

地工技術

順向坡之破壞與穩定

洪如江

台大土木系名譽教授

摘要

在台灣,大多數大規模與中等規模之坍方災難,由順向坡滑動所造成。著名之例包括草嶺大崩山、九份三山崩山、汐止林肯大郡坍方、國道中山高速路八堵交流道坍方、國道中山高速公路汐止收費站附近北坡坍方、台北市松山之虎山坍方、等等;每一次順向坡滑動都造成數十人之死亡或交通中斷。義大利Vajont水庫邊坡大坍方,Longarone村村民遇難者1909人,為世界上最慘的一次順向坡破壞之災。

台灣的中、大規模順向坡滑動,多發生於麓山帶的砂、頁岩地層中。脆裂之砂岩下接頁岩或泥岩層,常有持續豪雨或強烈地震的侵襲下滑動。

潛在滑動面在坡面或坡趾「露空」,常造成順向坡滑動;但潛在滑動面之「露空」,並非順向坡滑動的必要條件,更非順向坡滑動的充分條件。

許多大規模順向坡滑動,其潛在滑動面,常在滑動之前已經開裂或早已經過多次滑動,故大多數順向坡滑動之分析,只考慮剩餘剪力強度,而且常假設 $c_r=0$ 。

邊坡穩定分析,在確定影響穩定的主要變數之後,應辦理敏感度分析,以明白某些重要變數(例如水壓、摩擦角)的單位變化,會引起邊坡穩定安全係數的多大變化。本文以國道中山高速公路汐止收費站附近順向坡滑動為例,加以示範。

關鍵字：順向坡、破壞、穩定。

A STUDY ON THE FAILURE AND STABILITY OF DIP SLOPES

HUNG JU JIANG

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING, NATIONAL TAIWAN UNIVERSITY

ABSTRACT

Most medium- to large-scale landslide disasters in Taiwan are due to dip-slope failures in sandstone and shale formations in the foothill region of western and northern Taiwan. The Tsao-Ling landslide, the Juo-Feng-Err-Shan landslide, the the Lincoln Villa landslide, the Pa-Du landslide, the Shi-Tz landslide, and the Mt Tiger landslide, have been the most noted dip-slope failures in Taiwan. Each of the landslides caused loss of tenth of human lives or interruption of transportation. The great destruction and loss of 1909 human lives caused by the Vajont Slide on 9th October 1963, in Longarone of Italy, has been the most disastrous dip-slope failure in the world.

Exposure (or daylighting) of the potential slip-plane is often but not always a necessary condition for the occurrence of dip-slope failures. A failure surface can be hybrid, which is originally made up of pre-existing natural weak plane and intact rock material before being sheared through.

For many large-scale dip-slope failures, their potential slip-plane had opened up or slipped before failure. It is therefore that only residual shear strength is used for most dip-slope stability analysis, and that residual cohesion is taken to be zero.

The Shi-Tz dip-slope failure has been reanalyzed to illustrate that the water pressure in the vertical open joint and on the potential slip-plane is very sensitive to the stability of a dip-slope.

KEY WORDS : dip-slope, failure, stability.

一、順向坡之產狀與災害

1.1 引言

本文所謂順向坡 (dip slope)，係指一個自然邊坡，尤其是岩坡，其坡面之傾斜方向 (dip direction) 與其岩層中之薄弱面的傾斜方向是相同或大致相同者。所謂大致相同，指坡面走向與弱面的走向相差 $\leq 15^\circ$ 者。順向坡亦必發生滑動，滑動的邊坡亦必是順向坡。但是，順向坡滑動，一向是台灣邊坡破壞中最普遍而且最嚴重者之一。其他種普遍發生的邊坡破壞包括崩積土坡破壞、落石、土石流、與人工填方坡地坍塌、等等。而崩積土坡常與順向坡有「單面山」(cuesta) 或「豚背構造」(hogback structure) 地區共生，密後說明。

順向坡滑動肇致的災損之所以嚴重，係因其滑動事出突然，且破壞坡體之滑動速度極高，(可能超過每秒100公尺，或每秒28公尺)，既難於預知，且來不及逃遁，故常造成重大災難。民國30年與31年，草嶺大崩山(順向坡滑動)兩次，坍方體積達二億多立方公尺，清水溪積水成潭達10年之久(洪，民國69年；洪，民國88年)。民國63年9月中，國道中山高速公路八堵交流道順向坡滑動，死難者36人(Hung, 1987)。民國66年9月23日，國道中山高速公路汐止收費站附近順向坡滑動(照片三)，中山高速公路交通中斷數日(Hung, 1987)。民國68年，草嶺大崩山，坍方體積5百萬立方公尺，清水溪再度積水成潭，歷時一週。民國73年6月3日，台北市松山之虎山順向坡滑動，道路中斷數月。民國86年8月18日，台北縣汐止林肯大郡順向坡滑動，死難者28人。民國88年9月21日，集集大地震，

草嶺順向坡再度滑動(照片一)，坍方體積達一億二千萬立方公尺，清水溪堰塞湖體積約四千五百萬立方公尺，36人遇難；九份二山順向坡滑動(照片二)，坍方體積3600萬立方公尺，39人遇難(洪等，民國89年2月；洪等，民國89年10月)。

世界上最慘的一次順向坡破壞之災，應該要算1963年10月9日義大利Vajont水庫邊坡大坍方(照片四、照片五)，2億六千萬立方公尺的土石滑落水庫之中，數千萬立方公尺的庫水超越拱壩(壩高261.6公尺)之頂100公尺而濺出拱壩之下游，Longarone村浪高數十公尺，村民遇難者1909人，772人無家可歸(Association Pro Loco di Longarone, 2001; HENDRON and PATTON, 1985)。但必須說明者為：其順向滑動面之下段較上段平緩，故穩定性分析時採切片法。

順向坡滑動，坡段亦必要有。草嶺大崩山，其滑動面之坡度不過12度；翡翠水庫壩址區的玉片，為一順向坡，傾角41度，經過妥善的工程處理，並不滑動；南港的空軍公墓，也是一個大順向坡，經工程技術處理之後，也不滑動。

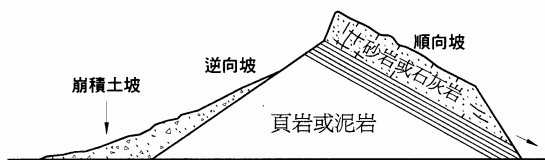
順向坡之滑動，亦未必要有「弱面」(或稱不連續面)「露空」(daylight；或稱出現自由端)，虎山順向坡在滑動之前，並無露空端之出現。因此，露空端之出現，並非順向坡滑動之必要條件，更不是順向坡滑動的充分條件，但卻是順向坡滑動常有的一種狀況。

台灣順向坡滑動的相關照片，請參閱《*工程地質的影像*》書(洪如江，民國88年)。以下各段，說明常見順向坡之類別。

1.2 豚背構造

豚背構造的種類也有多種 (Lobeck, 1939)。但在台灣，豚背構造最常見之於西部麓山帶的沉積岩地層，一面是順向坡，背側是逆向

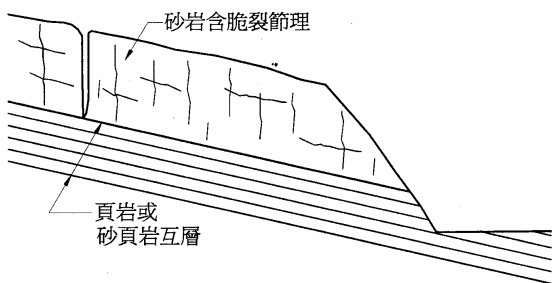
坡 (escarpment) 或倒插坡。其順向坡面常為堅硬 (而脆裂) 的砂岩或石灰岩，下接不透水的頁岩或泥岩；其逆向坡常由崩積土堆積而成，是為順向坡與崩積土坡之雙生 (圖一)。高雄地區的壽山與半屏山，是很典型的駝背構造。台灣北、中、南部，都很容易看到很標準的駝背構造。草嶺大崩山區其實也是一個極大規模的駝背構造 (洪，民國69年，Hung and Lee, 1991；洪，民國88年；洪，民國89年)。



圖一 順向坡與崩積土坡雙生

1.3 脆裂砂岩或石灰岩下接不透水岩層(例如頁岩、泥岩)之順向坡

台灣北部基隆河北側的南港砂岩層，傾向基隆河，其坡面也是傾向基隆河，為一順向坡，由脆裂之砂岩下接砂頁岩互層之砂質頁岩層所構成 (圖二)。台灣西部麓山帶不乏脆裂砂岩下接頁岩之例。砂頁岩順向坡力學性質與穩定性之研究，請參考洪與翁(民國75年，77年)。

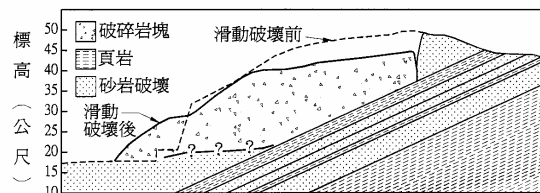


圖二 脆裂砂岩下接頁岩或砂頁岩互層之順向坡

1.4 混合滑動面 (Hybrid Sliding Surface) 之順向坡

前述虎山順向坡滑動，其滑動面之上、中段，係由砂岩與頁岩之界面所構成，而此一界面並未露空 (未出現自由端於道路之開挖面上)；滑動面之下段則以接近水平之面，剪切砂岩而出坡面，如圖三所示；參考Hung and Lee(1991)。

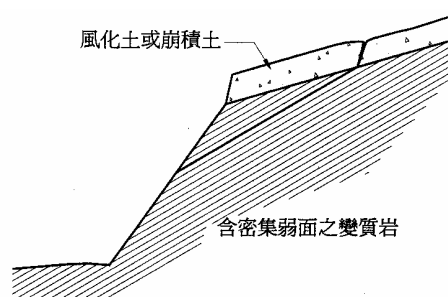
義大利Vajont水庫邊坡大坍方，其順向滑動面之下段較上段平緩，也可以歸類於混合滑動面之順向坡 (照片四、照片五)。



圖三 台北市虎山順向坡混合滑動面之砂、頁岩界面並未露空

1.5 含密集弱面之變質岩順向坡

板岩與片岩之順向坡，含密集的劈理面 (cleavages) 或片理面 (schistosity)。由於是密集的弱面，因此若開挖面上，常可看到多道劈理面 (或片理面) 之出露，但向者為潛在滑動面則不如砂頁岩界面之易於辨認，如圖四所示；參考Hung and Lee(1991)。



圖四 含密集弱面之變質岩的順向坡

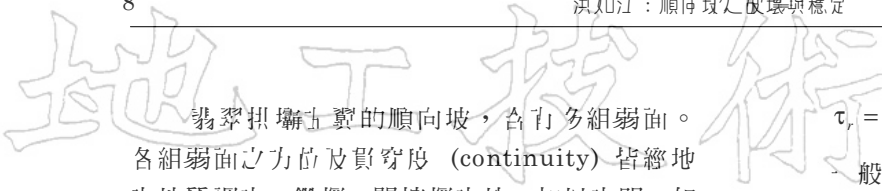
1.6 崩積層或風化層下接順向岩面之順向坡

崩積層下接順向之岩層，當坡面被挖而致順向岩面露空，或崩積層中水壓升高 (由於豪雨或水庫蓄水之浸泡)，則崩積層可能沿順向岩層之岩面下滑。

地頭有一層風化層，其下接非風化或風化不多之順向岩層，而其界面就是潛在滑動面。若風化層之下的岩層是脆裂的，則有可能是水的良好通道，而風化層的透水性大多很低，因而其界面累積較高之上頂水壓力 (uplift water pressure)。

筆者將上述二種情形視同順向坡。

1.7 含非貫穿性弱面之順向坡



翡翠拱壩土質的順向坡，含有多組弱面。各組弱面之方位及貫穿度 (continuity) 皆經地質調查、鑽探、開挖探查坑，加以查明，如下表 (傅與翁，民國73年)：

地質弱面	位 態	貫穿度 (%)
層 面	N66°E / 40°N	75
層 縫	N66°E / 40°N	100
節理A	N6°E / 56°E	25
節理B	N70° / 56°S	25
節理C	N67°E / 46°S	50

由上表可見，層面泥縫之貫穿度為100%，層面節理 (平行於層面的節理) 之貫穿度只有75%，其他三組節理面之貫穿度皆低。因此其順向坡滑動只有二種可能，其一為沿層面之滑動，因層面因工程開挖而直坡趾附近露空；其二為層面與節理A所形成的岩楔 (wedge) 傾向開挖岩面而出露。但經工程技術處理後相當穩定。

非貫穿性弱面之剪力強度究竟要如何估算？是一個比較特殊的課題，請參考李宗德(民國78年)、Hung and Lee(1990)、與Hung and Lee(1991)。

二、岩石弱面剪力強度之理論模式

岩石弱面剪力強度之理論模式，可以分幾種之多(洪與翁，民國77年；Hung and Lee(1991))，一些比較精密 (而且複雜) 的模式只有少數個案 (例如極大規模的明坑採礦、拱壩壩壩基礎) 才有適用的機會，本書本文中介紹。茲介紹運用最廣的三種理論模式於下。

2.1 模式1：基本摩擦力 (Basic Friction)

岩石弱面之基本摩擦力，為鋸斷岩石面之剪力強度，可以下式表示之：

$$\tau_b = \sigma \tan \phi_b \dots\dots\dots(1)$$

2.2 模式2：剩餘剪力強度 (Residual Shear Strength)

岩石弱面在經歷過很大剪位移之後的剪力強度，可以下式表示之：

$$\tau_r = \sigma \tan \phi_r \dots\dots\dots(2)$$

一般而言，剩餘摩擦角 ϕ_r 大致等於基本摩擦角 ϕ_b 亦即

$$\tau_r = \tau_b \dots\dots\dots(3)$$

$$\phi_r = \phi_b \dots\dots\dots(4)$$

純粹岩石弱面之剩餘強度常以基本摩擦力代替之；但由於儀器之進步，目前多採用環剪儀 (Ring Shear Apparatus) 求得剩餘剪力強度。

2.3 模式3：Patton (1966) 模式

▽稱雙直線模式 (Bi-Linear Model)。Patton (1966) 發現：當正應力小於某值 σ_A ，岩石弱面之剪力強度可以下式表示：

$$\text{模式 3a } \tau = \sigma \tan(\phi_r + i) \dots\dots\dots(5)$$

上式中之粗糙角 i ，係在岩石弱面上選取代表性之許多點量測之。

當正應力大於某值，例如 σ_A ，則岩石弱面之剪力強度可以下式表示：

$$\text{模式 3b } \tau = c + \sigma \tan \phi_r \dots\dots\dots(6)$$

反算 (Back Analysis) 求剩餘剪力強度為大地工程界常用的手段。

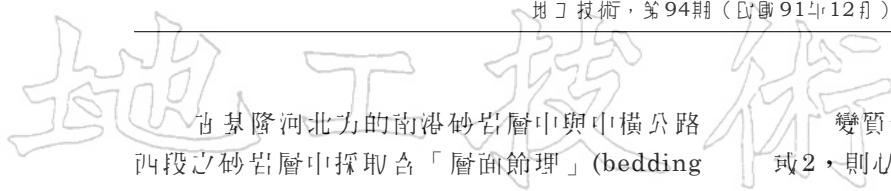
三、順向坡中潛在滑動面之剪力強度

3.1 砂頁岩界面之剪力強度

在某隆河北岸國道中山高速公路北坡之南港砂岩順向坡中鑽取30公分直徑之岩樣，含砂頁岩界面在內，經修裁成300mm×300mm之方形試體，辦理直接剪力試驗，其剪力強度參數為：

- (1) 首次受剪
 - $c = 0.75 \sim 2.50 \text{ kg / cm}^2$
 - $\phi = 60^\circ \sim 47^\circ$
- (2) 二次受剪
 - $c = 0.25 \text{ kg / cm}^2$
 - $\phi = 31^\circ$

3.2 層面節理之剪力強度



在基隆河北方的南港砂岩層中與中橫公路西段之砂岩層中採取含「層面節理」(bedding joint)之樣品, 分別為30cm ϕ 與20cm ϕ , 修裁成30cm \times 30cm試體與20cm \times 20cm試體, 以剖面儀量測節理面之粗糙度, 再辦理直接剪力試驗。

經採取南港砂岩與中橫砂岩之岩心, 鋸斷之, 以直接剪力儀求鋸斷面之 ϕ 角, 即為 ϕ_b 。經試驗, ϕ_b 在 30° 與 32° 之間, 且有 $\phi_r = \phi_b$, 因此:

(1) 模式1 $\tau_b = \sigma \tan 31^\circ \dots \dots \dots (7)$

(2) 模式2 $\tau_r = \sigma \tan 31^\circ \dots \dots \dots (8)$

模式3, 以南港砂岩層面節理300mm \times 300mm試體之直接剪力試驗結果與中橫砂岩層面節理200mm \times 200mm試體之直接剪力試驗結果為代表:

(3) 模式3

- 南港砂岩層面節理

$\sigma < 1 \text{ kg / cm}^2$

$\tau = \sigma \tan [31^\circ + (19^\circ \pm 5^\circ)] \dots \dots \dots (9)$

$\sigma = 1 \sim 4 \text{ kg / cm}^2$

$\tau = (0.4 \pm 0.1) + \sigma \tan (36^\circ \pm 4^\circ) \dots (10)$

- 中橫公路砂岩層面節理

$\sigma < 10 \text{ kg / cm}^2 \dots \dots \dots (11)$

$\tau = \sigma \tan [31^\circ + (14^\circ \pm 6^\circ)] \dots \dots (12)$

3.3 頁岩滑動面之剪力強度

許多順向坡破壞的滑動, 最初觀察, 以為是發生在砂頁岩的界面。仔細檢察之後, 發現砂頁岩界面其實凹凸不平, 其剪阻力大於界面下的頁岩者, 而滑動面多在頁岩之內但距界面不遠, 甚至可以說非常接近界面。水由脆裂砂岩 (或石灰岩) 之鉛直 (或近乎鉛直) 節理滲入界面, 但界面下之頁岩透水性甚低, 入滲水因此會積於界面處, 頁岩受到積水之浸泡, 迅速軟化, 剪阻力大降, 終於滑動。

頁岩大試體之採取不易, 試驗也不容易, 筆者至今尚未見到品質很好的頁岩剪力強度資料。應依個案辦理環剪試驗。

3.4 變質岩弱面之剪力強度

變質岩弱面之剪力強度, 若採用理論模式1或2, 則必須知道 ϕ_b (或 ϕ_r) 值。三種變質岩基本摩擦角 ϕ_b 之概值如下:

岩石	ϕ_b
板岩	28°
黑色片岩 (中橫公路170.2K)	31°
綠色片岩 (中橫公路134.4K)	24.7°
綠色片岩 (中橫公路156.2K)	23.6°

引用自洪等(民國82年)資料

3.5 岩石含部分貫穿性弱面之剪力強度

翡翠拱壩右翼一帶之順向坡, 含多組弱面, 但某些弱面並非完全貫穿。V台北虎山順向坡滑動, 其滑動面, 部分為砂頁岩之層面, 部分剪切砂岩材質而出, 形成混合滑動面。工程界在計算這類弱面或滑動面的時候, 或假設弱面全部貫穿, 或將裂縫部分的剪力強度與未開裂部分 (亦即完整岩石材質部分) 的剪力強度加起來。前者偏於安全、保守、浪費; 後者有可能偏於不安全。李(民國78年)、李與洪 (民國78年)、Hung and Lee(1990)、與Hung and Lee(1991) 等, 提供一種求得岩石含部分貫穿性弱面之剪力強度的方法。

3.6 崩積層、風化層、或會滑動表層與穩定岩盤間之剪力強度

這些種界面的剪力強度, 甚難求出, 由坍塌之坡反算之 (back analysis) 最為準確。有時, 可辦理大型崩積土之直接剪力試驗求出剪力強度, 再作必要之折減。

在從事Vajont 冰庫邊坡坍塌力的二維穩定分析時, Hendron and Patton(1985)採用滑動體底部薄層粘土的剩餘剪力強度 ($\phi_r=8^\circ$, $c_r=0$) 作為滑動體底部的剪力強度。但氏發現滑動體的上游端並未與山体完全分離, 故有必要辦理三維穩定分析, 滑動體底部的剪力強度仍採用 $\phi_r=8^\circ$, $c_r=0$ 之值, 但滑動體與上游端山体界面之剩餘剪力強度採用 $\phi_r=36^\circ$, $c_r=0$ 。由於滑動面之傾斜角並非完全平順, 所以其穩定性分析計算時, 宜採切片法之分析中, 相鄰切片間必須

地工技術

考慮鉛直面的剪力強度； $\phi_c=40^\circ$ ， $c_c=0$ 。

四、影響順向坡滑動之重要因素

影響順向坡穩定性的因素很多，但那一因素的影響力最大，並不是每個順向坡都一樣。因此，當面對一個順向坡之時，必須確定那些因素有關，各有關因素的重要性順位如何？然後把這些影響因素加以量化，引入穩定性分析之中。重要性順位在前者，尤其要特別重視，從事敏感度分析，以明白某一重要因素（例如水壓、摩擦角）的單位變化，會引起邊坡穩定安全係數的多大變化。

順向坡之規模不同，各影響因素的重要性順位也不一樣。Richards et al., (1978) 選出弱面傾角 θ 、弱面凝聚力 c 、弱面摩擦角 ϕ 、水壓 p_w 、及單位重 γ 等五項因素，比較其對三種坡高 ($H = 10m、100m、1000m$) 的順向坡之重要性順位，示如下表：

順向坡岩坡影響因素的重要性順位 (Richards et al., 1978)

坡高	重 要 性 次 序				
	1	2	3	4	5
10m	θ	c	γ	ϕ	p_w
100m	θ	ϕ	c	p_w	γ
1000m	θ	ϕ	p_w	c	γ

上表中之 θ (弱面之傾角)，被認定為最重要的因素，也就是認定地質構造是順向坡滑動的最重要因素。順向坡，當傾角 θ 介於 40° 至 70° 之間，最易滑動。但國道中山高速公路八堵交流道及汐止收費站附近發生之兩次順向坡滑動，傾角不過20多度；林肯大郡順向坡滑動，傾角不過30度左右；而草嶺大崩山之順向坡滑動，傾角只有12度。因此可見，其他因素也能發揮決定性之影響。

10m高之順向坡，凝聚力之略增或略減，對穩定性非常敏感。灌漿使潛滑滑動面之 c 值增高，打入岩釘 (dowel) 以提供滑動面之剪切阻力，都是很有助益的。潛滑滑動面之岩塊，若因水之滲入而增加單位重 (γ)，也增加滑

動之推力。

較高之順向坡，其潛滑滑動面，常常已經發生過層間滑動 (flexural-slip)，所以只有剩餘剪力強度， c 值極微，即使有之，也不隨正應力 (坡高所反應者) 之增而增。其 ϕ 角，因坡高較大，其正應力也較大，故貢獻 ($\sigma \tan\phi$) 也較大。

至於水壓 p_w 方面，在矮坡 (坡高小於 10m 者)，相對於 $c、\gamma、\phi$ 之影響較小，且較易於短時間內消散，故影響較小。但於台灣，苦豪雨非常強烈且持續較久，若再加上弱面 (潛滑滑動面) 之排水路曾被堵，例如在坡面構築 RC 牆而無背填砂礫料或排水布者，水壓可以成為決定性之推力。

再者，水之影響，可能不只是水壓 p_w 而已，水可能使凝聚力 c 下降，也可能發揮潤滑作用，使 ϕ 值下降。

以上所列之五項因素之中， θ 不是人力所能改變； γ 也難由人力增減；潛滑滑動面的 $c、\phi$ 值，也難由人力作大幅度的提昇。但是水壓 p_w 卻是極容易由排水或阻水作業加以大幅度的降低。阻水進入岩坡之內，將岩坡之內 (尤其是各裂縫與弱面之內) 的水排出，是最有效且最經濟的方法。

在台灣地區，地震也是一項重要的影響因素。草嶺大崩山與九份二山順向坡滑動就是地震引起的。

五、順向坡穩定分析方法

5.1 順向坡滑動之條件

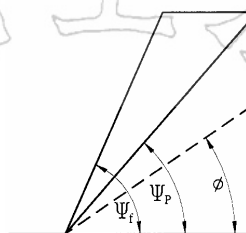
5.1.1 一般條件 (Hoek & Bray, 1977, 1980)

Hoek & Bray (1977, 1980) 在其著名之 *Rock Slope Engineering* 一書之中，開裂岩坡平面滑動之一般條件如下：

(1) 滑動面 (或可能之滑動面) 之走向平行或大致平行 (夾角大致在 $\pm 20^\circ$ 以內) 於坡面。

(2) 破壞面必須在坡面「露空」(daylight，或譯為有自由端)。意即破壞面之傾角必須小於坡面者 (圖 31)，即： $\Psi_r > \Psi_p$ 。

地工技術

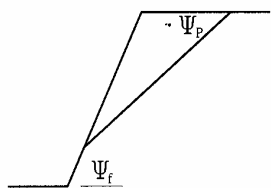


圖五 順向坡坡面角 ψ_f 、破壞面傾角 ψ_p 、與破壞面摩擦角 ϕ 之關係

(3) 破壞面之傾角必大於此面之摩擦角，即： $\psi_p > \phi$ 。

(4) 破壞岩體之兩側必為分離面 (release plane)。

上圖之弱面即為 Hoek & Bray (1977,1980,1981)所指之破壞面 (或滑動面)。圖六示弱面在坡面露空之示意圖：

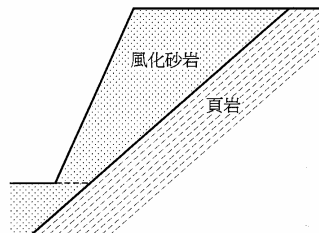


圖六 弱面在坡面露空之示意圖

上圖中之弱面，若是有規則之組弱面，通常以接近坡面露空之該組弱面最可能滑動，此即Hoek & Bray所繪者(圖五)；若弱面之上下岩性有異，則在坡面露空(圖六)之例甚多。

5.1.2 一般條件之例外

Hoek & Bray述及之一般條件，認為破壞面必在坡面露空之限制，眾皆信其然，筆者早年亦不懷疑之。後來，由於觀察不少野外順向坡滑動之例，發現該條件也有例外。曾見某些岩坡破壞，弱面上為砂岩，下為頁岩，弱面之下端並未露空，如圖七所示，該岩坡於豪雨中崩滑，滑動面之大部分沿砂、頁岩界面滑動，但在坡面附近橫切砂岩材料而過，在坡面出露。在此一例中，弱面上之砂岩因風化而致膠結不佳，強度亦低。注意，圖中在坡面之粗虛線(亦即砂岩材料之破壞面)位置，可能略有上、下之變化，未必水平。



圖七 混合滑動面(弱面與完整岩石)順向坡示意圖

5.1.3 特殊條件

(1) 岩石材料方面之條件

滑動面之上的岩石材料為易於透水者，例如砂岩、石灰岩等等；而滑動面之下的岩石材料為不易透水者，例如頁岩、泥岩、泥質砂岩、粉泥岩等等。地表水或淺部地下水，易於滲透易透水之砂岩(或石灰岩)向下滲透，但於界面附近受阻於不易透水之頁岩(或其他岩石)。滲透水將進一步淋洗砂岩中之膠結材料，滲透水也對頁岩、泥岩中之粘土礦物造成潤滑作用，降低岩石材料之剪力強度。

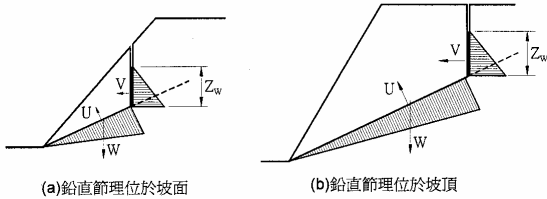
(2) 地質構造方面之條件

順向坡之滑動弱面，可能是砂、頁岩間之層面，也可能是平行於層面之節理面，其走向大致平行於坡面者，其傾角(小於坡面者)在 35° 至 75° 之間者。此外，滑動弱面上之砂岩(或石灰岩)，如受地應力之作用而產生兩組近乎鉛直之脆性節理，或者因張力作用而產生鉛直之張裂縫，其下端與滑動弱面交會，則地表水(或淺部地下水)易於進入此等鉛直節理或張裂縫中，產生水平推力，甚至積水滲入滑動弱面，產生上頂力(uplift)，如圖八所示。若鉛直之脆性節理，若屬兩組或兩組以上，將提供Hoek & Bray之一般條件中所說的分離面。一組層面及二組節理，足以把岩盤切割成小岩塊。

(3) 環境方面之條件

豪雨之時或豪雨之後，雨水滲入易透水之砂岩材料及砂岩之鉛直節理中，造成水平推力 V 及上頂力 U ，如圖八所示。但如潛在滑動面之露空端之洩水路曾被堵(例如古坡面構築不透水之混凝土擋土牆，或擋土牆排水不良)，則上頂水

壓力之分佈不再是三角形而是矩形分佈，上頂力 U 就更大，抗滑動的阻力也就更小了。又如在地震力作用，則在滑動岩體重心加上向外作用之水平力 E 。



圖八 順向坡中的地下水壓分佈示意圖

5.2 順向坡穩定性之計算方法

順向坡滑動之分析，眾皆推崇 Hoek & Bray (1977,1980) 之 *Rock Slope Engineering* 一書。可以參考之。其氏提出下式以計算滑動之安全係數：

$$F = \frac{cA + (W \cdot \cos \psi_p - U - V \cdot \sin \psi_p) \tan \phi}{W \cdot \sin \psi_p + V \cdot \cos \psi_p} \dots (13)$$

式中， W 為滑動岩體之重， U 為上頂力， V 為水平向之水壓力， ψ_p 為滑動面之傾角， A 為滑動面之面積， c 為滑動面之凝聚力（若估計壓力之時常等於零）， ϕ 為滑動面之摩擦角。滑動岩體常取單位寬度。

上式中之 W 、 V 、 U 與 A ，皆易於計算求得之； c 及 ϕ 為滑動弱面之剪力強度參數。為便於與前述理論模式及試驗結果比較，上式可改寫成：

$$F = \frac{c + [(W \cdot \cos \psi_p - U - V \cdot \sin \psi_p) / A] \tan \phi}{(W \cdot \sin \psi_p + V \cdot \cos \psi_p) / A} \dots (14)$$

$$\text{或 } F = \frac{c + \sigma' \tan \phi}{T/A} \dots (15)$$

$$\text{或 } F = \frac{\tau}{T/A} \dots (16)$$

$$\text{而 } \sigma' = (W \cdot \cos \psi_p - U - V \cdot \sin \psi_p) / A \dots (17)$$

$$T = (W \cdot \sin \psi_p + V \cdot \cos \psi_p) / A \dots (18)$$

式(15)右邊分子部分為滑動弱面之剪力強度 τ ，Hoek & Bray(1980)取 $\tau = c + \sigma' \tan \phi$ ，

假設滑動弱面之破壞包絡線為一直線，或在某 σ' 值之範圍內為一直線。但由本節第二節，岩石弱面之剪力強度，尚有多種理論模式，究應採用那一模式，由 5.3節討論。

5.3 滑動面剪力強度之估計

順向坡滑動，絕大部分沿某弱面或某弱面附近滑動。其滑動面之岩石接觸情形，可能有下列三種：

5.3.1 滑動面為砂頁岩界面，且滑動發生於砂、頁岩間之層面

其剪力強度之估計，可參考本節第三節之說明。

5.3.2 滑動面為砂頁岩界面附近，且滑動發生於界面下之頁岩內

其剪力強度，應採取頁岩之原狀樣品，辦理三軸試驗，求其不排水式剪力強度或壓密不排水式剪力強度；必要時，應辦理頁岩之環剪試驗，求其剩餘剪力強度。如頁岩可能因浸水而破壞者，以不排水式三軸試驗所求出之剪力強度較為接近實際情形；如滑動可能有潛變之成分者，以環剪試驗所求出之剩餘剪力強度較為適用。

5.3.3 滑動面為砂岩中之節理或脆裂砂岩與泥質砂岩之界面

在這種情形，滑動面之剪力強度，宜在前述多種模式中選用一種或數種計算之，加以比較，決定最可能（或最保守）的一種。

(1) 選用模式1或模式2

這是最保守的一種模式，可取岩心鋸斷之，以直接剪力試驗求其基本摩擦角 ϕ_b 即可。剪力強度為

$$\tau_b = \sigma \tan \phi_b \dots (19)$$

本研究所試砂岩之 ϕ_b 與 ϕ_r ，皆大致等於 30° 。其他岩石之 ϕ_b 或 ϕ_r ，若不辦理試驗求知，可查前人試驗值，例如 Hoek & Bray (1977, 1980) *Rock Slope Engineering* 書所列者。注意， ϕ_b 或 ϕ_r 值，大多在 25° 至 35° 之間，極少高達 40° 。

地工技術

Skempton (1964) 主張許多層面滑動之抗剪強度皆達到殘餘強度， $c' = 0$ ， $\phi' = \phi_r$ ，而 ϕ_r 常低至 20° ，如層間夾泥則 ϕ_r 可能更低。層面滑動之抗剪強度低至剩餘值，原因可能有：地層褶皺 (folding) 之地殼變動期間之層間滑動、地層或河谷解壓、應力集中所造成之漸進破壞、以及水庫蓄水等等。

(2) 選用模式 3a

$$\tau = \sigma \tan(\phi_r + i) \dots\dots\dots(20)$$

i 值由岩石弱面上量其幾何粗糙度者，除非弱面材質極為堅硬且 σ 甚低者，此一模式偏向不安全； i 值若由試驗求得者，應屬可用，惟若 σ 範圍較大者，宜分別採用適當範圍之剪力強度 (模式 3a 或 3b)。

5.4 順向坡之岩錨穩定法分析

順向坡之岩錨穩定法分析，參考洪與翁 (民國 77 年)，就岩錨最省力之方向 (岩錨不施預力者、岩錨施加預力者)、岩錨之一般方向 (岩錨不施預力者、岩錨施加預力者)、與岩錨方向垂直弱面等五種情形，提供示意圖及算式。這些示意圖及算式，不難由讀者自行建立，故不在此贅述。

由於岩錨之構件 (例如鋼腿、錨頭、等等)，防蝕保護處置不完善，其耐久性堪慮，將難以維持其長期性之正常功能，致壽命有限，故岩錨多用作非永久性結構。

六、順向坡穩定之重要工作項目

- (1) 充分瞭解順向坡之幾何形狀，包括：
 - (a) 確定自然邊坡是否形成順向坡
 - (b) 坡地之地質構造：製備比例尺為 1:100 者之平面圖與剖面圖
 - (c) 研判滑動面位置。
 - (d) 求出滑動面之幾何粗糙度 i_g 。
- (2) 估計滑動面之力學性質，包括：
 - (a) 滑動面之剪力強度
 - (b) 滑動面之勁度
 - (c) 檢討各力學參數之長期變化。
- (3) 掌握地下水之季節性變化
- (4) 確定順向坡滑動之影響因素之重要性

- 順位
- (5) 檢討地震力之作用
 - (6) 從事邊坡穩定分析
 - (7) 選擇邊坡穩定方法並以高水準施工

七、順向坡災害防治的一般性原則

7.1 預防之原則

預防重於治療。及早採取預防措施，代價最低。

7.2 避開之原則

古道路選線之時，古坡地開發計畫之中，宜避免順向坡之開挖。

翡翠水庫，古選擇施工、骨材運輸道路之時，決定古北岸開挖該道路，主要即古避免順向坡開挖。有時，為避免大規模順向坡之開挖，寧願改以隧道通過，甚至改道。

7.3 排水之原則

順向坡之滑動，大多數是古發生豪雨之時或豪雨之後，因此，須使坡面 (或坡頂) 之水儘速排去，不令進入坡內之多孔質岩石或裂縫之內；而坡內之積水，則應儘速排去，以免降低邊坡穩定之安全係數。排水，通常也是邊坡穩定方法中最經濟、有效的一種。

7.4 預裂法開炸之原則

邊坡開挖，常需採用爆材開炸。如採用預裂法開炸 (pre-splitting blasting)，則開挖後之坡面，極為平整，幾乎沒有因開炸而引起破裂之岩壁，落石之可能性極少，順向坡滑動的自然阻力也比較大。若不採用預裂法開炸，則岩壁之破碎帶 (指由開炸所造成者)，可達數公尺 (甚至於 10 公尺) 之深，小型順向坡，幾乎是非滑不可；中型順向坡，也是因過度振動而降低安定性。

7.5 監測之原則

重要邊坡，即使加以穩定 (或根據計算，其安全係數在 1.5 以上)，為保證其長期穩定，必需安裝監測儀器。監測之主要項目為：

- (1) 邊坡之變形或移動

(2) 地下水位或水壓之升降

若是不辦理監測工作，則常需較為保守（浪費）之邊坡穩定設計。而且，當環境有所變化或作用，例如地震之後、豪雨、地下水位有變化、岩石風化、等等，致邊坡之穩定性逐漸下降或突然下降，若無監測系統，則缺乏預警。再者，人為之穩定措施，例如排水系統或岩錨等，可能功不抵過，也可由監測系統及早發現。而設計是否足夠、施工是否正確、計算之參數有無誤差，皆需由監測工作解答。

7.6 削坡之原則

如某順向坡之安定性不足，削去坡頭、降低坡高，通常比結構方法便宜，而且，削坡之後，幾乎是微勞而永逸。

7.7 坡腳加重之原則

如空間許可，在坡腳處拋置石方、砂石堆、砂包、或蛇籠等等重物，效果可靠而長久。

7.8 不砍坡腳之原則（或稱弱面不在坡面露空之原則）

順向坡，最怕坡腳（或稱坡趾）被砍斷，致弱面在坡面露空。許多工程人員，明知故犯，致引起許多順向坡滑動之災變或花費極為昂貴之岩錨加以穩定。如非在坡趾開挖不可，則可清坡至無弱面露空之情況，也就是把最表面的岩層挖除。此一原則，尤其適用於大、中型順向坡。

7.9 緩衝之原則

在坡趾與建築或工程之間，留下適當寬度的空地或落石溝，作為緩衝之空間。

7.10 韌性擋土結構之原則

順向坡，若使用擋土結構加以對抗，應儘量採用韌性擋土結構，例如加重、鋼管樁、韌性地錨系統。

八、順向坡穩定方法效益之比較

順向坡之穩定方法甚多，第七節已宣示一些原則。更具體的穩定方法，參考FOOKS & SWEENEY(1976)，大致如下：

(1) 大規模順向坡

(a)最有效方法：削坡、壓腳（坡腳加重）、水平排水廊道（垂直於岩層走向）、地頭防水、排水孔、排水溝、岩錨、錨定擋土牆、岩碇。

(b)次有效方法：平台階段後退、水平排水廊道（平行於岩層走向）、落石溝、攔石牆、清除鬆動石塊。

(c)效益不高之方法：噴漿、局部削坡、岩釘、局部補強。

(2) 小規模順向坡

(a)最有效方法：各種排水方法（但非排水廊道）、錨定擋土牆、擋土口、岩碇、落石溝、攔石牆、清除鬆石。

(b)次有效方法：削坡、平台階段後退、局部挖除、噴漿、局部補強、岩錨。

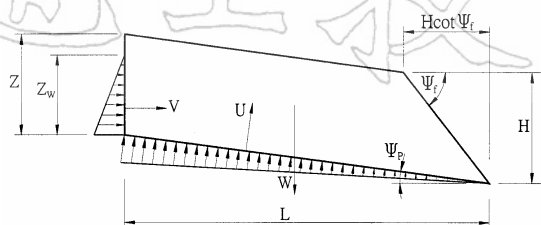
(c)效益不高之方法：岩釘、平行岩坡（層）走向之排水廊道。

九、順向坡穩定分析舉例

（國道中山高速公路汐止收費站附近順向坡滑動）

民國66年9月，高速公路汐止收費站附近之北坡，因豪雨而發生順向坡滑動，坍方數量達十八萬立方公尺，高速公路因而中斷數天（洪，民國70年）該坡之剖面如圖十。岩層之傾角為 25° ，自然坡頂面（已坍塌者）之傾角假設為 25° 。滑動面發生於砂岩與砂質頁岩（或頁岩質細砂岩）之界面。滑動面以上之岩石，自地頭向下依序分佈之層次為：表土、高度風化砂岩、脆裂之中至低度風化砂岩（含兩組近乎垂直之節理）。滑動面以下之岩石，依序為：薄層砂質頁岩（或頁岩質細砂岩）、尚新鮮之砂岩。豪雨之時，雨水流入近乎鉛直之節理內及層面（即滑動面），造成水平水壓 V 及上頂力 U ，至滑動面之抗滑動安全係數小於1.0，坍方即開始發生。

為建立該坡在滑動瞬間之安全係數 F 與垂直節理內積水高度 Z_w 及滑動面摩擦角 $(\phi_r + i)$ 之關係，先繪出該類順向坡剖面之示意圖（不按比例）如圖九：



圖九 順向坡剖面及作用力之示意圖 (不按比例)

圖中, H 為坡高, ψ_p 為滑動面之傾角, ψ_f 為邊坡開挖後之坡面角, Z 為鉛直節理之深度 (由坡頂面至滑動), L 為滑動岩體之水平長度。取單位厚度 (指垂直圖九剖面一公尺) 之順向坡剖面從事分析。 A 為滑動面面積, W 為滑動岩體之全重, γ 為岩石材料之單位重, γ_w 為水之單位重。安全係數 F 之計算可用(13)式或(14)式。在該二式中,

$$\phi = \phi_r + i$$

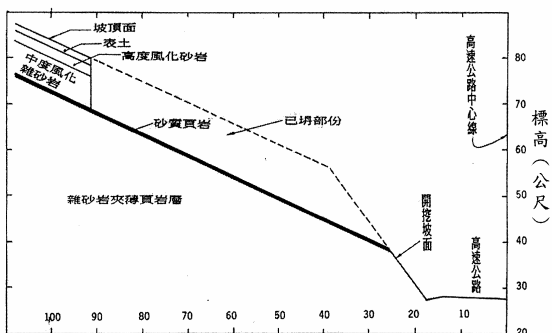
$$W = \gamma [Z \cdot L - (Z \cdot H \cdot \cot \psi_f) / 2]$$

$$A = L \cdot \sec \psi_p$$

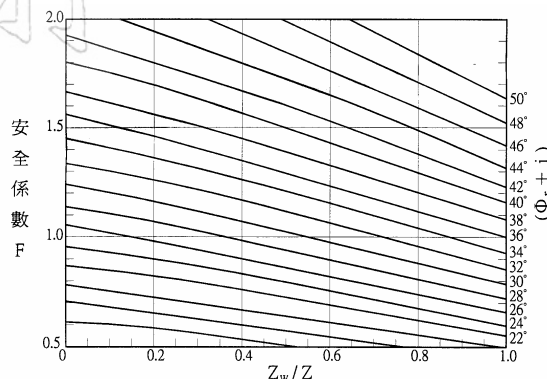
$$V = \gamma_w \cdot Z_w^2 / 2$$

$$U = \gamma_w \cdot Z_w \cdot L \cdot \sec \psi_p$$

本例 (圖十), $\gamma = 2.4 T / m^3$, $L = 66m$, $H = 18m$, $Z = 11.6m$, $A = 72.6m^2$, $\psi_p = 25^\circ$, $\psi_f = 54^\circ$, $W = 1655 T$, U 與 V 皆依 Z_w 而定。 Z_w 在本例不採單一之定值, 取 Z_w / Z 比值為 0、0.2、0.4、0.6、0.8 與 1.0 從事計算, 得 $F - Z_w / Z - (\phi_r + i)$ 關係曲線如圖十一。



圖十 民國66年9月中山高速公路汐止收費站附近北坡發生順向坡滑動後之剖面概略圖



圖十一 民國66年9月中山高速公路汐止收費站附近北坡發生順向坡滑動之穩定分析

本例滑動面發生於脆裂砂岩與砂質頁岩之界面, 若此一界面未裂開, 則其剪力強度甚高 ($\phi = 60^\circ$, $c = 0.75 \text{ kg / cm}^2$), 根本不可能滑動。而此一順向坡確已滑動, 其剪力強度參數或可採本例第三節之 $\phi = 31^\circ$ (二次受剪之值)。試驗之 c 值為 0.25 kg / cm^2 , 但假設為零, 其理由為: 試驗試體之砂頁岩界面為新鮮且從未裂開者, 而現場之界面則為早已裂開並有水流通過者 (HUNG, 1987)。若取 $c = 0$, $\phi = 31^\circ$, 則由圖十一可知: 滑動瞬間 ($F = 1.0$) 之 $Z_w / Z = 0.675$, 而 $Z = 11.6$ 公尺, 故 $Z_w = 7.83$, 亦即此一坍方在滑動瞬間, 鉛直節理內積水 7.8 公尺。若考慮該界面頁岩因浸水而軟化, 再考慮規模效應 (scale effect), 則滑動面之 ϕ 角可能更小, 但不致小於滑動面傾角之 25° , 否則不必等到豪雨才發生坍方。因此, 本例順向坡滑動面之剪力強度參數可判斷為 $c = 0$, 而 ϕ 值在 25° 至 31° 之間, 平均為 28° 。若採用 $c = 0$, $\phi = 28^\circ$, 則坍方時之 $Z_w / Z = 0.4$ 。

此一順向坡, 也有一些平行於層面之砂岩節理。經分析, 滑動不致於發生在平行於層面之砂岩節理內。

由以上分析, 本例順向坡之滑動, 必然是沿已裂開之砂頁岩界面附近之頁岩層內, 但接近頁岩層之頂, 而且界面下為透水性很差的頁岩, 界面上為易透水之脆裂 (含鉛直節理或張裂縫) 砂岩, 而界面在坡面見光為滑動之有利條件。理

論分析如此，事實(坍方)也是如此。

但必須注意的是：有些滑動是發生在砂岩與砂岩之層面或平行於層面之砂岩節理內，在此一情況下，砂岩節理之摩擦角 ϕ 必須精確求出。而 ϕ 角包括 ϕ_r (或 ϕ_b) 及 i 。

此一順向坡滑動之處理，經整坡後加上相當重要之岩錨系統及排水設施穩定之，係由亞新工程顧問公司設計。

十、結 論

1. 順向坡滑動為台灣最常見的坍方災害之一，曾多次造成人命傷亡、公路中斷、河流積水成潭卻又潰潭之災難。

2. 常見之順向坡，常發生於脈背構造一側之邊坡、脆裂砂岩下接砂頁岩層之砂質頁岩層邊坡、混合滑動面(弱面與完整岩石)邊坡、含密集弱面之變質岩坡、崩積層或風化層下接順向岩面之邊坡、含非貫穿性弱面之邊坡。

3. 台灣最大規模之順向坡滑動為草嶺大崩山，坍方體積高達1億立方公尺以上者二次，5百萬立方公尺者一次，皆使清水溪積水成潭，但其滑動面傾角只有12度。國道中山高速公路之兩次順向坡滑動，坍方體積分別為5千立方公尺與18萬立方公尺，傾角約25度。翡翠水庫掛壩五鬮順向坡，傾角40度至41度，經工程技術處理，並不滑動。因此，不能說坡度一超過多少度就必然滑動。

4. 由台北虎山順向坡之例可知，弱面(或稱不連續面)露空(或稱出現自由端)並非順向坡滑動的必要條件，更不是充分條件。

5. 岩石弱面剪力強度之理論模式有好幾個，可依個案之規模與重要性選用之，並應考慮規模效應。已發生之坍方，都是以反算法(back analysis)求剪力強度的最佳機會，應儘量利用之。

6. 平緩至中等傾斜之順向坡，受靜力之作用，其潛在滑動面若為首次受剪，剪阻力非常大，難以滑動；其潛在滑動面若為粗糙岩面對粗糙岩面(例如砂岩節理面)的接觸，因滑動面之粗糙度對摩擦角的貢獻(10度以上)，增加剪力強度，也是難以滑動。國道中山高速公路汐止收費站附近北側順向坡滑動前，層面(潛在滑動面)

已經開裂(HUNG,1987)；義大利Vajont水庫順向坡滑動之潛在滑動面，在1963年滑動之前，早已經過多次滑動。故大多數順向坡滑動之分析，只考慮剩餘剪力強度，而且常假設 $c_r=0$ 。

7. 砂岩(或石灰岩)下接頁岩(或泥岩)之順向坡滑動，其滑動面其實不在砂頁岩之界面，而發生在界面下頁岩層頂部內，因頁岩浸水之後，剪力強度人為降低，且遠低於砂頁岩界面。

8. 排水，降低坡內之水壓，永遠是最有效且最經濟的穩定方法。

9. 純岩石順向坡，一旦滑動，其下滑速度可達每小時一百公里以上，人車皆難逃脫。如採人工結構抵擋，宜採韌性結構。

10. 筆者一向認為：邊坡穩定分析，在確定影響穩定的主要變數之後，應辦理敏感度分析，以明白某一重要變數(例如水壓、摩擦角)的單位變化，會引起邊坡穩定安全係數的多大變化。本文以國道中山高速公路汐止收費站附近順向坡滑動為例，加以示範。

參考文獻

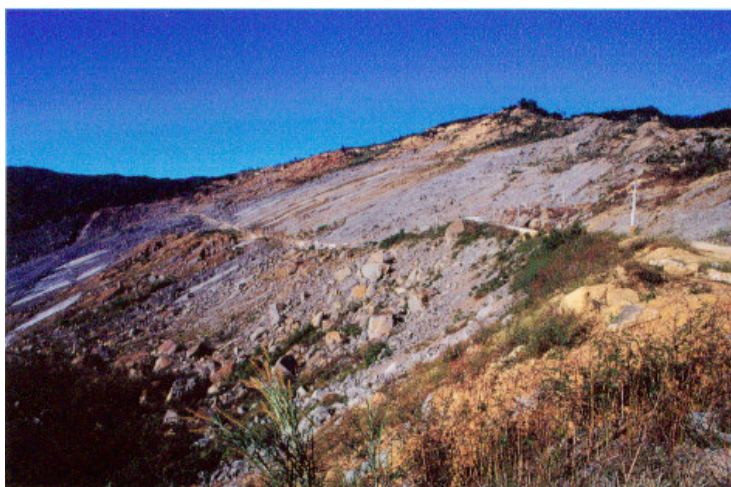
- 李宗德(民國78年)，“岩石半連續弱面之剪力強度”，國立台灣大學土木系研究所博士論文。
- 李宗德與洪如江(民國78年)，“岩石半連續弱面剪力強度之研究”，中華民國第十三屆全國力學會議論文集。
- 洪如江(民國69年)， “草嶺大崩山之探討”，工程環境學會會刊，第一期，29~39頁。
- 洪如江與翁作新(民國75年，77年)，“砂頁岩順向坡力學性質與穩定性之研究(-)與(二)”，行政院國家科學委員會防災科技研究報告74-55號與76-40號。
- 洪如江等人(民國78年，79年)，“變質岩順向坡力學性質與穩定性之研究(-)與(二)”，行政院國家科學委員會防災科技研究報告77-47號與78-52號。
- 洪如江等人(民國82年)，“中橫公路岩坡穩定科技綜合研究(-)”，行政院國家科學委員會防災科技研究報告81-43號。
- 洪如江(民國88年)，“草嶺大崩山之歷史照片”，地工技術，第76期，113~124頁。
- 洪如江、李錫堤、林致聆、林銘郎、鄭富書、陳計興(民國89年)，“大壩可以飛渡、崩山可以斷流(草嶺順向坡滑動)”，地工技術，第77期，5~18頁。
- 洪如江、林致聆、陳大健、王國隆(民國89年)，“921 earthquake 相關之坡地災害、坡地破壞特性、與案例分析”，地工技術，第81期，17~32頁。
- 傅從接、李慶龍(民國73年)，“翡翠水壩基礎層處理”，地工技術，第6期，5~31頁。
- ASSOCIATION PRO LOCO DI LONGARONE (2001),

Vajont, Longarone, the history

- BARTON, N.R. (1971), A Relationship between Joint Roughness and Shear Strength, *Pro. Intl. Sym. Rock Fracture*, Nancy, France, Paper 1-8.
- BARTON, N.R. & V. CHOUBEY (1977), The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice, *Rock Mechanics*, 10:1~65.
- FOOKS, P.J. & M. SWEENEY (1976), Stabilization and Control of Local Rock Falls and Degrading Rock Slopes, *Q. Jl. Engg. Geol.*, 9:37~55.
- HENDRON, Jr., A.J. & F.D. PATTON (1985), *The Vaiont Slide, A Geotechnical Analysis based on New Geologic Observations of the Failure Surface*, Department of the Army, US Corps of Engineers, Washington, DC.
- HOEK E. & J.W. BRAY (1977, 1980, 1981), *Rock Slope Engineering*, IMM, London.
- HUNG JU JIANG (1987), Landslides and Related Researches in Taiwan, *Memoir of the Geological Society of China*, 9:23~44.
- HUNG, J. J. & LEE T.T. (1990), A Study on the Shear Strength of Rock Joint of Partial Continuity, *Rock Joints*, Barton and Stephanson (Eds.), Balkema, Rotterdam.
- HUNG JU JIANG AND LEE TZONG TE (1991), Failure and stability of dip slopes in Taiwan, Chapter 15 of *Neotectonics and Resources*, edited by John Cosgrove and Mervyn Jones, Belhaven Press, London.
- LOBECK, A.K. (1939), *Geomorphology*, McGraw-Hill, N.Y.
- PATTON, F.D. (1966), Multiple Modes of Shear Failure in Rock, *Proc. Intl. Cong. Rock Mechanics*, Lisbon, 1:509~513.
- RICHARDS, L.R., Et al. (1978), Appraisal of Stability Conditions in Rock Slopes, A Contribution to *Foundation Engineering in Difficult Ground*, ed. Bell, Newnes-Butterworth, London, pp. 449~492.
- SKEMPTON, A.W. (1964), Long Term Stability of Clay Slopes, *Geotechnique*, 14:77~101.



照片一 由上而下，示草嶺順向坡之主斷崖、殘坡、清水溪谷、與天然壩前緣的一小部分，921大地震之後（洪如江攝）



照片二 民國88年921大地震九份二山順向坡滑動(洪如江攝)

土工技術



照片三 民國66年9月一場豪雨造成中山高速公路北側順向坡滑動，公路交通中斷數日(洪如江攝)



照片四 由水庫上游右岸遠眺Vajont大壩方殘坡與水庫內坍方材料(洪如江攝於民國91年7月)



照片五 由Vajont拱壩左翼觀看壩頂、水庫右岸、與堆積在水庫內之坍方材料(洪如江攝)
(照片中Vajont誤植為Vajong)