
雪山隧道計測反算分析

譚志豪* 蕭富元* 俞旗文**

摘要

本文針對雪山隧道沿線不同岩性、不同岩覆深度及不同等級岩盤之變形監測資料進行計測反算分析，藉以評估隧道圍岩之岩盤強度及變形參數。分析採三維有限差分程式FLAC^{3D}進行，分析所得之岩體強度與變形參數除與現地力學試驗結果相互驗證外，亦與國內、外既有經驗值比對。本文亦驗證隧道安全管制基準於較軟弱及破碎岩體之適用性，成果可提供工程界參考應用。

關鍵字：雪山隧道、岩體變形模數、計測反算分析

一、前言

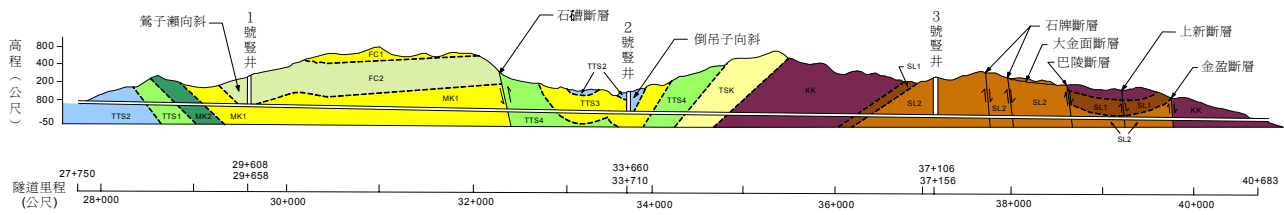
雪山隧道（原名坪林隧道）為北宜高速公路隧道群中最長之隧道，自台北坪林至宜蘭頭城，全長 12.9 公里。隧道工程自民國 80 年 7 月動工，歷經 13 年的艱鉅挑戰，終於在 93 年 9 月全線貫通。回顧工程進行之初，由於隧道貫穿台灣北部雪山山脈不同地質年代之地層，沿線最深岩覆達 750 公尺，岩覆 300 公尺以上之區段總長更超過 10 公里，且隧道東段通過之地質構造極為破碎及複雜（參考圖 1），故於規劃與設計階段所進行之水文及地質調查結果定有其差異性及不確定性。為輔助後續主隧道之細部設計、施工及回饋修正等作業，規劃採全斷面鑽掘機(TBM)進行導坑前導開挖，並於沿線辦理地質探查、大地力學試驗、及計測反算分析等工作，以獲得具代表性之岩盤力學參數，進而回饋至主隧道之設計與施工，檢討施工控制及支撐使用之安全性與經濟性，以貫徹新奧工法「施工中設計(On-going Design)」的基本精神。

惟當時國內 TBM 之施工技術尚處萌芽階段，且導坑東段遭遇極堅硬而破碎之四稜石英砂岩層暨伴隨高壓湧水，造成導坑 TBM 多次受困停機而延宕工期。後續因配合趕工進度，隧道施工大部分改採鑽炸法增闢許多工作面進行開挖，故原規劃之多項地工試驗與計測反算分析進度亦須隨之調整或移至主隧道進行。基於此工程背景下，本文著重於反算隧道沿線鑽炸段岩體之強度及變形參數，反算成果除與現地力學試驗結果相互驗證外，亦與國內、外既有經驗成果相比對，提供工程界參考。

二、計測儀器佈置與量測

雪山隧道之主坑、導坑、豎井及各聯絡橫坑等區段所佈置之計測儀器計有：收斂儀與收斂岩釘、頂拱沉陷觀測釘、伸縮儀、計測岩栓、傾斜儀、地層位移計及 TBM 環片應變計等。由於本文主要係針對隧道圍岩之強度與變形特性進行反算分析，故計測項目以隧道內空收斂變位為主，主要計測儀器為收斂岩釘及頂拱沉陷釘（如圖 2 所示）。由於計測係自隧道開挖並埋設裝置後才開始進行，故所量測之頂拱沉陷量係開挖通過計測斷面後之累積沉陷量，並不包括計測前已發生之沉陷量，反算分析時需予以考慮，本文係利用隧道前端效應 (head-end effect) 之數值解或經驗解反推總變形量，如圖 3 所示。

* 中興工程顧問社大地工程研究中心研究員



符號說明：TTS:大桶山層；MK:媽崗層；FC:枋腳層；TSK:粗窟層；KK:乾溝層；SL:四稜砂岩層

圖 1 雪山隧道地層剖面圖

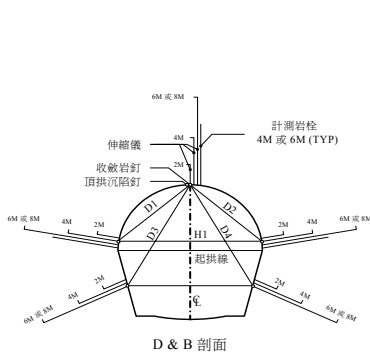


圖 2 計測儀器配置

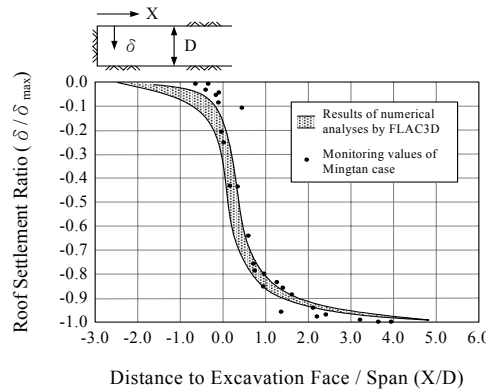


圖 3 隧道前端效應

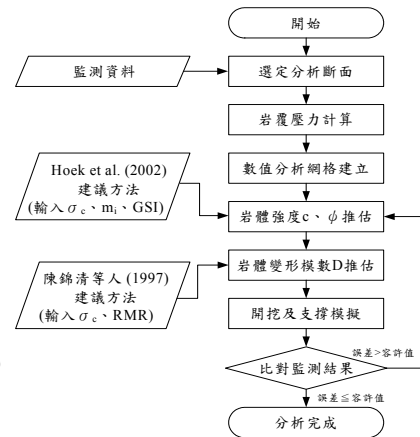


圖 4 計測反算分析步驟

三、反算分析數值模型與分析流程

計測反算分析係視隧道複雜度分別採二維有限差分程式FLAC及三維有限差分程式FLAC^{3D}進行(分析編號MON-1~MON-3 為二維分析、MON-4~MON-20 為三維分析, 共計 20 組, 詳見表 1)。分析過程首先根據分析斷面之地質與岩石力學特性資料, 以經驗法假定一組岩石力學參數進行初步試算, 並將所求得隧道之變形量與監測結果進行比對, 再視情況調整參數至變位與計測結果之差異小於容許誤差為止(參考圖 4)。茲將計測反算分析之基本假設及步驟敘述如下:

1. 假設岩體為完全彈-塑性材料, 適用於莫爾-庫倫破壞準則。
2. 岩覆壓力 P_0 由岩體自重產生($P_0 = \gamma H$, γ 為岩體單位重, H 為岩覆厚度)。水平方向應力 $P_h = K P_0$, K 為岩盤之現地應力比。陳錦清、俞旗文(1994)⁽¹⁾於雪山隧道進行水力破裂試驗並建議雪山隧道沿線岩盤之 K 值約為 0.6~1.1 (其中, 最小應力比約 0.6, 最大應力比約 1.1)。本文初步訂定計測斷面所處岩盤之應力比 $K=1.1$ 進行反算分析。
3. 岩體強度之推估乃根據Hoek et al.(2002)⁽²⁾建議之方法, 由岩心單壓強度 σ_c 、岩心參數 m_i 、及地質強度指標GSI等參數推求莫爾-庫倫強度參數 c 、 ϕ (參考圖 5)。
4. 岩體之變形模數 D 初值以陳錦清等(1997)⁽³⁾建議之「岩體變形與RMR評分值之關係」訂定(參考圖 6)。
5. 數值分析過程模擬現地實際的開挖及支撐作業, 主要支撐工包括: 噴凝土、岩栓及鋼支保, 施作項目與數量依岩體等級而異。各組分析之三維數值網格如圖 7 所示。
6. 重複步驟 3-5, 直至計算之隧道圍岩變形量與實際計測值(參考圖 8)之差異小於容許誤差值為止。

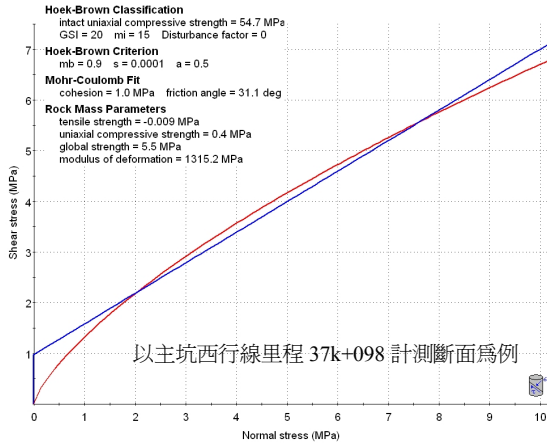


圖 5 Hoek 等(2002)建議之岩體強度參數推估方法

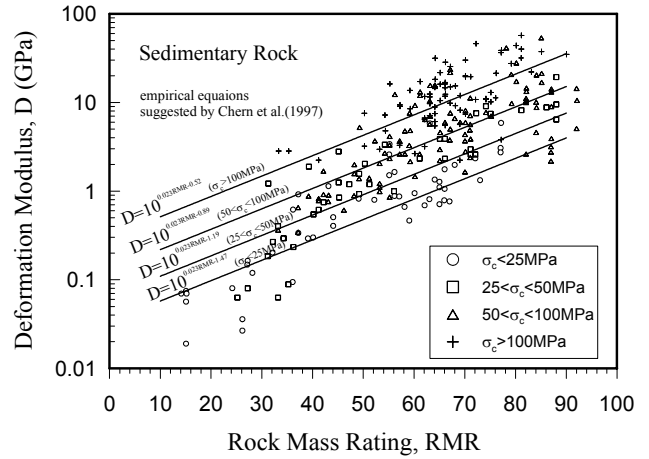
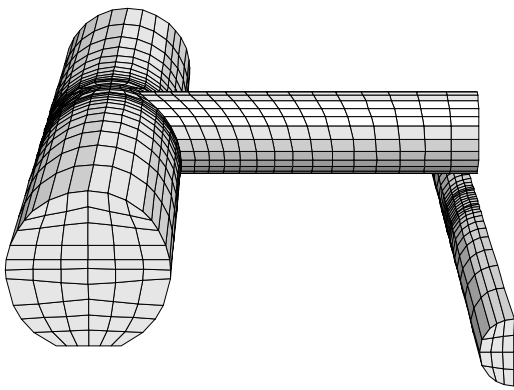
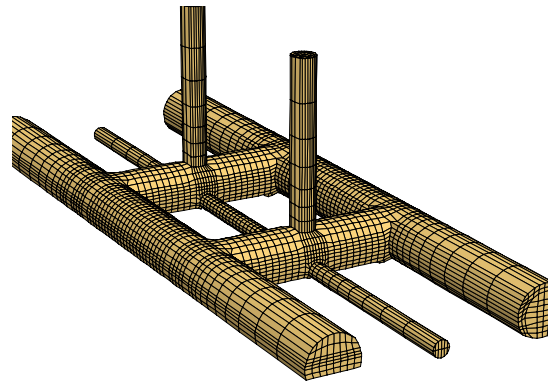


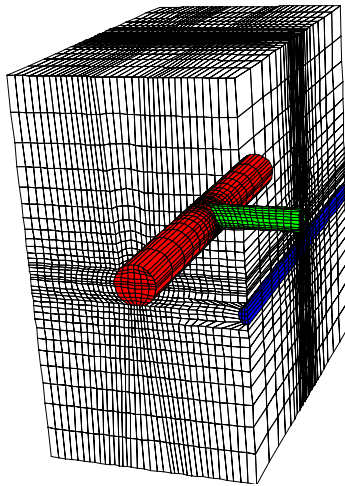
圖 6 陳錦清等(1997)建議之岩體變形模數推估方法



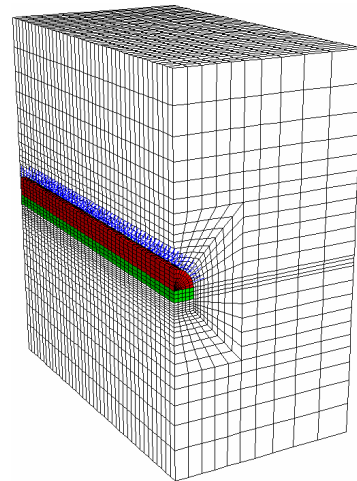
(a) 八號車行連絡道交叉段分析網格 (MON-4)



(b) 二號豎井與主坑交會段分析網格 (MON-5)



(c) 二號豎井附近主坑與連絡道交會段分析網格(MON-6)



(d) 主坑沿線計測反算分析網格(MON-7~MON-20)

圖 7 三維數值分析模型

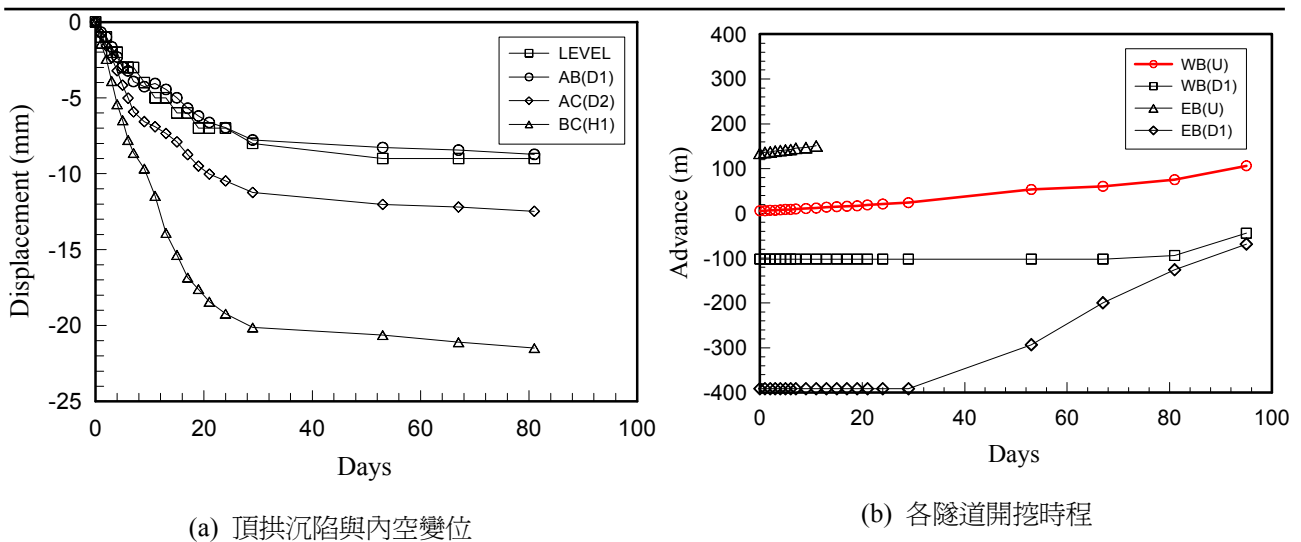


圖 8 隧道內空變位計測與開挖時程（以主坑西行線里程 37k+098 處上半斷面開挖之計測結果為例）

四、反算分析結果整理

本文進行 20 組反算分析，其中編號 MON-1~MON-3 及 MON-7~MON-20 等組之主要目的係反算各地層之岩石力學參數；MON-4 與 MON-5 兩組分析之目的則為評估隧道交叉段之安定性，惟事先須進行參數反算分析，故將其參數反算結果一併納入整理；MON-6 為地下水壓力對襯砌影響之評估分析，分析前亦須辦理參數反算分析。茲將上述針對隧道沿線各計測斷面進行反算分析所得之岩石力學參數成果整理如表 1 所示。

五、反算分析結果驗證與回饋

各計測斷面之反算分析結果與現地平鈹載重試驗、孔內變形試驗、及岩心靜彈性試驗結果相較，結果顯示反算分析結果所求得之變形模數 D 普遍略高於現地平鈹載重或孔內變形試驗結果。探究其可能原因，係現地試驗時試坑開炸之影響或鑽孔時水壓沖刷及解壓之影響使得岩盤受擾動軟化，造成試驗所得之變形模數稍低。圖 9 為隧道沿線各岩層於不同 RMR 岩體評分值條件下，反算分析所得之岩體變形模數與現地試驗值之比較。

將各組反算分析所得之變形模數 D 與工程界常用之國外經驗值相較（Bieniawski, 1978; Serafim & Pereira, 1983; Barton, 2000; Hoek, 2002），結果顯示本文反算之變形模數普遍小於國外經驗值（如圖 10a 所示），係因國外經驗公式多基於中、高強度硬岩或較完整岩體之岩石力學參數而求得，故以國外經驗式推估軟岩或較破碎岩體之變形模數常有偏高的現象。

將反算分析結果與國內陳錦清等人(1997)之研究相較，顯示本文反算所得 D ~RMR 關係略高於陳錦清等人建議之迴歸經驗值，惟仍屬合理範圍內（如圖 10b 所示）。陳錦清等(1997)建議之經驗值係基於現地平鈹載重試驗之統計資料而獲得，因現地試坑開挖時岩體已受不同程度之擾動，且試驗結果為試坑周圍局部點位之力學特性，故試驗所求得之彈性模數、變形模數等參數應較原始完整岩體為低。

張吉佐等人(2002)⁽⁴⁾ 蒐集台灣與日本多個案例經驗，及整理中興工程顧問社與聯合大地公司之案例庫經驗，建立岩心單壓強度 σ_c 與岩心彈性模數 E_c 之經驗關係（如圖 11），圖中顯示岩心單壓強度與岩心彈性

模數於雙對數座標上具有良好的線性關係，稱該迴歸關係為「通用單壓與彈性模數建議關係」。完整岩心經一定程度之擾動後，其單壓強度將由 σ_{ci} 降為 σ_{cm} ，而彈性模數則由 E_i 降至 D ，基於此觀念，本文將反算所得之岩體變形模數 D 與岩體單壓強度 σ_{cm} 繪於雙對數座標上，可觀察出兩者仍具相當程度之線性關係，將此結果與前述「通用單壓與彈性模數建議關係」相較，顯示分析結果多落於該經驗關係之正負一個標準差範圍內（如圖 12 所示），故建議該經驗關係可作為日後其他隧道案例決定岩體變形模數時之初步參考。

表 1 計測反算分析結果

分析編組	計測斷面位置 (里程)	地層 (岩性)	支撐型式	RMR*	岩覆厚度 (m)	σ_{ci} (MPa)	σ_{cm} (MPa)	反算分析結果			
								c (MPa)	ϕ (deg.)	現地應力比 K	D (GPa)
MON-1	導坑 (40k+580.5)	乾溝層 (硬頁岩)	V	15	60	40	0.9	0.2	40.0	1.0	0.2
MON-2	導坑 (40k+328.0)	乾溝層 (硬頁岩)	IV	35	100	40	2.1	0.50	40.0	1.3	0.5
MON-3	導坑 (40k+227.5)	乾溝層 (硬頁岩)	IV	25	127	40	1.7	0.40	40.0	1.5	0.4
MON-4	主坑東行線 (38k+790~38k+858)	四稜砂岩層 (砂岩)	IV	30	300	200	2.4	0.40	50.0	0.7~1.2	0.7
MON-5	主坑西行線 (33k+198~33k+288)	大桶山層 (粉砂岩/硬頁岩)	III~V	45	245	43	8.4	0.60	48.0	0.7~1.2	3
MON-6	二號豎井附近代表區段	大桶山層 (粉砂岩/硬頁岩)	III~V	45	245	43	8.4	0.60	48.0	1.2	3
MON-7	主坑東行線 (29k+576)	媽崗層 (粉砂岩/細砂岩)	III	59	487	40	7.4	1.80	38.0	0.7~1.2	4
MON-8	主坑西行線 (28k+069)	大桶山層 (硬頁岩夾粉砂岩)	III	56	250	39.4	7.5	1.01	41.5	1.1	4.6
MON-9	主坑西行線 (28k+255)	大桶山層 (硬頁岩)	III	54	210	31.6	7.8	0.95	43.4	1.1	1
MON-10	主坑西行線 (28k+660)	大桶山層 (砂頁岩互層)	III	50	180	39.4	7.5	0.83	44.0	1.1	1.2
MON-11	主坑西行線 (29k+281)	媽崗層 (砂岩夾頁岩)	III	73	365	39.2	9.3	1.52	41.3	1.1	3
MON-12	主坑西行線 (29k+710)	枋腳層 (砂頁岩互層)	IV	45	590	39.2	5.3	1.30	30.2	1.1	6.2
MON-13	主坑西行線 (30k+300)	媽崗層 (砂岩)	III	77	630	68.1	15.0	2.40	41.0	1.1	9
MON-14	主坑西行線 (31k+200)	媽崗層 (砂岩)	III	69	650	68.1	11.6	1.99	37.2	1.1	7
MON-15	主坑西行線 (34k+400)	粗窟層 (砂岩)	III	74	540	68.7	18.0	2.54	44.5	1.1	9.5
MON-16	主坑西行線 (34k+500)	粗窟層 (砂岩)	III	74	580	68.7	15.5	2.33	42.0	1.1	9
MON-17	主坑西行線 (36k+996)	四稜砂岩層 (石英岩夾硬頁岩)	V	45	440	54.7	6.2	1.00	32.9	1.1	2.2
MON-18	主坑西行線 (37k+098)	四稜砂岩層 (石英岩夾硬頁岩)	V	35	480	54.7	5.5	0.98	31.1	1.1	2
MON-19	主坑西行線 (37k+875)	四稜砂岩層 (石英岩)	IV	79	370	164.5	36.1	2.32	52.0	1.1	12
MON-20	主坑西行線 (38k+131)	四稜砂岩層 (石英岩夾硬頁岩)	IV	53	370	54.7	10.0	1.36	40.8	1.1	2

*註：本表所列 RMR 值係根據 Hoek 之建議將岩體評分還原至未進行地下水與弱面方位扣分前之值。

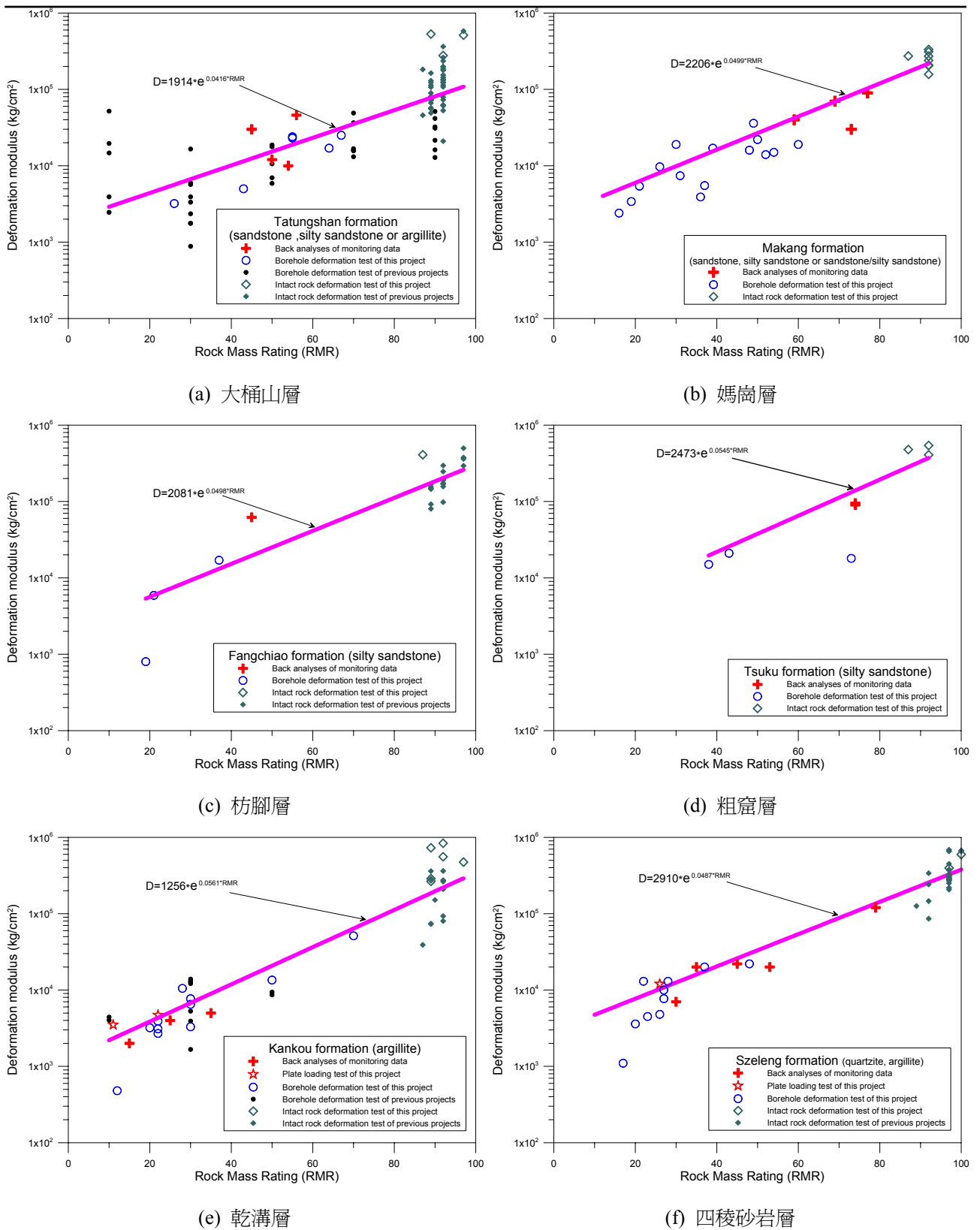
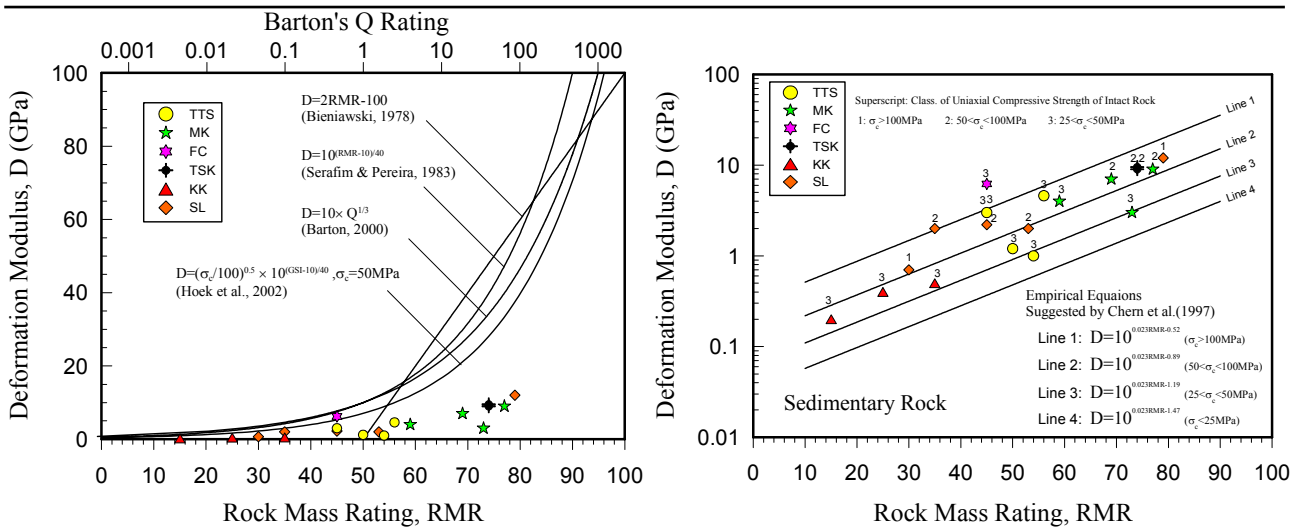


圖 9 岩體變形模數之反算值與現地試驗值之比較



(a) D~RMR 關係與國外經驗式之比較

(b) D~RMR 關係與國內經驗式之比較

圖 10 岩體變形模數之反算分析結果

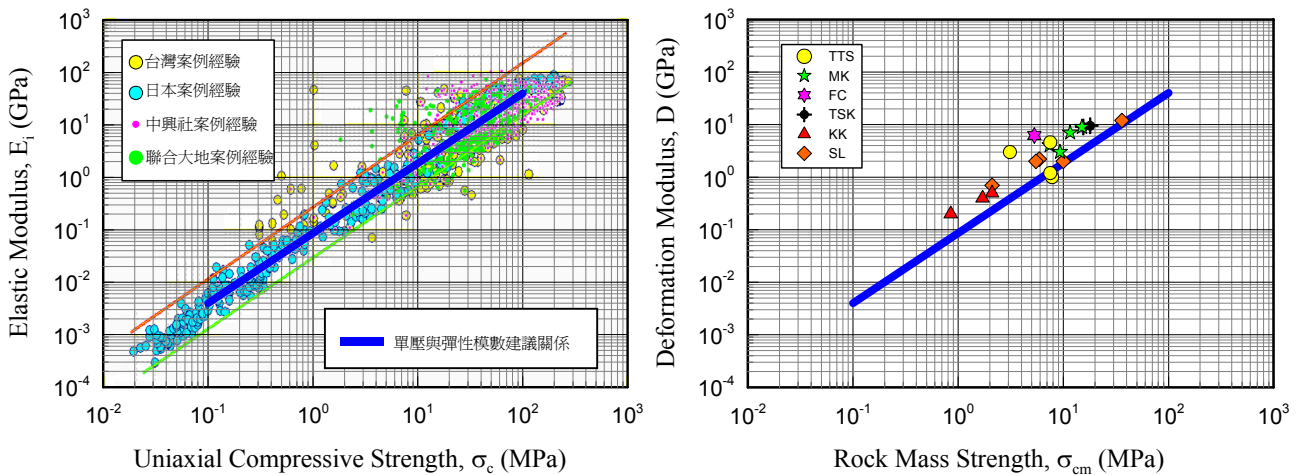


圖 11 岩心單壓與彈性模數之建議關係

圖 12 岩體D~ σ_{cm} 關係與岩心單壓-彈模關係之比較

岩盤強度參數c、 ϕ 值之推估係利用Hoek-Brown破壞準則，由岩心單壓強度 σ_c 、岩心強度參數 m_i 、及現地岩體之地質強度指標GSI等參數，推估岩體之破壞包絡線，並根據現地應力規模切取所對應之c、 ϕ 值（內容及步驟詳見Hoek et al., 2002）。圖 13 為各計測斷面分析所得之岩體c、 ϕ 值，將其與北宜高速公路之各類岩盤設計值相較可知，在同等級岩盤條件下所求得之c值普遍略低於設計值， ϕ 值則略高於設計值。

計測反算分析除可推估現地岩盤之代表性參數外，其成果亦可回饋至施工及設計修正，評估隧道施工之開挖方式及支撐設計是否安全，以作適當的調整與因應措施。隧道計測項目甚多，大體可分為隧道變位量測及支撐工應力量測兩大類，其中隧道內空變位之量測儀器安裝較易且量測結果較為可靠，而支撐工應力量測易受環境影響且儀器裝設困難，故工程上多採隧道變形作為評估隧道安全與否之指標。

Sakurai(1993)⁽⁵⁾曾利用岩心單壓強度、隧道變位量及支撐工行為之觀察結果，提出隧道變形紅-黃-綠燈號之安全管理圖。本文參考該研究，建立各計測斷面之隧道應變 ϵ （ $\epsilon = \delta/r$ ，其中 δ 為頂拱沉陷量；r為隧道半徑）與岩體單壓強度 σ_{cm} 之關係，並檢討該安全管理基準是否適用於國內節理較發達之岩盤。

隧道安全性回饋分析結果顯示各分析斷面之隧道應變 ϵ 介於0.13%與1.25%間，以Sakurai建議之隧道

變位管理基準檢視，除主坑西行線里程 37k+098 計測斷面之分析結果較接近基準線 III（紅線），可能發生安定問題而應採適當的補強措施外，其餘分析結果多落於基準線 II（黃線）與基準線 I（綠線）間，甚至在基準線 I 以下，顯示該處隧道周圍岩盤僅產生些微鬆動，支撐能正常作用，並未發生破壞，仍屬安全範圍（如圖 14 所示）。根據實際監測資料顯示，主坑西行線里程 37k+106 附近確曾發生擠壓破壞，與分析結果相符，顯示 Sakurai 所建議之隧道安全管理基準可適用於國內較軟弱且破碎之岩體，可作為隧道安全評估及施工方法與安全補強措施之初步參考。

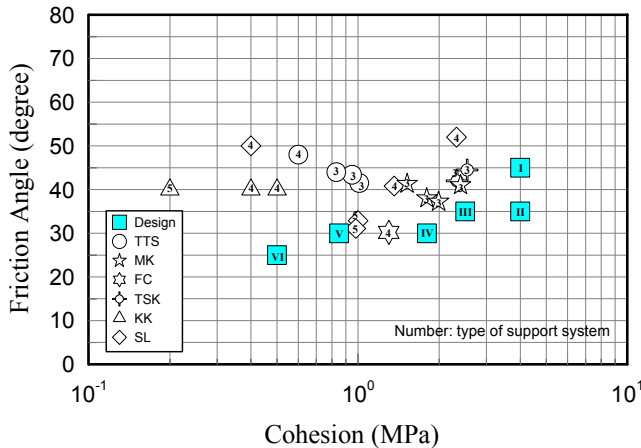


圖 13 岩體強度 c 、 ϕ 反算值與設計值之比較

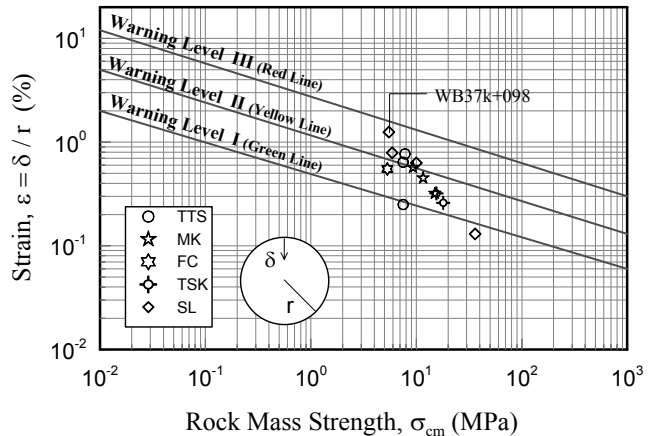


圖 14 岩心單壓與彈性模數之建議關係

六、結論與建議

1. 由雪山隧道沿線不同地層、不同岩體等級之反算分析所得經驗顯示：岩體變形模數 D 略小於國外經驗值，由於國外經驗公式多基於中、高強度硬岩或較完整岩體之岩石力學參數而求得，故以國外經驗式估計較軟弱、破碎岩體之變形模數可能有偏高的現象，應用國外經驗式時須特別留意。
2. 本文根據計測反算分析結果初步驗證現地應力狀態之假設，該結果與陳錦清、俞旗文(1994)根據水力破裂法所求得之現地應力狀態相符，可提供隧道工程設計施工時之參考。
3. 本文採可考慮岩心強度、岩體破碎程度及岩覆壓力規模之 Hoek-Brown 破壞準則(Hoek et al., 2002)來推估莫爾-庫倫強度參數 c 、 ϕ 值，並與設計階段所建議之參數相比，其結果顯示由 Hoek-Brown 破壞準則所推得岩體 c 值略低；而 ϕ 值略高。
4. 隧道回饋分析結果顯示，對隧道安全而言，Sakurai(1993)建議之隧道安全管理基準可適用於國內較軟弱、破碎之岩體，惟應用此基準時，應正確評估圍岩之總變形量與岩體單壓強度值。

參考文獻

1. 陳錦清、俞旗文，「坪林隧道沿線水力破裂法現地應力量測」，地工技術，第 46 期，第 35-46 頁 (1994)。
2. Hoek E., Carranza-Torres C., and Corkum B., "Hoek-Brown Failure Criterion-2002 Edition", Proc. 5th North American Rock Mechanics Symposium, Toronto, July 2002, pp. 267-273 (2002).
3. 陳錦清、張玉焄、李國榮、俞旗文、李廷芥、李光煜、許東俊、章光、閔弘、袁崇華，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 (1997)。
4. 張吉佐、孫荔珍、林銘郎、侯秉承，台灣地區隧道岩體分類系統暨隧道工程資料庫之建立 (第三期)，行政院公共工程委員會專案研究計畫 (2002)。
5. Sakurai, S., "The Assessment of Tunnel Stability on the Basis of Field Measurements", Proc. XVIII Convegno Nazionale Di Geotecnica, Rimini, Italy (1993).
6. 中興工程顧問公司，「國道北宜高速公路計畫雪山隧道導坑工程地質調查工作綜合報告」，交通部國道新建工程局技術服務報告 (2004)。