Journal of Chinese Agricultural Engineering Vol. 52, No. 2, June 2006

生態工程中植生根系對飽和 - 未飽和邊坡穩定影響之模式分析

Simulation of Saturated - Unsaturated Slope Stability on the Influence of Root of Plants in Ecological Engineering



摘要

植生的應用乃為生態工程當中不可或缺的重要元素,然而在邊坡穩定上植生之 施工為必然的趨勢,其根系對於邊坡穩定之效益在以往許多研究中可以有相當程度 的了解。但大體來說,植生對於邊坡穩定之影響不完全侷限於根系力學上,尙有許 多不同的影響因子,例如:樹重、風載力、降雨截流以及土壤水份的變化等,這些 都會影響植生在邊坡穩定上的結果。

本文乃利用模式分析去探討在不同坡度及土壤水份分佈之下,植生根系的存在 對於邊坡穩定上實際效果。在根系力學的模式當中,本研究利用吳正雄(1990)「植生 根力與坡面穩定關係之研究」中,其對台灣杉及山黃麻的根系力學所做的分析結果 作為基礎,再利用 Geo-Slope 中的 Slope/W (1991)地層及破壞面上的資料,最後經由 8 種不同土壤水份情況下的 Bishop 修正分析法及 Janbu 簡化分析法去分析破壞面上 無植生及不同植生方式下之邊坡安全係數值。

分析結果發現,台灣杉及山黃麻於破壞面最深深度 1.3m 之破壞面上分別可提升 安全係數 0.88~1 及 0.77~0.93 : 於破壞面最深深度 3.4m 之破壞面上,台灣杉及山黃 麻分別可提升安全係數 0.05~0.13 及 0.04~0.12 : 但是,在破壞面最深深度 4.9m 之破 壞面上,台灣杉與山黃麻之安全係數變化介於-0.01 至 0.05 之間 : 然而在更深之破壞 面上植生根系所能增加之安全係數皆於 0.03 以下,於邊坡土壤水份乾燥狀態下甚至 使得安全係數降低 0.017,顯示植生根系對較深破壞面上的土壤抗剪強度毫無作用, 甚至會讓邊坡安全係數降低。在實際應用方面,各類植生特性必有其適合邊坡類型

^{*}通訊作者,台灣大學生物環境系統工程學研究所博士生,106台北市大安區羅斯福路4段1號,d90622007@ntu.edu.tw

或坡地生態工程設計,必須經由更精準的研究分析,才能夠找出真正適用於特定邊 坡上的生態工程。

關鍵詞:邊坡穩定,土壤水份,安全係數,生態工程。

ABSTRACT

Planting is an indispensable element of ecological engineering. It is the ultimate option for slope stabilization. Past studies have shed light on the effect of the roots in steadying gradients.

This paper utilized pattern analysis to explore the impact of planting on slope stabilization under different slope grades and hydrological conditions. The mechanical model of the root system in this study is based on "Relations of Root System Mechanics and Slope Stability" (Wu, 1990) in which he studied root system mechanics of Taiwan fir and Mountain jute. Geological layer and destruction surface data of Slope/W (1991) are then utilized. Finally through Bishop's adjusted analysis method and Janbu's simplified analysis method under 8 different soil water content conditions, slope safety coefficients of destruction surface without plant or with plants of different kinds.

The results indicated Taiwan fir and Mountain jute are capable of raising safety coefficients of destruction surface at 1.3m under from 0.88 to 1 and from 0.7 to 0.93 respectively. At the destruction surface at 3.4m under Taiwan fir and Mountain jute are capable of raising safety coefficients from 0.05 to 0.13 and from 0.04 to 0.12 respectively. At the destruction surface at 4.9m under, changes in safety coefficients caused by Taiwan fir and Mountain jute are both from -0.01 to 0.05. At deeper destruction surface increases in safety coefficient caused by planting are all below 0.03. Under lower soil water content of slope conditions, the safety coefficient is decreasing 0.017, indicating the fact that at deeper destruction surface planting does not enhance the safety coefficient and may cause it to decrease. In practice, there must be its slope type or ecology engineering design that is suitable for while planting characteristics of all kinds. Detailed study and analysis are required for identifying the suitable ecological engineering for a particular slope.

Keywords: Slope stabilization, Soil water content, Safety coefficient, Ecological engineering.

一、前 言

1.1 前言

台灣山坡地水文及地文特徵乃為陡峻、河川 水流急以及降雨強度大且延時短,對於邊坡崩塌 或土石流之防治極為不易,而颱風其間或之後発 不了伴隨著邊坡崩塌或土石流,近年來最具有代 表性的有艾利颱風(2004.7)、桃芝颱風(2001.7)以 及納莉颱風(2001.9),皆造成上百人死亡,尤以 艾利颱風造成新竹五峰鄉山土石流發生,使得山 腳下村落一夜之間遭到埋村之命運,而五峰鄉山 土石崩塌處屬於原生作物生長處,其崩塌之發生 使得邊坡上植生對於穩定度的影響受到質疑。

利用植生保護邊坡主要可以抑制沖蝕以及 淺層的崩坍,對於植生根系無法到達的深處所能 夠造成的影響效益還有待商榷,相較之下選擇樹

引拔抗力與最大地際直徑之關係						
植生物種	迴歸關係式	準確率	估計範圍			
冬青菊	$F_a = 14.798e^{0.118D_a}$	$R^2 = 0.832$	$9.21 \le D_a \le 24.49$			
苦藍盤	$F_b = 2.936 D_b^{1.421}$	$R^2 = 0.835$	$7.56 \le D_b \le 19.40$			
引拔抗力與地上部濕重之關係						
冬青菊	$F_a = 41.147 e^{0.021X_a}$	$R^2 = 0.797$	$59 \le X_a \le 513$			
苦藍盤	$F_b = 14.244 X_b^{0.386}$	$R^2 = 0.574$	$47 \le X_b \le 641$			
根段拉力與根徑之關係						
冬青菊	$F_{tb} = 1.2579 D_{tb}^{-1.6818}$	$R^2 = 0.9325$	$0.7 \le D_{tb} \le 4.6$			
苦藍盤	$F_{ta} = 0.8988 D_{ta}^{2.2117}$	$R^2 = 0.8507$	$0.4 \le D_{ta} \le 5.7$			
Fa、Fb:引拔抗力數值(kg)						
Fta、Ftb:根段拉力數值(kg)						
Da、Db: 地際直徑最大值(mm)						
Xa、Xb:地上部濕重(g)						
Dta、Dtb:根徑(mm)						

表 1.2-1 冬青菊及苦藍盤之根力關係表(黃俊仁, 2001)

種配合適宜之立地條件將是其重要課題。令人所 熟知的案例即為造成南投地區高度山崩土石流 災害的事件:還有大量種植淺根特性的檳榔樹於 高危險的陡坡上,以致於其淺根之特性無法控制 崩坍之發生,待降雨入滲之後就會造成更大的坡 地災害。

1.2 文獻回顧

根系對於土壤凝聚力之補強效應,就如同鋼 筋對於混凝土之補強。黃俊仁(2001)曾計算出冬 青菊以及苦藍盤的引拔抗力與最大地際直徑、地 上部濕重之間的相互迴歸模式關係;以及根段拉 力及根徑之間的相互迴歸模式關係,如表 1.2-1 所示。

邊坡之安全係數是以靜力平衡之觀點為理 論基礎,分析作用於單位體積之土層推移力 τ_{D} 為土砂重量與水體重量等沿邊坡斜面分量之總 合,平行於底床斜面;而單位體積之土層阻抗力 以 τ_{R} 表示之,將 τ_{D} 與 τ_{R} 之關係以F.S.= τ_{R}/τ_{D} 表示之,將 τ_{D} 與 τ_{R} 之關係以F.S.= τ_{R}/τ_{D} 表示之,當F大於1時土層爲穩定;反之若是 F小於1的話土層即爲不穩定;但如果安全係數 爲1時,則介於穩定及不穩定間的臨界點,此時 必須經由外力如:人爲破壞、地震、降雨或是地 下水位高漲等之干擾,即發生土石崩塌。

二、理論基礎

2.1 根力計算

根垂直剪力帶根力模式由 Wu, T. H. (1976, 1979, 1980)所推衍,其假設一實根垂直定位於破 壞面上,且假設根株的拉力強度均能完全傳送。 這些力量則轉換成為增加的剪力阻抗或稱為根 凝聚應力,即為根系提供土壤剪力強度的增量 ΔS 。然而其根系提供土壤剪力強度的增量 ΔS 可 如下式表示:

 $\Delta S = t_r \times (Sin\beta + Cos\beta \tan \phi') \dots (2.1)$

 t_r :單位土壤剖面上之根拉力強度(N/m²);

 β :根的剪力位移角。

方程式中的未知數為剪力位移角 β 以及內 摩擦角 ϕ' ,根據 Waldron (1977)研究結果證實根 的剪力位移角 β 介於 45~50°之間。Wu (1976)對 野外觀測根系的研究指出 β 介於 45~70°之間為 最多,而內摩擦角 ϕ' 則幾近是在 20~40°之間, 則所欲求之 $Sin\beta + Cos\beta \tan \phi' 爲 0.92 至 1.31 之範$ 圍內。因此取其平均值 1.12 取代之, 2.1 式可改寫爲

 $\Delta S \cong 1.12 \times t_r \tag{2.2}$

2.2 式即為 Wu, T.H.所推衍之根系提供土壤剪力



圖 2.2-1 Bishop 修正分析法之破壞圓示意圖



圖 2.2-2 Bishop 修正分析法之切片作用力圖

強度的增量之簡化式。

2.2 安全係數模式

坡面安定分析的方法可分為極限平衡法 (Limited equilibrium analysis) 與 變 形 分 析 (Deformation analysis)兩大類。極限平衡法可分為 單一自由體分析法(Freebody analysis)及切片分 析法(Slices analysis),其中 Bishop 修正分析法為 極限平衡法中的切片分析法。

Bishop 修正分析法(Bishop's modified mothed)為 Bishop 於 1955 年所發展出來。其理論 依據在於力矩及力之平衡。破壞圓示意圖以及切 片作用力圖如圖 2.2-1 及圖 2.2-2 所示。假設切片



間的剪力合力為零,並且利用力矩平衡的方式做 分析,滿足垂直力及整體力矩平衡。本法適用於 圓弧形破壞滑動面,相較於一般切片法為嚴謹, 而其推求出來的安全係數模式如式所示。



三、模式推導

3.1 根力模式之推導

由吳正雄(1990)於南投縣蓮華池試驗地上種 植的台灣杉為根力分析的主要原始資料來源,其 採用的根系型態調查方式為分區全面挖掘法,此 法在地表下以樹根部幹軸為圓心向外分別畫出 半徑為100cm之B剖面以及150cm之A剖面。 再將坡面上段與下段區分為A2、B2以及A1、 B1,並取地表下50cm處取100cm以及150cm之 半徑為圓周之圓為C2、C1剖面,而山黃麻之根 系型態調查方式與台灣杉無異。其示意圖如3.1-1 所示。

此試驗地之人工造林根系調查將分為6個剖 面進行調查,其剖面分別為A1、A2、B1、B2、 C1及C2,然而A1、A2、B1及B2此四個半圓 弧形斷面將依深度每20cm 調查個別至深度 120cm,其中每個剖面的根數以及根斷面積的調 查如表3.1-1所述。其中R.N.為各剖面在各深度

\smallsetminus	深度	刘石深庄 (cm)						合計
		可如小人友(CIII)						
剖面	\sim	0-20	20-40	40-60	60-80	80-100	100-120	
A1	R.N	385	211	158.5	49.5	12.5	3.5	820
	%	47.0	25.7	19.3	6.0	1.5	0.5	100
	R.A	4.1632	2.1041	1.8673	0.3697	0.0249	0.0037	8.5328
	%	48.7	24.7	21.9	4.3	0.3	0.1	100
A2	R.N	64.5	68	47	34	20	7	240.5
	%	26.8	28.3	19.5	14.1	8.3	3.0	100
	R.A	1.9837	24.3419	2.7547	1.4258	0.5496	0.1249	31.179
	%	6.4	78.1	8.8	4.6	1.8	0.3	100
B1 ·	R.N	265.5	117	84.5	56.5	5.5		529
	%	50.2	22.1	16.0	10.7	1.0		100
	R.A	2.9692	9.7184	7.7929	1.6197	0.1065		22.2067
	%	13.4	43.8	35.1	7.3	0.4		100
B2	R.N	152	95.5	60.5	58.5	35	7.5	409
	%	37.2	23.4	14.8	14.3	8.6	1.7	100
	R.A	62.3911	7.8306	1.0390	1.9670	2.7185	0.0526	75.9988
	%	82.1	10.3	1.4	2.6	3.5	0.1	100
C	R.N	No Data					63.5	
C	R.A	INO Data					21.8539	

表 3.1-1 台灣杉各剖面根系分佈情形(吳正雄, 1990)

表 3.1-2 台灣杉各剖面計算根力強度(吳正雄, 1990)

項目	拉力強度 (kgf)	根斷面積 Ar (cm ²)	平均拉力強度 Tr (kgf/cm ²)	根面積比 Ar/As	單位拉力強度 t _r (kgf/m ²)	K 值	根力強度∆S (kgf/m ²)
A1	1990.82	8.5328	233.31	2.9427×10^{-4}	686.57	1.12	768.96
A2	2322.72	31.1790	74.50	6.6197×10 ⁻⁴	493.14	1.12	552.32
C1	1927.36	21.8539	88.19	3.0919×10 ⁻⁴	272.68	1.12	305.40
合計	6240.36	61.5657			1452.39		1626.68
B1	2714.20	22.2068	122.22	7.0722×10^{-4}	864.39	1.12	968.12
B2	3985.95	75.9987	52.45	24.2034×10 ⁻⁴	1269.41	1.12	1421.74
C2	1927.36	21.8539	88.19	6.9598×10 ⁻⁴	613.81	1.12	687.47
合計	8627.51	120.0594			2747.61		3077.33

下的根數, R.A.為各剖面在各深度下的根斷面積 (cm²),%為 R.N.以及 R.A.在各剖面中不同深度所 佔的百分比。

在本研究中發現,根系調查結果中未能得到 根系分佈隨著深度在與地面平行的斷面上的變 化,只能獲得側向剖面根系分佈。而吳正雄再將 每個剖面的根系做根段拉力試驗,且得到各個剖 面下的根系平均拉力強度後,將其代入 2.2 式可 得表 3.1-2。 本研究於表 3.1-2 中發現,在計算根力強度 時,單一剖面的平均拉力強度 Tr 都相同,不隨 著深度而變化,故在特定剖面不同深度下的平均 拉力強度可視為一定值。且發現在各剖面下不同 深度的斷面積 As 也相同,故本研究推論 $\Delta S = 1.12 \times T_r \times \left(\frac{A_r}{A_s}\right)$ 中的 ΔS 與 Ar 成正比,根 斷面積 Ar 雖著深度改變的趨勢即可代表根力強 度隨著深度上變化的趨勢,故本研究將台灣杉各



圖 3.1-2 台灣杉 A1 剖面隨深度之根斷面積變化曲線



圖 3.1-3 台灣杉 A2 剖面隨深度之根斷面積變化曲線

側向剖面上的根斷面積隨著深度的分布。其中本 研究取各深度的中間值為深度的計算值。

由上圖 3.1-2 至 3.1-5 可知,其以指數回歸的 方式所得到的 R²值皆高於 0.75,而 R²值之所以 具有明顯之趨勢,原因則為根系在側向剖面中, 隨著深度上的發展有顯著的趨勢。然而接下來本 研究將利用趨勢最為明顯的 A2 剖面積之根系隨 深度之變化作為接下來分析的重點。

在分析過程中,本研究最初於吳正雄的試驗 當中所得到的數據皆為側向土體剖面的根斷面 積隨深度之變化。但在邊坡上深層不穩定之破壞 面往往平行於坡面,故根系力學對於邊坡較深層 處之穩定效果乃取決於平行於坡面之單位面積 土壤下的根系強度,故本研究必須將現有的側向 根面積比隨深度之變化趨勢,轉換為平行於坡面 之根面積比隨深度之變化趨勢。

根面積在 A2 剖面上的分佈(R²=0.9646),其 根面積與深度之曲線方程式為

> $A_r = 102.63 \times e^{-0.0636Z}$(3.1) A_r :根面積(cm²)



圖 3.1-4 台灣杉 B1 剖面隨深度之根斷面積變化曲線



圖 3.1-5 台灣杉 B2 剖面隨深度之根斷面積變化曲線

Z:深度(cm)

因為側向根斷面積分佈並不是分析上所需 要的數據,但其隨著深度所呈現出來的趨勢可以 幫助本研究更近一步地分析。故本研究將方程式 中的趨勢留下,將 3.1 式改寫成

 $A_r = e^{-0.0636Z}$ (3.2)

再將 3.2 式中等號右邊加入一待定係數 H, 使其方程式能夠符合台灣杉橫向之根面積隨深 度變化的曲線

其中關於橫向剖面的資料,只有位於地表下 50 公分處 C 剖面之數據,故本研究取半徑為 100 公分之 C2 剖面之根力 ΔS 為橫向根力強度方程 式中深度 50 公分處的值。3.3 式為橫向根面積與 深度之關係式,則根力強度與根面積之相關式為

$$\Delta S = 1.12 \times T_r \times \left(\frac{A_r}{A_s}\right) \dots (3.4)$$

將上式移項可得

將 3.3 式代入 3.5 式中,可得

$$\Delta S \times \frac{A_s}{1.12 \times T_r} = H \times e^{-0.0636Z} \quad(3.6)$$

再將 3.6 式改寫成橫向根拉力強度與深度之關係 式

$$\Delta S = H \times \frac{1.12 \times T_r}{A_s} \times e^{-0.0636Z} \quad(3.7)$$

其中因為 Tr 與 As 並不會隨著深度 Z 而改 變,故將式中的 $H \times \frac{1.12 \times T_r}{A_s}$ 可設為一常數値

B,則方程式最後可改寫成

- ΔS : 隨土層深度發展的根力強度(kgf/m²)
- *Z*:深度(cm)

經由 C2 剖面的拉力強度 ΔS 代入 3.8 式,可 求得其在種植台灣杉的情況下所推估出來的關 係式

687.47= $B_{台 灣核} \times e^{-0.0636 \bullet 50}$ (3.9)

則得到

B台灣杉=16530

將 B台灣杉 代回(3.8)式得到

 ΔS 台灣校 16530 $e^{-0.0636Z}$ (3.10)

 $\Delta S_{台灣核}$:台灣杉之根力強度(kgf/cm²)

Z:深度(cm)

3.10 式即為本研究所推導出的台灣杉根力強度 與深度之關係式。

而山黃麻隨著深度之根力強度方程式的推 求則與台灣杉之根力強度方程式相同,其根力強 度隨深度變化之方程式如下所示:

$$\Delta S_{\perp \downarrow \downarrow \mp \mp} = 137.6 e^{-5.71Z}$$
(3.11)

$$\Delta S_{\sqcup \breve{\beta}_{
m R}}$$
:山黃麻之根力強度(kN/m²)
($R^2 = 0.9674$)

3.2 邊坡安全係數之推導

在邊坡安全係數之應用方面,本研究選擇 Bishop 修正分析法作為邊坡上推求安全係數之 方式。2.3 式為 Bishop 所推求出的安全係數模 式。由於本研究必須考慮植生的影響,則須將植 生所增加的土壤凝聚力導入安全係數F當中,得 到

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n} \frac{1}{m_{\alpha_i}} \left\{ (c'_i + c'_{R_i})b_i + (W_i + S_{W_i}b_i - u_ib_i)\tan\phi' \right\}}{\sum_{i=1}^{n} W_i \sin\alpha_i + S_{W_i}b_i \sin\alpha_i + D_i}$$
.....(3.12)

3.12 式則為本研究所設計在有植生情況下 Bishop Method 之通式,其中 c'_{Ri}為第 i 塊切片所 得到的根力所增加土體之凝聚力,即為第三章所 述之土壤中剪力強度增量 ΔS (N/m²)。而 S_{Wi}則為 第 i 塊切片上單位面積所支承之樹重(N/m²), D_i 則為第 i 塊切片上所承受之單位寬度風力矩 (N/m)。

本研究再由不同土壤水份狀態下,自行將破 壞面推導為8種狀況不同及安全係數方程式:

Casel. 破壞面於濕鋒線上

當破壞面於濕鋒線上時,其破壞面示意圖如 3.2-1 所示,則切片上之重量分別為土砂重量、濕 鋒水重、樹重以及逕流水重等之總和,可表示為

W(z,t) =
$$[(1-n)s_g z + nz + h_1(t)] \gamma_w b + S_w b ...(3.13)$$

3.13 式中 n 為土體之孔隙率, S_g 為土粒比重, z 為破壞面深度(向下為正), γ_w 為單位水重, $h_l(t)$ 為逕流之水深,而圖 3.2-1 中之 L(t)為濕鋒深度

而平行於破壞面之滑動力除了土體重量及 樹重之分力外,尙有平行於邊坡之風力 D,則其 滑動力可表示成

$$\tau_D(z,t) = [(1-n)s_g z + nz + h_1(t)]\gamma_w b\sin\alpha + S_w b\sin\alpha + D$$
.....(3.14)

再考慮破壞面上之孔隙水壓水頭,其孔隙水 壓皆由濕鋒入滲水份所造成,故採用李伯亨



(2004)所推導之孔隙水壓水頭

其中φ 為濕鋒前之負孔隙水壓水頭

則各切片之有效正向力即為正向力扣除孔 隙水壓水頭項

$$N'(z,t) = [(1-n)s_g z + nz + h_1(t) - h^*(t,z)]\gamma_w b \cos \alpha + S_w b \cos \alpha$$
.....(3.16)

依據庫倫定律(coulomb theory),切片上之土 層阻抗力 $\tau_R(z)$ 為土粒間有效凝聚力c'與有效正 向應力N'之總和乘上摩擦角,而植生作用之因 素,其土壤有效凝聚力為 $c'+c'_R$,則安全係數可 表示為

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n} \frac{1}{m_{\alpha_i}} \left\{ (c' + c'_{R_i}(z_i)) b_i + \left[(1 - n) s_g z_i + n z_i + h_{l_i}(t) - h^*_i(t, z_i) \right] \gamma_w b_i \tan \phi' + S_{w_i} b_i \tan \phi' \right\}}{\sum_{i=1}^{n} \left\{ \left[(1 - n) s_g z_i + n z_i + h_{l_i}(t) \right] \gamma_w b_i \sin \alpha_i + S_{w_i} b_i \sin \alpha_i + D_i \right\}} \dots (3.17)$$

Case2. 破壞面上無濕鋒存在或有地下水位存在

當破壞面上完全乾燥(d=0)或有地下水位(d >0)時,其破壞面示意圖如 3.2-2 所示,則切片 上之重量分別為土砂重量、地下水重以及樹重之 總和,可表示為

$$W(z) = [(1-n)s_g z + s_3 n(z-d) + nd] \gamma_w b + S_w b$$
.....(3.18)

其中s₃為濕鋒入滲前非飽和帶之飽和度 滑動力可表示成

$$\tau_D(z) = \left[(1-n)s_g z + s_3 n(z-d) + nd \right] \qquad \dots \dots \dots (3.19)$$

$$\gamma_w b \sin \alpha + S_w b \sin \alpha + D$$

因切片上無濕鋒存在,故孔隙水頭為d,則 有效正向力即為正向力

$$N'(z) = \left[(1-n)s_g z + s_3 n(z-d) + nd - d \right]$$

$$\gamma_w b \cos \alpha + S_w b \cos \alpha$$
 (3.20)



則安全係數可表示為

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n} \frac{1}{m_{\alpha_i}} \left\{ \left[c' + c'_{R_i}(z_i) \right] b_i + \left[(1-n) s_g z_i + s_{3_i} n(z_i - d_i) + n d_i - d_i \right] \gamma_w b_i \tan \phi' + S_{w_i} b_i \tan \phi' \right\}}{\sum_{i=1}^{n} \left\{ \left[(1-n) s_g z_i + s_{3_i} n(z_i - d_i) + n d_i \right] \gamma_w b_i \sin \alpha_i + S_{w_i} b_i \sin \alpha_i + D_i \right\}}$$
(3.21)



Case3. 破壞面於濕鋒線下

當破壞面於濕鋒線下時,其破壞面示意圖如 3.2-3 所示,則切片上之重量為土砂重量、濕鋒水 重、非飽和土體水重、樹重以及逕流水重等之總 和,可表示為

$$W(z,t) = \left[(1-n)s_g z + s_1 n(z - L(t)) + nL(t) + h_1(t) \right]$$

 $\gamma_w b + S_w b$ ······(3.22) 其中 s_1 爲濕鋒下非飽和帶之飽和度

 $s_1 = \frac{\theta - \theta_r}{(3.2)}$

滑動力可表示為



圖 3.2-4 破壞面上具有地下水位面及濕鋒線

 $\tau_D(z,t) = \left[(1-n) s_g z + s_1 n(z - L(t)) + nL(t) + h_1(t) \right]$ $\gamma_w b \sin \alpha + S_w b \sin \alpha + D$(3.24)

考慮非飽和土層基值吸力(負孔隙水壓)之影響,非飽和層之阻抗應力由 3.25 式所示

$$\tau_r(z) = c' + [N - u_a - \chi(u_a - u)] \tan \phi' \dots (3.25)$$

其中 u_a 為土層中空氣壓力, χ 為與飽和度 s_1 有 關之非飽和土層孔隙參數;將非飽和孔隙水頭 $h^{**} = \frac{u_a - u_w}{\gamma_w}$ 代入阻抗力之關係式

則安全係數可表示為

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n} \frac{1}{m_{\alpha_i}} \left\{ (c' + c'_{R_i}(z_i)) b_i + \left[(1 - n) s_g z_i + s_{1_i} n(z_i - L_i(t)) + nL_i(t) + h_{1_i}(t) - \chi_i h_i^{**} \right] \gamma_w b_i \tan \phi' + S_{w_i} b_i \tan \phi' \right\}}{\sum_{i=1}^{n} \left\{ (1 - n) s_g z_i + s_{1_i} n(z_i - L_i(t)) + nL_i(t) + h_{1_i}(t) \right] \gamma_w b_i \sin \alpha_i + S_{w_i} b_i \sin \alpha_i + D_i \right\}} . (3.27)$$

Case4. 破壞面上具有地下水位面及濕鋒線

當破壞面於濕鋒線下且有一地下水位時,其 破壞面示意圖如 3.2-4 所示,則切片上之重量分 別為土砂重量、非飽和土體水重、濕鋒水重、地 下水重、逕流水重以及樹重等之總和,可表示為

$$W(z,t) = [(1-n)s_g z + s_1 n(z - L(t) - d) + nL(t) + nd + h_1(t)] \gamma_w b + S_w b$$
.....(3.28)

其中s₁為濕鋒下之非飽和層的飽和度,而d為地下水位相對於破壞面之水頭高度,滑動力可表示為

$$\tau_D(z,t) = \left[(1-n) s_g z + s_1 n (z - L(t) - d) \right]$$
$$+ nL(t) + nd + h_1(t) \gamma_w b \sin \alpha + S_w b \sin \alpha + D$$
.....(3.29)

在此種情境模式下,由於地下水位對於破壞 面上孔隙水壓較濕鋒水份所造成之影響來的 大,故本研究忽略濕鋒所造成之孔隙水壓變化, 由地下水位之水頭差作為其破壞面上孔隙水壓 變化之根據,則其有效正向力

$$N'(z,t) = [(1-n)s_g z + s_1 n(z - L(t) - d) + nL(t) + nd + h_1(t) - d] \gamma_w b \cos \alpha + S_w b \cos \alpha$$
(3.30)

阻抗力可寫為

$$\tau_{R}(z,t) = \frac{1}{m_{\alpha}} \left\{ (c' + c'_{R})b + \left[(1-n)s_{g}z + s_{1}n(z - L(t) - d) + nL(t) + nd + h_{1}(t) - d \right] \gamma_{w}b \tan \phi' + S_{w}b \tan \phi' \right\}$$
.....(3.31)

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n} \frac{1}{m_{\alpha_i}} \{ (c' + c'_{R_i}(z_i)) b_i + [(1-n)s_g z_i + s_{1_i}n(z_i - L_i(t) - d_i) + nL_i(t) + nd_i + h_{1_i}(t) - d_i] \gamma_w b_i \tan \phi' + S_{w_i} b_i \tan \phi' \}}{\sum_{i=1}^{n} \{ (1-n)s_g z_i + s_{1_i}n(z_i - L_i(t) - d_i) + nL_i(t) + nd_i + h_{1_i}(t) \} \gamma_w b_i \sin \alpha_i + S_{w_i} b_i \sin \alpha_i + D_i \}}$$
(3.32)

Case5. 破壞面上具有地下水位面及降雨停止後 所產生之濕鋒帶

當破壞面上有一降雨停止所造成之濕鋒帶,且有地下水位通過時,其破壞面示意圖如 3.2-5 所示,則切片上之重量分別為土砂重量、非 飽和土體水重、濕鋒帶水重、地下水重以及樹重 等之總和。其中非飽和土體水重分為濕鋒帶以上 及濕鋒帶以下,可表示為

$$W(z,t) = \left[(1-n)s_g z + s_1 n(z - L(t) - d) + s_2 nL'(t) + n(L(t) - L'(t)) + nd \right] \gamma_w b + S_w b$$
...(3.33)

其中*L'*(*t*) 為濕鋒帶上之非飽和層深度,而*s*₁、*s*₂ 分別為濕鋒帶以下跟以上之非飽和層的飽和 度。根據 Case4 之假設,其孔隙水壓為γ_w*d*,則 有效正向力為

$$N'(z,t) [(1-n)s_{g}z + s_{1}n(z - L(t) - d) + s_{2}nL'(t) + n(L(t) - L'(t)) + nd - d] \gamma_{w}b \cos\alpha + S_{w}b \cos\alpha$$
.....(3.34)

滑動力可表示為



圖 3.2-5 破壞面上具有地下水位面及降雨停止後所 產生之濕鋒帶

$$\tau_D(z,t) = \left[(1-n) s_g z + s_1 n (z - L(t) - d) + s_2 n L'(t) + n (L(t) - L'(t)) + n d \right] \gamma_w b \sin \alpha + S_w b \sin \alpha + D$$
.....(3.35)

阻抗力可寫爲

$$\tau_{R}(z,t) = \frac{1}{m_{\alpha}} \{ (c' + c'_{R})b + [(1-n)s_{g}z + s_{1}n(z - L(t) - d) + s_{2}nL'(t) + n(L(t) - L'(t)) + nd - d]\gamma_{w}b \tan\phi' + S_{w}b \tan\phi' \} ... (3.36)$$

$$\mathbb{I} | g \ge \mathbb{K} \otimes \mathbb{I} | g = \mathbb{K} \otimes \mathbb{K} \otimes$$

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n} \frac{1}{m_{\alpha_i}} \left\{ c' + c'_{R_i}(z_i) b_i + \left[(1-n) s_g z_i + s_{1i} n(z_i - L_i(t) - d_i) + s_{2i} nL'_i(t) + n(L_i(t) - L'_i(t)) + nd_i - d_i \right] \gamma_w b_i \tan\phi' + S_{w_i} b_i \tan\phi' \right\}}{\sum_{i=1}^{n} \left\{ (1-n) s_g z_i + s_{1i} n(z_i - L_i(t) - d_i) + s_{2i} nL'_i(t) + n(L_i(t) - L'_i(t)) + nd_i \right] \gamma_w b_i \sin\alpha_i + S_{w_i} b_i \sin\alpha_i + D_i \right\}} . (3.37)$$



Case6. 降雨停止後之濕鋒帶通過破壞面

當濕鋒帶通過破壞面時,其破壞面示意圖如 3.2-6 所示,則切片上之重量分別為土砂重量、破 壞面上濕鋒帶水重、濕鋒帶上非飽和土體水重以 及樹重等之總和,可表示為

$$W(z, t) = [(1 - n)s_g z + n(z - L'(t)) + s_2 nL'(t)]y_w b + S_w b$$
.....(3.38)

滑動力可表示為

$$\tau_D(z,t) = \left[(1-n) s_g z + n(z - L'(t)) + s_2 n L'(t) \right]$$

$$\gamma_w b \sin \alpha + S_w b \sin \alpha + D$$
(3.39)

考慮非飽和土層基値吸力(負孔隙水壓)之影響,非飽和層之阻抗應力由下所示

 $\tau_r(z) = c + [N - u_a - \chi(u_a - u_w)] \tan \phi' . (3.40)$

將
$$h^{**} = \frac{u_a - u_w}{\gamma_w}$$
代入阻抗力之關係式
 $\tau_R(z,t) = \frac{1}{m_\alpha} \{ (c' + c'_R) b + [(1-n)s_g z + n(z - L'(t)) + s_2 n L'(t) - \chi h^{**}] \gamma_w b \tan \phi' + S_w b \tan \phi' \}$

則安全係數可表示為

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n} \frac{1}{m_{\alpha_i}} \left\{ \left(c' + c'_{R_i}(z_i) \right) b_i + \left[(1-n) s_g z_i + n(z_i - L'_i(t)) + s_{2_i} n L'_i(t) - \chi_i h_i^{**} \right] \gamma_w b_i \tan \phi' + S_{w_i} b_i \tan \phi' \right\}}{\sum_{i=1}^{n} \left\{ \left[(1-n) s_g z_i + n(z_i - L'_i(t)) + s_{2_i} n L'_i(t) \right] \gamma_w b_i \sin \alpha_i + S_{w_i} b_i \sin \alpha_i + D_i \right\}}$$
(3.42)

Case7. 濕鋒成為地下水之入滲補注

當濕鋒通過破壞面且成為降雨補注之時,也 就是切片達到飽和狀態時,其破壞面示意圖如 3.2-7 所示,切片上之重量分別為土砂重量、破壞 面上水重、逕流水重及樹重等之總和,可表示為 $W(z,t) = [(1-n)s_g z + nz + h_1(t)] \gamma_w b + S_w b...$ (3.43) 滑動力可表示為

$$\tau_D(z,t) = \left[(1-n) s_g z + n z + h_1(t) \right]$$

$$\gamma_w b \sin \alpha + S_w b \sin \alpha + D \qquad (3.44)$$

其孔隙水壓水頭為 z , 阻抗力可表示為

$$\begin{split} \tau_{R}(z,t) &= \frac{1}{m_{\alpha}} \left\{ (c' + c'_{R}) b + \left[(1-n) s_{g} z + n z \right] \\ &+ h_{1}(t) - z \right\} \gamma_{w} b \tan \phi' + S_{w} b \tan \phi' \end{split} \tag{3.45}$$

則安全係數可表示為

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n} \frac{1}{m_{\alpha_i}} \left\{ (c' + c'_{R_i}(z_i)) b_i + \left[(1 - n) s_g z_i + n z_i + h_{1_i}(t) - z_i \right] y_w b_i \tan \phi' + S_{w_i} b_i \tan \phi' \right\}}{\sum_{i=1}^{n} \left\{ (1 - n) s_g z_i + n z_i + h_{1_i}(t) \right\} y_w b_i \sin \alpha_i + S_{w_i} b_i \sin \alpha_i + D_i \right\}} \dots (3.46)$$



圖 3.2-7 濕鋒成為地下水之入滲補注

Case8. 破壞面上具有降雨停止後所產生之濕鋒帶

當破壞面上有一降雨停止後所造成之濕鋒帶,其破壞面示意圖如 3.2-8 所示,則切片上之 重量分別為土砂重量、非飽和土體水重、濕鋒帶 水重以及樹重等之總和。其中非飽和土體水重分 爲濕鋒帶以上及濕鋒帶以下,可表示為

$$W(z, t) = \left[(1 - n) s_g z + s_1 n(z - L(t)) + s_2 n L'(t) \right]$$

+ $n(L(t) - L'(t)) \gamma_w b + S_w b$
.....(3.47)

其中L'(t)為濕鋒帶上之非飽和層深度,而 $s_1 \times s_2$ 分別為濕鋒帶以下跟以上之非飽和層的飽和度。根據 Case4 之假設,其孔隙水壓為 $nd\gamma_w$,則有效正向力為





 $N'(z,t) [(1-n)s_g z + s_1 n(z - L(t)) + s_2 nL'(t) + n(L(t) - L'(t)) - \chi h^{**}] y_w b \cos \alpha + S_w b \cos \alpha$(3.48)

滑動力可表示為

$$\tau_D(z) = \{(1-n)s_g z + s_1 n(z - L(t)) + s_2 n L'(t) + n(L(t) - L'(t))\} \gamma_w b \sin \alpha + S_w b \sin \alpha + D\}$$
.....(3.49)

阻抗力可寫爲

則安全係數可表示爲

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n} \frac{1}{m_{\alpha_i}} \left\{ c' + c'_{R_i}(z_i) b_i + \left[(1-n) s_g z_i + s_{1_i} n(z_i - L_i(t)) + s_{2_i} nL'_i(t) + n(L_i(t) - L'_i(t)) - \chi_i h_i^{**} \right] \gamma_w b_i \tan \phi' + S_{w_i} b_i \tan \phi' \right\}}{\sum_{i=1}^{n} \left\{ (1-n) s_g z_i + s_{1_i} n(z_i - L_i(t)) + s_{2_i} nL'_i(t) + n(L_i(t) - L'_i(t)) \right\} \gamma_w b_i \sin \alpha_i + S_{w_i} b_i \sin \alpha_i + D_i \right\}}$$
(351)

-41-



圖 3.3-1 坡面降雨入滲模擬示意圖

3.3 地下水及降雨入滲之設計

在分析模式中的地下水位,本研究設計位於 最上坡位置之破壞面切片地下水位為距坡面下 10m,且地下水位面深度隨著邊坡向下而均匀減 少,至最下坡位置之破壞面切片地下水位為 7m 處。

模式中水份入滲的方式,假設其降雨均匀入 滲於坡面上各點如圖 3.3-1 所示,其中 L1、L2、 L3.....至 Ln 表示隨著時間其濕鋒線的下降趨 勢,且其濕鋒線皆平行於坡面,直到濕鋒線均成 為地下水補注即停止入滲。而降雨停止時的濕鋒 停止線的下降趨勢,從降雨停止後亦循著 L1、 L2、L3.....至 Ln 而下降。在模式中,各個濕鋒 線之間的距離設計為垂直地表 0.5m,亦即濕鋒每 下降 0.5m 作一次安全係數模式運算。

四、模式分析與結果

設計於45度邊坡上,5組不同最深破壞深度 之破壞面來進行分析,且令5組破壞面編號次序 為:

NO.1:破壞面最深深度 1.3m 之破壞面
 NO.2:破壞面最深深度 3.4m 之破壞面
 NO.3:破壞面最深深度 4.9m 之破壞面
 4. NO.4:破壞面最深深度 6.9m 之破壞面
 5. NO.5:破壞面最深深度 7.7m 之破壞面

利用以上5組不同破壞深度之破壞面,設計 模式去分析在不同破壞深度之破壞面上,植生根 系對邊坡穩定之效益,其分析內容為降雨持續不 間斷的情況下,比較於5組不同編號之破壞面上



圖 4-1 於 NO.1 破壞面之關係圖



圖 4-2 於 NO.2 破壞面之關係圖



圖 4-3 於 NO.3 破壞面之關係圖

種植台灣杉、山黃麻對於邊坡安全係數之影響。 其分析結果如圖 4-1 至圖 4-5 所示。

由分析結果得知,深度較深之破壞面的安全 係數,比深度較淺之破壞面來的低。對於9組破 壞面來說,NO.2~5 之最深破壞面皆有發生土石 崩坍的可能。由此可知,破壞較容易發生在邊坡 較深處。

由植生根系效益與破壞面深度作分析,台灣 杉於 NO.1 之邊坡可提升安全係數約 0.88~1,而 山黃麻約可提升 0.77~0.93,台灣杉所能增加之安



圖 4-4 於 NO.4 破壞面之關係圖





全係數較山黃麻略高約 0.1;於 NO.2 之邊坡,台 灣杉可提升安全係數約 0.05~0.13,而山黃麻約可 提升 0.04~0.12,台灣杉之安全係數仍然較山黃麻 高約 0.01;於 NO.3 之邊坡,台灣杉與山黃麻所 能改變的安全係數值約在-0.01~0.05 之間,其中 於邊坡土壤水份較乾燥狀態時,由於植生株體負 重的關係,使得安全係數將會較無植生時來得 低。然而除了 NO.1 及 NO.2 之破壞面外,山黃 麻所能改變的安全係數大多較台灣杉高約 0.001~0.002 之間。然而於 NO.4 至 NO.5 之破壞 面上植生,對於安全係數之效益皆於 0.01 以下, 於邊坡土壤水份較乾燥狀態下,甚至使得安全係 數下降 0.017,顯示邊坡破壞發生在較深層時, 植生對安全係數之正面效益將顯的非常低,甚至 會讓安全係數降低。

台灣杉植生效益於 NO.1 之破壞面中,其安 全係數之增量比山黃麻高約 0.1 左右;而 NO.2 之破壞面中安全係數之增量則比山黃麻高約 0.01;於 NO.3 至 NO.5 之破壞面,台灣杉安全係 數增量則小於山黃麻,其顯示山黃麻較能夠增加 深層土體之穩定性,而台灣杉則較能增加淺層之 穩定性。由此可知,植生根系對於破壞深度較深 之破壞面無顯著之效益,只對淺層破壞有所助 益;甚至在較深層之破壞面上,由於根系無法有 效通過破壞面,造成植生株體載重於邊坡土壤在 低含水量時,安全係數會小幅度的減少。

五、結論與建議

於本文中,利用根力模式推衍出台灣杉與山 黃麻根力強度隨深度變化之模式,再配合 Bishop 修正分析法於不同土壤水份分布之8種安全係數 模式,去分析於不同破壞深度下的安全係數,並 相互比較其差異。其分析結果歸納之結論及建議 如下:

- 經模式分析結果,台灣杉及山黃麻於 NO.1 邊坡可提升安全係數約 0.77~1;於 NO.2 邊 坡,台灣杉及山黃麻可提升安全係數約 0.04~0.13;於 NO.3 邊坡,台灣杉與山黃麻 所能改變的安全係數值約在-0.01~0.05 之 間,而邊坡土壤水份較乾燥時,由於植生 株體負重的關係,使得安全係數將會較無 植生時低。
- 以台灣山及山黃麻分析結果相互比較,於 NO.1 邊坡台灣杉所能增加之安全係數較山 黃麻略高約 0.1:於 NO.2 邊坡台灣杉之安 全係數仍然較山黃麻高約 0.01:於 NO.3 至 NO.5 之破壞面,台灣杉安全係數增量則小 於山黃麻,其顯示山黃麻較能夠增加深層 土體之穩定性,而台灣杉則較能增加淺層 之穩定性。
- 3. 當降雨發生時,未植生邊坡比較容易發生 淺層土石淘刷,而本研究結果可得到植生 補強淺層的土體穩定性,使得淺層破壞不 會發生,但研究中所分析的台灣杉及山黃 麻根系無法有效穿過深層之破壞面,使得 深層土體之安全係數依舊不變,如此將無 法抑制深層的土石崩坍:而使得原本無植 生邊坡可有效抑制淺層土石淘刷,但卻也 因此有可能造成更多的土體一次崩壞,且 樹體將隨著崩坍而連根拔起,對於坡趾之

建築物或居民帶來更大的威脅。

- 4. 植生能夠有效阻止邊坡淺層的不穩定,但 對於深層的不穩定,由於根系無法深入土 體深處,故能夠種植深根且株體重量較輕 的作物於邊坡乃是本篇研究中的首項建 議,使得邊坡穩定度不因爲載重過重造成 安全係數的降低,如根系較粗且穿入深度 較深的灌木類作爲覆蓋。
- 日後可蒐集其他作物根系資料,以及採取 現地試驗配合實驗室試驗去建立更多植生 作物的根力隨深度變化之方程式,再利用 此模式分析更多不同種類的植生作物、邊 坡土壤水份分佈對邊坡穩定之影響。

參考文獻

- 李伯亨,入滲效應與土石流發生臨界雨量線 之探討及應用,碩士論文,國立台北科技大 學環境規劃與管理研究所,台北,2003年。
- 2. 吳文隆,大地工程學,台北市九樺出版社, 1995年,第 253-307頁。
- 吳正雄,台灣杉根力與坡面穩定關係之研究,中華林學季刊,1991年,24(1),第27-39 頁。
- 4. 吳正雄,崩塌地草本植物根力特性之研究, 中華水土保持學報,1990年,21(1),第47-54 頁。
- 5. 吳正雄,植生根力與坡面穩定關係之研究, 博士論文,國立台灣大學森林學研究所,台 北,1990年。
- 6. 吳正雄,樹根力與坡面穩定關係之研究,中 華水土保持學報,1993年,24(2):第23-37 頁。
- 7. 吳正雄、陳信雄,森林植生根力應用在崩塌 地處理上之研究,中華林學季刊,1989年, 22(4),第3-19頁。
- 林信輝,水土保持植生工程,台北縣高立圖 書有限公司,2001年。
- 周德培、張俊云,植被護坡工程技術,北京 人民交通出版社,2007年。
- 10. 陳信雄,有效應力與摩爾應力圖,國立台灣

大學森林學系防砂工程學研究室,1998。

- 黃俊仁,苦藍盤與冬青菊在泥岩地區之根系 特性與水份生理之研究,碩士論文,國立中 興大學水土保持學系,台中,2001年。
- 12. 顏正平,水土保持木本植物根系分佈類型研究,教授升等論文,國立中興大學水土保持 學系,台中,1974年。
- Anderson, M.G. & K.S. Richards, Slope Stability-Geotechnical Engineering and Geomorphology, 1987, John Willey & Sons: 187-231.
- Bishop, A.W., The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Earth Slope, Geotechnique, 1955, 5:7-17
- D.G. Fredlund, Anqing Xing, M.D. Fredlund, S.L. Barbour, The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve, Can. Geotech. J., 1995, 32, PP.440-448.
- 16. Donald H.Gray, Robbin B.Sotir, Biotechnical and soil bioengineering slope stabilization: A practical guide for erosion control, New York: John Wiley & Sons, 1996.
- Gray, D.H. & A.T.Leiser, Biotechnical Slope Protection and Erosion Control, Van Nostrand Reinhold C. 1982. PP.37-82.
- Gray, D.H. & O.Harukazu, Mechnics of fiber Reinforcement in Sand, J. of Geot. Eng., 1983,109(3): 335-353.
- Gray, D.H. & W.F. Megaham, Forest Vegetation Removal and Slope Stability in the Idaho Batholith, Intermountain Forest and Range Experiment Station Research Paper Int-271,Forest Service U.S. 1981.
- Janbu, N., Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis, Proc. European Conf. on Stability of Earth Slopes, Sweden, 1954, Vol.3, pp.43-49.
- 21. Waldron, L.J., The Shear Resistance of Root-Permeated Homogeneous and Stratified Soil,

Soil Sci. SOC. AM., 1977, 41:843-849.

- Wu, T.H., Investigation of Landslides on Prince of Wales Island Alaska, Geotech. Eng. Rep. No.5, Dep. Civil Eng, Ohio State Univ, Columbus, 1976, PP.94.
- 23. Wu, T.H., W.P. Mckinnell, & D.N. Swanston, Strength of Tree Root and Landslides on Prince of Wales Island Alaska, Canadian Geotech,

1979, J.16(1):19-33.

24. Wu, T.H. & D.N. Swanston, Risk of Landslides in Shallow Soil and It Relation to Clearcutting in Southeastern Alaska, Forest Science, 1980, 26(3): 495-510.

> 收稿日期:民國 94 年 7 月 28 日 接受日期:民國 95 年 2 月 16 日