

# 隧道圍岩力學參數的經驗評估方法

俞旗文

中興工程顧問社大地工程研究中心副經理

## 摘要

隧道圍岩的岩體力學參數包括其力學強度與變形模數。通常因尺度效應而與岩石材料力學特性有所差異；僅由試驗室求取岩石材料力學特性，作為岩體力學參數之代表值，是不恰當的。岩體力學參數必須經由現地試驗對具代表性之岩體直接求取結果；或經由岩石材料力學特性、岩體狀況之描述，再經由經驗公式之評估比對，方能取得最具代表性之適當參數，以供規劃設計之需。本研究旨在探討如何經由過去之實務經驗之累積，建立本土化經驗公式，作為取得最適當且具代表性之岩體力學參數的依據，以利於未來隧道設計人員於實際工程中對於圍岩的安定分析應用時，參數取用能更為貼切。本文中並透過近年來國內眾多山岳隧道案例施工過程中，實際由隧道圍岩監測所反應之觀察結果，進行反算分析驗證，以確認參數之適切。

關鍵字：岩體、力學參數、尺度效應、監測、反算分析。

## EMPIRICAL ESTIMATION METHOD OF GEOMECHANICAL PARAMETERS OF ROCK MASS IN TUNNELING

### ABSTRACT

The geomechanical parameters, including strengths and deformability, of rock mass in tunneling are not identical with those of intact rock and often exhibit scale effect. Use of the geomechanical parameters obtained on the laboratory scale in tunnel design is inappropriate. Proper rock mass parameters must be obtained by direct field test on rock mass or by empirical estimation which take into account the properties of rock material, rock structures. In this study, empirical estimation methods for estimating geomechanical parameters of rock mass are reviewed and a more rational approach is proposed and validated with local tunnel experience in terms of back analysis of monitoring data.

*Key Words:* rock mass , geomechanical parameters, scale effect, monitoring, back analysis.

### 一、前言

對隧道工程之規劃設計而言，岩體力學參數評估是極為重要的一環，岩體力學參數主要包括(1)岩體強度參數，以及(2)岩體變形參數。此等參數分別為預估隧道圍岩塑性區大小與變位量規模之主要依據。岩石材料(Rock material)與岩體(Rock mass)力學特性有所不同，隨著岩石力學之進展，已為普遍接受之觀點。前者主要藉由室內岩石試驗求得結果，岩石材料試驗結果並不能直接應用於以岩體為主之山岳隧道工程，主要係因岩體中地質構造弱面存在影響，而有尺度效應(Scale Effect)問題，如圖 1 所示。

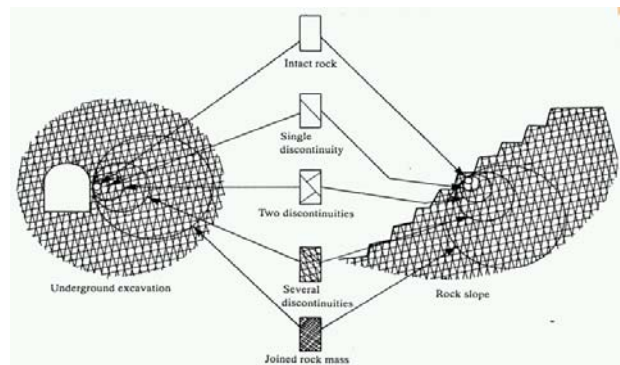


圖 1 岩體尺度效應之影響圖(摘自 Hoek, 1983)

由於尺度效應之影響，工程岩體之代表性尺度大小甚難定義，因此也難以直接以試驗方法求取岩體力學參數。實務上必須依賴經驗方式或工程實踐經驗之反算分析，間接加以推求出適當之岩體力學參數，以供工程之需。

## 二、相關研究

### 2.1 圍岩強度參數

對一般隧道工程而言，不論岩石材料或岩體，隧道圍岩傳統上常被假定為均質之完整彈塑性體且不考慮其潛變效應，而以Mohr-Coulomb破壞準則來定義其破壞強度。在此破壞準則下，岩體強度參數主要包括岩體之凝聚力(c值)與摩擦角(φ角)兩個參數，破壞包絡線於剪應力(τ)正應力(σ<sub>n</sub>)空間之關係準則如下式：

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$$

Hoek 與 Brown (1983) 根據大量室內三軸試驗與實務經驗，提出著名的非線性Hoek-Brown強度準則，以反應實際岩石材料之強度特性。此破壞準則下，強度參數包括σ<sub>ci</sub>為岩石材料之單壓強度；m<sub>i</sub>與s<sub>i</sub>為Hoek-Brown強度準則之岩石強度特性參數值；室內試驗s<sub>i</sub>取值=1：

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s_i \right)^{1/2}$$

m<sub>i</sub>為一常數，與岩性(Lithology)有關，可依據室內岩石三軸試驗結果，並配合Hoek-Brown強度準則公式進行反推求得，其值大約介於4-30之間。Hoek (1994) 曾廣泛蒐集世界各地之岩石三軸試驗成果，提出沉積岩、變質岩與火成岩之m<sub>i</sub>建議值以供參考。

Hoek (1988, 1994) 並依此進一步透過結合岩石材料之強度與RMR分類系統所得評分值，以經驗式推估一般性之岩體強度準則，即所謂之岩盤強度通用準則(Generalized Hoek-Brown Criterion)。在定性岩體分類法方面，係藉由岩體構造與岩體弱面狀況之評估結果進行岩體分類。Hoek (1994) 並根據兩者之分級狀況，提出地質強度指標GSI (Geological Strength Index) 之定量岩體分類法，以作為評量岩體特性之指標參數，如表1所示。

GSI值相當於在不考慮地下水與弱面方位影響情況下，透過RMR分類系統所得評分值，可藉由岩體構造與岩體弱面狀況之分類狀況加以推估(詳表1)。在岩體強度參數之估算方面，可藉由下列步驟，配合岩盤強度通用準則進行之：

1. 依據岩石材料之單壓強度與三軸強度，推估Hoek-Brown強度準則之岩石強度特性參數值(m<sub>i</sub>與s<sub>i</sub>)；
2. 進而透過經驗法，包括岩體評分結果，以推估各級岩體之強度特性參數值(m<sub>b</sub>與s)，據此可得Hoek - Brown準則之強度包絡線。其公式如下：

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

$$m_b = m_i \exp \left( \frac{GSI - 100}{28} \right)$$

$$\begin{cases} s = \exp \left( \frac{GSI - 100}{9} \right), & a = 0.5, & \text{for } GSI > 25 \\ s = 0, & a = 0.65 - \frac{GSI}{200}, & \text{for } GSI < 25 \end{cases}$$

上式中m<sub>b</sub>, s, a為岩體強度特性參數值。透過上述方法可求得岩體之岩體強度準則關係(或岩體破壞包絡線)。Hoek - Brown準則關係亦可由設定適當之圍壓(σ<sub>3</sub>)範圍，迴歸求得等效之Mohr - Coulomb準則強度參數，即岩體c、φ值(Hoek與Brown, 1997)，經由下式推估岩體單壓強度(σ<sub>cm</sub>)：

$$\sigma_{cm} = \frac{2c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

根據前述方法，利用岩石材料之單壓強度σ<sub>ci</sub>、m<sub>i</sub>值、岩體GSI值等三參數，即可推估岩體單壓強度。Hoek與Brown (1997) 依此法，分別對三種不同等級岩盤，包括(a)極佳硬岩岩體、(b)中等岩體、與(c)極劣岩體，提出各級岩體力學之參數參考值，以供工程設計參考，其結果詳如表2所示。

表1 岩體狀況及對應GSI大致取值

	狀況極佳	狀況良好	一般狀況	狀況不佳	狀況極差
普通塊狀	75	65	55	NA	NA
高度塊狀	65	55	45	35	25
擾動塊狀	55	45	40	30	20
分解碎裂狀	45	40	35	25	15
葉理或剪裂	NA	NA	25	20	10

表2 不同等級岩體力學之參數推估參考值

岩體基本條件	岩體c值(MPa)	岩體φ角(度)	岩體σ <sub>cm</sub> (MPa)
σ <sub>ci</sub> 值=150 MPa m <sub>i</sub> 值=25 GSI=75	13	46	64.8
σ <sub>ci</sub> 值=80 MPa m <sub>i</sub> 值=12 GSI=50	3.5	33	9
σ <sub>ci</sub> 值=20 MPa m <sub>i</sub> 值=8 GSI=30	0.55	24	1.4

## 2.2 圍岩變形參數

岩體變形參數主要包括岩體之變形模數 ( $E_m$ ) 與岩體包生比 ( $v_m$ ) 兩參數。岩體包生比在數值分析中較不敏感，一般可依岩盤優劣假設其值為 0.2 (硬岩) 至 0.4 (軟岩) 間。岩體之變形模數 ( $E_m$ ) 之決定方法，除可於試驗室進行岩石材料於反覆加壓，由荷壓時應力 ( $\sigma$ ) 與應變 ( $\varepsilon$ ) 關係求得之彈性模數 ( $E_i$ ; 荷壓與應變關係之切線或割線斜率)，再配合實際岩體情況 (如 RMR 或 Q 值) 進行適度折減估算決定。亦可由現地試驗直接求取，或透過經驗公式評估。

### 1. 現地試驗求取

經由現地試驗，如利用鑽孔探查進行孔內變形試驗，或於探查坑進行平鈹載重試驗，均可藉以直接求取岩體變形參數。孔內變形試驗通常於隧道調查階段之探查鑽孔中施作，操作簡便，因此應用甚多；但因試驗時，變形試驗段受壓岩體體積甚為有限，因此其結果通常不易準確。平鈹載重試驗所得結果較具代表性；惟現地試驗需於探查坑道內進行，所需費用甚高，故在實務上應用並不普遍。

### 2. 經驗公式估算

經驗公式對於岩體變形模數 ( $E_m$ ) 估算大致分為兩類：第一類僅考慮岩體評分等級；另一類則同時考慮岩石材料單壓強度 ( $\sigma_{ci}$ ) 與岩體評分等級。

#### (a) 僅考慮岩體評分等級

Bieniawski (1978) 曾蒐集大量孔內變形試驗進行統計，提出鑽孔 RQD 與岩體變形模數 ( $E_m$ ) 與岩石材料彈性模數 ( $E_L$ ) 之比經驗關係 (詳圖 2)，惟缺乏較低 RQD 之岩體變形模數資料，且鑽孔 RQD 所能反應之岩體特性不夠完整，因此本經驗公式應用者不多。作者亦蒐集大量台灣地區眾多孔內變形試驗進行統計，分析其鑽孔 RQD 與岩體變形模數 ( $E_m$ ) 之經驗關係。其結果亦顯示鑽孔 RQD 所能反應之岩體特性不夠完整，因此岩體變形模數雖隨 RQD 值大致有正相關，但相關係數不高。

為改善鑽孔 RQD 所能反應之岩體特性不夠完整的缺點，Bieniawski (1978) 亦提出以 RMR 作為岩體變形模數推估之經驗公式，惟此經驗公式僅適用於 RMR 大於 50 之較佳岩體。經驗公式如下：

$$E_m = 2 * RMR - 50$$

Serafim 與 Pereira (1983) 檢討 Bieniawski 提出之經驗公式，並依據更為廣泛之現地試驗資料，提出更具一般性之 RMR 推估岩體變形模數的經驗公式，可適用於任何 RMR 值之岩體 (詳圖 3)。經驗公式如下：

$$E_m = 10 \left( \frac{RMR-10}{40} \right)$$

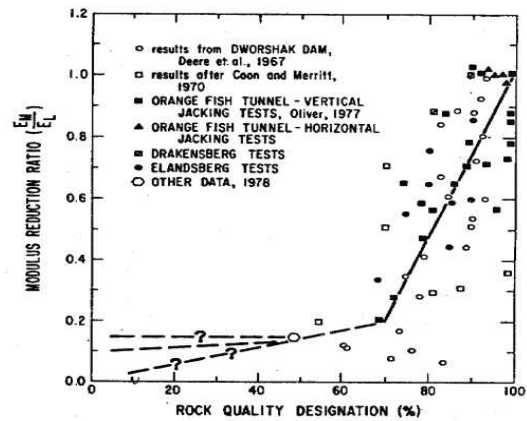


圖 2 鑽孔 RQD 與岩體變形模數經驗關係

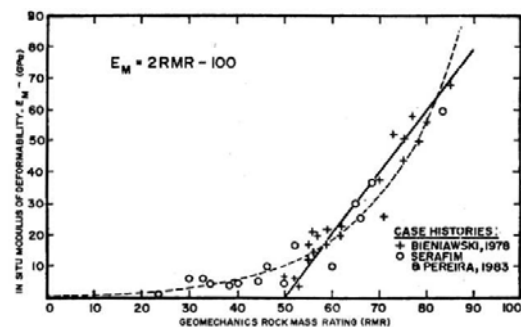


圖 3 國外岩體 RMR 與變形模數關係

此外，Barton (1994) 亦針對 Bieniawski (1978) 與 Serafim 與 Pereira (1983) 提出之經驗公式進行檢討，主要依據 Q 系統之應用經驗，提出以 Q 值推估岩體變形模數之經驗公式，經驗公式如下：

$$E_m = 10 * Q^{1/3}$$

上述以岩體評分為準，推估岩體變形模數 ( $E_m$ ) 參數之經驗公式，在國際間應用多年後，普遍有些爭議。究其主要原因在於岩體特性因地而異，無法藉由上述簡單經驗公式完全正確反應。針對上述缺點，許多學者陸續提出更進一步的觀點，例如除考慮岩體評分外，是否需同時考慮與岩石材料之特性，或與隧道施工因素等相關條件。

#### (b) 同時考慮岩石材料與岩體評分等級

印度學者 Ramamurthy (1993) 提出均勻節理岩體 (Jointed rock mass) 情況下，岩體變形模數 ( $E_m$ ) 之估算，應同時考量岩石材料彈性模數 ( $E_c$ ) 與 RMR 岩體評分值，並提出相關之經驗公式，經驗公式如下：

$$E_m = E_c * \exp(0.0564 * RMR - 5.64)$$

俞旗文與陳錦清 (1996) 以及 Hoek 與 Brown (1997) 分別建議將岩石材料之單壓強度 ( $\sigma_{ci}$ ) 應與 RMR (GSI) 同時納入考量，提出一般化經驗公式。這些經驗公式主要係對 Serafim 與 Pereira (1993) 之

經驗式進行修正。

俞旗文與陳錦清 (1996) 修正經驗公式如下：

$$E_m = \left( \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{250}} \right)^{3/2} * 10^{\left( \frac{GSI-10}{40} \right)}$$

Hoek 與 Brown (1997) 的修正經驗公式如下：

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} * 10^{\left( \frac{GSI-10}{40} \right)}$$

俞旗文與陳錦清 (1996) 的修正經驗公式中，只要岩石材料之單壓強度 $\sigma_{ci} < 250$  MPa)，其預測值均比 Serafim 與 Pereira 所估之岩盤變形模數均為低，此點符合一般國內實際工程之經驗。Hoek 與 Brown (1997) 的修正經驗公式中，對硬岩( $\sigma_{ci} > 100$  MPa) 而言，比 Serafim 與 Pereira 所估之岩盤變形模數更高，但對於中硬岩或軟岩 ( $\sigma_{ci} < 100$  MPa) 而言，則較低而保守。

此外，為考慮隧道使用鑽炸法開挖時，因爆破控制不當時，岩體可能損傷之情況。Hoek 等人 (2002) 進一步建議此時 $E_m$ 可視實際開炸品質或擾動係數(D,  $0 < D < 1$ )予以折減。此修正經驗公式如下：

$$E_m = \left( 1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} * 10^{\left( \frac{GSI-10}{40} \right)}$$

陳錦清等人 (1997, 2005) 廣泛蒐集許多台灣地區與大陸地區之現地平板載重試驗資料，並藉由迴歸統計方法，提出岩體變形模數與 RMR 之對應經驗公式，分別適用於火成岩、變質岩與沉積岩。其中用於估算沉積岩其岩體變形模數之經驗公式如圖 4 所示。

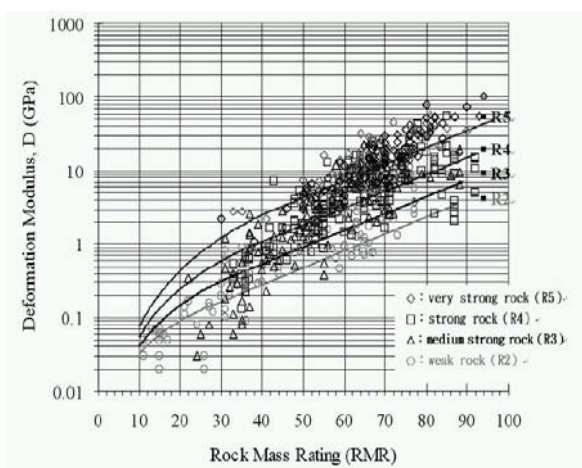


圖 4 陳錦清等人岩體變形模數經驗關係

由於資料點的帶寬分布甚大，陳錦清等人經驗公式中，乃針對不同岩石材料單壓強度( $\sigma_{ci}$ )等級之沉積岩，分別提出適用的經驗公式，包括以 ISRM

岩石分類下之極硬岩(R5)、硬岩(R4)、中硬岩(R3)、軟岩(R2)等四級。

### 三、實務應用參數建議

隧道圍岩的參數決定，實務上除分別以前述經驗式分別推估出岩體強度與岩體模數外；亦需同時考慮強度與模數的相依性，亦即強度高的圍岩其對應模數高；強度低的圍岩其對應模數低。以下就圍岩的強度與模數參數之間的經驗關係，以供實務上訂定參數的參考。

#### 3.1 岩石材料強度與變形模數

岩石材料單壓強度( $\sigma_{ci}$ )與彈性模數 ( $E_i$ ) 之間的關係，長久以來受到岩石力學界之注意並被廣泛研究。最早 Deere 與 Miller (1966) 由一般試驗室岩石材料單壓強度與彈性模數之關係進行統計研究，提出單壓強度與「模數比」(Modulus Ratio)分級之概念。

圖 5 所示為 Sonmeza 等人(2006)據此廣為蒐集眾多相關試驗統計結果。由大量之岩石單壓強度與彈性模數試驗資料分布情形驗證可知，不同材料之彈性模數與單壓強度兩者之間，大致存在正相關的關係。

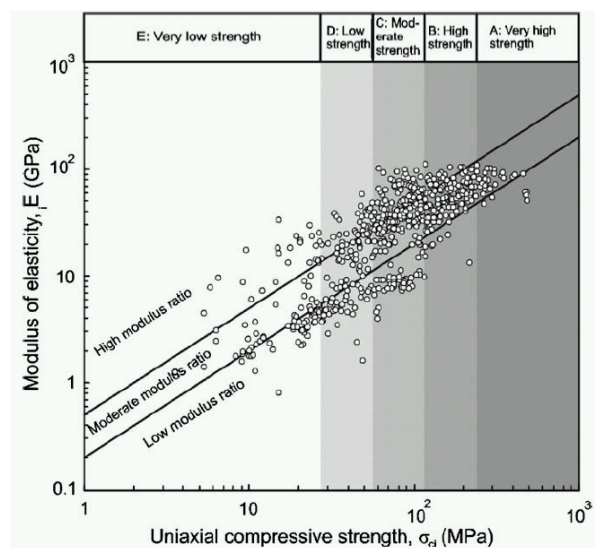


圖 5 國外岩石材料強度與模數統計

本文蒐集台灣與日本地區之相關資料進行類似之資料統計，其結果與「模數比」分級關係比對，如圖 6 所示，資料顯示台灣地區與日本地區所得結果近似。由圖 5 與圖 6 之比較顯示：圖 5 中統計資料於低單壓強度( $\sigma_{ci} < 10$  MPa)部分資料甚少，而本文蒐集之相關資料(圖 6)較多，與 Deere 與 Miller (1966) 「模數比」分級之趨勢線衡量，其整體趨勢於低單壓強度部分資料，離散程度極大，因此該分級並不完全適用於台灣。

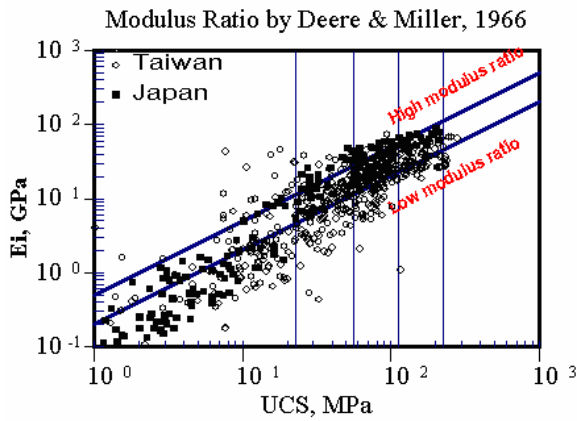


圖 6 台灣與日本強度與模數資料統計

圖 7 顯示以台灣地區與日本地區所得結果，重新建立岩石材料彈形模數 ( $E_i$ ) 與岩石材料單壓強度 ( $\sigma_{ci}$ ) 兩者間的關係。絕大部分資料點位於圖中上、下限區間，其上限、平均、下限分界範圍關係大致如下式：

$$\text{上限關係 } E_i = 10^{1.32 \cdot \log(\sigma_{ci}) - 0.66}$$

$$\text{平均關係 } E_i = 10^{1.32 \cdot \log(\sigma_{ci}) - 1.06}$$

$$\text{下限關係 } E_i = 10^{1.32 \cdot \log(\sigma_{ci}) - 1.46}$$

上式由岩石材料試驗之平均關係，於本文中暫簡稱為「通用單壓強度與彈性模數關係」。

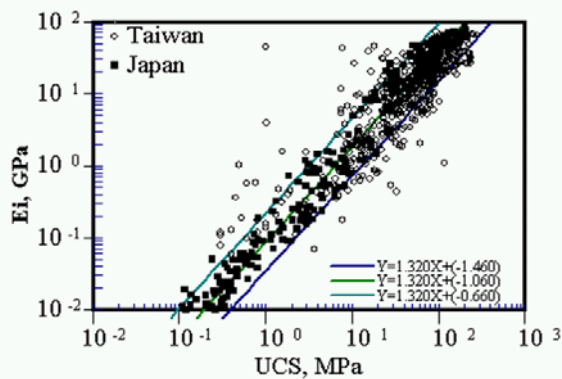


圖 7 岩石材料單壓強度與彈性模數

### 3.2 岩體強度與變形模數

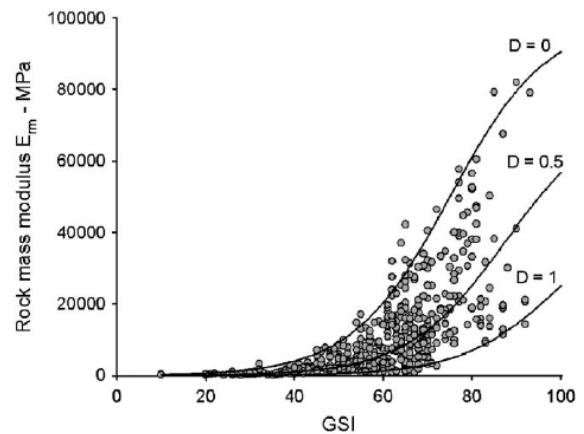
假定岩體單壓強度為岩石材料單壓強度之尺度折減值，且岩體變形模數亦為岩石彈性模數之尺度折減值。因此岩體變形模數 ( $E_m$ ) 與岩體單壓強度 ( $\sigma_{cm}$ ) 兩者間應存在類似岩石材料之彈形模數與單壓強度正向關係；換言之，若以相似律原理，岩體亦應遵循「通用單壓強度與彈性模數關係」。本研究建議可將其作為評估岩體強度與變形模數時之另一參考。其作法為當選定一組參數 ( $E_m$  與  $\sigma_{cm}$ ) 組合時，利用圖 7 之 ( $E_i$  與 UCS) 對應關係趨勢，檢視參數組合之合理性。

### 3.3 岩體擾動的影響

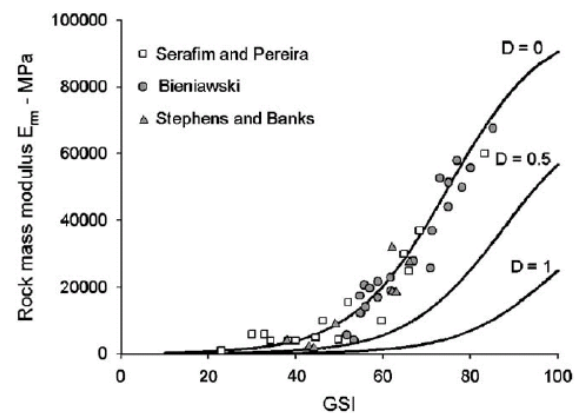
Hoek 與 Diederichs (2005) 對於一般試驗資料點的帶寬分布甚大的原因，解釋為可能與岩石材料特性試驗方式、岩體 GSI 認定方法、岩體受開炸或應力釋放而擾動等潛在因素均有一定關係。因此，從另一個角度，他們參考陳錦清等人(2005)的現地試驗資料，也藉由迴歸統計方法，提出岩體變形模數 ( $E_m$ ) 與岩石材料彈性模數 ( $E_c$ )、擾動係數 ( $D$ ) 與 GSI 之迴歸經驗公式如下：

$$E_m = E_i \left( 0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right)$$

圖 8 所示為 Hoek 與 Diederichs 的經驗公式中，當擾動係數  $D=0$ 、 $D=0.5$ 、 $D=1.0$  與試驗資料的比較。台灣與大陸地區試驗資料大致分布於  $D=0$  與  $D=1.0$  之間；Bieniawski(1978), Serafim 與 Pereira (1983), Stephens RE, Banks(1989)所蒐集國外現地試驗資料，則接近  $D=0$  的情況。實務上，隧道周圍的岩體可能因為受到擾動的影響，此時岩體強度與變形模數均可能必須考慮折減，至於折減的程度，端賴工程師的工程判斷。



(a) 台灣與大陸地區試驗資料



(b) 國外現地試驗資料

圖 8 擾動係數與岩體變形模數經驗關係

#### 四、隧道反算分析驗證

通常於新奧工法施工隧道中，開挖施工過程為監測隧道之安定並進行設計參數之驗證，會於不同之地層、不同 RMR 等級岩盤，與不同之覆蓋深度下，安排許多監測斷面，進行安全監測。對於隧道圍岩位移之監測可視為一足尺試驗 (Full scale test)，由監測位移之反算分析，可求得岩體之力學參數，此等參數為能實際代表圍岩於實際尺度下之等效參數。監測位移反算分析結果應可作為檢驗岩體變形模數經驗公式之可靠標準。因此本文蒐集眾多之隧道反算分析案例，以進行驗證，案例蒐集如表 3 所示。

使用表 3 隧道開挖監測斷面位移反算分析案例岩體變形模數，驗證 Bieniawski (1978) 與 Serafim & Pereira (1983) 等經驗公式結果顯示，反算岩體變形模數與經驗公式所預估有極大差異。

應用國外(西方)學者以硬岩試驗案例所建立之岩體評分等級(RMR)與變形模數 ( $E_m$ ) 關係經驗公式，其所估算之變形模數明顯高估，結果並不適用於台灣地區。

同樣反算模數數據與採用 1993 年以後四個求取  $E_m$  之經驗公式，包括 (1) Hoek 與 Brown (1997)、(2) Rammamurthy (1993)、(3) 俞旗文與陳錦清 (1997)、與 (4) 陳錦清等人 (2005)，進行預測值比較，如圖 9 所示。除 Hoek 與 Brown (1997) 經驗公式所預估之岩體變形模數偏離較大呈現不夠保守外，其他三種經驗公式的結果，經過案例驗證後，大致可信。在台灣地區，應用 Hoek 與 Brown (1997) 經驗公式時，最好能根據 Hoek 等人 (2002) 建議的擾動係數(D,  $0 < D < 1$ )，視圍岩可能的擾動程度，取適當的 D 值，對參數予以折減，以符國內一般隧道工程開炸品質不佳的事實。

一般而言，國內反算岩體變形模數結果顯示比前述國外經驗公式預測值普遍為低而趨於保守，但較符合台灣地區隧道實際反算分析經驗。

無論如何，經由推估所得之岩體變形模數值應注意與岩體單壓強度值有某種程度上之相關，以免與實際工程的圍岩條件有不合理情形或出現過大差異。

圖 10 為使用本文所提出之「通用單壓強度與彈性模數關係」，檢視表 3 所列四個求取  $E_m$  之經驗公式與 Hoek 與 Brown (1997) 建議方法所推估岩體單壓強度 ( $\sigma_{cm}$ ) 之間的對比關係。

圖中驗證結果數據顯示，Hoek 與 Brown (1997) 建議方法中經驗公式所預估之岩體變形模數偏離「通用單壓強度與彈性模數關係」甚大，其他三種推估法則大致對應其平均或下限(Lower Bound)區。此驗證顯示其他三種經驗推估公式，大致可作為評估選擇岩體單壓強度與岩體變形模數之參考方法。

表 3 隧道反算分析岩體變形模數案例

岩石材料單壓強度 ( $\sigma_{ci}$ ) MPa	岩體評 分 RMR (GSI)	岩體變形模數 ( $E_m$ ) GPa
40	15	0.2
40	35	0.5
40	25	0.4
200	30	0.7
40	56	4.6
32	54	1
39	50	1.2
39	73	3
39	45	6.2
68	77	9
68	69	7
69	74	9.5
69	74	9
55	45	2.2
55	35	2
164	79	12
55	53	2
25	47	1.2
7	47	0.5
5	36	0.3
150	69	6
100	58	5.5
75	22	3
125	69	10
125	50	7
25	65	1.8
25	70	3.2

#### 五、結論與建議

如何評估選擇適當之岩體力學參數與許多設計考量之因素有密切關係。如分析方法之使用、設計保守程度等。本研究探討如何經由過去之實務經驗之累積，取得最具代表性之適當參數，使用於實際工程。

對隧道工程之規劃設計而言，岩體力學參數評估是極為重要的一環。岩體力學參數通常與岩石材料力學特性有所不同；僅由試驗室求取岩石材料力學特性，作為岩體力學參數之代表值，是不恰當的。

岩體力學參數必須經由岩石材料力學特性、現地試驗之結果岩體狀況之描述，再經由經驗公式之評估比對，方能取得最具代表性之適當參數，以符規劃與初步設計之需。

無論如何，適當岩體力學參數需透過施工過程中，以監測系統觀察岩體之反應，再以其結果進行反算分析加以驗證，以確認設計參數之適切。

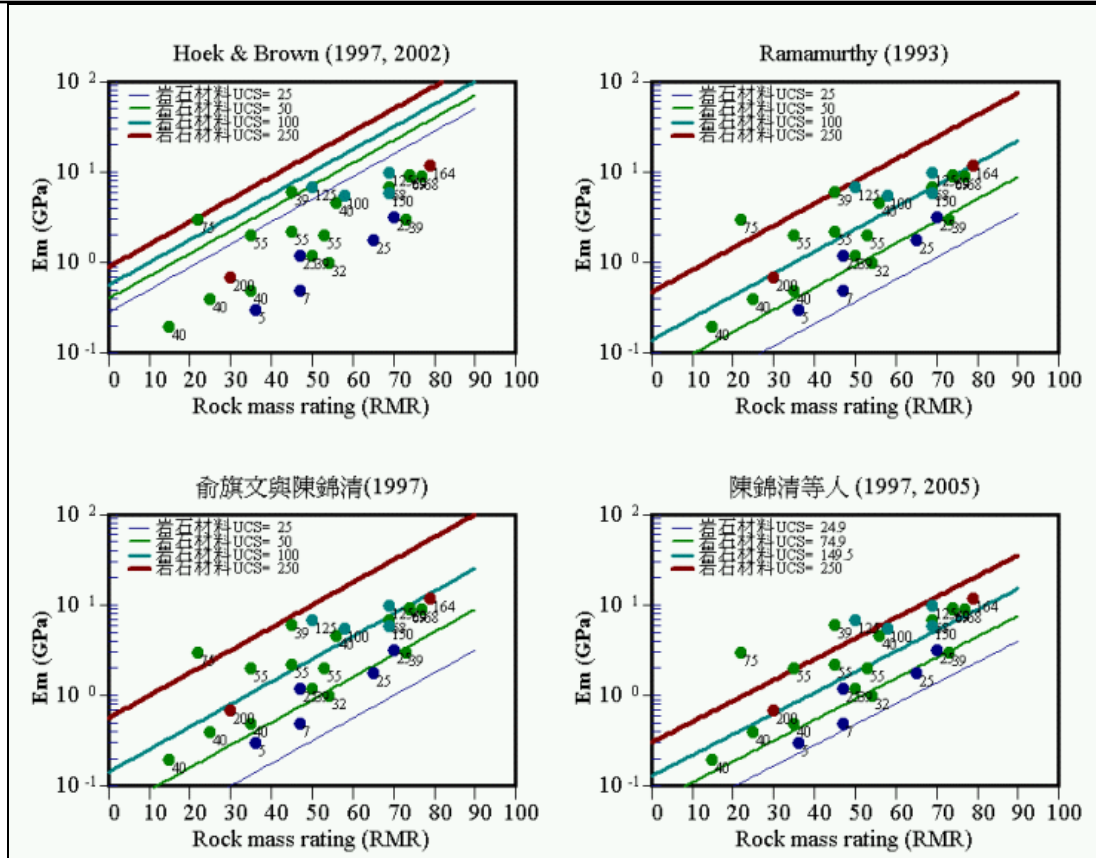


圖 9 岩體變形模數與 RMR 經驗公式驗證

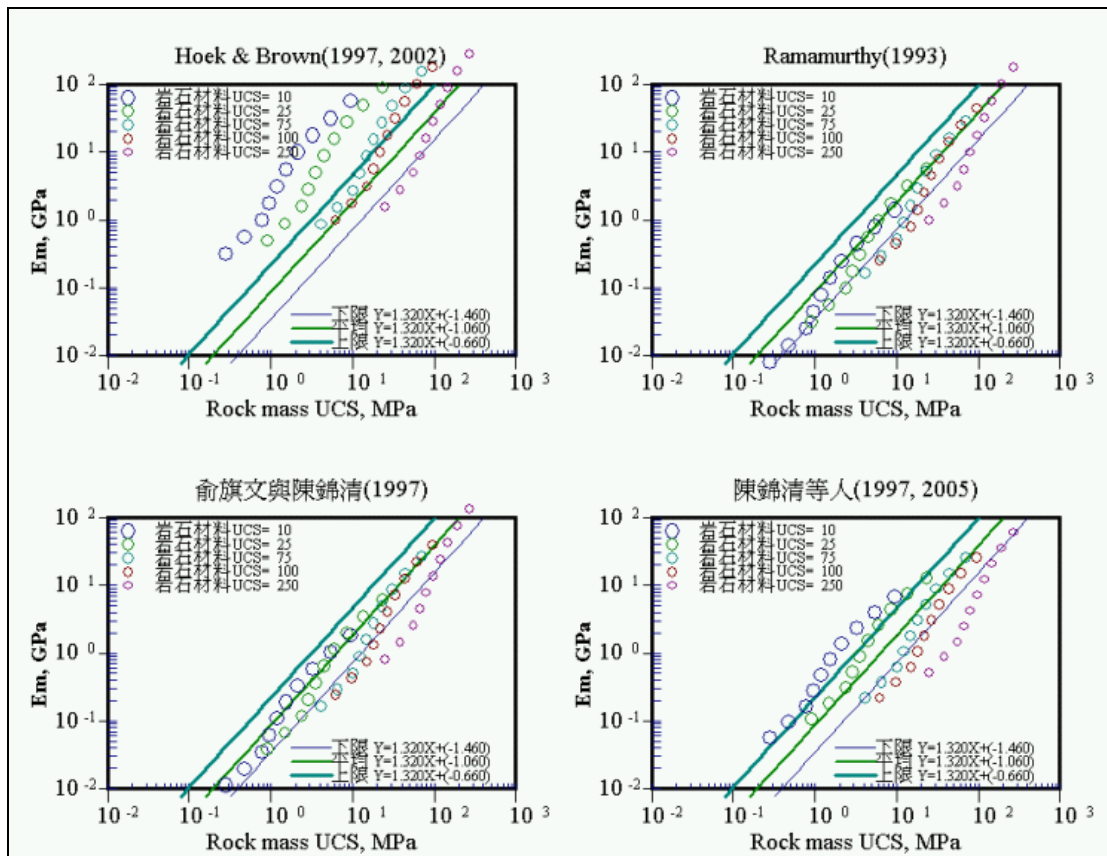


圖 10 通用岩體單壓強度與彈性模數關係驗證

### 參考文獻

- [1] Deere, D.U. and Miller, R.P. "Engineering classification and index properties of rock. Technical", Report No. AFNL-TR-65-116. Albuquerque, NM: Air Force Weapons Laboratory (1966).
- [2] Bieniawski, Z.T. "Determining rock mass deformability - Experience from case histories", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* No.15, pp237-248 (1978).
- [3] Sakurai, S. "Displacement measurement associated with the design of underground openings" *Proceeding Int. Symp. Field Measurements in Geomechanics*, Zurich, Vol.2, pp.1163-1178 (1983).
- [4] Serafim, J.L. and Pereira, J.P. "Consideration of the geomechanical classification of Bieniawski" *Proc. int. symp. on engineering geology and underground construction*, Lisbon **1**(II), pp.33-44, (1983).
- [5] Hoek, E. Strength of jointed rock masses, 23rd. Rankine Lecture. *Geotechnique* Vol 33(3), pp.187-223 (1983.).
- [6] Hoek E and Brown E.T. The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update. *Proc. 15th Canadian Rock Mech. Symp.* (ed. J.H. Curran), pp.31-38. Toronto: Civil Engineering Dept., University of Toronto (1988).
- [7] Stephens RE, Banks DC. "Moduli for deformation studies of the foundation and abutments of the Portugues Dam—Puerto Rico." In: *Rock mechanics as a guide for efficient utilization of natural resources: Proceedings of the 30th US symposium*, Morgantown. Rotterdam: Balkema; pp.31 - 8 (1989.).
- [8] Rammamerty T., "Strength and modulus responses of anisotropic rocks", *Comprehensive Rock Engineering* Vol.1, pp. 313-329, Hudson J. A. (Eds.), Pergamon Press (1993).
- [9] Hoek E. "Strength of rock and rock masses" *ISRM News Journal*, Vol.2 (2), 4-16 (1994).
- [10] 俞旗文、陳錦清,「岩石隧道擠壓性研判準則之研究」, 1996 岩盤工程研討會, 國立台灣大學 (1996)。
- [11] Barton, N. "Recent development in Tunnelling Technique", Lecture Notes, Short Course, Sinotech Engineering Consultants, Taipei (1996).
- [12] Hoek E. and Brown E.T. "Practical estimates of rock mass strength" *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol.34(8), pp1165-1186 (1997).
- [13] 陳錦清、張玉鄰、李國榮、俞旗文、李廷芥、李光煜、許東俊、章光,「岩體變形特性與 RMR 岩體評分值關係之研究」, 中興工程顧問社工程研究基金專案研究報告(編號 SEC/R-GT-97-04)(1997)。
- [14] 行政院公共工程委員會, 台灣地區隧道岩體分類暨隧道工程資料庫之建立第一期成果報告(2000)。
- [15] 行政院公共工程委員會, 台灣地區隧道岩體分類暨隧道工程資料庫之建立第二期成果報告(2001)。
- [16] Hoek E., Carranza-Tarres C., Corkum B. (2002) "Hoek-Brown failure criterion-2002 edition" *Proc. 5<sup>th</sup> North American Rock Mech. Symp.* Vol.1, Toronto.
- [17] Chern J.C., Chang Y.L. and Tan C.H. (2005) "Re-examination on the empirical deformation modulus relationship using back analysis results of underground excavation" *Proceedings of International Symposium on Design, Construction and Operation of Long Tunnels*, Taipei.
- [18] Sonmeza, H., Gokceoglu C., Nefeslioglu H.A., Kayabasi A. "Estimation of rock modulus: For intact rocks with an artificial neural network and for rock masses with a new empirical equation". *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* Vol.43, pp224-235 (2006).
- [19] Hoek E. and Diederichs M.S., "Empirical estimation of rock mass modulus," *Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 43, pp. 203-215 (2006).