

# 臺灣東部硬岩破壞特性與地下開挖穩定問題

蕭富元 冀樹勇

邵厚潔 林廷彥

汪世輝

中興工程顧問社大地工程研究中心

公路總局蘇花公路改善工程處

成功大學資源工程系

## 摘 要

臺灣東部岩石受變質作用後，岩石強度明顯增加，由於硬岩可承受高應力及高彈性應變能，故其開挖自立性佳，但在地下深處高應力環境下，脆性破壞發生後強度將明顯弱化，不利於坑道穩定。經以數值分析比對案例經驗式，結果顯示採用Mohr-Coulomb彈塑性模式，將可能低估坑道脆性破壞深度，誤判坑道穩定；因此對於硬岩地下開挖，峰後強度弱化影響顯然不可忽視。本文以東部地區大理岩三軸試驗結果為例，探討其峰後強度弱化特性，並彙整其他大理岩試驗資料，結合理論與試驗，提出脆性破壞之強度損失因子與圍壓應力關係式，提供未來臺灣東部地下開挖工程設計與施工參考。

**關鍵字：**脆性破壞、坑道穩定、峰後強度弱化、強度損失因子。

## Failure Behavior and Underground Stability in Brittle Hard Rock of Taiwan

Fu-Yuan Hsiao Shu-Yung Chi

Geotechnical Engineering Research Center, Sinotech Engineering Consultant, INC.

How-Jei Shau Ting-Yen Lin

Suhua Improvement Engineering Office, Directorate General of Highways, M.O.T.C.

Shih-Hui Wang

Department of Resource Engineering, National Cheng Kung University

## Abstract

Metamorphic hard rock extensively exists in Eastern Taiwan. Hard rock can sustain high stress and high elastic strain. Underground excavation in hard rock is normally stability. However, hard rock exhibits a strength loss feature beyond brittle failure when they were subjected to high overburden stresses. Such situation may endanger the opening stability. According to the comparison of numerical analyses and experiential formula, the evaluation of failure depth surrounding an opening could be underestimated and the estimation of opening stability is possibly incorrect when the elastic-ideally plastic model was adopted. The post-peak strength degradation for hard rock is quite important in the stability of deep excavation. In this paper, the tri-axial compression tests of marble were performed and other past experiments were reviewed to establish the relationship between the strength loss parameter and the confining pressure. It provides a further knowledge for underground designing and construction in Eastern Taiwan.

**Key Words :** Brittle failure, opening stability, post-peak strength degradation, strength loss parameter.

## 一、前 言

中央山脈東部出露之先第三紀變質雜岩(大

南澳片岩)，為臺灣島目前所出露之最古老地層，北起宜蘭蘇澳，南迄台東太麻里，綿延臺灣東部超過200公里。其岩性主要由片岩及大理岩所構成，並夾有片麻岩、混合岩、角閃岩、變質基性

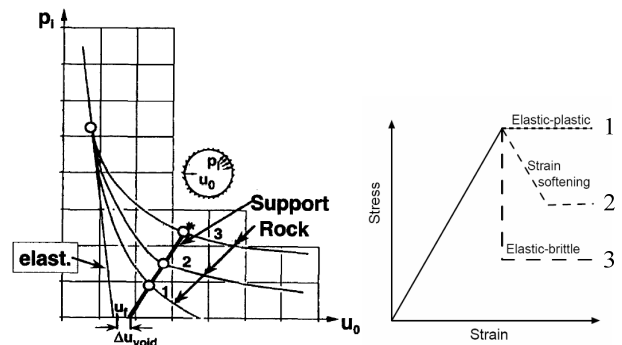
火成岩及蛇紋岩等。根據以往工程調查試驗資料(中興工程, 2000; 2005)顯示, 經變質作用後, 本區岩石單壓強度多在50 MPa以上, 部分更達100-150 MPa左右, 已屬ISRM(1981)所定義之硬岩及甚硬岩類。

硬岩可承受高應力及高彈性應變能, 在一般岩覆深度下, 開挖後自立性佳, 除構造弱面岩楔問題外, 不易出現不安定問題, 故在花蓮和平地區可見白雲石地下開採礦場, 僅施作簡易臨時支撐坑道即可維持穩定。但隨地下空間利用需求增加, 臺灣隧道及地下工程之開挖深度有逐漸增加趨勢, 例如正在推動之蘇花公路山區路段改善計畫, 其南段中仁隧道最大岩覆深度即達1100 m左右。

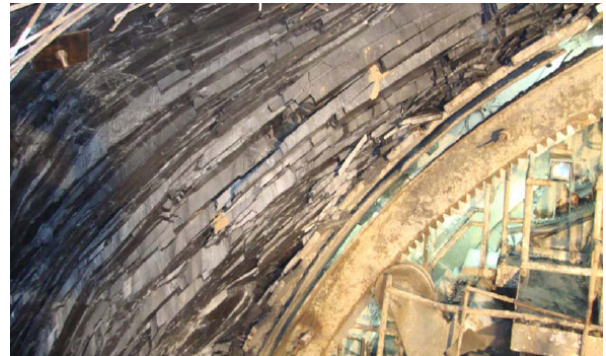
在高岩覆應力作用下, 完整硬岩之破壞行為與軟岩擠壓變形不盡相同。硬岩在破壞發生前, 一般無明顯變形; 但岩石破壞後, 即失去其完整性, 強度將明顯弱化, 此為脆性破壞特徵(蕭富元等, 2011)。而軟岩則在大量變形發生後方始破壞, 破壞後仍大致保持其完整性與材料連續性, 故強度雖亦會弱化, 但弱化程度不明顯。故對於脆性硬岩地下開挖, 峰後強度維持不變之彈塑性(elastic-plastic)力學模式基本上並不適用, 而彈脆性(elastic-brittle)或應變軟化(strain-softening)模式為應考慮採用之力學模式(Egger, 2000)(如圖一所示)。由地盤反應曲線(ground response curve)可知: 相同支撐時機與支撐量, 三種不同模式所產生之變形量有相當之差異, 此與岩石是否已發生脆性破壞, 以及峰後強度之弱化程度有密切關係, 顯示掌握硬岩之脆性破壞特性, 對地下開挖工程設計及施工良否有關鍵之影響。

有關硬岩脆性破壞對地下開挖工程之影響, 目前臺灣在此領域之研究與經驗仍極缺乏, 國外則多著重於岩爆問題探討。岩爆之產生需具備高地應力及高岩石強度等兩項條件, 使岩盤可儲存大量彈性應變能, 此高彈性應變能因隧道開挖解壓, 而產生爆裂或彈射等劇烈破壞現象(徐林生等, 2005; 張鏡劍等, 2008)。惟檢視國外隧道岩爆案例, 如瑞士高達鐵路隧道(Gotthard Base Tunnel)、挪威拉爾道隧道(Laerdal Tunnel)、大陸秦嶺隧道及錦屏二級水電站引水

隧道等, 因劇烈岩爆而影響施工機具或人員安全者, 除岩覆深度影響外, 其岩石單壓強度多在200-300 MPa以上, 臺灣東部硬岩強度未達此等級, 因此劇烈岩爆可能不致於發生, 破壞程度相對是溫和之脆性剝裂(Spalling, 如圖二所示)破壞, 以及岩石因破壞失去完整性所引發之強度弱化問題, 應為硬岩地下開挖需關注之課題。



圖一 不同力學模式之地盤反力曲線與支撐應力關係



圖二 大陸錦屏二級水電站3號引水洞圍岩脆性剝裂破壞情形(王泰典, 2011)

## 二、脆性破壞特性探討

岩石脆性破壞主要係由張力裂隙與裂隙傳播連通所造成之剝裂或爆裂破壞行為。Kaiser等(2008)彙整試驗資料, 發現脆性岩石在低圍壓狀態時, 有利於張力裂隙之發展連通, 強度將明顯降低, 此明顯降低現象多發生在圍壓低於 $0.1 \sigma_c$ 時( $\sigma_c$ 為岩石單壓強度), 而一般剪力破壞準則無法描述此低圍壓時之強度降低特性, 因此Kaiser等(2008)乃提出由損壞開始發生臨界值(damage initiation threshold)、剝裂限度(spalling limit)及剪力破壞包絡線等所組成之三線性(Tri-linear)或S形(S-shape)脆性破壞包絡線, 如圖三所示。

在高圍壓下，脆性岩石仍受剪力破壞所主控，而隨圍壓逐漸降低，將轉而變為張力形式破壞，此轉變之界線稱為剝裂限度 (Spalling limit)，其斜率可以最大主應力( $\sigma_1$ )與最小主應力( $\sigma_3$ )之比值來推估，均質材料之剝裂限度斜率一般大於10，而非均質岩石則小於10。至於損壞開始發生臨界值(damage initiation threshold)則係指張力裂隙開始產生之應力狀況。Diederichs and Martin(2010)進一步指出，岩石受力超出破壞包絡線時，依應力狀態不同，而產生剪力或剝裂等不同破壞形式。當受力超出損壞開始發生臨界值後，岩石裂隙開始產生，在低圍壓下，岩石容易發生脆性剝裂破壞；而在高圍壓時，裂隙雖亦形成，但因高圍壓束縛作用不致造成破壞，待軸差應力進一步增加後，始產生剪力破壞。

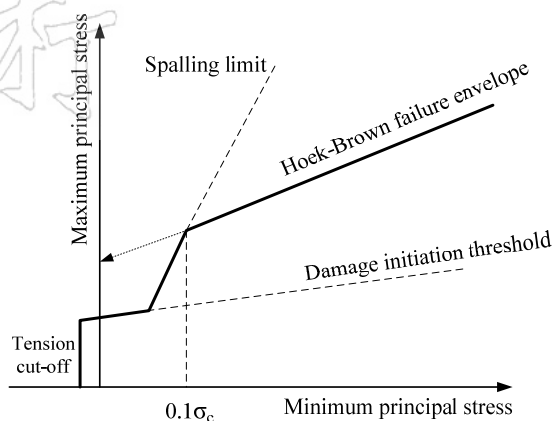
為瞭解臺灣東部硬岩之脆性力學特性，本文乃取蘇澳地區大理岩，進行2組岩石單壓及三軸試驗，試驗採用直徑54mm之圓柱體試體，徑長比為1:2，分別承受 $0.05 \sigma_c$ 、 $0.1 \sigma_c$ 、 $0.2 \sigma_c$ 、 $0.4 \sigma_c$ 、 $0.8 \sigma_c$ 等5種不同圍壓大小，利用MTS應變控制系統進行試驗，應變速率為0.2 mm/min，以獲得大理岩破壞峰後殘餘強度值。試驗顯示大理岩之單壓強度約為61-75 MPa。三軸試驗結果如圖四所示，由圖四可見，岩石脆性破壞行為與圍壓大小有密切關係，在低圍壓時，大理岩具峰後強度劇降之脆性材料特性，隨圍壓增加，逐漸轉變為延性材料。彙整說明如下：

(1)在低圍壓下，岩石發生脆性破壞時，僅伴隨少量永久變形；而在高圍壓下，岩石材料破壞後，將伴隨大量永久或塑性變形。

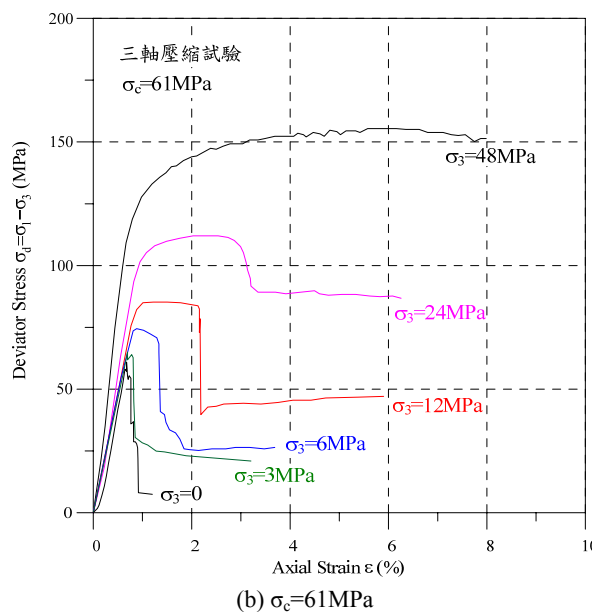
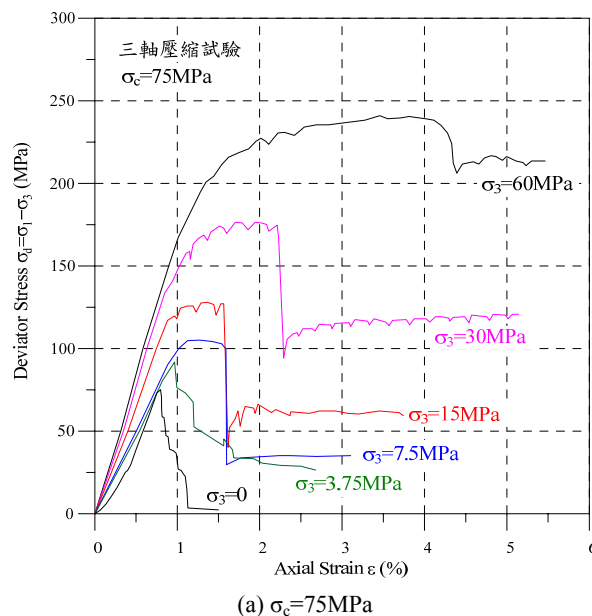
(2)脆性岩石於破壞後具殘餘強度，此峰後殘餘強度隨圍壓增大而有提高現象。

(3)岩石峰前應力-應變曲線斜率隨圍壓增加而有變陡之趨勢，且破壞強度亦有增加之趨勢，顯示岩石之勁度與強度均隨圍壓之增加而增大。

(4)有關岩石脆-延性轉化與應力關係，Seeber(1999)彙整試驗結果，提出脆-延性轉化之臨界圍壓應力( $\sigma_{c,crit}$ )約為試驗過程最大主應力( $\sigma_{1,max}$ )之0.2倍左右(即 $\sigma_{c,crit} = 0.2\sigma_{1,max}$ )。而本



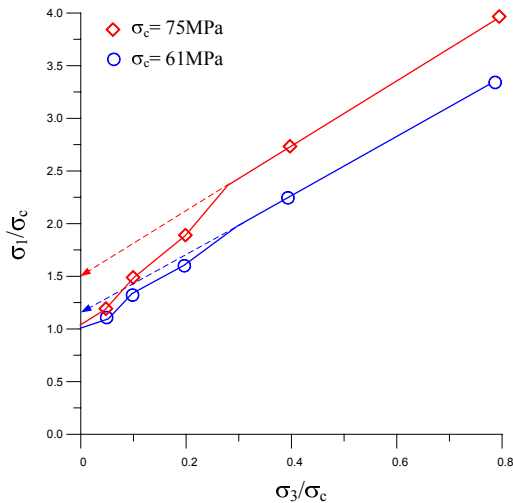
圖三 岩石脆性破壞S-shape破壞包絡線示意圖(重繪自Kaiser等, 2008)



圖四 蘇澳大理岩三軸試驗應力-應變曲線圖

文第2組三軸試驗(圖四-b)，大理岩在圍壓為48 MPa時展現延性行為，相對應之最大主應力約為200 MPa，故其脆-延性轉換關係式為  $\sigma_{c,crit} = 0.24\sigma_{1,max}$ ，兩者相近。

進一步將圖四之2組大理岩三軸試驗結果之最大主應力( $\sigma_1$ )與最小主應力( $\sigma_3$ )，分別除以單壓單度  $\sigma_c$  予以正規化，並繪製其關係圖，結果如圖五所示。圖中可見，圍壓在低於  $0.2\sigma_c$  時，岩石強度有明顯降低情形，此與Kaiser等(2008)所建議之S形脆性破壞包絡線，在低圍壓下會出現強度降低之趨勢一致。顯示隧道或地下開挖坑室圍岩解壓後，若仍以一般慣用之Hoek-Brown破壞準則，推估圍岩單壓強度，可能會出現高估情形。依本文試驗試驗結果(如圖五之兩虛線所示之  $\sigma_3/\sigma_c = 0$  處)，此高估值可能達1.2-1.5倍左右。



圖五 蘇澳大理岩三軸試驗之最大-最小主應力關係圖

### 三、峰後強度之弱化評估

在地下深處高應力區開挖，要完全以支撐手段避免圍岩出現任何鬆動破壞，實際上並不符經濟效益，而且執行上亦有其困難。Hoek(2009)指出地下開挖出現應力過大時，要制止破壞之發生極為不易，支撐補強之目的，主要為控制破壞之擴大，並維持隧道基本穩定。因此在無法完全避免圍岩破壞發生情形下，掌握其破壞峰後強度弱化情形，對於地下開挖之設計與穩定研判極為重要。

硬岩峰後強度弱化之評估，目前仍無公認有

效之方法，案例分析經驗或材料試驗結果為常見之評估方法。例如Read and Chandler(1997)在加拿大 URL (Underground Research Laboratory)實驗室，分析隧道開挖形狀之優化時，花崗岩尖峰強度之Hoek-Brown參數為  $s=0.16$ 、 $m_b=28$ ，(參數  $s$  與岩石凝聚力有關，而參數  $m_b$  與岩石摩擦性質有關)，其殘餘強度參數值分別取  $s_r=0.01$  及  $m_b^R=1$ ；Ribacchi(2000)則根據試驗結果，建議節理岩體之殘餘強度參數可採用  $m_b^R=0.65 m_b$ 、 $s_r=0.04s$  或  $(\sigma_c)_r = 0.2\sigma_c$ 。Crowder等(2006)由地下礦場回饋分析經驗，提出白雲母片岩之殘餘強度參數為  $s_r=s$ 、 $m_b^R=0.1 m_b$ 。另Kumar等(2008)以印度地下水力電廠分析經驗，提出砂岩殘餘凝聚力  $c_r$  為  $0.1c_p$  ( $c_p$  為尖峰凝聚力)，而砂岩殘餘摩擦角  $\phi_r=0.9\phi_p$  ( $\phi_p$  為尖峰摩擦角)。上述案例分析或試驗資料所提供之峰後殘餘強度評估建議不盡相同，亦各有依據，惟多屬個案經驗，是否適用於臺灣仍有待商榷。

除案例經驗外，Hoek-Brown破壞準則為許多岩石工程數值分析程式(如PHASE及FLAC等)所採用，其力學參數之評估方式亦廣為接受，但Hoek-Brown破壞準則並未考慮脆性破壞峰後強度之弱化情形。故Cranza-Torres等(2002)乃嘗試於Hoek-Brown準則中加入強度損失因子( $\beta$ ；strength loss parameter)，探討不同破壞程度岩石峰後強度之弱化行為，修正破壞準則為：

$$\sigma_1 = [1 + (1 - \beta)(k_\phi - 1)]\sigma_3 + (1 - \beta)\sigma_c \dots\dots\dots(1)$$

式中  $k_\phi = (1 + \sin \phi)/(1 - \sin \phi)$ ， $\phi$  為岩體摩擦角；強度損失因子  $0 \leq \beta \leq 1$ ，岩石材料無強度損失時(即  $\beta = 0$ )，即  $\sigma_1 = k_\phi \sigma_3 + \sigma_c$ ，岩石材料僅餘殘餘強度時( $\beta = 1$ )，即  $\sigma_1 = \sigma_{3c}$ 。

Cundall等(2003)根據公式(1)及強度損失因子( $\beta$ )觀念，進一步提出考量強度弱化之修正Hoek-Brown破壞準則模式為：

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c^R \left[ m_b^R \frac{\sigma_3}{\sigma_c^R} + s \right]^a \dots\dots\dots(2)$$

式中，峰後強度參數  $\sigma_c^R$  及  $m_b^R$  為：

$$\sigma_c^R = (1 - \beta)\sigma_c \dots\dots\dots(3)$$

$$m_b^R = (1 - \beta)m_b \dots\dots\dots(4)$$

將公式(3)及公式(4)代入公式(2)，可得：

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (1 - \beta)\sigma_c \left[ m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right]^a \dots\dots\dots(5)$$

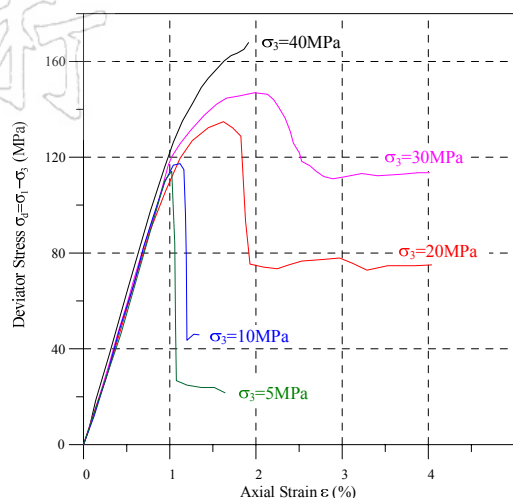
應用上述修正Hoek-Brown破壞準則於探討岩石峰後強度時，其中參數  $m_b$  係與材料摩擦性質有關：彈塑性模式之塑性破壞發生時， $m_b$  值僅微幅降低或維持不變；而脆性破壞時， $m_b$  值則有較大幅度之降低。至於參數  $s$  係與凝聚力有關，岩石破壞將使凝聚力降低，公式(5)之  $s$  值於峰後雖未改變，破壞準則修正後凝聚力之降低，係隱含於岩石單壓強度 ( $\sigma_c^R$ ) 之降低內。

基本上，Cundall 等 (2003) 所提出之 Hoek-Brown 破壞準則修正模式定義明確，Itasca 自 2005 年起已將強度損失因子  $\beta$  納入 FLAC 內建之材料力學模式 (MODEL hoekbrown)，但其應用上之主要問題為如何合理且有依據之推估強度損失因子  $\beta$  值，目前仍未有定論。有鑑於此，蕭富元及王建力等(2011)乃參考陸聲忠(1993)之花蓮大理岩三軸試驗結果(參見圖六)，提出由岩石材料力學試驗，進行強度損失因子  $\beta$  之評估方法，簡稱「強度損失試驗評估法」。其評估步驟簡述如下：

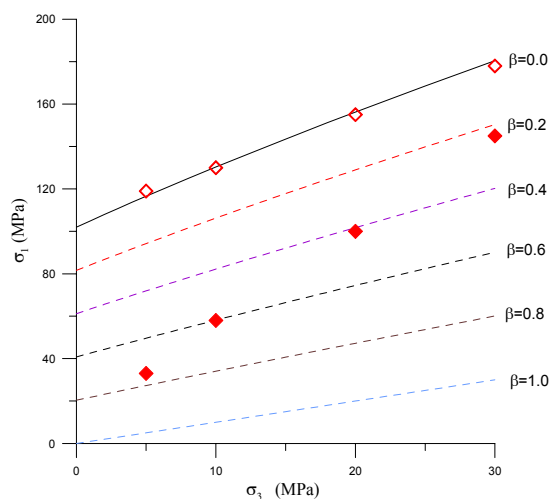
首先取大理岩岩心試體 GSI 岩體評分為 100，依據大理岩岩心單壓強度與 Hoek(2002) 建議之  $m_i$  參數值，繪製吻合試驗結果之大理岩尖峰強度 Hoek-Brown 破壞包絡線，結果得試驗案例大理岩尖峰強度參數  $\sigma_c = 102$  MPa、 $m_b = 4.0$ ，尖峰強度破壞包絡線如圖七之實線段。

以上述尖峰強度參數，依據公式(5)繪製不同強度損失因子  $\beta$  之 Hoek-Brown 破壞包絡線，如圖七之虛線。圖中  $\beta = 0$  時，即為無強度弱化之原 Hoek-Brown 破壞包絡線，而隨  $\beta$  值增加，岩石破壞強度逐漸降低， $\beta = 1$  則為最終殘餘強度。進一步尋找吻合試驗結果之強度損失因子  $\beta$  值。結果得試驗案例大理岩之三軸試驗在 30、20、10 及 5 MPa 等不同圍壓下，其強度損失因子  $\beta$  各為 0.2、0.4、0.6 及 0.75，意謂不同圍壓下有不同程度強度損失。

以所得圍壓與強度損失因子  $\beta$  關係，藉由公式(3)及公式(4)可進一步估算大理岩在不同圍壓



圖六 花蓮大理岩三軸試驗應力-應變曲線圖(重繪自陸聲忠, 1993)



圖七 由三軸試驗推估大理岩Hoek-Brown破壞包絡線強度損失因子(摘自蕭富元及王建力等, 2011)

作用下，破壞後之殘餘強度值。例如如此試驗案例圍壓為 30 MPa 時，大理岩強度損失因子  $\beta$  為 0.2，峰後殘餘強度為  $\sigma_c^R = 82$  MPa、 $m_b^R = 3.2$ ；而案例圍壓為 5 MPa 時，強度損失因數  $\beta$  為 0.75，峰後殘餘強度則為  $\sigma_c^R = 26$  MPa、 $m_b^R = 1.0$ 。

上述蕭富元及王建力等(2011)所提出之強度損失試驗評估法，已由數值模擬試驗結果驗證其合理性。但該法大理岩強度損失因子  $\beta$  值，僅來自單一試驗結果，本文乃進一步彙整蘇澳大理岩試驗結果，並參考鄭寶山(1992)及張春生(2010)之大理岩三軸試驗資料，依照上述方法，建立圍壓與強度損失因子  $\beta$  關係，參見表一及圖八所示。由圖八可見，強度損失因子  $\beta$  與圍壓大小呈反比關係，隨著圍壓遞減，強度損失因子  $\beta$  逐漸緩慢增加，而當圍壓極小時(如  $\sigma_3/\sigma_c < 0.15$ )，強

度損失因子  $\beta$  值將急遽增加，顯示在極低圍壓時，大理岩破壞峰後強度將出現大幅之損失。根據上述試驗結果，歸納得大理岩強度損失因子  $\beta$  與圍壓及岩石單壓強度之關係式為：

$$\beta = -0.228 \times \ln(\sigma_3 / \sigma_c) + 0.015 \dots\dots\dots(6)$$

### 四、案例應用說明

#### 4.1 Martin經驗式比對

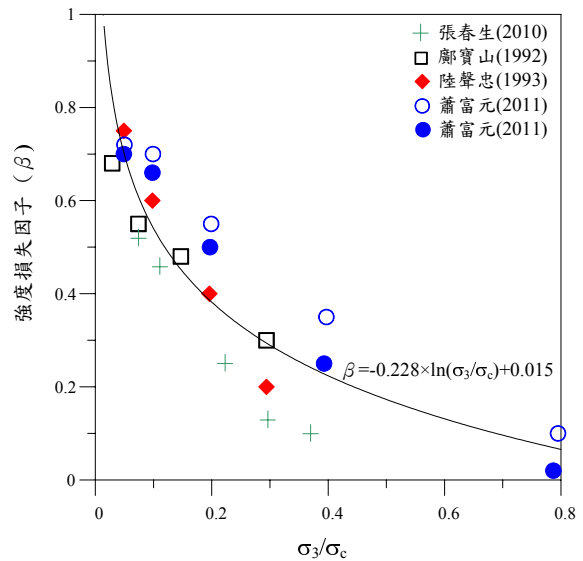
Martin等(1999)檢視8個圓形或倒D形坑道實際案例資料，其岩性包括安山岩、石英岩、花崗岩、石灰岩、粉砂岩等，單壓強度由36-350 MPa，詳如表二所示。Martin等彙整資料後，歸納提出坑道脆性破壞深度經驗式，如公式(7)及圖九所示。

$$\frac{R_f}{a} = 0.49(\pm 0.1) + 1.25 \frac{\sigma_{max}}{\sigma_c} \dots\dots\dots(7)$$

公式(7)中  $R_f$  為坑道圍岩破壞深度， $a$  為坑道半徑， $\sigma_{max}$  為坑道側壁最大應力。由圖九可知坑道脆性破壞深度與側壁最大應力及岩心強度比值( $\sigma_{max} / \sigma_c$ )呈線性遞增關係。

有關本文根據岩石材料試驗及Hoek-Brown

破壞準則修正模式，所提出之圍壓應力與強度損失因子  $\beta$  關係式，其適用性檢討，乃以上述Martin等(1999)之坑道脆性破壞深度經驗式，做為比對依據。茲以在大理岩中開挖10m直徑之圓形坑道為例，參考國道東部高速公路之調查試驗資料(中興工程，2005)：大理岩單壓強度約80 MPa，岩體變形模數為7 GPa，岩體評分等級GSI取80分，依照Hoek(2002)所建議方法，評估岩體力學參數，結果如表三所示。分析工具採用有限



圖八 大理岩強度損失因子  $\beta$  與圍壓關係圖

表一 大理岩單壓及三軸試驗結果彙整表

文獻	試體來源	岩石三軸試驗結果 (應力單位：MPa)						
		圍壓( $\sigma_3$ )	0	2	5	10	20	
鄭寶山 (1992)	花蓮	圍壓( $\sigma_3$ )	0	2	5	10	20	
		尖峰強度( $\sigma_{1p}$ )	68	83	100	117	147	—
		殘餘強度( $\sigma_{1r}$ )	9	28	44	65	113	
		強度損失因子 $\beta$	—	0.68	0.55	0.48	0.30	
陸聲忠 (1993)	花蓮	圍壓( $\sigma_3$ )	0	5	10	20	30	
		尖峰強度( $\sigma_{1p}$ )	102	119	130	155	178	—
		殘餘強度( $\sigma_{1r}$ )	—	33	58	100	145	
		強度損失因子 $\beta$	—	0.75	0.60	0.40	0.20	
蕭富元 (2011)	蘇澳	圍壓( $\sigma_3$ )	0	3.75	7.5	15	30	60
		尖峰強度( $\sigma_{1p}$ )	75	95	112	143	206	299
		殘餘強度( $\sigma_{1r}$ )	—	31	42	75	144	270
		強度損失因子 $\beta$	—	0.72	0.70	0.55	0.35	0.10
		圍壓( $\sigma_3$ )	0	3	6	12	24	48
		尖峰強度( $\sigma_{1p}$ )	61	68	81	98	137	204
		殘餘強度( $\sigma_{1r}$ )	—	24	32	58	111	198
		強度損失因子 $\beta$	—	0.70	0.66	0.50	0.25	0.20
張春生 (2010)	大陸 錦屏二級水電站	圍壓( $\sigma_3$ )	0	10	15	30	40	50
		尖峰強度( $\sigma_{1p}$ )	143	174	193	249	281	309
		殘餘強度( $\sigma_{1r}$ )	42	90	155	203	252	283
		強度損失因子 $\beta$	—	0.52	0.46	0.25	0.13	0.1

表二 圓形或倒D形隧道圍岩脆性破壞深度及其應力狀態資料彙整表(摘自Martin等人, 1999)

Rock mass	$R_f/a$	$\sigma_1/\sigma_3$	$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_c$ (MPa)	Reference
Blocky andesite*	1.3	1.92	15.3	100	GRC field notes (EI Teniente Mine)
	1.5	2.07	14.8	100	
	1.4	2.03	14.7	100	
	1.5	2.10	16.3	100	
	1.5	2.03	15.4	100	
	1.6	2.09	15.8	100	
Massive quartzites*	1.8	2.15	65	350	Ortlepp and Gay (1984)
	1.7	2.15	65	350	
	1.4	1.86	60	350	
	1.5	1.86	60	350	
Bedded quartzites	1.4	3.39	15.5	250	Stacy and de Jongh (1977)
	1.3	3.39	15.5	250	
Massive granite	1.5	5.36	11	220	Martin et al. (1994)
	1.4	5.36	11	220	
	1.4	5.36	11	220	
	1.3	5.36	11	220	
	1.3	5.36	11	220	
	1.0	3.70	11	220	
Massive granite	1.1	1.31	40	220	Martin (1989)
Interbedded siltstone-mudstone	1.4	2.0	5	36	Pelli et al. (1991)
Bedded limestone	1.1	1.3	12.1	80	Jiayou et al. (1989)
Bedded quartzites	1.0	1.69	21	217	Kirsten and Klokow (1979)
	1.08	1.69	20	151	

註：\*為倒D形坑道，其餘為圓形坑道。

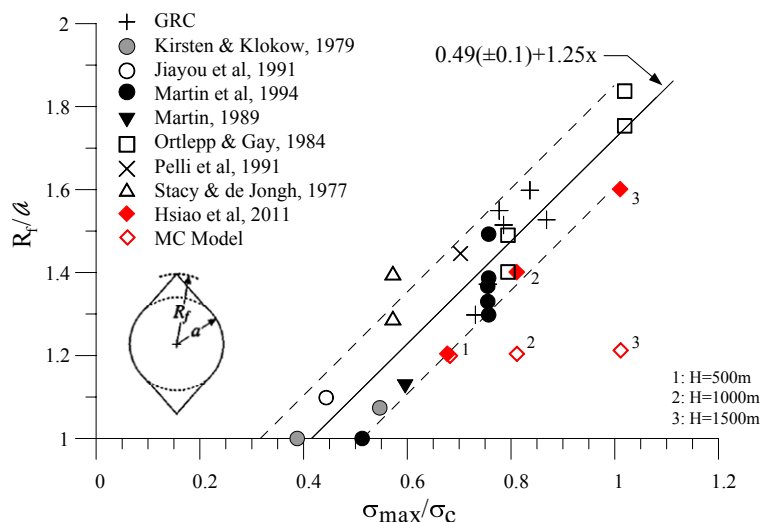
表三 大理岩案例分析之力學參數

岩心單壓強度 (MPa)	單位重 (t/m <sup>3</sup> )	岩體凝聚力 (MPa)	岩體摩擦角 (degree)	岩體變形模數 (MPa)
80	2.7	5	46°	7000

差分程式FLAC，至於大理岩峰後強度弱化參數評估，乃依據公式(6)所建議之強度損失因子與圍壓應力關係，撰寫強度弱化FISH子程式，每10個計算程序(timestep)即重新檢視各網格單元之應力狀態，若已超出尖峰強度發生破壞，即依破壞時網格單元之圍壓大小，依公式(6)估算其強度損失因子 $\beta$ 值，並進一步計算其殘餘凝聚力( $c_r$ )及殘餘摩擦角( $\phi_r$ )，重新輸入破壞峰後力學參數，繼續進行後續運算，直至收斂平衡為止。

為探討大理岩破壞峰後強度弱化與否之影響，本文採用彈塑性(Mohr-Coulomb)及強度弱化(strength degradation)等兩種不同力學模式，以及1000 m、1200 m及1500 m等3種不同岩覆深度，共進行6個案例分析，分析所得各案例之圍岩破壞深度與坑道側壁最大應力關係，如圖九所示菱形資料點。其中(1)實心菱形資料點為本文所建議峰後強度弱化之分析結果，坑道圍岩破壞深度與側壁最大應力呈線性遞增關係，與Martin(1999)所提經驗式趨勢相符，顯示應可適用於脆性岩石地下開挖模擬；而(2)未考慮峰後強度弱化之MC模式(圖八之中空菱形資料點)，在1000-1500 m岩覆下，破壞深度有明顯低估現象，同時破壞深度雖亦隨岩覆應力增加，惟其增加幅度極微，不易在圖中明顯辨識其差異。

分析結果顯示對於硬岩地下開挖如仍採用峰後強度維持不變之彈塑性模式，將可能低估圍岩鬆動破壞範圍，誤判坑道之穩定性。



圖九 坑道側壁脆性破壞深度與最大應力關係

## 4.2 公路隧道開挖模擬

以在臺灣東部大理岩內開挖雙孔公路隧道為例，隧道開挖跨徑約12.5 m，隧道高約11.5 m，隧道中心線間距為30 m。岩體參數參照上述國道東部高速公路(中興工程，2005)試驗資料(如表三所示)。隧道採用上半斷面開挖及洞台降挖等分階施工，輪進長度為3.5 m，支撐工採8 cm厚之鋼纖維噴凝土，以及25 mm $\phi$ 、長度4 m、間距@2.0m $\times$ 3.0~4.0 m之系統岩栓，設計變形寬容量為5 cm。考慮500 m及1000 m等兩種不同岩覆深度，岩覆應力( $P_0$ )由自重產生，即 $P_0 = \gamma H$ ，其中 $\gamma$ 為岩體單位重， $H$ 為覆蓋深度，由於國道東部高速公路並無現地應力量測資料可供引用，故水平側應力係數乃參考東部花蓮地區地下電場套鑽應力量測結果(蕭富元等，2006)，取側向地應力為1.2倍之覆蓋應力。

本案例亦同時採用彈塑性(MC模式)及強度弱化等兩種不同力學模式進行分析。結果顯示：在未考慮峰後強度弱化狀況下(即表四之MC模式)，500 m岩覆深度之隧道頂拱沈陷量約1.7 cm、洞台水平收斂量約1.9 cm，頂拱與側壁岩盤鬆動範圍均約0.5 m左右；而當岩覆深度增加至1000 m時，圍岩變形量大約增加2.2~2.3倍左右，即頂拱沈陷量約3.8 cm、洞台水平收斂量約4.2 cm，尚在設計變形寬容量5 cm範圍內，而岩盤鬆動區範圍則增加至1.5 m左右。依彈塑性力學模式檢核結果，隧道施工符合支撐設計情形。

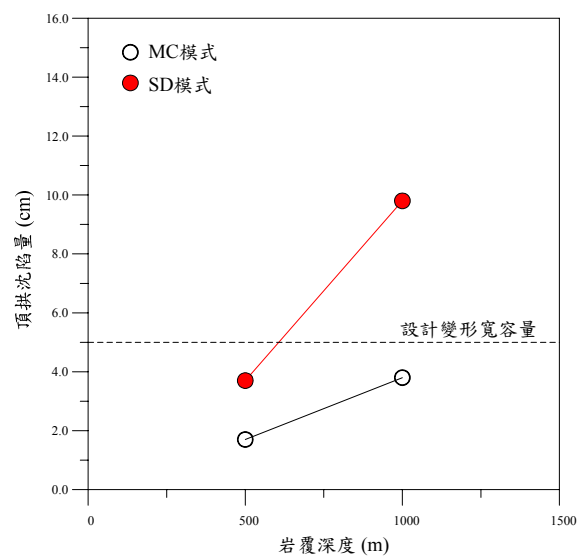
惟考慮峰後強度弱化模式分析結果顯示(即表四之SD模式)，在500 m岩覆時，隧道頂拱沈陷與側壁收斂量各約3.7 cm及4.4 cm。岩覆深度增加至1000 m時，圍岩變形量則增加近約3倍，隧道頂拱沈陷與側壁收斂量各為9.8 cm及9.0 cm，相對於MC模式，峰後強度弱化將使隧道圍岩變形明顯增加，並超出設計變形寬容量，導致隧道最終可能需進行修挖，如圖十所示。至於岩盤鬆動區範圍則增加為3.5 m左右，亦接近岩栓4 m設計長度。此結果顯示若考慮大理岩脆性破壞強度弱化影響，隧道施工在500 m岩覆時，尚符合支撐設計，但岩覆深度增加至1000 m時，隧道開挖變形量將超出設計預期，可能出現不穩定狀況。

表四 案例隧道不同岩覆深度及分析模式結果彙整表

		岩覆深度=500 m		岩覆深度=1000 m	
		MC 模式	SD 模式	MC 模式	SD 模式
圍岩變形	頂拱沈陷	1.7cm	3.7 cm	3.8 cm	9.8 cm
	水平收斂	1.9 cm	4.4 cm	4.2 cm	9.0 cm
岩盤鬆動區	頂拱	0.5 m	1.5 m	1.5 m	3.5 m
	側壁	0.5 m	1.5 m	1.5 m	2.5 m

註：MC 模式為 Mohr-Coulomb 彈塑性模式

SD 模式為峰後強度弱化模式



圖十 案例隧道頂拱沈陷量與岩覆深度關係圖

總而言之，對於臺灣東部硬岩隧道施工設計，如仍採用傳統之彈塑性模式進行分析檢核，而未考慮硬岩破壞峰後強度弱化特性時，在低岩覆深度下之影響可能有限，不影響設計結果之適用性(例如本案例之500 m岩覆深度)。但隨岩覆深度增加，峰後強度弱化特性之影響將逐漸增加，且不可忽視(例如由圖十可見，SD模式之隧道變形量隨深度增加趨勢，明顯高於MC模式)。本案例岩覆深度達1000 m時，隧道變形量與圍岩鬆動區範圍均顯著增大，超出設計變形寬容量，岩栓設計長度亦有不足疑慮，若未增加支撐工或改變開挖工法情況下，隧道施工安全堪慮。

## 五、結論

臺灣東部岩石受變質作用後，其力學特性與西部麓山帶常見之砂、頁岩等沉積岩不盡相同，



岩石強度明顯增加為脆性岩盤。本文彙整以往東部地區大理岩試驗資料, 並以實際三軸試驗結果, 探討大理岩脆性破壞峰後弱化特性, 進一步結合理論與試驗, 提出大理岩強度損失因子與圍壓應力之關係式, 提供未來臺灣東部地下開挖設計與施工參考。惟本文所提關係式, 係以大理岩為對象所建立, 對於臺灣東部其他硬岩, 如片岩、片麻岩、安山岩等, 仍需更多試驗及實際工程案例來檢討修正。

硬岩可承受高應力及高彈性應變能, 對於淺覆蓋地下開挖, 其穩定性甚佳; 但隨開挖深度逐漸增加, 在地下深處高應力環境下, 硬岩脆性破壞後將出現強度遽降情形, 不利於地下坑道施工穩定。由於臺灣目前缺乏足夠之硬岩地下開挖案例可供參考, 故一般設計常用之案例類比法或經驗設計法可能無法採用, 而國外工程案例則因地質及施工條件之差異, 其適用性有待檢討。數值分析法為現階段可採用之方法, 但硬岩峰後強度弱化特性與岩石種類、岩心強度、圍壓應力、岩體構造等多項因素有關, 在掌握度仍不足情況下, 於施工中設計(on-going design)為可考量之選項。

## 誌 謝

本文撰寫特別感謝成功大學土木工程系岩力試驗室, 協助進行大理岩應變控制圍壓試驗, 以及中興工程顧問公司地工部提供工程案例設計資料, 使本文得以順利完成, 特此申謝。

## 參考文獻

- 中興工程顧問股份有限公司 (2000), 「和平溪碧海水力發電計畫—地質調查及大地力學試驗評估報告」, 台灣電力股份有限公司, 台灣。
- 中興工程顧問股份有限公司 (2005), 「國道東部公路和平新城段工程細部設計暨配合工作—大地工程調查紀實報告」, 交通部臺灣區國道新建工程局, 台灣。
- 王泰典 (2011), 「錦屏水電站與Gotthard Base Tunnel之岩爆與微震監測」, 台九線蘇花公路和中清水段高岩覆隧道區段岩爆潛能初步評估技術交流簡報, 台灣。
- 徐林生、王蘭生 (2003), 「二郎山公路隧道岩爆特徵與防制措施研究」, 中國公路學報, 第16卷, 第1期, 第74-76頁。
- 陸聲忠 (1993), 「高溫高壓下大理石之力學特性研究」, 碩士論文, 國立成功大學土木工程研究所。

張春生、陳祥榮、侯靖、楮衛江 (2010), 「錦屏二級水電站深埋大理岩力學特性研究」, 岩石力學與工程學報, 第29卷, 第10期, 第1999-2009頁。

張鏡劍、傅冰駿 (2008), 「岩爆及其判據與防治」, 岩石力學與工程學報, 第27卷, 第10期, 第2034-2042頁。

鄭寶山 (1992), 「花蓮大理岩在圍壓下力學行為之研究」, 碩士論文, 國立臺灣大學土木工程研究所。

蕭富元、張玉焄、吳建宏 (2011), 「大理岩脆性破壞力學特性探討」, 第五屆資源工程研討會論文集, 台南, 第H15-H18頁。

蕭富元、王建力、邵厚潔 (2011), 「深埋脆性岩石力學參數評估與變形特性探討」, 岩土力學, 第32卷增刊2, 第109~114頁。

蕭富元、張玉焄、曾慶恩、蔡政憲 (2006), 「套鑽法現地應力量測技術於臺灣之應用」, 2006岩盤工程研討會論文集, 台南, 第621-630頁。

Brown E. T., (1981), "Rock Characterization, Testing and Monitoring - ISRM Suggested Methods", Oxford, Pergamon, pp.171-183.

Carranza-Torres, C., Alonso, E., Alejano, L. R., Varas, F. and Fdez-Manin, G. (2002), "Elasto-Plastic Analysis of Deep Tunnels in Brittle Rock Using a Scaled Form of the Mohr-Coulomb Failure Criterion", International Proceeding of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and the 17th Tunnelling Association of Canada Conference, NARMS-TAC, Toronto, Canada, ed. Hammah et al., pp. 283-293.

Crowder, J. J., A. L. Coulson and Bawden W. F., (2006), "The Field-Scale Rock Mechanics Laboratory: Estimation of Post-Peak Parameters and Behavior of Fractured Rock Masses", The 41st U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS), Colorado, pp.17-21

Cundall, P., Carranza-Torres, C., and Hart, R., (2003), "A New Constitutive Model Based on the Hoek-Brown Criterion", Proceeding of the Third International Symposium on FLAC and FLAC3D Numerical Modeling in Geomechanics, Sudbury, Canada, Balkema, Ed. Brummer et al., pp.17-25.

Diederichs, M. S. and Martin, C. D., (2010), "Measurement of Spalling Parameters from Laboratory Testing", EUROCK 2010-Rock Mechanics in Civil and Environment Engineering, Taylor & Francis Group, London, pp.323-326.

Egger P., (2000), "Design and Construction Aspects of Deep Tunnels (with Particular Emphasis on Strain Softening Rocks)", Tunnelling and Underground Space Technology, Vol.15, No.4, pp.403-408.

Hoek, E., and Marinos, P. G., (2009), "Tunneling in Overstressed Rock", EUROCK 2009-Rock Engineering in Difficult Ground Conditions - Soft Rocks and Karst, Taylor & Francis Group, London, pp.49-60.

Hoek, E., Carranza-Torres, C. and Corkum, B., (2002), "Hoek-Brown Failure Criterion-2002 Edition", Proceeding of the 5th North American Rock Mechanics Symposium, Toronto, Canada, 267-273.

Kaiser, P. K. and Kim, B. H., (2008), "Rock Mechanics Advances of Underground Construction and Mining", Keynote lecture, Korea Rock Mech. Symposium,

Seoul, pp.1-16.

Kumar, R., Sharma K. G. and Varadarajan A., (2008), "Effect of Strain Softening on Tunnel Behavior", World Tunnel Congress 2008 - Underground Facilities for Better Environment and Safety, India, pp.541-550.

Martin, C. D., Kaiser P. K., and McCreath R. R., (1999), "Hoek-Brown Parameters for Predicting the Depth of Brittle Failure Around Tunnels", Canadian Geotechnical Journal, Vol.36, pp.136-151.

Read, R. S. and Chandler N. A., (1997), "Minimizing Excavation Damage through Tunnel Design in Adverse Stress Conditions", Proceeding of the International Tunnelling Association World Tunnel Congress, Vienna, Vol.1.A.A. Balkema, Rotterdam, pp.23-28.

Ribacchi, R., (2000), "Mechanical Tests on Pervasively Jointed Rock Material: Insight into Rock Mass Behavior", Rock Mech. & Rock Eng., Vol. 33, No.4, pp.243-266.

Seeber, G., (1999), Druckstollen and Druckschachte. Stuttgart: Enke.