan \phi$  關係圖，然後參照土力試驗值，在  $c - \tan \phi$  關係圖上訂出適當之 c 值，再導出  $\tan \phi$  或  $\phi$  值。藉此所得之 c 與  $\tan \phi$  值即為該滑動面上之土質強度係數平均值，最後再以此等平均值計算出最接近現況的安全係數。能資所(1993)共進行 6 條測線之邊坡穩定分析(其中一條如圖 2.29 所示)，分析結果，得知區內之主要滑動土體的安全係數  $FS = 0.98 \sim 1.20$ ，亦即有部分邊坡正處於臨界狀態或緩慢滑動中。

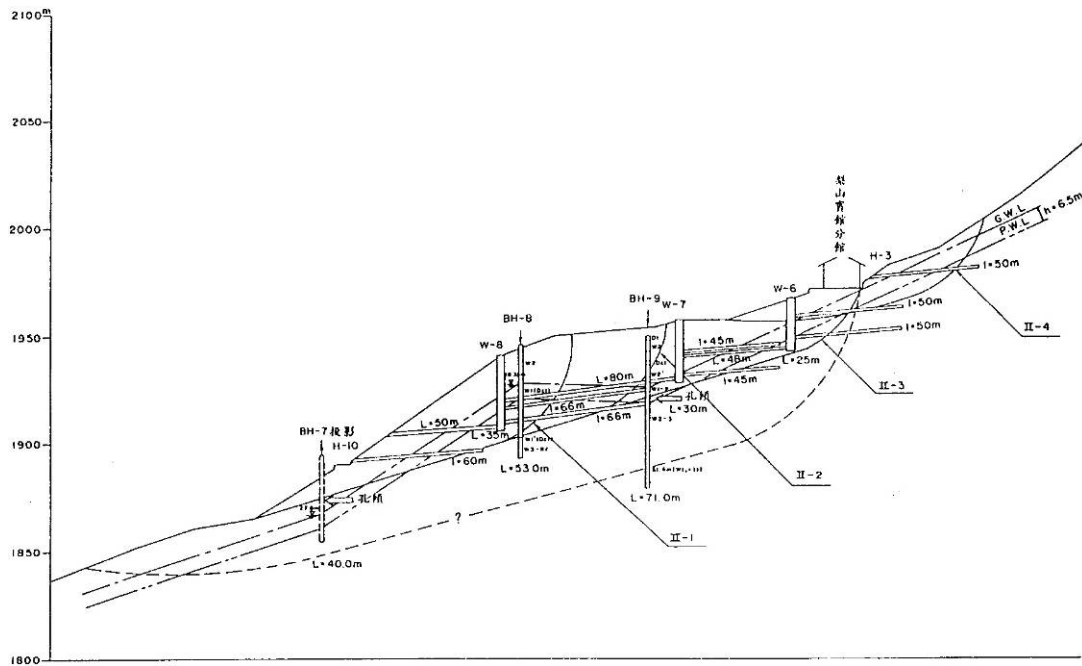


圖 2.29、II-II' 測線剖面圖(能資所，1993)

#### 2-5-4 討論

能資所(1993)針對梨山崩積層做邊坡穩定分析，採用的是簡便的切片分析法。其中曾提到現場的土壤多為非均質，因此以逆算法，來求取合理的  $c$  與  $\phi$  值。而現地地層本身為多樣化，從軟弱的黏土到堅硬的板岩都有，分佈深度不一。因此能資所採用此法，可能尚未能夠很具有代表性的來描述崩積層邊坡的穩定分析。如果能將土層先區分開來，再將各參數代入分析，將能更具崩積層材料的代表性。