

## 硬岩脆性破壞對公路隧道施工安全影響探討

蕭富元\* 邵厚潔\*\*

### 摘要

臺灣在中低強度岩石及一般岩覆深度隧道，已具備豐沛之經驗，但後續新規劃之隧道多位在高山峻嶺，岩石強度與岩覆深度均有增加之趨勢。硬岩隧道之破壞行為，除地質弱帶外，基本上將由脆性破壞取代剪力破壞，而脆性岩石破壞後呈現強度弱化特性，一般慣用之彈塑性力學模式，無法反應此種脆性破壞行為。本文乃探討硬岩脆性破壞應力狀態，經彙整各種峰後強度弱化評估方法後，提出結合理論與試驗之強度損失試驗評估法，進一步以案例分析結果，說明脆性破壞對隧道施工安全之影響，提供高岩覆硬岩隧道設計參考。

關鍵字：硬岩隧道、脆性破壞、峰後強度弱化、案例分析。

### 一、前言

隧道為交通運輸系統重要之一環，隨著臺灣環島公路網建設逐漸完備，隧道工程新建數量雖已減少，惟後續新規劃之隧道多位在高山峻嶺，所遭遇之地質與以往不同，岩石強度與岩覆深度均有增加之趨勢。例如即將展開之蘇花公路山區路段改善計畫，南段中仁隧道沿線地層，以大理岩及片麻岩等硬岩為主，岩石單壓強度可能達 100 MPa，最大岩覆深度亦約 1100 m，為臺灣罕見之高岩覆硬岩隧道。

對於中低強度岩石及一般岩覆深度隧道，臺灣已具備豐沛經驗，岩盤力學行為與施工因應對策，均有相當之研究與成果發表，如鄭富書等(2000)<sup>[30]</sup>、陳錦清等(2001)<sup>[26]</sup>、黃燦輝及王泰典(2004)<sup>[24]</sup>、蕭富元等(2009)<sup>[31]</sup>等。而硬岩隧道開挖力學行為，則與一般中軟岩隧道不盡相同。硬岩強度高，可承受較大之彈性應變能，但在高岩覆應力下，岩石破壞後強度具明顯弱化特性，如圖 1 所示，而中低強度岩石，破壞後強度雖亦會弱化，但弱化程度相對不明顯，如圖 2 所示。故材料峰後強度維持不變之彈塑性(Elastic- Plastic)力學模式，基本上不適用於硬岩脆性材料，彈脆性(Elastic-Brittle)或應變軟化(Strain-Softening)模式則為可採用之力學模式，如圖 3 所示。

硬岩由於可儲存較大之彈性應變能，此高彈性應變能因隧道開挖解壓，岩盤可能產生爆裂或

---

\* 財團法人中興工程顧問社大地工程研究中心 高級研究員

\*\* 交通部公路總局蘇花公路改善工程處 處長

彈射等劇烈破壞現象，即所謂之岩爆(徐林生等, 2003)<sup>[23]</sup>。岩爆為硬岩隧道常需關注之課題之一，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，影響施工或人員安全者，其岩石單壓強度多在 200~300 MPa 以上。臺灣由於地層年輕，岩石強度普遍低於歐亞大陸等古老地盤，在臺灣東部與中央山脈之硬岩，其單壓強度主要約在 100~200 MPa 間，對於此等強度岩石，劇烈之岩爆可能不致產生，但在高應力下所產生之脆性剝裂(Spalling)破壞(參見圖 4)與破壞後強度弱化特性，應為臺灣硬岩隧道設計與施工時需特別關注之課題。但目前臺灣在此領域之研究極為缺乏，僅有少數零星成果，實務經驗則付之闕如。本文乃探討硬岩脆性破壞應力狀態、脆性破壞包絡線、圍壓對脆-延性轉換及隧道變形影響等，並嘗試提出峰後強度弱化評估方法，進一步以案例分析結果，說明脆性破壞對隧道施工安全之影響，提供硬岩隧道設計與施工參考。

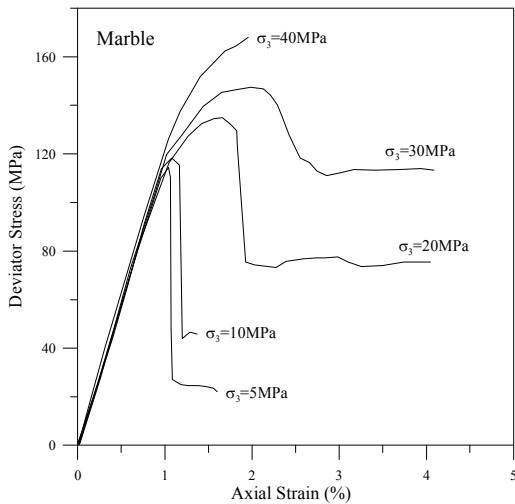


圖 1 臺灣東部花蓮和平大理石三軸試驗之軸差應力軸向應變關係(重繪自陸聲忠, 1993<sup>[27]</sup>)

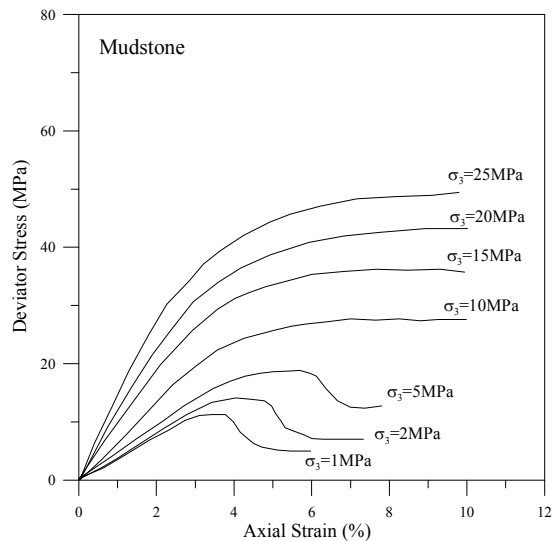


圖 2 臺灣南部崁下寮層泥岩三軸試驗之軸差應力軸向應變關係(重繪自蔡源福, 2009<sup>[28]</sup>)

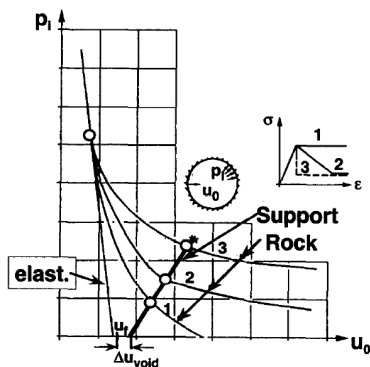


圖 3 隧道地盤反力曲線與材料應力-應變關係(摘自 Egger, 2000<sup>[10]</sup>)



圖 4 隧道側壁岩盤脆性剝裂破壞(Spalling)情況

## 二、脆性破壞特性

脆性(brittle)與延性(ductile)之差異，可由變形性與材料性質等兩面進行探討。在變形方面，脆性岩石在無明顯變形前，即發生破裂，而延性則在岩石大量發生變形後，方始破裂；另在材料性質方面，延性表示雖已產生大量變形，但岩石仍保持其完整性和材料連續性，而脆性則在破壞發生後，岩石即失去完整性與連續性(劉恩龍與沈珠江, 2005)<sup>[29]</sup>。至於岩石何時呈現脆性？何時呈現延性？基本上與岩石強度及圍壓大小等因素有關，臺灣西部麓山帶常見之頁岩及泥岩等軟岩，為典型之延性岩石，而中等強度之砂岩，雖已具些許脆性性質，但其力學行為基本上仍由延性所主導，至於中央脊梁山脈及臺灣東部所出露之片麻岩、大理岩及安山岩等硬岩，則為脆性岩石，同時結構愈完整，其脆性之性質愈明顯。

有關硬岩脆性破壞發生之應力狀況，回顧以往研究，主要包括岩心室內試驗、現場觀測及案例經驗等方面。Pestman and Munster (1996)<sup>[17]</sup>根據花崗岩、砂岩及大理岩之室內岩心試驗結果，由裂隙開始發育延伸之時機，提出脆性破壞發生之應力關係式為  $\sigma_1 = 0.4\sigma_c + (1.5 \sim 2.0)\sigma_3$ ，其中  $\sigma_c$  為岩石單壓強度；而 Martin(1997)<sup>[15]</sup>則根據舊礦坑測試隧道之微震監測結果，提出岩石裂隙脆性破壞發生之應力狀態為  $\sigma_1 - \sigma_3 = 75\text{MPa}$  或  $\sigma_c/3$ ；Martin and Kaiser(1999)<sup>[16]</sup>進一步彙整南非地下礦場案例經驗，提出當坑道最大切向應力( $\sigma_{\max}$ )超過  $0.4\sigma_c$  時，岩石將出現脆性破壞；Diederichs (2003)<sup>[8]</sup>根據加拿大地下礦場回饋分析結果，提出脆性破壞發生之應力約為  $\sigma_1 = (0.4 \sim 0.5)\sigma_c + (1.0 \sim 1.2)\sigma_3$ 。由於開挖解壓關係，鄰近採礦坑道側壁之圍壓( $\sigma_3$ )極小，故彙整上述結果，可發現在圍壓趨近於零情形下，岩石脆性破壞發生之應力約為 0.3~0.5 倍之岩石單壓強度左右。

至於脆性岩石破壞包絡線與一般剪力破壞包絡線之差異，Kaiser and kim (2008)<sup>[12]</sup>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，而此明顯降低多發生在圍壓低於  $0.1\sigma_c$  時，故乃提出以三線性(Tri-linear)或 S 形(S-shaped)破壞包絡線描述脆性岩石破壞行為，如圖 5 所示。圖中之損壞開始發生臨界值(damage initiation threshold)即為上述所討論之裂隙開始發生應力條件(約為  $0.4\sigma_c$  左右)。Diederichs and Martin(2010)<sup>[9]</sup>針對 S 形破壞包絡線進一步進行闡述，指出當岩石受力超出 S 形破壞包絡線時(圖 6 之 EFZ 區)，視應力狀態不同，產生 shearing、spalling 或 unravelling 等不同型式破壞；而圖中 EDZ 區與 EIZ 區間之虛線，乃定義為 Crack initiation threshold(簡稱 CI, 即為上述 Kaiser and Kim 所提之 damage initiation threshold)。CI 值控制脆性岩石裂隙之發展，高出此 CI 值，脆性岩石裂隙開始形成。在低圍壓下，岩石發生脆性剝離破壞；而受高圍壓時，裂隙雖亦形成，但因高圍壓束縛作用，不致形成破壞，即圖中之 EIZ 區。

由上述三線性或 S 形脆性破壞包絡線可知，圍壓大小與岩石脆性破壞行為有密切關係。根據岩石三軸試驗結果(參見圖 7)，大理岩在低圍壓時，具峰後強度劇降之脆性材料特性，隨圍壓應力增加，逐漸轉變為延性材料特性，而此脆-延性之轉化與圍壓應力及岩石強度均有關。基本上圍壓應力對脆性岩石材料之變形與強度影響，大致包括：

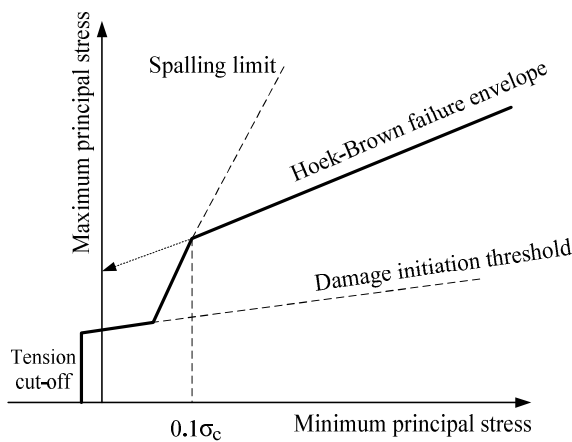


圖 5 岩石脆性破壞 S-shaped 破壞包絡線簡化示意圖(重繪自 Kaiser et al., 2008<sup>[12]</sup>)

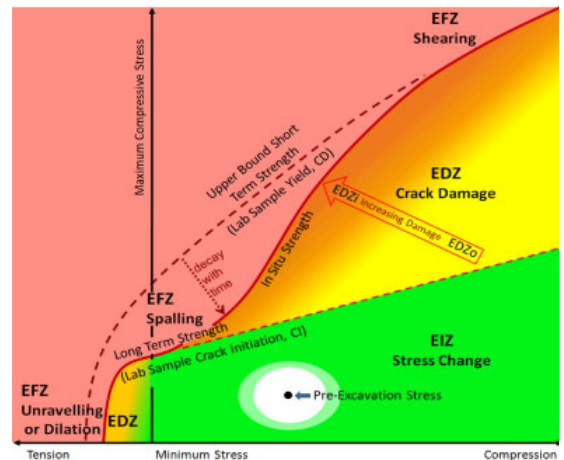


圖 6 S-shaped 破壞包絡線解釋圖(摘自 Diederichs & Martin, 2010<sup>[9]</sup>)

- (1)在低圍壓應力下，岩石發生脆性破壞時，僅伴隨少量或微量永久變形，而在高圍壓應力環境下，岩石材料破壞將伴隨大量之永久或塑性變形。
- (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，顯示岩石之剛度與強度均隨圍壓之增加而增大。孟召平等人(2006)<sup>[22]</sup>根據試驗結果，提出圍壓應力( $\sigma_3$ )

與岩石軸向破壞強度( $\sigma_1$ )及彈性模數( $E$ )之關係式如下：

$$\sigma_1 = \sigma_c + k_3 \sigma_3 \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$E = E_0 + k_4 \sigma_3 \quad \dots\dots\dots(2)$$

式中， $\sigma_c$  為岩石單軸抗壓強度， $E_0$  為單軸下岩石彈性模數， $k_3$  及  $k_4$  為圍壓對岩石強度影響係數，與岩石材料性質及成岩程度有關。

(4)有關圍壓應力及岩石強度對脆-延性轉化關係，Seeber(1999)<sup>[21]</sup>彙整試驗結果，提出脆-延性轉化之臨界圍壓應力為  $\sigma_{3,crit}=(1/5)\sigma_{1,max}$ ，Egger(2000)<sup>[10]</sup>進一步將 Seeber 之臨界圍壓應力轉換為 Hoek-Brown 破壞準則，結果如下：

$$\sigma_{3,crit} \geq \sigma_c \times m / 16 \quad \dots\dots\dots(3)$$

式中  $m$  為岩石  $m_i$  與其破裂程度之乘積。當隧道開挖後所提供之支撐力高於式(3)之計算值時，圍岩行為將依循彈塑性模式，無峰後強度弱化現象，惟對於高單壓強度岩石，欲提供達上述臨界圍壓之支撐力極為不易，實務執行上可能有其困難。

在地下深處高應力環境下，脆性硬岩雖轉而具有延性變形特性，但由於隧道開挖將造成切向應力集中，徑向應力解壓情形，故圍岩最大主應力增加，而最小主應力(圍壓)減小，如圖 8 所示。依據隧道開挖所造成應力變化情形，蕭富元等(2011)<sup>[33]</sup>提出圍岩變形行為依距隧道壁遠近，可概分為三個不同類型區域：

- (1)緊鄰隧道開挖區之圍岩，因徑向應力大幅解壓，在低圍壓狀況下，脆性岩石材料變形破壞後，岩石強度將有劇降現象(如圖 3 之 Elastic-Brittle model)。
- (2)鄰近隧道開挖區附近之圍岩，因徑向解壓幅度較小，中等圍壓下岩石變形破壞後仍將具一定之殘餘強度，屬應變軟化變形模式(如圖 3 之 Strain-Softening model)。
- (3)遠離隧道開挖區之圍岩，因受高圍壓作用，脆性材料將具延性變形特性(如圖 3 之 Elastic-Plastic model)。

由於遠離隧道開挖區之圍岩，對隧道變形影響較小，故隧道施工變形主要受前兩項因素影響。其中緊鄰隧道開挖區之岩盤，當岩石材料強度極高時，由於可蓄積較大量之彈性應變能，若未及時提供支撐力時，隧道壁岩盤易發生岩爆或剝裂等劇烈破壞行為，且此破壞可能持續延伸擴展，危及隧道安全。惟一般岩爆或剝裂等劇烈破壞行為，常見於未支撐或僅提供簡易支撐之深開採礦山巷道中，對於岩石強度普遍較低之臺灣，岩石可能無法蓄積大量彈性應變能，即已進入破壞峰後行為，同時一般土木隧道開挖後即架設支撐工，增加圍岩徑向支撐力，此劇烈變形破壞發生之機率與程度均將降低。

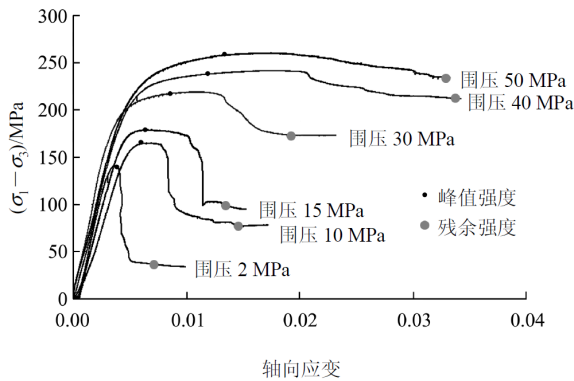


圖 7 錦屏山白山組大理岩三軸試驗結果(摘自張春生, 2010<sup>[25]</sup>)

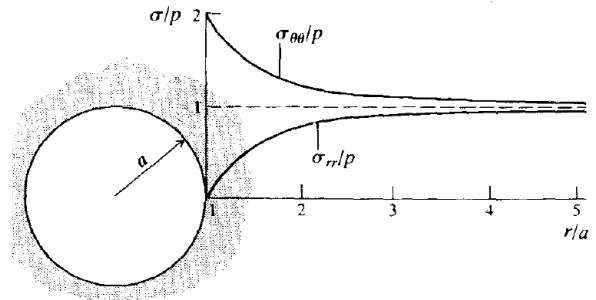


圖 8 隧道開挖圍岩未破壞前應力變化情形示意圖(圖中  $\sigma_{\theta}$  為切向應力,  $\sigma_r$  為徑向應力,  $p$  為初始應力)

### 三、峰後強度弱化參數評估

脆性岩石峰後強度弱化特性，為影響硬岩隧道變形行為之重要因素。至於硬岩峰後強度弱化參數之評估，目前仍無公認廣泛採用之方法，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)<sup>[18]</sup>在加拿大 URL 實驗室(Underground Research Laboratory)，分析隧道開挖形狀優化時，花崗岩尖峰強度參數為  $s=0.16$ 、 $m_b=28$ 、 $\sigma_c=224\text{MPa}$ ，而殘餘強度參數採用  $s_r=0.01$ 、 $m_r=1$  時；Ribacchi(2000)<sup>[19]</sup>則根據試驗結果，建議節理岩體之殘餘強度可採用  $m_r=0.65m_b$ 、 $s_r=0.04s$  或  $(\sigma_c)_r=0.2\sigma_c$ 。Crowder et al.(2006)<sup>[6]</sup>則由地下礦場回饋分析經驗，提出白雲母片岩之殘餘強度  $s_r=s$ 、 $m_r=0.1m_b$ 。另 Kumar et al.(2008)<sup>[14]</sup>以印度地下水力電廠分析經驗，提出砂岩殘餘強度取  $c_r=0.25\text{MPa}$ 、 $\phi_r=42^\circ$ (即  $c_r=0.1c_p$ ， $\phi_r=0.9\phi_p$ )。上述案例分析或試驗資料所提供之峰後殘餘強度參數評估建議，多屬個案經驗，其代表性可能不足，同時是否適用於臺灣仍有待檢討。除案例經驗外，本文彙整各種峰後強度弱化參數評估方法，包括峰後殘餘 GSI 評估法、強度損失因數  $\beta$  評估法及強度損失試驗評估法等，提供參考。茲分別概要說明如下：

#### 3.1 峰後殘餘 GSI 評估法

以 GSI 岩體評分經驗公式進行岩體力學參數評估，已廣為岩石隧道工程界所採用(Hoek, 2002)<sup>[11]</sup>。惟現階段 GSI 應用於岩體參數評估，仍侷限於尖峰強度部分，因此若可掌握岩體由完整未擾動到破壞過程之 GSI 值變化，將可延伸 GSI 於岩體殘餘強度參數之評估應用。有關岩體破壞後殘餘 GSI<sub>r</sub> 值探討，Russo et al.(1998)<sup>[20]</sup>根據經驗提出殘餘 GSI<sub>r</sub> 約為尖峰 GSI 之 36%左右，而張春生等(2010)<sup>[25]</sup>則採尖峰 GSI 之 58%，模擬大理岩之殘餘強度。基本上，採用單一殘餘 GSI<sub>r</sub> 與 GSI 比值關係，應僅適用於特定等級岩盤，對於極劣或極優岩盤，可能出現低估或高估情形。

本文乃介紹 Cai et al.(2004)<sup>[1]</sup>所提出之 GSI 量化評分方法，主要係將 GSI 評分與可量化評估

之岩塊體積(Block size, 簡稱  $V_b$ )及節理面狀況(Joint surface condition, 簡稱  $J_c$ )等因子連結, 提出之 GSI 量化評分方法, 參見圖 9。其中岩塊體積  $V_b=s_1 \times s_2 \times s_3$  ( $s_i$  為第  $i$  組節理間距), 對於不規則節理, 可直接於現場量測代表性岩塊之體積。另節理面狀況  $J_c=(J_w \times J_s)/J_A$ , 其中  $J_A$  為節理面填充物情況, 參見表 1;  $J_s$  代表小尺度(1~20cm)之節理面平滑程度, 參見表 2;  $J_w$  代表大尺度(1~10m)之節理面粗糙程度, 參見表 3。Cai and Kaiser (2006)<sup>[2]</sup>進一步再提出 GSI 值與  $V_b$  及  $J_c$  因數計算式,

$$GSI(V_b, J_c) = \frac{26.5 + 8.79 \ln(J_c) + 0.9 \ln(V_b)}{1 + 0.0151 \ln(J_c) - 0.0253 \ln(V_b)} \dots\dots\dots(4)$$

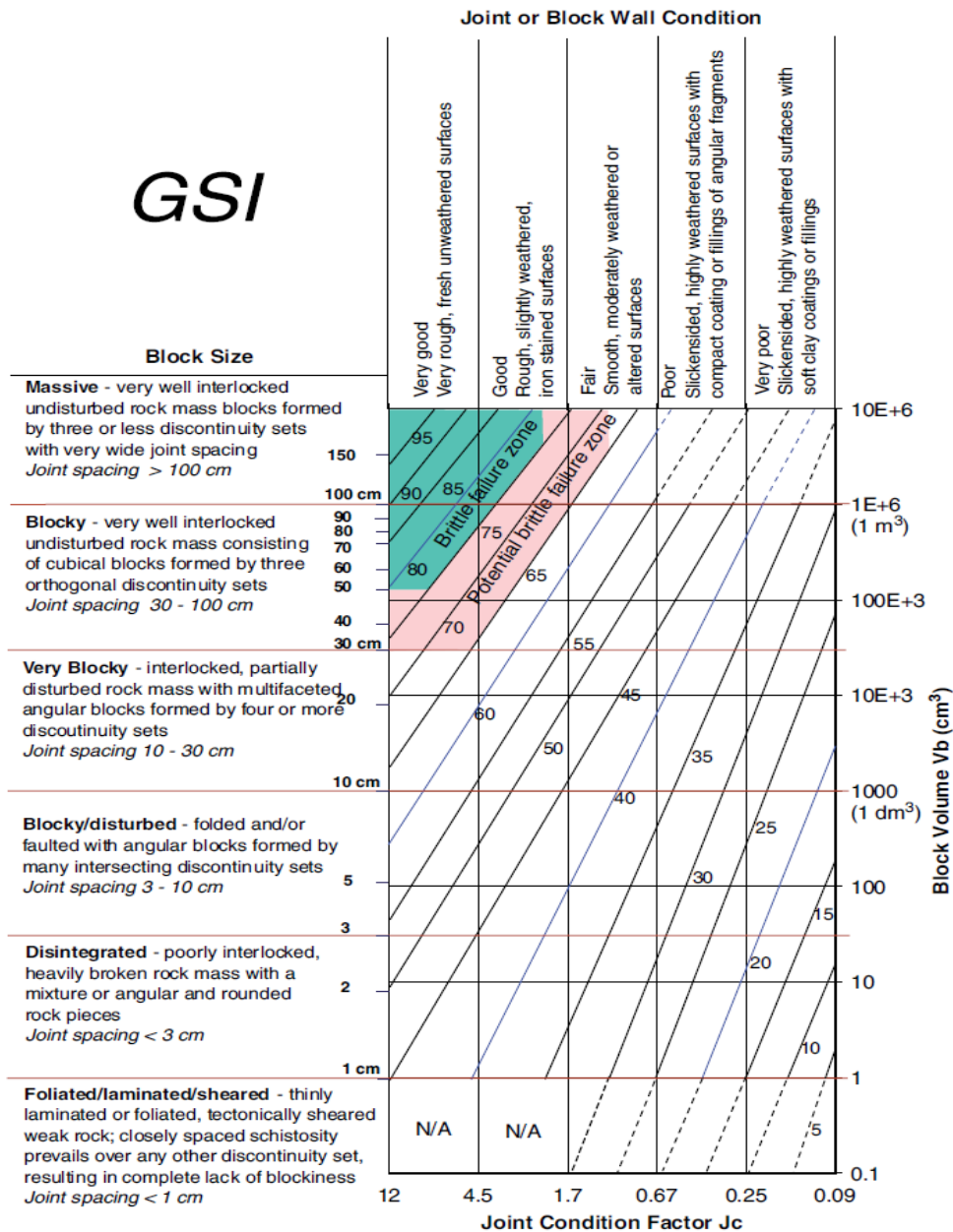


圖 9 GSI 量化評分圖表(摘自 Cai et al. 2004<sup>[1]</sup>)

表 1 GSI 量化評分之節理面狀況( $J_A$ )評分表(摘自 Cai et al., 2004<sup>[1]</sup>)

	Term	Description	$J_A$
Rock wall contact	Clear joints Healed or “welded joints” (unweathered)	Softening, impermeable filling (quartz, epidote, etc.)	0.75
	Fresh rock walls (unweathered)	No coating or filling on joint surface, except for staining	1
	Alteration of joint wall; slightly to moderately weathered	The joint surface exhibits one class higher alteration than the rock	2
	Alteration of joint wall; highly weathered	The joint surface exhibits two classes higher alteration than the rock	4
	Coating or thin filling		
	Sand, silt, calcite, etc.	Coating of frictional material without clay	3
	Clay, chlorite, talc, etc.	Coating of softening and cohesive minerals	4
Filled joints with partial or no contact between the rock wall surface	Sand, silt, calcite, etc.	Filling of frictional material without clay	4
	Compacted clay materials	“Hard” filling of softening and cohesive materials	6
	Soft clay materials	Medium to low over-consolidation of filling	8
	Swelling clay materials	Filling material exhibits swelling properties	8-12

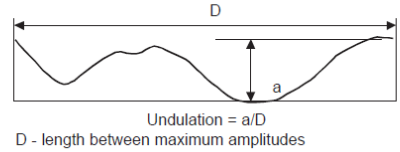
表 2 GSI 量化評分之節理面平滑度( $J_s$ )評分表(摘自 Cai et al., 2004<sup>[1]</sup>)

Smoothness terms	Description	Rating for smoothness $J_s$
Very rough	Near vertical steps and ridges occur with interlocking effect on the joint surface	3
Rough	Some ridge and side-angle are evident; asperities are clearly visible; discontinuity surface feels very abrasive (rougher than sandpaper grade 30)	2
Slightly rough	Asperities on the discontinuity surface are distinguish- able and can be felt (like sandpaper grade 30-300)	1.5
Smooth	Surface appear smooth and feels so to touch (smoother than sandpaper grade 300)	1
Polished	Visual evidence of polishing exists. This is often seen in coating of chlorite and specially talc	0.75
Slickensided	Polished and striated surface that results from sliding along a fault surface or other movement surface	0.6-1.5



表 3 GSI 量化評分之節理面起伏( $J_w$ )評分表(摘自 Cai et al., 2004<sup>[1]</sup>)

Waviness terms	Undulation	Rating for waviness $J_w$
Interlocking (large-scale)		
Stepped		3
Large undulation	>0.3%	2.5
Small to moderate undulation	0.3-3%	2
Plannar	<0.3%	1



Cai et al.(2007)<sup>[3]</sup>進一步透過檢視岩塊體積( $V_b$ )及節理面狀況( $J_c$ )等兩項參數，於岩體破壞後可能之殘餘情況，提出破壞後殘餘  $GSI_r$  評估方法，茲說明如下。

(1)峰後殘餘岩塊體積( $V_b^r$ ):岩體承受應力超過尖峰強度而造成破壞後，節理延伸將可能增加，岩橋可能連通，形成角礫及岩塊破碎，岩塊體積基本上將縮小。惟縮小幅度為何？透過現場試驗及實際斷層剪裂露頭觀察，Cai et al.認為提出峰後殘餘岩塊體積縮小應有其限度，大致落在 GSI 評估圖(圖 9)之 Disintegrated 類，即殘餘岩塊體積大約為  $1-27\text{cm}^3$  左右，平均約  $10\text{cm}^3$ 。Cai et al.認為殘餘岩塊體積與初始岩體狀況並無對應關係，無論初始為完整岩體(Intact)、中度節理岩體(Moderately jointed)或高度節理岩體(Highly jointed)，破壞後殘餘岩塊體積均相去不遠。故 Cai et al.建議殘餘岩塊體積之評估式如下：

$$\text{If } V_b > 10\text{cm}^3, V_b^r = 10\text{cm}^3 \dots\dots\dots(5)$$

$$\text{If } V_b < 10\text{cm}^3, V_b^r = V_b$$

(2)殘餘節理面狀況( $J_c^r$ ):節理面狀況主要係由  $J_w$ 、 $J_s$  及  $J_A$  等三項因數評估。岩石破壞將造成節理面粗糙度降低與平滑度增加，惟除非產生大規模剪應變，否則節理面粗糙度應不致剪磨為 0。對一般隧道或地下開挖工程，圍岩大規模剪應變應不致發生，故 Cai et al.參考 Barton (1985) 對 JRC 之研究，提出大尺度節理面殘餘粗糙度( $J_w^r$ )與小尺度節理面殘餘平滑度( $J_s^r$ )之評估如下：

$$\text{If } \frac{J_w}{2} < 1, J_w^r = 1; \text{ Else } J_w^r = \frac{J_w}{2} \dots\dots\dots(6)$$

$$\text{If } \frac{J_s}{2} < 0.75, J_s^r = 0.75; \text{ Else } J_s^r = \frac{J_s}{2}$$

另考量多數情況下，節理面填充物狀況( $J_A$ )在短期內應不致有明顯改變，故在地下開挖工程中，節理面殘餘填充物狀況( $J_A^r$ )不予改變，即  $J_A^r = J_A$ 。惟如破壞過程有地下水或細粒料進入節理時，節理面殘餘填充物狀況( $J_A^r$ )則依實際變化情況，依據表 1 進行評估。整體殘餘節理面狀況( $J_c^r$ )之評估式為  $J_c^r = (J_w^r \times J_s^r) / J_A^r$ 。破壞後之殘餘  $GSI_r$  評估參照式(4)。

在掌握  $GSI_r$  後，即可比照岩體尖峰強度 GSI 評估方式(Hoek, 2002)，推估岩體峰後弱化力學

參數。考量峰後岩體已破碎，人為開挖擾動對岩體影響應已極微，故開挖擾動影響因數(D)不納入評估式，峰後岩體殘餘強度評估式如下：

$$m_r = m_i \exp\left(\frac{GSI_r - 100}{28}\right) \dots\dots\dots(7)$$

$$s_r = \exp\left(\frac{GSI_r - 100}{9}\right)$$

### 3.2 強度損失因子 $\beta$ 評估法

Hoek-Brown 破壞準則目前為許多岩石工程商用數值分析程式(如 PHASE 及 FLAC 等)所採用，其力學參數評估方式亦廣為接受，但如同上述 GSI 岩體評分，Hoek-Brown 破壞準則亦未考量岩石峰後強度弱化特性。故 Cranza-Torres et al. (2002)<sup>[4]</sup>乃嘗試於 Hoek-Brown 破壞準則中加入強度損失因子( $\beta$  ; Strength loss parameter)，探討不同破壞程度之岩石峰後強度弱化行為，修正後之準則為：

$$\sigma_1 = [1 + (1 - \beta)(k_\phi - 1)]\sigma_3 + (1 - \beta)\sigma_{ci} \dots\dots\dots(8)$$

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

Cundall et al. (2003)<sup>[7]</sup>根據式(8)及強度損失因子( $\beta$ )觀念，進一步提出考量強度弱化之 Hoek-Brown 破壞準則修正模式為：

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci}^R \left[ m_b^R \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}^R} + s \right]^a \dots\dots\dots(9)$$

式中峰後參數  $\sigma_{ci}^R = (1 - \beta)\sigma_{ci}$  及  $m_b^R = (1 - \beta)m_b$ ，將  $\sigma_{ci}^R$  及  $m_b^R$  代入式(9)，得：

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (1 - \beta)\sigma_{ci} \left[ m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right]^a \dots\dots\dots(10)$$

應用上述 Hoek-Brown 破壞準則於探討岩石峰後強度時，其中參數  $m_b$  係與材料摩擦角有關，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，惟式(10)之  $s$  值於峰後並未改變，破壞準則修正後凝聚力之降低，係隱含於岩石單壓強度( $\sigma_{ci}^R$ )之降低。基本上，Cundall et al. (2003)所提出之 Hoek-Brown 破壞準則修正模式定義明確，但應用上之主要問題為如何合理有依據之推估強度損失因子  $\beta$  值，此部分目前仍未有定論，有待研究。

### 3.3 強度損失試驗評估法

臺灣目前在脆性岩石峰後強度弱化參數之研究上，仍屬起步階段，同時高應力脆性岩石之開

挖工程案例亦有限，要引用案例經驗進行研究有其困難。上述 Cundall et al.(2003)所提之強度損失因子  $\beta$  評估法，具有廣為接受之 Hoek-Brown 破壞準則理論依據，主要問題為強度損失因子  $\beta$  之合理評估方式為何？因此本文乃嘗試藉由岩石材料力學試驗，進行強度損失因子  $\beta$  之探討，研提有依據且適合臺灣之強度損失因子  $\beta$  推估方式，據以評估岩石峰後強度弱化參數。

茲以圖 1 所示之臺灣東部花蓮地區大理石三軸壓縮試驗為例，說明本文所提方法之構想，試驗採用直徑 54mm 之圓柱體試體，長寬比為 2:1，分別承受 40、30、20、10 及 5MPa 等不同圍壓大小，試驗係利用應變控制 MTS 系統進行，應變速率為 0.2 mm/min。試驗結果顯示，岩石峰後強度弱化情形明顯受圍壓大小影響，圍壓愈小，強度弱化幅度愈大。本文所提評估步驟如下：

- (1) 首先取大理石岩心試體 GSI 岩體評分為 100，參考大理石岩心單壓強度與 Hoek(2002)建議之  $m_i$  值，嘗試繪製吻合試驗結果之大理石尖峰強度 Hoek-Brown 破壞包絡線，結果如圖 10 之實線段，岩石強度參數為  $\sigma_{ci}=102\text{MPa}$ 、 $m_b=4.0$ 、 $s=1.0$ 、 $a=0.5$ 。
- (2) 以尖峰強度參數為依據，繪製不同強度損失因子  $\beta$  之 Hoek-Brown 破壞包絡線，如圖 10 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。結果得本案例大理石三軸試驗在 30、20、10 及 5MPa 等不同圍壓下，強度損失因子  $\beta$  各為 0.2、0.4、0.6 及 0.75，意謂不同圍壓造成不同程度強度損失。
- (3) 由上述推估所得圍壓與強度損失因子  $\beta$  關係，進一步估算大理石在不同圍壓作用下之峰後殘餘強度參數。本試驗案例圍壓為 30MPa 時，大理石強度損失因子  $\beta$  為 0.2，峰後力學參數為  $\sigma_{ci}^R=82\text{MPa}$ 、 $m_r=3.2$ ；而案例圍壓為 5MPa 時，強度損失因數  $\beta$  為 0.75，峰後力學參數為  $\sigma_{ci}^R=26\text{MPa}$ 、 $m_r=1.0$ ，彙整如表 4 所示。

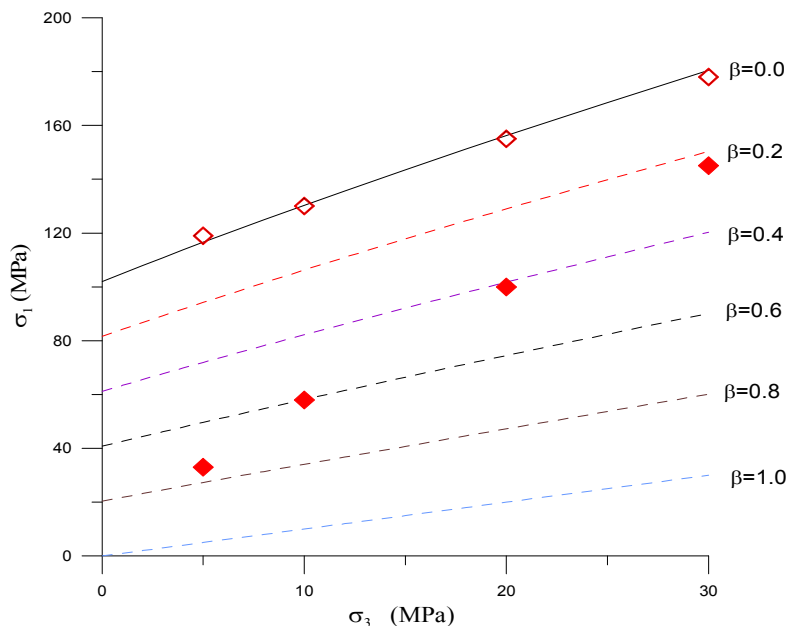
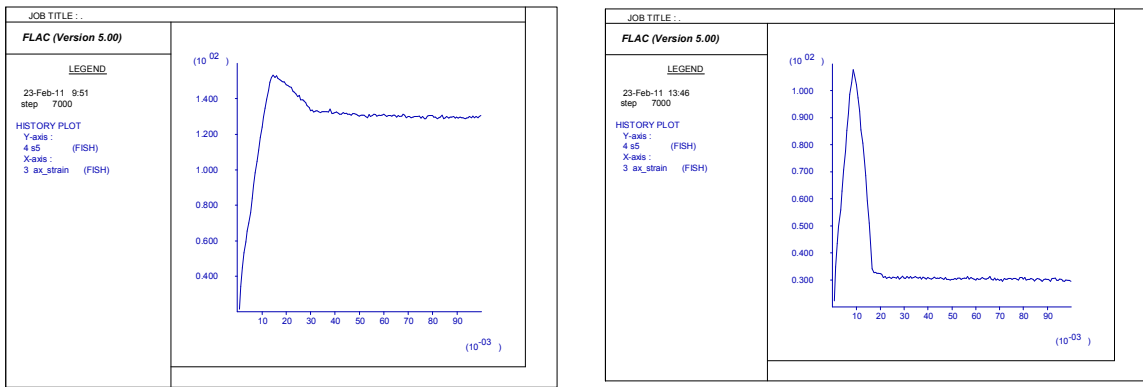


圖 10 不同強度損失因子之花蓮大理石 Hoek-Brown 破壞包絡線

表 4 依強度損失試驗評估法所得之花蓮大理石力學參數與圍壓關係表

	圍壓(MPa)	岩石力學參數
尖峰強度	—	$\beta=0$ 、 $\sigma_{ci}=102\text{MPa}$ 、 $m_b=4.0$ 、 $s=1.0$ 、 $a=0.5$
峰後強度	30	$\beta=0.2$ 、 $\sigma_{ci}^R=82\text{MPa}$ 、 $m_r=3.2$ 、 $s=1.0$ 、 $a=0.5$
	20	$\beta=0.4$ 、 $\sigma_{ci}^R=62\text{MPa}$ 、 $m_r=2.4$ 、 $s=1.0$ 、 $a=0.5$
	10	$\beta=0.6$ 、 $\sigma_{ci}^R=41\text{MPa}$ 、 $m_r=1.6$ 、 $s=1.0$ 、 $a=0.5$
	5	$\beta=0.75$ 、 $\sigma_{ci}^R=26\text{MPa}$ 、 $m_r=1.0$ 、 $s=1.0$ 、 $a=0.5$

有關上述方法之驗證，本文以 FLAC 二維軸對稱模式，依上述試體尺寸建立分析網格，側向圍壓則分別取 30 及 5MPa 兩種不同圍壓，軸向應變速率比照試驗之 0.2mm/min，依照上述參數評估過程所得之力學參數，模擬大理石試體三軸圍壓試驗，結果如圖 11 所示，進一步繪製數值分析結果之 Hoek-Brown 破壞包絡線，並與材料試驗結果相比對，兩者大致相近(參見圖 12)，顯示本文所建議之評估方法，可代表岩石材料在不同圍壓下，峰後強度弱化狀況。



(a)圍壓=30MPa

(b)圍壓=5MPa

圖 11 FLAC 軸對稱分析所得三軸壓縮試驗之軸差應力與軸向應變關係

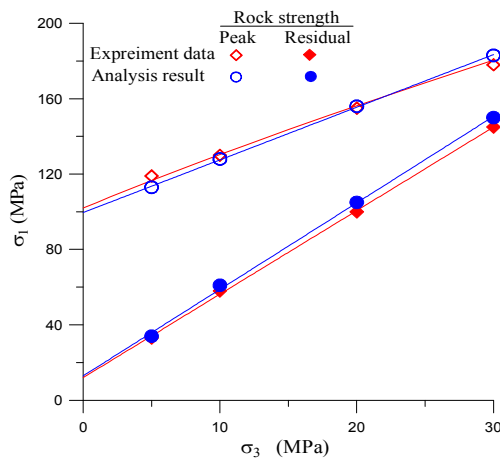


圖 12 大理石三軸試驗及數值分析所得 Hoek-Brown 尖峰與殘餘破壞包絡線比較

#### 四、案例應用探討

有關硬岩破壞峰後強度弱化特性，對隧道施工安全影響，本文乃以在花蓮和平地區開挖一單孔公路隧道為例，案例為雙向單車道隧道，含預留避車及通風空間，開挖跨徑約為 17.5 m，隧道高約 13 m，由於該區岩性以大理岩及片麻岩為主，岩體參數初步乃參考附近地下電廠施工監測回饋分析結果，岩石單壓強度( $\sigma_{ci}$ )為 100 MPa，岩盤變形模數為 5 GPa，單位重為 2.6 t/m<sup>3</sup>，II 類岩盤(GSI=60 分)之尖峰凝聚力  $c_p$  為 2.7 MPa，摩擦角  $\phi_p$  為 45°。本文以有限差分程式 FLAC 進行案例開挖模擬分析，至於峰後強度弱化參數評估，乃依據 3.3 節所得之花蓮大理石強度損失因子與圍壓關係，撰寫強度弱化 FISH 子程式，每 10 個計算程序(timestep)，即檢視各分析網格是否已進入破壞狀況，若已發生破壞，則依據圍壓大小給予不同強度損失因子  $\beta$ ，並計算輸入殘餘凝聚力  $c_r$  及殘餘摩擦角  $\phi_r$ 。

隧道採台階工法施工，輪進長度為 3.5m，分析網格如圖 13 所示。II 類支撐工採 8cm 厚之鋼纖維噴凝土，及 25mm $\phi$ 、長度 4m、間距@2.0m $\times$ 3.0~4.0m 之系統岩栓。考慮 500m 及 1000m 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， $H$  為覆蓋厚度，水平側壓力係數參考臺灣東部花蓮地區地下電場套鑽應力量測結果(蕭富元等，2006)<sup>[32]</sup>，側向地應力為 1.2 倍之覆蓋應力。

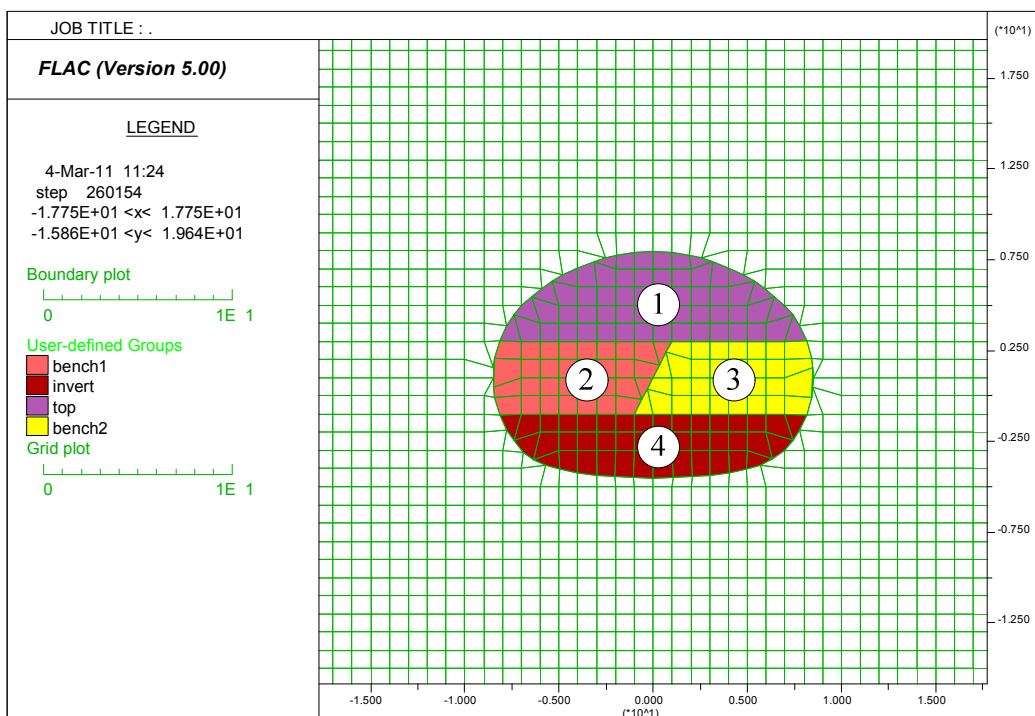


圖 13 案例隧道台階工法分析網格圖

為評估隧道開挖後，岩石破壞峰後強度弱化與否之影響，採用彈塑性(Mohr-Coulomb)及強度

弱化(Strength degradation)等兩種不同模式進行分析。分析結果顯示，在未考慮峰後強度弱化狀況下(即表 5 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 2.4 cm，頂拱與側壁圍岩鬆動範圍均約 1.0 m 左右；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 4.1 cm，洞台水平收斂量約 5.2 cm，至於圍岩鬆動區範圍則增加至約 2.0 m 左右。

其次考慮脆性破壞造成強度弱化行爲(即表 5 之 SD 模式)，結果可見在 500m 岩覆時，隧道頂拱沈陷與側壁收斂量各約 4.1 cm 及 3.1 cm。而岩覆深度增加至 1000 m 時，隧道頂拱沈陷與側壁收斂量各為 11.2 cm 及 5.5 cm，相對於 MC 模式，峰後強度弱化將使隧道頂拱沈陷變形明顯增加，約達 2.7 倍。除變形量之顯著差異外，頂拱圍岩鬆動塑性區範圍亦由 2.0 m，增加至 5 m，原 4m 長之岩栓已有不足。探究 1000m 岩覆時，頂拱圍岩沈陷量與岩盤鬆動區範圍大幅增加之原因，係因隧道上半斷面形狀扁平，開挖後頂拱圍岩迅速進入峰後破壞狀況，岩石峰後強度之降低，導致鬆動破壞區進一步惡化擴大；同時主應力為水平方向，亦導致垂直方向之變形與破壞區大於水平方向，此與 Martin et al. (1999)根據實際案例觀察結果，所提脆性破壞係沿最小主應力方向發展之推論一致。上述案例分析結果顯示，在岩覆深度較低時，硬岩峰後強度弱化特性，對隧道變形穩定影響較小，但隨岩覆應力增加，影響程度將逐漸明顯，本案例岩覆深度達 1000 m 時，隧道變形量與圍岩鬆動塑性區範圍均顯著增大，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。

表 5 案例隧道不同岩覆深度及分析模式結果彙整表

		岩覆深度=500m		岩覆深度=1000m	
		MC 模式	SD 模式	MC 模式	SD 模式
圍岩變形	頂拱沈陷	1.7 cm	4.1 cm	4.1 cm	11.2 cm
	水平收斂	2.4 cm	3.1 cm	5.2 cm	5.5 cm
岩盤鬆動區	頂拱	1.0 m	2.0 m	2.0 m	5.0 m
	側壁	1.0 m	2.0 m	2.0 m	2.0 m

\*MC 模式為 Mohr-Coulomb 彈塑性模式；SD 模式為峰後強度弱化模式

## 五、結論與建議

隧道工程在交通運輸、水利、採礦及軍事等各個領域均扮演重要之角色。根據統計，臺灣已有之隧道數量已超過 800 餘座，對於中軟岩隧道之施工變形行爲，已有相當之經驗與研究，而硬岩隧道由於强度高，自立性佳，除構造岩楔問題外，在一般岩覆深度下，隧道施工變形量有限，故其力學行爲研究在臺灣相對缺乏。但隨隧道開挖深度之逐漸增加，硬岩在高應力下之脆性破壞及其影響，勢必無法忽視，有必要做進一步之瞭解。本文乃探討硬岩脆性破壞力學特性，並研提

峰後強度弱化參數評估方法與案例分析，提供硬岩隧道或相關岩盤工程設計參考。根據本文結果，可得下列初步結論與建議：

- (1)硬岩強度高，可承受較大之彈性應變能，但在高應力破壞後，強度將大幅降低，而中低強度岩石，破壞後強度雖亦會弱化，但弱化程度相對不明顯。峰後強度維持不變之彈塑性(Elastic-Plastic)力學模式，因理論及參數推估相對簡易，故常為隧道與岩盤工程所採用。但對於硬岩脆性材料而言，則應採用可模擬峰後強度弱化之彈脆性(Elastic-Brittle)或應變軟化(Strain-Softening)力學模式。由地盤反應曲線可知，如仍採用彈塑性模式，可能會低估峰後強度弱化對隧道變形量影響，甚或誤判隧道施工安全。
- (2)地下深處之高圍壓應力，雖將使硬岩產生脆-延性轉變，使脆性硬岩轉而具有延性材料性質。但隧道開挖將造成徑向解壓，鄰近開挖區附近之岩盤，係處於低圍壓情形下，故隧道變形主要仍受脆性破壞與力學特性所影響。
- (3)針對硬岩峰後強度弱化參數之評估，目前仍無公認廣泛採用之方法，案例分析經驗或材料試驗結果為常見之方法。但個案經驗其代表性不足，是否適用於臺灣仍有待檢討。本文在檢視各種峰後評估方法後，研提結合理論與實驗之強度損失試驗評估法，以實際試驗結果，評估不同圍壓下之強度損失因子 $\beta$ 值，初步以數值分析模擬結果，顯示所提方法大致合理，惟後續仍實際工程案例驗證。
- (4)本文以臺灣東部地下電廠施工監測回饋分析參數為例，分析脆性破壞強度弱化與否，對隧道施工變形影響。結果顯示 500 m 岩覆深度時，隧道變形量不大，峰後強度弱化雖造成變形量增加，但尚不致影響隧道安全；而岩覆深度增加至 1000 m 時，峰後強度弱化將造成隧道變形量與鬆動區範圍大幅增加，影響隧道施工安全。

由於臺灣目前缺乏足夠之硬岩隧道案例可供參考，故設計常用之案例類比法及經驗設計法，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，適用性有待檢討。數值分析法則為現階段可採用之方法，但在高岩覆應力時，硬岩脆性破壞所導致之強度弱化特性，對隧道施工變形與安全影響無法忽視，設計分析模式與參數評估需進一步檢討，施工中設計(on-going design)或為應考量之選項。

## 參考文獻

1. Cai, M., P.K. Kaiser, H. Uno, Y. Tasaka and M. Minami, "Estimation of Rock Mass deformation Modulus and Strength of Jointed Hard Rock Masses Using the GSI System", International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 41, pp.3-19, 2004.
2. Cai, M., and P.K. Kaiser, "Visualization of Rock Mass Classification Systems", Geotech Geolog Eng. 24(4), pp.1089-1102, 2006.

3. Cai, M., P.K. Kaiser, Y. Tasaka and M. Minami, "Determination of Residual Strength Parameters of Jointed Rock Masses Using the GSI System", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 44, pp.247-265, 2007.
4. Carranza-Torres, C., Alonso, E., Alejano, L.R., varas, F. And Fdez-Manin, G., "Elasto-Plastic Analysis of Deep Tunnels in Brittle Rock Using A Scaled form of the Mohr-Coulomb Failure Criterion", *International Proceeding of the 5<sup>th</sup> North American rock mechanics Symposium and the 17<sup>th</sup> Tunnelling Association of Canada Conference, NARMS-TAC, Toronto, Canada*, ed. Hammah et al., pp. 283-293, 2002.
5. Crowder J. J. and W.F. Bawden, "Review of Post-Peak Parameters and Behavior of Rock Masses: Current Trends and Research", *Rocscience website*, 2004.
6. Crowder, J.J., A.L.Coulson and W.F. Bawden, "The Field-Scale Rock Mechanics Laboratory: Estimation of Post-Peak Parameters and Behavior of Fractured Rock Masses", *The 41<sup>st</sup> U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS), Colorado, June 17-21, 2006*.
7. Cundall, P., Carranza-Torres, C., and Hart, R., "A New Constitutive Model Based on the Hoek-Brown Criterion", *Proceeding of the Third International Symposium on FLAC and FLAC3D Numerical Modelling in Geomechanics, Sudbury, Canada, Balkema, Ed. Brummer et al.*, pp.17-25, 2003.
8. Diederichs, M.S., "Manuel Rocha Medal Recipient Rock Fracture and Collapse under Low Confinement Conditions", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol.36, No. 5, pp.339-381, 2003.
9. Diederichs, M.S. and C.D. Martin, "Measurement of spalling parameters from laboratory testing", *EUROCK 2010-Rock Mechanics in Civil and Environment Engineering, Taylor & Francis Group, London*, pp.323-326, 2010.
10. Egger P, "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, 2000.
11. Hoek, E., Carranza-Torres, C., and Corkum, B., "Hoek-Brown Failure Criterion-2002 Edition", *Proc. 5th North American Rock Mechanics Symposium, Toronto*, pp.267-273, 2002.
12. Kaiser, P.K. and B.H. Kim, "Rock Mechanics Advances of underground Construction and Mining", *Keynote lecture, Korea Rock Mech. Symposium, Seoul*, pp.1-16, 2008.
13. Kaiser, P.K., "How Highly Stressed Brittle Rock Failure Impacts Tunnel Design", *EUROCK 2010-Rock Mechanics in Civil and Environment Engineering, Taylor & Francis Group, London*, pp.27-38, 2010.



14. Kumar, R., Sharma K.G. and Varadarajan A., "Effect of Strain Softening on Tunnel Behavior", World Tunnel Congress 2008 - Underground Facilities for Better Environment and Safety, India, pp.541-550, 2008.
15. Martin, C. D., "Seventeenth Canadian Geotechnical Colloquium: The Effect of Cohesion Loss and Stress Path on Brittle Rock Strength", Canadian Geotechnical Journal, Vol.34, No.5, pp.698-725, 1997.
16. Martin, C. D., P.K. Kaiser, and R.R. McCreath, "Hoek-Brown Parameters for Predicting the Depth of Brittle Failure Around Tunnels", Canadian Geotechnical Journal, Vol.36, pp.136-151, 1999.
17. Pestman, B. J. and Van Munster, J.G., "An Acoustic Emission Study of Damage Development and Stress-Memory Effects in Sandstone", International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol.33, No.6, pp.585-593, 1996.
18. Read, R.S. and N.A. Chandler, "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, 1997.
19. Ribacchi, R., "Mechanical Tests on Pervasively Jointed Rock Material: Insight into Rock Mass Behavior", Rock Mech. & Rock Eng., Vol. 33, No.4, pp.243-266, 2000.
20. Russo, G., GS Kalamaras and P.K. Grasso, "A Discussion on the Concepts of Geomechanical Classes Behavior Categories and Technical Classes for an Underground Project", Gallerie Grandi Opere Sotteranee, 54, 1998.
21. Singh, J., "Strength of Rock at Depth", Maury V, Four-maintrax D, eds. Rock at Great Depth, Rotterdam ; A. A. Balkema, pp.37-44, 1989.
22. 孟召平、李明生、陸鵬慶、田均啓、雷陽，深部溫度、壓力條件及其對砂岩力學性質的影響，岩石力學與工程學報，第 25 卷，第 6 期，第 1177-1181 頁，2006。
23. 徐林生、王蘭生，「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，2003。
24. 黃燦輝、王泰典，「岩石隧道擠壓變形行為之研究」，2004 岩盤工程研討會論文集，淡水，第 12 頁-35 頁，2004。
25. 張春生、陳祥榮、侯靖、楮衛江，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，2010。
26. 陳錦清、蕭富元、高憲彰、俞旗文，「隧道安全管理經驗基準探討」，第二屆海峽兩岸隧道與地下工程學術與技術研討會，第 326-335 頁，臺北，2001。
27. 陸聲忠，高溫高壓下大理石之力學特性研究，國立成功大學土木工程研究所碩士論文，台南，1993。
28. 蔡源福，深層軟岩破壞特性之研究，國立成功大學土木工程研究所碩士論文，台南，2009。

29. 劉恩龍、沈珠江,「岩土材料的脆性研究」,岩石力學與工程學報,第 24 卷,第 19 期,第 3449-3453 頁,2005。
30. 鄭富書、黃燦輝、林銘郎,「臺灣隧道工程老問題之新探討-軟岩之力學特性」,土工技術,第 79 期,第 81-92 頁,2000。
31. 蕭富元、劉俊傑、鄭俊昇,「曾文水庫越域引水隧道鑽炸段困難地質與因應對策」,第 13 屆大地工程研討會論文集,第 I02-1~I02-10 頁,2009。
32. 蕭富元、張玉焄、曾慶恩、蔡政憲,「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,2006。
33. 蕭富元、王建力、邵厚潔,「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,2011。

# 園地公開 歡迎投稿



## 埔里工務段辦公大樓新建工程應用 BIM 的實證經驗

邱垂德<sup>\*</sup>、林豎程<sup>\*\*</sup>、吳鈞堂<sup>\*\*\*</sup>

### 摘要

近年來三維設計愈來愈普遍，不同軟體的協作能力也已逐漸提昇，更有物件導向及關聯資料庫搭配，形成所謂建築資訊模型(Building Information Modeling, 簡稱為 BIM)工具，除了在設計及繪圖的層面上，減少了許多錯誤外，也將可在完整生命週期內，提昇建物資訊流通應用的效率。本研究以公路總局埔里工務段辦公大樓興建工程為實證專案，應用 BIM 工具分別製作建築空間設計、鋼筋混凝土結構設計、及機水電配置的三維數值模型，嚐試由所建的三維模型中提取工程數量，與該案發包預算書數量做比對，也搭配施工廠商擬定的進度甘特圖，整合進行四維施工檢討，並嚐試與工地實際發生的狀況進行回溯對照，最後綜合歸納探討應用 BIM 工具於實體工程可能產生的效益及衍生的營建產業制度議題。本案的實證經驗顯示，BIM 模型的三維視覺化有效地消除以往常出現的圖面不一致、遺漏、衝突或錯誤的問題；以 BIM 模型自動提取主結構材料數量，具有很高的精確度，且可進行有效的三維視覺化設計查核；本研究建置完整的鋼筋施工模型，尚可提取不同施工期程的鋼筋類別與數量；充份驗證 BIM 的視覺化功能在營建專案管理上可以產生的效率；若能仿照文獻上的建議，搭配使用設計連帶施工(Design & Build, 簡稱為 DB)或整合專案交付(Integrated Project Delivery, 簡稱為 IPD)契約，則將可達到精實營建的理想。

關鍵詞：建築資訊模型、工程數量計算、四維施工排程、整合專案交付

### 一、前言

建築工程所要完成的是三度空間的實體，又受制於建築法規，必需在有法律效益的契約中附加許多圖說，即所謂「按圖施工」；以往受限於製圖工具，只能以圖面表達建物的適當細節，故需要用許多不同視角的圖面，且又都是以直線、弧線、及文字的方式表達，受過訓練的工程人員才能正確判讀，又不容易用電腦存取解讀分析，經常出錯而降低營建產業的效率。

受惠於資訊科技(Information Technology, 簡稱為 IT)的進步，視覺化的三維設計愈來愈普

---

\* 中華大學營建管理學系教授

\*\* 中華大學營建管理學系碩士生

\*\*\* 交通部公路總局第二區養護工程處埔里工務段段長

遍，軟體開發商採用開放格式及交換標準的共識，再加上物件導向和參數化資料庫技術，形成所謂「建築資訊模型(BIM)」，使得虛擬的三維物件，具有許多的參數並定義物件間相互關係，若有一物件改變，則透過參數化定義的物件間關聯性，正確地自動改變受到影響的其它物件；且因這些三維的物件可以被機器解讀，故可將建築模型的空間衝突，用自動化的方式檢查出來。這種能力激發營建產業進行重新思考，也許可以在進場施工前，先以 IT 技術進行電腦模擬演練，發現潛在衝突和問題，因而有機會解決以往視為常態的變更設計及聯帶產生的諸多問題，提昇營建產業的效率，實現「變更設計不在施工現場發生，而是事先在電腦上完成」的理想。

最近幾年，國外已有不少應用 BIM 的實例，國內雖已起步，但案例還很少，對於 BIM 工具的能力及對建築工程流程的可能影響，尙未有足夠的論證。本研究嚐試以交通部公路總局埔里工務段辦公大樓興建工程為實證專案，將該案發包文件中的圖說，反向應用 BIM 建模工具，製作建築空間設計、鋼筋混凝土結構設計、及機水電配置的三維數值模型，嚐試由所建的三維模型中提取工程數量，與該案發包預算書數量比對，也搭配施工廠商擬定的進度甘特圖，整合進行四維施工檢討，並嚐試與工地實際發生的狀況進行回溯對照，最後綜合歸納探討應用 BIM 工具於實體工程可能產生的效益及衍生的營建產業制度議題。

## 二、文獻整理

建築(Architecture)、工程(Engineering)、營建(Construction)產業(所謂 AEC 產業)一直都是依賴圖文資料溝通的行業，紙本文件若有錯誤或漏失，總是提高成本、展延工期、甚至到契約各方出現履約爭議，而提出調解、仲裁、或訴訟。審視有效溝通所需的(1)溝通意願、(2)相互瞭解、(3)合作精神、及(4)視覺化，四項要素[1]中，前三項是個人的主觀思維，要靠團隊建設與激勵加強，視覺化則是客觀的技術面，可以資訊科技補足。AEC 產業的產品就是人類生存的環境，主要是客觀的三維世界，過去局限於科學技術與方法，不得不使用二維平面圖形表達；實務經驗證明，在複雜的環境下，把真實的三維世界簡化為二維，會帶來思維的局限性和片面性，進而引發規劃設計的不準確性，使得一些沒有三維資訊無法解決的問題被擱置，而等待耗資耗時的實地考察來確定；同時，圖形圖像的分離無法實現圖形圖像的密切配合，使決策者不能在一體化的環境中整體審視三維空間關係和景觀屬性問題，而產生決策品質不佳的缺陷[2]。

藉由電腦強大計算能力輔助工程師進行複雜的規劃與設計，一直是電腦發明以來的應用方向，目前工程設計採用電腦輔助設計與繪圖(Computer Aided Design and Drafting, CADD)已是必備工作。最近這幾年，軟體開發商甚至積極整合所謂的「交換標準格式」(如 Industry Foundation Class, 簡稱為 IFC)，搭起不同專業軟體的溝通橋樑[3]，使得設計圖與資料之流通更加順暢，再加上物件導向和參數化資料庫技術，形成所謂「建築資訊模型(BIM)」，使得虛擬的三維物件具有許多的參數，並定義物件間相互關係，若有一物件改變，則透過參數化定義的物件間關聯性，正確地自動改變受到影響的其它物件；且因這些三維的物件可以被機器解讀，工程師可利用此模型自動檢查物件在空間的衝突，而進行虛擬設計及施工(Virtual Design and Construction, 簡稱為 VDC)[4]；

現正引發 AEC 產業一次史無前例的改變[5]。

整理美國在 BIM 技術、流程及其展現的成果，可以體認到所謂建築資訊模型(BIM)，在觀念上就是應用現在已經成熟的 IT 科技，在實體營建工程展開之前，先以精確的三維模型在電腦上虛擬建成，並針對可能出現的問題及衝擊，事先進行模擬分析，改變以往在施工進行中倉促應變的做法，事先解決問題而不產生衝突與爭議，進而提昇 AEC 產業的效率與產值。台灣地區的 IT 產業相當進步，以台灣大學土木系為首的學術界，在工程視覺化技術上也跟緊世界潮流，並與中鼎工程顧問公司共同開發視覺化 4D 營建管理程式「Construction Direct」及「Erection Direct」[6]，並分別成功應用在中鼎大樓興建工程及中油大林煉油廠之吊裝工程；在 BIM 技術的推廣教育方面，除深入剖析技術發展過程、BIM 工具介紹、及成功應用的案例[7, 8, 9]，也成立研究及教育訓練中心，進行 BIM 技術人力的培訓工作。成功大學也以專案管理的角度，深入開發多維度專案資訊整合模型，供應用在建築專案施作期程中成本、工期、及品質的決策上[10]。在工程界方面，台灣世曦工程顧問公司已導入 BIM 技術，並受台肥公司委託，以 BIM 工具實際執行集合住宅開發案中的成本控制、設計檢討、及資訊整合的工作，充份發揮 BIM 工具的效益[11]；該公司已於 2010 年成立 BIM 中心，並與 Autodesk 公司合贈 BIM 系列軟體給三所大學，以期在教學上造就學生帶著新觀念進入產業服務。中興工程顧問公司最近兩年來，分別由研資部、建築部、結構部、機械部、軌道二部，各別導入 3D 設計能力並嚐試進行整合，在辦公大樓、高科技廠房、捷運場站都有不少應用經驗，除了擬定完整的 BIM 建模作業流程，對於模型的應用與分析效益，也已有深刻的體認，甚至對不同 BIM 軟體工具的協同作業(Interoperability)模式進行探討[5, 12]，並已提出「需有 AEC 產業環境、施工廠商、業主或使用者觀念等外部環境配合，才能發揮 BIM 技術的真正效益」的務實看法建議。中國土木水利工程學會也於 2010 年 10 月發行的會刊中，推出 BIM 專輯[13]，積極推動 BIM 在國內營建產業的應用。

BIM 不只是 3D 繪圖工具，除了軟體的學習門檻較高外，又需要有豐富的工程實務經驗來搭配，在各種專業軟體的協同作業方面，也仍存有整合不易的問題，有待專業的軟體供應商協助解決。但是，在沒有充足的市場需求之前，軟體開發商不易提供完備的工具，而沒有完備的軟體工具，不易展現 BIM 整合流程的效益，就又很難擴充應用 BIM 的市場，因此而停滯在所謂「到底該先有雞?還是先有蛋?」的假議題中循環虛耗[14]，使得將成熟的 BIM 工具應用在實際的專案中驗證 BIM 流程績效，成為嚐試提昇 AEC 產業生產力的重要一環。本研究的目的，即在以實際進行中的公部門辦公大樓興建工程，在建築師完成細部設計及發包文件製作後，以 BIM 工具進行建模分析，除了由軟體輸出工程詳細表供檢核外，也嚐試完成虛擬設計與施工，並與工地實際發生的狀況進行回溯對照，期能經由實例說明推廣 BIM 流程的應用，以提高國內 AEC 產業的效率。

### 三、研究方法

交通部公路總局第二區養護工程處之「埔里工務段辦公大樓新建工程」，基地位於南投縣埔里鎮，基地面積 9,373 平方公尺，由莊建德建築師事務所負責設計。針對鋪橋造路養護維修所需

的「強度」、緊急搶修道路所需的「速度」、時時關心道路所需的「熱度」、生態保育水土保持所需的「感度」、及山城觀光地理特色的「態度」，以「大埔里盆地的諾亞方舟」及「回歸田園裡辦公」為設計概念；興建 A 棟辦公大樓(1 樓 911.6 平方公尺，2 樓 706.62 平方公尺，屋凸面積 126.7 平方公尺)共 1744.92 平方公尺，B 棟機械車輛保養場(1 樓 162.27 平方公尺)，及 C 棟車庫場房(1 樓 475.59 平方公尺，2 樓 351.98 平方公尺，屋凸面積 15.7 平方公尺)共 843.27 平方公尺，總計 2750.46 平方公尺(約 832 坪)；該辦公大樓興建工程發包順利，且已於 2010 年 3 月正式整地開工，預計於 2011 年 10 月完工啓用。

爲了探討驗證 BIM 技術在國內公部門辦公大樓新建工程的可能效益與引發議題，徵得該專案業主交通部公路總局第二區養護工程處之同意，在不干擾既定施工作業的前題下，以同步進行虛擬建模及施工模擬的方式進行。本研究擬定的研究方法如圖 1 所示，先取得該工程的發包圖說共計 143 張，以其中的建築圖說 65 張(包括配置圖、平面圖、立面圖、剖面圖、大樣詳圖以及其他圖面)，搭配結構圖 18 張。經解讀圖面後，以 Autodesk Revit 系列的建模軟體，分別轉製成包括建築工程、鋼筋混凝土結構工程、及機水電工程等三種數值模型，並進行與業主、建築師一起召開的三次溝通確認會議，一起進行人工視覺化檢查，再用 NavisWorks 軟體進行整合及衝突檢查，並嚐試應用整合完成的 BIM 模型，自動輸出施工所需的各類圖說及工程材料數量詳細表，也將施工廠商的排程網圖，以 NavisWorks 軟體製作四維施工模擬，搭配詳細紀錄本工程的執行過程與結果，用來比對探討採用 BIM 工具的成效與可能衍生的議題。

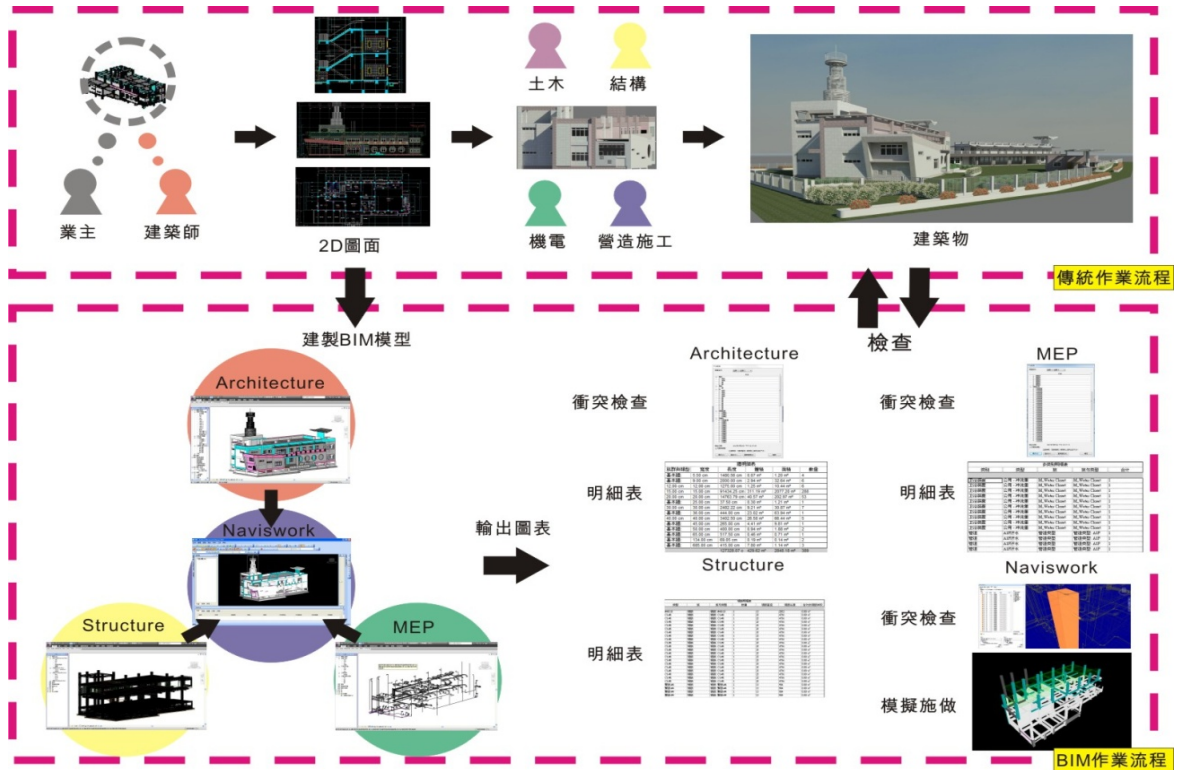


圖 1、本研究之研究方法流程示意圖

在美國建築師學會(American Institute of Architects, 簡稱為 AIA)的文件中[15],有所謂的模型發展規範(Model Progression Specification),指出在 BIM 流程中,建模分析、專案管理、估價、及排程等不同專業工作所需的 BIM 模型細緻度(Level of Detail, 簡稱為 LOD)不會相同。這個所謂「細緻度」不單指幾何形狀,而是廣義地指「資訊的豐富度」,隨著營建專案逐步進展, BIM 模型的資訊愈來愈多,也就是 LOD 愈來愈高;一般依概念設計、初步設計、細部設計、施工圖說、及竣工圖等五個不同的發展階段,區別有 LOD100 至 LOD500 等五種模型細緻度。依照本研究案例由發包文件中取得的二維圖說建置的模型,屬於設計模型(LOD300),本研究期望驗證包括施工排程及結構機電整合套圖(Structure, Electric, Mechanic/Combined Service Drawing, 簡稱為 SEM/CSD),應該使用 LOD400 的施工模型,因此,本研究的建模工作與該建案的實體施工同時進行,並依工地鋼筋實際綁紮狀況,建置鋼筋混凝土結構的施工模型(LOD400)。

#### 四、研究成果

一般 BIM 建模軟體的學習曲線較長,本研究之建模人員主要是中華大學營建管理學系三年級升四年級的學生,初步受過建築設計、電腦繪圖(AutoCAD)、及專案管理的基礎課程,再由碩士班研究生教授共 18 小時之 Revit 系列軟體訓練,並以較簡單的建築物進行試繪 15 小時後,將人員依建物別和樓面分為四組,每組四人分別建置建築空間設計模型、鋼筋設計配置模型、機水電配置模型、及套疊檢查整合工作,以 8 天每天 8 小時,共約花 1,000 人時建模完成。建模過程中遇有許多二維圖面轉繪成三維模型之圖面不一致、遺漏、衝突或錯誤的問題,也都與建築師確認釐清並補繪完整。鋼筋建模部份,由於要依工地實際的綁紮狀況建置 LOD400 的模型,故在柱的搭接錯開上、梁依跨度變化的搭接且錯開上、及在牆與版的角隅補強上,花相當多的時間重新繪置鋼筋模,耗用的建模時間幾乎與重新建置 LOD300 的設計鋼筋模相同,且建完的 LOD400 鋼筋模在後續的應用上,除了鋼筋數量提取較精確外,用途尚不明確。機水電模型部份,則因施工廠商提出許多變更設計,圖說未能即時獲得而較難進行分析。

圖 2 為由 BIM 模型提取主結構材料數量之圓餅圖,左邊是混凝土,總量共 1816 立方公尺,較大部份在版與梁,分別占 34%與 31%,牆與柱則分別占 22%與 13%;右邊則是鋼筋,總量共 299 公噸,版用最多占 35%,其次是梁的 28%、柱的 19%、及牆的 17%,樓梯部份則只占 1%。

由 BIM 提取混凝土數量,在總量上比預算書數量少 9%(以預算書數量為基準),圖 3 為依結構元件部位區分的數量比較圖,由圖 3 可知只有柱的混凝土數量比預算書數量多 3%,梁、版、及牆,都比預算書數量少,分別為梁少 7%,版少 9%,牆少 18%。彙整預算書上的數量估算,如表 1 所示,可知柱的部份與 BIM 的元件體積計算相同,故差異最少;梁的部份用總跨長計算,重覆計入梁柱接頭部份;版則用樓地版面積乘版厚估算,重覆計入與柱及梁接頭的部份;牆則不但重覆計入與柱梁版接頭的部份,也未扣除開口的部份。建築師原來的用意是多出來的部份做為實際施工時的材料損耗。本案因外牆面設計多處圓形大開口,故在牆的混凝土預算書數量,比 BIM 提取的數量多 18%,若在設計時使用 BIM 工具,除了三維視覺化設計的優點外,因物件導

向原理，可自動提取精確的材料數量，提昇工程估算的效率。

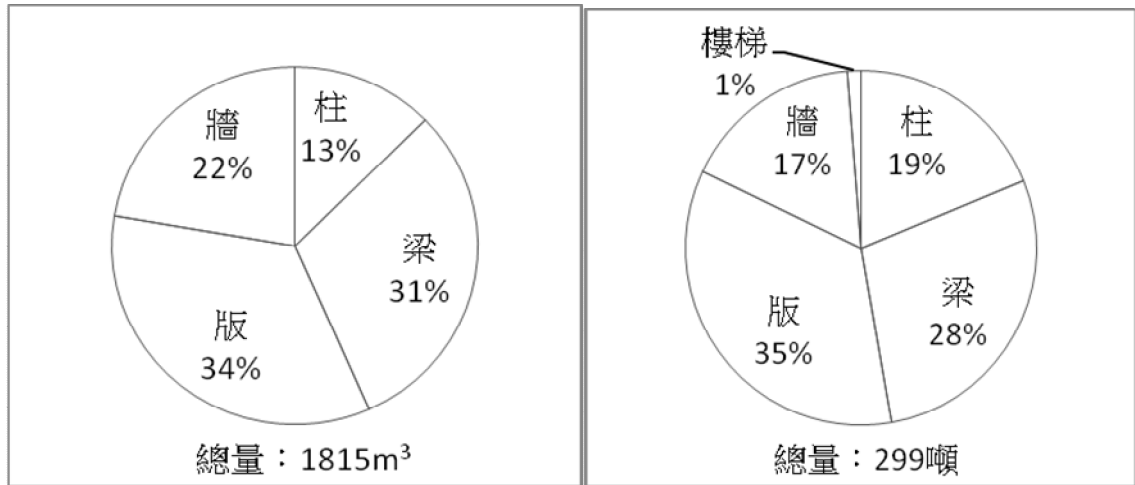


圖 2、本研究案例由 BIM 模型提取主結構材料數量之圓餅圖(左為混凝土，右為鋼筋)

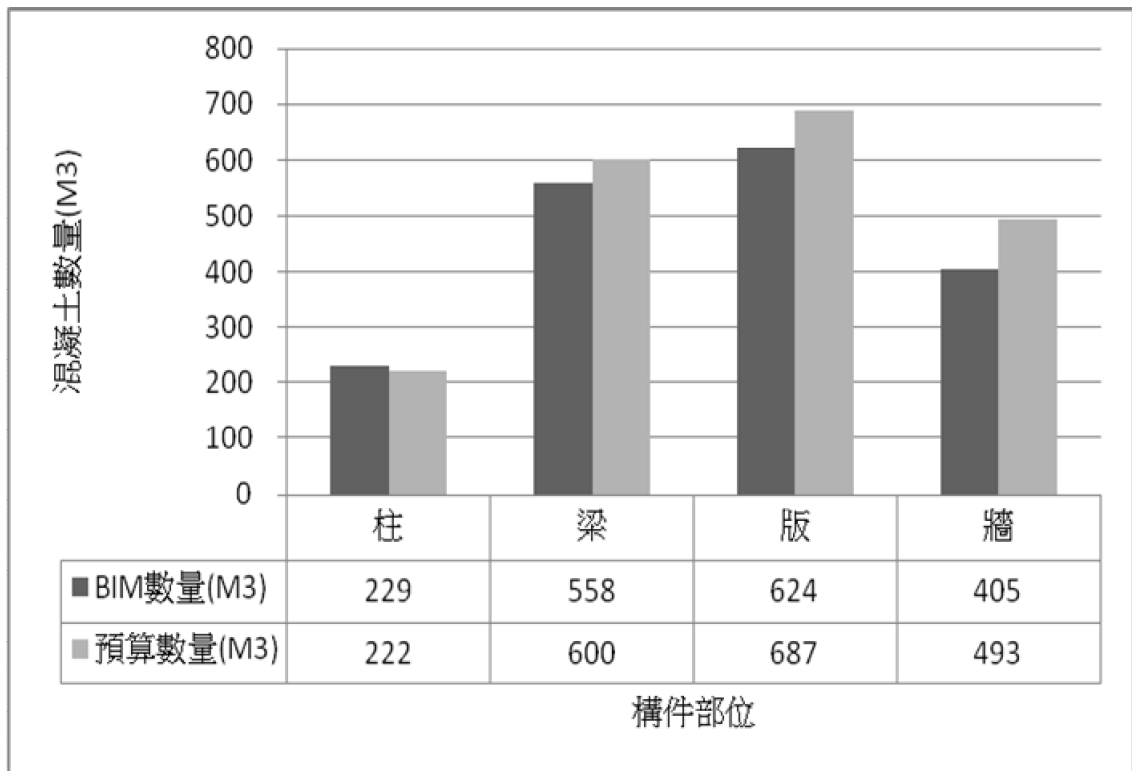


圖 3、本研究案例由 BIM 模型提取混凝土數量與預算書數量比較圖

由 BIM 提取鋼筋數量，在總量上比預算書數量多 0.03%(以預算書數量為基準)，圖 4 為依鋼筋號數區分的比較圖，由圖 4 可知，由 BIM 提取的鋼筋數量，3 號筋少了 10%、4 號筋少了 7%、



5 號筋少了 14%、6 號筋少了 5%，至於 7 號及 8 號則反而多了 13%及 26%。由表 1 可知預算書中的數量沒有考慮主筋搭接，應是 7 號及 8 號鋼筋少於 BIM 提取數量之主因。

表 1、本研究建案預算書採用之混凝土與鋼筋數量計算式

元件類別	預算書估算方式
混凝土	
柱	柱長×柱寬×樓高
梁	總跨長×梁寬×梁深
版	樓地版面積×版厚
牆	牆總跨長×樓高×牆厚
鋼筋	
柱主筋	柱高×主筋數量×鋼筋比重
柱箍筋繫筋	(柱長×柱寬向箍繫筋數目+柱寬×柱長向箍繫筋數目)×(柱中央帶長度/箍繫筋間距+柱頭柱尾長度/箍繫筋間距+梁柱接頭長度/箍繫筋間距+1)×鋼筋比重
梁主筋斷筋	總跨長×(主筋數量+斷筋換算主筋約略數量)×鋼筋比重
梁腰筋	總跨長×腰筋數量×鋼筋比重
梁箍筋	(梁寬+梁深)×2×(梁中央帶長度/箍筋間距+梁兩端長度/箍筋間距+1)×鋼筋比重
版	(單位面積之長/版筋間距+單位面積之寬/版筋間距)×板總面積×鋼筋比重
牆	(單位面積之長/牆筋間距+單位面積之寬/牆筋間距)×牆總面積×鋼筋比重

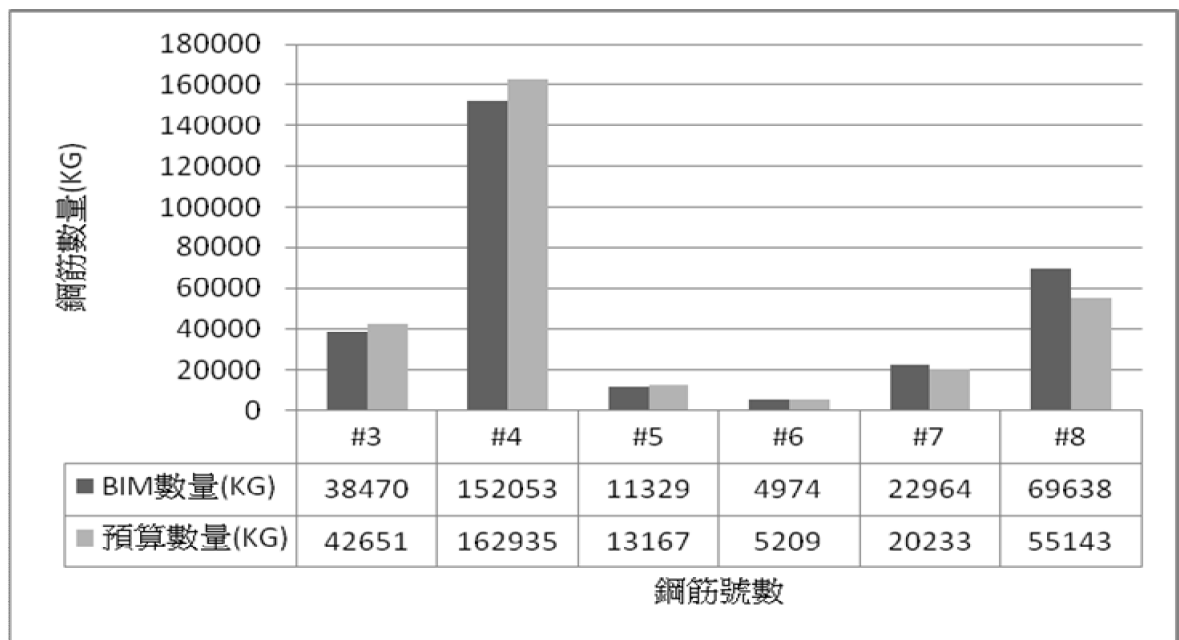


圖 4、本研究案例由 BIM 模型提取鋼筋數量與預算書數量比較圖

一般估算柱主筋的搭接，如圖 5 之左圖所示，在最底層加入彎鉤錨定長後，依各層樓高為柱主筋長並加入搭接長，由於相鄰主筋之搭接需錯開，故圖中之示意為相鄰之兩根主筋，在各樓層有上下兩處搭接長，依圖示之鋼筋量計算得 158.3 公斤；正常的設計模型如圖 5 之左圖扣除搭接部份，得 125.4 公斤。但在實際施工時，基礎主筋應往上延伸至一樓(預留筋)方便後續綁紮，且因結構上限制搭接應於非圍束區，且相鄰主筋搭接處應錯開 60 公分，因此相鄰主筋的預留筋有兩種長度，第一種是基礎底端到低於非圍束區中央以下，第二種是基礎底端到非圍束區中央以上，如圖 5 之右圖所示，依圖示之鋼筋量計算得 159.5 公斤；比較左右兩圖所得之鋼筋量

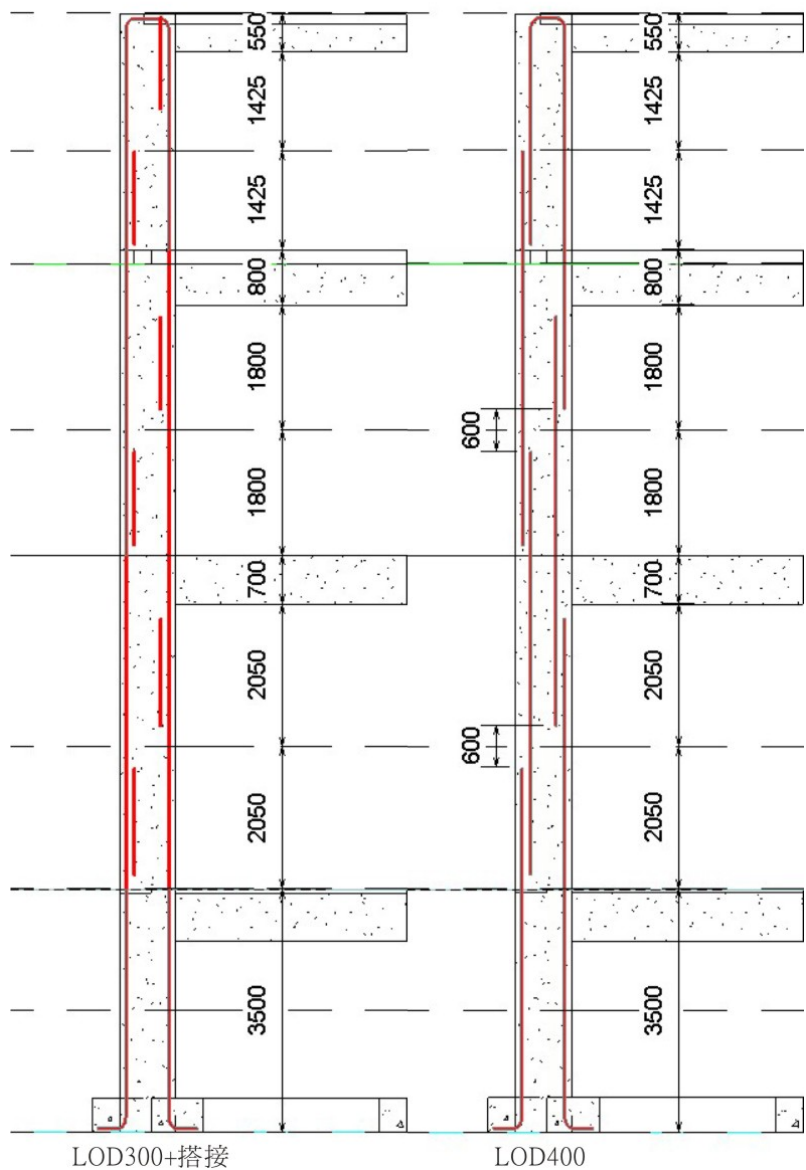


圖 5、本研究案例柱主筋搭接之示意圖(左為估算用,右為實際施工)

只差 1.2 公斤，約占 0.8%，可見一般估算慣用的主筋搭接量估算法相當精確。本研究建置之鋼筋施工模型，乃依照圖 5 右側所示之方法，由 BIM 模型點取相當於右圖中的每根鋼筋，在軟體中進行累加可得 156.2 公斤，比人工計算少 3.3 公斤，主要差在 BIM 可正確輸出彎曲部份所致。為方便以設計模型(LOD300)進行施工模型(LOD400)鋼筋量的估算，在柱主筋部份應依照圖 5 左圖在每一樓層增加規定的搭接長，但若依依施工程序由 BIM 模型中提取不同施工期程的鋼筋類別與數量，則仍應建置如圖 5 右圖之施工模型(LOD400)，才能有精確的數量。

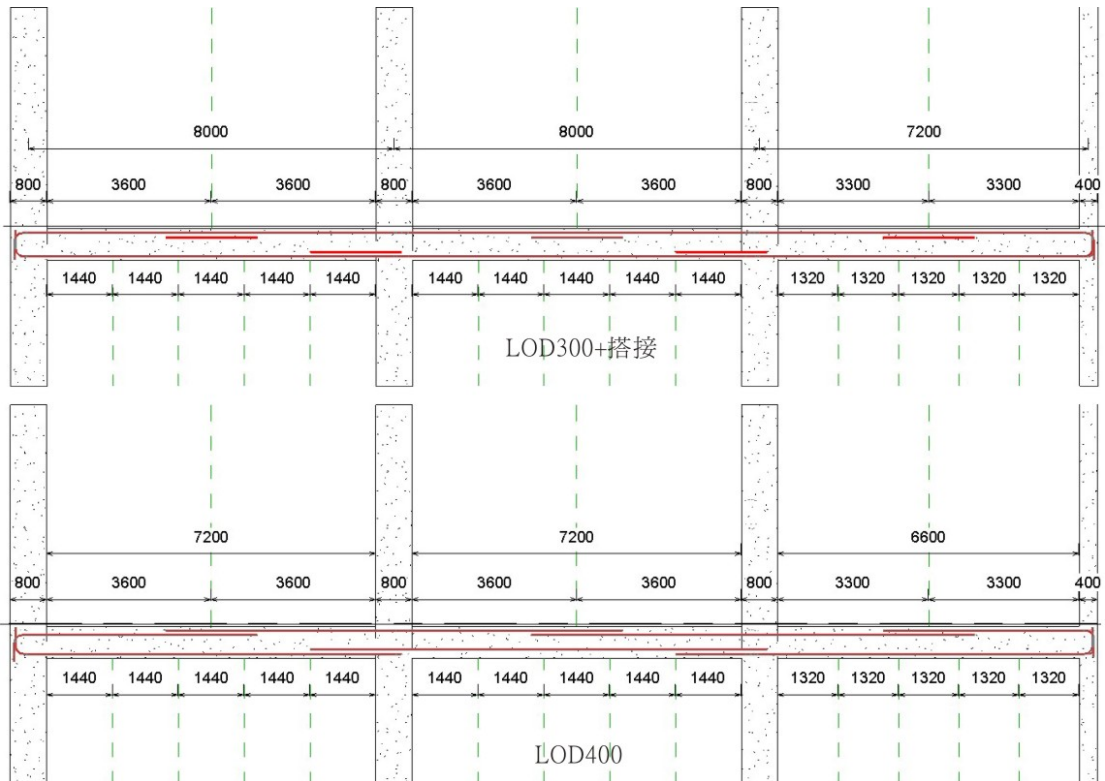


圖 6、本研究額例梁主筋搭接之示意圖(上為估算用，下為實際施工)

BIM 提取數量比預算書數量少的 3 號筋與 4 號筋，主要用在柱梁箍繫筋、版筋、及牆筋，其中差距較大的為梁箍筋少 20%與 18%，牆筋少 9%(一般牆使用 3 號筋)與 33%(承重牆使用 4 號筋)。梁箍筋的差距是由於數量估算之箍筋周長算法為兩倍的梁寬與梁深加總而得，但實際施工時受限於最小保護層厚度而將梁主筋往內偏移使箍筋的周長變少，本研究繪製的鋼筋模型依實際施工情況繪製，故 BIM 提取的梁箍筋較預算書數量少。牆筋的差距是預算書以樓高當牆高，並無扣除梁深，也沒有扣除開口，因此 BIM 數量提取會較預算書數量為少，且在本案中某幾段承重牆使用的 4 號筋，因牆面設計特有的大開口，BIM 數量提取較預算數量少 33%。

本研究建置的鋼筋施工模型，在應用軟體中可以改變任何角度的視圖，且按需求放大顯示任何部位的配筋狀況，例如頂樓左側角之梁柱接頭，及二樓柱梁版牆交接處之排配筋狀況視圖，如圖 7 所示，由圖 7 中可看到與實際工地一致的排筋狀況，以此種模型可進行有效的三維視覺化設計查核，又可直接提取所需的精確的鋼筋類別與數量，可有效提昇施工管理的效率。

本研究案例得標之機水電包商沒有在設計階段參與，在實際施工時做了許多變更，以一樓廢水管為例，原設計如圖 8 之上圖所示，幾乎與建物等長的主管線由東側向西側排出，橫跨過每個主梁，基於最小洩水坡度之要求，需要很大的空間，業主及原設計建築師在考量後，都同意施工廠商將主管線移至建物北側外，如圖 8 之下圖所示。比較上下兩圖，可知變更後的管材變長，但

建築空間利用佳且施工較方便，也方便日後的管線維護工作。本研究採用的 BIM 軟體，已經可以很方便整合機水電，進行設計與施工衝突檢查，雖然無法在本研究案例中提出更多效益證明，但建置完成的三維視圖，在應用軟體中可以調整不同的視角及比例，例如二樓洗手間之配管情形如圖 9 所示，任何人都可以清楚地瞭解到這些管線的配置狀況，應已有足夠的說服力。

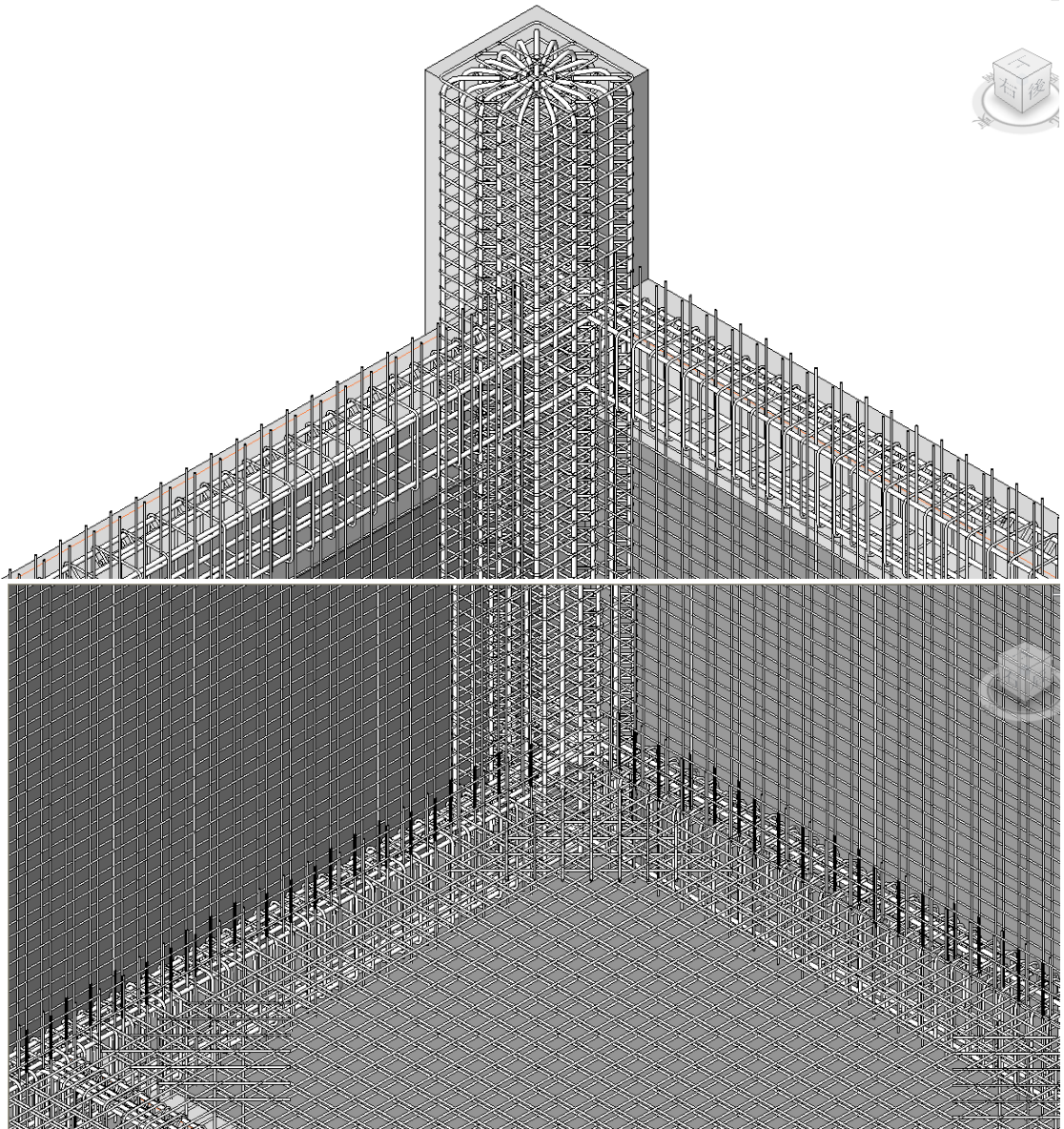


圖 7、本研究案例建置之鋼筋施工模型視圖例(上圖：梁柱接頭，下圖：版牆配筋狀況)

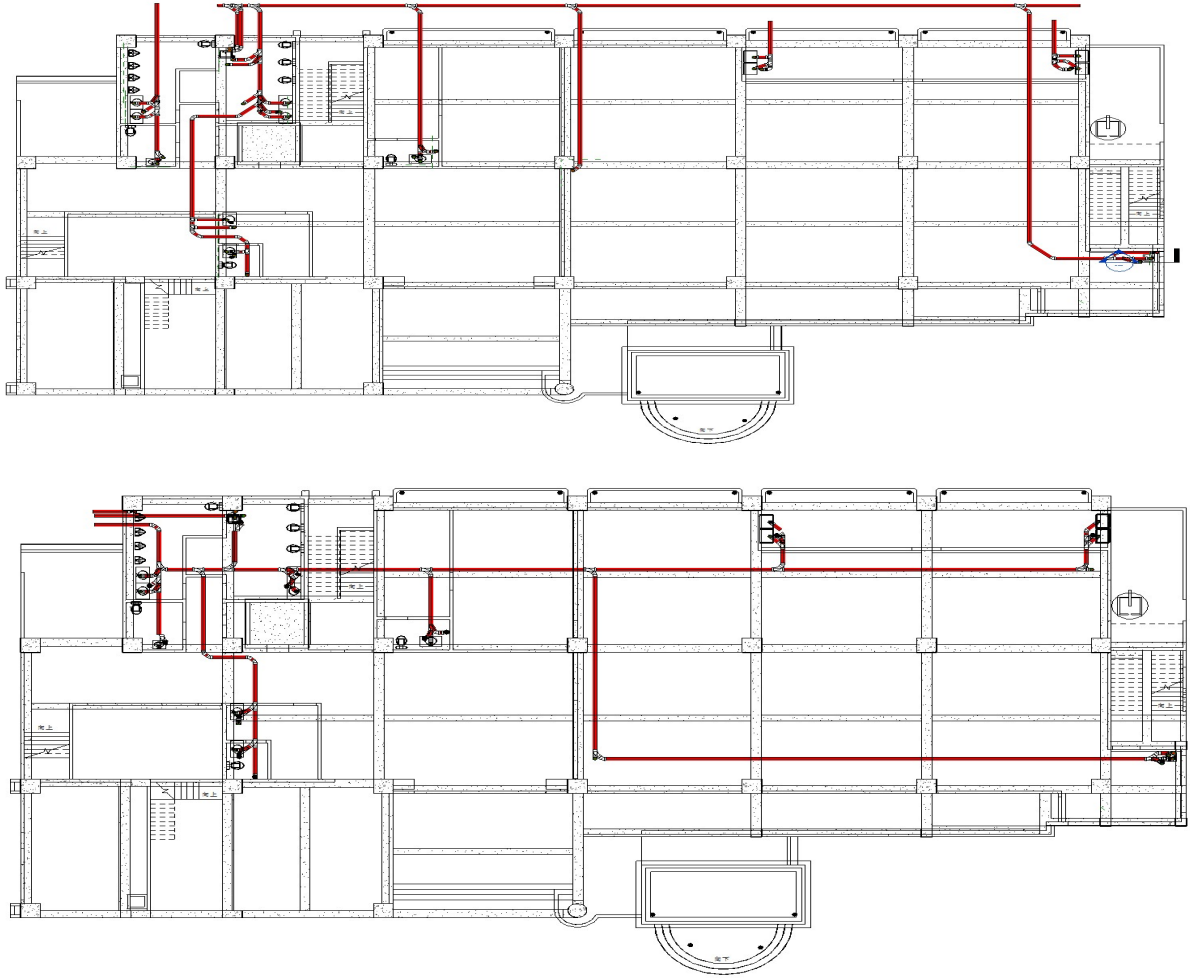


圖 8、本研究案例一樓廢水管線變更設計前後比較圖(上為原設計，下為變更後)

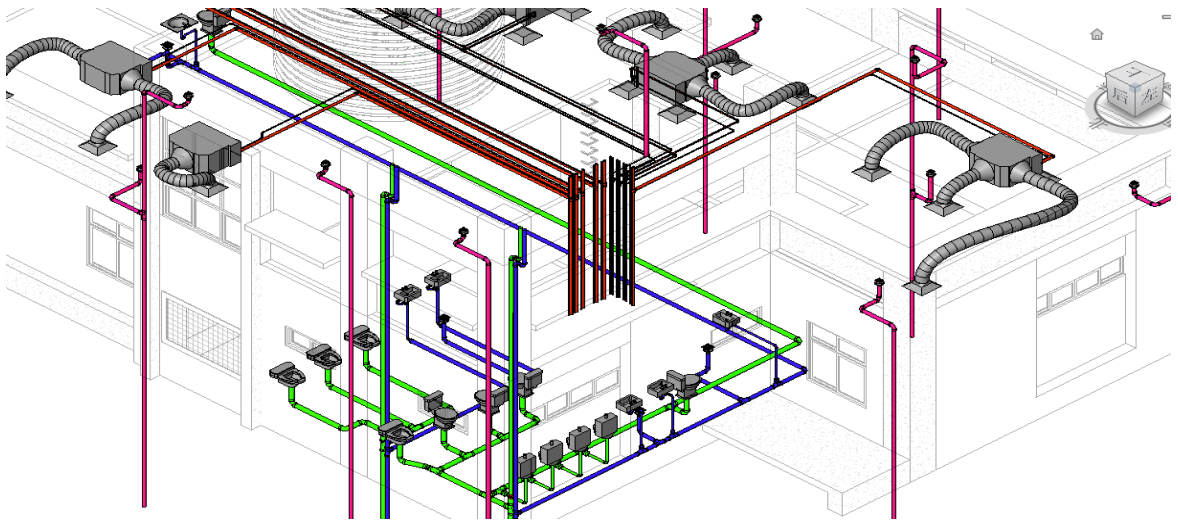


圖 9、本研究案例二樓洗手間機水電配管狀況視圖

將施工廠商的排程用 NavisWorks 製作之部份四維施工模擬，由於採用的軟體尚未有模板等假設工程及臨時性支撐之元件，只針對建置完成的混凝土與鋼筋兩種數值模型，依預定進度製作四維程序模擬圖，進行視覺化檢查。在完成一樓柱牆與二樓梁版之綁筋後，進行一樓柱牆與二樓梁版的混凝土澆置作業，如圖 10 之上圖半透明綠色部分所示，完成後即接續進行二樓柱牆與三樓梁版之綁筋等作業，如圖 10 之中圖半透明綠色部分所示，但此圖中出現如虛線圈選處之灰色實體的梁懸空不合理處，由於此處同樓層設計有不同高程之樓版面，一般以二維圖說進行排程時，不會注意到這類高程差異。本研究回溯施工現場的處理狀況，證實此處排程上與斜梁交接之半透明綠色的柱子如圖 10 之下圖用實線圈出處，應與灰色實體之梁同時完成混凝土澆置。

由本研究案例的經驗，已充份顯現 BIM 工具在營建專案管理上可以產生的績效，那就是有相當高的視覺化能力，足以做為不同專業人員之間的有效溝通工具。正確完整的 BIM 模型及其連結的資料庫，將可快速提供執行專案所需的資訊，促進專案決策的效率和品質，消除錯誤及浪費。此外，若是在規劃設計階段即導入 BIM，可以更積極地追求工程數量估算的精確度，也可以經由模擬分析各種不同的替代設計方案，而充份發揮價值工程手法的功效。本研究以執行中的公部門辦公大樓為驗證之標的，因傳統設計/發包/施工(Design, Bid, Build, 簡稱為 DBB)契約的束縛，契約各方有不同的利害考量，無法客觀地探究工程數量估算的準確度；施工廠商雖可以有本研究提供的模型加以應用，但除了沒有適當人力投入模擬分析外，資訊太過透明可能帶來的負面影響，也是廠商關心的議題，本研究也因此很難去驗證以 BIM 工具達到精實營建的目標。此種契約各方利益先於專案整體利益的考量，應該就是國外學者認為傳統 DBB 流程無法顯示 BIM 工具帶來的好處的主因，至少要是「設計連帶施工(DB, 國內慣稱為統包)」，才能發揮 BIM 工具的功效；在本研究中驗證了這個觀點。依照歐美諺語「工具的演進，將引發產業界的革命(Evolution in tools, revolution in business)」，在 AEC 產業上的制度變革，應該就是 AIA 提倡的整合專案交付(IPD)。在 IPD 制度下，擬定多方契約，總包商及專業分包商都提早在設計階段加入專案團隊，延長設計階段的時間與人力，做到「分工建模、協作設計、整合分析」，將設計階段

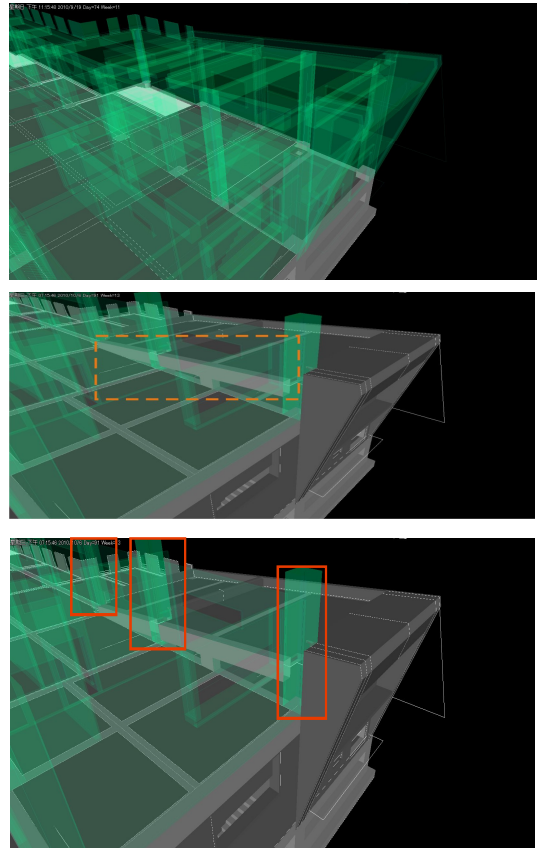


圖 10、本研究案例展示之四維模擬施工澆置混凝土例 (上為一樓，中及下為二樓)

的資源集中到設計本身，且能共同擬定完整的施工計畫，不但分攤風險，也共享效益，業主將因而得到最佳的專案交付成果。

## 五、結論與建議

以本次埔里工務段辦公大樓新建工程的經驗，若是採用現有的 BIM 工具，依照本研究用回溯比對所得的分析成果，可以提出以下八點結論。

- 1、傳統流程以大量二維圖說表達設計的三維實體，因圖形圖像無法密切配合而使思維受限，且在歷經多次設計構想轉換甚至範圍變更後，很難避免圖面不一致、遺漏、衝突或錯誤的問題；採用三維物件導向且連結資料庫的數值模型做為設計工具，可以有效消除這些錯誤；充份應用其中連結的資料庫，除了可提高規劃設計的品質外，也可有效提昇設計方與施工方的資訊流通效益。
- 2、以 BIM 模型自動提取混凝土數量方面，總量比預算書少約 9%；本案預算書估算中，梁沒有扣除柱的寬度、版沒有扣除柱與梁的面積、牆未扣除梁深與門窗開口，故分別比 BIM 輸出的數量多 7%、9%、及 18%。若能在設計時使用 BIM 工具，除了三維視覺化設計的優點外，因物件導向原理，可自動提取精確的混凝土數量，提昇工程估算的效率。
- 3、以 BIM 模型自動提取鋼筋數量方面，總量只比預算書多約 0.03%；但本案預算書估算中以樓高為依據，且沒有計入柱及梁的主筋搭接，故在梁柱主筋部份，BIM 提取的數量比預算書多 20%(梁主筋)及 28%(柱主筋)，也因未扣除開口的部份，故在牆用鋼筋方面，BIM 提取的數量比傳統估算少 9%，而在本案特有的大開口部份則少到 33%。
- 4、考慮主筋搭接的傳統估算方式，可以得到與本研究建置之施工模型(LOD400)相當接近的鋼筋量；故為方便以設計模型(LOD300)進行施工模型(LOD400)鋼筋量的估算，柱主筋部份可在各樓層、梁主筋部份可在各梁跨規定位置，在設計模型中加繪入搭接長，即可由 BIM 模型提取精確的鋼筋數量；但若要依施工程序由 BIM 模型中提取不同施工期程的鋼筋類別與數量，則仍應建置施工模型(LOD400)，才能提取精確的數量。
- 5、本研究建置的鋼筋施工模型，在應用軟體中可以改變任何角度的視圖，且按需求放大顯示任何部位的配筋狀況，可看到與實際工地一致的排筋狀況，藉以進行有效的三維視覺化設計查核，又可直接提取精確的鋼筋數量，充份應用將可有效提昇施工管理的效率。
- 6、本研究採用的 BIM 軟體，已經可以很方便整合機水電進行設計與施工衝突檢查，雖然無法在本研究案例中提出更多效益證明，但建置完成的三維視圖，在應用軟體中可以調整不同的視角及比例，任何人都可以清楚地瞭解到這些管線的配置狀況，應已有足夠的說服力。
- 7、本案一處同樓層樓版高程不同的設計，以二維圖面進行排程時不容易發現梁柱銜接不當的狀況，但將三維模型搭配施工排程，用 NavisWorks 製作的四維施工模擬，可清楚地顯現梁懸空的不合理狀況，驗證可做為施工程序檢討的溝通工具。
- 8、在傳統 DBB 契約中，因契約各方利益先於專案整體利益，加上有以仲裁訴訟解決爭議的條款，

無法發揮 BIM 工具的「分工建模、協作設計、整合分析」功效。美國建築師協會提倡的整合專案交付(IPD)，應是工具改變後的制度流程改造方向。

## 六、參考文獻

1. Willem Kymmell, *Building Information Modeling: Planning and Managing Construction Projects with 4D CAD and Simulations*, McGraw Hill Construction, 2008.
2. James Swanson, "The Three Dimensional Visualization & Analysis of Geographic Data," [http://maps.unomaha.edu/Peterson/gis/Final\\_Projects/1996/Swanson/GIS\\_Paper.html](http://maps.unomaha.edu/Peterson/gis/Final_Projects/1996/Swanson/GIS_Paper.html).
3. 鄧挺發，建築 BIM 3D 設計整合之應用，中興工程 40 週年工程技術論文集，2010。
4. Martin Fischer and John Kunz, *The Scope and Role of Information Technology in Construction*, CIFE Technical Report #156, Stanford University, February 2004.
5. Charles Eastman, Paul Teicholz, Rafael Sacks, Kathleen Liston, *BIM Handbook—a Guide to Building Information Modeling for Owners, Managers, Designers, and Contractors*, John Wiley & Sons, Inc, 2008.
6. 中鼎工程(股)公司，視覺化 4D 營建管理之應用，  
<http://www.ctci.org.tw/public/Attachment/0181792871.pdf>
7. 康仕仲、蔡孟涵，建築資訊模型之技術發展過程，營建知訊 316 期，2009/05。
8. 康仕仲、蔡孟涵，建築資訊模型之工具介紹，營建知訊 321 期，2009/10。
9. 康仕仲、蔡孟涵，建築資訊模型之運用案例，營建知訊 329 期，2010/06。
10. 陳怡兆，專案知訊整合模型之建構與專案管理資訊系統之應用，國立成功大學博士論文，2009/06
11. 李萬利、盧祥偉，台北市南港區 R13 地段集合住宅新建工程以 BIM 參與專案管理，2010 IPMA 營建專案管理最佳實務案例研討會，2010/6.
12. 周頌安、蔣繼忠、鄧挺發、林柏宏、陳志文、林明星、王承順，3D 協同設計作業模式初探，九十八年電子計算機於土木水利工程應用研討會，2009/9
13. 中國土木水利學會發行，土木水利—BIM 專輯，第三十七卷第五期，中華民國九十九年十月。
14. Arto Kiviniemi, "A Survival Strategy – How to Integrate Design Systems and Processes in a Fragmented Industry?" First International Conference on Improving Construction and Use through Integrated Design Solutions, CIB IDS 2009.
15. AIA Document E202 – 2008, *Building Information Modeling Protocol Exhibit*, American Institute of Architects.