

地下隧洞群開挖之穩定性與互制效應研究

譚志豪¹ 顧承宇¹ 冀樹勇² 高憲彰³ 張玉彝⁴

中興工程顧問社 大地工程研究中心¹ 研究員² 經理³ 副經理⁴ 高級工程師

摘要

本文針對一開發規模甚鉅、隧洞斷面甚大且洞群佈置複雜之地下隧洞群開挖案例進行三維數值分析，探討於不同的岩盤分類、岩覆厚度及支撐等級條件下，隧洞群之穩定性與互制效應。分析結果顯示隧洞交叉段之穩定性受覆蓋應力與岩盤強度之影響甚鉅，高岩覆條件下支撐能量須提升至極高狀態圍岩變形方達穩定。圍岩塑性區擴展範圍主要由岩體強度所控制，而隧洞變形主要受岩體變形模數與岩體強度參數影響。並行隧道間距達5倍洞徑以上時，互制效應影響極微。

關鍵字：隧道交叉段、互制效應、數值分析、有限差分法

一、前言

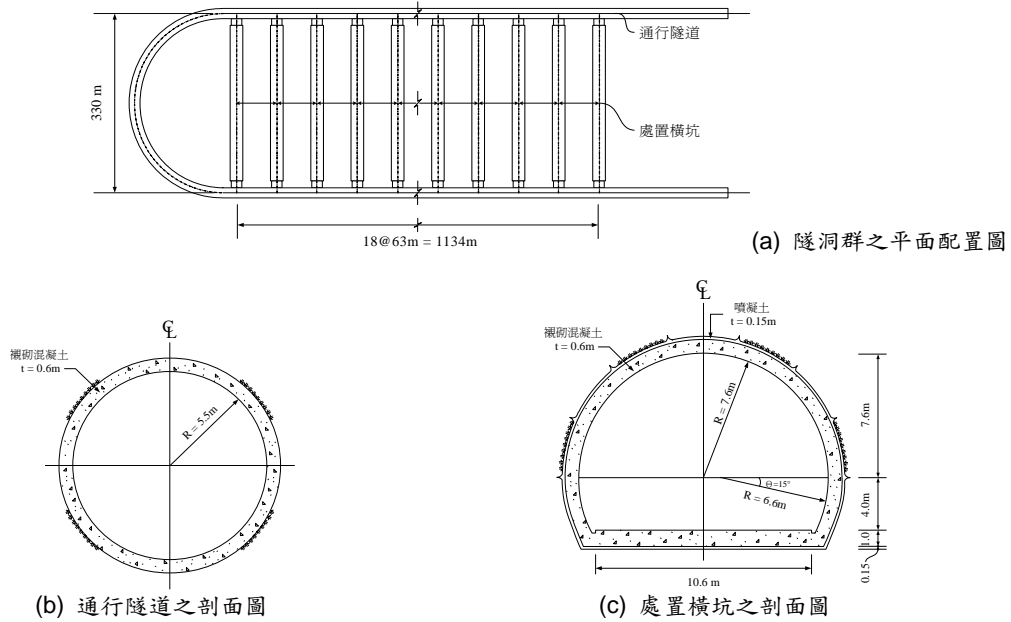
傳統隧洞分析因地質狀況複雜不易掌握且受限於數值分析工具之運算速度，故多以二維平面應變分析簡化處理實際的三維問題，此假設對於單孔或多孔隧道不考慮軸向應變之狀況或能適用，惟對於分析隧道交叉段附近力學行為、開挖工作面前進效應、或模擬隧道分階開挖等問題，則此假設過於簡化而不適用。隧道交叉段開挖對圍岩所產生之應力與應變行為係屬複雜的三維問題，國內、外因交叉段應力集中而導致隧道變形過大或支撐損壞的案例相當多，實有必要進行三維數值分析方能清楚掌握隧洞群開挖之力學行為。

本案例為一大規模地下隧洞開挖之案例，隧洞之平面佈置如圖一(a)所示。其中，為增加工作面以縮短工期，通行隧道設計採開放式 TBM 開挖，而處置橫坑則採鑽炸法配合分階開挖同時進行。通行隧道直徑約 12.2m，處置橫坑最大跨徑約 17m（詳見圖一(b)、(c)），兩處置橫坑軸心距為 63m，共計 19 條處置橫坑。為評估上述複雜之力學問題，本文採 FLAC^{3D} 有限差分程式進行隧洞開挖之三維數值分析，所得成果與解析解及經驗解進行比較，茲將其內容敘述於后。

二、場址地質條件概述

本場址岩盤屬中新世廬山層，為變質之泥質沉積地層。岩性主要由厚塊狀硬頁岩及板岩所組成，局部地區有厚層變質砂岩層出露。場址內主要的地質弱面包

括劈理、節理及層理，其中以劈理最為普及、間距最密，一般約數公分；節理數量次之，間距一般在數公分至數十公分不等；層理數量最少，散佈於砂岩夾層中。場址內無大規模斷層帶，惟有小規模的錯移剪裂現象。岩盤微潮，岩體評分值約在 20-60 間。根據廬山層岩心單壓強度統計資料顯示，平均強度約為 35 MPa。



圖一 隧洞群之平面與剖面配置

三、隧道開挖對圍岩影響範圍之初步評估

由於本分析場址之障壁成效備受重視，故隧洞開挖對圍岩造成之損傷破壞需特別加以考慮。本文先以解析法與經驗法評估隧道開挖所形成之可能擾動範圍，再以三維數值分析評估於不同支撐能量下岩體開挖所形成之破裂擾動範圍。解析法與經驗法係評估無支撐時之擾動範圍，故其結果可視為數值分析之上限值。

岩體之應力-應變關係採彈-塑性模式（如圖二(a)所示），而降伏函數則採用 Mohr-Coulomb 準則。隧道開挖對岩體產生之塑性區範圍可參考地盤反應曲線理論予以評估(如圖二(b)所示)，其中 R 為開挖半徑， R_{pl} 為岩體擾動塑性區半徑， p_0 為初始應力， p_i 為設計支撐承力。

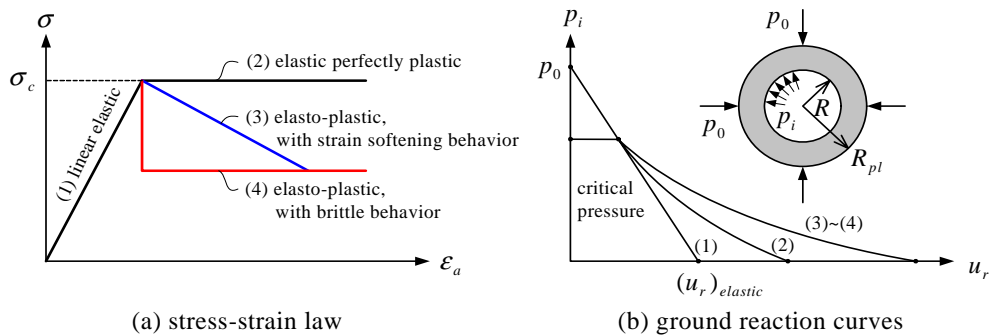
隧道開挖對岩體所造成之塑性區範圍可採以下公式予以評估(Ribacchi and Riccioni, 1977)：

$$R_{pl} = R \cdot \left[\frac{(p_0 + c_r \cdot \cot \phi_r) - (p_0 + c_p \cdot \cot \phi_p) \cdot \sin \phi_p}{p_i + c_r \cdot \cot \phi_r} \right]^{\frac{1}{m-1}} \quad (1)$$

式中， $m = (1 + \sin \phi_r) / (1 - \sin \phi_r)$ ； c_r, c_p 為岩體凝聚力、 ϕ_r, ϕ_p 為岩體摩擦角，下標 r 與 p 分別表示殘餘與尖峰強度。

至於經驗法部分，本文採 Hoek (1999) 以岩體單壓強度 σ_{cm} 及初始應力 p_0 評估隧道開挖塑性區範圍之建議公式進行，即：

$$\frac{R_{pl}}{R} = 1.25 \left(\frac{\sigma_{cm}}{p_0} \right)^{-0.57} \quad (2)$$



圖二 岩體應力-應變曲線與地盤反應曲線

岩體強度參數推估係以室內試驗結果作為岩體基本參數之上限值，再依據 Hoek 等 (2002) 建議之方法透過地質強度指標 GSI、岩心係數 m_i 、岩心單壓強度 σ_c 及岩覆壓力 P_0 等主要參數，估算本場址分別在 A_{III} 及 A_{IV} 岩體條件下之強度參數值(如表一所示)。利用相關之岩體強度參數與上述之解析法、經驗法與數值法可推估通行隧道、處置橫坑及交叉段於輪進開挖而尚未架設支撐時之最大可能擾動區分別如表二所示。

根據上述分析結果可知，擾動區範圍隨岩覆厚度（覆蓋應力）增加而明顯增大， A_{IV} 岩體中又較 A_{III} 岩體為大。進一步透過 FLAC^{3D} 三維數值分析法模擬隧道之開挖與支撐行為為後可知，其最大可能擾動區範圍較經驗值為小，而當岩覆厚度為 600m 時，無論在 A_{III} 或 A_{IV} 岩體中，擾動區範圍仍大於岩栓支撐範圍，可知其障蔽效果將損失頗大，值得進一步於支撐設計及工法選定時加以注意。

表一 岩體力學參數

岩盤等級	RMR	GSI	m_i	岩覆厚度 (m)	岩心單壓 (MPa)	岩體單壓 (MPa)	凝聚力 c (MPa)	摩擦角 ϕ (度)	水平與垂直應力比 K	地盤強度比 $\frac{\sigma_{cm}}{P_0}$	變形模數 D (GPa)
A_{III}	40-60	50	7	200	35	5.2	0.74	38.0	1.2	1.00	3.5
				400	35	5.2	1.00	33.0	1.2	0.50	3.5
				600	35	5.2	1.35	29.5	1.2	0.33	3.5
A_{IV}	20-40	30	7	200	35	3.2	0.47	32.0	1.2	0.62	1.0
				400	35	3.2	0.70	26.5	1.2	0.31	1.0
				600	35	3.2	0.90	24.0	1.2	0.21	1.0

表二 隧道開挖之可能擾動區範圍

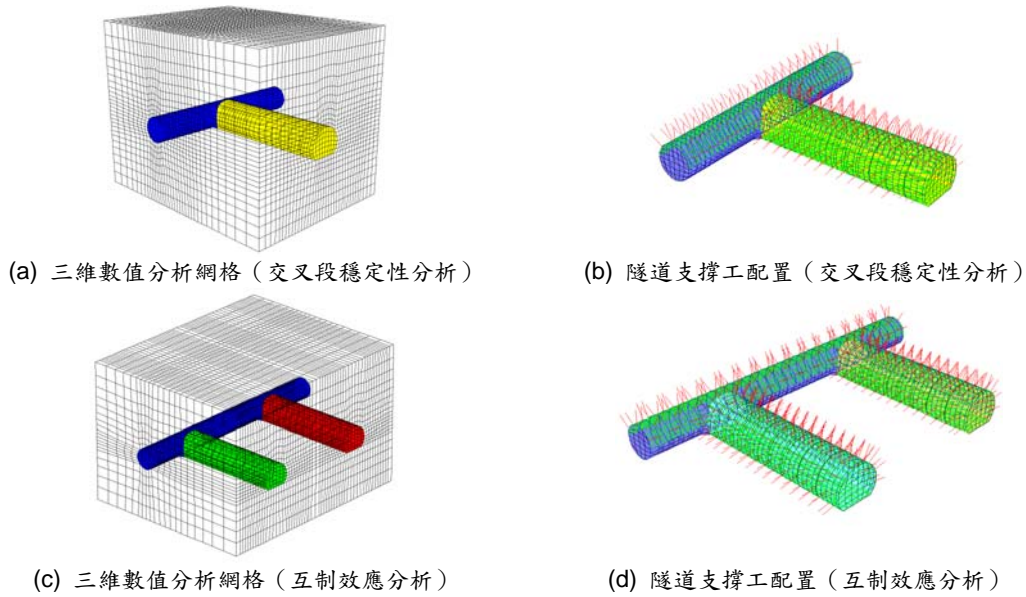
岩體分類	岩覆厚度 (m)	隧道開挖之可能擾動區範圍 (m)						
		Ribacchi 解析法		Hoek 經驗法		FLAC ^{3D} 數值法		
		通行隧道 (R=6.1m)	處置橫坑 (R=8.5m)	通行隧道 (R=6.1m)	處置橫坑 (R=8.5m)	通行隧道 (R=6.1m)	處置橫坑 (R=8.5m)	交叉段
A _{III}	200	2.1	2.8	4.6	6.1	2.0	2.0	2.5
	400	4.2	5.7	7.7	10.4	3.5	4.0	4.5
	600	6.1	8.2	9.1	12.4	8.0	8.0	10.0
A _{IV}	200	5.0	7.0	8.5	11.8	4.0	3.0	5.0
	400	9.7	13.2	12.1	16.4	6.0	6.0	8.0
	600	14.5	20.3	14.4	20.0	12.0	11.0	14.0

四、隧道交叉段穩定性分析

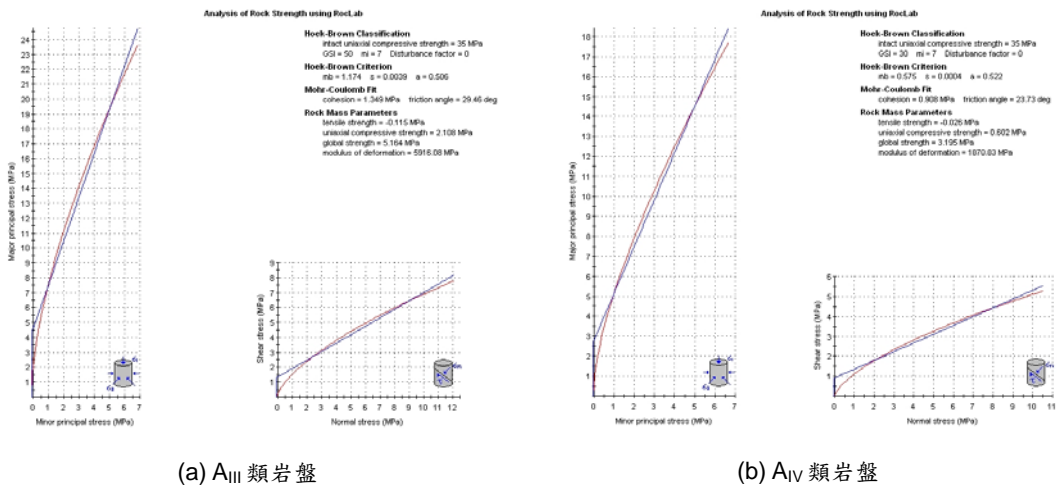
本文選定以應力集中效應影響隧洞穩定性最為關鍵之 T 型交叉段進行三維數值分析，評估通行隧道及處置橫坑相繼開挖時隧洞之穩定性。分析以彈-塑性理論為依據，考慮場址所處位置之岩性、岩盤分類等級、岩覆壓力及設計間距等條件，採三維有限差分軟體 FLAC^{3D} 進行分析，數值分析網格如圖三(a)、(b)所示，分析區域涵蓋一條通行隧道與一條處置橫坑所構成之交叉段，數值模型尺寸沿通行隧道軸線方向長 80.7m、垂直軸線方向寬 102.7m，共計約 3 萬個網格元素。

交叉段數值分析之基本假設為：岩體為完全彈塑性材料，適用莫爾庫倫破壞準則。場址岩覆厚度由洞口向內遞增，介於 100~600m，分析時取 200m、400m、600m 作為代表深度，覆蓋應力 P_0 由淺至深分別為 5.2 MPa、10.4 MPa、15.6 MPa。至於水平應力部分，參考顧承宇等(2004)之建議，取水平與垂直應力比 K 為 1.2。本場址岩體之岩性以板岩及硬頁岩為主，根據室內岩心單壓試驗統計資料獲得本場址岩心之單壓強度 σ_c 平均為 35 MPa，岩體主要為 A_{III} 類及 A_{IV} 類等級岩盤。岩體強度參數之推估係根據 Hoek 等(2002)建議之方法，考慮岩性、岩體破碎程度及覆蓋應力，利用 GSI、 m_i 、 σ_c 及 P_0 等參數推估所對應之強度參數值（如圖四所示）；至於岩體變形模數 D 則以陳錦清等(1997)所建議之經驗圖表予以決定，本場址岩盤屬中等強度變質岩類型（ $25\text{MPa} < \sigma_c < 50\text{MPa}$ ），取岩心靜彈模數之平均值 $E=35\text{GPa}$ ，並根據岩體變形模數隨 RMR 值折減之趨勢初步研判本場址 A_{III} 類岩體之變形模數 D 約為 3.5GPa、A_{IV} 類岩體之變形模數約為 1.0 GPa（如圖五所示）。本分析所選用之其他相關參數同表一。

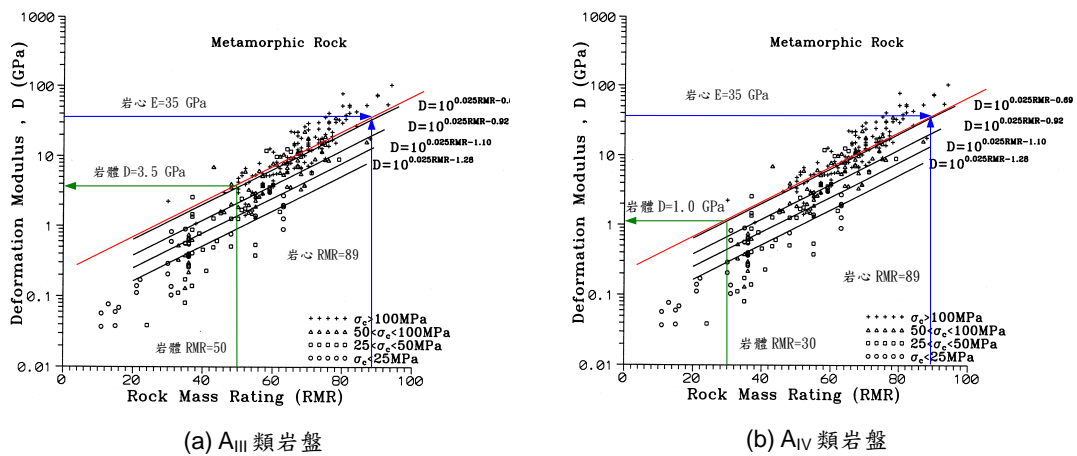
至於隧道開挖與支撐之數值模擬作業則根據初步設計，先開挖通行隧道，再於交叉處向外開挖處置橫坑。通行隧道採開放式 TBM 開挖，以支撐工取代環片，洞徑約 12.2 m，隧道開挖面 0.5 倍機頭範圍內（約 6m）不架支撐，俟機頭完全通過後再架設支撐。至於處置橫坑則採鑽炸法分上、下台階開挖，跨徑約 17 m。各組條件所對應之支撐工參數如表三所示，數值分析結果整理於表四。



圖三 三維數值分析模型



圖四 岩體強度參數推估（以岩覆厚度 600m 為例）



圖五 岩體變形參數推估

表三 隧道支撐工參數

岩盤等級	RMR	GSI	支撐型式	噴凝土	岩栓	鋼支保	預力鋼腱
A _{III}	40-60	50	III-A	15 cm	L=6m @2m×2m	H100×100 @2m	—
			III-B	25 cm	L=6m @2m×2m	H100×100 @2m	—
A _{IV}	20-40	30	IV-A	25 cm	L=8m @1m×2m	H150×150 @1m	—
			IV-B	35 cm	L=8m @1m×2m	H200×200 @1m	—
			IV-C	60 cm	—	H300×300 @1m	L=10m @1m×2m 30T 預力

表四 隧道交叉段穩定性分析結果

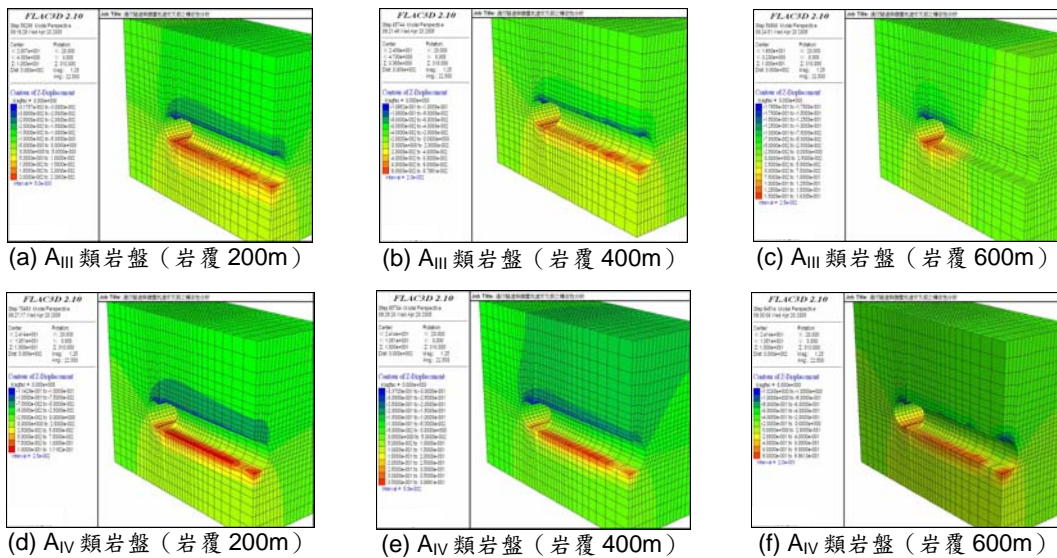
岩盤等級	RMR	GSI	岩覆厚度 H (m)	支撐型式	通行隧道		處置橫坑		交叉段		穩定性評估 ○：穩定 △：有不穩定之虞 X：不穩定
					塑性範圍 (m)	頂拱沉陷 (cm)	塑性範圍 (m)	頂拱沉陷 (cm)	塑性範圍 (m)	頂拱沉陷 (cm)	
A _{III}	40-60	50	200	III-A	2	1.9	2	1.8	2.5	2.5	○
			400	III-A	3.5	6.1	4	5.4	4.5	8.2	○
			600	III-A	8	20.5	8	20	10	22	△
III-B	7.5	10		7.5	8.5	8	13.8	○			
A _{IV}	20-40	30	200	IV-A	4	6.5	3	5.5	5	9.4	○
				IV-A	9	20	8	18.5	10	27	X
			400	IV-B	6	18	6	15	8	20	△
				IV-C	3.5	17	3	13	4	19	○
				600	IV-A	12	60	11	45	14	82
			IV-B		9	48	8	35	10	68	X
IV-C	4	25	3	18	5	30	△				

分析結果顯示，本場址 A_{III} 類岩體以 III-A 支撐型式開挖後，交叉段之頂拱沉陷量 δ 隨岩覆厚度增加而遞增，當岩覆厚度分別為 200m、400m、600m 時， δ 分別為 2.5cm、8.2cm、22 cm，其中岩覆達 600m 時隧道有不穩定之虞，若改以 III-B 型式支撐開挖，則塑性區範圍降至 8m、頂拱沉陷降至 13.8cm，呈穩定狀態。隧道圍岩之垂直變形分布及塑性區分布詳見圖六、圖七，由圖中可看出交叉段附近明顯有應力集中及變形增大之情形發生，A_{IV} 類岩體較 A_{III} 類岩體顯著且高岩覆又較低岩覆顯著。交叉段因應力集中導致塑性鬆動區較單一隧道為大，細部設計時應於交叉段加強支撐強度為宜。

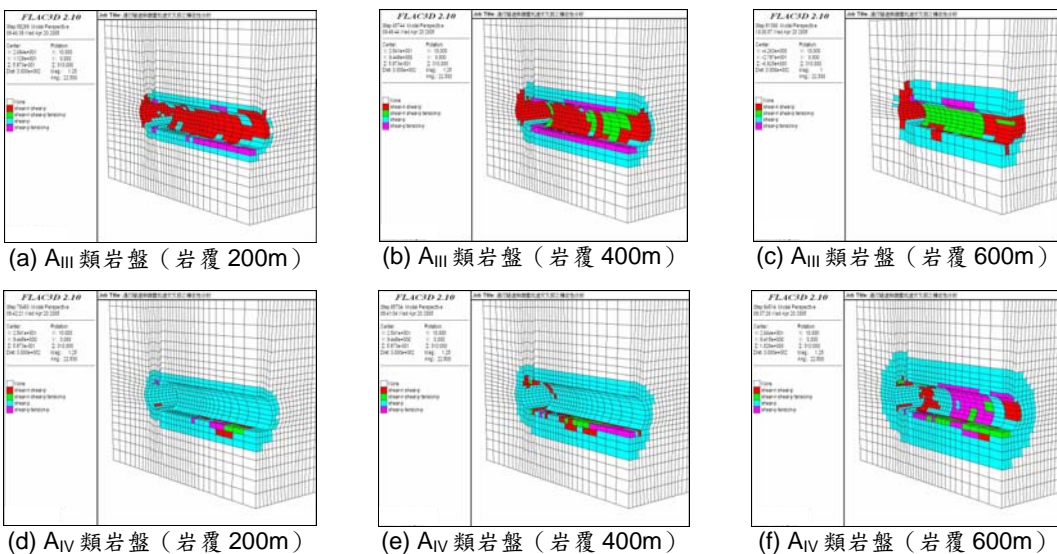
至於 A_{IV} 類岩體部分，以 IV-A 支撐型式開挖後，交叉段之頂拱沉陷量 δ 隨岩覆厚度增加而遞增，當岩覆厚度分別為 200m、400m、600m 時， δ 分別為 9.4cm、27cm、82cm，其中岩覆 400m、600m 時隧道變形過大，支撐受力增大恐有破壞之虞，隧道呈不穩定狀態；若改以 IV-B 支撐型式開挖，則岩覆 400m 之頂拱沉陷降至 20cm，可呈穩定狀態，惟岩覆 600m 之頂拱沉陷仍高達 68cm，隧道仍不穩定；若再進一步加強支撐，改以 IV-C 支撐型式開挖，則岩覆 600m 之交叉段頂拱沉陷量可降至 30cm 內。以預力鋼腱取代岩栓雖可較岩栓大幅且有效的縮小塑性區範圍及降低圍岩變形量，惟工期及成本將大幅增加，細部設計時需詳加檢討。

此外，本文參考陳錦清等(1997)建議之隧道變位管理基準（如圖八所示）進行隧道交叉段安全性檢核。本分析區段所產生之變形近半係由通行隧道開挖所貢獻，由於 TBM 開挖時延遲支撐長度較長(未支撐距離為 0.5 倍機頭長度，約 6m)，且本數值分析係模擬支撐時機較晚且處置橫坑隨即開挖之保守情況，故所得之變形較大，偏保守值，亦顯示延遲支撐距離及支撐時機將影響圍岩之變形行為。

分析結果顯示本場址 A_{III} 類岩體若採強度在 III-B 型式以上支撐則均可落於安全範圍內。至於 A_{IV} 類岩體除低岩覆(200m)尚在安全範圍內，其餘中、高岩覆區域(400m、600m)則普遍落於不安全範圍（基準線 III 以上），顯示隧道四周岩體將產生鬆動區，潛變之潛能增大且障蔽效率降低。若改以強度在 IV-C 型式以上支撐，雖勉可接近於安全範圍，惟成本及工期將大幅增加，設計時需詳加檢討。



圖六 隧道交叉段圍岩之垂直變形分布



圖七 隧道交叉段圍岩之塑性區範圍

五、並行隧道互制效應分析

並行隧道施工期間，先行開挖隧道之圍岩應力狀態與支撐工受力行為將受到鄰近隧道後續施工之影響，當圍岩與支撐工間之平衡狀態受到干擾，應力將重新調整分布，若應力超過岩石材料的降伏強度，則圍岩將產生塑性變形，造成岩體鬆動區擴展，對隧道安定性產生不利的影響。根據國內近年來多條雙孔或三孔隧道之施工案例顯示，於岩盤強度不足或隧道間距不足之條件下，鄰近隧道施工所產生之塑性變形常造成隧道淨空不足、支撐破壞等情況，除影響隧道安定及原設計功能外，支撐工補強及隧道淨空修挖所造成之工期延宕與經費增加，嚴重影響隧道之施工及營運時程，故並行隧道設計時，隧道互制效應之影響實不容輕忽。

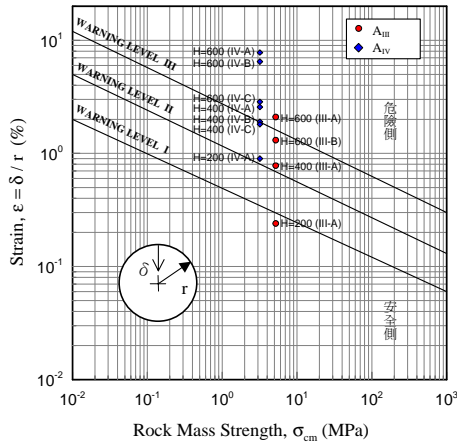
本案例處置橫坑之跨徑約 17m，兩處置橫坑之軸心距為 63m，分析所採用之三維數值分析模型與支撐工配置如圖三(c)、(d)所示。根據中興社既有之研究成果（陳錦清、蕭富元，1999）建議之「隧道互制影響研判基準圖」（如圖九），即使在軟弱地質條件下，若並行隧道間距 W 與隧道跨徑 B 之比值達 5 倍以上（即 $W/B \geq 5$ ），則既有隧道幾乎不受鄰近隧道開挖之影響，隧道互制效應極微。本場址處置橫坑之設計距徑比 (W/B) 未達 5 倍，根據初步地質調查資料，本場址岩體多數介於 A_{III} 至 A_{IV} 類岩盤，故需以數值分析方式評估本場址於設計條件下隧道互制效應之影響程度。

分析結果顯示，本場址 A_{III} 類岩體於岩覆厚度分別為 200m、400m、600m 時，先行處置橫坑之頂拱沉陷量分別為 2.3cm、6.7cm、17cm，繼續開挖鄰近處置橫坑，則先行處置橫坑之頂拱沉陷量分別增為 2.5cm、7.2cm、18.5cm，可求得鄰近處置橫坑開挖對先行處置橫坑頂拱沉陷之影響程度分別為 0.2cm、0.5cm、1.5cm，約佔累積總沉陷量 7%~8%。至於 A_{IV} 類岩體於岩覆厚度分別為 200m、400m、600m 時，先行處置橫坑之頂拱沉陷量分別為 8cm、21cm、60cm，繼續開挖鄰近處置橫坑，則先行處置橫坑之頂拱沉陷量分別增為 9cm、23cm、64cm，可求得鄰近處置橫坑開挖對先行處置橫坑頂拱沉陷之影響程度分別為 1cm、2cm、4cm，約佔累積總沉陷量 6%~11%。此結果顯示鄰近處置橫坑與先行處置橫坑間之應力重疊情形並不十分顯著，隧道互制效應對本場址 A_{III} 類及 A_{IV} 類岩體變形所產生之影響小於 10%，分析結果整理於表五，各組分析條件下隧道圍岩之應力重疊情形及垂直向變形分布詳見圖十及圖十一。

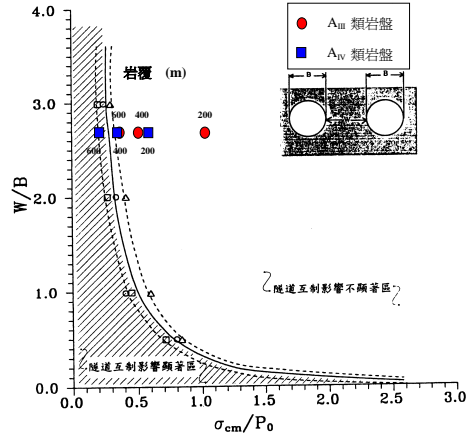
此外，利用前述之「隧道互制影響研判基準圖」來評估本場址 A_{III} 類岩體與 A_{IV} 類岩體之互制效應影響程度，結果顯示本場址 A_{III} 類岩體落於基準圖之隧道互制影響不顯著區，至於 A_{IV} 類岩體岩覆 600m 時雖落於基準圖之影響顯著區內，惟其成因係因岩體強度偏低（ σ_{cm} 偏低）而非由隧道間距所控制，故本場址之隧道互制效應不十分顯著，此結果與三維數值分析結果相符。

表五 處置橫坑頂拱沉陷之互制效應評估

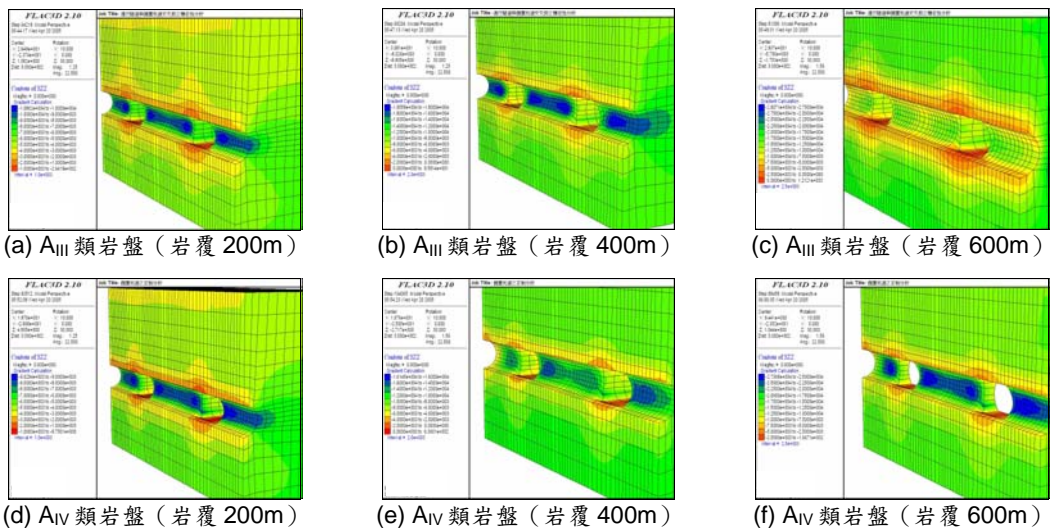
岩盤等級	RMR	GSI	m_i	岩覆厚度 (m)	支撐型式	頂拱沉陷 (cm)		
						先行處置橫坑挖通後	鄰近處置橫坑挖通後	差值 δ
III	40-60	50	7	200	III-A	2.3	2.5	0.2
				400	III-A	6.7	7.2	0.5
				600	III-A	17	18.5	1.5
IV	20-40	30	7	200	IV-A	8	9	1.0
				400	IV-A	21	23	2.0
				600	IV-A	60	64	4.0



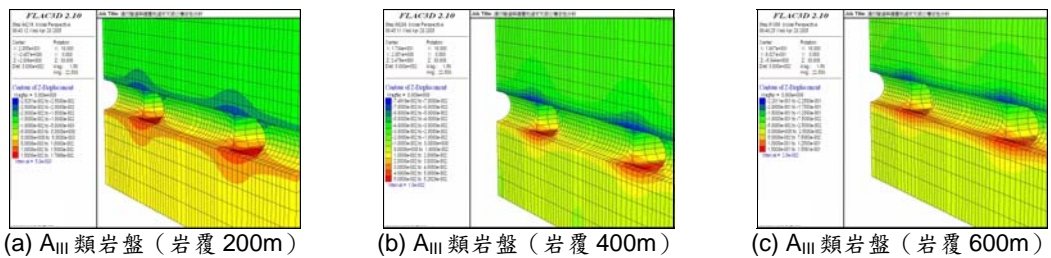
圖八 隧道圍岩變形安全性之研判

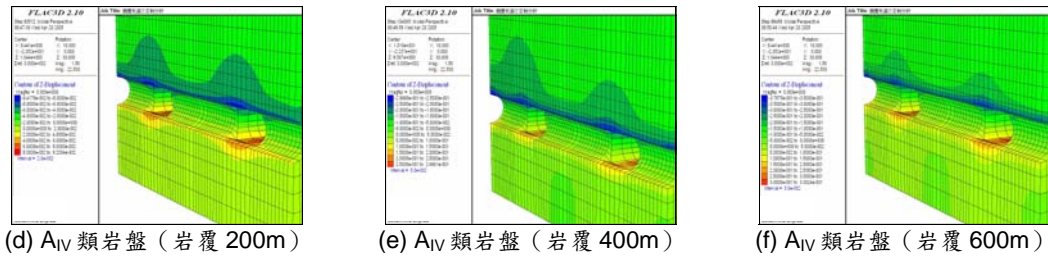


圖九 隧道互制影響之研判



圖十 並行隧道圍岩之垂直向應力分布





圖十一 並行隧道圍岩之垂直向變形分布

六、結論與建議

1. 本文根據不同的岩盤分類、岩覆厚度及支撐等級等條件，建立多組三維數值分析模型，並配合隧道安全管理及互制效應研判準則，探討大規模地下隧洞群開挖所遭遇之複雜幾何及力學問題。分析結果及經驗可提供設計者檢核由解析法或經驗法所設計之支撐強度，以確保隧道之安全。
2. 根據三維數值分析結果顯示，隧道交叉段之頂拱變形量受岩體變形模數（彈性變形部分）及莫爾-庫倫強度參數（塑性變形部分）所控制；塑性擾動範圍主要受覆蓋應力大小與岩體強度參數所控制。
3. 並行隧道互制效應分析結果顯示，隧道距徑比 $W/B \geq 5$ 時，幾無互制效應；若 $W/B < 5$ 則需透過數值分析確認應力與變形之重疊情形，以評估互制效應對圍岩變形及塑性區擴展之影響程度。岩盤強度越低、岩覆越高則互制效應越顯著。

參考文獻

1. 陳錦清等 (1997)，岩體變形特性與 RMR 岩體評分值關係之研究，中興工程顧問社研究報告。
2. 陳錦清、蕭富元、高憲彰、俞旗文 (1997)，「國內隧道安全管理經驗準則之探討」，中興工程，第 54 期，第 1-10 頁。
3. 陳錦清、蕭富元 (1999)，「雙孔隧道互制效應之研究」，中興工程，第 65 期，第 1-18 頁。
4. 顧承宇、陳錦清、高憲彰 (2004)，「山岳隧道交叉段三維力學行為研究」，海峽兩岸大地工程研討會論文集，台北，第 353-360 頁。
5. Hoek E., Carranza T.C., and Corkum B. (2002), "Hoek-Brown Failure Criterion-2002 Edition", *Proc. 5th North American Rock Mechanics Symposium*, Toronto, pp. 267-273.
6. Ribacchi R. and Riccioni R. (1977), "Stato di forza e di deformazione intorno ad una galleria circolare", *Gallerie e Grandi Opere Sotterranee*, pp. 7-17.