

國立臺灣大學工學院土木工程學系

博士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

Doctoral Dissertation



營運中隧道變位模態解析與高精度監測技術之研究

Research on displacement modes and development of
high-precision geodetic survey technique for tunnels in operation

邱雅筑

Chiu, Ya-Chu

指導教授：黃燦輝 教授 王泰典 教授

Advisor: Huang, Tsan-Hwei

Wang, Tai-Tien

中華民國 103 年 7 月

July 2014

國立臺灣大學博士學位論文 口試委員會審定書

營運中隧道變位模態解析與高精度監測技術之研究

Research on displacement modes and development of
high-precision geodetic survey technique for tunnels in operation

本論文係邱雅筑君（D97521009）在國立臺灣大學土木工程學系博士班完成之博士學位論文，於民國 103 年 7 月 15 日承
下列考試委員審查通過及口試及格，特此證明

口試委員：

黃 燦 輝

（指導教授）

鄭 富 書

林 銘 郎

李 德 河

陳 堯 中

壽 克 堅

王 泰 典

系主任

呂 良 正

黃 燦 輝

鄭 富 書

林 銘 郎

李 德 河

陳 堯 中

壽 克 堅

王 泰 典

呂 良 正

謝 辭

行文至此，千頭萬緒竟不知如何下筆。人生是一連串的驚喜與意外，未曾想過有一天會走到這裡。求學八載，深深感念恩師黃燦輝教授的身教與言教，鄭富書教授對於針砭問題能力之訓練，王泰典教授亦師亦友的大度包容，和林銘郎教授的多元提點。本論文蒙口試委員李德河教授，陳堯中教授，壽克堅教授惠予指正並提供寶貴建議，特此感謝。

研究期間獲國科會提供經費補助，並承交通部公路總局第三區養護工程處關山工務段支持案例隧道長期監測，錄欣公司莊海岳先生於監測技術開發提供協助與技術支援，台灣大學土木系周明政與周英豪先生對實驗相關事項給予建議，趙鍵哲老師，韓仁毓老師，葛宇甯老師不時提供鼓勵，學生銘感在心。在學時感謝董家鈞教授，林美聆教授，陳正興教授，陳榮河教授的授業解惑；盧佳遇教授，鄧屬予教授，胡植慶教授，陳文山教授，徐濤德教授在學業上不吝指導，學生受惠良多。

特別感謝李宏輝教授，翁孟嘉教授，陳正勳博士，李佳翰博士，羅佳明博士，李國誠博士，朱聖心博士，徐明志學長在研究萌芽和撞牆期的加油打氣，同學們添耀、裕沅、明順、師賢、家偉的不時關心，學弟妹們德偉、曉琦、神貓、俊逸、誌偉一起在大地組度過的時光，士堯、晃葵、韋凱、俊凱、詩容、宗勳共同待在工程地質實驗室的回憶，宛瑾、張祐維和大地組 99 級所有的好朋友們，我的小幫手龔建倫，地質室高手佩臻，還有所有北科的好夥伴們呂軒志博士、詹尚書、林信宏、朱秀雯、蕭宇翔、闕禮琳、羅百喬、陳耀嶺、李亮瑩、楊濟豪、陳星諺、李哲宇、吳東洹、李紫彤，岩力室未來和現在的棟樑家吉、雨璇，貼心的解語花劉曉樺，遠在新加坡和紐約仍在我低潮時給予安慰的余徽和可風，以及所有幫助我的朋友們，全都在我的腦海中永誌難忘，惟願諸位秉持本心，一路順遂。

本研究的完成非一人之功，未來發展空間極廣，期待見到台灣隧道工程的理論、概念或作法得以發揚光大，為更好的未來世界提供貢獻。僅以這本論文獻給永遠支持我的父母親，姊姊和弟弟。


2014 年 08 月 13 日于國立台灣大學

摘要

隧道的分析理論肇始於對彈性介質中存在孔洞時周圍應力應變組成關係之探討，由古典力學封閉解開始，演變至閉合收斂曲線概念後，隧道開挖的理論已逐漸臻成熟。這些既有理論大部分係歐美國家所提出，其地質條件優良，隧道損壞之報導多為開挖階段所發生，建成之後少有異狀出現。故一般皆認為隧道完工後便趨於穩定，對隧道力學行為的了解僅完善至完工為止，關於隧道營運之後出現的異狀，現仍無嚴謹的分析理論提出。

在如今國際間廣泛推動工程結構永續經營的氛圍下，隧道工程勢必將朝永續發展前進，因此掌握隧道全生命週期之力學行為變得極為關鍵，而其中隧道營運後長期安全性和穩定性的評估，是亟需補足的一環。受板塊運動頻繁、岩石膠結相對較差等因素影響，針對營運中隧道行為之研究目前以我國和日本較多。相關研究多係假設特定造成隧道安全性下降的因子，如岩體參數弱化、隧道結構劣化，或者外力變化，以模型試驗或數值模擬探討因子對隧道的影響；另有一類乃是蒐集大量隧道案例，將隧道異狀定性分類，透過監測資料確定案例異狀肇因後，由統計理論或經驗推斷歸納隧道異狀與肇因的關聯性。然既有方法與評估營運中隧道結構安全與力學行為之需求間仍存在落差，如何有效定義隧道結構狀態，係目前隧道永續發展之門檻。

本研究由隧道變位著手，開發一隧道變位分析方法，提供特殊的變位模態，用以解析隧道營運後複雜的變位。營運中隧道多變而繁複的異狀與變位一向為了解其行為的重要指標，也是困擾隧道工程師與研究者已久的問題。將隧道二維斷面變位視為一個向量，假定該向量可以拆解為每個監測點上產生單位變位的隧道變位之和，以有限元素軟體為工具獲取監測點上產生單位變位的隧道變位後，通過矩陣和向量推導，本研究提出物理意義明確、彼此間相互獨立正交的變位模態，稱之為特徵模態。模態中包含斷面整體平移、旋轉，以及各種隧道純變形行為如純剪、三角變形、方形變形、五角變形等，當監測點數增加，解析能力亦隨之提升。對於圓形斷面、橢圓形斷面和馬蹄形斷面之分析結果顯示不同斷面形狀有其相應之特徵模態，橢圓形斷面和圓形斷面隧道的特徵模態形態相近，但馬蹄形隧道則在左右側壁下部與仰拱之間有較特殊的形態出現。岩體彈性模數的上升則使得特徵模態徑向方向分量變小。



有鑑於現今隧道變位監測技術囿於精度不足、斷面監測點不夠、無法獲取監測點絕對坐標以致未能有效取得隧道完整變位，本研究與台北科技大學王泰典教授及鈺欣公司合作研發高精度量測技術—隧道視砌微變監測技術，針對營運中隧道之需求，整合衛星定位控制測量、導線控制測量、路線測量暨回歸計算與視砌三維絕對坐標全斷面測量等多種項目成一完整技術。為了解特徵模態法及微變監測技術的可行性與應用性，實際於台灣某山岳隧道施測，選取其中為期近三年的 6 次監測成果進行討論，期間導線閉合精度介於 1/90,518 至 1/29,915 之間，已達基本控制測量二等導線之精度，高程導線精度為 -3.88 至 $5.00 \text{ mm}\sqrt{K}$ ，斷面上單點測量精度在 $\pm 3-5 \text{ mm}$ 之間，遠高於其他隧道變位量測技術。獲得之監測資料經由本研究建議的流程處理，並採用特徵模態法分析後，根據其變形特性將隧道分為五個區段，可解釋案例隧道變位之物理含義，提供隧道變位肇因診斷的依據，以至於隧道結構穩定分區或分段的參考。

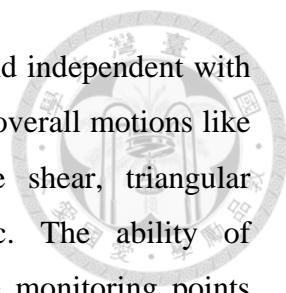
關鍵詞：隧道、隧道維護、隧道監測、隧道變形、營運中隧道

Abstract

Analytical approaches of tunnel engineering begins with pursuing the stress-strain relationships around a hole in an elastic media. Start from close-form solution, the development of underground excavation support design method is nearly mature when it comes to convergence-confinement method. The existing methods were mostly proposed by European and American countries, where geological conditions are fairly good, and tunnel damages occur during excavation rather than after completion. Thus, it is generally recognized that tunnels are stable after construction. Understanding of tunnel mechanical behavior reaches only to the end of excavation, no rigorous theories aims to analyze the anomalies of tunnels in operation.

Amid the international fever of advancing sustainable engineering structure, knowing the mechanical behavior throughout the whole service life is the key to future tunnel engineering. However, one the crucial part, the methods to evaluate the long-term safety and stability for tunnels in operation, is still absent. Influenced by frequent plate tectonics and loose rock consolidation, a major researches concerning these topics come from Japan and Taiwan. Some of the researches assume a specific factor that reduce tunnel safety, e.g. weakening of rock mass properties, tunnel structures, or change of external forces, and figure out the consequences by experiments or numerical modeling. The others collect a large amount of tunnel cases, and classify lining anomalies according to the feature. After confirm the cause to lining anomalies by surveillance data, it is possible to generalize the relationships between lining anomalies and its cause by statistics or experiences. However, there is a drop between existing methods and the needs to evaluate the safety and mechanical behavior of tunnels in operation. How to efficiently define tunnel structure conditions is still the threshold to sustainable tunnel engineering.

This study focuses on tunnel displacement. An approach is proposed to analyze the complicated tunnel displacements by providing particular displacement modes. Displacements of tunnels in operation, with varied and intricate feature, is always an important index to interpret tunnel behavior, and a difficult problem to engineers or researchers. Regarding the displacements of a two-dimensional tunnel section as a vector, and assume that vector can be decomposed as the sum when a unit displacement occurs on every monitoring points. A finite element software is chosen to be the tool to generate the tunnel displacements. Followed by matrix and vector deduction, this study



suggests displacement modes that has definite physical meaning, and independent with each other, the characteristic modes. Characteristic modes includes overall motions like translation and rotation, and also deformations including pure shear, triangular deformation, square deformation, pentagonal deformation,...etc. The ability of characteristic modes to describe tunnel displacements rises as the monitoring points increases. According to the results of circular, elliptic and horseshoe tunnel, the characteristic modes vary with shape of tunnel section. The form of characteristic modes are similar for elliptic and circular tunnels, but horseshoe tunnel possesses exceptional details on the lower part of the sidewalls and on invert. The increase in Young's modulus of rock mass reduce the radial component of each characteristic mode.

In respect that present survey technique cannot obtain the complete tunnel displacements owing to deficient precision, insufficient monitoring points and that the results are not in an absolute coordinate, this study cooperate with Pr. Tai-Tien Wang and Yong-Hsin Ltd. to develop a high precision geodetic survey technique named micro-displacement monitoring technology. This technique incorporate global positioning system, traverse survey, route survey and regression calculation, and three-dimensional global coordinate full section lining survey to be as one technique. To understand the feasibility and applicability of characteristic mode method and micro-displacement monitoring technology, a mountain tunnel located in southeast Taiwan is selected to survey and analyze. The traverse survey precision of six monitoring results within three years is between 1/90,518 to 1/29,915, higher than the required value of second-order traverse. The height survey precision is -3.88 to 5.00 mm \sqrt{K} , while the single point precision is ± 3 -5 mm, higher than other current technique. The monitored data after processed with the procedure suggested by this research indicate that the case tunnel can be divided into five zones according to displacement properties. The zoning explains some of the physical meaning of tunnel displacements, provides a basis for determining the cause to lining anomalies, and may serve as a reference to decide the zoning of structural safety and stability.

Keywords: tunnel, tunnel maintenance, tunnel inspection, tunnel deformation, tunnels in operation

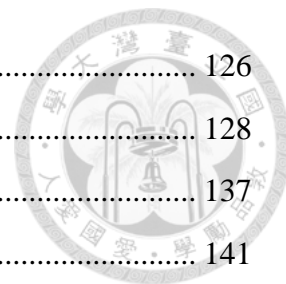
目 錄



論文口試委員審定書	i
謝 辭	ii
摘 要	iii
Abstract.....	v
目 錄	I
圖目錄	IV
表目錄	VIII
第一章 緒論	1
1.1 研究動機	1
1.2 研究目的	2
1.3 研究流程	3
1.4 論文架構與主要內容	5
第二章 文獻回顧	6
2.1 隧道工程分析理論與概念	6
2.2 營運中隧道異狀與影響因素	7
2.3 營運中隧道之力學分析方法	10
2.4 營運中隧道檢監測技術	18
2.5 小結	21
第三章 研究方法	22
3.1 特徵模態法	22
3.1.1 假設條件與限制	23
3.1.2 基本模態	24
3.1.3 特徵模態	26
3.1.4 特徵模態	29
3.1.5 數值案例分析	36
3.1.6 綜合討論	39
3.2 隧道襯砌微變監測技術	42
3.2.1 開發目的	42

3.2.2	技術內涵與流程	43
3.2.3	全斷面測量技術	45
3.2.4	三維變位處理流程	45
3.3	小結	46
第四章	特徵模態法參數分析及適用性探討	48
4.1	隧道形狀	48
4.1.1	圓形隧道	48
4.1.2	橢圓形隧道	48
4.1.3	馬蹄形隧道	55
4.1.4	綜合討論	61
4.2	材料參數	61
4.3	特徵模態法適用性之探討	66
4.3.1	監測點數	67
4.3.2	適用指標	69
第五章	隧道案例監測與應用	75
5.1	案例背景	75
5.1.1	隧道案例背景	75
5.1.2	邊坡潛移特性	76
5.2	案例隧道襯砌微變監測與結果	83
5.2.1	監測歷程與現地測量	83
5.2.2	三維變位資料處理	84
5.3	特徵模態分析	99
5.4	綜合討論	108
5.4.1	隧道之三維變位	108
5.4.2	隧道斷面之平面外變位	108
5.4.3	隧道斷面之平面上變位	111
5.4.4	隧道變形特性之探討	122
5.4.5	小結	123
第六章	結論與建議	124
6.1	結論	124

6.2	建議	126
附錄一	問題與回覆	128
參考文獻	137
作者簡介	141



圖目錄

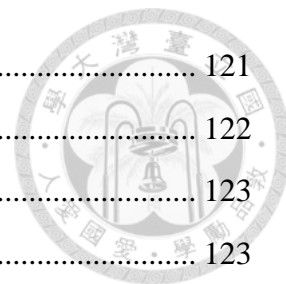


圖 1.3-1 研究流程圖.....	4
圖 2.2-1 襯砌異狀種類統計圖.....	8
圖 2.2-2 隧道異狀影響因素的關聯圖.....	9
圖 2.3-1 日本學者之室內隧道實驗.....	11
圖 2.3-2 遠域外力對應之變形特徵曲線.....	12
圖 2.3-3 鑽孔斷面變形方法(CBDM).....	12
圖 2.3-4 隧道斷面變形模式.....	12
圖 2.3-5 隧道斷面受力分為均勻壓縮與橢圓外力.....	13
圖 2.3-6 隧道斷面的平均變形張量.....	13
圖 2.3-7 以岩體依時弱化模式預測隧道變形.....	14
圖 2.3-8 隧道襯砌受集中荷重之模型試驗與數值模擬.....	15
圖 2.3-9 含鋼筋隧道模型試驗與數值模擬.....	15
圖 2.3-10 邊坡失穩過程隧道襯砌異狀的進展.....	16
圖 2.3-11 山岳隧道典型裂縫形態.....	17
圖 2.4-1 剖面影像法成像原理與實測結果.....	20
圖 2.4-2 隧道影像展開與嵌接技術.....	20
圖 3.1-1 營運中隧道變形過程示意圖.....	23
圖 3.1-2 八監測點圓形隧道斷面數值模型示意圖.....	25
圖 3.1-3 八監測點圓形隧道斷面坐標及自由度定義示意圖.....	26
圖 3.1-4 最大變位量發生於 (a)自由度 1 與 (b)自由度 2 之斷面變位.....	26
圖 3.1-5 八監測點圓形隧道之特徵模態.....	28
圖 3.1-6 單位力加於 (a) a 點與 (b) b 點之斷面變位.....	29
圖 3.1-7 單位位移與單位力特徵模態正交誤差比較圖.....	29
圖 3.1-8 具 16 監測點圓形隧道之特徵模態.....	30
圖 3.1-9 特徵模態第 6~8 類擬合結果.....	36
圖 3.1-10 案例一特徵模態分析結果.....	38
圖 3.1-11 案例二特徵模態分析結果.....	38
圖 3.1-12 案例三特徵模態分析結果.....	38

圖 3.1-13 案例四特徵模態分析結果.....	38
圖 3.2-1 隧道襯砌微變監測方法內涵.....	44
圖 4.1-1 具 16 監測點橢圓形隧道之數值模型.....	49
圖 4.1-2 具 16 監測點橢圓形隧道之特徵模態.....	49
圖 4.1-3 橢圓形與圓形隧道特徵模態變形分量比較圖.....	54
圖 4.1-4 馬蹄形隧道之數值模型.....	55
圖 4.1-5 具 16 監測點馬蹄形隧道之特徵模態.....	55
圖 4.1-6 馬蹄形與圓形隧道特徵模態變形分量比較圖.....	60
圖 4.2-1 GSI 與岩體楊氏模數關係圖.....	62
圖 4.2-2 岩體 GSI=20 之圓形隧道特徵模態.....	62
圖 4.2-3 岩體 GSI=100 之圓形隧道特徵模態.....	64
圖 4.2-4 不同岩體參數圓形隧道特徵模態變位分量比較圖.....	65
圖 4.3-1 具 32 監測點馬蹄形隧道之特徵模態.....	67
圖 4.3-2 馬蹄形與圓形隧道特徵模態變形分量比較圖.....	68
圖 4.3-3 隨機位移生成結果(任選五組).....	71
圖 4.3-4 1,000 組隨機變位殘差之分布.....	71
圖 4.3-5 10,000 組隨機變位殘差之分布.....	71
圖 4.3-6 許志豪(2008)之彈塑性岩體與襯砌受垂直外力增量分析結果.....	72
圖 4.3-7 彈塑性岩體之數值模擬結果(平面上最小主應力).....	73
圖 4.3-8 彈塑性岩體數值模擬結果最終階段之塑性應變分布圖.....	73
圖 5.1-1 案例隧道地形圖.....	77
圖 5.1-2 隧道斷面尺寸.....	77
圖 5.1-3 案例隧道地質圖.....	79
圖 5.1-4 案例隧道西洞口以東 20-110 m 襯砌異狀紀錄.....	80
圖 5.1-5 案例隧道異狀照片.....	81
圖 5.1-6 案例隧道西洞口邊坡滑動體邊界.....	82
圖 5.1-7 案例隧道西洞口邊坡傾斜管監測成果.....	82
圖 5.2-1 案例隧道監測斷面位置示意圖.....	84
圖 5.2-2 案例隧道之三維變位.....	86
圖 5.2-3 監測斷面 A~E 之平面外變位.....	88

圖 5.2-4 斷面 A 之平面上變位(放大 20 倍)	89
圖 5.2-5 斷面 B 之平面上變位(放大 20 倍)	90
圖 5.2-6 斷面 C 之平面上變位(放大 40 倍)	91
圖 5.2-7 斷面 D 之平面上變位(放大 40 倍)	92
圖 5.2-8 斷面 E 之平面上變位(放大 40 倍).....	93
圖 5.2-9 斷面 A 之平面上平移與變形量(放大 20 倍)	94
圖 5.2-10 斷面 B 之平面上平移與變形量(放大 20 倍)	95
圖 5.2-11 斷面 C 之平面上平移與變形量(放大 40 倍)	96
圖 5.2-12 斷面 D 之平面上平移與變形量(放大 40 倍)	97
圖 5.2-13 斷面 E 之平面上平移與變形量(放大 40 倍).....	98
圖 5.3-1 斷面 A~E 特徵模態分析之殘差	100
圖 5.3-2 斷面 A 特徵模態分析結果	101
圖 5.3-3 斷面 B 特徵模態分析結果	102
圖 5.3-4 斷面 C 特徵模態分析結果	103
圖 5.3-5 斷面 D 特徵模態分析結果	104
圖 5.3-6 斷面 E 特徵模態分析結果	105
圖 5.3-7 斷面 A~E 於 2009.03 至 2012.01 總變位量之特徵模態分析結果	106
圖 5.3-8 斷面 A~E 總變位量特徵模態分析結果	107
圖 5.4-1 所有監測斷面之平面外變位向量分布圖	109
圖 5.4-2 所有監測斷面 2009-2012 平面外變位向量大小分布圖	110
圖 5.4-3 所有監測斷面 2009-2012 平面外變位與同期傾斜管位移比較圖	110
圖 5.4-4 斷面 A 之 I_d 曲線.....	112
圖 5.4-5 斷面 A 不計平移之特徵模態比例	113
圖 5.4-6 斷面 B 之 I_d 曲線.....	114
圖 5.4-7 斷面 B 不計平移之特徵模態比例	115
圖 5.4-8 斷面 C 之 I_d 曲線.....	116
圖 5.4-9 斷面 C 不計平移之特徵模態比例	117
圖 5.4-10 斷面 D 之 I_d 曲線.....	118
圖 5.4-11 斷面 D 不計平移之特徵模態比例	119
圖 5.4-12 斷面 E 之 I_d 曲線	120

圖 5.4-13 斷面 E 不計平移之特徵模態比例	121
圖 5.4-14 斷面 A-E 之特徵模態 3-10 所佔比例	122
圖 5.4-15 案例隧道變形特性分區	123
圖 5.4-16 案例隧道 2008-2012 期間新增裂縫分布圖	123



表目錄



表 2.2-1 襯砌異狀影響因素分類.....	9
表 2.3-1 異狀影響因子與對應異狀類型.....	17
表 3.1-1 數值模型之材料參數.....	25
表 3.1-2 具 16 監測點隧道特徵模態之變位分量.....	32
表 3.1-3 數值案例及對應之顯著特徵模態.....	37
表 3.1-4 案例平移量估算結果之比較.....	37
表 3.1-5 圓形隧道之特徵模態.....	40
表 3.2-1 隧道施工安全監測與營運安全檢監測之比較.....	43
表 4.1-1 具 16 監測點橢圓形隧道特徵模態之變位分量.....	51
表 4.1-2 橢圓形特徵模態對應之圓形特徵模態.....	53
表 4.1-3 具 16 監測點馬蹄形隧道特徵模態之變位分量.....	57
表 4.1-4 馬蹄形特徵模態對應之圓形特徵模態.....	59
表 4.2-1 地質強度因子(GSI)與對應之岩體變形模數.....	62
表 4.3-1 具 32 監測點馬蹄形特徵模態對應之圓形特徵模態.....	67
表 4.3-2 彈塑性岩體數值模擬之材料參數.....	70
表 5.1-1 案例隧道大事紀.....	78
表 5.2-1 案例隧道襯砌微變監測時間與精度對照表.....	83

第一章 緒論



1.1 研究動機

現代化隧道工程力學暨分析理論起源於彈性介質中孔洞周圍的應力—應變組成關係，基於古典力學理論方法考慮隧道輪進施工特性，逐漸演進至閉合收斂曲線概念後，歷經數十年之應用，已為全球廣泛接受。然而現存理論並未考量隧道完整生命週期，對於隧道行為之描述止於開挖造成的擾動重新達到平衡的狀態，有關營運後長期可能的變化未見著墨，咸認隧道建造完成後即可永久穩固。近年在板塊運動頻繁或地質年代較輕的地區如我國和日本，受地質破碎、岩石膠結差等因素影響，各種關於營運中隧道異狀的報導指出，隧道並非建成後即長治久安，滲水、裂縫和變形等，皆為常見之襯砌異狀。

隧道工程的建造成本高，工期亦長，在新建隧道之餘，儘可能使建成的隧道永續利用必然是未來發展的趨勢。隧道建成之後，若未適當維護，結構安全等級或功能可能隨時間逐漸減降，因此，現代化的隧道維護管理作業，便是在恰當時機對隧道進行合適的維修補強，維持隧道的服務功能並延長服務的年限。然由於隧道力學行為複雜、既有的檢監測技術難以掌握隧道關鍵變因之依時變異，現今營運後隧道行為的變化仍欠缺完整的分析理論，以致營運階段的結構安全與長期穩定程度，尚屬未解之謎。現今全球新建工程數量減少、維護需求激增的國際氛圍下，推動隧道工程永續發展成為首要目標，也使得完善隧道生命週期分析理論之任務愈趨急迫。

關於營運後隧道行為之研究現仍以日本與我國居多，針對造成襯砌異狀的肇因，[日本土木學會 \(2003\)](#)依外在和內在因素、人為與自然因素，分別提出詳細的分類結果和部分因素對應的代表性異狀。其中外在因素包含外力和環境兩種，內在因素則有設計、材料與施工三類。[黃燦輝等 \(2009\)](#)建議隧道維修補強作法應包含隧道檢測、掌握異狀原因、安全評估及補強設計等階段。一般隧道補強設計為導排水、填補裂縫與加勁等作法，然不乏處理過後再度損壞之案例，多數係因引致隧道異狀之肇因持續作用，使得異狀重複出現的緣故，因此有效之隧道補強宜包含隧道異狀肇因研判，並針對肇因研擬因應措施。隧道力學行為複雜，襯砌異狀形態多樣，舉凡隧道檢測未能確實描述隧道異狀、有效隧道監測方式無明確定義、檢測結果難以轉化為系統化資訊長期積累等，皆使異狀肇因之研判殊為不易。

日本土木學會 (2003)提出塑性地壓、鬆弛土壓與偏壓引起的代表性隧道變形模式，並以隧道襯砌模型試驗和數值分析研究這三種外力形態作用時襯砌厚度、頂拱空洞等條件對襯砌變形行為之影響，認為目前隧道襯砌變形的分析方法已能夠將定性的變形行為加以表達，但尚未達到對變形行為做定量的探討。另有為數不少的研究以單一隧道損壞案例或特定異狀肇因為目標，討論該肇因參數變動時隧道變形之變化。但實際隧道變形複雜，常與已知肇因的變形模式相去甚遠，對於營運中隧道變形之定義，仍無法完整且全面的描述。

此外，關於襯砌異狀形貌之檢測與判讀，現已有可用的技術和方法(Lee 等，2013; 李佳翰，2013)，惟在襯砌變位之獲取與分析上，仍存在困難。隧道襯砌異狀例如裂縫乃隧道受損的直接反應，裂縫出現之前必然存在變位，因而探討襯砌變位之諸多特性有助於推測引致隧道異狀的外力與環境等因素。隧道進入營運階段後，除因災害事件如地震、遽變式山崩、岩塊掉落等短時間內產生結構損壞，大部分異狀均隨時間以遠小於開挖時變位的速率緩慢發展。實務隧道案例中襯砌變位監測結果雖未測得顯著變位，卻可見異狀持續發展，除量測技術精度不足之外，未能取得三維絕對坐標以及錯失隧道局部剛體運動量值，同樣是監測未能反應隧道行為的主要原因。

因此，欲實現現代化隧道工程的永續發展，首重開發營運中隧道的分析理論；而欲解析掌握隧道的變位特性，則需同時改善隧道變位監測技術，獲取長期可用的變位資料，本文即針對此兩大亟需解決的項目進行研究與技術研發。

1.2 研究目的

本研究旨在完善隧道永續維護體系之檢測、分析、評估與補強架構，針對其前三者所需建置全生命週期的隧道結構安全資訊，提出隧道變位分析方法—特徵模態法，做為未來研發營運中隧道分析理論的基礎，同時開發隧道三維變位監測方法—微變監測技術，提供實際監測成果修正與回饋的依據。

從以往隧道損壞案例調查結果中得知，隧道變位受多重因子交互影響，如何精確地研判與分類隧道變位，迄今仍是一道未跨越的門檻。本研究由基本概念出發，假定繁複的隧道變位係襯砌表面各處產生單位變位之現象的集合，透過了解隧道襯砌上每個位置受到單位擾動後的變位形態，可以窺得看似複雜難明之隧道變位所代表的意義。從力學觀點來看，在隧道力學特性和邊界條件已知的條件下，

隧道具有特定的變位特性，因此雖然隧道變形特性在營運生命週期中因結構安全性降低而不斷改變，若能在時間長河中取出隧道於某個時間的確定狀態，同樣可以決定當時隧道的變位特性。本研究假設隧道斷面受單位擾動所引致的變位代表隧道的變位特性，隧道變形特性可以用特定的變位模態來描述，以最簡化的情況，即岩體與襯砌材料均為彈性，求得一系列由簡至繁的隧道變位模態，鑑別以往無法分辨異同之隧道變位。同時，亦討論隧道形狀與岩體參數對變位模態的影響，並定義本法的適用指標，以指示分析結果之優劣。

營運中隧道變位量測首重「監測」概念，第一要務即為獲取隧道變位的依時發展以做為隧道肇因研判、安全評估和補強設計的依據。「監測」之基本在於可對照性，因此前後量測位置必須相同，考慮到隧道可能發生整體性平移，每次量測皆應相對於隧道變形區之外的固定控制點；未以固定控制點或絕對三維坐標聯結之多次監測結果將無法做比對，資料未能累計，結果之參考價值低。施工期間於計測斷面設置三至五個監測點，以收斂變位定義承載環是否已發揮作用，並於變位達穩定後澆置隧道襯砌，為合理適切之程序。然隧道進入營運階段後，理論上受力甚微之襯砌出現異狀，其變位速率遠小於施工階段，常僅在數毫米之間；此外，異狀種類繁多，直至變形達顯著量值為止均難以預測異狀出現位置。故本研究著手開發高精度、三維絕對坐標、單一斷面多點位之變位監測技術，期望作為隧道監測指標性技術，有效率地獲取營運中隧道之變位量。

本研究選取我國南部某山岳隧道做為研究案例，以開發之變位監測技術實際監測逾三年，利用提出的變位模態方法進行解析，探討案例隧道在監測期間時間與空間上變位表徵之變化，並對該案例分區變形特性做出建議。

1.3 研究流程

本研究之流程如圖 1.3-1，以開發隧道襯砌微變監測技術和特徵模態法為兩大主軸，繼而納入隧道案例應用，三者共同組成論文之主體。

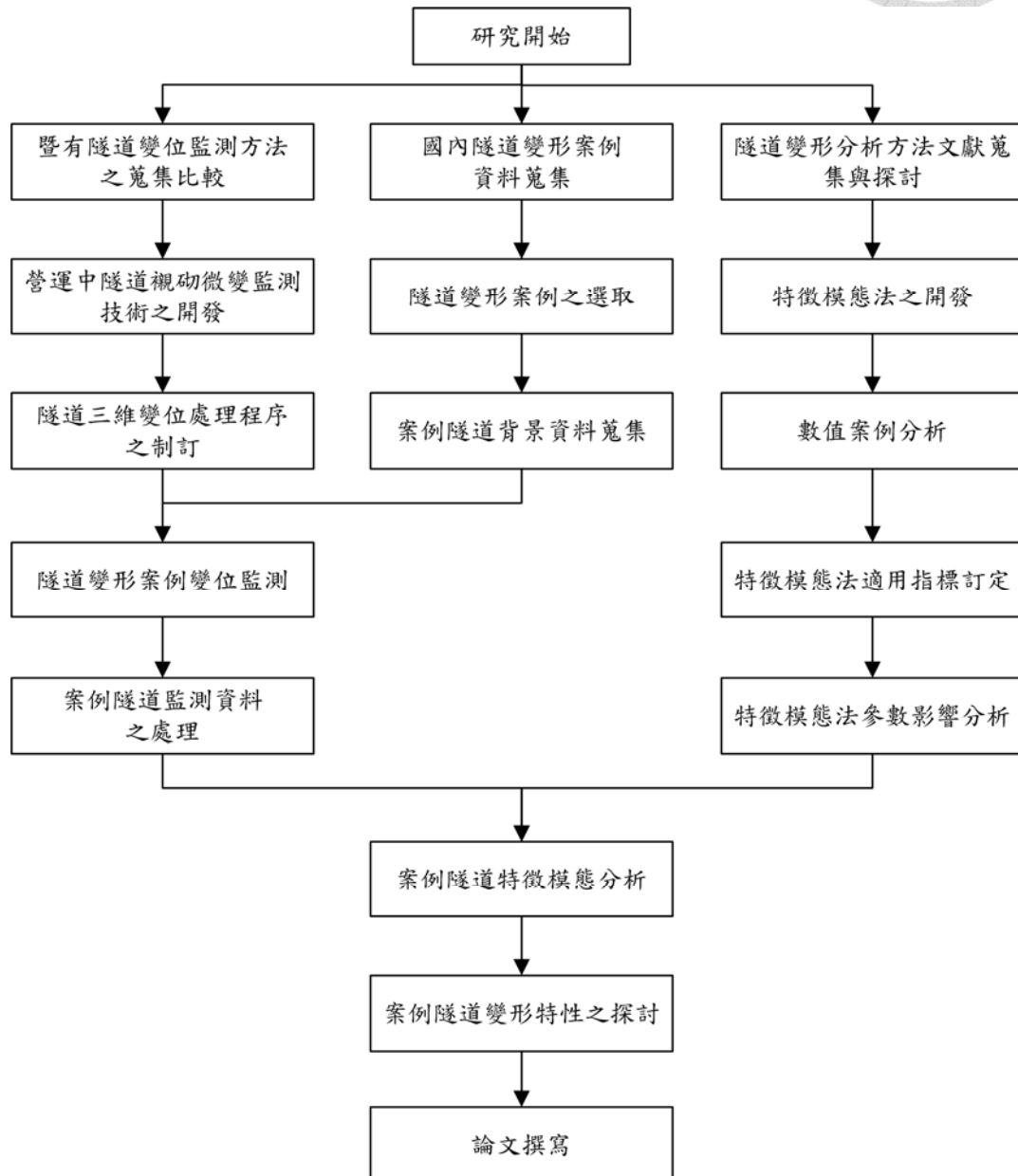


圖 1.3-1 研究流程圖

1.4 論文架構與主要內容

本文架構包含六個部分，各章節內容說明如下：

第一章 緒論

說明本研究起始動機，概述著眼問題、明確之研究目標、研究流程和論文架構。

第二章 文獻回顧

介紹與本文相關研究的邏輯、方法與內容，通過比對和分類進行評述，整理同領域研究之現況。

第三章 研究方法

闡述分析隧道變位的特徵模態法之分析概念、推導流程及數值案例應用結果，並介紹隧道襯砌微變監測技術之內涵與流程。

第四章 特徵模態法參數分析及適用性探討

建立特徵模態適用性評估指標，探討隧道斷面形狀和岩體—襯砌材料參數比對特徵模態之影響。

第五章 隧道案例監測與應用

講述隧道案例檢修歷史、背景資訊和微變監測施作規劃，結合三維變位處理與特徵模態分析成果，探討案例隧道的分區變形特性。

第六章 結論與建議

總結本研究內容與貢獻，對後續研究提出建議方向。



第二章 文獻回顧

營運中隧道之力學行為係近十數年因隧道損壞陸續出現、維護需求增加而方興未艾的一個領域。隧道營運後出現異常狀態之現象雖漸為人知，然相關研究仍以隧道損壞案例之調查、檢測與修補的報導為大宗，尚未有成熟的營運中隧道分析理論與方法提出。本章首先整理各家對隧道變形與異狀的定義和分類，介紹既有研究提出的隧道異狀影響因素，接著臚列營運中隧道的力學分析方法與檢監測技術，並提出對相關研究之評述與展望。

2.1 隧道工程分析理論與概念

(一). Kirsch 之彈性介質中圓形孔洞封閉解

Kirsch (1898)以彈性力學推導出二維彈性體中圓形孔洞周圍的應力分布之理論式，後人稱為 *Kirsch equations*。Kirsch 考慮的邊界條件為上下邊界均佈載重 P_z 及左右邊界均佈載重 P_x ，解得位於極坐標 (r, θ) 的點位之 σ_r 、 σ_θ 和 $\sigma_{r\theta}$ ，並求出其平面上最大主應力 σ_1 與 σ_2 。*Kirsch equations* 提供最基本條件下隧道斷面應力分布的解，一般將其視為隧道工程力學分析的濫觴。

(二). 閉合約束法

新奧工法引入以岩體為支承結構，於開挖後立即支撐，並以監測了解岩體變形趨穩，與支撐形成乘載環(bearing ring)的時機(Rabcewicz, 1964)。其支撐設計的基本理論是透過監測獲取岩體的地盤反應曲線(ground response curve)，以可取得的支撐類型對應之容許支撐曲線(available support curve)決定最佳支撐時機，使岩體和支撐最終停止變形，共同抵禦外來作用力。此法認為隧道開挖後岩體將逐漸閉合，如岩體可能在閉合過程中達破壞，則必須儘早以噴凝土、岩栓等軟性支撐於隧道表面產生一層約束，束制岩體往內變形而逐漸因閉合行為趨向堅實穩定。隨新奧工法的普及，閉合約束法概念至今仍為世界所廣泛沿用與認同。

(三). 隧道工程的生命週期概念

黃燦輝等 (2008)將工程結構中日漸普及之全生命週期概念引入隧道工程

中，說明國內隧道工程消極的目視巡查與一般的清理養護，以及被動的「壞了再修」策略，在面對數量急速攀升的老舊隧道，採用此一策略，不僅可能導致「修補不完」的窘境，一旦遭遇天災，基礎設施大量癱瘓的困境勢不能預防，因此宜朝積極式維護管理努力。[黃燦輝等 \(2009\)](#)以人體疾病比喻隧道異狀，建議將現代醫學對於疾病防治的最高原則—早期發現以利早期治療，甚至預防勝於治療的觀點應用於隧道維護。[Sandrone 與 Labiouse \(2011\)](#)在探討瑞士公路隧道異狀時，亦認為定期的監測與補強是使隧道結構安全維持於正常標準以上的惟一方法。

2.2 營運中隧道異狀與影響因素

隧道安全性下降最明顯的表徵即為出現在襯砌的各種異常現象如裂縫、滲水、剝落等，本節列出既有研究對常見隧道襯砌異常狀態的分類原則與結果。

(一). [王泰典等 \(2007\)](#)提出之台灣隧道襯砌常見典型異狀

王泰典等(2007)提出台灣隧道襯砌常見的異狀典型包含(1)裂縫；(2)鋼筋銹蝕；(3)剝落；(4)蜂窩；(5)滲水；(6)白華；(7)止水材老化；(8)磨耗；(9)預力損失；(10)結構體傾斜或位移。按照襯砌結構型式而分，磚造襯砌異狀有：(1)浮起；(2)散狀剝落；(3)兩側起拱線上 45°附近剝落；(4)採混凝土加襯補強後，兩側起拱線上 45°附近縱向裂縫；(5)起拱線附近縱向剝落；(6)剝離。混凝土襯砌異狀包含：(1)頂拱兩側縱向裂縫；(2)頂拱縱向裂縫；(3)頂拱兩側縱向裂縫；(4)開裂掉落；(5)頂拱裂縫；(6)裂縫貫穿襯砌全厚度；(7)頂拱放射狀與起拱線附近縱向裂縫；(8)避車洞裂縫漏水；(9)起拱線上方平行斜裂縫；(10)側壁下方滲漏水；(11)錯動；(12)開裂。鋼筋混凝土襯砌常見之異狀形態則有：(1)襯砌錯動、鋼筋外露；(2)開裂。

(二). [Sandrone 與 Labiouse \(2011\)](#)提出之瑞士公路隧道異狀

[Sandrone 與 Labiouse \(2011\)](#)基於瑞士境內 168 座公路隧道之檢測資料，整理 17 種公路隧道之異狀：(1)滲漏水、潮濕；(2)白華(硫酸鹽)；(3)銹染、鈣淋洗效應、鈣質結核、蜂窩；(4)混凝土剝落、混凝土剝離(由於鋼筋腐蝕)；(5)純混凝土的腐蝕、混凝土魚鱗狀剝落(除冰鹽的影響)；(6)鋼筋腐蝕(鋼筋混凝土)

土)；(7)襯砌背後的空洞；(8)裂縫、裂紋；(9)局部變形(頂拱)；(10)局部變形(側壁)；(11)排水系統中的顆粒傳輸；(12)冰的形成；(13)混凝土襯砌搖搖欲墜—局部破壞、碎片落下；(14)軌道隆起；(15)仰拱隆起；(16)衝擊損害；(17)鈣質結晶阻塞排水系統。

(三). 李佳翰 (2013)提出之山岳隧道異狀

李佳翰 (2013)欲探討山岳隧道襯砌異狀之肇因，蒐集 266 個國內外山岳隧道襯砌異狀案例，將襯砌異狀種類歸納為：(1)裂縫；(2)滲漏水；(3)剝落或剝離；(4)變形；(5)錯位；(6)挫曲；(7)仰拱隆起或沉陷；(8)仰拱開裂；(9)仰拱噴泥；(10)蜂窩等 10 種，其統計各種異狀種類之結果如圖 2.1-1。

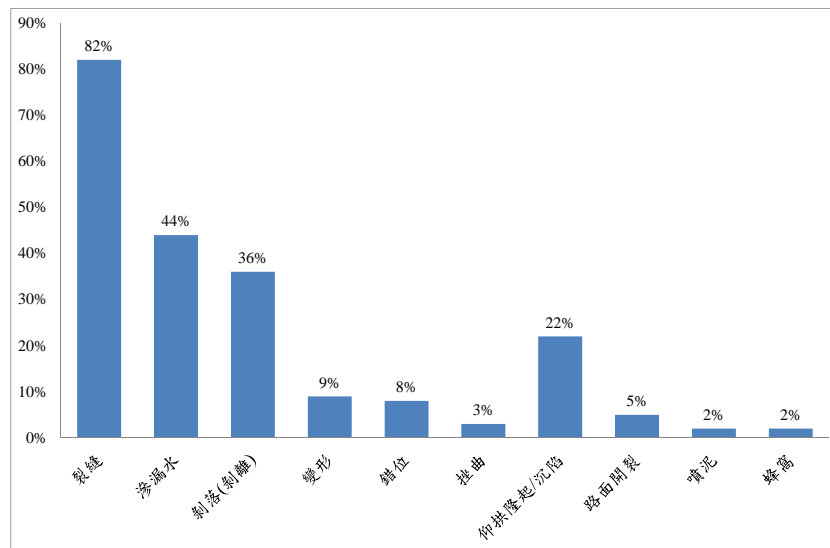


圖 2.2-1 襯砌異狀種類統計圖(李佳翰，2013)

(四). 隧道襯砌異狀影響因素：隧道襯砌異狀的可能因素甚多，其關係可採日本土木學會所建議之圖 2.2-2 隧道異狀(日本稱隧道變形)網狀關係圖來加以說明。隧道異狀的生成直接因素為載重增加、襯砌材料及周圍地盤之強度或勁度的減低；而低溫、地下水、背面空洞、地盤鬆弛和中和作用，則會對直接因素造成不利影響，進而加速異狀生成及惡化(日本土木學會，2009)。黃燦輝與鄭富書 (1997)、黃燦輝與鄭富書 (1998)探討老舊交通隧道之安全檢測、維修與補強技術研訂，黃燦輝等 (1999)探討震後隧道結構快速診斷手冊之建立與震後隧道結構快速補強手段相關計畫中，皆論及隧道襯砌異狀的影響因素，黃燦輝等 (2008)延續前期之研究，並整合國外相關研究成果(日本土木學會，

2003)，提出襯砌異狀影響因素之分類，如表 2.2-1。

表 2.2-1 襯砌異狀影響因素分類(日本土木學會，2003；黃燦輝等，2008)

外在因素			內在因素		
分類	物理性	化學性	分類	設計	材料 施工
自然因素	1.地形變異，如地滑、偏壓 2.地質變異，如膨脹壓、塑性擠壓、頂拱鬆動岩(土)壓、基礎沉陷或承载力不足 3.地下水變異，如水位升降之水壓變化、凍脹壓 4.其他，如地震、地殼變動	1.圍岩(土)長期弱軟化 2.地下水具侵蝕性或含有害物質 3.鹽害、凍害	自然因素	—	1.澆置混凝土時之溫濕度
			人為因素	1.未設置仰拱 2.側壁陡直 3.排水工設計不良 4.防水工設計不良 5.保護層不足 6.襯砌強度不足(設計岩(土)壓過低) 7.襯砌厚度不足(襯砌勁度不足)	1.骨材含泥量過高 2.異常凝結 3.鹼骨材反應 4.養護之溫差應力 5.乾縮
人為因素	1.近接施工，如開挖、回填、蓄排水 2.其他，如列車行駛振動、空氣壓力變化等	1.火災 2.煙害			1.養護不良 2.拆模過早 3.粒料分離 4.襯砌背後孔洞 5.混凝土澆置不均勻 6.混凝土模板下陷 7.施工縫施作不良 8.澆置中斷形成冷縫 9.排水工、防水工施作不良 10.支保下沉 11.襯砌強度不足 12.襯砌厚度不足

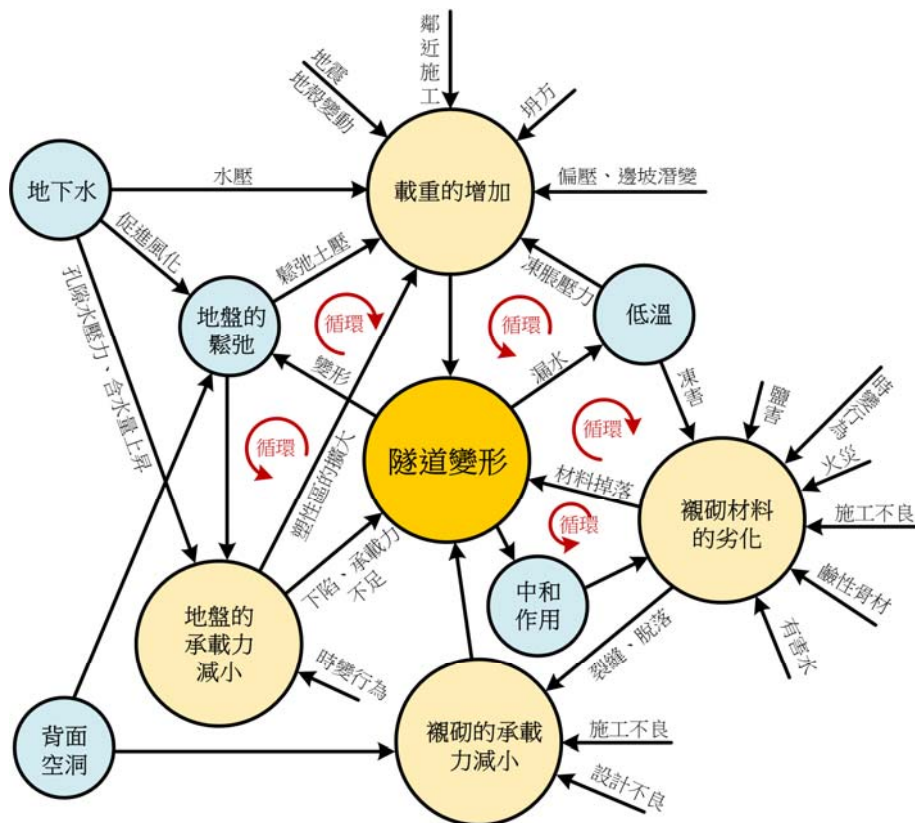


圖 2.2-2 隧道異狀影響因素的關聯圖(日本土木學會，2009)

根據以上所介紹之研究成果，隧道襯砌在營運後仍可能出現各種異狀，因襯砌結構形式和隧道功能而有不同，其中最普遍之形式乃襯砌裂縫。造成襯砌異狀的可能因素眾多，且彼此交互影響，釐清營運中隧道襯砌異狀肇因並非易事。而已發展成熟之隧道工程分析理論認為隧道施工後即達穩定，並未將營運階段納入考量，故發展營運中隧道的分析方法實為現今刻不容緩之事。

2.3 營運中隧道之力學分析方法

探討隧道開挖之變形分析方法眾多，自Kirsch (1898)提出無襯砌圓形隧道開挖後周圍應力之解析解以來，發展蓬勃且相關應用已臻成熟。相對於開挖階段來說，營運中隧道之變形複雜，外力形式不明，既有研究可以按照邏輯分為給定肇因的分析方法和針對異狀的分析方法兩部分。

(一). 給定肇因之研究係假定隧道肇因形態：以數值模擬、室內襯砌模型試驗等方式探討如岩體弱化、不同載重形態、結構弱化、岩體依時行為或鄰近施工等已知肇因對隧道的影響。

◎室內實驗

朝倉俊弘等 (1994)進行縮小尺寸 1/30 的純混凝土襯砌在有無地盤彈簧、襯砌為順打或逆打、不同載重位置、是否具有仰拱以及背後是否存在孔洞等條件下之試驗。野城一榮等 (2004)延續朝倉俊弘等 (1994)之雙線隧道襯砌模型(圖 2.3-1a)，在頂拱特定區域減少襯砌厚度，且於厚度削減處加載重以探討隧道襯砌受集中荷重作用時的荷重—位移關係。小島芳之等 (2006)設計一系列對應日本土木學會 (2003)提出的三種引致隧道襯砌異狀之外力型態—集中荷重、偏壓與塑性壓之試驗，部分沿用野城一榮等 (2004)製作削減厚度之襯砌，並改變荷載和削減厚度的位置，以製造實際隧道外力的三維效應。佐野信夫等 (2006)建立實驗過程中襯砌剛性與裂縫進展的關係，希望藉由觀察裂縫發展評估襯砌現有之剛性。Kojima 與 Yashiro (2005)為了解鄰近施工對隧道可能的影響，建立如圖 2.3-1b 之實驗模型，於地表反覆進行開挖與回填，獲得加卸載過程隧道襯砌受力的變化。

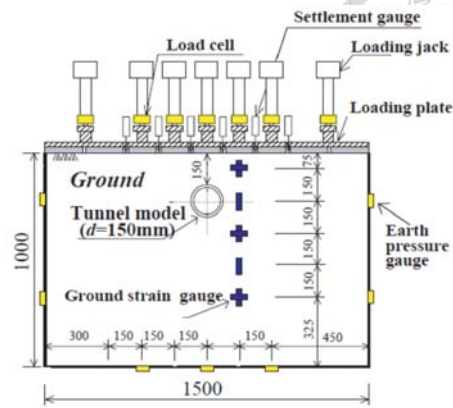
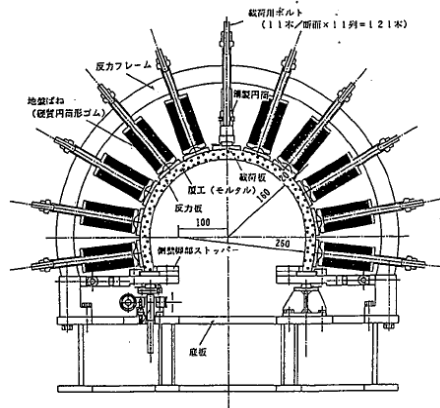


圖 2.3-1 日本學者之室內隧道實驗 (a)純混凝土雙線隧道模型試驗(朝倉俊弘等，1994) (b)反覆加卸載隧道模型(Kojima and Yashiro, 2005)

◎數值模擬

(1). 建立隧道斷面變形與外力增量之關聯：邱雅筑等 (2012)將隧道斷面變位分解為斷面整體平移、旋轉，以及斷面變形，認為平移和旋轉係剛體運動，隧道斷面不受力，故取其中惟一造成隧道形狀變化之純變形量，定義 I_d 指數描述斷面變形行為， $I_d = [(\alpha - 90)/90] \times (|\vec{u}_i^D|/|\vec{u}_i^D|_{\max})$ 。定義 10 種外力增量形態(其中 1~6 如圖 2.3-2a)的 I_d 曲線為變形特徵曲線，如圖 2.3-2b。若比對發現隧道之 I_d 曲線與變形特徵曲線相同，即可得知其外力增量形態。Obara 等 (2011)開發鑽孔斷面變形方法(Cross-sectional Borehole Deformation Method, CBDM)，利用自行開發的儀器掃描變形前後的圓形鑽孔斷面後，對量測到的位移以橢圓形最佳化，使儀器坐標和最大、最小主應力一致，藉由岩體楊氏模數求岩體最大和最小主應力(圖 2.3-3)。Mohamad 等 (2010)為了解鄰近的倫敦地鐵施工對既有疊砌隧道 Thameslink 隧道可能之影響，在施工期間裝設光纖(Brillouin Optical Timedomain Reflectometry, BOTDR)量測，後提出三種圓形隧道變形模式(圖 2.3-4)來解釋 Thameslink 隧道(馬蹄形斷面)的變形與受力方向。Mohamad 等 (2012)以 BOTDR 量測新加坡地鐵隧道受新建隧道施工的應變，提出兩種分析與解釋隧道變形的模式。其一，隧道變形後為對稱橢圓，則進一步將隧道變形分為均勻變形與純剪變形(文中以 pure shear 和 ovalizing loading 稱呼)(圖 2.3-5)；其二，隧道變形為對稱橢圓且旋轉，先求取橢圓長、短軸位置後可算出旋轉量，而後將光纖量得之應變積分獲得隧道位移，說明斷面受力情況。Stiros 與 Kontogianni (2009)將 Terzaghi (1942)在參與芝加哥地

鐵開挖期間評估隧道斷面變形的作法(圖 2.3-6a)加以系統化，假定圓形斷面變形後形成橢圓形，則斷面上每個位置的變形可以透過橢圓形擬合獲得平均變形張量，如圖 2.3-6b。該法用於希臘 Acheloos 分流隧道(Acheloos diversion tunnel)的收斂變形監測結果，可解析出斷面主要為側向受壓，變形隨時間逐漸增加(圖 2.3-6c)。

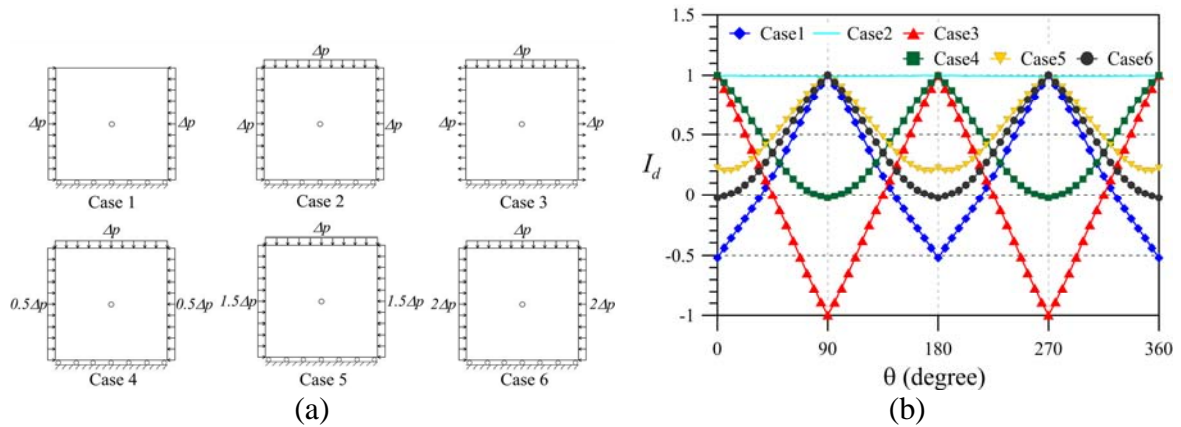


圖 2.3-2 遠域外力對應之變形特徵曲線(邱雅筑等，2012)

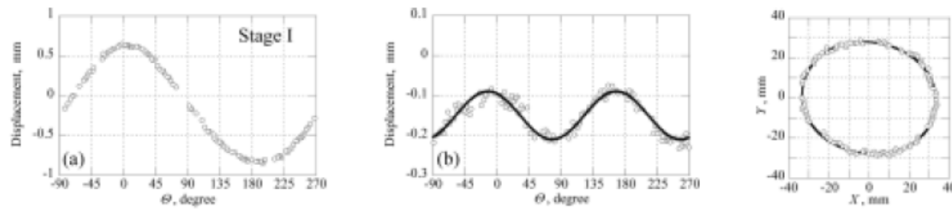


圖 2.3-3 鑽孔斷面變形方法(CBDM) (a)量測結果 (b)經最佳化後的量測結果 與(c)斷面純變形示意圖(Obara 等，2011)

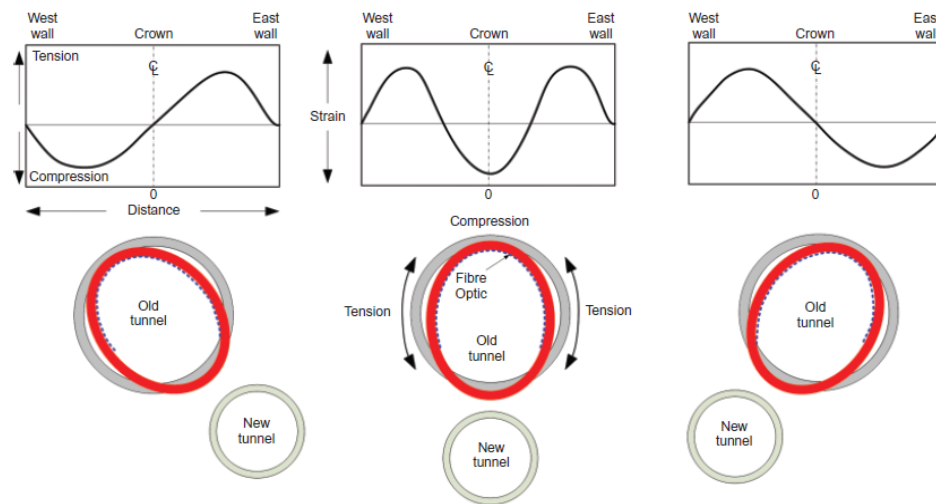


圖 2.3-4 隧道斷面變形模式(Mohamad 等，2010)

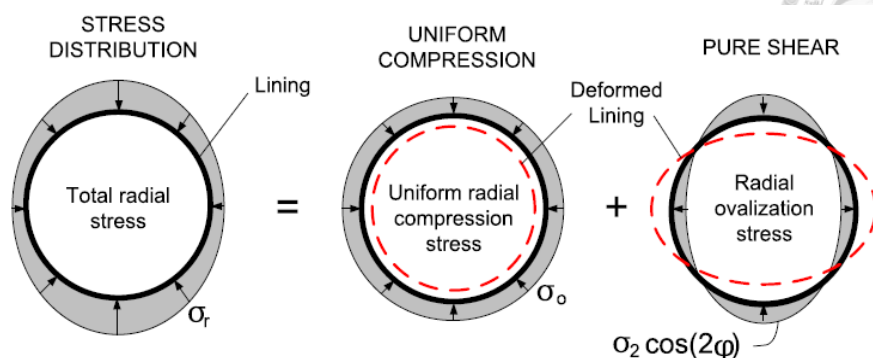


圖 2.3-5 隧道斷面受力分為均勻壓縮與橢圓外力(Mohamad 等，2012)

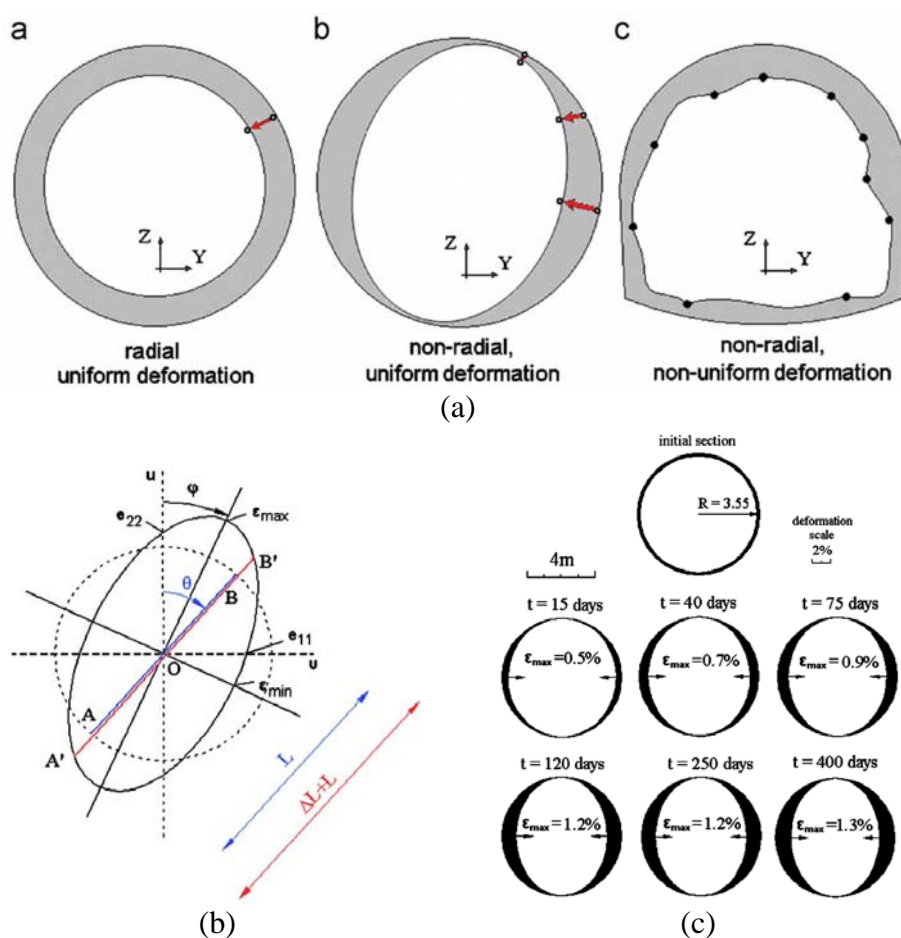


圖 2.3-6 隧道斷面的平均變形張量 (a)不同種類的隧道變形(Stiros and Kontogianni, 2009 簡化自 Terzaghi, 1942) (b)平均變形張量計算原理 (c)希臘 Acheloos 分流隧道的變形(Stiros and Kontogianni, 2009)

(2). 考慮特定肇因的數值模式：中國黃山市境內的富溪雙連拱隧道在導坑開挖時，於洞口段出現嚴重變形，R. Q. Huang 與 Xiao (2010)基於地質調查、隧道內應力與變形監測結果，以二維和三維數值模擬探討隧道應力變化、偏壓以及隧道上方破碎覆蓋層的特性，得知頂拱勁度為控制洞口變形的關鍵。

Shimamoto 等 (2009)提出線性、指數、對數三種岩體弱化模式，建立 Tagokura 隧道(圖 2.3-7a)之數值模型(圖 2.3-7b)，經試誤與監測資料比對後採用指數弱化模式，模擬結果指出隧道襯砌首先在頂拱後方出現裂縫，而後為起拱線襯砌表面，再由起拱線沿伸至側壁，最後頂拱達壓力破壞(圖 2.3-7c)。Idris 等 (2009); Idris 等 (2008)為探討古老疊砌隧道之力學行為，整理隧道襯砌材料之力學特性隨時間變化後，選擇其中張力強度、凝聚力及摩擦角作為疊砌塊體的弱化參數，以離散元素軟體 UDEC(Universal Distinct Element Method)根據實驗設計法(Experiment Design Method)依序改變塊體張力強度、凝聚力及摩擦角之數值，並用多變量變異數分析(Multivariate Analysis of Variance, MANOVA)及多重線性迴歸(Multiple Linear Regression)找出三個參數之間的關係。

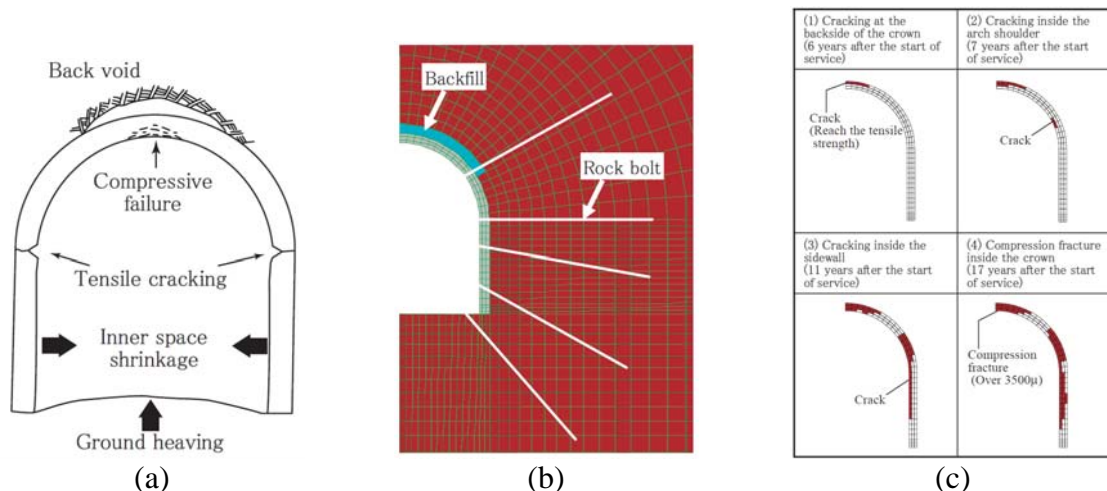


圖 2.3-7 以岩體依時弱化模式預測隧道變形 (a)Tagokura 隧道斷面示意圖 (b)數值模型 (c)隧道破壞模擬過程 (Shimamoto 等，2009)

(3). 整合襯砌模型實驗與數值模式:He 等 (2009)建立縮小至 1/30 尺寸之隧道模型的有限元素模型，並進行集中荷重試驗模擬，與實際進行的試驗結果比對後，提出一系列間距角度更密集的載重方向、不同混凝土強度等因子對應之隧道強度、剪力模數與勁度結果(圖 2.3-8a 與圖 2.3-8b)。Aruga 等 (2007)製作含鋼筋與純混凝土的襯砌模型(圖 2.3-9a)，於頂拱施加集中荷重(圖 2.3-9b)，比較兩種襯砌的受力行為。另外建立可描述此隧道襯砌行為之數值模型，模擬襯砌受力過程之荷載—位移曲線成果良好(圖 2.3-9c)。

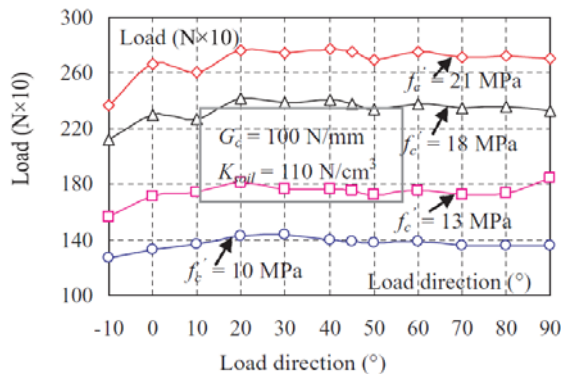
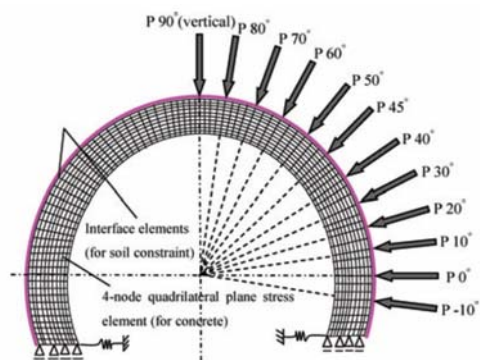


圖 2.3-8 隧道襯砌受集中荷重之模型試驗與數值模擬 (a)數值模型與外力條件 (b) 各種荷載方向對應之隧道強度 (He 等, 2009)

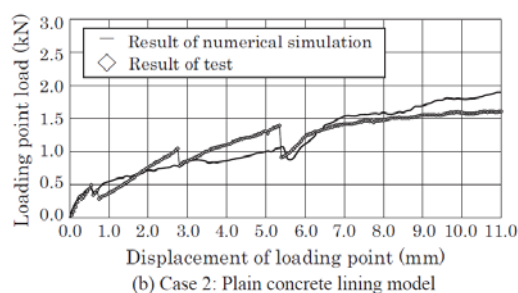
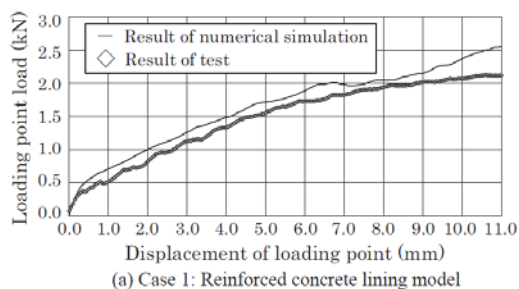
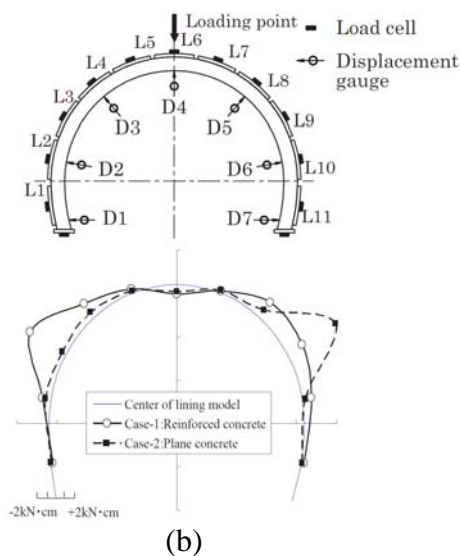
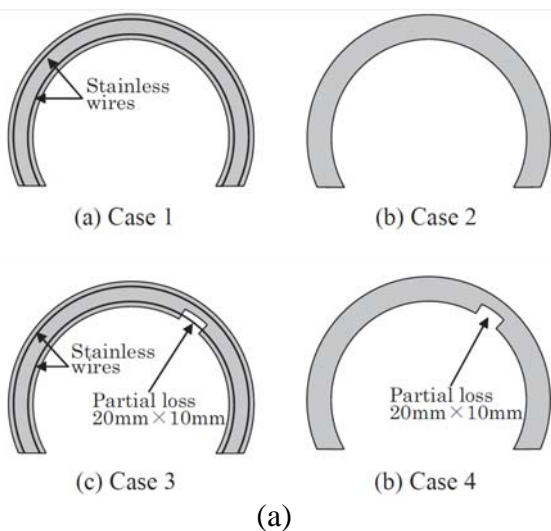
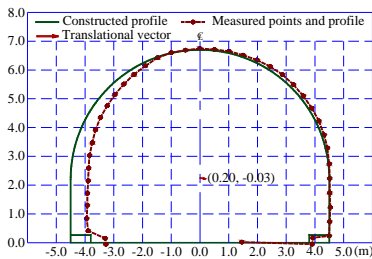


圖 2.3-9 含鋼筋隧道模型試驗與數值模擬 (a)設計案例 (b)外力條件與試驗結果 (c) 數值模擬和試驗之比對 (Aruga 等, 2007)

(二). 針對異狀之研究：蒐集整理多筆隧道襯砌異狀或變位資料，透過檢測資料研判隧道案例的異狀肇因，以統計、歸納等方法彙整提出異狀與肇因之間的關聯性。

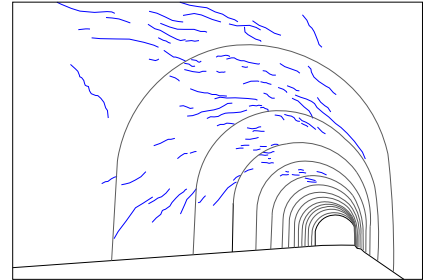
1. Wang (2010)：針對受邊坡失穩引致的隧道剪力變形，提出邊坡運動方向與隧道軸向平行、垂直與斜交時的典型裂縫形態，並說明邊坡失穩過程隧道襯砌的進展，如圖 2.3-10。



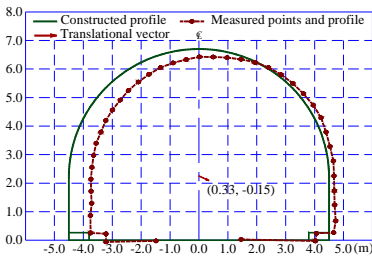
(a)異狀發展初期剖面位移(m)



(b)異狀發展初期之襯砌影像



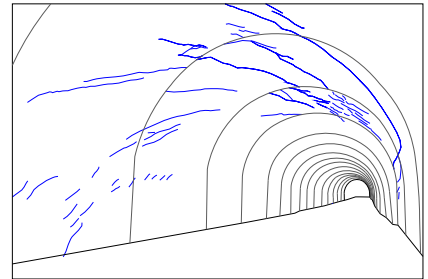
(c)異狀發展初期之裂縫分佈



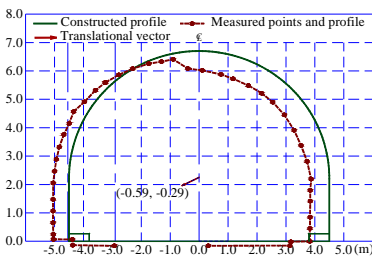
(d)異狀發展過程剖面位移(m)



(e)異狀發展過程之襯砌影像



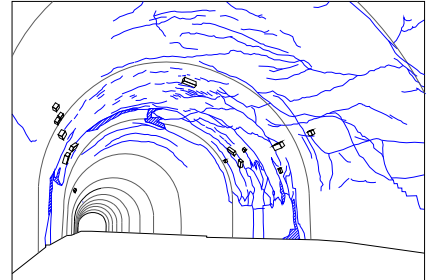
(f)異狀發展過程之裂縫分佈



(g)異狀程度嚴重之剖面位移(m)



(h)異狀程度嚴重之襯砌影像



(i)異狀程度嚴重之裂縫分佈

圖 2.3-10 邊坡失穩過程隧道襯砌異狀的進展(Wang, 2010)

2. Sandrone 與 Labiouse(2011)：將前節所述瑞士公路隧道案例透過各種方式研判異狀肇因後，以統計條件機率方法提出每種異狀在不同影響因子作用下的發生機率(表 2.3-1)。

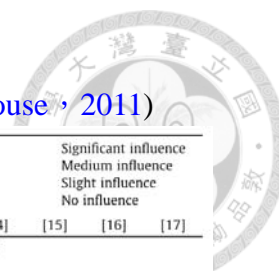
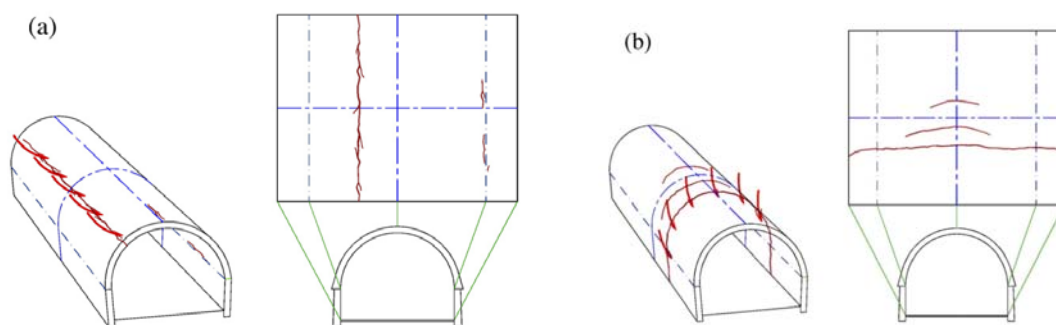


表 2.3-1 異狀影響因子與對應異狀類型(Sandrone 與 Labiouse, 2011)

		Influence factor														
		Modality														
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[8]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	
Age	A								17	41	14	17				
	B								2	5	2	5				
	C								7	-	-	7				
Traffic ^a	L		6		38	-	69									
	M		8		12	12	22									
	H		18		9	14	50				18			9		
	VH		14		50	36	86							43		
Ventilation ^a	Lo		18	20		16					4					
	Na		10	20		12					6					
	Tra		-	-		-					-					
	S-ra		-	-		-					-					
Geology/hydrogeology	LG	40	20	20					40	-	-		-			10
	Cry	64	32	32					21	18	16		-			14
	Sc&Ph	36	14	29					-	7	-		14			21
	C&M	42	20	17					20	-	-		24		42	
	Ca	46	-	5					-	19	-		10		27	
	Ev	40	40	40					-	-	20		20		40	
Depth	LO	45						77				6	11			
	MO	48						58				4	6			
	HO	47						53				29	18			
Waterproofing ^a	No	86	43	29	14	-	29		43	57	29					43
	Pe	50	-	25	13	13	75		-	-	-					-
	Pm	46	13	14	17	16	45		4	14	4					35
	I	100	-	-	75	25	100		-	-	-					-
	Te	-	-	-	-	-	-		-	-	-					-
	Tm	54	23	8	46	15	31		15	-	-					15

※LG = loose ground; Ev = evaporites; Cry = crystalline rocks; Sc&Ph = schists and phyllites; C&M = Clays and Marls; Ca = calcareous rocks; No = no waterproofing system; Tm = total in the middle; I = intrados; Pm = partial in the middle; Pe = partial extrados; Te = total extrados

3. 李佳翰(2013)：基於 266 個國內外山岳隧道襯砌異狀案例的結果，歸納出縱向裂縫、環狀裂縫、斜向裂縫、放射狀裂縫、橫向裂縫、漣漪狀裂縫、網狀裂縫與龜殼狀裂縫等 8 種典型的裂縫形態與對應肇因(圖 2.3-11)，並將其特徵化與數字化，提出山岳隧道襯砌異狀診斷流程。



(a) 縱向裂縫

(b) 環狀裂縫

圖 2.3-11 山岳隧道典型裂縫形態(李佳翰, 2013)

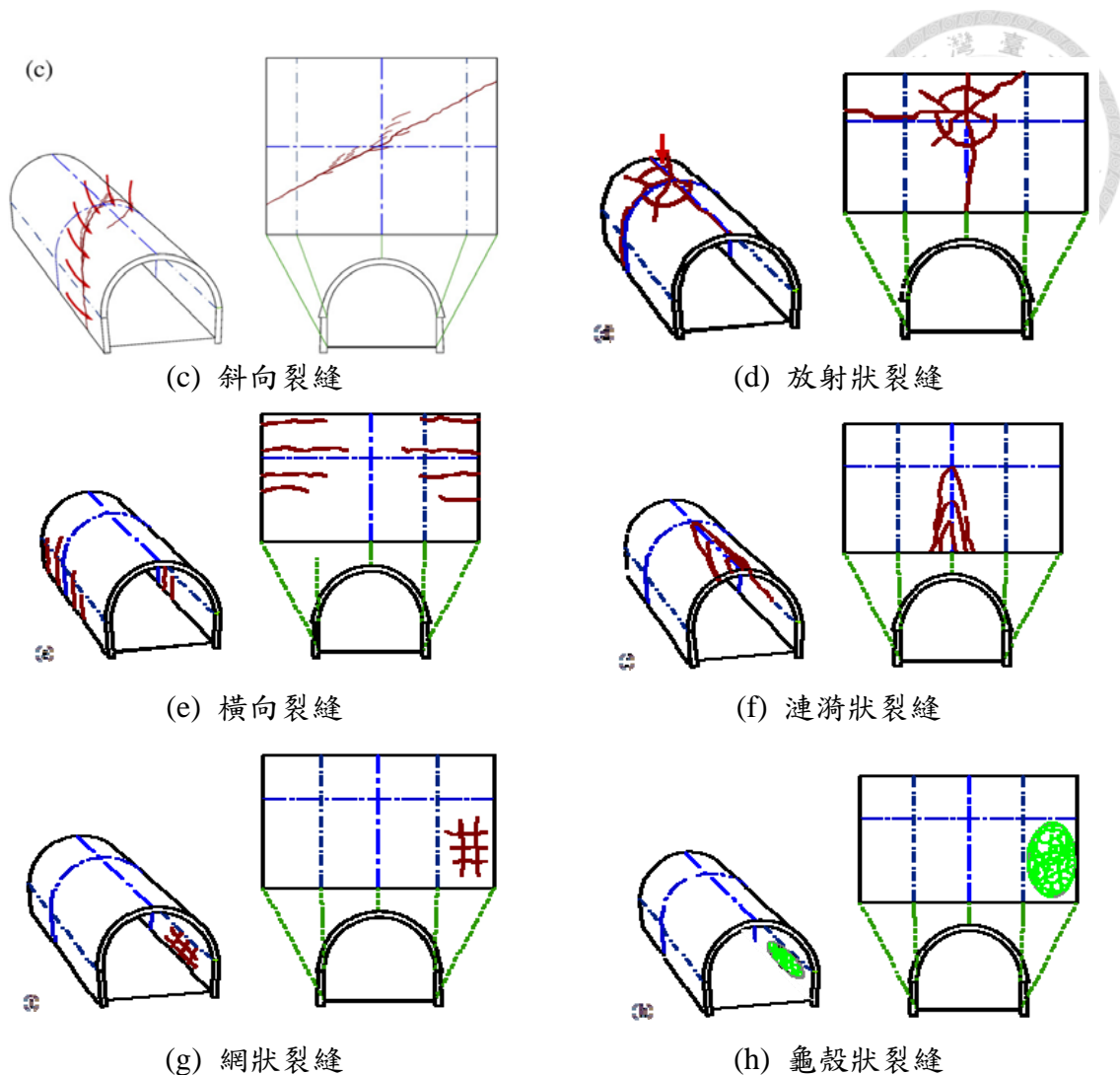
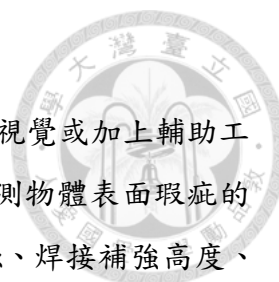


圖 2.3-11 山岳隧道典型裂縫形態(續)(李佳翰，2013)

綜合以上結果可知，目前營運中隧道定性的異狀肇因研判已可透過歸納異狀形態獲得初步成果(如李佳翰，2013)，然而定量連結隧道異狀和外力增量的方法仍有諸多侷限，值得進一步探討。

2.4 營運中隧道檢監測技術

國內早期隧道檢測以目視檢測為主，隨科技的進步，逐漸發展出光學技術、導電與電子技術、物理波動技術等檢監測技術，其中光學技術類可獲得異狀之位置或影像，精度與解析度最高，於量測及記錄隧道變形上具有一定優勢，故以下針對 1.目視檢測及光學技術；2.隧道淨空測量；3.襯砌影像掃描法；4.剖面影像法和 5.隧道影像展開與嵌接技術做進一步說明。



1. 目視、攝影與(或)錄影檢測

目視檢測(visual inspection)簡稱 VI，顧名思義是利用眼睛的視覺或加上輔助工具、儀器等，應用光學技術來進行直接或間接的偵查及檢視待測物體表面瑕疵的一種非破壞檢測方法，如觀察待測物體表面的龜裂、滲漏、腐蝕、焊接補強高度、表面處理等。目視檢測係最方便、最經濟的非破壞性檢測技術，也是在進行所有檢測作業之前、中、後經常必須進行的檢測方法。應用在隧道襯砌檢測時，目視檢測通常針對異狀種類、發生位置與分佈形態等予以測繪、並輔以照相或攝影記錄。

2. 隧道淨空測量

測量係使用儀器觀測測站與測點的角度、距離、高差，計算其相關位置，並以圖示法繪製成圖的作業技術。隧道淨空測量則係應用測量原理、使用測量儀器，依據已知的方位觀測斷面距離、角度及高程數據，經計算求得隧道淨空斷面的位置、面積或體積。隧道淨空測量工程界常以「收方」稱之。就測量儀器觀點，欲求得已知點與未知點之間的關係，一般需要經緯儀與測距儀兩種儀器，以及配合的反射稜鏡(或簡易貼片)、記錄設備等，另亦有將前述設備合而為一的全測站系統。目前常用的測量儀器測距精度多在 $1\sim 2\text{ mm}+2\sim 5\text{ ppm}\cdot D$ (D 為測距距離，單位為 km)，測角精度多在 $0.5\sim 2''$ 之間，換算為隧道淨空測量時，系統精度在 1 mm 左右，量測距離愈遠，精度愈差。若採用免稜鏡測量方式，精度在 10 mm 左右。

3. 襯砌影像掃描法

襯砌表面裂縫、滲水、剝落及配置等現況，可以用照相或攝影的方式記錄其表面的影像。由於使用中的隧道可供檢查的時間較短，必須採用高解析度、且能定位的設備，因此高解析度雷射掃描器因應而生。藉由影像掃描快速的將隧道壁的狀態記錄下來，再辨識襯砌表面裂縫、滲水、剝落等狀況，以供隧道改善之規劃與設計之參考。依據襯砌影像掃描的裝置，大致可歸為雷射掃描與光學影像兩類。國內曾採用之雷射掃描系統有 TS360 與 Leica GRP 5000 等，光學影像則有 DIBIT 三維隧道影像掃描儀。剖面影像法(Wang 等, 2009; Wang 等, 2010)，為利用攝影測量原理，以常見之數位相機拍攝隧道剖面影像並進行解算以量測剖面之方法，可獲得剖面連續的量測資料，為一簡捷、精確且經濟的測量方式(圖 2.4-1)。

4. 隧道影像展開與嵌接技術

隧道影像展開與嵌接技術之操作僅需一部高畫素數位相機，配合二部改良式

墨線儀或因應此技術開發之綠光雷射儀提供空間定位參考點，於隧道內拍攝一系列之照片，再應用透過橡皮伸張法原理發展的隧道影像展開與嵌接程式，即可將隧道內所拍攝之照片嵌接成展開圖(Lee 等, 2013)。此技術具有：(1)設備經濟、普遍且操作簡單，作業過程僅需 1~2 人，有利於提升隧道檢測之頻率；(2)可針對局部區域(異狀較明顯處、異狀存疑處…等)製作襯砌展開影像；(3)可局部更新不同時期拍攝的同一處影像，以便檢視異狀有無擴大跡象、或修補後之效果；(4)便利檢查人員繪製隧道襯砌表面之異狀展開圖等優點。此技術完全為國人自主開發，不受國外技術與專利限制，對於累積隧道安全檢測、襯砌異狀資料極具助益。

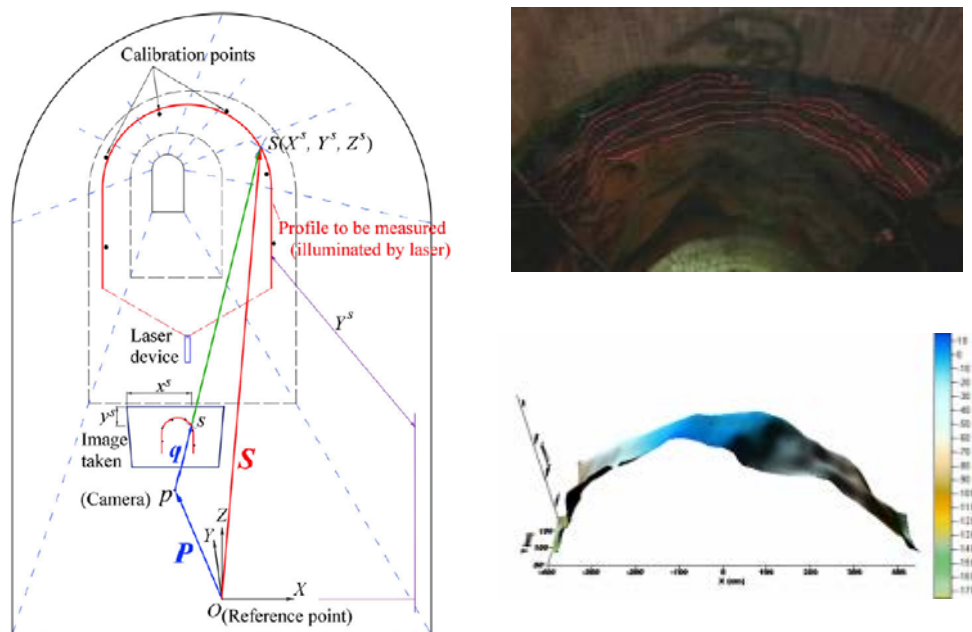


圖 2.4-1 剖面影像法成像原理與實測結果(Wang 等, 2009; 邱雅筑等, 2008; 邱雅筑, 2007)

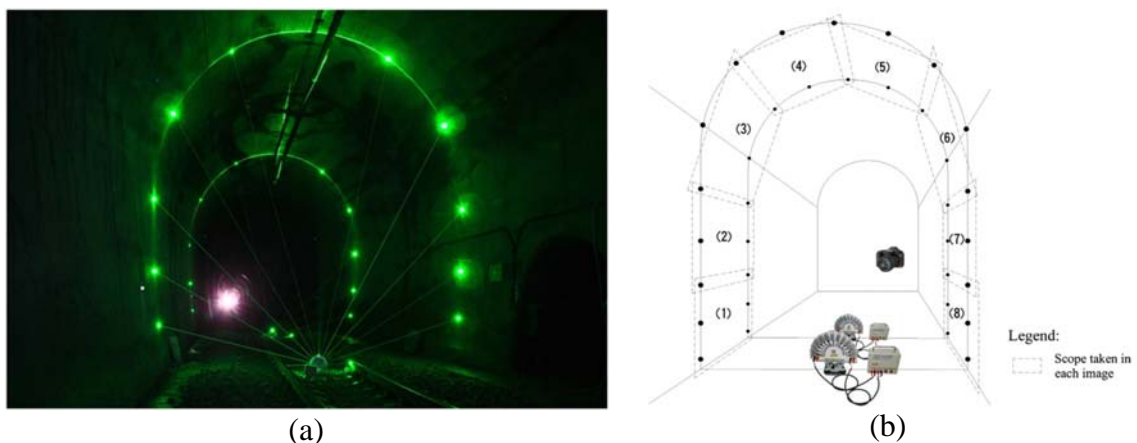


圖 2.4-2 隧道影像展開與嵌接技術 (a)實際作業情形 (b)分區拍照(Lee 等, 2013)

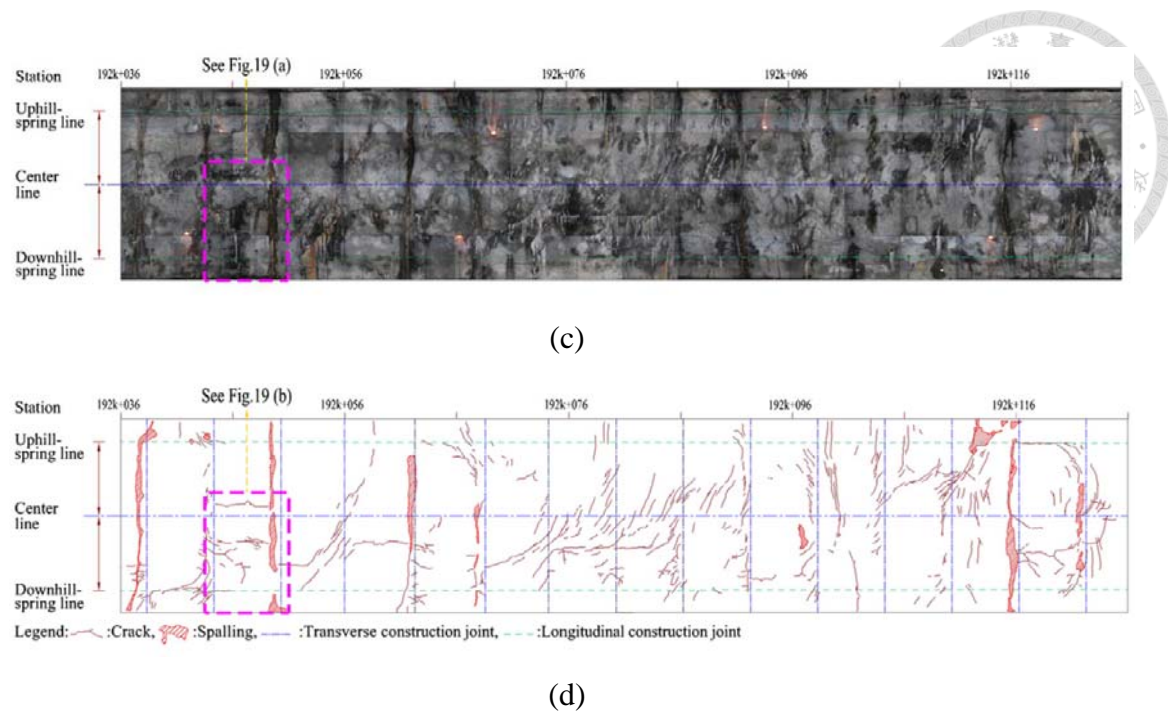


圖 2.4-2 隧道影像展開與嵌接技術(續) (c)嵌接影像成果 (d)異狀展開圖(Lee 等，2013)

2.5 小結

綜合前節所整理之相關文獻，可歸納出現今營運中隧道之研究現況如下：

1. 隧道襯砌異狀影響因素眾多，然常見異狀類型與影響因素之關聯不明確，各影響因子之交互作用錯綜複雜，使隧道變形機制研判不易。相關研究多為假設肇因做分析，又或蒐集多個案例後進行比對，目前尚無完整的分析理論提出。
2. 既有隧道檢監測技術適用於獲取影像與監測點空間位置等各種資訊，然營運中隧道變形速率相較於開挖中隧道甚為微小，多介於數公厘之間，隧道變形量測技術之精度(無稜鏡測量精度約 10 mm)尚無法因應此需求。

隧道工程永續發展為現今國際趨勢，然系統性解析營運中隧道行為的方法仍付之闕如，為現今亟需跨越的門檻。

第三章 研究方法



為突破營運中隧道未能解讀隧道變位之現況，本章提出特徵模態法，首先說明尋求圓形隧道具有明確物理意義之變位模態的假設前提與過程，討論斷面監測點數量對變位模態描述能力之影響，繼而以數值案例確立其中數個變位模態之物理意義，總結出圓形隧道特徵模態的數學表示式。隧道襯砌微變監測方法乃是考量既有營運中隧道監測技術的限制，為應蘊特徵模態法需求而生，包含高精度量測隧道三維絕對變位之隧道襯砌微變監測技術與三維變位資料的處理邏輯和流程。

3.1 特徵模態法

新奧工法之理念係在開挖階段極早給予初次支撐，待持續監測結果顯示岩體變位趨緩，乘載環已形成後方施作隧道襯砌。理論上襯砌不受力或受力甚微，其設計用意除美觀之外，也為隧道提供第二重保護作用。然而在台灣、日本等地殼運動活躍的國家，一部分隧道在營運之後襯砌出現裂縫、滲水等現象，除了因突發事件如地震、落石所引致之外，這些預期外的襯砌異狀發生之前少有顯著徵兆，隧道營運後的監測作業往往在異狀出現後才開始進行。國際間現已認知隧道營運階段損壞與維護的重要，並開始提倡新建隧道於完成後立即檢測，做為隧道營運生涯的起始點和掌握隧道結構劣化程度的基準。然而既有隧道在建造完成至異狀出現後第一次執行隧道檢測期間的資訊匱乏，對於目前已有修復需求的隧道而言，為避免在資訊不足的情況下研判隧道結構狀況，宜即早著手隧道長期監測，建立隧道近期狀況的資料，以做為隧道結構安全判斷基準。

引致隧道異狀的可能肇因種類繁多，[日本土木學會 \(2003\)](#)認為可大致區分為外因(外力與環境)與內因(材料、設計、施工等構造上的因素)([表 2.2-1](#))，本研究不考慮內因對隧道的影響，針對外因中外力變化引致的隧道異狀。若隧道在某段時間內空間位置發生改變，則代表此監測期間未知的外力造成岩體和襯砌之應力狀態發生變化，使襯砌應力狀態改變乃產生變形或平移([圖 3.1-1](#))。[邱雅筑等\(2102\)](#)定義隧道斷面在某個監測期間內的空間位置差為隧道斷面位移(displacement)，隧道斷面位移分為包含旋轉(rotation)、平移(translation)的斷面整體運動(或稱剛體運動, rigid body motion)，以及斷面變形(deformation)。[邱雅筑等\(2102\)](#)將隧道斷面位移扣除整體運動，提出一描述斷面變形的指數 I_d ，探討 I_d 與外力增量形態的關係，

期望藉由比對營運中隧道的 I_d 曲線與變形特徵曲線(參考 2.3 節)，來推測造成隧道斷面變形的的外力增量形態。然而，變形特徵曲線無法解釋過於複雜之外力增量形態，當案例隧道斷面的 I_d 曲線與邱雅筑等(2102)所提 10 個案例皆不相同，則須再次假設外力、繪製剖面特徵曲線，直至與其相符為止。

本研究將邱雅筑等(2102)所提之隧道斷面位移(displacement)－某隧道斷面所有監測點在不同時間的空間位置差－重新定義為隧道斷面變位(displacement)，但斷面上單一監測點之空間位置差則仍稱為該點之位移(displacement)。隧道斷面變位(displacement)包含平移(translation)和旋轉(rotation)兩種斷面整體運動(或稱剛體運動，rigid body motion)，以及非整體運動的隧道斷面變形(deformation)。特徵模態法之開發目的為解析隧道斷面變位，對包含斷面整體運動與變形的監測資料直接處理結果做分析，由任意物體位移可分為變形及剛體運動之概念出發，假設隧道斷面變位可藉由數個變位模態(displacement mode)來解釋，而這些變位模態代表隧道斷面在受特定外力增量之後的反應。也就是說，在隧道的基本條件如斷面尺寸、襯砌材料、岩體材料、邊界條件...等皆已知的前提下，隧道斷面所受的任意外力增量可以分解為幾種特殊外力增量之和，同理隧道斷面變位亦能視為特殊變形模態的組合。本節依序描述求取這些具特殊意義的變位模態－「特徵模態」之過程，包含隧道斷面基本變位行為的定義，特徵模態的推導，以及數值案例應用和特徵模態於描述隧道斷面平移量上的驗證。

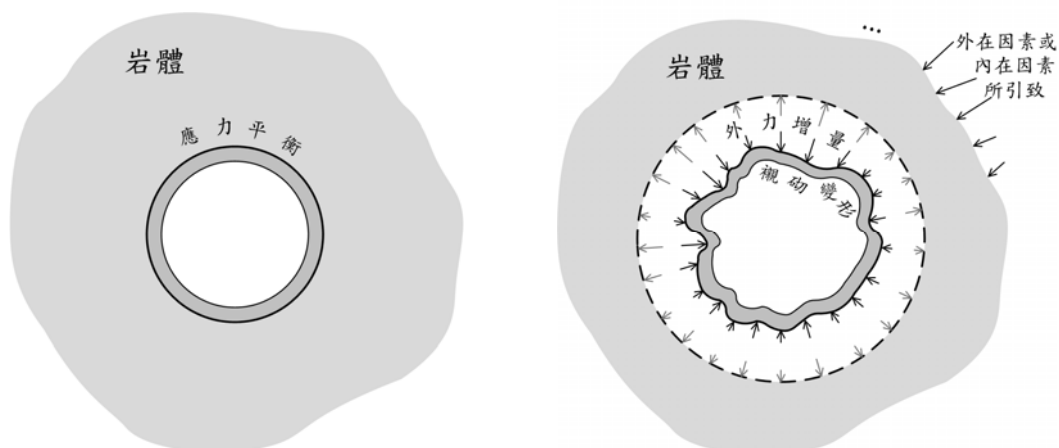


圖 3.1-1 營運中隧道變形過程示意圖

3.1.1 假設條件與限制

每回隧道檢測的結果，反映當時隧道之狀態，而利用測量技術檢測獲得隧道

襯砌上監測點的空間位置，透過長期檢測結果比較便可知監測點在監測期間之變位。一般而言，隧道結構安全隨營運時間增加而逐漸下降，隧道斷面的變位特性也隨之改變，然倘若能夠完全掌握某個時間隧道斷面與周圍岩體的所有資訊，經由合理的簡化及模式化，便可了解隧道斷面在當時條件下的變位特性。但實務上幾乎不可能做到對營運中隧道案例建造完成後所有變化均瞭若指掌，通常僅能利用初次監測以後累積的資料評估隧道行為。因此本研究採用最基本的設定，討論隧道襯砌和岩體皆為彈性材料，且襯砌一岩體之間不分離時隧道的變位特性。分析時不另外考慮初次支撐，僅以一個等厚度、含仰拱的襯砌代表隧道結構。此假設前提所定義的變位特性應用於塑性區較大、非連體行為顯著的隧道時，分析結果可能未盡理想。

3.1.2 基本模態

營運中隧道變位的複雜形態，乃是隧道在建成後因異狀肇因作用而逐漸累計形成，毋人欲以隧道建成後數月至數年監測結果逆推隧道在過去曾經經歷之歷史，無異以管窺天。因此，本研究排除將所有變因納入考量的作法，回歸至力學理論的基本假設，當隧道斷面與鄰近岩體符合彈性力學的前提，襯砌斷面變位可以寫成斷面上每個監測點分別產生單位變位時的全斷面變位之線性疊加結果。為便於說明，自本節起採用有限元素軟體 Abaqus 建立一圓形隧道之數值模型(材料參數與邊界條件如表 3.1-1 和圖 3.1-2)，用以視覺化文中提及之各項參數的實質形態。

定義某監測期間內單一隧道斷面 n 個監測點之變位集合 $\{u\}$ 為該斷面之變位，以矩陣表示為 $\{u\} = [u_1 \ u_2 \ \cdots \ u_i \ \cdots \ u_m]^T$ 。由於僅考慮斷面平面上行為，每個監測點變位包含水平(x)與垂直(z)分量(具有 8 個監測點之隧道坐標定義如圖 3.1-3a)，故 $\{u\}$ 之維度為 $m \times 1$ ， $m = 2n$ ， u_i 是 $\{u\}$ 於自由度 i 之分量。隧道剖面坐標及自由度定義由頂拱起始，沿順時針方向編排，自由度 4 即監測點 2 之垂直向變位，如圖 3.1-3b 所示。每個自由度的變位值為該自由度本身對自己的影響以及其他自由度對該自由度影響之結果，假定現有一隧道剖面之位移為

$$\{u\} = [u_1 \ u_2 \ \cdots \ u_m]^T, \text{ 則 } \{u\} \text{ 在自由度 } 1 \text{ 之分量}$$

$$u_1 = a_1 F_{11} + a_2 F_{12} + \cdots + a_m F_{1m} \cdots \cdots \cdots \text{(式 1)}$$

F_{11} 為斷面最大變位量發生於自由度 1 時，自由度 1 方向之位移分量； F_{1m} 乃最

大變位量發生於自由度 m 時，自由度 1 方向之位移分量。同理，斷面變位 $\{u\}$ 在自由度 i 之分量可寫為

$$u_i = a_1 F_{i1} + a_2 F_{i2} + \cdots + a_m F_{im} \cdots \cdots \cdots (式 2)$$

則斷面變位

$$\{u\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_m \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} a_1 F_{11} + a_2 F_{12} + \cdots + a_m F_{1m} \\ a_1 F_{21} + a_2 F_{22} + \cdots + a_m F_{2m} \\ \vdots \\ a_1 F_{m1} + a_2 F_{m2} + \cdots + a_m F_{mm} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} F_{11} & F_{12} & \cdots & F_{1m} \\ F_{21} & F_{22} & \cdots & F_{2m} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ F_{m1} & F_{m2} & \cdots & F_{mm} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ \vdots \\ a_m \end{Bmatrix} \cdots \cdots (式 3)$$

整理成簡易形式如

$$\{u\} = [F] \{a\} \cdots \cdots \cdots (式 4)$$

式 3 中 $[F]$ 矩陣第 i 行代表斷面最大變位發生於自由度 i 時之斷面變位，稱為隧道第個 i 基本變位模態(或基本模態)，可記註為 $\{F_{ji}\}$, $j=1 \sim m$ 。以隧道斷面具 128 監測點之數值模型獲得的 F_{j1} 與 F_{j2} , $j=1 \sim m$ 如圖 3.1-4。斷面變位 $\{u\}$ 是各個 $\{F_{ji}\}$ 乘上對應的 a_i 之線性組合。

表 3.1-1 數值模型之材料參數

襯砌		岩體		$R = \frac{E_r}{E_l}$
楊氏模數 E_l (GPa)	柏松比 ν_l	楊氏模數 E_r (GPa)	柏松比 ν_r	
22.63	0.3	4.89	0.27	0.2

※材料為木山層砂岩(翁孟嘉，2001；蔡立盛，2005；張裕沅，2007)

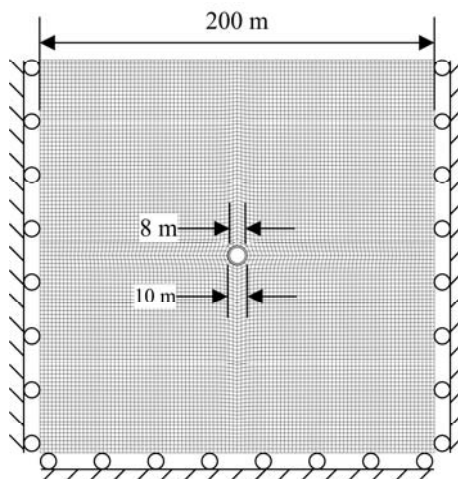


圖 3.1-2 八監測點圓形隧道斷面數值模型示意圖

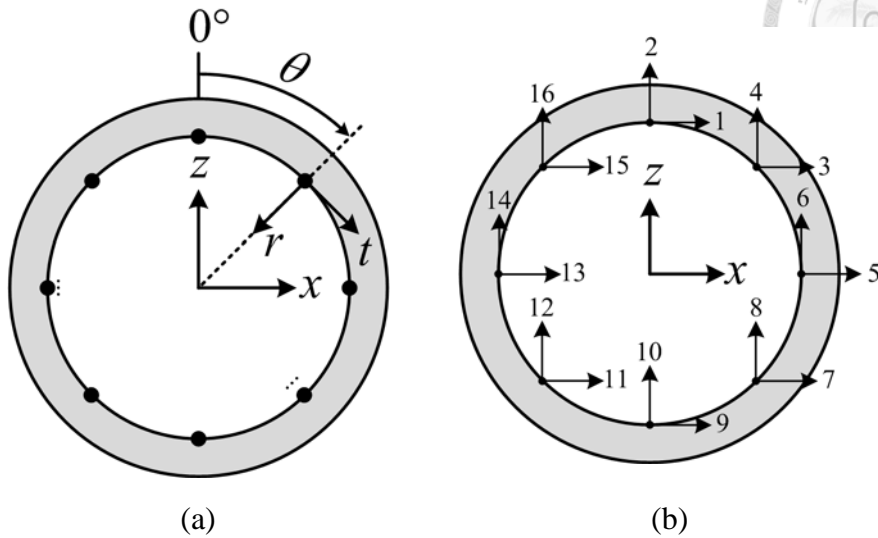
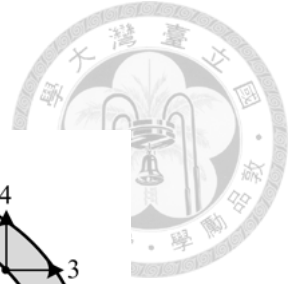


圖 3.1-3 八監測點圓形隧道斷面坐標及自由度定義示意圖 (a)坐標定義 (b)自由度定義 (Chiu *et al.*, 2013, 2014)

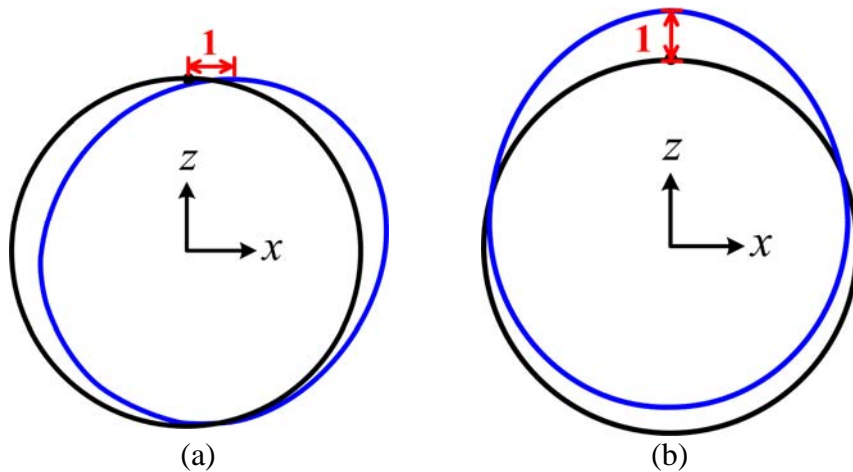


圖 3.1-4 最大變位量發生於 (a)自由度 1 與 (b)自由度 2 之斷面變位

3.1.3 特徵模態

古典力學由質點運動伊始，延伸至具有諸多質點之物體運動，其最基本之概念闡述物體受力行為包含旋轉、平移以及變形三大類。前述基本變形模態既可做為描述隧道剖面位移的基礎，則集合基本變形模態之矩陣 $[F]$ 即代表隧道剖面之變形特性，經由探討 $[F]$ 之性質可協助了解隧道受外力增量作用後的反應。本研究以前節所述隧道八監測點二維數值模型(圖 3.1-2~3.1-3)於襯砌各自由度位置及方向施加單位力產生基本變形模態，組合成為影響矩陣 $[F]$ 。嘗試求取其特徵向量 $\{\phi\}_i$ ， $i=1 \sim m$ 後獲得每個特徵向量做為隧道斷面變位，繪出結果如圖 3.1-5，可發

現這些特徵向量大部分均符合直觀的物理行為，且似乎具有一定規律。此處特徵向量皆經過比例調整使其向量範數(vector norm)為 1。故取特徵向量定義特徵矩陣 $[\phi] = [\{\phi\}_1 \ \{\phi\}_2 \ \cdots \ \{\phi\}_m]$ ，將所有特徵向量稱為特徵模態。

為確保特徵模態足以描述任意隧道變位，乃進一步尋求更為精確之特徵模態。根據交換定理(reciprocity theory)所述，在彈性材料物體上，當單位力作用於 a 點時 b 點之位移，與單位力作用於 b 點時 a 點之位移相同。應用於隧道斷面時，即如圖 3.1-6 所示，施加單位力於襯砌表面 b 點時造成的 a 點位移 U_{ab} 等於施加單位力於 a 點時造成的 b 點位移 U_{ba} 。因此將前節做法改為在自由度 i 施加單位力，依序獲得之單位力 $[F]$ 矩陣滿足以下條件

$$F_{ji} = F_{ij} \dots\dots\dots (式 5)$$

由上式知 $[F]$ 為對稱矩陣，但對稱矩陣之特徵向量必定互相正交(Gantmacher, 2005)，故透過單位力得到的特徵模態可以做為 m 度空間 R^m 之基底向量，具有相同維度的隧道斷面變位 $\{u\}$ 可以完全分解至這些特徵模態上，

$$\{u\} = [\{\phi\}_1 \ \{\phi\}_2 \ \cdots \ \{\phi\}_m] \{\beta\} = [\phi] \{\beta\} \dots\dots\dots (式 6)$$

$[\phi]$ 稱為特徵矩陣(characteristic matrix)， $\{\beta\}$ 為各特徵位移模態對應之特徵參數(characteristic parameter)， $\{\phi\}_i$ 為特徵模態(characteristic mode)。式 6 有惟一解的條件是 $[\phi]$ 的最大線性獨立數等於其維度 m ，由於任意兩個 $\{\phi\}_i$ 相互正交，故可證明此線性組合具有惟一解。

利用 $[F]$ 矩陣與特徵矩陣 $[\phi]$ 之關係

$$[F] = [\phi][D][\phi]^{-1} \dots\dots\dots (式 7)$$

代入式 4 後可得到 $\{\beta\}$ 與 $\{a\}$ 之轉換式

$$\{\beta\} = [D][\phi]^{-1} \{a\} = [D][\phi]^T \{a\} \dots\dots\dots (式 8)$$

其中 $[D]$ 是由 $[F]$ 的特徵值組成的對角矩陣。

實際建置 8 監測點與 16 監測點隧道斷面數值模型，分別求取以單位位移和單位力獲得之特徵矩陣，將特徵模態兩兩內差後轉換為角度以計算向量夾角與正交時夾 90° 之差異，定義正交誤差如下式

$$\frac{90^\circ - \tan^{-1} \left[\max \left(\{ \phi \}_i \cdot \{ \phi \}_j \right) \right]}{90^\circ} \times 100\% \dots\dots\dots (式 9)$$

其中 $i, j = 1 \sim m$ 但 $i \neq j$ ，若所有特徵向量均互相正交則誤差為零。結果顯示施加單位力獲得之特徵模態間具有良好正交性(圖 3.1-7)，但通過單位位移獲得之特徵模態則有 3% 左右的正交誤差，此誤差隨觀測點數量之增加有減少的趨勢。綜合以上結果，本研究後續討論之特徵模態均採用以單位力所獲得的結果。

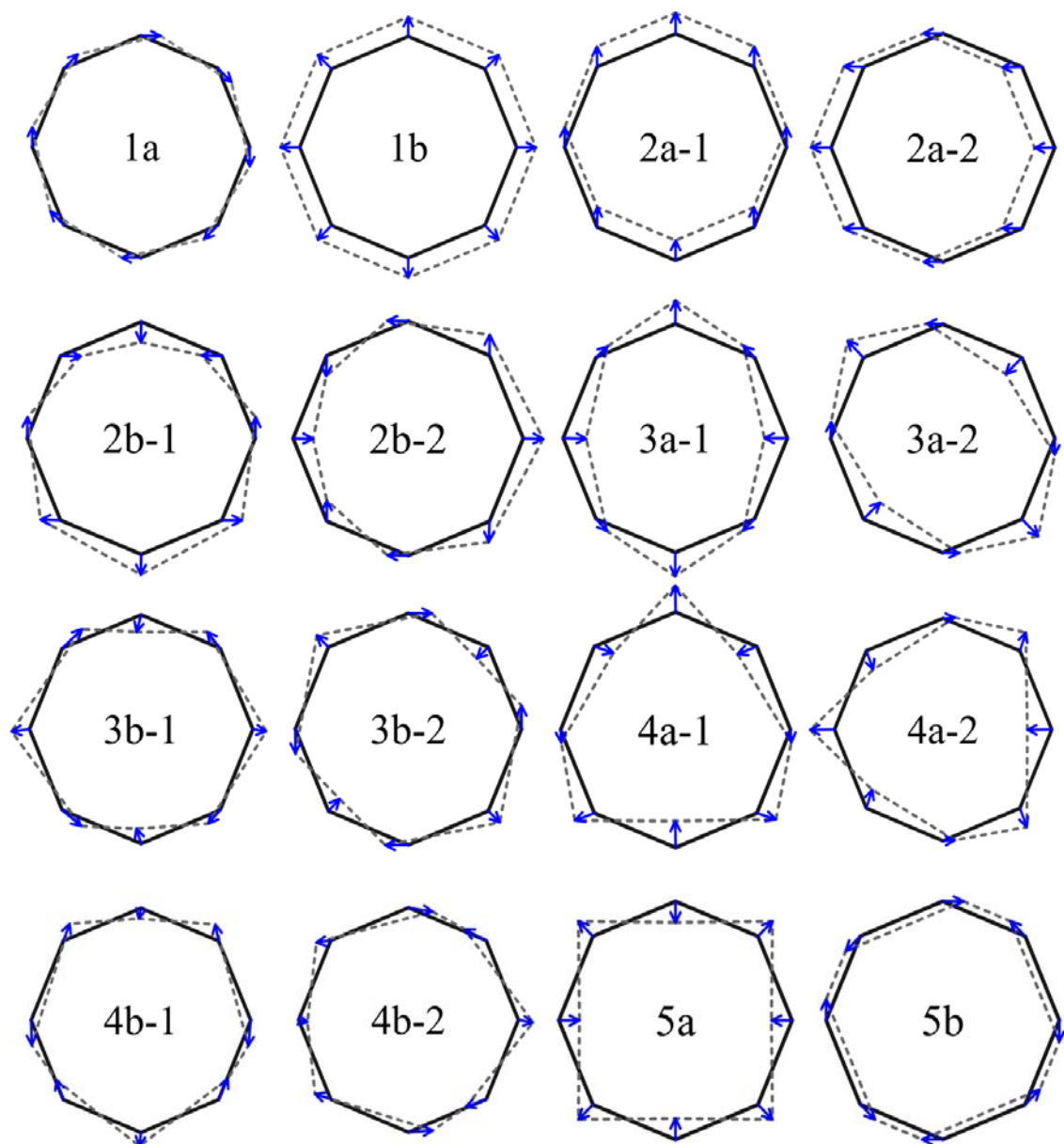


圖 3.1-5 八監測點圓形隧道之特徵模態

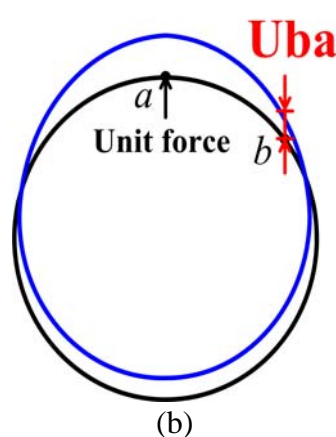
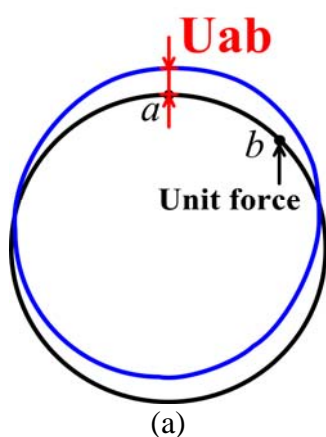


圖 3.1-6 單位力加於 (a) a 點與 (b) b 點之斷面變位

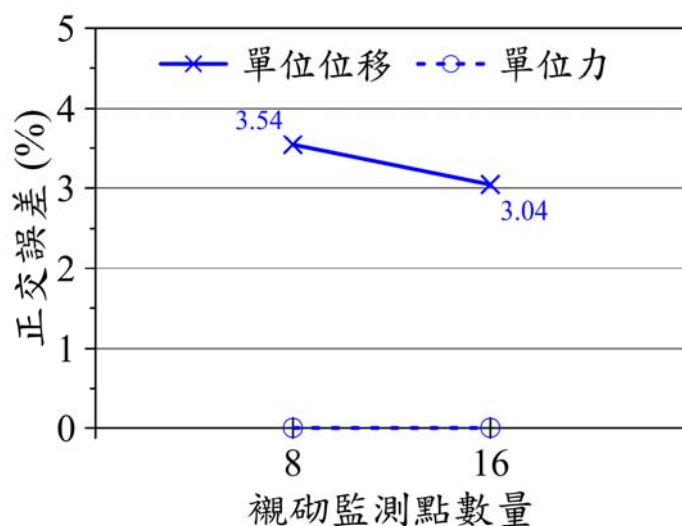


圖 3.1-7 單位位移與單位力特徵模態正交誤差比較圖

3.1.4 特徵模態

從圖 3.1-5 可看出特徵模態之形式具有一定邏輯，為進一步確認其特性以歸納圓形隧道的變形機制，首要考慮提升模態描述剖面變形的能力，也就是監測點數量多寡。八監測點隧道模型之特徵向量包含旋轉(模態 1a)、平移(模態 2a-1、2a-2)、均勻伸張(模態 1b)等，其形態與物體的常見物理行為一致(圖 3.1-5)。圖 3.1-8 為不改變材料參數與模型大小，僅將隧道監測點數增加至 16 所計算得到之特徵模態。總數共 32 個模態之中，完全涵蓋了八監測點隧道的 16 個模態(圖 3.1-5)，而額外的 16 個模態形式皆較前者複雜。顯見隧道剖面節點數增加使特徵模態能描述變化更為劇烈的變形，但無論如何圓形隧道剖面受力基本行為皆是由簡至繁。16 監測點隧道斷面之所有特徵模態 $r-t$ 變位分量依照圖 3.1-3a 中 $\theta = 0^\circ \sim 180^\circ$ 繪出曲線如表 3.1-2。根據 $r-t$ 變位分量曲線之週期可將特徵模態分為 5 個主類別，第 1 類在切向

和徑向之變位分量其一為零，另一為常數；第 2 至 5 類曲線波形大致類似，隨類別數增加週期漸減。各主類別按切向與徑向變位分量的相位角差又可分為 a 類與 b 類，a 類 t 分量較 r 分量多了 $1/4$ 週期的相位角，而 b 類 t 分量較 r 分量少了 $1/4$ 週期的相位角。

就形態來看，16 監測點隧道斷面包含僅具有切向(t 方向，順時針為正，見表 3.1-2)位移之旋轉模態(1a)、僅徑向(r 方向)位移之均勻伸張模態(1b)；切向與徑向位移為週期 2π 之正弦及餘弦函數的平移模態(2a-1)和其次模態(2b-1)；切向與徑向位移為週期 π 之正弦及餘弦函數的橢圓變形模態(3a-1)與其次模態(3b-1)等。第四類模態為三角變形，第五類模態為四角變形，以此類推。總結而言，八監測點隧道的特徵模態即為 16 監測點隧道的前 16 個模態(1a~5a-2)，其中八監測點隧道的 5a 類模態是 16 節點的 5a-1，5b 模態是 16 節點的 5a-2。只因節點數不足，故僅分別顯示出 16 節點對應模態的波峰和波谷。因此可判斷 9a 類的 t 分量雖顯示為零，但實際形態應是波形與 r 分量相同、週期為 $2\pi/8$ 、相位角差 22.5° 的曲線。同理可推測第 7 類和第 8 類模態的完整位移曲線，將 6a-1、7a-1 和 8a-1 變位 r - t 分量分別以週期為 $2\pi/5$ 、 $2\pi/6$ 、 $2\pi/7$ 的三角函數擬合(如圖 3.1-9)後發現兩者相當一致。對十六節點模型而言，最高可解析至第八類特徵模態，至於週期為 $\pi/4$ 之第九類模態，由於一個週期範圍僅能擷取三個點，無法實際反映剖面變形(如圖 3.1-8、表 3.1-2)。因此在實際應用時，宜視隧道剖面變形選擇具有適當解析度之特徵模態。

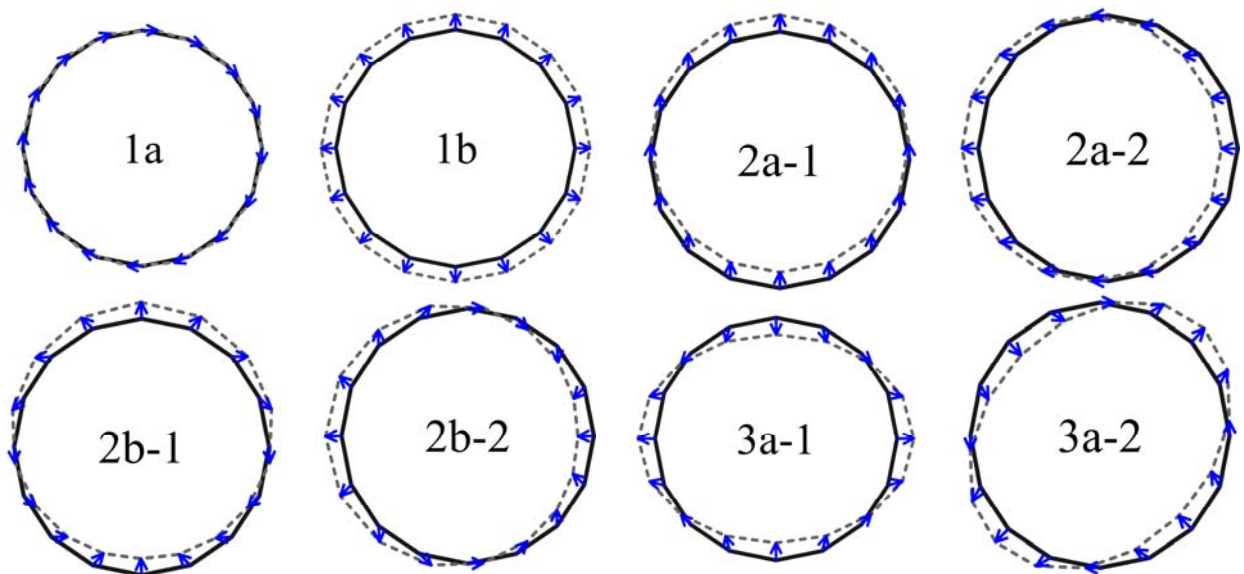


圖 3.1-8 具 16 監測點圓形隧道之特徵模態

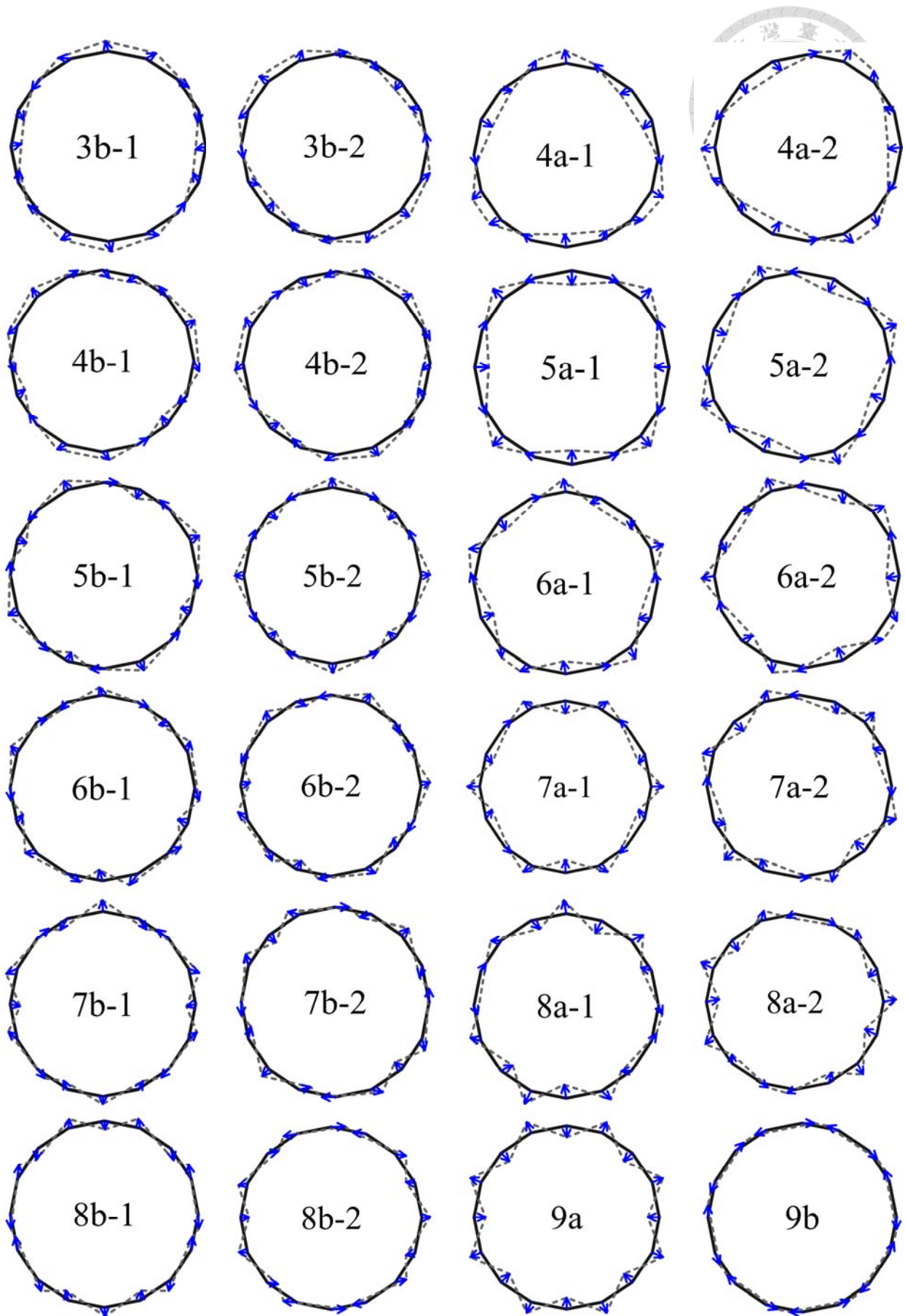


圖 3.1-8 具 16 監測點圓形隧道之特徵模態(續)

表 3.1-2 具 16 監測點隧道特徵模態之變位分量

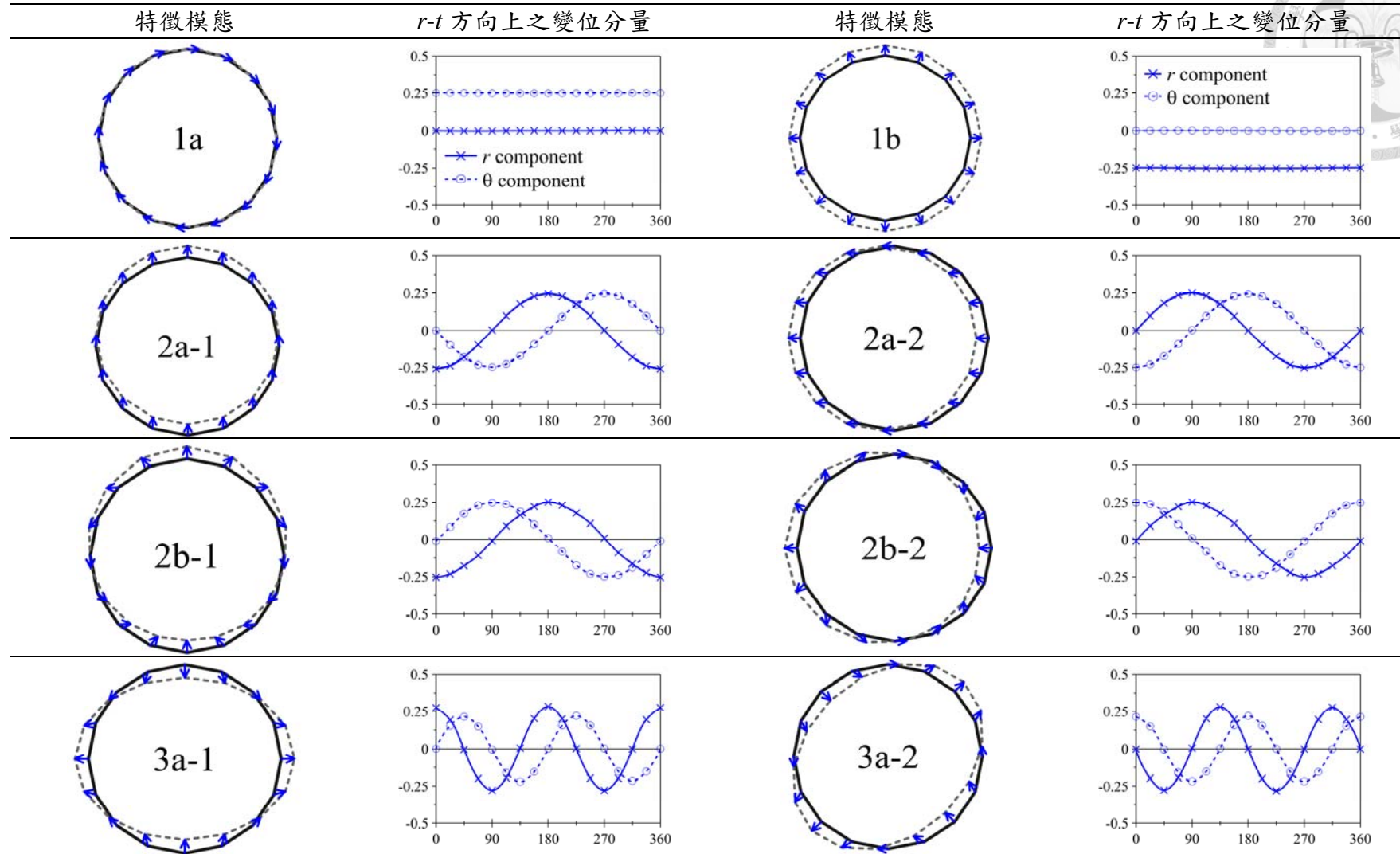


表 3.1-2 具 16 監測點隧道特徵模態之變位分量(續)

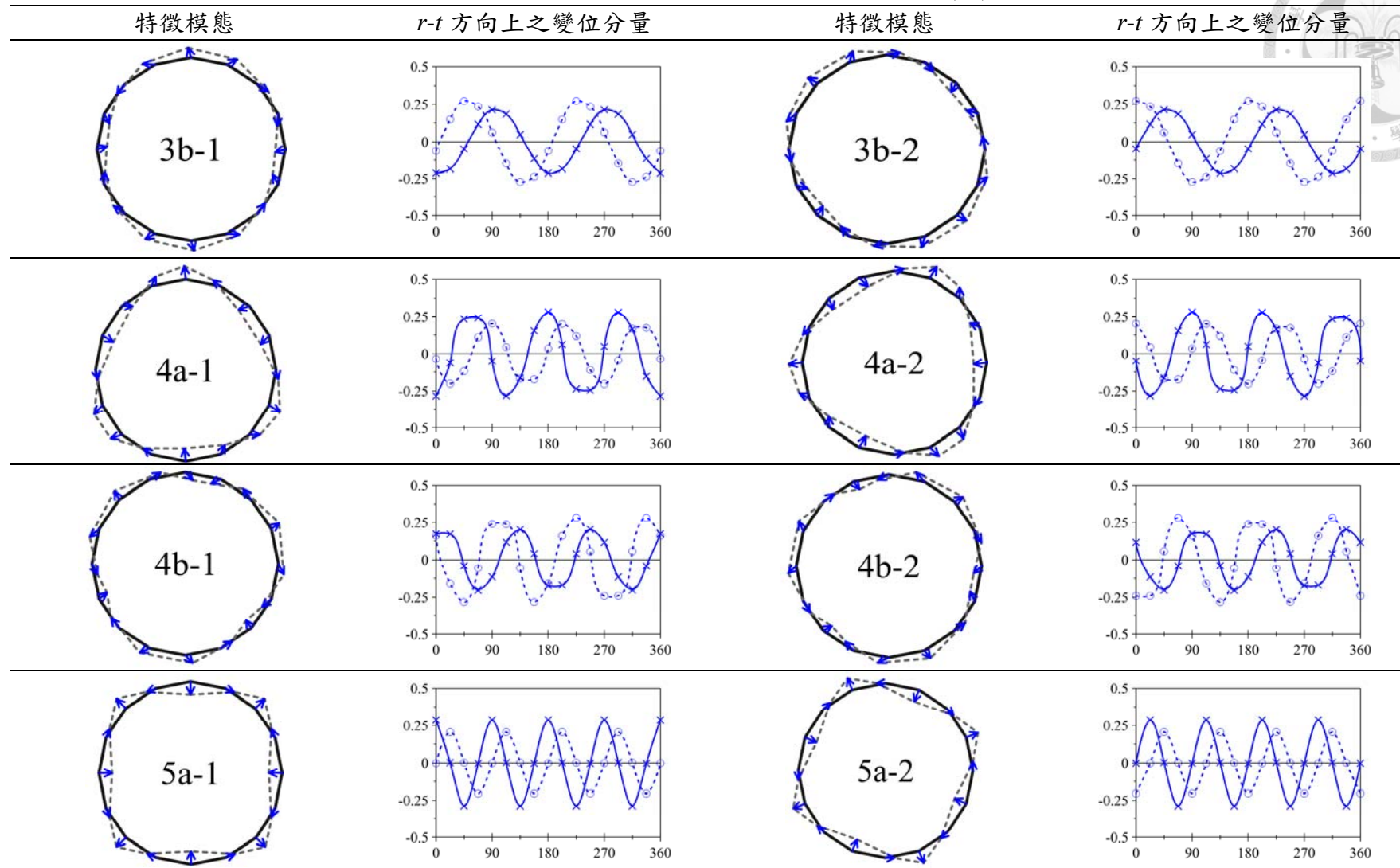


表 3.1-2 具 16 監測點隧道特徵模態之變位分量 (續)

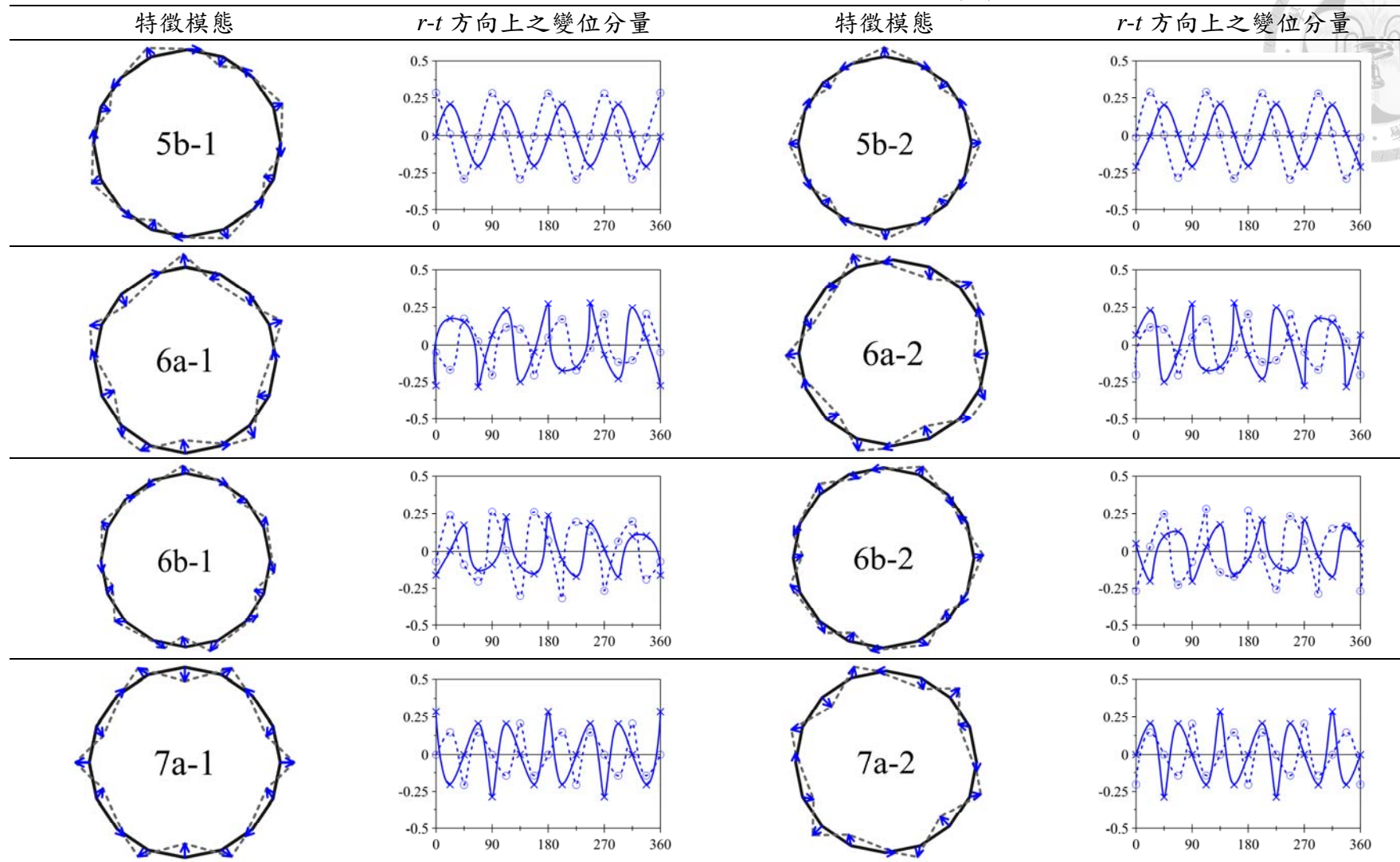
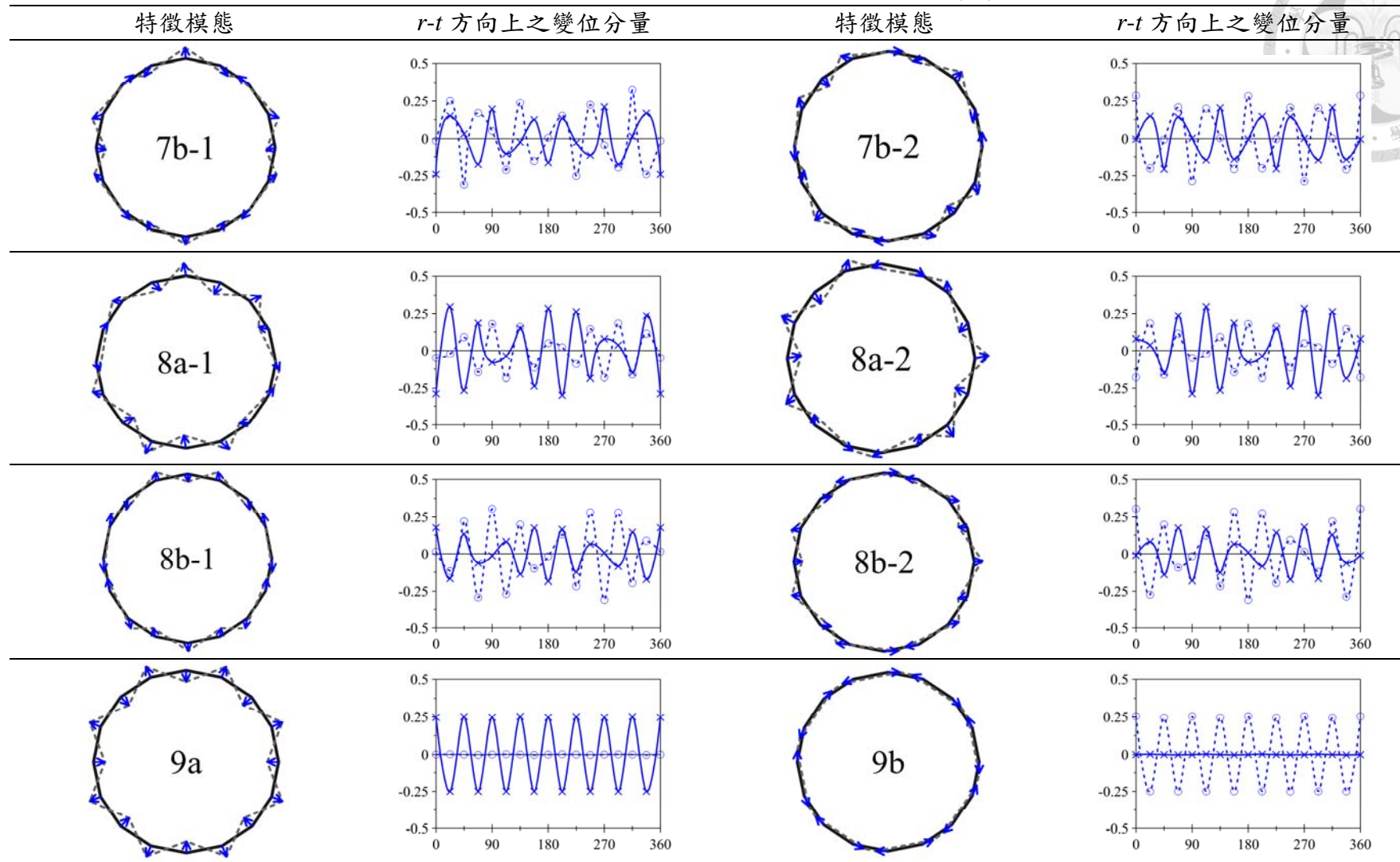


表 3.1-2 具 16 監測點隧道特徵模態之變位分量 (續)



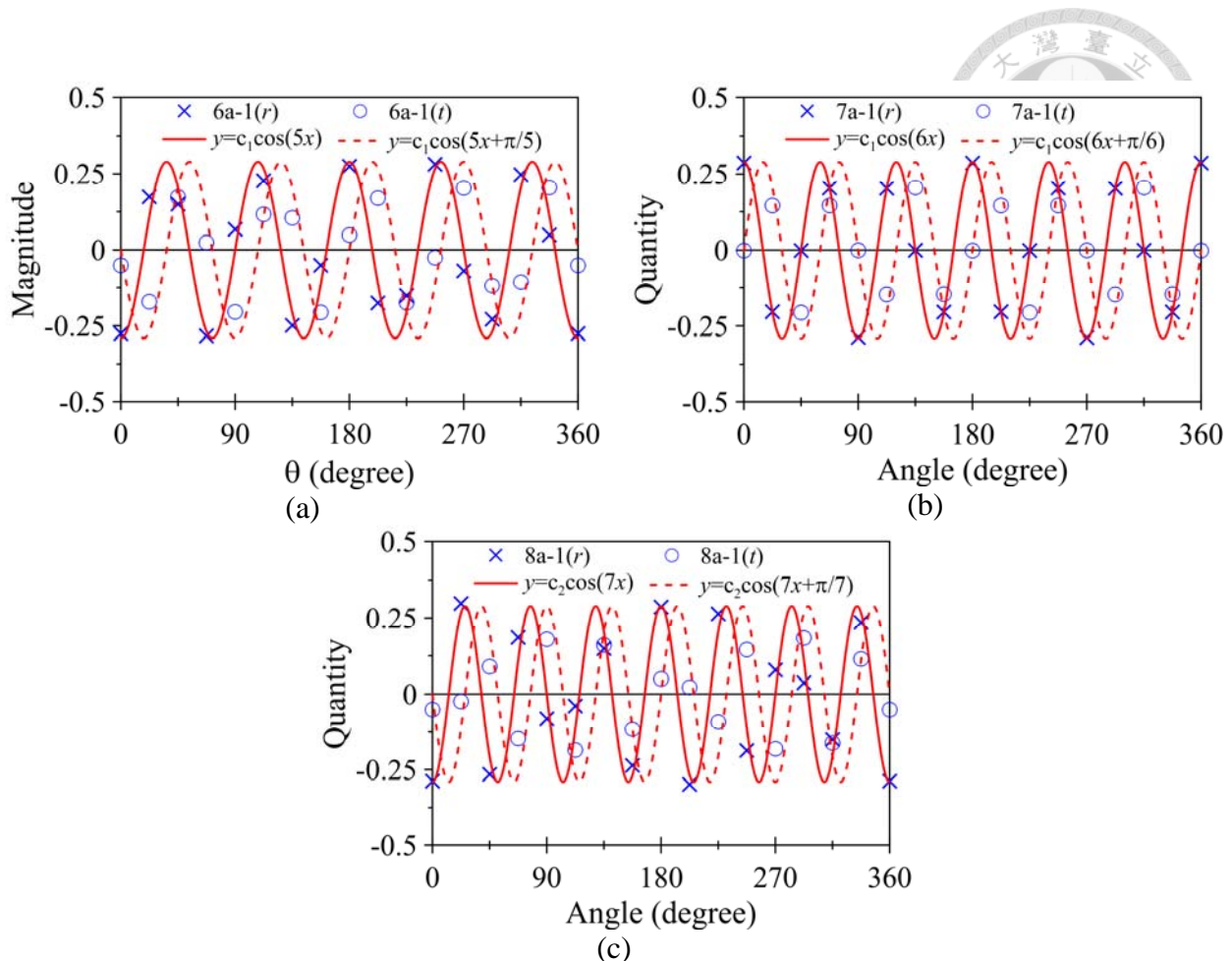


圖 3.1-9 特徵模態第 6~8 類擬合結果

3.1.5 數值案例分析

特徵模態之形貌雖與一般認知的物理行為相同，然實際應用時是否確能解析隧道斷面變位，且評估結果能否提供足夠參考價值？本節設計四種位移控制之邊界條件(表 3.1-3)，採用 16 監測點隧道斷面將製造出來的數值案例隧道變位進行特徵模態分析，得到各模態對應的特徵參數 β 後，正規化轉換為百分比。

案例一均向壓縮(固定點為隧道中心)所產生的隧道變位，模態 1b 佔所有變位比例為 98.8%，如圖 3.1-10。圖中縱軸比例值保留該模態原本之正負號用以對照模態變位的方向，如案例一所含模態 1b 為負，代表隧道變位方向與特徵模態 1b 反向，隧道受均勻壓縮。案例二有 76.2%為垂直平移模態(反方向之 2a-1)，17.4%為垂直向壓縮、側向拉伸之橢圓變形模態(3a-1)，5.4%為均向壓縮模態(反方向之 1b)(圖 3.1-11)。案例三隧道變位之特徵模態中，佔 73.6%的向左平移模態(2a-2)比例最高，18.0%的垂直向拉伸、側向壓縮之橢圓變形模態(反方向的 3a-1)次之，其後為比例 5.8%的均向壓縮模態(反向 1b)(圖 3.1-12)。案例四的模態 3a-1 比例高達

96.6%，垂直向呈壓縮而側向拉伸(模態 3a-1)，其餘模態皆小於 2%。

特徵模態 2a-1 所有隧道節點共同向上移動，形諸於外的是垂直向平移現象，然該模態是否確能反映隧道剖面平移量值？此處引用 2.3 節隧道位移分離技術中隧道平移量之定義—兩次隧道剖面形心之位置差，與模態 2a-1 大小換算所得之垂直平移量做比較，結果顯示兩者幾無差異(表 3.1-4)，說明特徵矩陣法能夠有效分離隧道斷面位移中的平移量。

表 3.1-3 數值案例及對應之顯著特徵模態

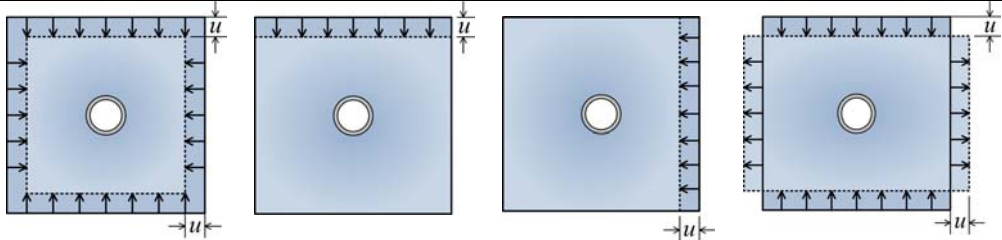
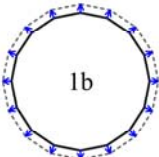
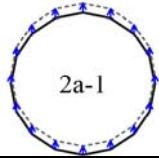
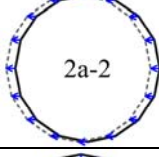
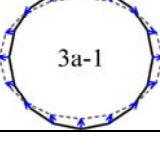
特徵模態	數值案例				
		Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
1b		⊙	△	△	-
2a-1		-	⊙	-	-
2a-2		-	-	⊙	-
3a-1		-	○	○	⊙

表 3.1-4 案例平移量估算結果之比較

項目	水平向位移(m)			垂直向位移(m)		
案例	由模態 2a-2 所計算得到	由隧道形心位移所計算得到	誤差 (%)	由模態 2a-1 所計算得到	由隧道形心位移所計算得到	誤差 (%)
Case 1	0	0	0	0	0	0
Case 2	0	0	0	-0.05	-0.05	0
Case 3	-0.05	-0.05	0	0	0	0
Case 4	0	0	0	0	0	0

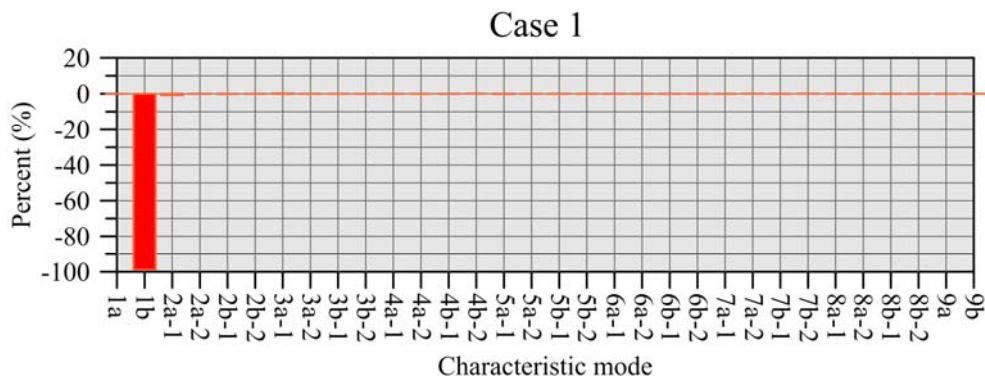


圖 3.1-10 案例一特徵模態分析結果

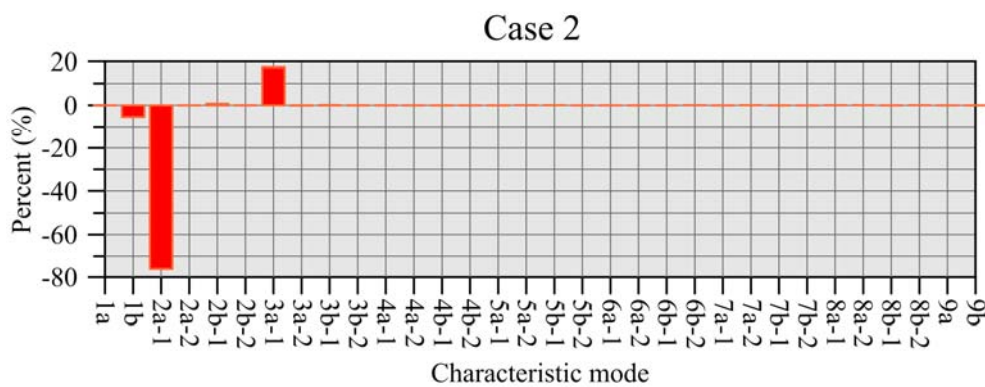


圖 3.1-11 案例二特徵模態分析結果

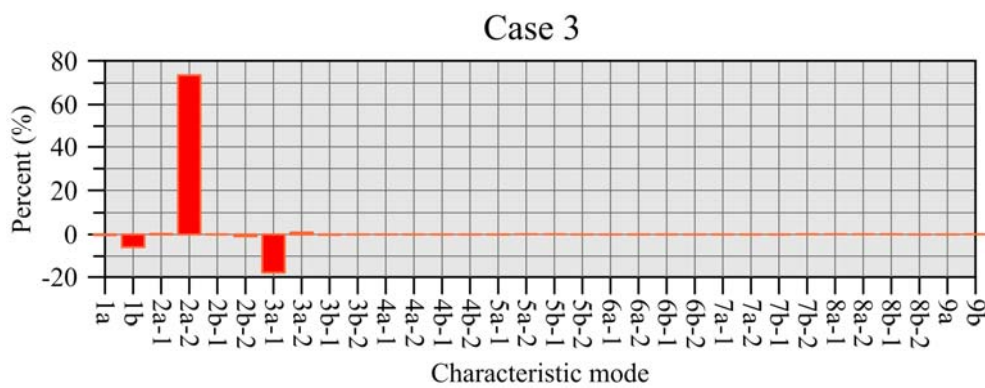


圖 3.1-12 案例三特徵模態分析結果

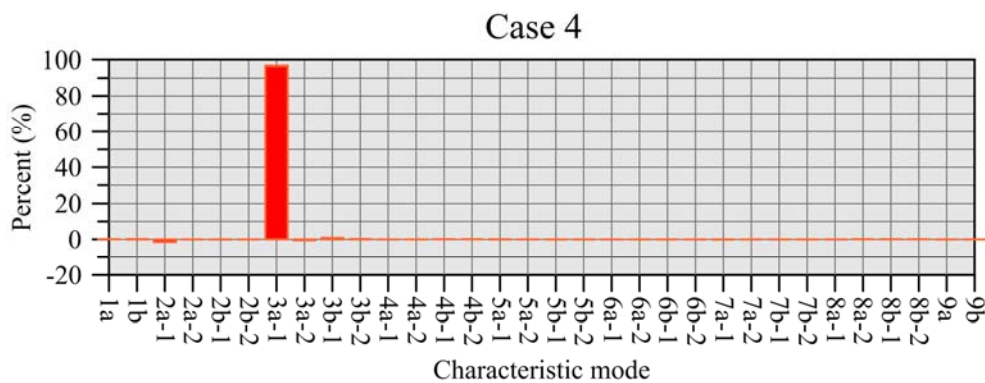


圖 3.1-13 案例四特徵模態分析結果

3.1.6 綜合討論

從 3.3.3 節 16 監測點隧道模態 6a-1、7a-1 與 8a-1 的擬合結果來看(圖 3.1-9)，圓形隧道的特徵位移模態在 $r-t$ 坐標下應可以用三角函數來表示。基於 8、16、32 監測點(詳附件一)隧道之特徵模態，本研究總結圓形隧道特徵模態 $r-t$ 分量的三角函數表示式與分布圖，以及根據該變位分量所繪出的隧道變位形態如表 3.1-5。

模態 1a 所有監測點一致地沿切向方向位移，即襯砌表面進行旋轉。模態 1b 類監測點全部延徑向向外位移，襯砌表面產生均勻伸張。模態 2a 類所有監測點沿同方向移動，使襯砌表面平移。3b 類位移使襯砌表面於兩個互相正交的方向其中一向受壓縮，另一向等值伸張，產生一長軸一短軸。4a 類位移使襯砌傾向形成三角形，第 5 類則是使襯砌形成方形，依次呈現多邊形的位移形態。a 類位移形成具有 n 個角隅點的正 n 邊形，b 類位移則是造成由 n 個弧組合而成，有 n 個凹點的特殊形狀。

整體而言，監測點數越多可顯示的位移模態越複雜，即監測點數量越多對位移的解析度越高。8 節點可解析至第 4 類週期 $2\pi/3$ 的位移模態，用於找出第 5 類週期 $2\pi/4$ 的位移模態相當勉強；16 節點可解析至第 6 類週期 $2\pi/5$ 的位移模態，第 7 類和第 8 類須透過曲線擬合方能確認。對於較高階的模態，需監測點恰位於該模態的峰值處，方有機會解析之，故 8 節點可解至第 4 類模態，16 節點可解至第 8 類模態。用數學式表示時， n 個監測點最多可解析至第 $k = \lfloor (2n-2)/4 \rfloor + 1$ 類模態，週期為 $2\pi/(k-1)$ ，其中 $\lfloor \quad \rfloor$ 乃無條件捨去(即 floor 函數)。

表 3.1-5 圓形隧道之特徵模態

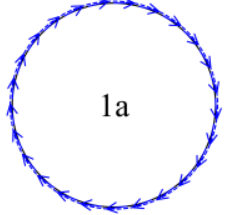
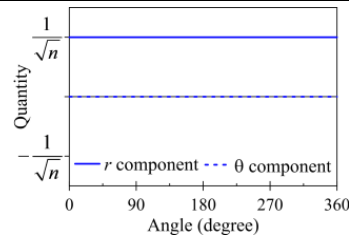
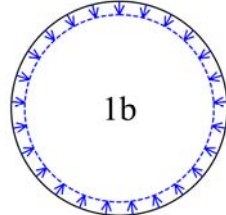
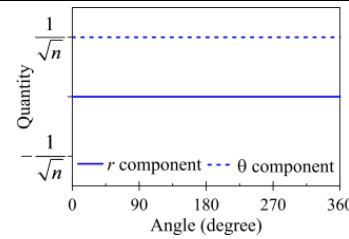
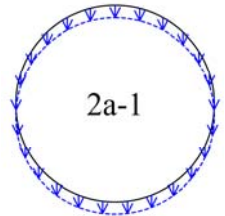
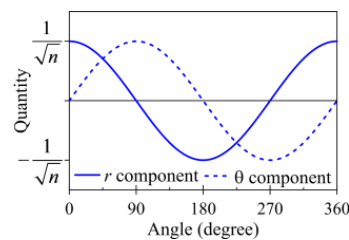
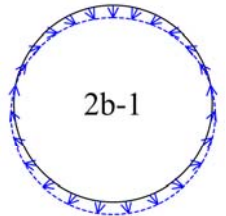
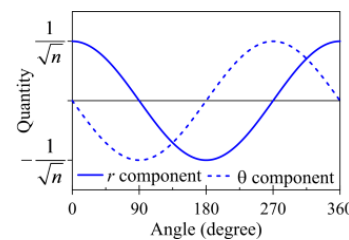
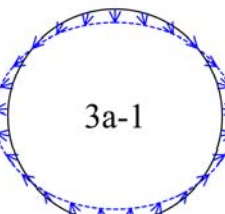
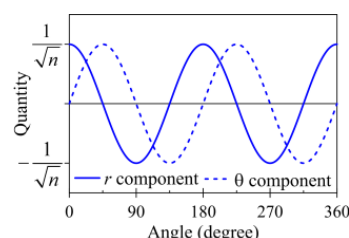
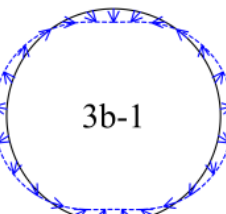
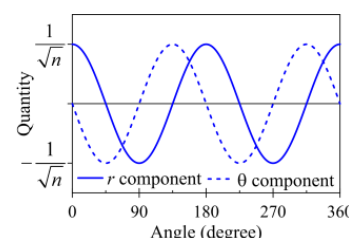
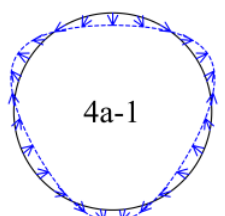
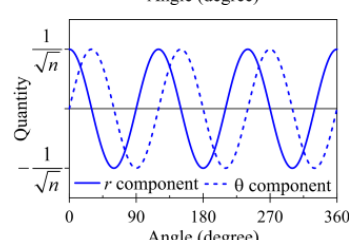
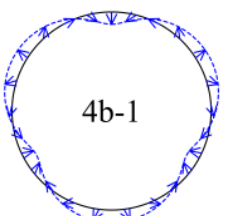
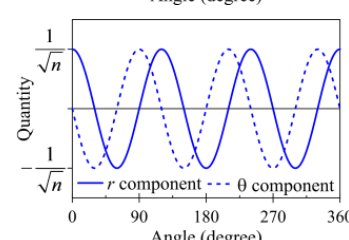
特徵模態	r - t 方向上之變位分量	函數表示式	特徵模態	r - t 方向上之變位分量	函數表示式
		$\frac{1}{\sqrt{n}} \vec{r}$			$\frac{1}{\sqrt{n}} \vec{t}$
		$\frac{1}{\sqrt{n}} (\cos \theta \vec{r} + \sin \theta \vec{t})$			$\frac{1}{\sqrt{n}} (\cos \theta \vec{r} - \sin \theta \vec{t})$
		$\frac{1}{\sqrt{n}} (\cos 2\theta \vec{r} + \sin 2\theta \vec{t})$			$\frac{1}{\sqrt{n}} (\cos 2\theta \vec{r} - \sin 2\theta \vec{t})$
		$\frac{1}{\sqrt{n}} (\cos 3\theta \vec{r} + \sin 3\theta \vec{t})$			$\frac{1}{\sqrt{n}} (\cos 3\theta \vec{r} - \sin 3\theta \vec{t})$

表 3.1-5 圓形隧道之特徵模態(續)

特徵模態	r - t 方向上之變位分量	函數表示式	特徵模態	r - t 方向上之變位分量	函數表示式
5a-1		$\frac{1}{\sqrt{n}}(\cos 4\theta \vec{r} + \sin 4\theta \vec{t})$	5b-1		$\frac{1}{\sqrt{n}}(\cos 4\theta \vec{r} - \sin 4\theta \vec{t})$
6a-1		$\frac{1}{\sqrt{n}}(\cos 5\theta \vec{r} + \sin 5\theta \vec{t})$	6b-2		$\frac{1}{\sqrt{n}}(\cos 5\theta \vec{r} - \sin 5\theta \vec{t})$
7a-1		$\frac{1}{\sqrt{n}}(\cos 6\theta \vec{r} + \sin 6\theta \vec{t})$	7b-1		$\frac{1}{\sqrt{n}}(\cos 6\theta \vec{r} - \sin 6\theta \vec{t})$

3.2 隧道襯砌微變監測技術

掌握人工結構在生命週期中行為變化之不二法門為持續獲取結構狀態資料，並將該資料轉化為定義結構安全性指標的資訊。根據現今常用隧道變位監測技術實際應用上遭遇之困難，本研究與台北科技大學王泰典教授以及錄欣公司合作，因應隧道監測的需求，總結改善方向，經測試後提出包含既有測量技術以及新型量測儀器之高精度整合型技術—「隧道襯砌微變監測技術」，可量測營運中隧道數毫米等級的微小變位，大幅提升隧道變位監測水準及應用價值。

3.2.1 開發目的

隧道施工過程的監測作業通常針對數個測點或數條測線進行相對變位或絕對變位的量測，藉以做為施工安全的研判依據，或進一步透過反算分析求得岩體參數進行回饋設計等作業。由於隧道開挖引致的應力調整幅度大，施工初期開挖面附近監測作業量測所得的變位明顯，一般可達十數毫米以上，現有工程測量技術足以提供隧道施工安全監測所需的精度(陳堯中等，1997)，透過反算分析通常亦可求得數量等於或小於測點及測線數量總和的岩體力學特性參數(Hisatake 與 Hieda，2008; Sakurai 等，2003; 王泰典等，1994)。對營運中隧道而言，開挖引致應力調整所造成的變形早已趨穩定，隧道襯砌勁度更遠大於施工初期尚未完全發揮的支撐勁度，襯砌的位移變化通常很小，屬於精度甚高的微量位移量測，隧道施工安全監測與營運安全檢監測之特性比較如表 3.2-1。

營運階段異狀影響因子眾多，隧道襯砌變位沒有特定形態，施工初期於特定剖面選擇特定測點或測線進行監測的方式，因代表性斷面和斷面上變形較大的位置之決定存在困難，實務上通常捨棄精度較高的反射稜鏡測量模式，改為反光貼片或逕行採用精度略差的無稜鏡測量模式。營運中隧道異狀的發展，很大程度反映於隧道斷面上不同位置變位大小之分布，則單一隧道斷面必須具有足夠多的監測點位方能有效覺察隧道已出現變形。開挖過程每斷面 3-5 個監測點，或者部分營運中隧道採用之每斷面 8-10 個監測點，可能待襯砌於監測點以外位置已出現明顯裂縫後，監測點方檢測出變位量。

施工期間隧道變形來自開挖擾動後的應力平衡，監測隧道斷面之內空相對變位一般即可了解隧道變形程度。但營運期間隧道變形的肇因多樣，日本土木學會(2003)提出的三種外力變化相關之異狀肇因—塑性壓、偏壓和集中荷重之中，除集

中荷重外，其他兩項都可能使隧道不僅內空產生相對變位，同時還可能發生斷面整體運動。相鄰斷面不等值的剛體運動會使隧道損壞，故營運中隧道的變位監測必須以整個隧道或者某個隧道區段為單元進行規劃。確定監測範圍後，每次監測均以導線測量等手段聯結範圍內所有監測斷面，每筆留存資料包含該次監測所有斷面的測量值，而非各斷面獨立測量結果。為切實反映隧道變形行為，監測斷面位置務須一致，每次監測結果以相同控制點為基準關聯多期監測資料，藉此持續累計隧道斷面長期三維變位，建立隧道詳實監測成果。

因此，如何基於隧道變形機制、善用襯砌變形特性，突破既有監測方法精度不足、單一斷面量測點位少與前後期監測無對照基準等瓶頸，建置符合營運中隧道長期監測的需求，平時即掌握隧道穩定特性，即為隧道微變監測技術開發的目的。

表 3.2-1 隧道施工安全監測與營運安全檢監測之比較

項目	施工過程安全監測	營運過程安全檢測/監測
應力之變化	隧道開挖引致應力調整幅度大、圍岩變形量大	安全檢測期間沒有開挖應力調整所造成的變形
支撐之效果	前進面效應與一次支撐支持隧道穩定，支撐勁度相對應力調整量較小	一次支撐與二次襯砌支持隧道穩定，支撐勁度相對外力變化量較大
隧道變形量	監測量測所得變位明顯，可達十數毫米以上	測量所得位移不明顯，常僅有數個毫米
測量之精度	既有工程測量技術可滿足精度要求	既有工程測量技術尚無法提供測點精準位移量
岩體參數與反算分析技術的應用性	透過反算分析可求得現地應力、岩體力學參數	隧道變形量較小且精度不足，反算分析結果變異較大

3.2.2 技術內涵與流程

隧道襯砌微變監測技術的作業架構包括 1.GPS 控制測量；2.導線控制測量；3.路線測量暨回歸計算；以及 4.襯砌三維絕對坐標全斷面測量等主要項目(圖 3.2-1)，內容說明如后。各作業均以本研究案例隧道進行實測，驗證後獲得之精度範圍分述於各項說明中。

GPS 控制測量之目的係為建立微變監測使用的基準坐標系統。隧道兩洞口附近設立至少 4 點以上的 GPS 控制點，採用差分衛星定位技術(Differential Global

Positioning System, DGPS)與已知三維絕對坐標的衛星追蹤站同步聯測後，解算 GPS 控制點坐標，再設置引測至隧道兩洞口之導線點，採傳統工程測量程序校核 GPS 控制點與導線點精度。若精度符於要求，可繼續設置隧道路線測量以及全斷面測量所需的加密點；若未達要求，則需重新進行差分衛星定位測量與導線測量，並視需求決定是否設置導線加密點。我國板塊運動活躍，全島每年以數公分等級持續變形，因此隧道洞口 GPS 控制點本身之位置亦在變動中。有鑑於此，本技術要求導線控制測量以下程序均以 GPS 控制網形心為基準，利用形心誤差最小之特性將可能偏差降至最低。海平面 1000 m 以上的山區，台灣採用此方法所得的閉合導線精度一般可優於 1/20,000，達基本控制測量二等導線之精度。

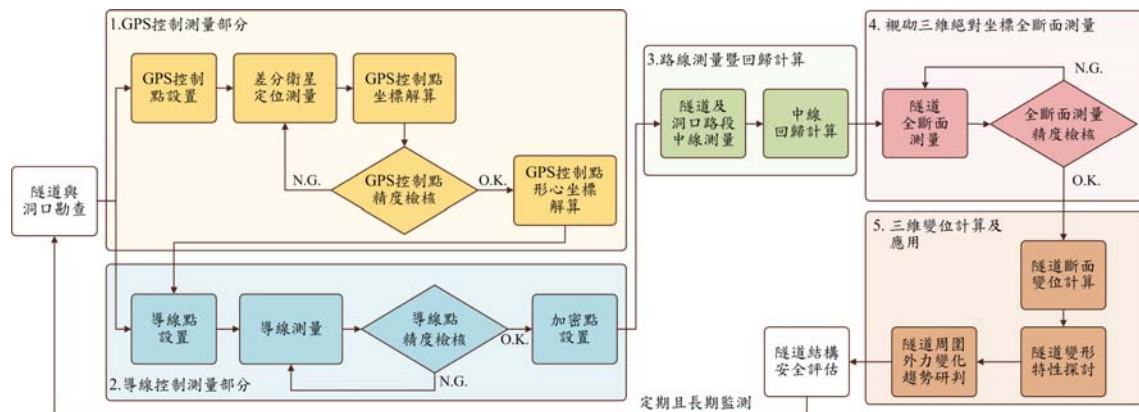


圖 3.2-1 隧道視砌微變監測方法內涵

路線測量暨回歸計算係重建隧道及洞口附近路段的沿線地形資料，並求得重要的線形測量參數，可以做為未來微變監測點位的基本資料，亦可建立微變監測與其他隧道內安全檢測項目以及洞外檢監測資料的空間關係。視砌三維絕對坐標全斷面測量係針對待測剖面實施，原則上點位的間距應滿足後續隧道變形分析如 I_d 曲線(邱雅筑等, 2012)和特徵模態法(於下節說明)的需求，一般小於 0.5 m。精度方面為反映隧道變形特性，每一斷面應實施 2 測回以上，取多測回平均為剖面坐標值，測量結果隧道斷面任意點坐標值不得大於 ± 5 mm。待測剖面的間距，在第一次實施微變監測的隧道可以內視砌施工縫的間距為參考值，並將待測剖面佈置於兩施工縫中間，再視微變監測成果增減監測剖面數量並調整其位置。

3.2.3 全斷面測量技術

全斷面測量係求得隧道襯砌待測剖面的絕對坐標值。基於繪製剖面變形曲線的目的，測量點(線)需達到足以繪製剖面的數量與精度。傳統採用光學測量儀器如全測站(total station)照準反射稜鏡或反光貼片的測量方式，必須在隧道襯砌表面設置大量的監測點位，實務上僅能在少數已露異狀徵兆的待測剖面實施，難以滿足現代化隧道維護管理亟需全面檢測建立資料庫以達早期預警的功效。因此，本研究採用新型全測站之自動目標識別與照準(Automatic Target Recognition, ATR)功能，基於路線測量暨回歸計算求得的隧道線形參數，經內業計算求得待測剖面上待測點位的三維絕對坐標值後，繼而以無稜鏡測量模式於隧道內採用放樣(set out, mark)功能，照準測站前後加密點或導線點後施行斷面待測點位放樣，並計讀點位坐標，重覆實施即可求得待測剖面的絕對坐標值。

初次進行全斷面測量時，每個斷面打設 4 個以上鋼釘做為標註，此後監測當全測站放樣點位與標註點位偏差過大，即應再次進行路線測量暨回歸計算，更新監測斷面位置。應用現代化全測站的自動目標識別與照準以及放樣功能，可自待測剖面的一側進行多測回的觀測，提高測量的精度，亦可自待測剖面的兩側進行觀測，以評估測量的精度。本研究採用無稜鏡測量(RL)模式、標稱精度 $2 \text{ mm} + 2 \text{ ppm}$ 的 Leica TCRA 1201 全測站，按 ISO 17123-4 規範於雙車道隧道實測結果顯示，同一待測剖面多測回的觀測誤差值多數在 3-5 mm 以內，可滿足營運中隧道監測精度之需求。

3.2.4 三維變位處理流程

三維變位處理隸屬隧道襯砌微變監測方法之第五部分(圖 3.2-1)，係依據後端分析需求，將監測變位先行處理之程序。通過各階段精度檢核後，全斷面測量結果最終可提供所有監測斷面上量測點之全球定位三維絕對坐標。考慮隧道工程設計分析一般假設隧道符合平面應變狀態，本研究乃假設隧道變形時監測斷面所在平面保持平面，將每個監測斷面上各量測點之三維變位分為平面上變位與平面外變位。平面上變位可直接進行特徵模態分析，或經由位移分離將剛體運動扣除後繪製 I_d 曲線，提供隧道平面上變形特性之研判。平面外變位則須整合多斷面探討隧道在軸向的變形，透過相鄰斷面的平面外變位差了解斷面間拉張、壓縮、剪動或扭轉等行為，詳細流程如圖 3.2-2。

實際處理量測數據時，首先將各斷面量測結果提供之三維絕對坐標分別線性迴歸並投影至迴歸平面，坐標分別轉換至迴歸平面局部坐標後計算斷面監測點坐標形心。同斷面前後次監測形心位置差即該斷面平移量，再分為平面上平移量與平面外平移量。局部坐標系中監測點前後坐標差為該點平面上變位，斷面上所有監測點同時扣除監測斷面於平面上的整體平移量後是為斷面之純變形量。

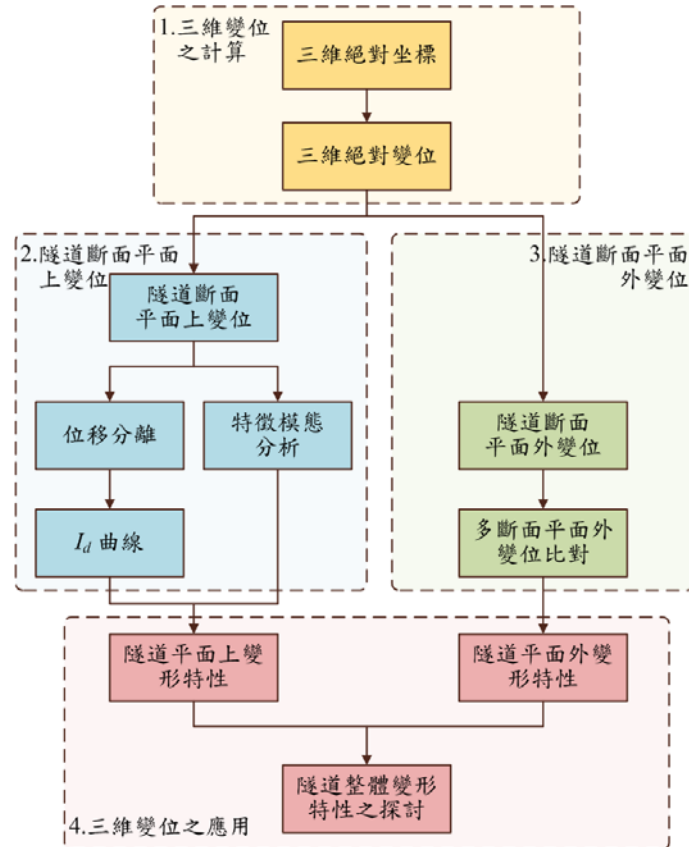


圖 3.2-1 三維變位處理暨應用流程

3.3 小結

在本章假設前提下，圓形隧道證實具有一組相互正交的變位模態，模態特徵符合物體常見之運動和變形行為。當斷面監測點越多，提供的最高次項變位模態週期越小，相鄰點位間隧道變位越劇烈。然而實務上之隧道變位雖然很複雜，卻極少在短短數公分內同時出現內擠與外凸的現象，為使監測點數量足以描述隧道斷面行為，應用時可以點位間距不大於數十公分為原則，考慮隧道尺寸後決定監測點數量。

為提供特徵模態法實際監測資訊，隧道襯砌微變位監測技術改良目前技術點

位不足、精度不夠和非絕對三維坐標之特性，能持續累積具參考價值之變位資料，協助研判隧道結構變形特性，為探討隧道長期安全奠下基礎。



第四章 特徵模態法參數分析及適用性探討

本研究以圓形隧道襯砌表面受單位力擾動引致之變形為基礎，提出可用於解析任意隧道變位的一組變位形態，稱之為特徵模態。特徵模態之變位表徵包含斷面整體平移，旋轉以及各種變形，且這些模態可以用函數表示。為了解在部分條件改變時隧道是否仍具有特徵模態，本章改變隧道斷面形狀以及周圍岩體之楊氏模數以探討橢圓形、馬蹄形隧道和楊氏模數變化對特徵模態存在性與應用性之影響。

4.1 隧道形狀

隧道斷面形狀因建造年代與用途而異，水利隧道通常採用圓形斷面，早期以傳統隧道工法興建之隧道則多為馬蹄形。而地下電廠為減少馬蹄形斷面可能衍生的應力集中問題，亦有使用近似橢圓形的斷面形狀者(Hoek 與 Brown, 2002)。故本節提出橢圓形和馬蹄形隧道之特徵模態，並討論兩者模態特徵與圓形隧道的差別。

4.1.1 圓形隧道

圓形隧道特徵模態在徑向一切向($r-t$)坐標(圖 3.3-3a)下表現出三角函數的形貌，且徑向與切向分量必定間隔 $1/4$ 週期相位角，依照徑向分量與切向分量何者在前而產生不同變形模態，如表 3.1-5，其特徵為平移、旋轉和等邊多邊形。

4.1.2 橢圓形隧道

沿用 3.1 節之設定，高 12 m、寬 10 m，具有 16 個監測點之橢圓形隧道數值模型如圖 4.1-1。在每個監測點上，依圖 3.3-3b 自由度編號順序分別以數值模擬獲取單位力擾動造成的隧道斷面變位，組合為單位力 $[F]$ 矩陣後，計算其特徵向量集合，即特徵矩陣 $[\phi]$ 。結果顯示這些特徵向量的正交誤差為 1.26×10^{-13} ，彼此間相互正交，可以做為同樣維度下任意隧道變位的基底向量，以下稱之為特徵模態。

由形態觀之，16 監測點橢圓形隧道之特徵模態同樣具有平移(圖 4.1-2 Eiv01、Eiv02)、旋轉(圖 4.1-2 Eiv05)、均勻壓縮(圖 4.1-2 Eiv08)等特色。從模態在徑向一切向($r-t$)坐標的分量來看(表 4.1-1)，橢圓形特徵模態在兩個方向的平移(Eiv01、Eiv02)，一側壓縮、一側拉伸(Eiv03、Eiv04)，以及後續正多邊形(Eiv06 和 07、Eiv09 和 10)等形態，皆可對應至圓形隧道的特徵模態，如表 4.1-2。特徵模態既可用於描述隧道之任意變位，即可視為該隧道之固有變形形態，因此各種斷面形狀隧道的特徵模態相同或相異之處，代表斷面形狀之間變形特性的不同。將橢圓形可明顯與圓形隧道相對應的特徵模態(表 4.1-2)比對如圖 4.1-3，可由圖中觀察到橢圓形

與圓形隧道的變形特性，於旋轉(圖 4.1-3a)、平移(圖 4.1-3c 和 4.1-3d)、純剪(圖 4.1-3e 和 4.1-3f)、三角變形(圖 4.1-3g 和 4.1-3h)一致性皆相當高，在方形變形(圖 4.1-3i 和 4.1-3j)分量方向雖恰相反，但並不影響表現出的變形形態。惟在均勻壓縮或膨脹的模態上，橢圓形較圓形隧道較不同，係因橢圓形監測點與中心徑向距離並非定值，而隧道受均向壓縮時，越接近中心處徑向越趨緊密，故橢圓形隧道之均向壓縮模態在左右側壁(圖 4.1-3b 90 度與 270 度)變位量較小，而在頂拱與仰拱變位量較大(圖 4.1-3b 0 度與 36 度)。

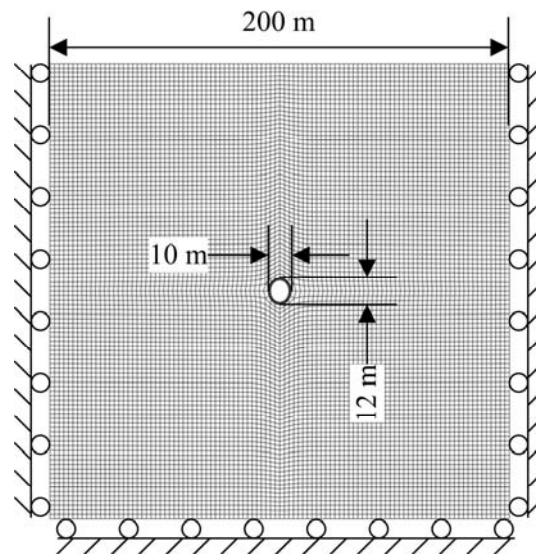


圖 4.1-1 具 16 監測點橢圓形隧道之數值模型

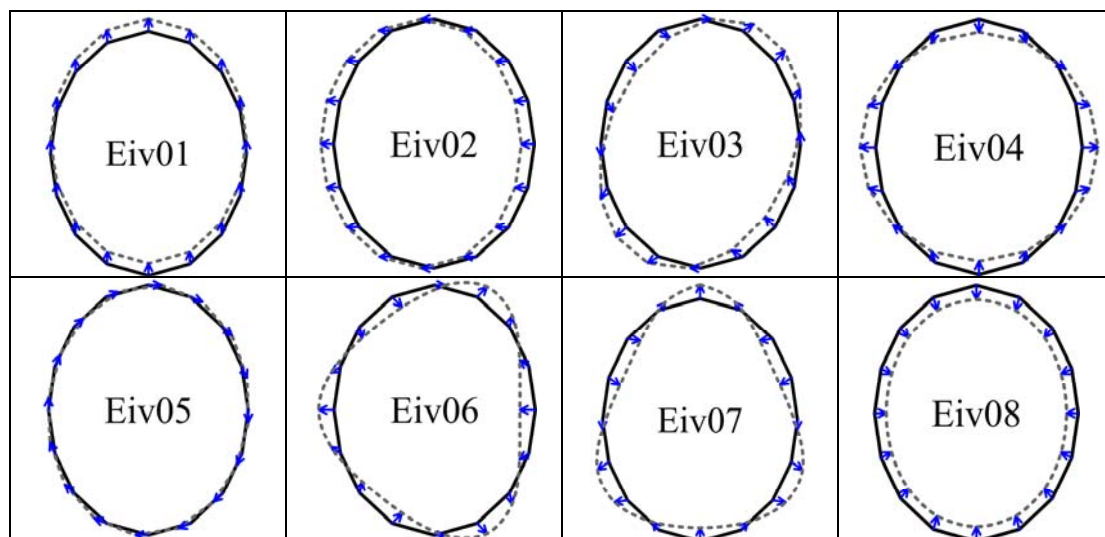


圖 4.1-2 具 16 監測點橢圓形隧道之特徵模態

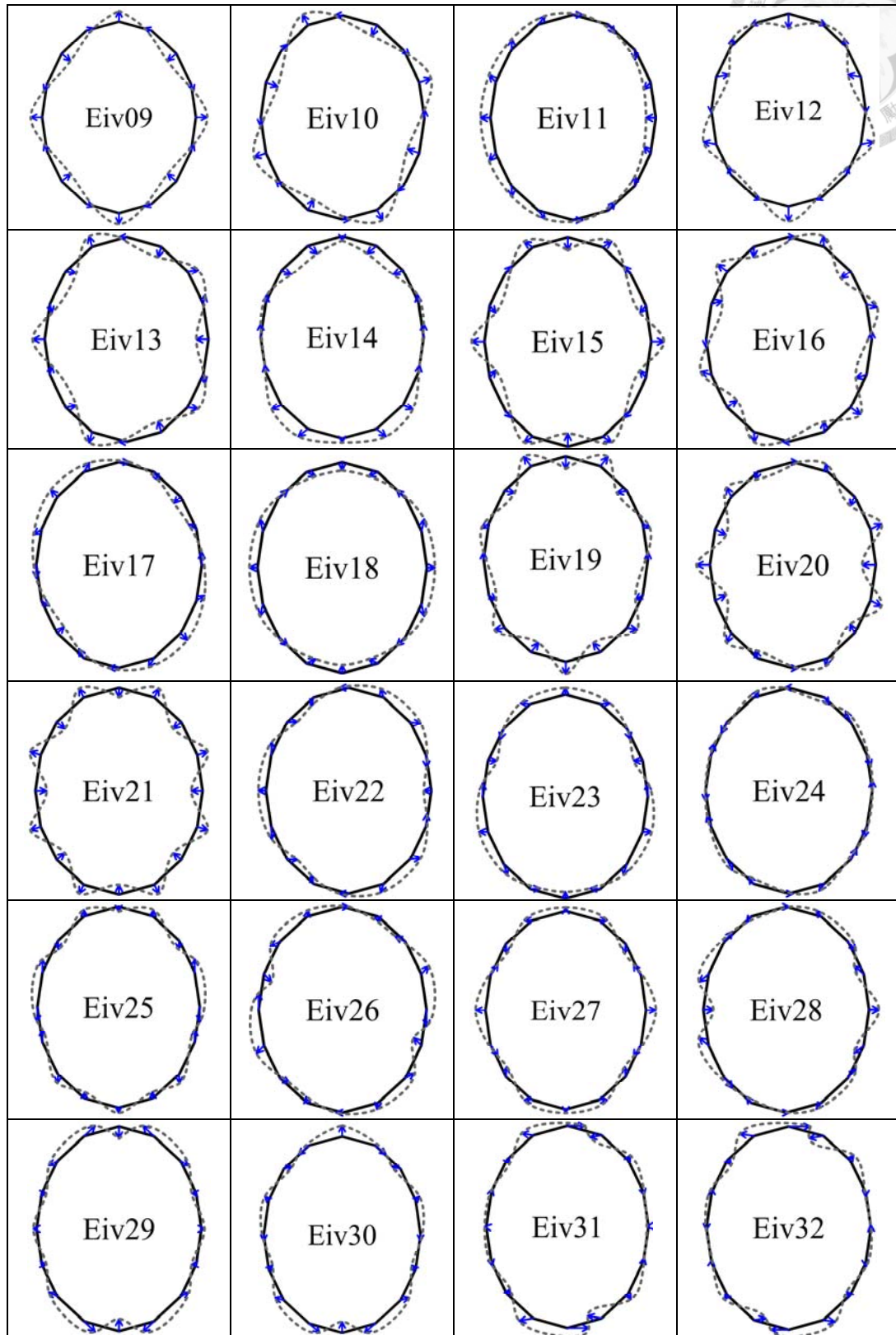


圖 4.1-2 具 16 監測點橢圓形隧道之特徵模態(續)



表 4.1-1 具 16 監測點橢圓形隧道特徵模態之變位分量

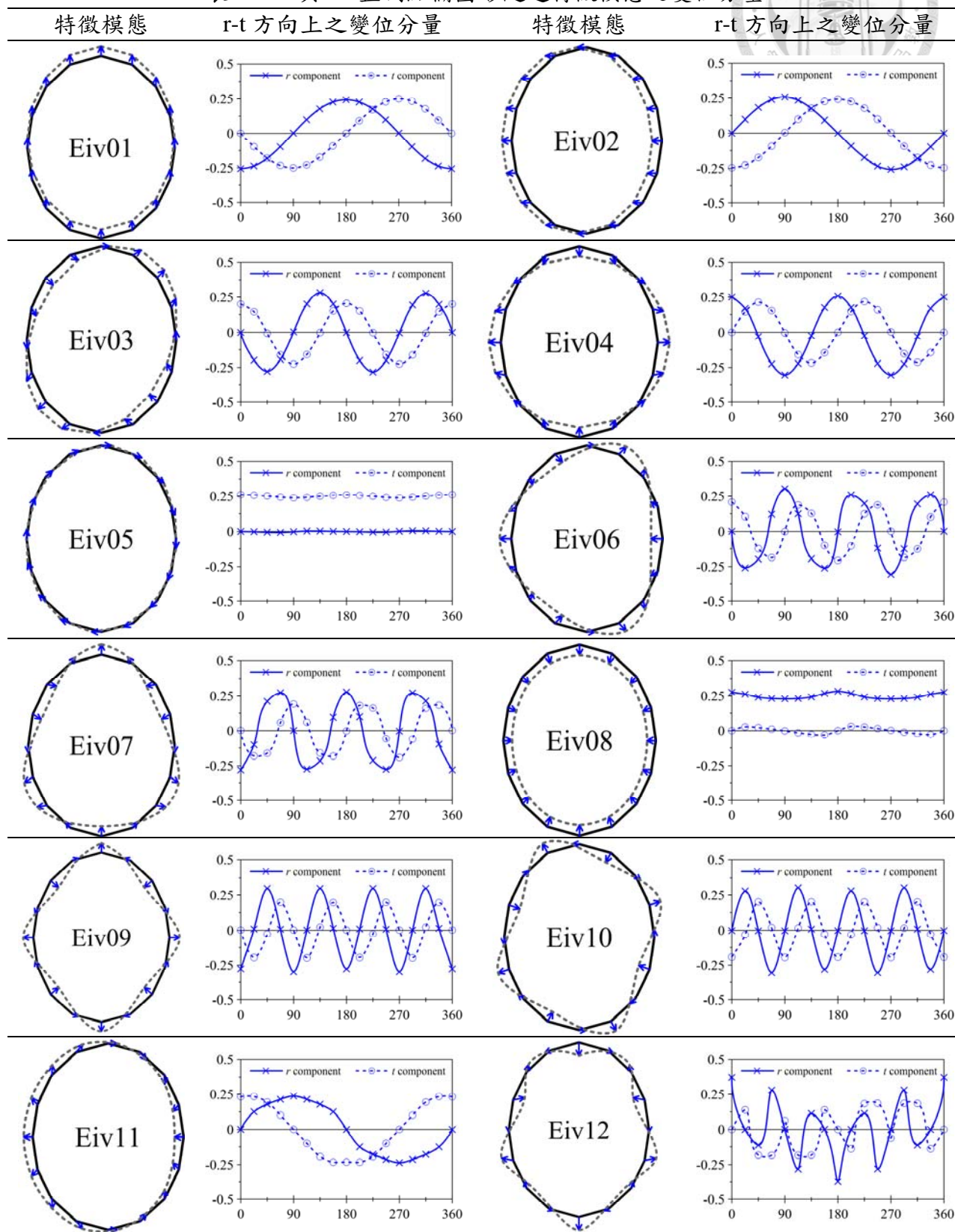




表 4.1-1 具 16 監測點橢圓形隧道特徵模態之變位分量(續)

特徵模態	r-t 方向上之變位分量	特徵模態	r-t 方向上之變位分量
Eiv13		Eiv14	
Eiv15		Eiv16	
Eiv17		Eiv18	
Eiv19		Eiv20	
Eiv21		Eiv22	
Eiv23		Eiv24	



表 4.1-1 具 16 監測點橢圓形隧道特徵模態之變位分量(續)

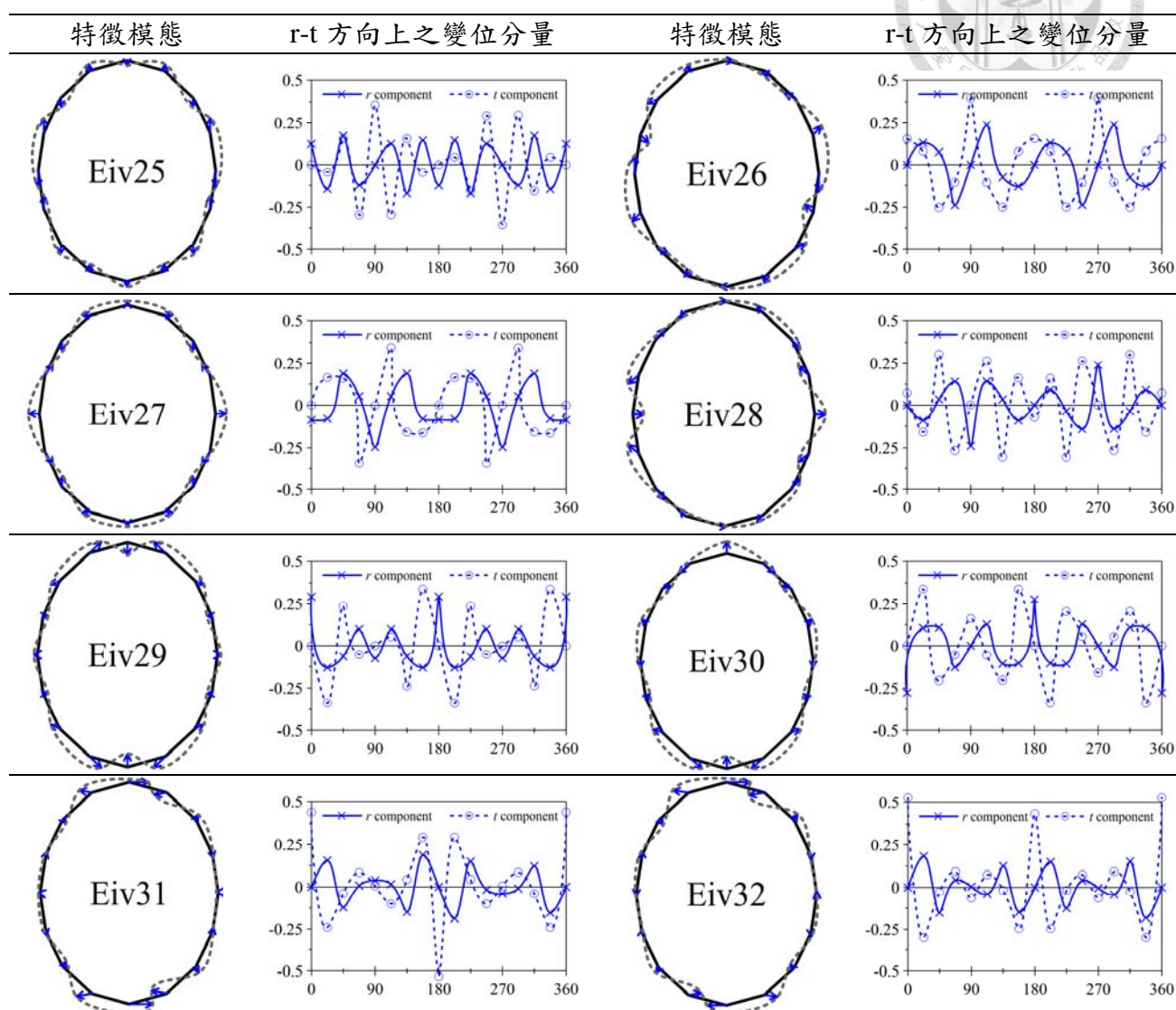


表 4.1-2 橢圓形特徵模態對應之圓形特徵模態

圓形特徵模態	橢圓形特徵模態	說明
1a	Eiv05	旋轉
1b	Eiv08	均勻膨脹
2a-1	Eiv01	垂直平移
2a-2	Eiv02	水平平移
3a-1	Eiv04	橢圓變形
3a-2	Eiv03	純剪
4a-1	Eiv07	三角變形
4a-2	Eiv06	三角變形
5a-1	Eiv09	方形變形
5a-2	Eiv10	方形變形

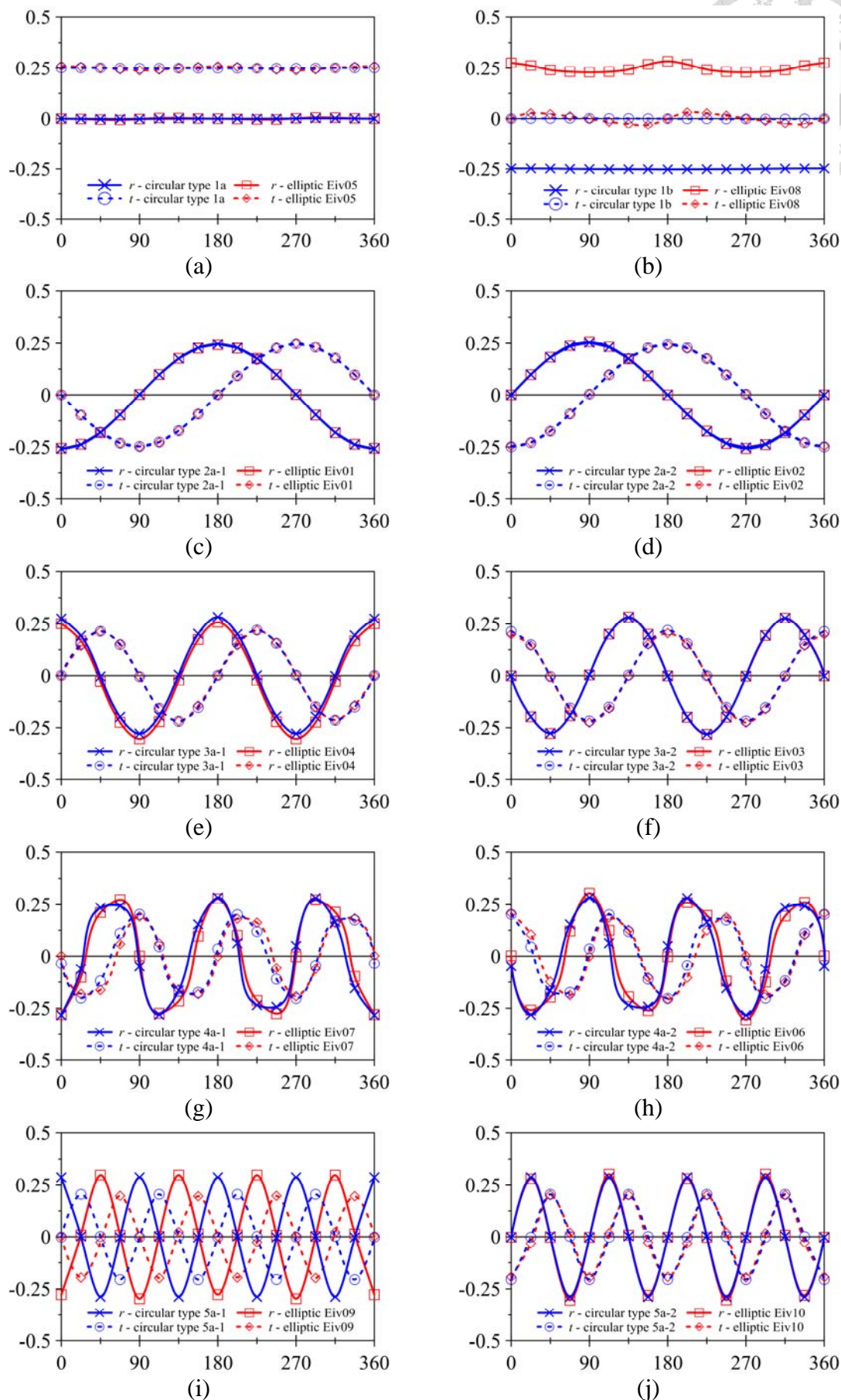


圖 4.1-3 橢圓形與圓形隧道特徵模態變形分量比較圖

4.1.3 馬蹄形隧道

本節建立一由半徑 4.5 m 之半圓拱形與高 6.5 m 側壁形成之馬蹄形隧道數值模型如圖 4.1-4，經計算後獲得互相正交之特徵模態如圖 4.1-5，正交誤差為相當於零之 1.58×10^{-13} 。馬蹄形隧道之特徵模態包含隧道整體垂直與水平平移(圖 4.1-5、表 4.1-3 Eiv01 和 Eiv02)，其餘模態依照上半拱形的變位分量，可聯結至對應的圓形隧道特徵模態如表 4.1-4。但下半矩形部分與上半圓拱明顯不同，圓拱部分維持與圓形隧道相同的對稱波形，但矩形部分則是在角隅前後出現轉折(圖 4.1-5、表 4.1-3、圖 4.1-6)。由圖 4.1-5、表 4.1-3、圖 4.1-6 中可見馬蹄形隧道除平移外，其他行為包含旋轉和各種變形在兩側壁及仰拱部分似有未盡詳實之處，有待進一步探討。

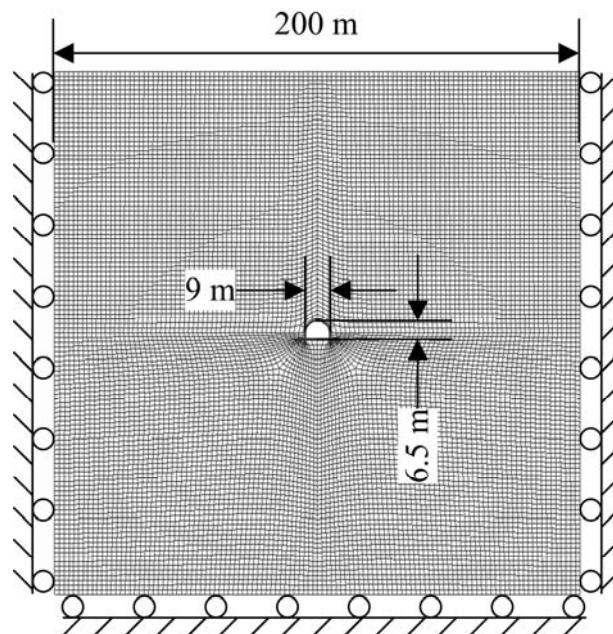


圖 4.1-4 馬蹄形隧道之數值模型

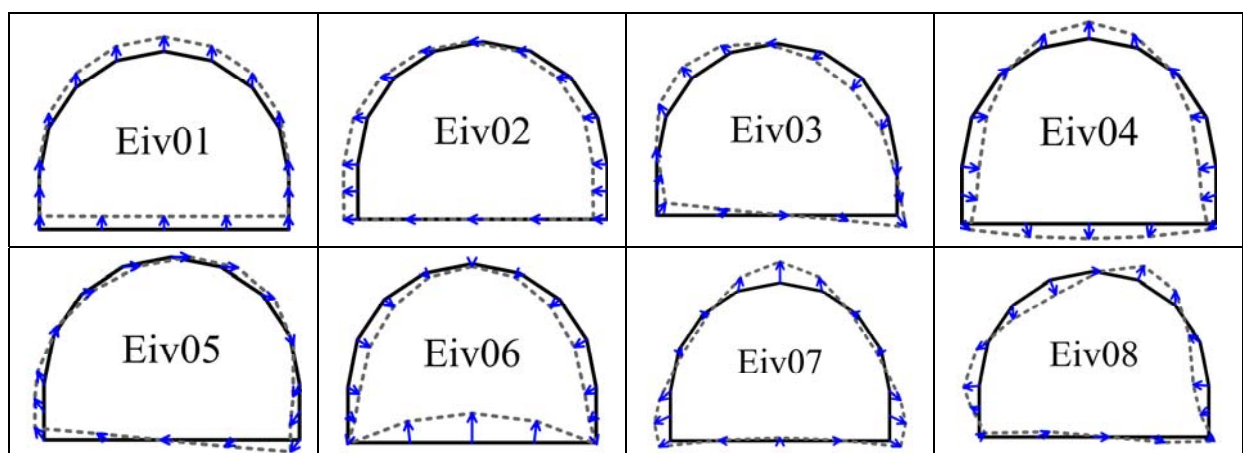


圖 4.1-5 具 16 監測點馬蹄形隧道之特徵模態

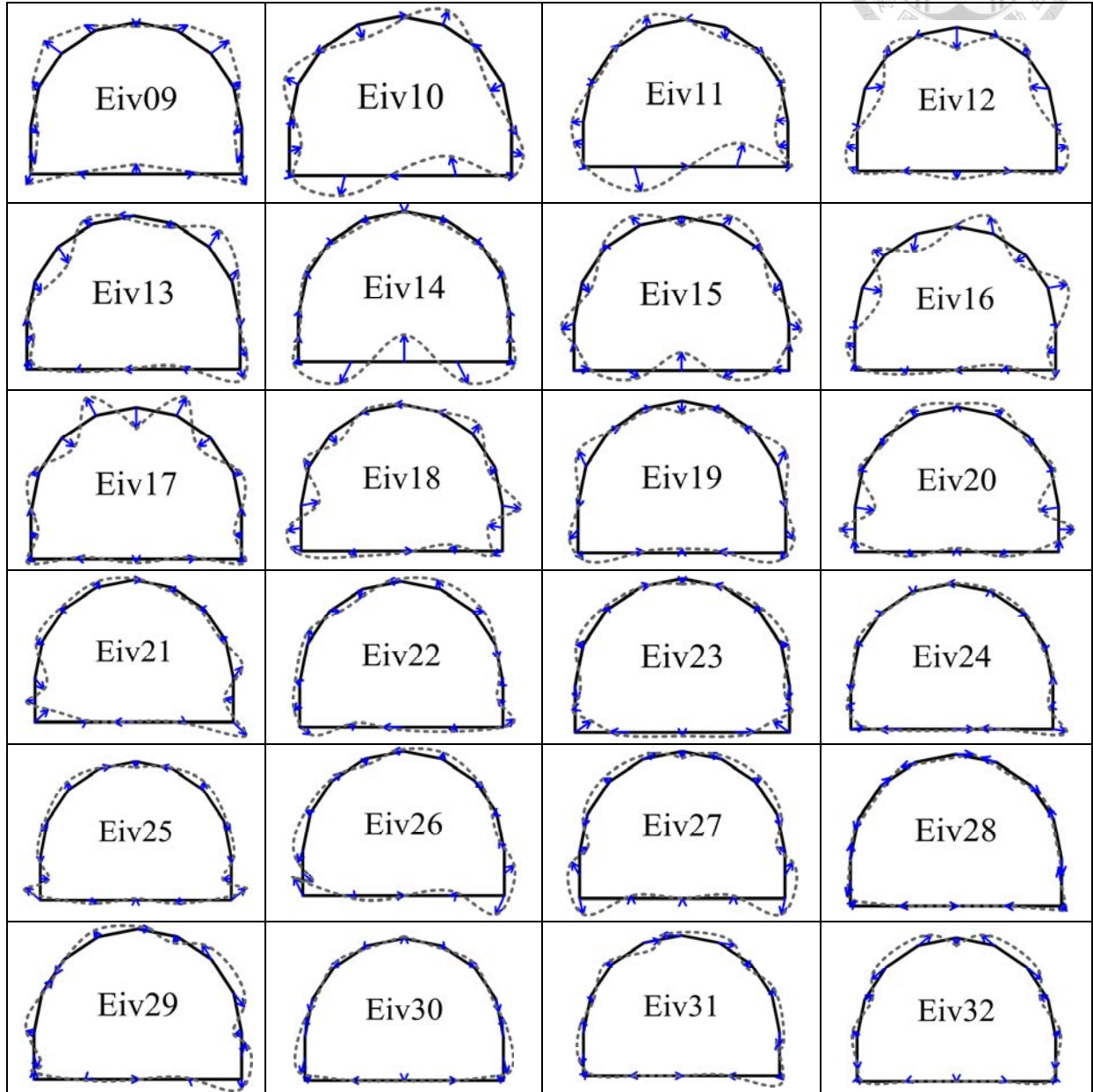


圖 4.1-5 具 16 監測點馬蹄形隧道之特徵模態(續)



表 4.1-3 具 16 監測點馬蹄形隧道特徵模態之變位分量

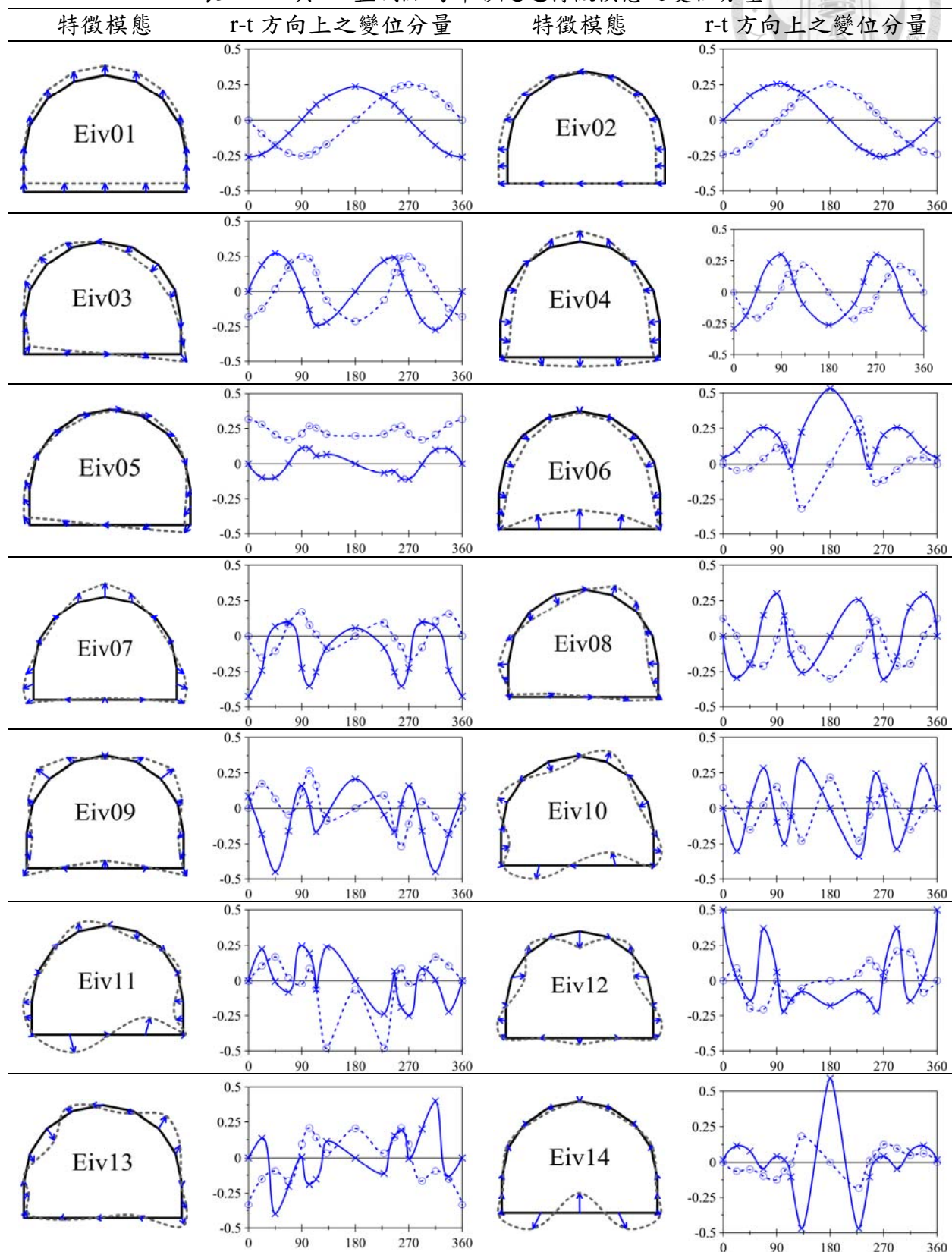




表 4.1-3 具 16 監測點馬蹄形隧道特徵模態之變位分量(續)

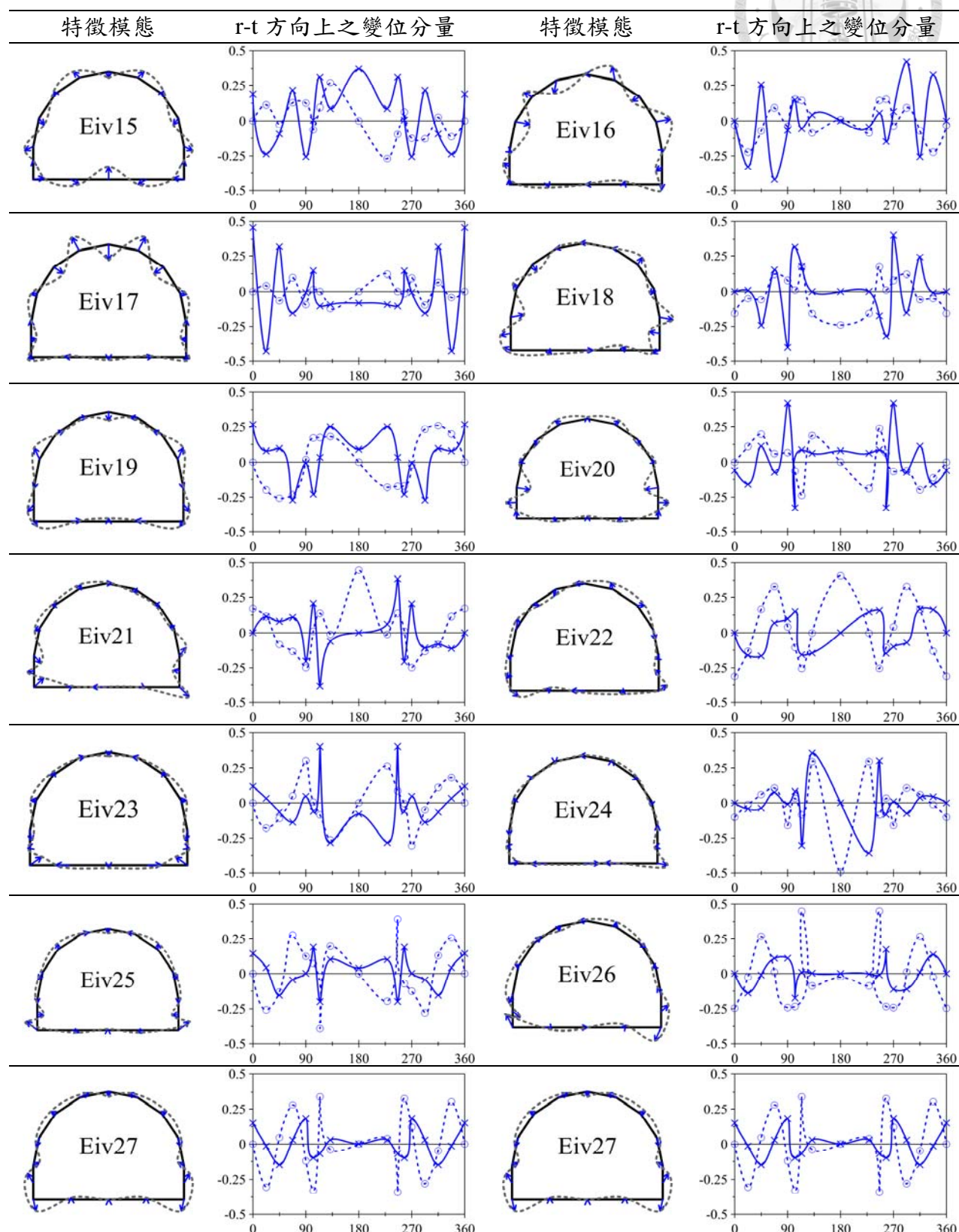




表 4.1-3 具 16 監測點馬蹄形隧道特徵模態之變位分量(續)

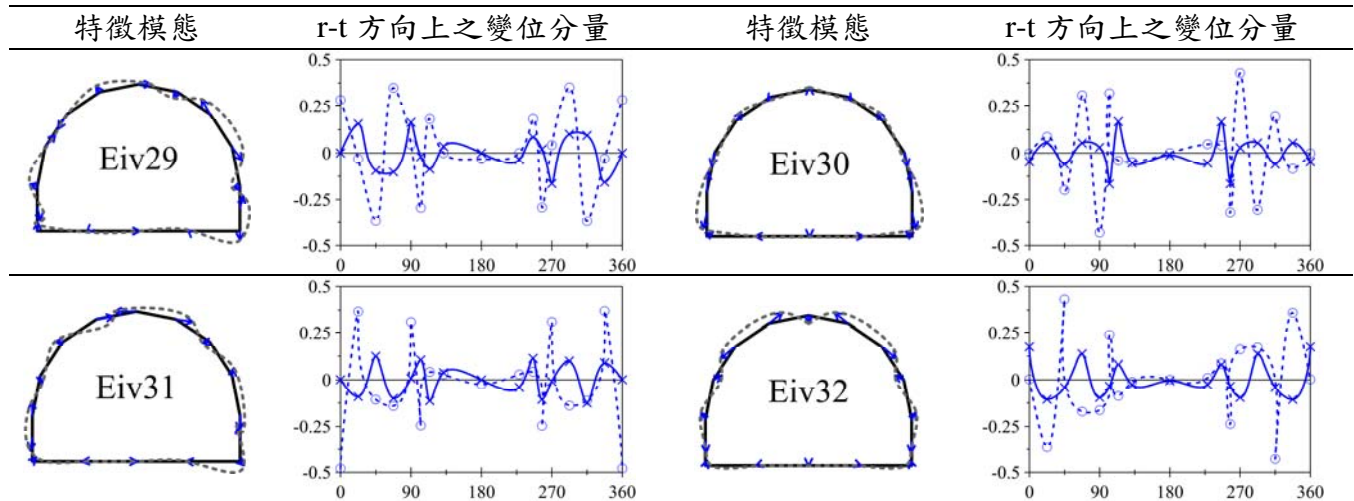
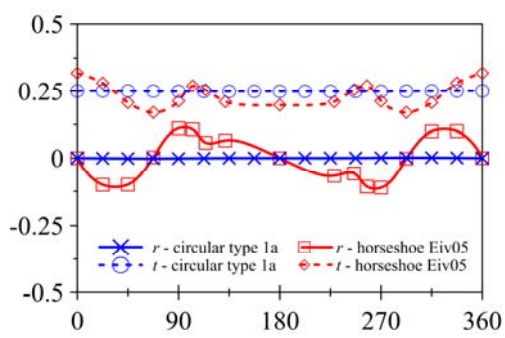
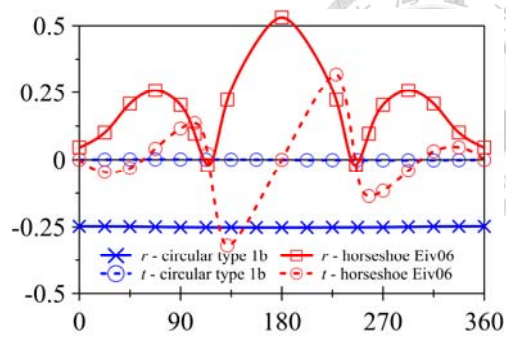


表 4.1-4 馬蹄形特徵模態對應之圓形特徵模態

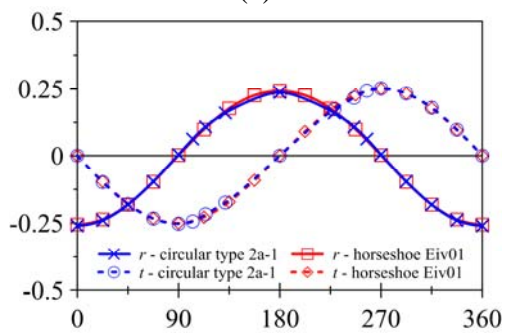
圓形特徵模態	馬蹄形特徵模態	說明
1a	Eiv05	旋轉
1b	Eiv06	均勻膨脹
2a-1	Eiv01	垂直平移
2a-2	Eiv02	水平平移
3a-1	Eiv04	垂直向壓縮、側向拉伸
3a-2	Eiv03	純剪
4a-1	Eiv07	三角變形
4a-2	Eiv08	三角變形
5a-1	Eiv09	方形變形
5a-2	Eiv10	方形變形



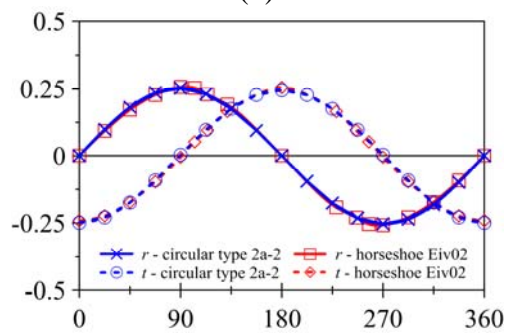
(a)



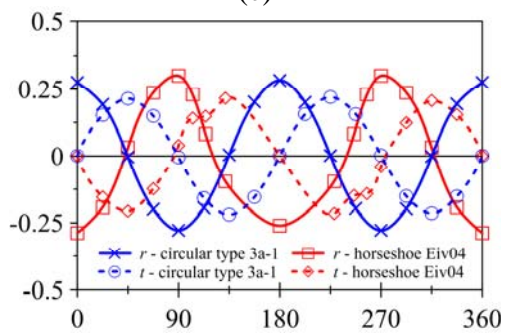
(b)



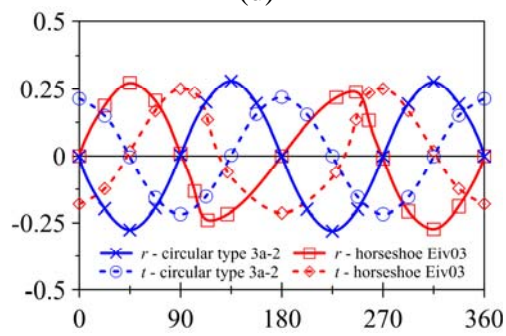
(c)



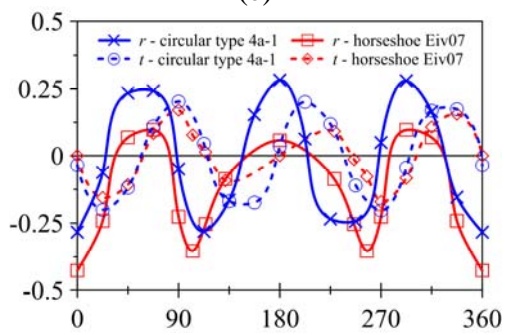
(d)



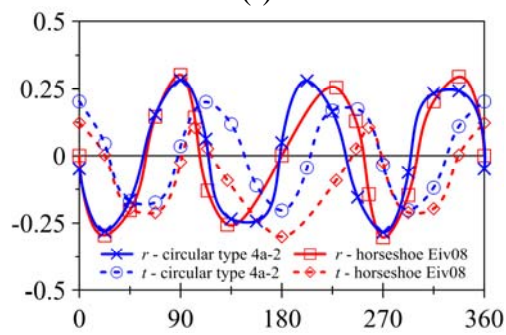
(e)



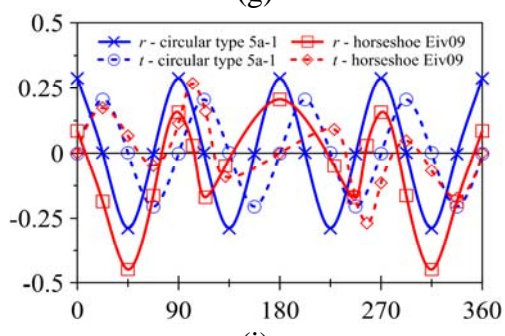
(f)



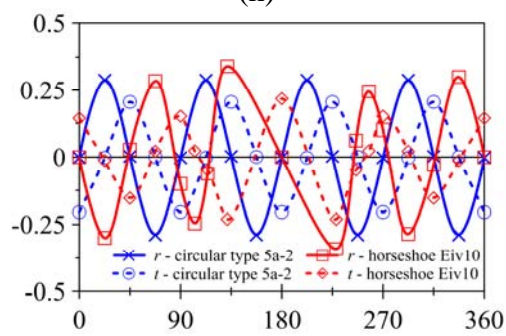
(g)



(h)



(i)



(j)

圖 4.1-6 馬蹄形與圓形隧道特徵模態變形分量比較圖

4.1.4 綜合討論

上述結果指出橢圓形與馬蹄形隧道在材料為彈性、襯砌和岩體不可分離的條件下，皆具有相互正交的特徵模態。特徵模態之中，隧道整體垂直與水平平移的模態是普遍存在的，不因隧道形狀而改變，此係因平移模態不使隧道形狀產生改變，故與形狀無關。雖在物理行為上同屬剛體運動，但隧道的旋轉勁度因形狀而有不同力矩，且角隅的存在亦會影響旋轉行為，因此旋轉模態和各類變形模態乃因斷面形狀有所不同。

4.2 材料參數

Hoek 與 Diederichs (2006)根據來自台灣與中國的大量岩體試驗(圖 4.2-1)，提出地質強度因子(Geological Strength Index, GSI)與岩體變形模數(E_{rm})之 S 形曲線關係式

$$E_{rm} \text{ (MPa)} = 100,000 \left(\frac{1 - D/2}{1 + e^{((75 + 25D - \text{GSI})/11)}} \right) \dots\dots\dots \text{(式 10)}$$

其中 D 為擾動因子(disturbance factor)，代表進行工程對岩體之擾動程度。以全斷面鑽掘機或絕佳開炸控制開挖之隧道可選擇 $D=0$ ，伴隨仰拱隆起等擠壓問題的隧道可選擇 $D=0.5$ ，而硬岩中以極差品質之開炸以至產生嚴重局部破壞的隧道開挖之 $D=0.8$ 。本研究假定 $D=0$ ，討論圓形隧道在五種不同 GSI 對應的岩體變形模數下，特徵模態有何變化。

GSI=20、40、60、80、100 的五種情形，特徵模態正交誤差均小至可忽略，因此岩體變形模數的改變並不影響特徵模態之存在性。GSI=20 以及 GSI=100 之圓形隧道特徵模態整理如圖 4.2-2 與 4.2-3，可發現無論 GSI 如何改變，旋轉(1a)與均勻變形(1b)皆無顯著改變。同樣的變形形態中，GSI=20 之特徵模態的變形幅度較大，反映在變位分量上為 GSI 越大， r 變位分量極大值變大、極小值變小，而 t 變位分量極大值變小、極小值變大(圖 4.2-4)。此現象代表岩體越趨堅硬時，隧道襯砌在 r 方向越容易產生變位，但在 t 方向上越不容易產生變位，係因襯砌相對岩體較柔軟，在 r 方向變位較容易，而本研究數值模型中設定襯砌與岩體不可分離，襯砌在 t 方向變位時會受到岩體與襯砌介面上的反向抵抗，因此較不易發生變位。模態 1a 和 1b 由於僅有 t 或 r 方向變位，無法顯現出兩者的相對差異，故不因 GSI 改變而變。

表 4.2-1 地質強度因子(GSI)與對應之岩體變形模數(Hoek and Diederichs, 2006)

項目 \ GSI	20	40	60	80	100
E_{rm} (GPa)	0.67	3.99	20.36	61.17	90.66
$R = E_{rm}/E_l$	0.03	0.18	0.90	2.7	4.0

※註：襯砌楊氏模數為 22.63 GPa

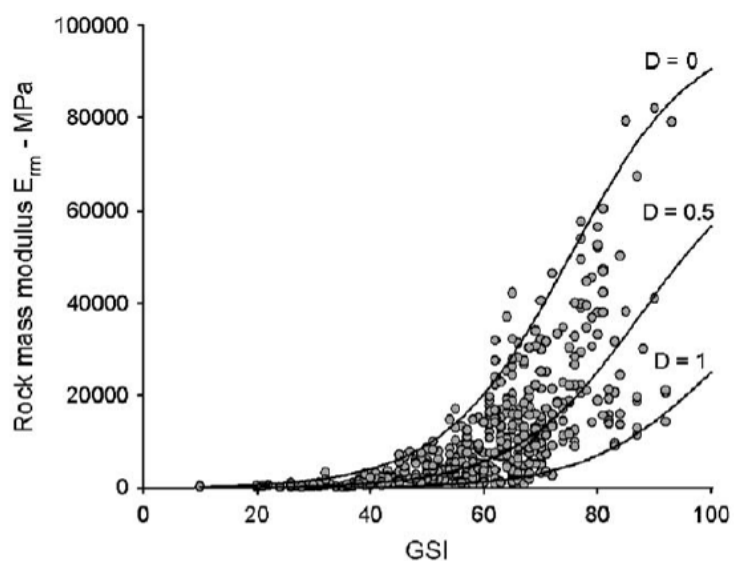


圖 4.2-1 GSI 與岩體楊氏模數關係圖(Hoek and Diederichs, 2006)

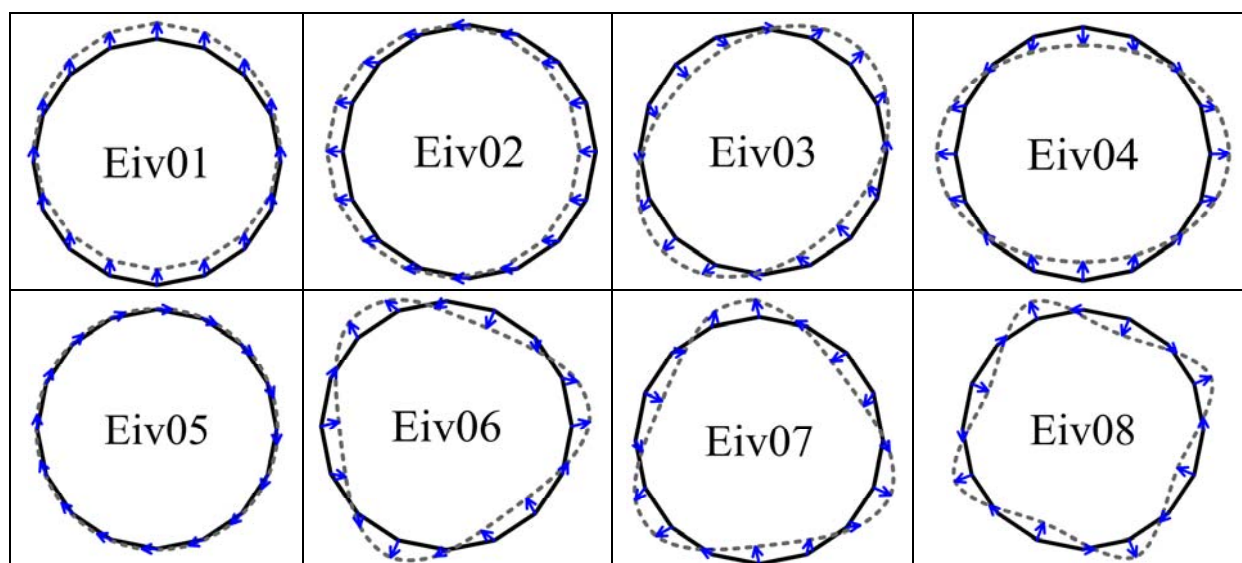


圖 4.2-2 岩體 GSI=20 之圓形隧道特徵模態

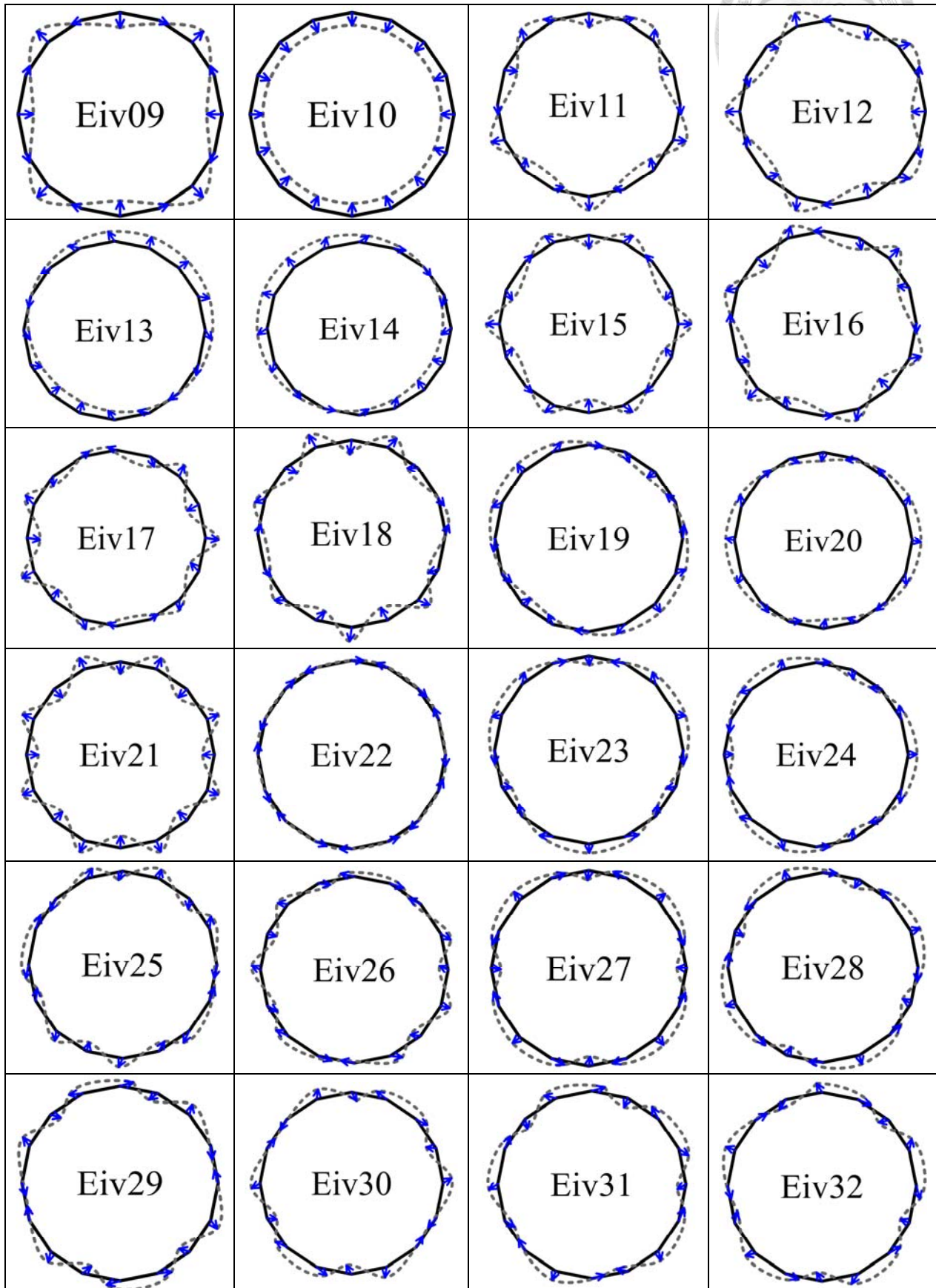


圖 4.2-2 岩體 GSI=20 之圓形隧道特徵模態(續)

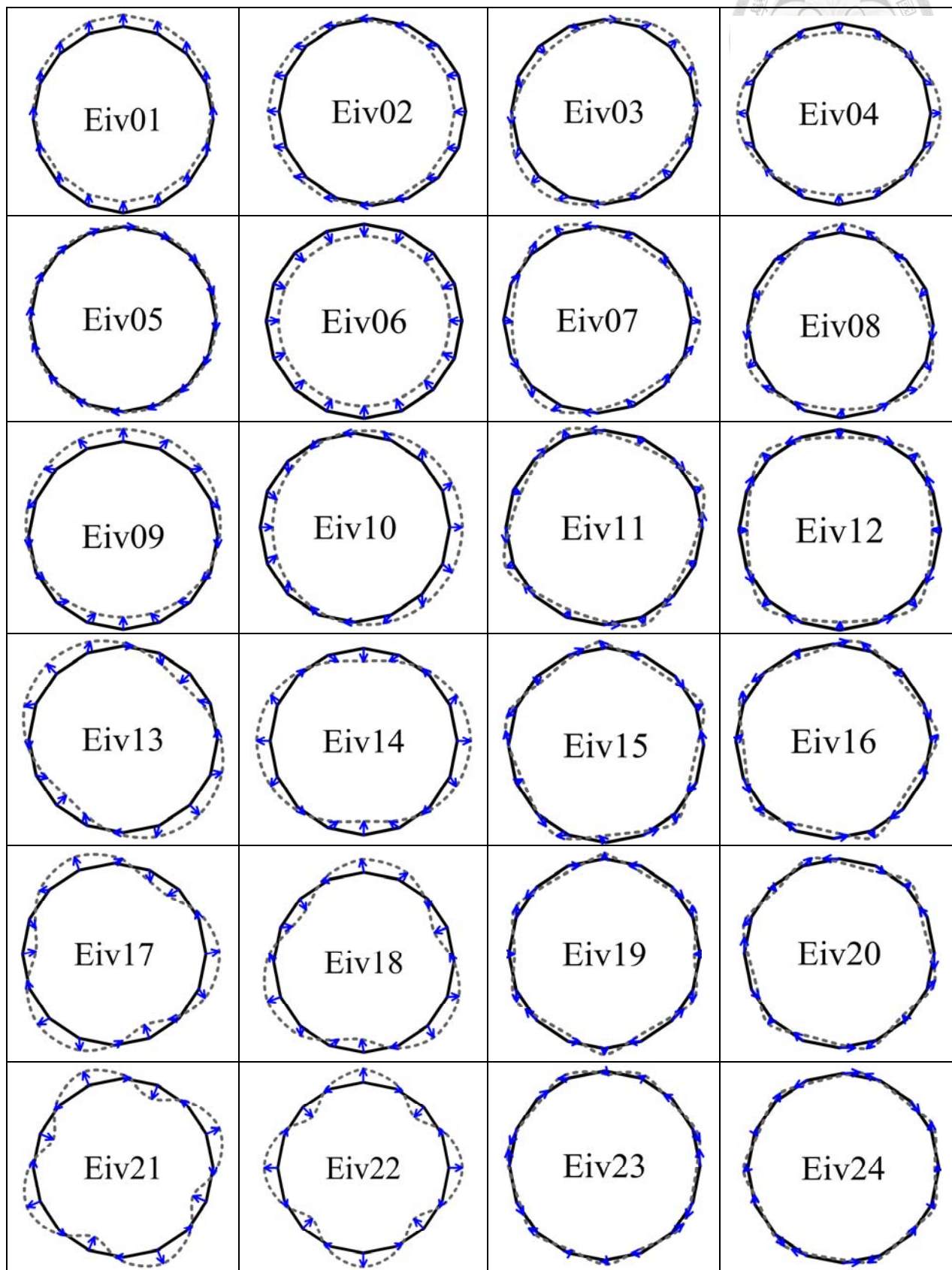


圖 4.2-3 岩體 GSI=100 之圓形隧道特徵模態

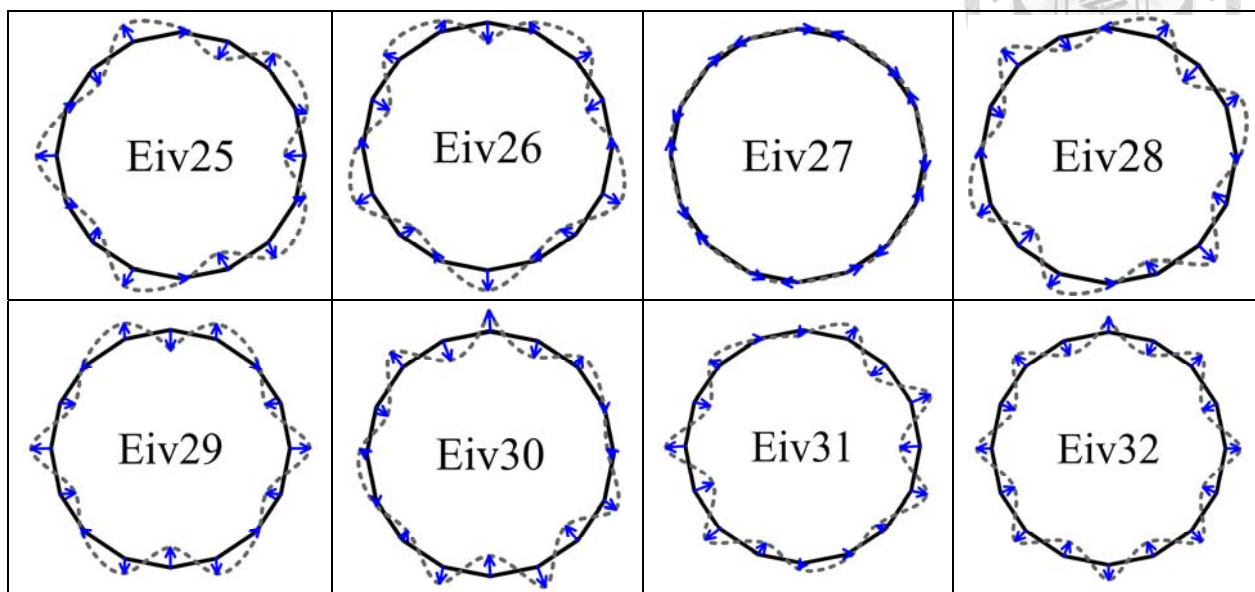


圖 4.2-3 岩體 GSI=100 之圓形隧道特徵模態(續)

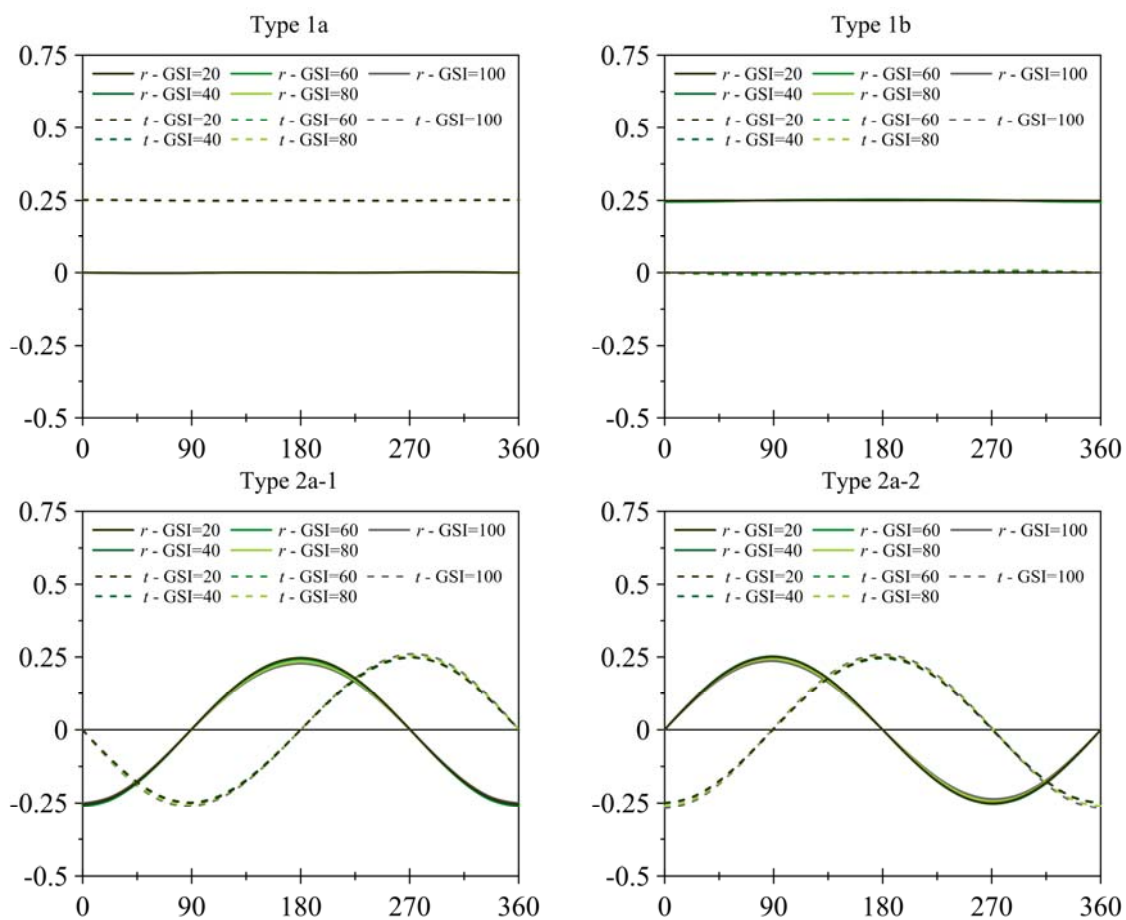


圖 4.2-4 不同岩體參數圓形隧道特徵模態變位分量比較圖

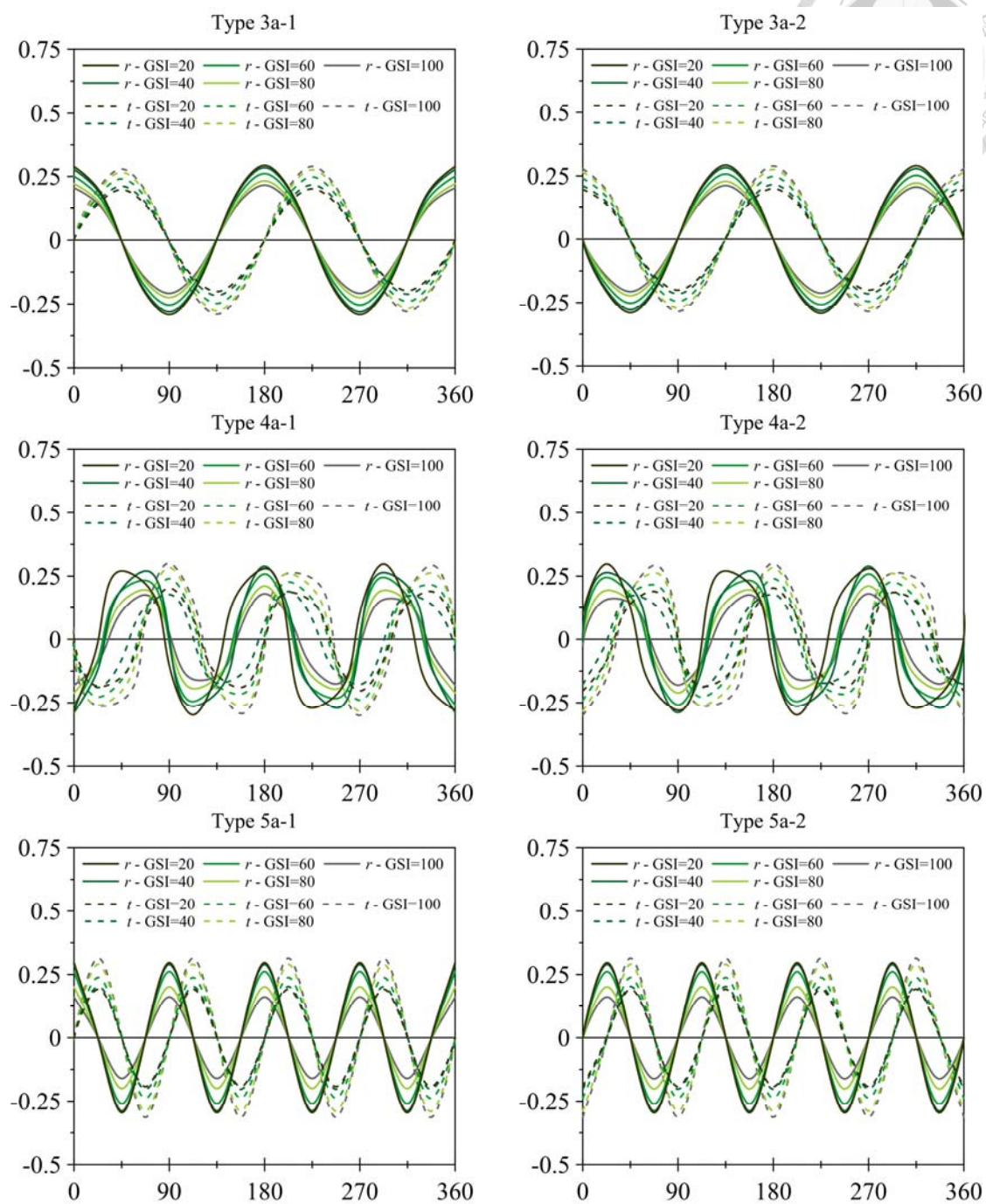


圖 4.2-4 不同岩體參數圓形隧道特徵模態變位分量比較圖(續)

4.3 特徵模態法適用性之探討

為定量評估特徵模態法之適用性，除確認特徵模態彼此之間互相正交之外，本節以馬蹄形隧道為例，對隧道斷面監測點數量提出建議，並建議一適用性評估指標，測試假設狀態下特徵模態法在是否可行。

4.3.1 監測點數

4.1.2 節中 16 監測點馬蹄形隧道與同數量圓形隧道比較後獲得之對照結果，圓拱部分雖可理想地相互對應，然側壁與仰拱部分監測點似不足以完整呈現該區段的變位現象。因此本節中增加監測點數，將具 32 監測點之馬蹄形隧道特徵模態(圖 4.3-1，共 64 個模態，僅列出前 32 個)與圓形特徵模態做一比較，將對應的模態編號與變位分量曲線列如表 4.3-1 及圖 4.3-2。經由提高一倍解析度的結果，可以確認得知馬蹄形隧道之特徵模態在圓拱部分(圖 4.3-2 之 0-90°和 270-360°)，除旋轉和均勻壓縮之外，皆與圓形隧道一致呈三角函數，週期隨模態增加而減少；側壁受圓拱影響，變位主要係圓拱部分之沿續，波形與圓拱部分類似但週期略有減小；仰拱部分波形呈左右對稱，靠近兩側壁處受側壁波形影響，週期與側壁近似，靠近仰拱中央處之變位則是徑向和切向分量其一呈線性、另一略呈二次曲線變化。綜合上述結果，對於具有轉折點之隧道形狀，建議於每個邊至少有 4 個以上監測點，以確實掌握隧道變位形態。

表 4.3-1 具 32 監測點馬蹄形特徵模態對應之圓形特徵模態

圓形特徵模態	橢圓形特徵模態	說明
1a	Eiv05	旋轉
1b	Eiv06	均勻膨脹
2a-1	Eiv01	垂直平移
2a-2	Eiv02	水平平移
3a-1	Eiv04	垂直向壓縮、側向拉伸
3a-2	Eiv03	純剪
4a-1	Eiv07	三角變形
4a-2	Eiv08	三角變形
5a-1	Eiv09	方形變形
5a-2	Eiv10	方形變形

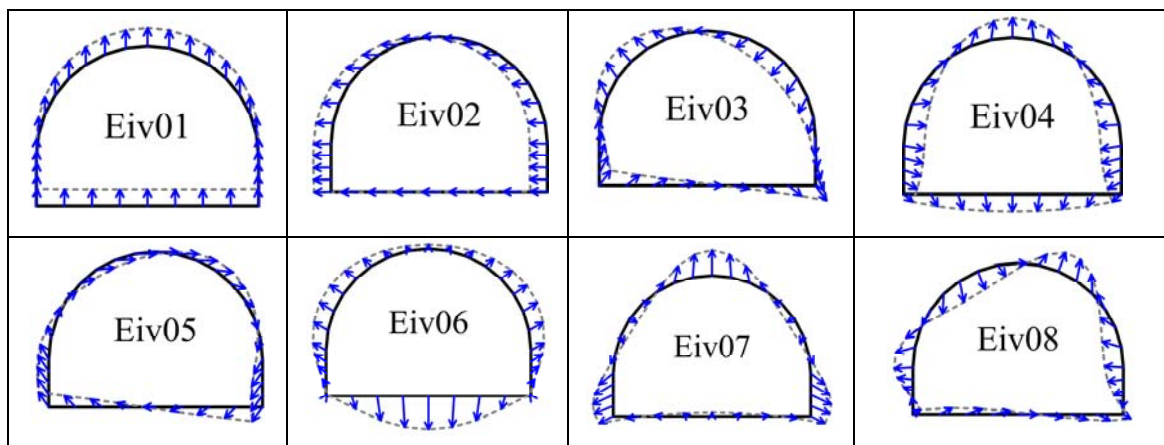


圖 4.3-1 具 32 監測點馬蹄形隧道之特徵模態

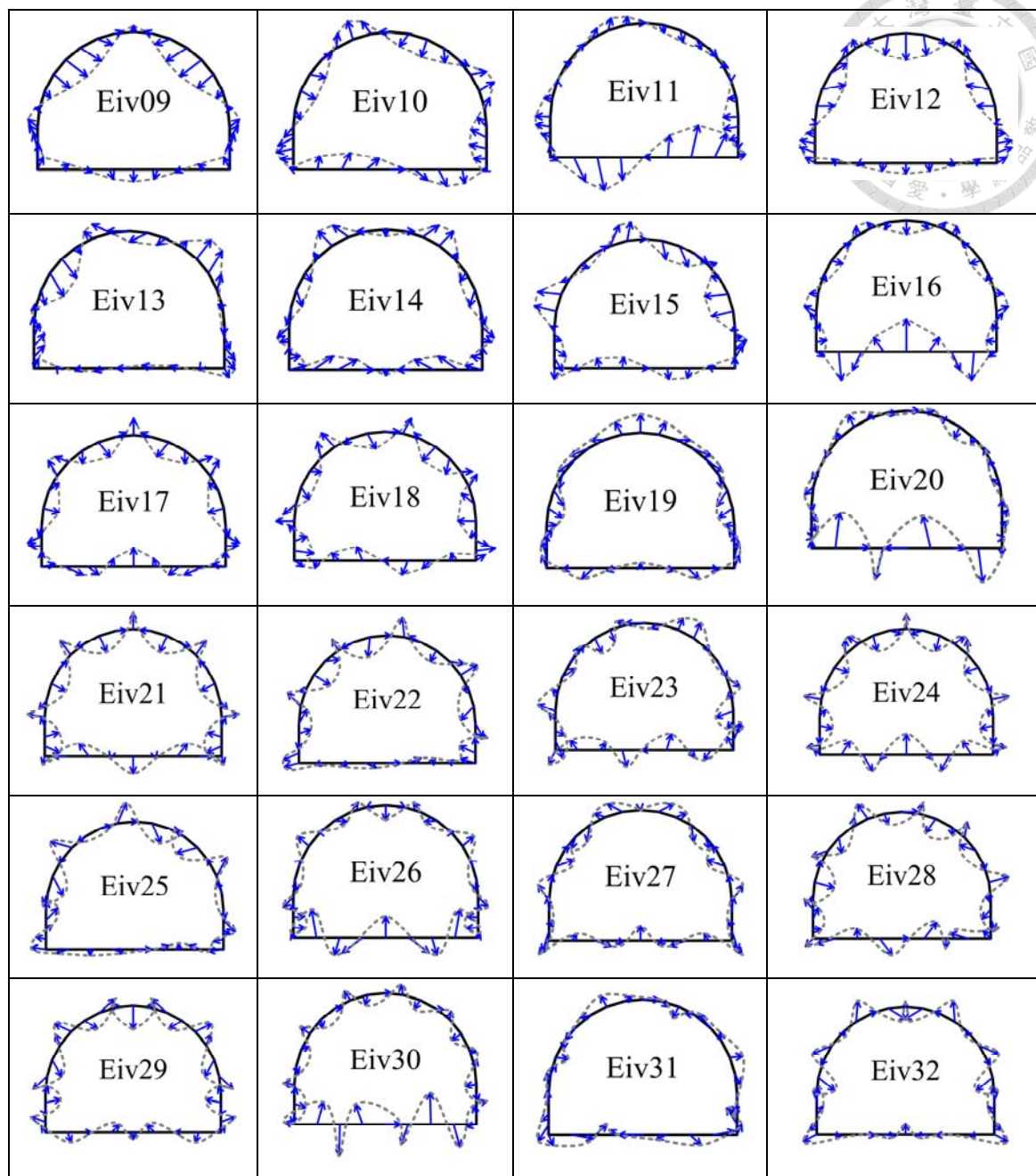


圖 4.3-1 具 32 監測點馬蹄形隧道之特徵模態(續)

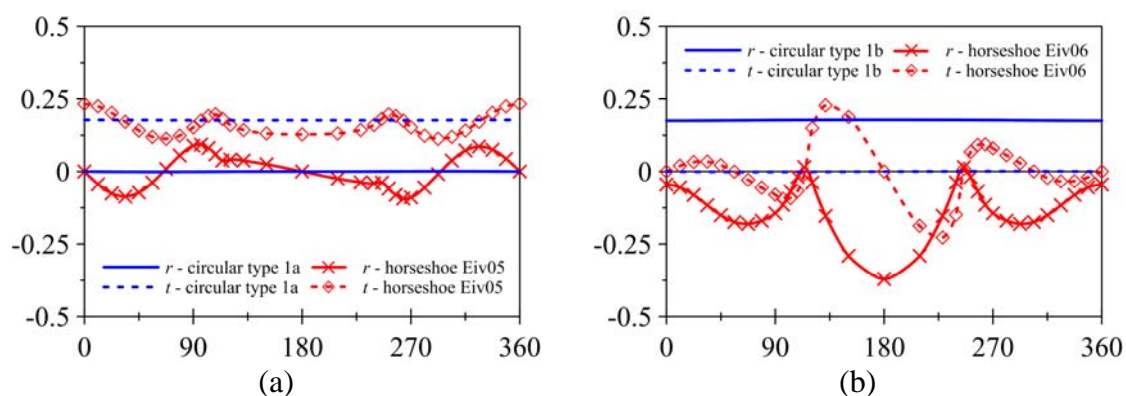


圖 4.3-2 馬蹄形與圓形隧道特徵模態變形分量比較圖

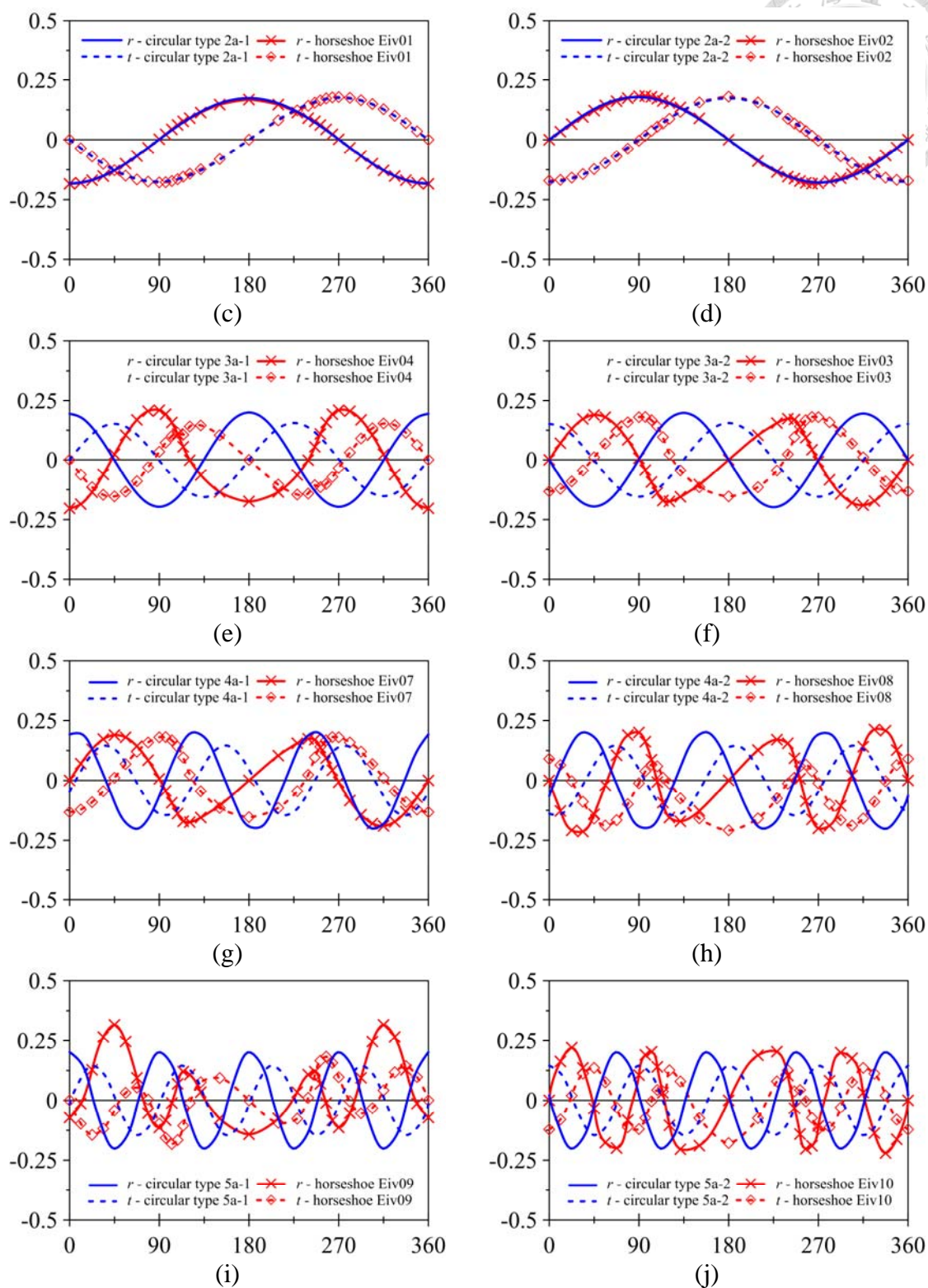


圖 4.3-2 馬蹄形與圓形隧道特徵模態變形分量比較圖(續)

4.3.2 適用指標

特徵模態法於解析任意隧道變位 $\{u\}$ 時，係將該變位分解至每一個特徵模態，獲得模態對應的大小。倘若特徵模態確實能夠完全描述隧道變位，則將所有模態乘上該模態大小後，應



與該隧道變位 $\{u\}$ 相等，即

$$\bar{D} = \{u\} - [\phi]\{\beta\} = 0 \dots\dots\dots (式 11)$$

稱 \bar{D} 為偏差量(deviation)，進一步定義殘差 Re(residual)

$$Re = \|\{u\} - [\phi]\{\beta\}\| \dots\dots\dots (式 12)$$

理想狀態下， \bar{D} 和 Re 均應接近或等於零。

首先考慮 16 監測點的圓形隧道(自由度=32)的所有監測點變位為隨機位移，在每個自由度上生成平均值為 0，標準差為 0.3 m 的位移分量，任意選擇五組如圖 4.3-3，其中不同顏色的區塊代表 1 倍和 2 倍標準差區間。將 1,000 組隨機變位分別以特徵模態解析後，獲得殘差分布如圖 4.3-4，橫軸為殘差，縱軸為組數。同樣生成 10,000 組隨機變位，得到殘差分布如圖 4.3-5。圖中殘差值甚小，事實上已可忽略，但若放大檢視之，可發現隨組數增加，殘差分布亦接近高斯分布。

本研究假設岩體、襯砌材料皆為彈性，但實際上隧道開挖後岩體即可能產生塑性區。根據許志豪(2008)與 Huang *et al.* (2010)的研究，岩體塑性區範圍不大時(圖 4.3-6a、圖 4.3-6b)，隧道再受到垂直均布外力增量作用後無論變位量(垂直與水平變位之均方根，圖 4.3-6c。圖中彈性與彈塑性案例所受外力增量大小不同，係經調整使兩者變位量接近以便於比較變位的表徵)分布或 I_d 曲線都與彈性材料近似。此結果說明岩體塑性區的存在並不會使隧道特性出現遽變式的改變，以彈性行為描述塑性區不至過大的岩體中隧道之變形特性有其可行性。為測試彈性特徵模態是否可分析有塑性區岩體中隧道的變位，本研究模擬彈塑性岩體自重平衡後隧道開挖，待變形穩定後施作襯砌，之後受到側向均布應力增量之假設案例如圖 4.3-7，最終階段塑性應變分布如圖 4.3-8，材料參數如表 4.3-2。取隧道襯砌在最後受應力增量階段之變位進行分析後，計算得殘差 $Re=4.59 \times 10^{-17}$ ，彈性特徵模態在數學上可以解析塑性岩體中隧道的變位。

表 4.3-2 彈塑性岩體數值模擬之材料參數

襯砌		岩體				$R = \frac{E_r}{E_l}$
楊氏模數	柏松比	楊氏模數	柏松比	Drucker-Prager		
E_l (GPa)	ν_l	E_r (GPa)	ν_r	α (MPa)	k	
22.63	0.3	4.89	0.27	0.35	9.71	0.2

※材料為木山層砂岩(翁孟嘉，2001；蔡立盛，2005；張裕沅，2007)

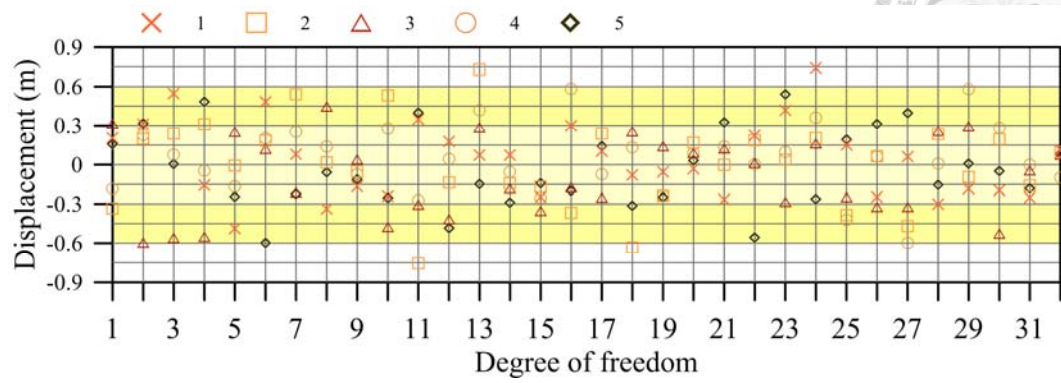


圖 4.3-3 隨機位移生成結果(任選五組)

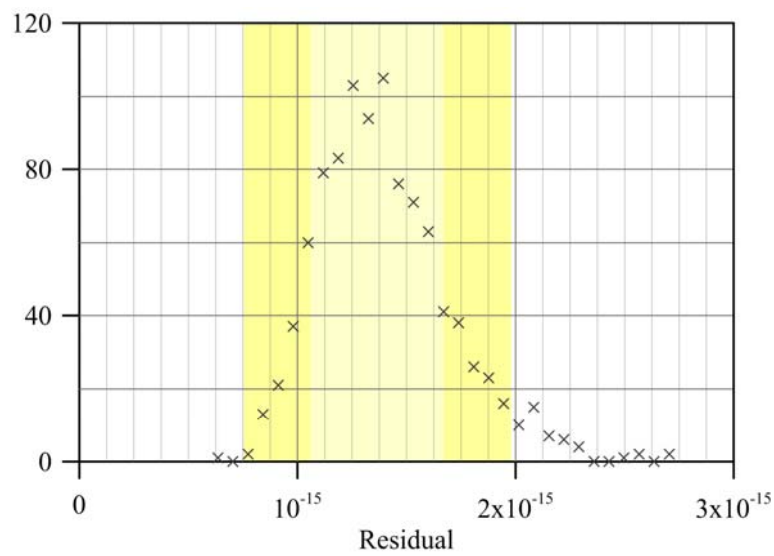


圖 4.3-4 1,000 組隨機變位殘差之分布

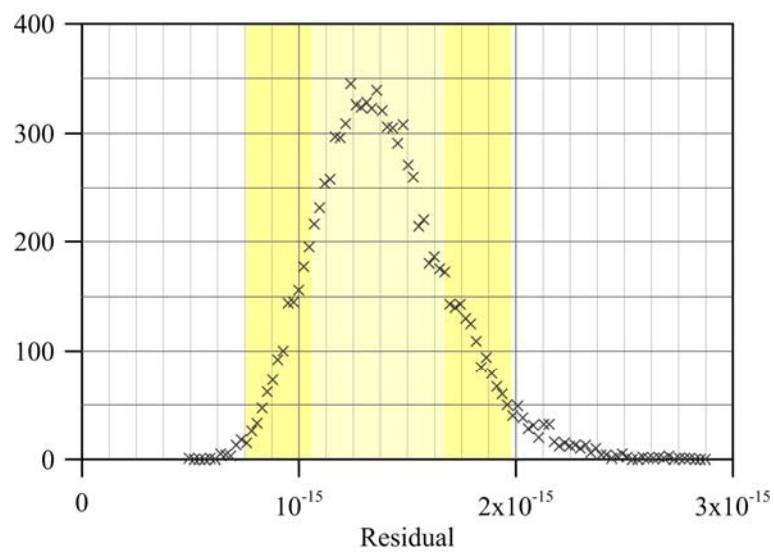
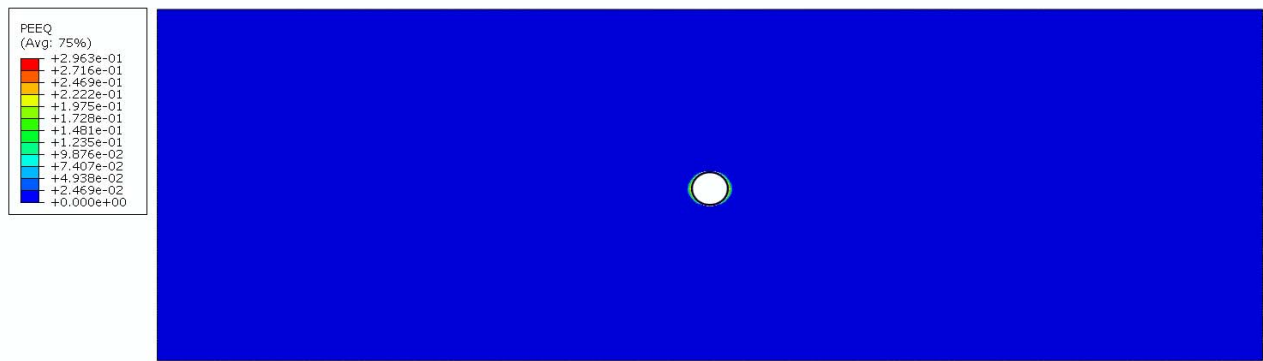
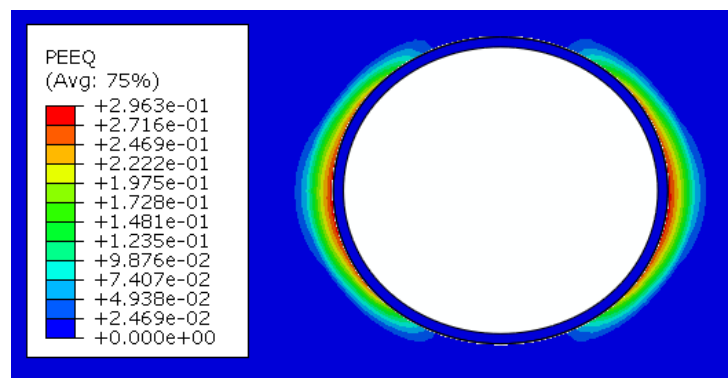


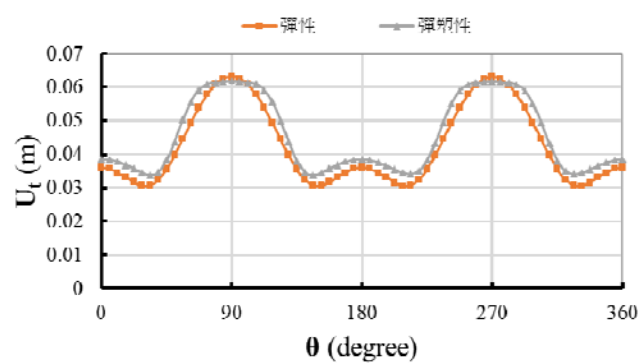
圖 4.3-5 10,000 組隨機變位殘差之分布



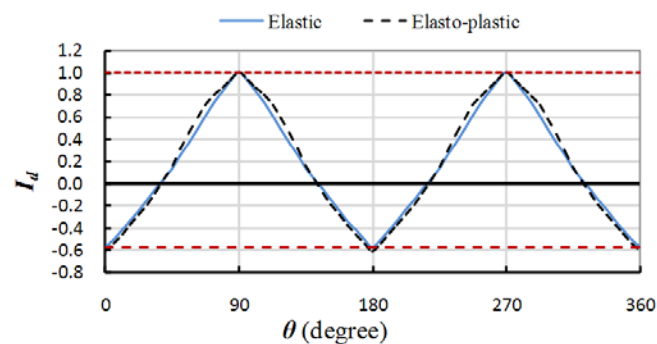
(a)



(b)



(c)

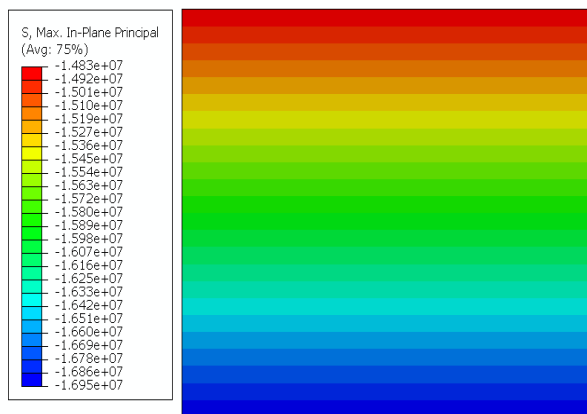


(d)

圖 4.3-6 許志豪(2008)之彈塑性岩體與襯砌受垂直外力增量分析結果 (a)全域塑性應變分佈 (b)隧道周圍塑性應變分佈 (c)彈性與彈塑性變位量大小分布比較(角度根據極坐標定義) (d) 彈性與彈塑性 I_d 曲線比較(K. P. Huang 等，2010)

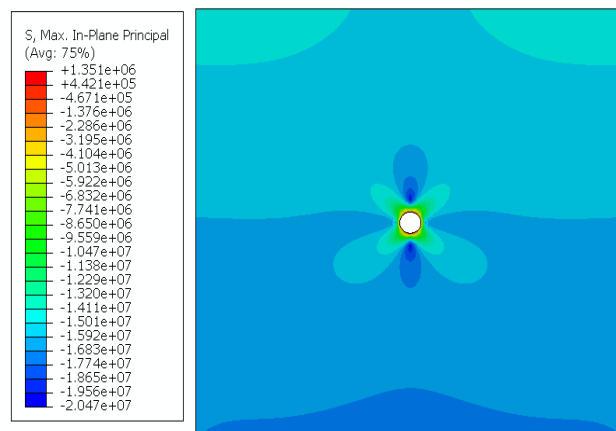


Step 1: 自重平衡

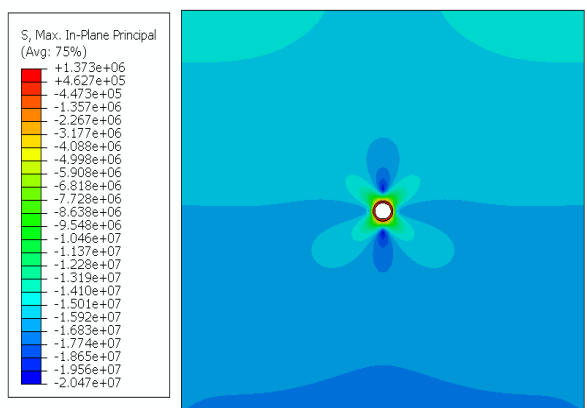


(無塑性應變)

Step 2: 隧道開挖



Step 3: 加襯砌



Step 4: 左右邊界加均布載重

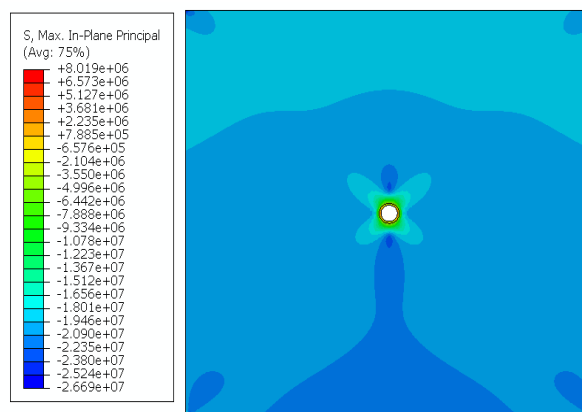


圖 4.3-7 彈塑性岩體之數值模擬結果(平面上最小主應力)

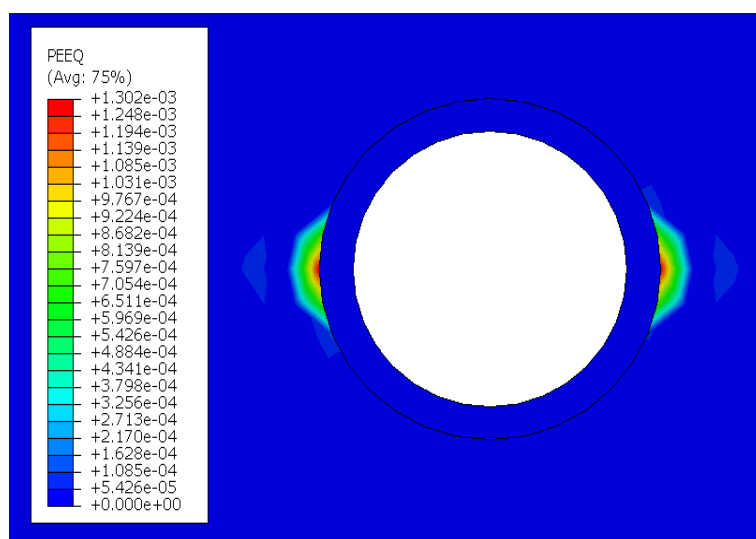


圖 4.3-8 彈塑性岩體數值模擬結果最終階段之塑性應變分布圖

本章結果說明彼此正交且可行的特徵模態存在於材料為彈性的圓形、橢圓形和馬蹄形隧道，其中隧道整體平移模態不因隧道形狀而改變，其餘則因斷面形狀而有不同變形表徵。當岩體變形模數增加而襯砌不變時，隧道徑向勁度降低而切向勁度升高。由於特徵模態相互正交，因此必能獲得一組惟一解，然必須選擇對應之特徵模態，如以圓形隧道特徵模態分析相同監測點數馬蹄形隧道之變位，或以彈性隧道特徵模態分析具有塑性區的隧道變位，同樣可得到解析結果，但其解釋與隧道實際行為之間恐存在偏差。對於岩體或襯砌具有塑性區之後特徵模態是否存在，以及塑性區大小和彈性特徵模態描述的誤差關係，可於後續研究進一步探討。

第五章 隧道案例監測與應用



為實際測試隧道襯砌微變監測方法和特徵矩陣法的應用效果，本研究自 2008 年起陸續勘查國內隧道變形案例，並選擇台灣東南部某公路隧道做為研究案例。應用隧道襯砌微變監測方法對其持續監測逾三年，研析本技術在既有技術監測瓶頸上之應用情況，以提供後續改善技術內涵的回饋資訊。本章將歷年三維變位監測資料經建議流程處理後之成果，透過多種樣貌呈現，並以特徵模態法進行分析，綜合前人對本隧道案例的研究，比對探討該隧道之變形特性，說明所提方法與技術的應用性。

5.1 案例背景

早期山岳隧道受限於工程技術，多經由斜交方式穿越山嶺以減少隧道長度。此類隧道因兩側地壓不均勻，容易在隧道兩側產生不同的異狀，也可能受邊坡地滑或潛移作用而持續產生變形，為營運中隧道典型異狀肇因之一(日本土木學會，2003；黃燦輝等，2008)。案例隧道具有偏壓地形，歷年變形發展活躍，既有研究顯示主要係鄰近邊坡潛移所致。

5.1.1 隧道案例背景

本研究案例隧道位於台灣本島東南部，為雙車道公路隧道，以約略呈西北—東南之彎曲線形穿越一曲流山頭(圖 5.1-1)。隧道長 310 m，高 6.5 m，寬 9 m，斷面為馬蹄形(圖 5.1-2)。隧道附近並無大規模地質構造，岩性以石英雲母片岩為主(圖 5.1-3)，片理走向約為北北東—西南西，呈中等角度(40-55°之間)向西傾，局部為低傾角。隧道西口邊坡多為膠結疏鬆的崩積層，岩體露頭皆呈輕度至中度風化，易沿片理面剪裂，局部有角礫及剪裂泥出現，且易泡水軟化(張詠詠，2009；羅百喬，2013)。

原舊隧道係一單車道隧道，因老舊受擠壓損壞，遂於 1987 年 11 月部分新建、部分擴建為本案例隧道，並於 1989 年 7 月完工通車(表 5.1-1)。案例隧道施工期間屢有崩塌及湧水發生，當時即在新建段每隔 0.8 m 架設 H200 鋼支堡一組做為支撐，採用厚度 55 cm 之鋼筋混凝土襯砌(林澄清與林清洲，1999)。本隧道完工後乍滿兩年，原施工崩塌範圍內的西口段即出現襯砌裂縫與路面下陷情形(圖 5.1-4a)，

當時調查報告推論係因西洞口邊坡潛移所致(中興工程顧問社, 1992; 林澄清與林清洲, 1999)。此後直至目前(2014 年)為止, 案例隧道與西口邊坡歷經七次期間長短不一之檢監測工作, 以及多次的地質調查與隧道修復工作, 其中包括本研究於 2008 年 2 月至 2012 年 4 月第二次加固補強前歷時約兩年的監測, 結果均顯示隧道仍持續變形中。

本研究於 2008 年初次探勘案例隧道發現, 西洞口往內約 108 m 範圍的襯砌有活躍的裂縫發展, 於距西洞口 33 m 和 99 m 處襯砌嚴重錯移, 兩側分離逾 300 mm, 洞口側路面下陷亦分別逾 150 及 400 mm (王泰典等, 2008; 邱雅筑等, 2012), 現場照片如圖 5.1-5a 與圖 5.1-5b, 拍攝位置參圖 5.1-4。此外, 尚可發現襯砌上具有多道斜向與橫向裂縫, 詳細裂縫分佈如圖 5.1-4c, 實際拍攝影像如圖 5.1-5c 和圖 5.1-5d。

5.1.2 邊坡潛移特性

根據張詠詠(2009)、邱雅筑等(2012)、羅百喬(2013)、Wang(2014)之調查, 隧道西洞口邊坡近年期間有許多規模不一的崩塌地先後發生、時動時停, 具有大規模重力變形或深層滑動的特徵, 本文以邊坡潛移泛稱之。張詠詠(2009)與羅百喬(2013)基於 1961 年以來多期航空照片判釋結果以及現地查核、隧道裂縫記錄、地表位移與高程測量, 以及傾斜管位移量、岩芯品質指標(Rock Quality Designation, RQD)、岩芯剪裂泥出現深度等資訊, 研判邊坡具有三個主要變形或滑動範圍, 本文以滑動體泛稱之, 位置如圖 5.1-6。滑動體 A 規模最大, 寬度約 650 m, 垂直高差約 440 m, 根據傾斜管結果推估深度約 90 m。滑動體 B、C 滑動體分別位於 A 滑動體下半部的西側與東側, 兩滑動體有部分區域重疊。滑動體 B 寬度約 330 m, 垂直高差約 330 m, 推測深度為 30 m; 滑動體 C 寬度約 330 m, 垂直高差約 225 m, 深度約 50 m (羅百喬, 2013, Wang, 2014)。

隧道西洞口邊坡傾斜管監測結果顯示變位方向有時向北, 有時向西北西, 運動方向介於坡面最大梯度方向與片理面的傾向之間(圖 5.1-7)。Wang(2014)指出案例邊坡的穩定受坡趾河流沖刷高度影響, 當河床面較低時, 河流攻擊坡為岩盤面, 對於大規模的下坡運動影響不顯著, 此時豪雨造成的邊坡潛移方向向北。若河道因邊坡崩塌堆積物堰塞, 或是上游崩塌土石造成河道淤高, 曾位移過的滑動體直接受到溪水沖刷, 因坡趾強度較低、極易在其後的數年再次發生崩塌, 加速蝕溝

發育並誘發上邊坡陸續下滑，此時潛移的運動方向主要仍順著邊坡最大坡度方向向北下滑，但是西北側河流沖刷位置高程較低，以及向西傾的區域性片理位態，兩者皆影響邊坡潛移的運動方向，造成向西的位移分量。另外，人工墾植與道路建設，可能也會影響案例邊坡的穩定，但其影響程度小於河流沖刷。

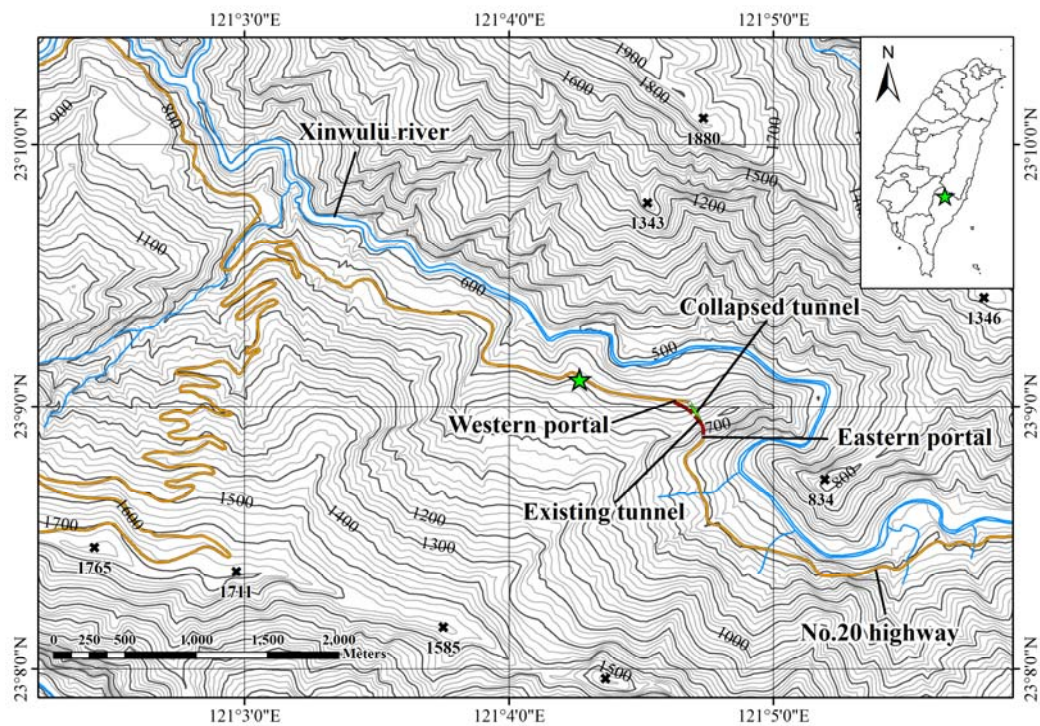


圖 5.1-1 案例隧道地形圖(Wang, 2014)

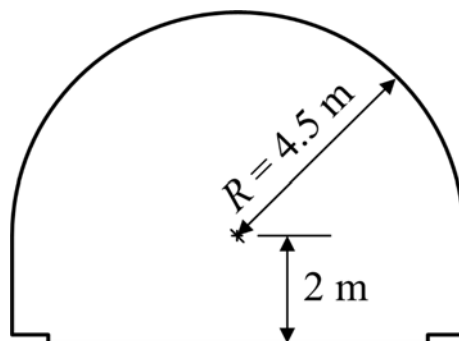


圖 5.1-2 隧道斷面尺寸



表 5.1-1 案例隧道大事紀

時間	大事記	內容	執行單位
1987.11	隧道開挖	西洞口長 105 m 之新建範圍內頻生落盤及湧水	
1989.07	隧道完工通車		
1991.08	隧道西口段出現異狀		
1992.06 ~1993.09	第一期檢監測	航照崩塌地範圍圈繪與確認、區域地質調查、襯砌異狀描繪、裂縫觀測、地形資料、折射震測、露頭剝洗探查	中興工程顧問社
1998.04 ~1999.03	隧道加固改善	背填灌漿、掛網噴漿、岩栓、水平集水管、預力岩錨	
1999.05 ~2000.07	第二期檢監測	航照崩塌地範圍圈繪與確認、區域地質調查、地質鑽孔、沉陷釘、水壓計、傾斜管	青山工程顧問公司
2001.12 ~2003.02	第三期檢監測	傾斜管、水壓計、結構物傾斜計、地錨荷重計、雨量計	鹿島工程顧問公司
2004.12 ~2005.04	隧道西側路基修復	上邊坡護坡、下邊坡駁坎、護欄、AC 路面加封	
2005.07 ~2007.08	第四期檢監測	地質鑽孔、區域地質調查、異狀描述、傾斜管、水壓計、結構物傾度盤、位移觀測、航照崩塌地範圍圈繪與確認	永基工程顧問公司
2008.02 ~2013.07 2014.04 迄今	第五期檢監測	航照崩塌地範圍圈繪與確認、區域地質調查、微地動、襯砌嵌接影像、襯砌異狀描繪、路面高程、隧道微變監測*、裂縫變化監測、隧道受震反應監測	台北科技大學/台灣大學
2010.09 ~2013.10	第六期檢監測	航照崩塌地圖繪與確認、地電阻、地表沉陷測量、襯砌表面影像、三維雷射掃描、裂縫判釋、自動化雨量計、水壓計、傾斜管、孔內伸縮儀、地滑計、定制式傾斜儀、傾度盤、自動化裂縫計	台灣整合防災工程顧問
2012	第二次隧道加固補強	輕型鋼支堡、噴凝土	
2013.01 迄今	檢監測暨隧道評估設計	航照崩塌地範圍圈繪與確認、區域地質調查、地質鑽孔、傾斜管、邊坡集水井、西洞口路堤擋土牆修復、隧道內排水箱涵	台灣世曦工程顧問公司

*註：2012.08 隧道進行加固補強，故本研究僅取 2008.02 至補強前最後一次 2012.04 之監測資料做討論。

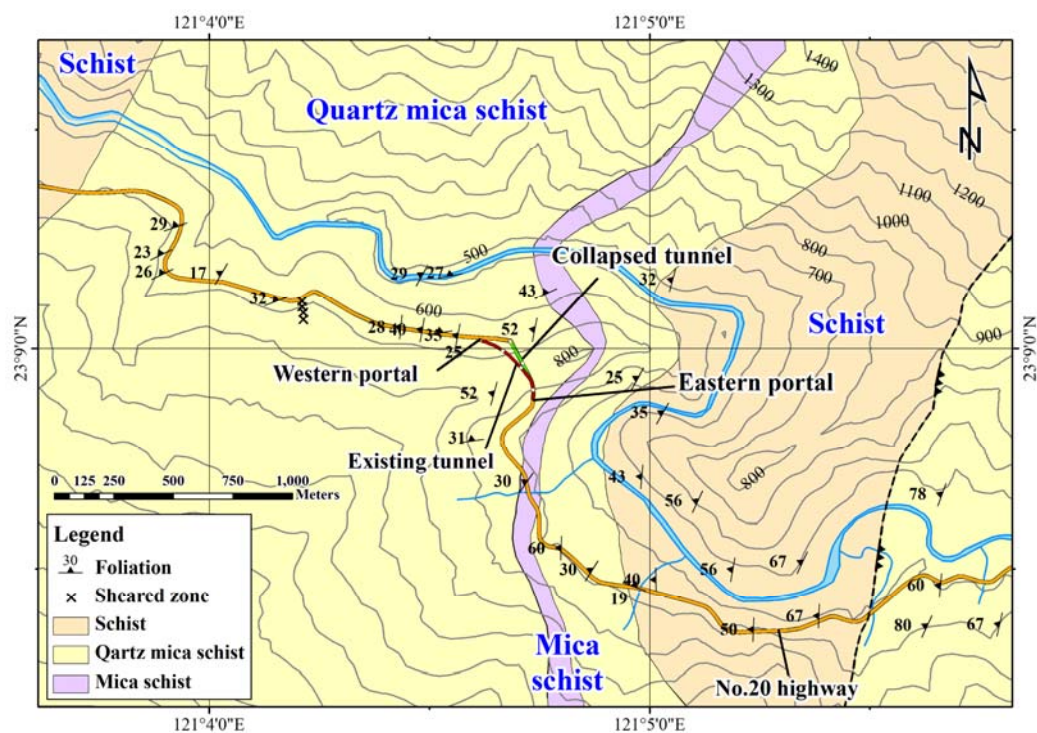


圖 5.1-3 案例隧道地質圖(修改自 Wang, 2014；羅百喬，2013)

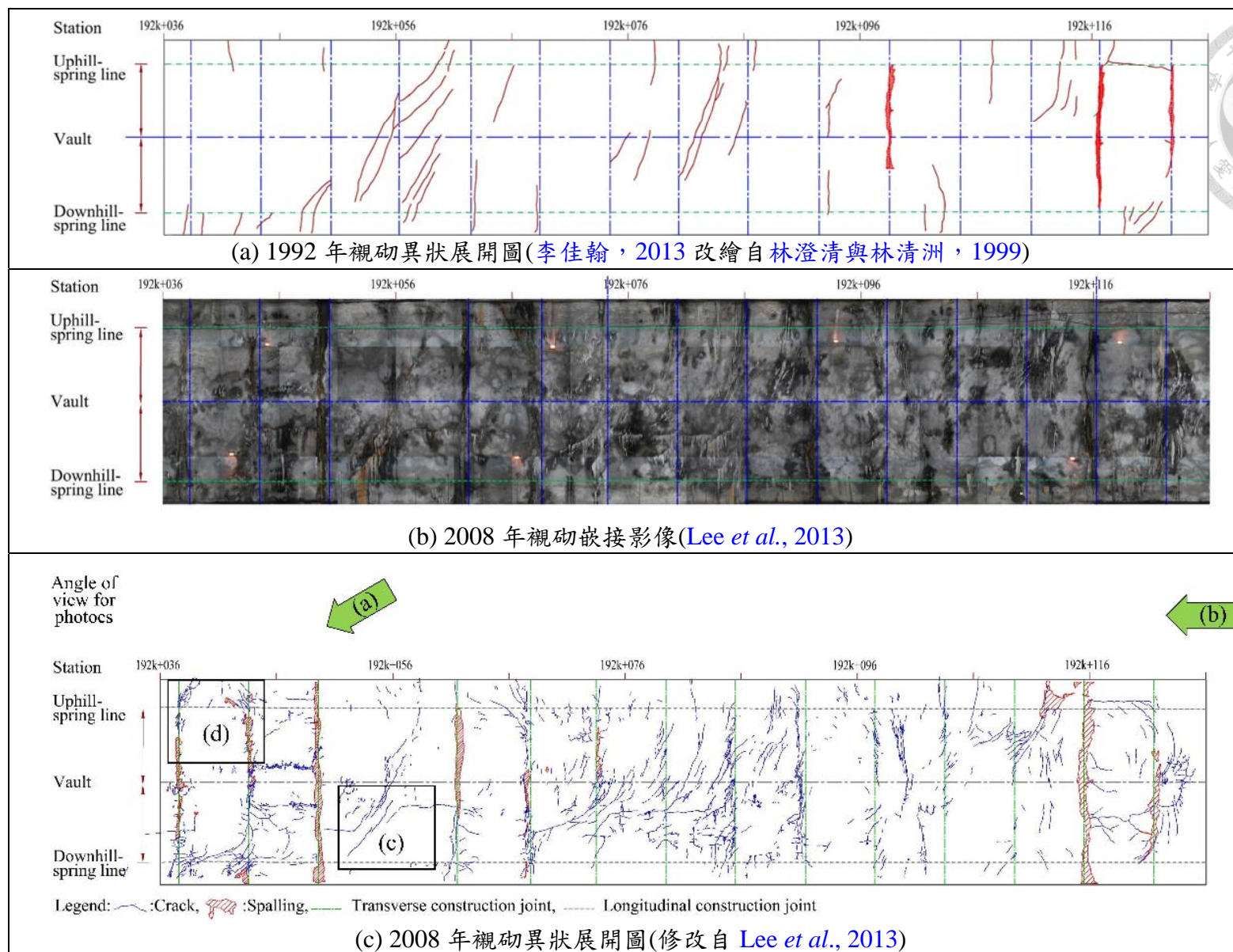


圖 5.1-4 案例隧道西洞口以東 20-110 m 視砌異狀紀錄(箭頭所指示位置隧道照片如圖 5.1-5)



(a) 距西洞口約 33 m 之橫向錯移



(b) 距西洞口約 99 m 之橫向錯移



(c) 斜向裂縫



(d) 多道橫向及斜向裂縫

圖 5.1-5 案例隧道異狀照片(攝於 2012.03.31)

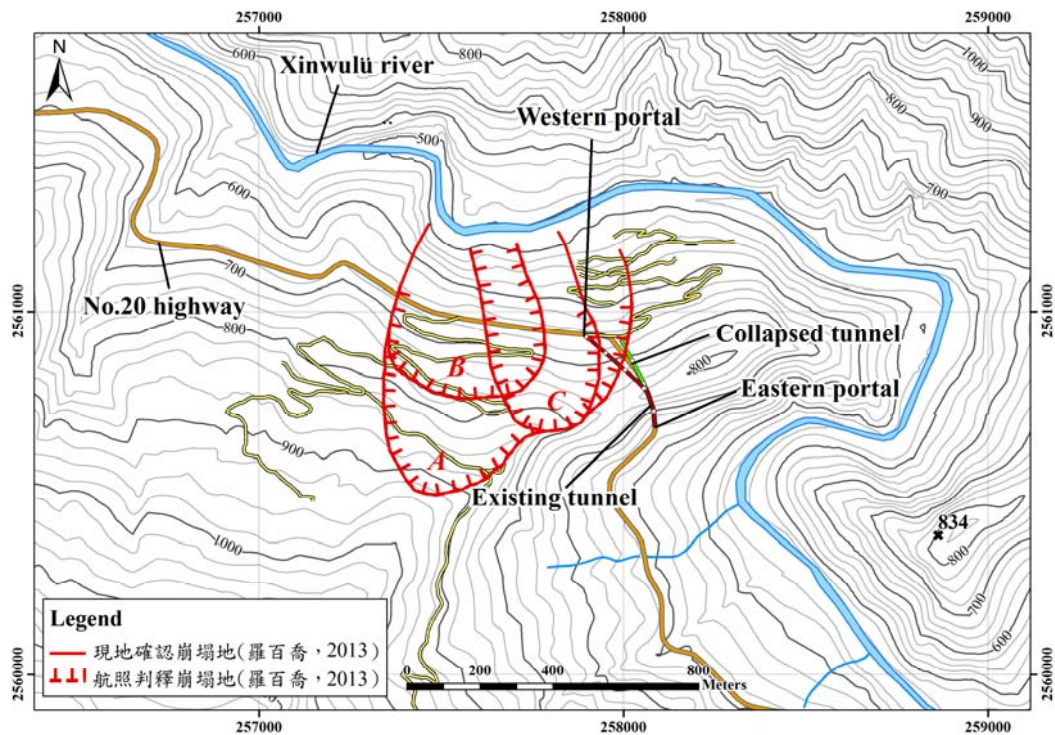


圖 5.1-6 案例隧道西洞口邊坡滑動體邊界(修改自羅百喬，2013)

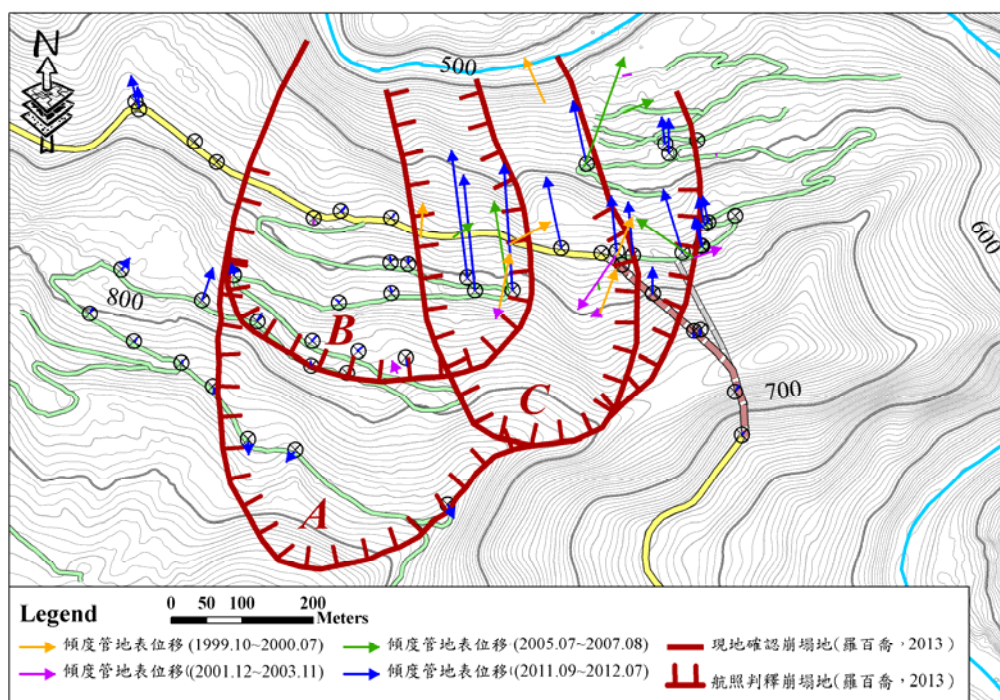


圖 5.1-7 案例隧道西洞口邊坡傾斜管監測成果 (修改自羅百喬，2013)



5.2 案例隧道襯砌微變監測與結果

歷年隧道檢測報告及現場勘查結果均顯示案例隧道在西洞口以東約 108 m 內變形嚴重，本研究乃進行變形區段隧道微變監測，探討隧道變形特性。

5.2.1 監測歷程與現地測量

自 2008 年 03 月起，本研究以數個月不等之間隔對案例隧道進行多次襯砌微變監測，本章取 2012 年隧道加固補強前，共 6 次監測結果進行分析，詳細監測時間如表 5.2-1。監測作業首先於隧道兩洞口分別設置 2 個 GPS 控制點，並與距離約 15 km 外的 2 個已知坐標的衛星追蹤站採靜態觀測同步聯測 4-8 小時後解算坐標，再經傳統工程測量程序校核平面控制點精度。另引用隧道附近 2 個一等水準點檢核高程導線控制點精度，繼而實施路線測量回歸計算，求得隧道線形參數後，自隧道西洞口起每 5 m 整樁以測點間距約 0.5 m 進行隧道全斷面測量(圖 5.2-1)。導線閉合精度介於 1/90,518 至 1/29,915 之間，高程導線精度為 -3.88 至 $5.00 \text{ mm}\sqrt{K}$ ，詳如表 5.2-1。

本研究初步探勘結果顯示隧道西洞口以東 33 m 和 99 m 處具有大規模錯移(張詠詠，2009；羅百喬，2013；邱雅筑等，2012)，為探討這兩處錯移對隧道區域變形特性之影響，以下於大規模錯移位置前後各擇一個監測斷面(斷面 A、B 與斷面 D、E)，並在兩者之間選取斷面 C，以五個斷面討論案例隧道監測變位及隧道沿線可能之變形特性變化(圖 5.2-1)。

表 5.2-1 案例隧道襯砌微變監測時間與精度對照表

編號	監測時間	監測期間定義	導線閉合精度	高程導線精度*
1	2009 年 03 月	-	1/46,244	-0.52 至 $1.60 \text{ mm}\sqrt{K}$
2	2009 年 08 月	監測期間I	1/29,915	-3.34 至 $2.20 \text{ mm}\sqrt{K}$
3	2010 年 04 月	監測期間II	1/90,518	-2.91 至 $1.82 \text{ mm}\sqrt{K}$
4	2011 年 03 月	監測期間III	1/81,328	-0.30 至 $0.89 \text{ mm}\sqrt{K}$
5	2011 年 09 月	監測期間IV	1/58,433	-3.88 至 $3.56 \text{ mm}\sqrt{K}$
6	2012 年 01 月	監測期間V	1/83,743	-0.06 至 $5.00 \text{ mm}\sqrt{K}$

*註：K 為高程測量導線長度，單位為 km

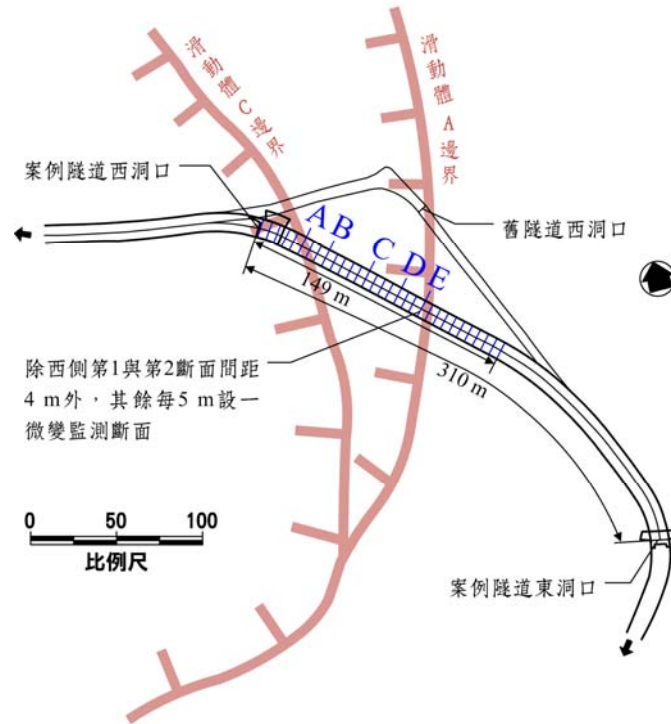


圖 5.2-1 案例隧道監測断面位置示意圖

5.2.2 三維變位資料處理

襯砌微變監測技術量測結果提供監測點於空間上之三維絕對坐標，依 3.2.4 節建議的三維變位處理暨應用流程處理後，可將三維絕對變位(圖 5.2-2)分為隧道断面平面外變位(圖 5.2-3)與隧道断面所在平面上變位(圖 5.2-4~5.2-8)，平面上變位還可再分解為平面上的剛體運動與純變形量(圖 5.2-9~5.3-13)。圖 5.2-2 黑色線段乃初次量測時断面空間位置，紅色線段則是第二次監測之後當期量測的空間位置。為有效地展現隧道變位形態，圖 5.2-2 中當期監測断面相較於初次空間位置的三維絕對變位放大為原值 10 倍。

由西洞口至隧道內 35 m 範圍中，單一監測點鉛直變位約為-0.25~0.05 m，正北方向變位約-0.40~0.60 m，正東方向變位約-0.60~0.35 m。隧道西口往內 35-100 m 之間，單一監測點鉛直變位約為-0.15~0.095 m，正北方向變位約-0.20~0.30 m，正東方向變位約-0.25~0.55 m。距離隧道西口 100-150 m 區間內，單一監測點鉛直變位約為-0.045~0.03 m，正北方向變位約-0.05~0.085 m，正東方向變位約-0.095~0.079 m。大致而言單點變位量由西洞口往東遞減，但在距西洞口 33 m 與 99 m 大規模錯移附近断面上，部分監測點亦有較大變位出現。

本研究將監測断面形心三維位置的差視為断面之整體變位，或稱為断面的平移運動。断面 A~E 平移量在 N-E 平面上分量如圖 5.2-3，可發現越接近西洞口断面的面外變位分量越大，監測期間断面多先往東北側移動後轉往北北西至西北向，部分断面(如断面 C、D)前期有先往

東北側平移的現象。斷面 A~E 於監測期間 I 平移量均小於技術精度 $\pm 3-5$ mm，不予討論；斷面 A 在監測期間 II 平移 0.072 m，監測期間 III 時平移 0.030 m，監測期間 IV 平移 0.030 m，監測期間 V 時則向北北西平移 0.041 m。斷面 E 於監測期間 II 內平移量亦小於技術精度，監測期間 III 時向北北東平移 0.013 m，監測期間 IV 內往西北平移 0.017 m，監測期間 V 期間則往西北平移 0.023 m。

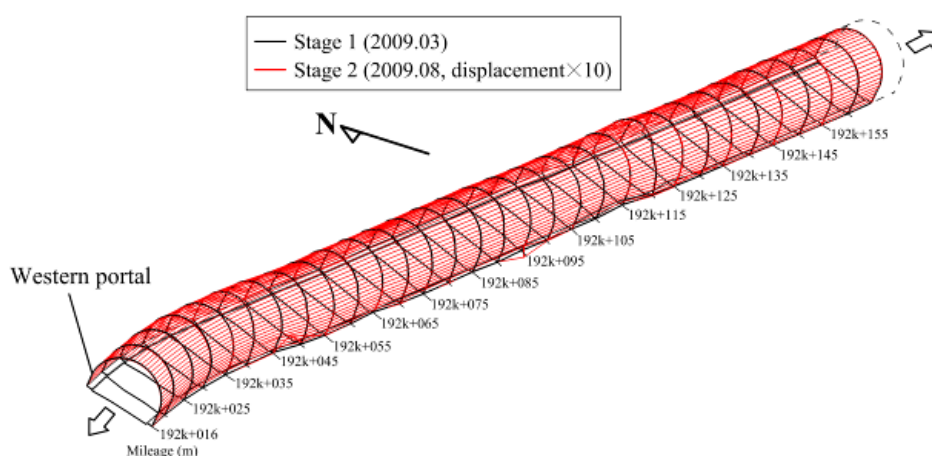
為討論隧道斷面在斷面所在平面上的變位行為，三維變位經扣除平面外分量後，得到各點位在斷面平面上的分量如圖 5.2-9~5.3-13。圖上位於隧道中心之黑色箭頭代表斷面整體平移，位於隧道襯砌上的紅色箭頭為該點平面上變位分量的純變形部分。其中建成之際的隧道位置係依據路線測量回歸計算所得的線形參數繪製，且忽略噴凝土等補強措施厚度不一的影響。圖中斷面 A 與斷面 B 之變位向量放大為原值 20 倍，斷面 C、D 與斷面 E 因變位較小，乃放大至 40 倍。斷面 A、B、C 與斷面 D 於監測期間 II 之變位量明顯大於其他區間(圖 5.2-4~5.2-8)，惟斷面 E 在監測期間 IV 以及 V 有較顯著位移(圖 5.2-8)，所有斷面在監測期間 I 的變位量均較小，多在 0.01 m 以下。斷面 A 在監測期間 II、III、IV 和 V 期間各點變位量方向甚一致(圖 5.2-4)，斷面 B 於期間 II 時山側(圖 5.2-5 中右側)向隧道內變位、溪側接近側壁底部向隧道外變位，溪側拱部局部區域變位極小；之後的監測期間每個監測點變位方向頗為相同。斷面 C 在期間 II 與同期斷面 B 之變位形態類似，係以溪側拱部約中央處為分界，右半斷面往隧道內變位，左半斷面往隧道外變位，在期間 III、IV 和 V 時所有點位的變位方向則較一致；之後三個監測區間內持續出現各點不同之變位(圖 5.2-6)。斷面 D 期間 II 變位與同期斷面 B、C 雷同，而後於監測期間 IV 和 V 各點變位方向接近(圖 5.2-7)。斷面 E 在期間 IV 時山側往隧道內變位、西側往隧道外變位，但期間 V 時山側至西側拱部多數點位則往左上方移動(圖 5.2-8)。

圖 5.2-4~5.2-8 之隧道斷面平面上變位，通過計算後可以轉變為斷面平移量以及斷面純變形量，如圖 5.2-9~5.3-13，監測斷面 A~E 在監測期間絕大多數皆是向下和向溪谷側平移，且以期間 II 量值最大。斷面 A 在期間 II 期間整體向下變位 0.072 m，向溪側 0.067 m；同期間斷面 B 整體向下 0.041 m，往溪側 0.033 m；斷面 C 整體向下 0.024 m，往溪側 0.023 m；斷面 D 整體往下 0.012 m，往溪側 0.015 m；斷面 E 平移量小於技術精度。斷面 A 在監測期間 II 之運動包含大量的整體平移和大量變形，但期間 III、IV 和 V 平移量大小大致相同，純變形量則逐漸減少(圖 5.2-9)。斷面 B 於期間 II 具有大小接近且數值均不小的平移與變形，期間 III 平移和變形量都減少，但以低角度整體往溪側移動的平移為主。期間 IV 和 V 之後變形向量大小增加，且往山側移動(圖 5.2-10)。除去平移量後，斷面 C 於監測期間 II 有量值近似的

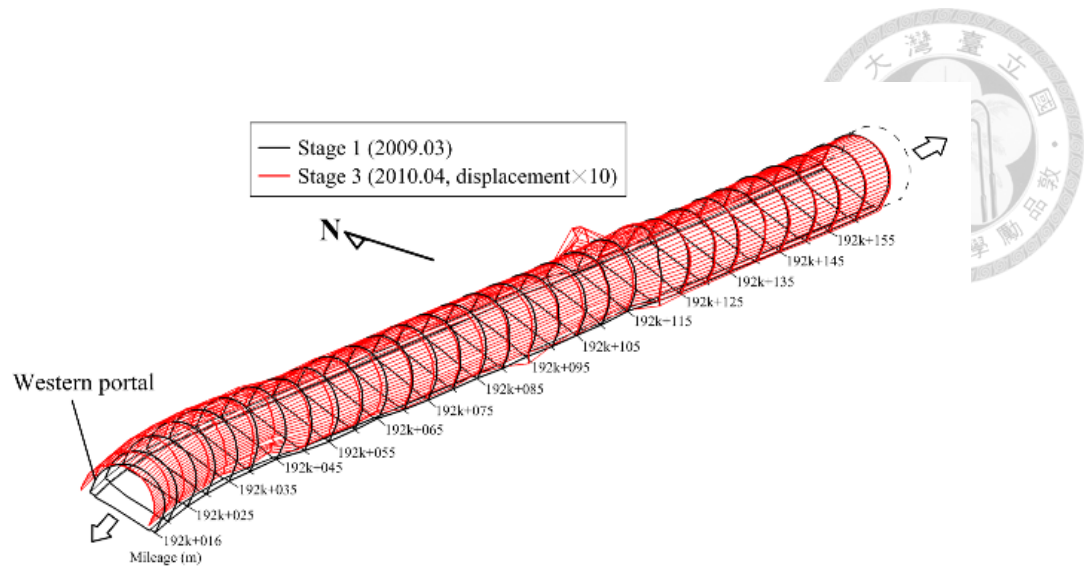
平移和變形，之後平移量數值約略相同，但變形隨時間而減少(圖 5.2-11)。斷面 D 在監測期間 II 變形較其它監測期間大且複雜，而後變形量逐漸減小，然各期平移量無論方向或大小都接近(圖 5.2-12)。斷面 E 於監測期間 II 和 IV 有較大量的變形，期間 II 內山側拱部與溪側側壁內擠、溪側拱部外張，然在期間 IV 時卻以近乎反向的方式變形，平移量僅在期間 IV 較顯著(圖 5.2-13)。由所有斷面在監測期間斷面連續平移(圖 5.2-9~5.2-13 最後一列之右圖)可發現斷面 A~D 大致以 30-40°往溪谷下移，惟有斷面 E 係以接近水平的方式往溪側移動。

比較平面上變位(圖 5.2-4~5.2-8)與平面上剛體運動與純變形量(圖 5.2-9~5.3-13)可知，平面上變位所表現出的形態可能偏向剛體運動或純變形量，視其組成而定，然剛體運動和純變形量的相對大小須透過計算方能較佳掌握。如斷面 B、C、D 於監測期間 II 的平面變位(圖 5.2-5、圖 5.2-6、圖 5.2-7)可能誤判為純變形，但計算結果顯示其包含大量的平移與變形(圖 5.2-10、圖 5.2-11、圖 5.2-12)。而斷面 A 於監測期間 II (圖 5.2-4)、斷面 B 於期間 IV 和 V (圖 5.2-5)之平面變位則是貌似為斷面整體平移，但事實上仍有可觀的變形量(圖 5.2-9 和 圖 5.2-10)。

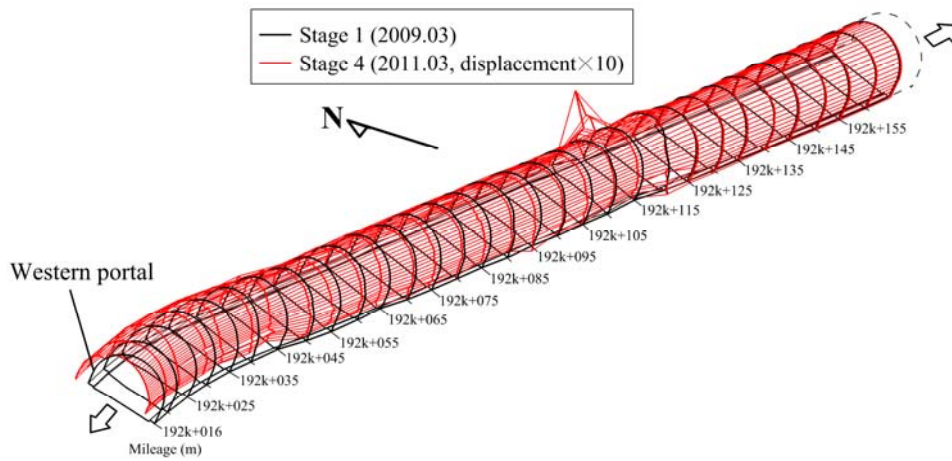
實際應用結果說明本研究所研發之視砌微變監測技術可獲取絕對三維坐標之特性，足堪取得營運中隧道之變位，經資料處理流程解析所得包括隧道三維絕對變位、監測斷面平面外變位、監測斷面平面上變位，和平面上剛體運動及純變形量分布等，有益增加對案例隧道變形特性的了解。惟營運中隧道變位形態繁複多樣，欲對其做出進一步解釋，則需要利用更深入的分析方法。



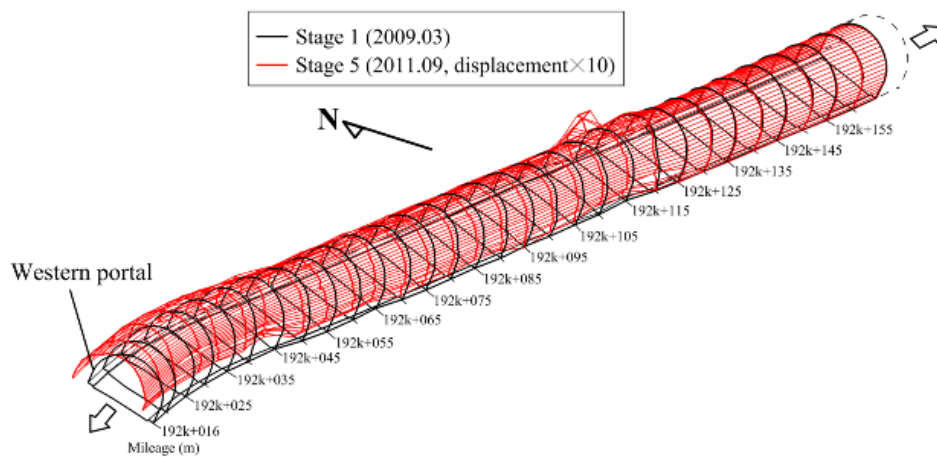
(a) 2009.03~2009.08
圖 5.2-2 案例隧道之三維變位



(b) 2009.03~2010.04

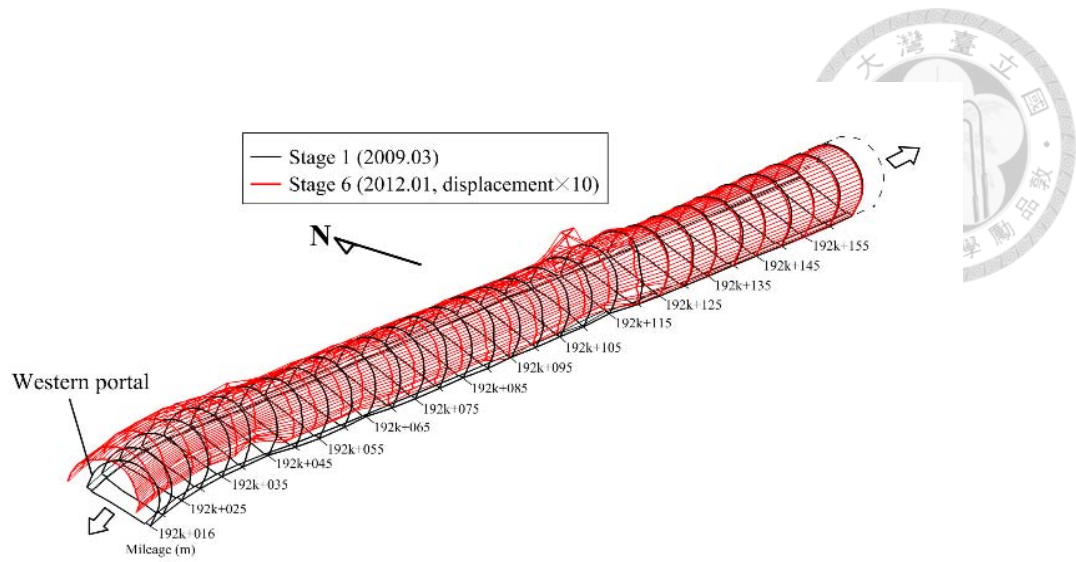


(c) 2009.03~2011.03



(d) 2009.03~2011.09

圖 5.2-2 案例隧道之三維變位(續)



(e) 2009.03~2012.01

圖 5.2-2 案例隧道之三維變位(續)

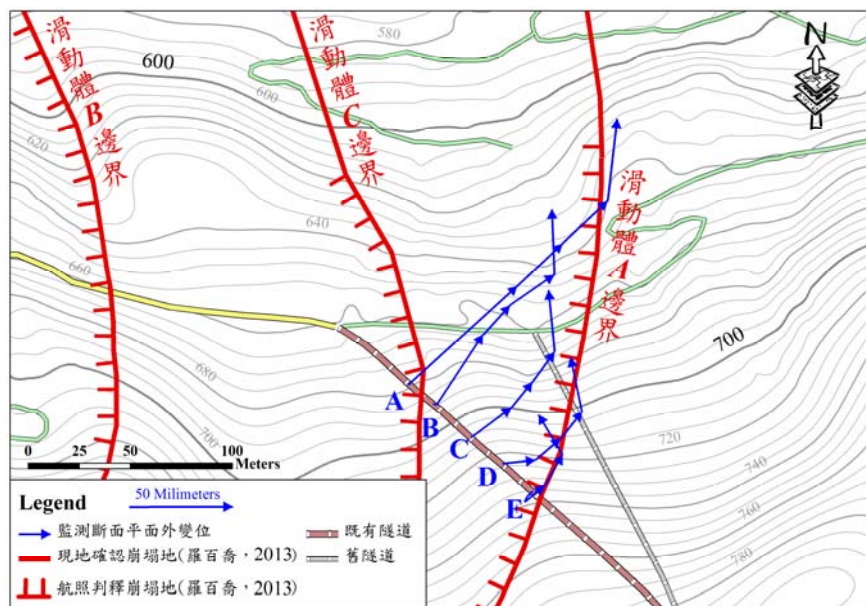


圖 5.2-3 監測斷面 A~E 之平面外變位

斷面 A

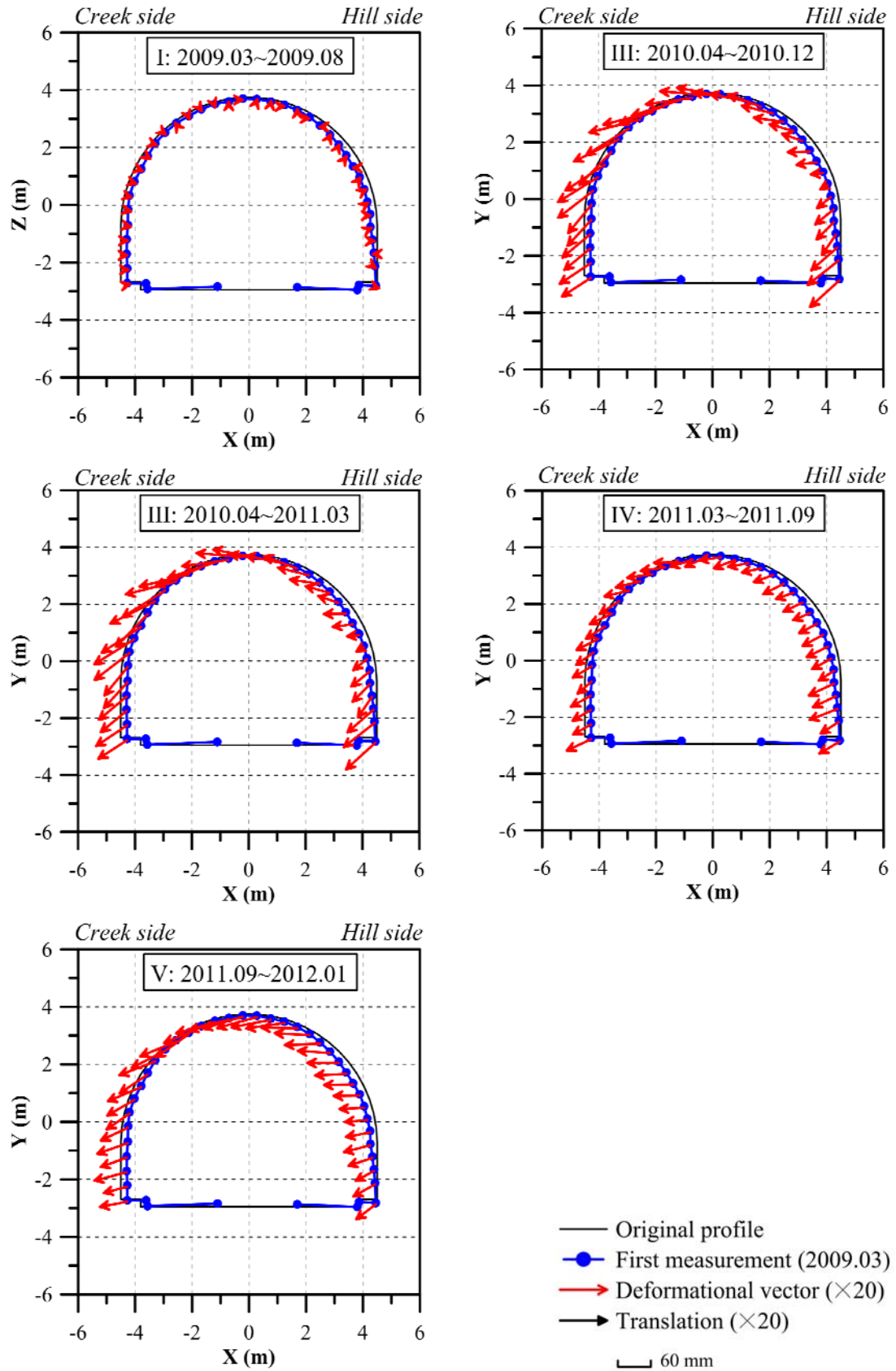
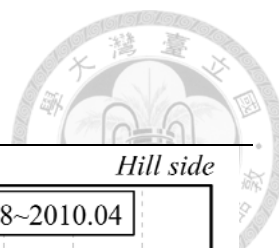


圖 5.2-4 斷面 A 之平面上變位(放大 20 倍)



斷面 B

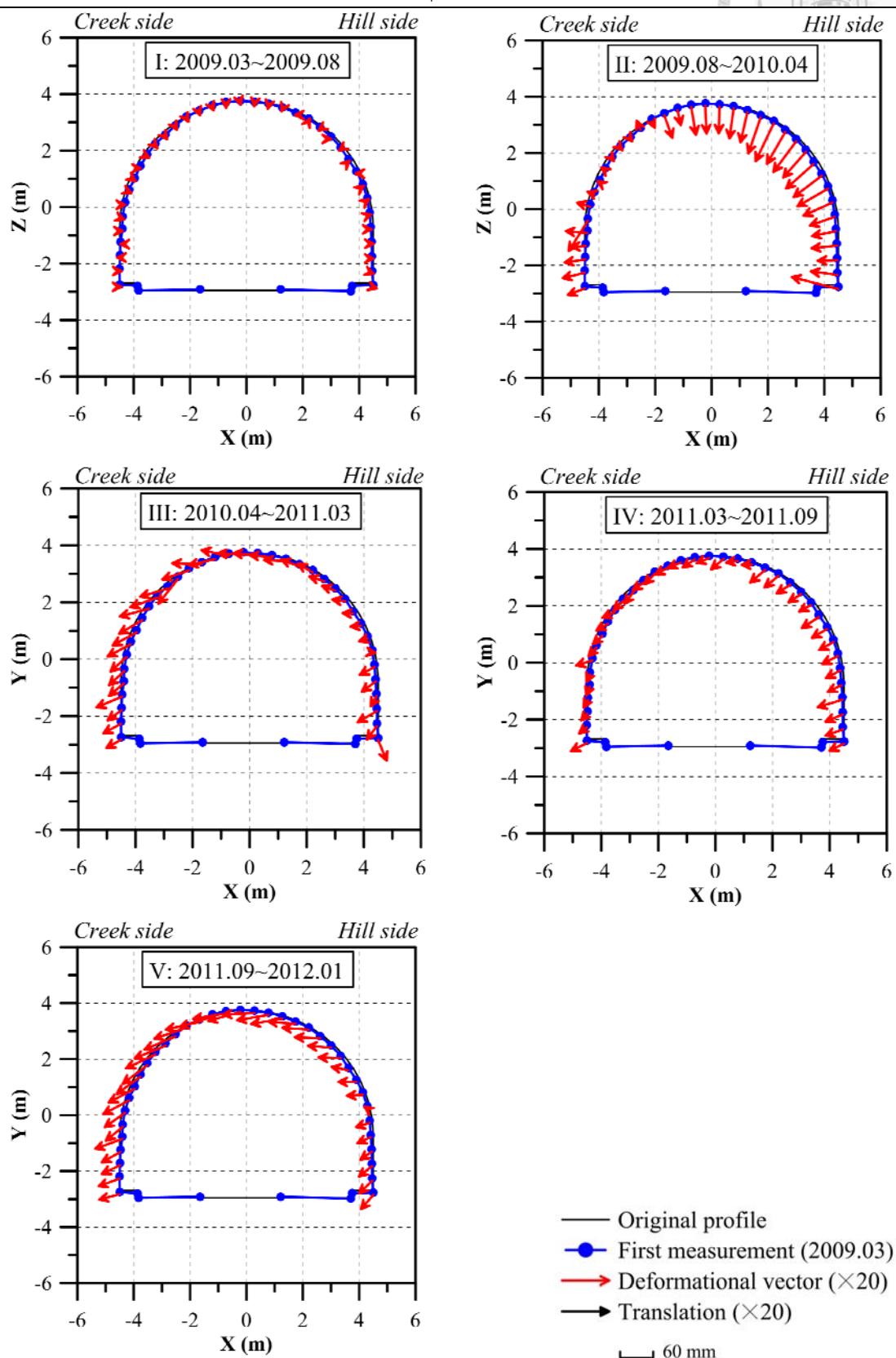


圖 5.2-5 斷面 B 之平面上變位(放大 20 倍)

断面 C

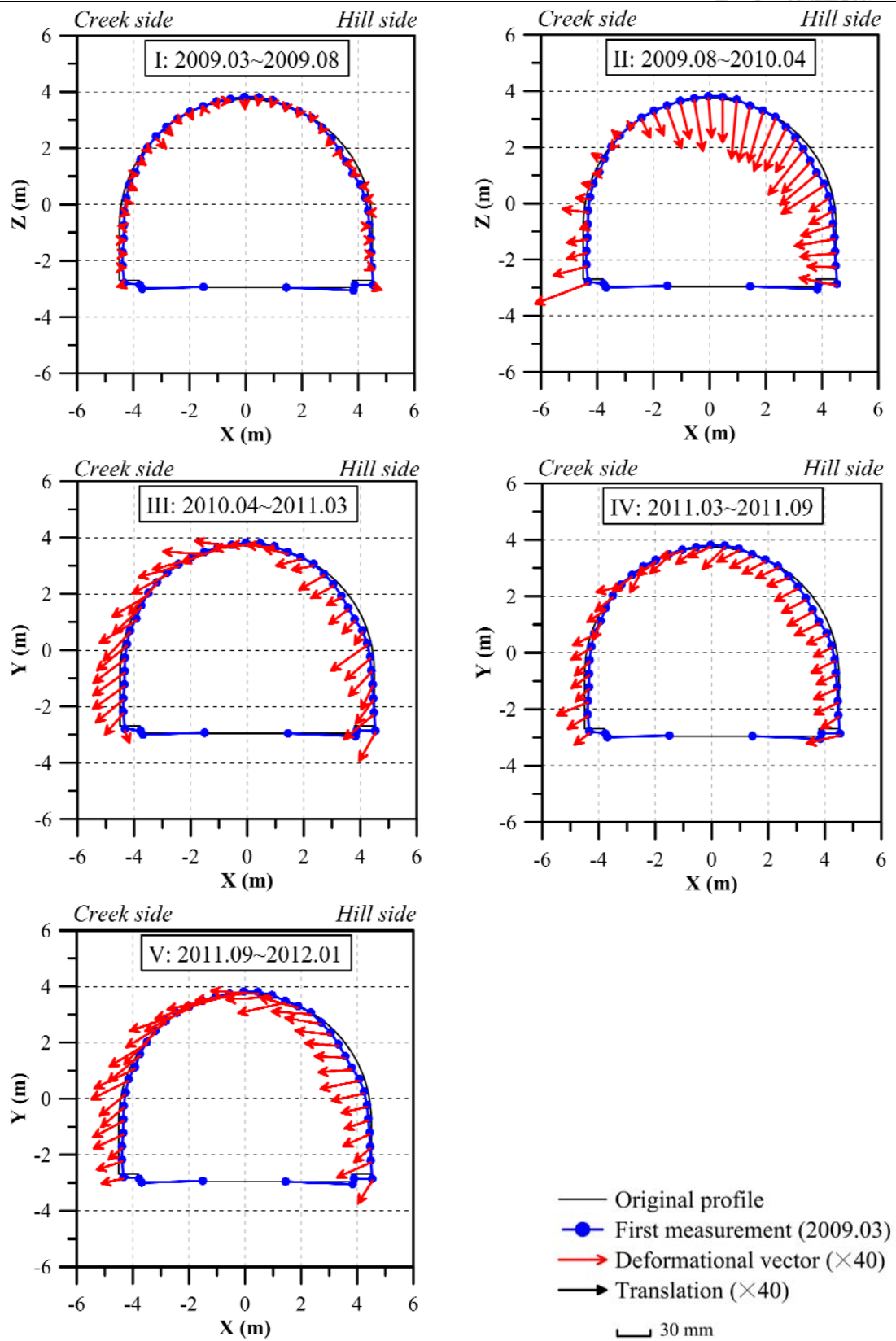


圖 5.2-6 断面 C 之平面上變位(放大 40 倍)

断面 D

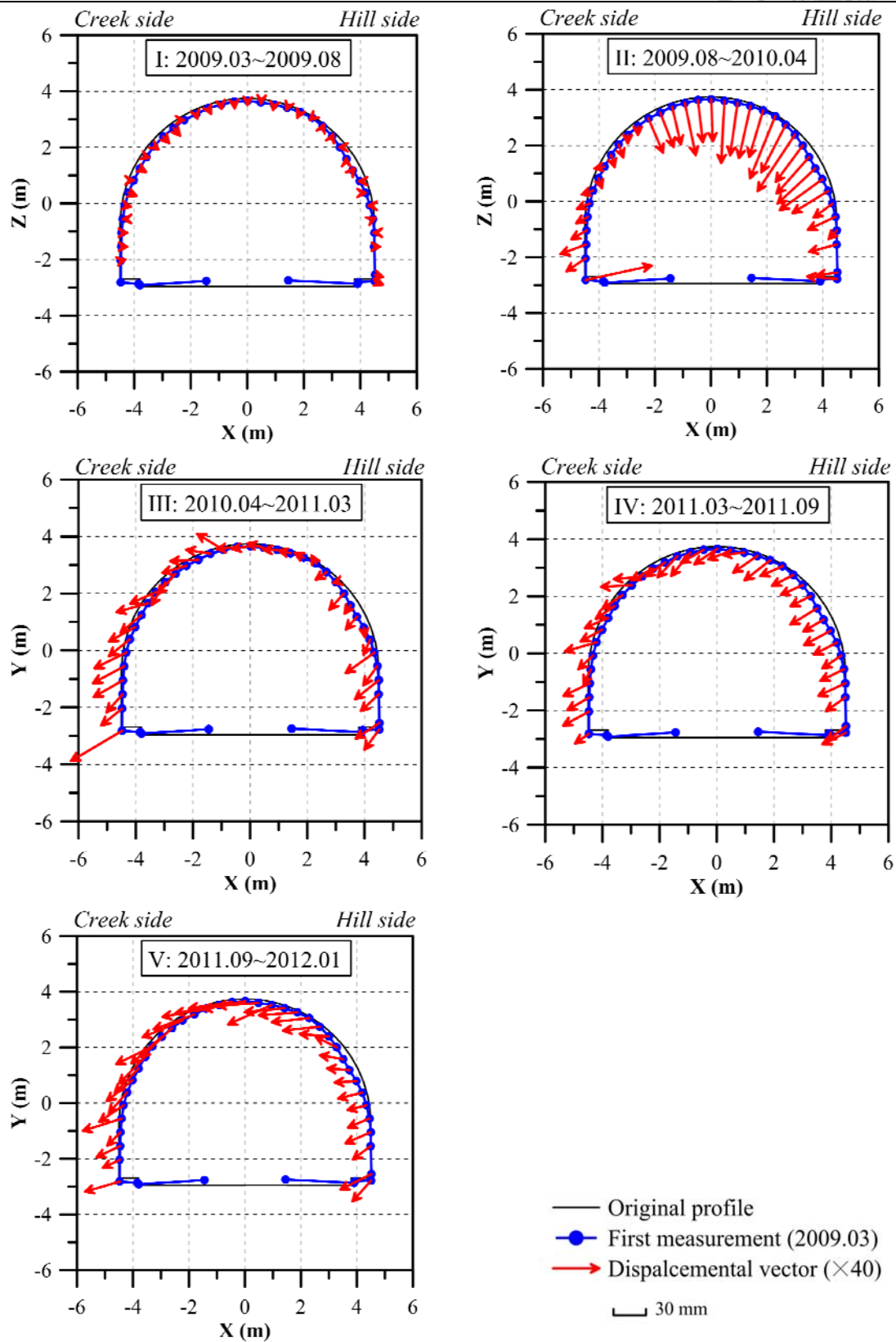


圖 5.2-7 断面 D 之平面上變位(放大 40 倍)

斷面 E

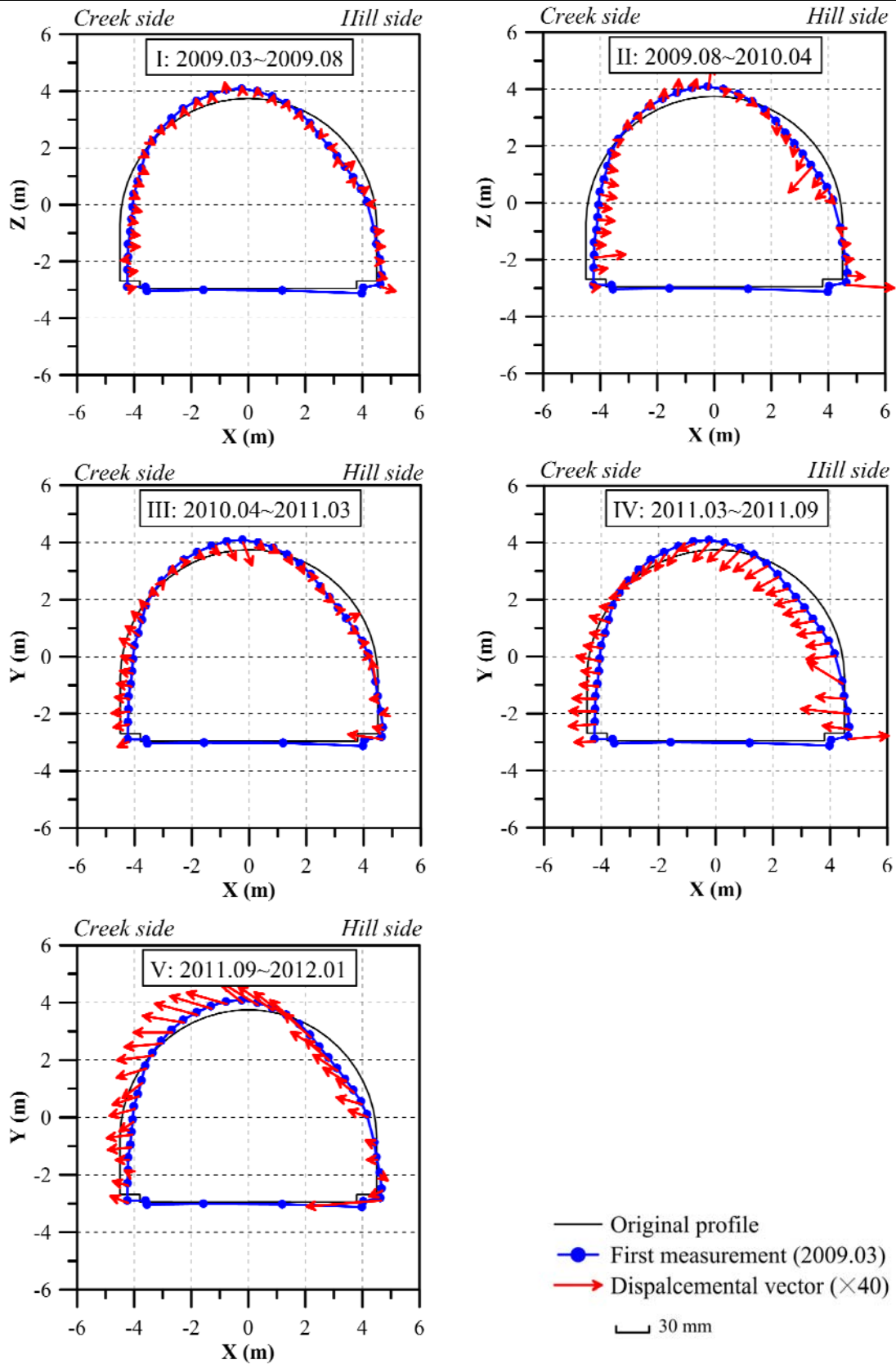


圖 5.2-8 斷面 E 之平面上變位(放大 40 倍)

斷面 A

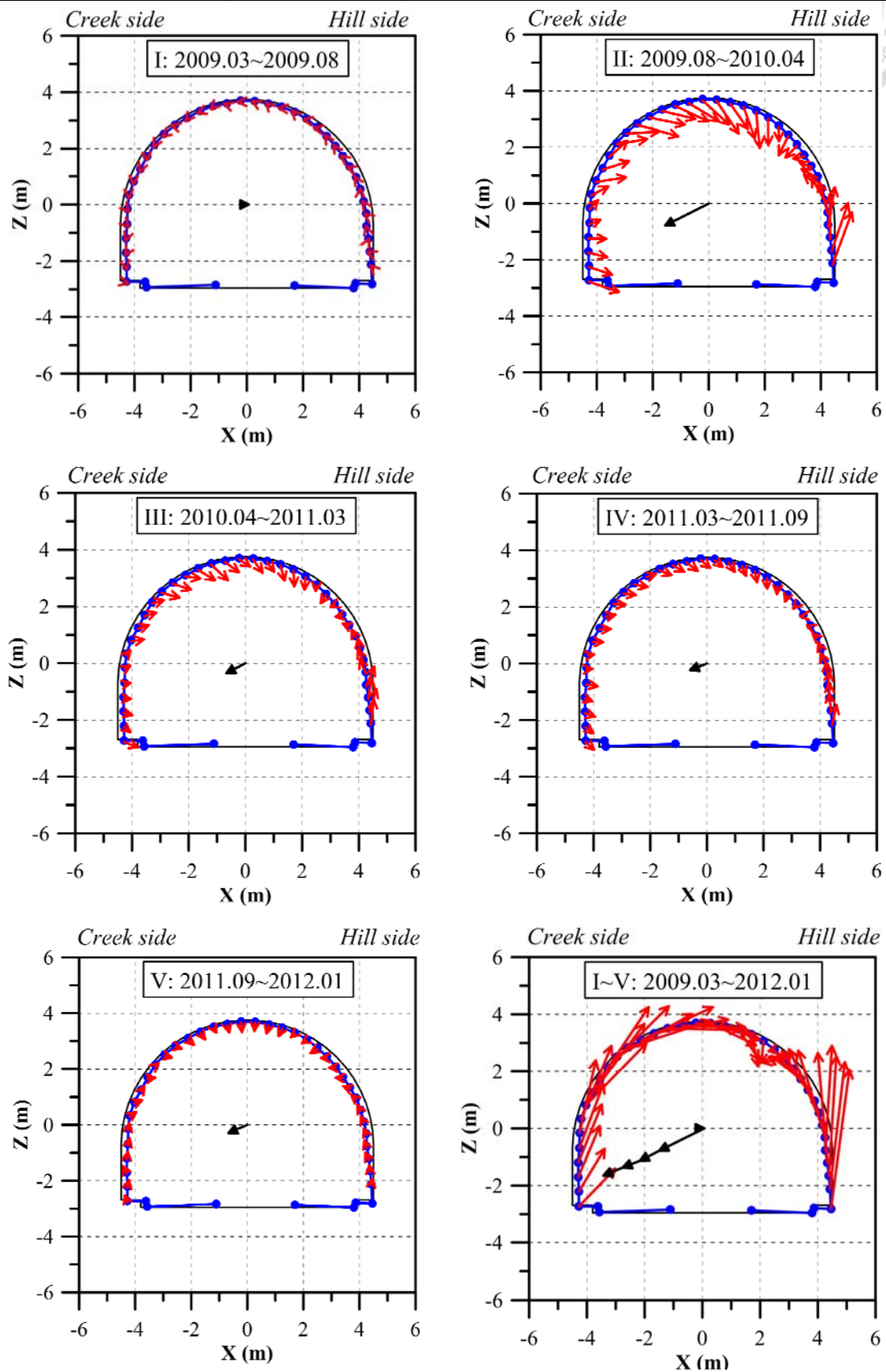


圖 5.2-9 斷面 A 之平面上平移與變形量(放大 20 倍)

斷面 B

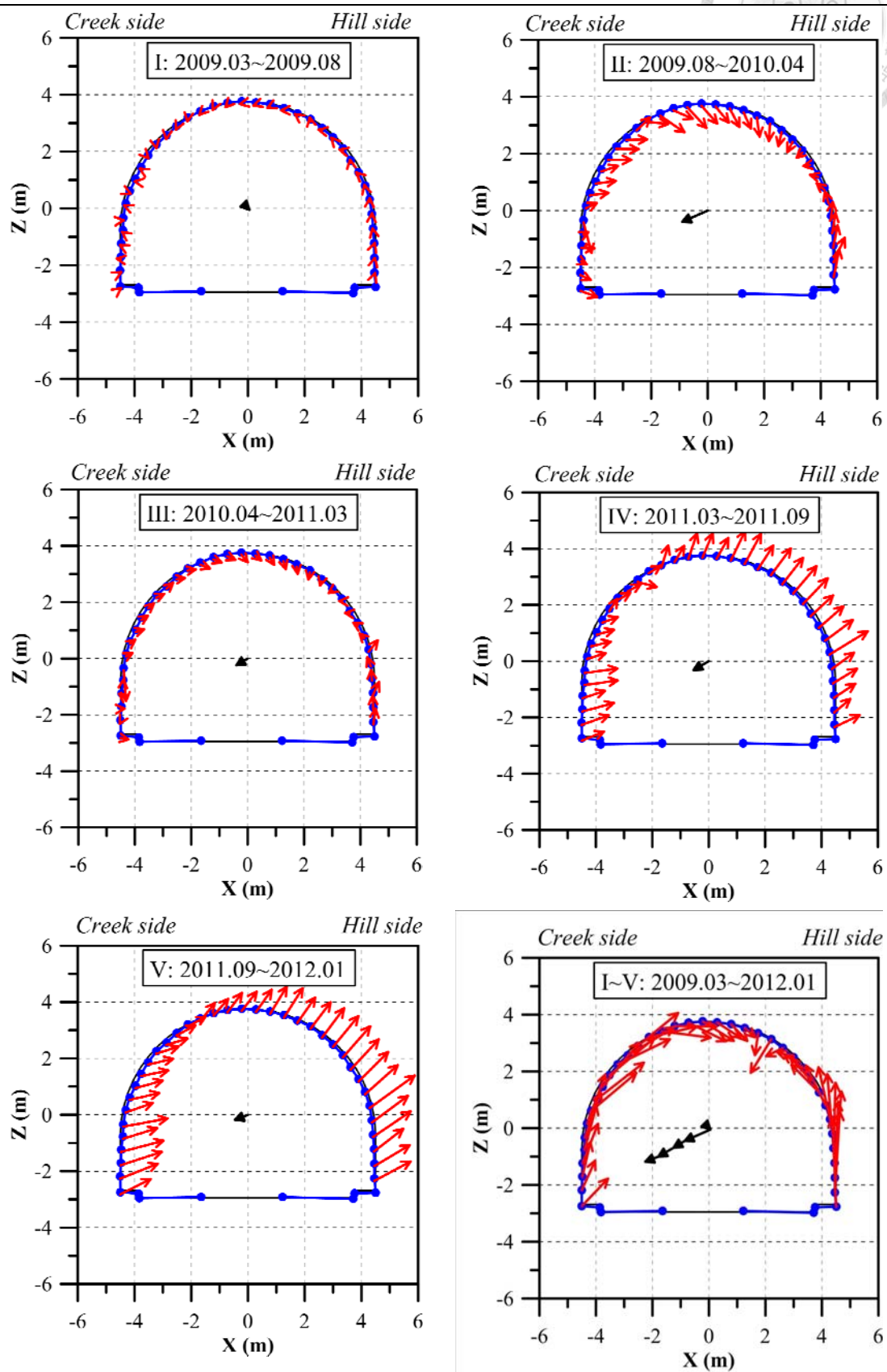


圖 5.2-10 斷面 B 之平面上平移與變形量(放大 20 倍)

断面 C

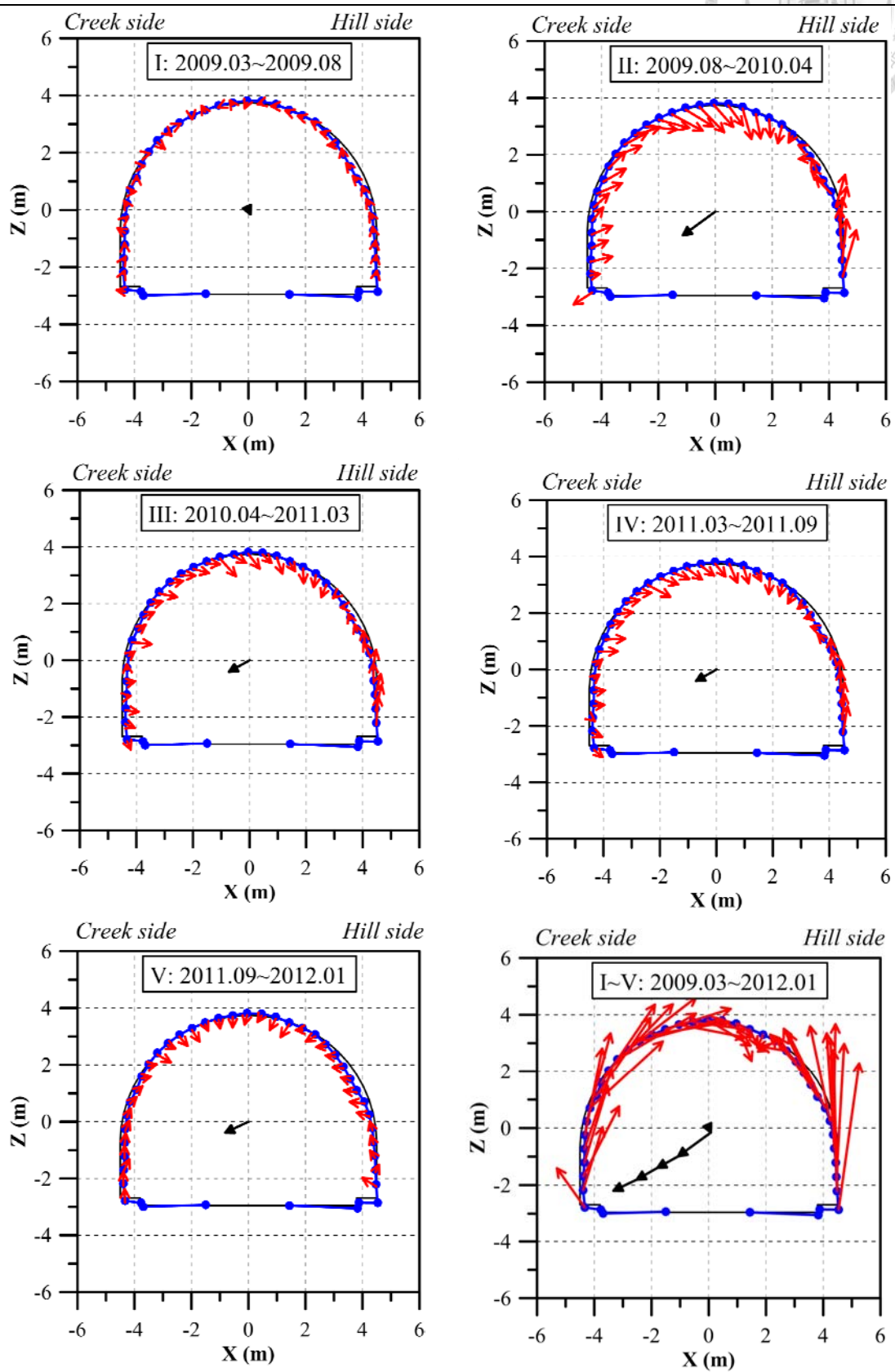


圖 5.2-11 断面 C 之平面上平移與變形量(放大 40 倍)

断面 D

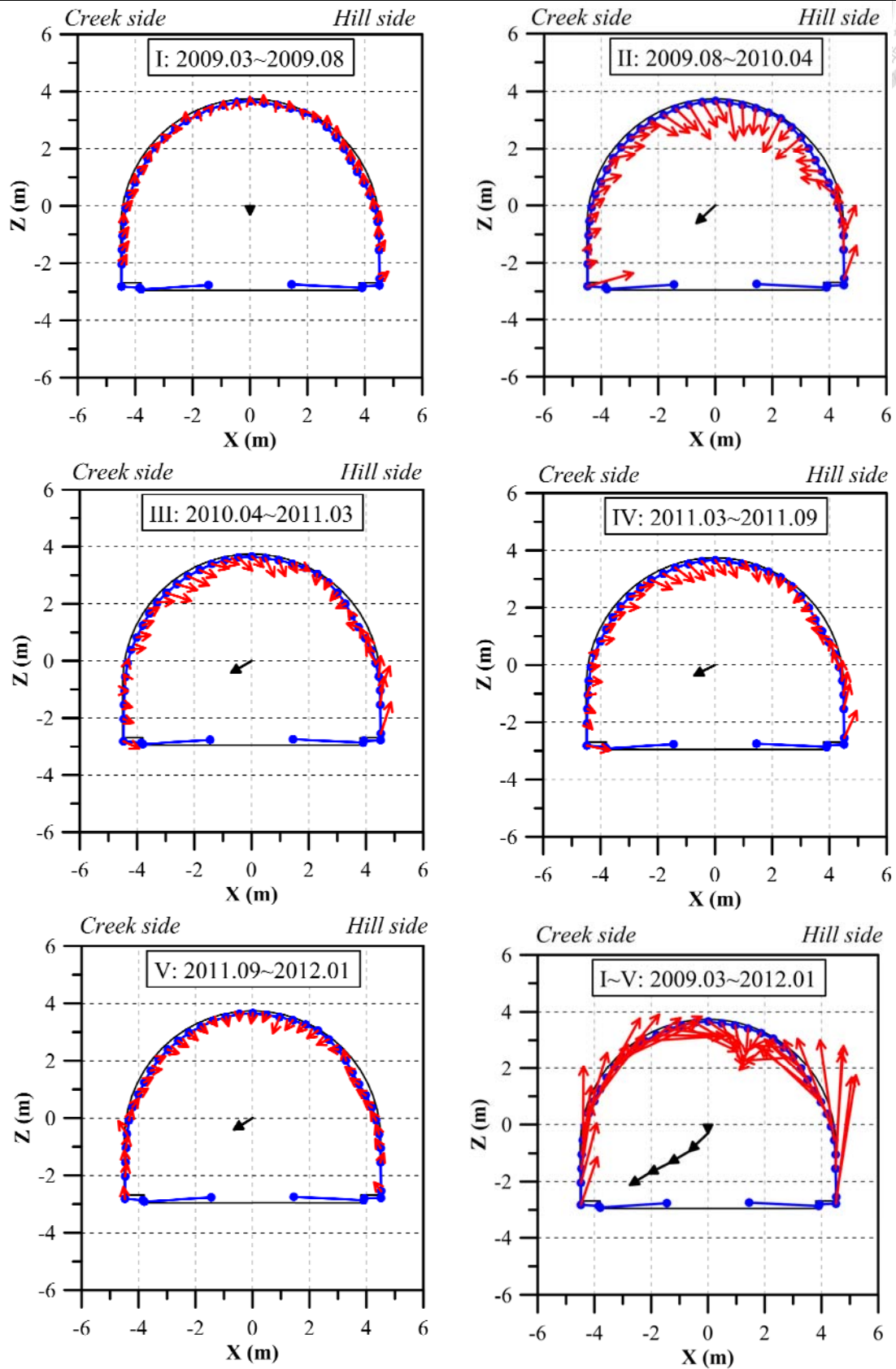


圖 5.2-12 断面 D 之平面上平移與變形量(放大 40 倍)

断面 E

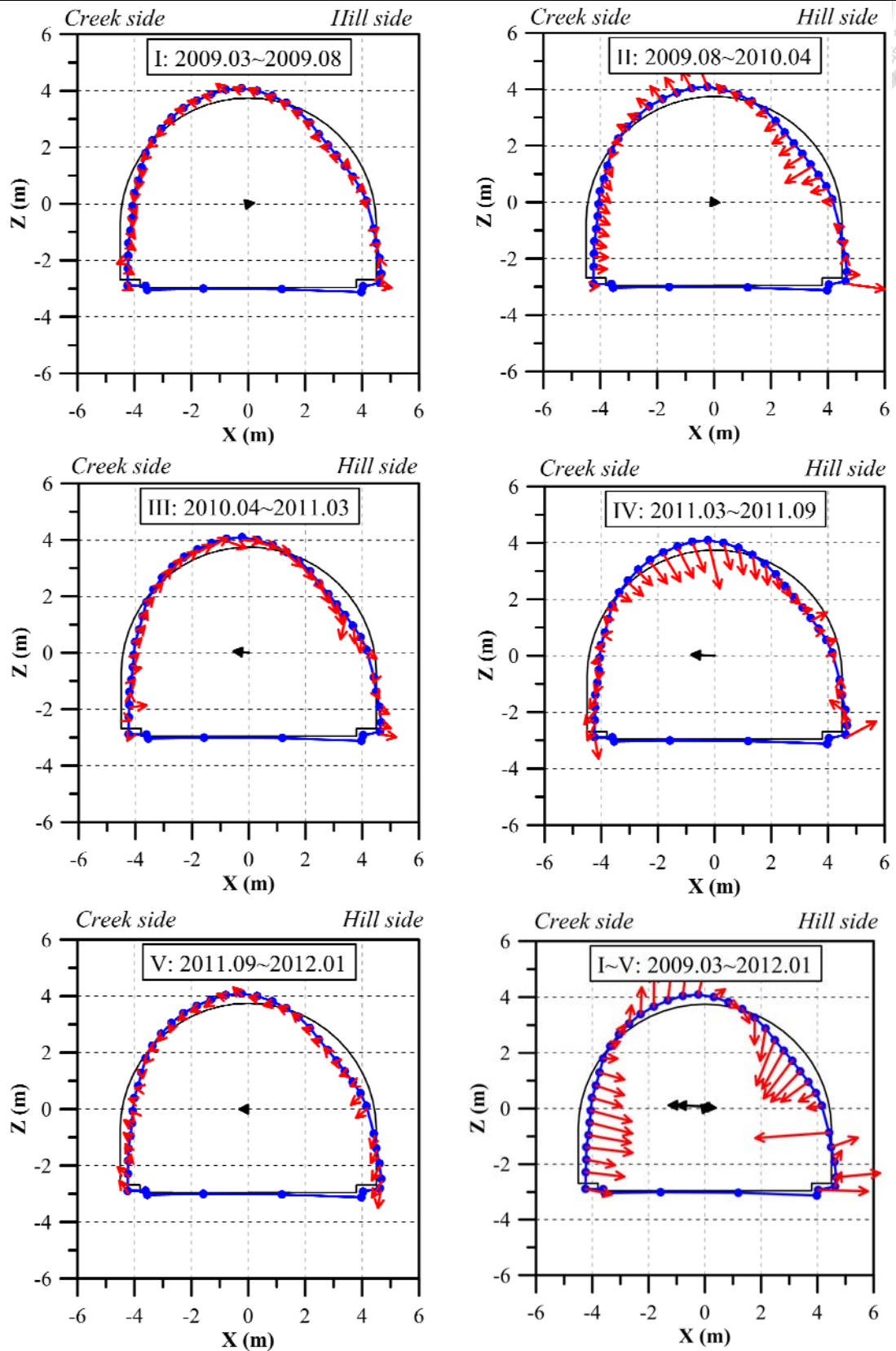


圖 5.2-13 断面 E 之平面上平移與變形量(放大 40 倍)



5.3 特徵模態分析

案例隧道監測結果(圖 5.2-4~5.2-13)顯示實際隧道變位可能為整個斷面呈整體一致的運動，如監測期間 III 至 V 的斷面 A(圖 5.2-9)，或者在整體運動之餘，亦存在斷面上各處皆不同的變形，如監測期間 II 的斷面 C(圖 5.2-11)。隧道斷面平面上變位分離為剛體運動與變形量之示意圖(圖 5.2-9~5.2-13)，能夠指示變形發展較劇烈的位置，但無法提供量化的評估指標，在定義變位表徵的異同時仍須一一比對圖表形態，不利於系統性、科學性的應用。故本節採特徵模態法解析監測所得變位，藉由模態的組成成份與具有明確物理意義之模態，對難解的結果做出較既有方法更為深入的詮釋。斷面 A~E 五期監測變位以 16 節點馬蹄形隧道之特徵模態(詳 4.1.2 節)分析，殘差均小至可忽略(圖 5.3-1)，結果如圖 5.3-2~5.3-8，以下分別進行討論：

斷面 A：除監測期間 II 次高模態為模態 9(方形變形)之外，其他 4 個區間內變位大致以向左平移最多(模態 2)，向下平移次之(模態 1 之負方向，圖 5.3-2)。監測期間 I 單點之平面上變位在 0.002-0.006 m 之間，接近監測技術精度，測量結果中隨機誤差比重高，建議該期結果僅供參考。監測期間 II 中代表整體平移的特徵模態 1、2 之含量比例和為 29%(模態大小取絕對值後計算在當期監測變位中所佔比例，不考慮方向性)，其後所佔比例值持續增加，期間 II 時為 38%，期間 IV 略微下降至 36%，期間 V 比例更增至 48%。期間 II 之變位係由數個比例佔 8% 以上之特徵模態組成，這些模態分布在模態 1~12 之間。期間 III 時模態 1、2 以外之特徵模態最高佔比例 8.3%，期間 IV 時減為 4.8%，期間 V 時為 5.9%。

斷面 B：監測期間 I 變位量約 0.004-0.006 m，因數值過小，結果不予納入討論。在監測期間 II、IV 和 V 中，向左平移含量比例最高(圖 5.3-3)，分別為 15%、27% 和 31%；期間 II 除向左平移模態之外，尚有數個比例由 6-16% 不等的非平移模態；期間 III 時模態的組成更為分散，包含 10 個以上比例在 7% 以下的非平移模態；期間 IV 和期間 V 則是平移模態(特徵模態 1、2)所佔比例極高，分別是 41% 與 43%。

斷面 C：監測期間 I 變位量約 0.002-0.009 m，不做討論。監測期間 III 與監測期間 V 之模態組成頗為一致(圖 5.3-4)，皆由多個比例相近的模態所構成。期間 III 變位所包含的模態比例無一高於 8.5%，共有 8 個特徵模態比例介於 5-8% 左右；；期間 V 所有模態比例最高為 12%，共有 9 個特徵模態比例約為 5-12%。向下平移(模態 1 的反向)及向左平移(模態 2)於監測期間 II 所佔比例和約為 24%，在期間 III 佔比例約 16%，期間 IV 約 32%，期間 V 時則佔比例 20%。

斷面 D：監測期間 I 變位量微小，約為 0.002-0.007 m。監測期間 II 時，向下平移(模態

1 的反向)及向左平移(特徵模態 2)所佔比例低(圖 5.3-5)，兩者之和僅佔當其變位約 4%；監測期間 III 水平與垂直平移比例和為 25%，期間 IV 時比例和 33%，期間 V 為 24%。期間 II 有 9 個比例介於 5-9%的模態，期間 III 非平移模態比例高於 5%者有 6 個，但均小於 8.5%。期間 IV 時平移模態含量最高，其他模態僅有 2 個大於 5%；期間 V 之變位扣除平移模態後，只有 1 個模態比例達 8%，其他全部小於 4.7%。

斷面 E：監測期間 I 變位量約為 0.004-0.012 m，不計入討論。斷面 E 在監測期間內平移方向有所改變，期間 II 時向右平移(負方向的模態 2)，期間 III 時向左平移，期間 IV 向右平移，然期間 V 時再度向左平移(圖 5.3-6)。監測期間 II 的平移模態總和為 11%，期間 III 時約為 10%，期間 IV 時約為 3%，期間 V 時佔 17%。監測期間 II 和 IV 的模態組成成分略為相似，整體而言斷面 E 的模態成分較分散，各模態所佔比例較低。

將監測期間所有變位總和起來以特徵模態法解析，可以得到如圖 5.3-7 之結果。以近三年監測總變位來看，斷面 A 至 D 之運動以整體垂直與水平平移為主，斷面 E 則是僅有水平平移量較多。由斷面 A、B、C 及斷面 D 的平移模態比例知靠近西洞口的斷面 A 平移模態比例最高，而大致上越往東的斷面非平移模態比例漸長，斷面 E 即呈現各模態所佔成分比例相近的現象。進一步將每個監測期間之貢獻繪如圖 5.3-8，圖中每一個斷面的非平移模態皆時正時負，暗示隧道在運動過程中的純變形現象有在完全相反方向的兩種行為間轉換的特性，例如有時垂直向受壓縮、側向拉張，但下一個區間變為垂直拉張、側向壓縮。

特徵模態法將隧道變位分解為模態大小的解析方式，能夠為以往難以進一步解釋的隧道純變形部分提供量化評估結果。特徵模態法直接可解析隧道斷面平面上變位的做法，除可減少計算平面上變位整體剛體運動的程序，亦能看出其包含隧道斷面所有行為，係一更為完整之分析方法。

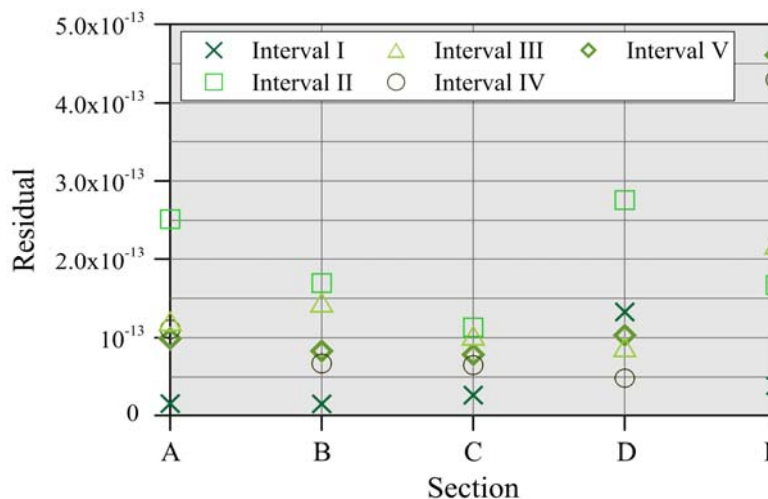
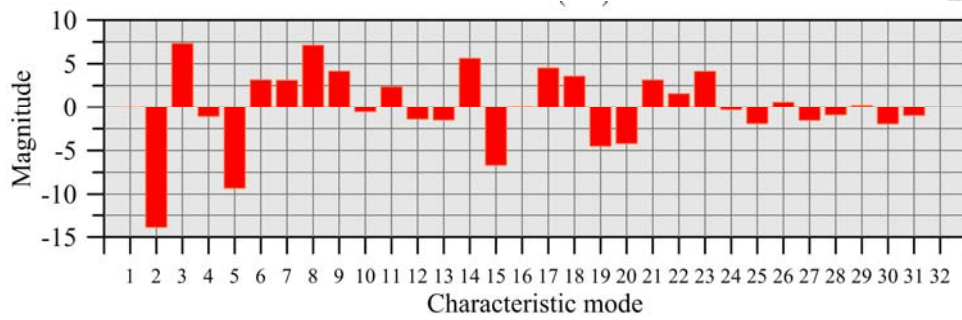


圖 5.3-1 斷面 A~E 特徵模態分析之殘差

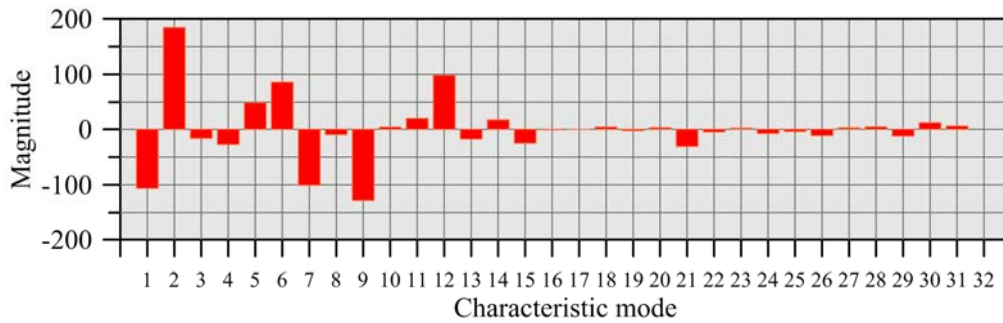


※模態說明

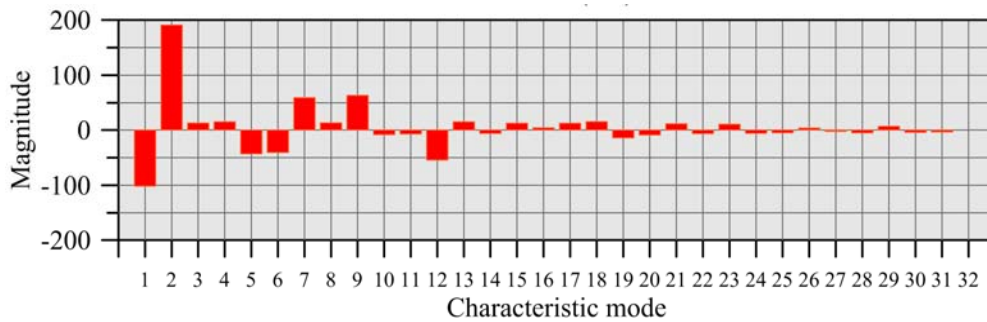
- 1：向上平移
- 2：向左平移
- 3：上邊界往左之純剪
- 4：右上一左下拉伸之純剪
- 5：順時針旋轉
- 6：均勻壓縮
- 7：三角變形
- 8：順時針旋轉 45 度之三角變形
- 9：方形變形
- 10：逆時針旋轉 45 度之方形變形



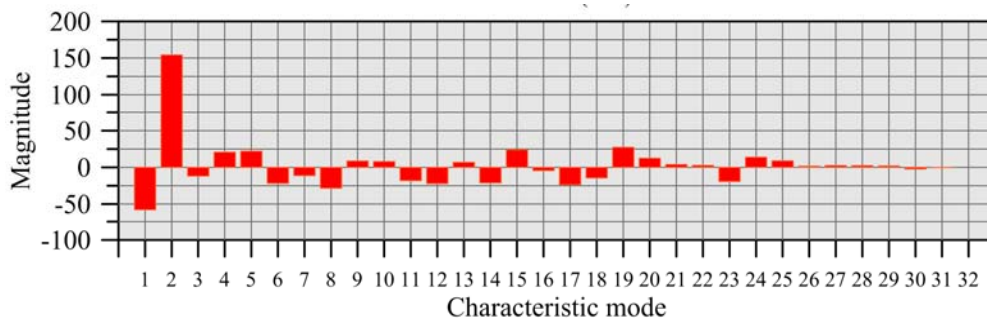
(a) 監測期間 I



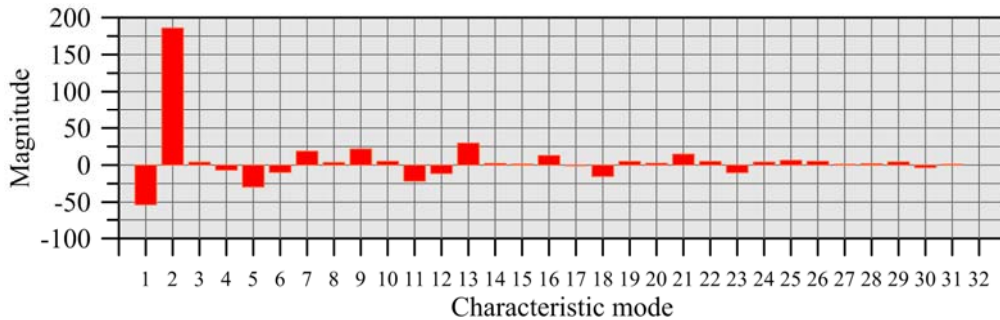
(b) 監測期間 II



(c) 監測期間 III



(d) 監測期間 IV



(e) 監測期間 V

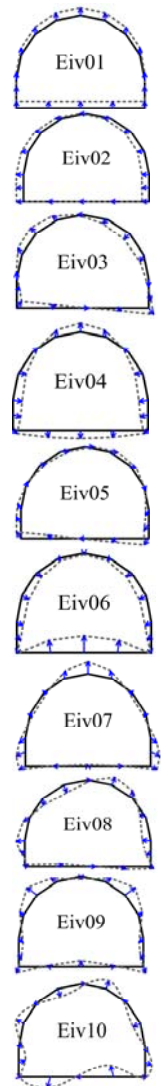
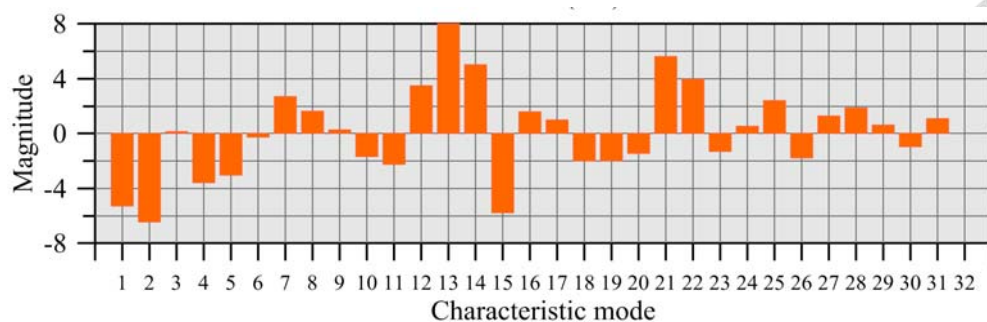
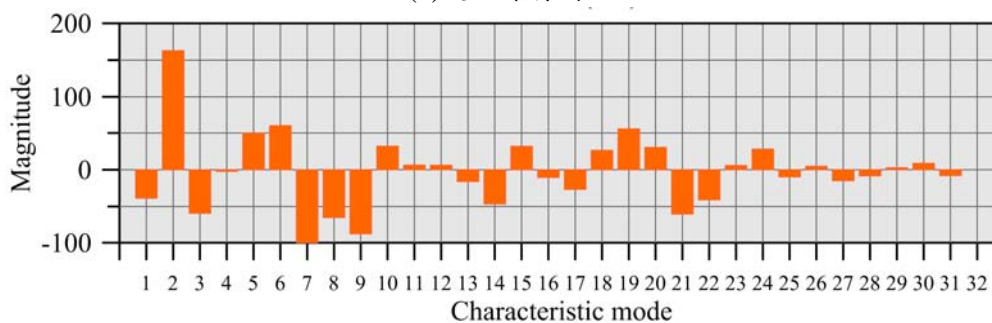


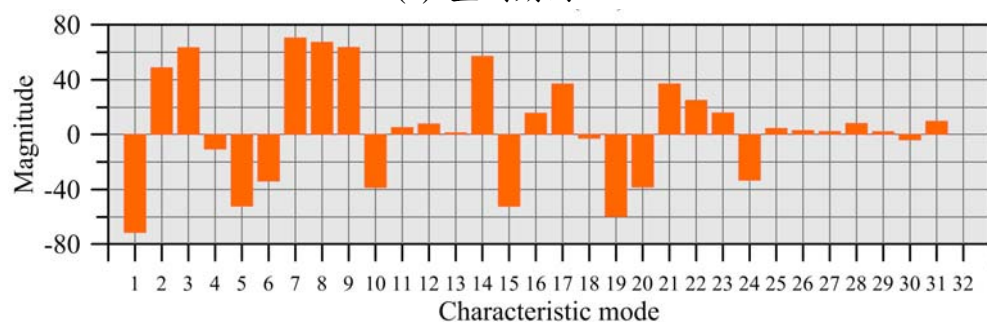
圖 5.3-2 斷面 A 特徵模態分析結果



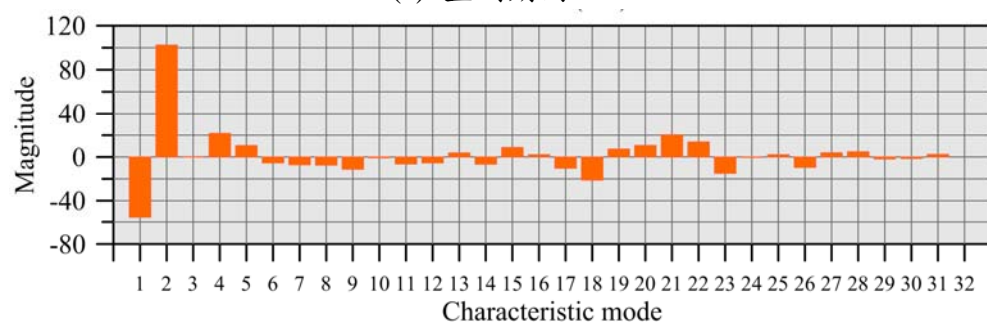
(a) 監測期間 I



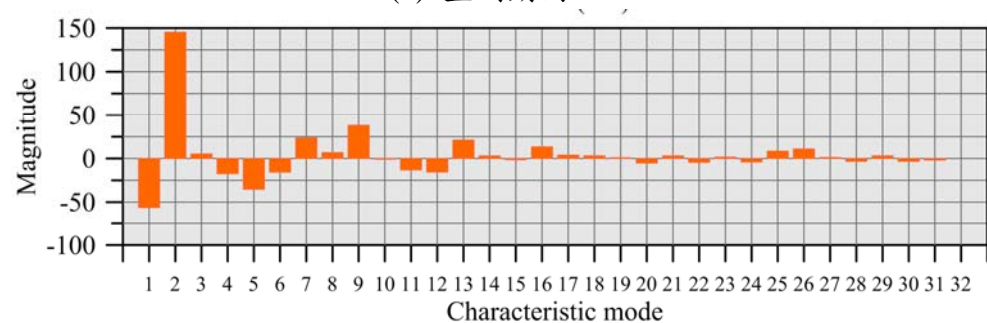
(b) 監測期間 II



(c) 監測期間 III



(d) 監測期間 IV



(e) 監測期間 V

※模態說明

- 1: 向上平移
- 2: 向左平移
- 3: 上邊界往左之純剪
- 4: 右上—左下拉伸之純剪
- 5: 順時針旋轉
- 6: 均勻壓縮
- 7: 三角變形
- 8: 順時針旋轉 45 度之三角變形
- 9: 方形變形
- 10: 逆時針旋轉 45 度之方形變形

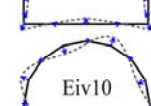
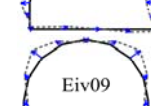
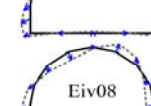
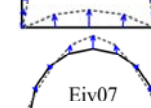
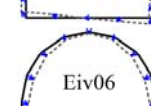
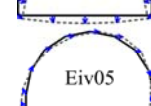
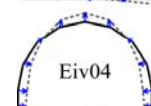
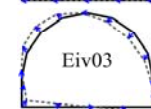
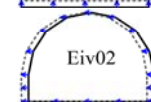
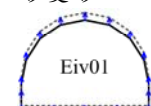
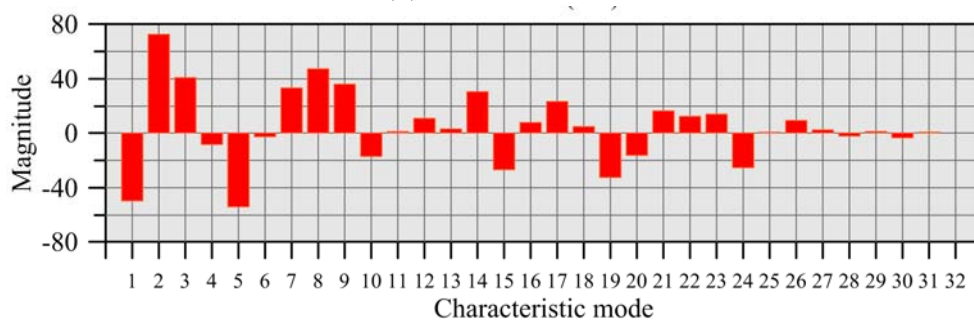
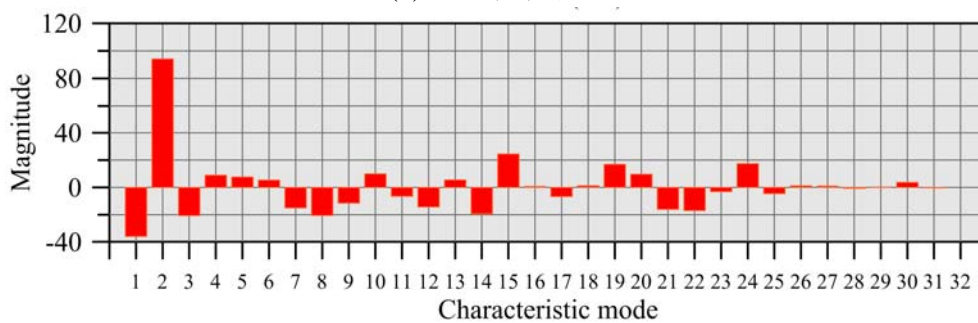
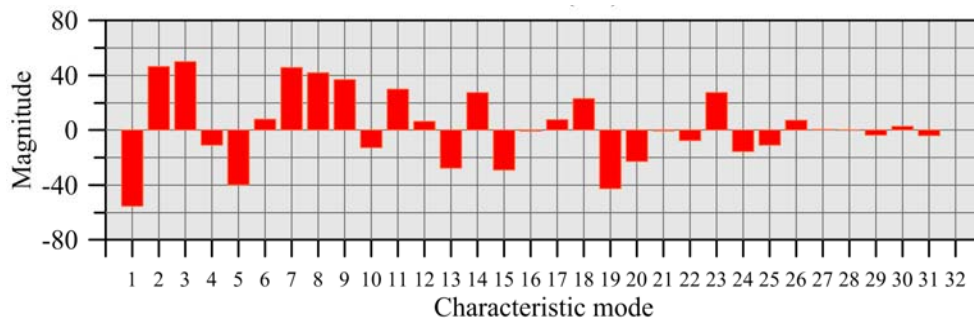
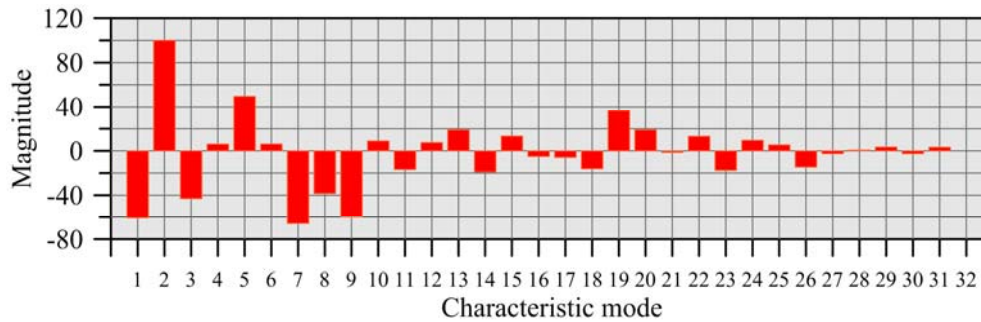
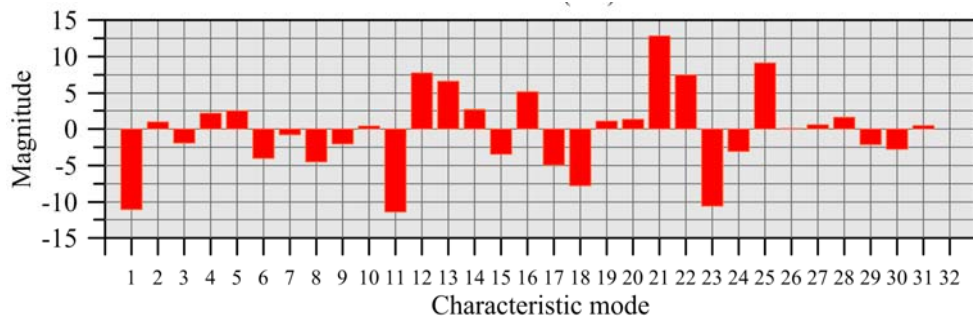


圖 5.3-3 斷面 B 特徵模態分析結果



※模態說明

- 1: 向上平移
- 2: 向左平移
- 3: 上邊界往左之純剪
- 4: 右上一左下拉伸之純剪
- 5: 順時針旋轉
- 6: 均勻壓縮
- 7: 三角變形
- 8: 順時針旋轉 45 度之三角變形
- 9: 方形變形
- 10: 逆時針旋轉 45 度之方形變形

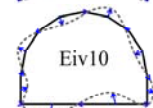
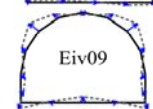
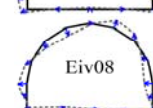
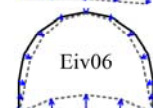
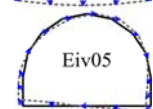
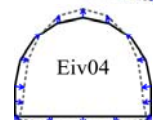
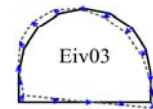
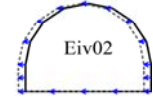
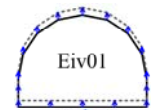
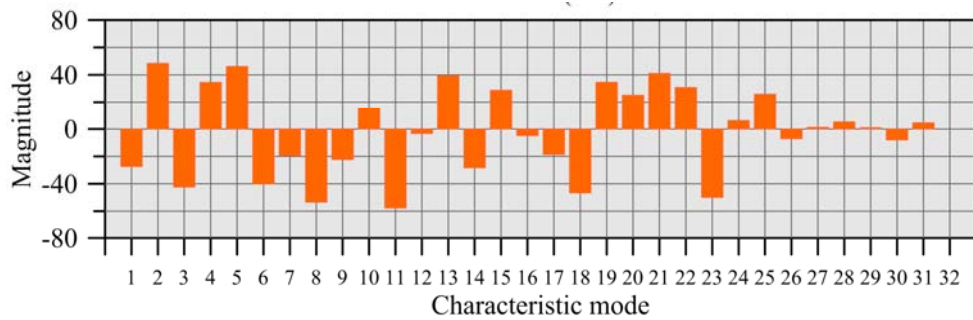
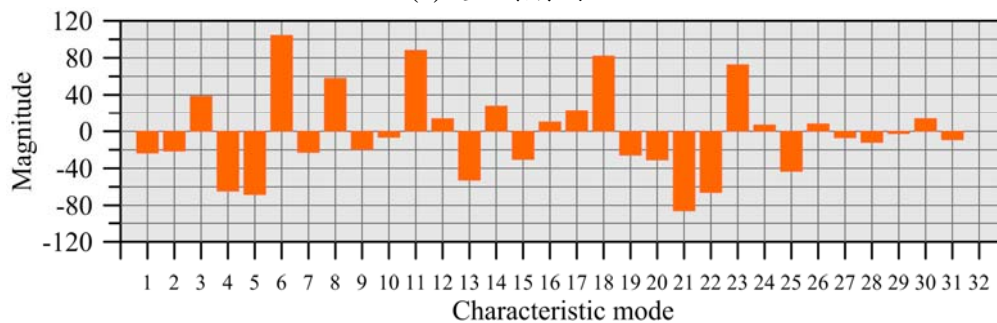


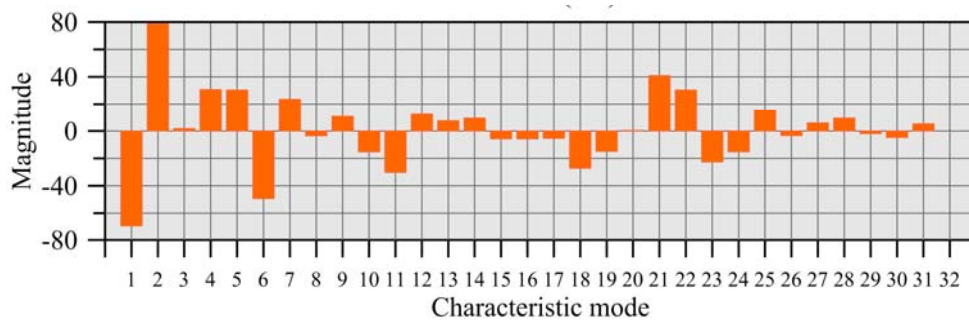
圖 5.3-4 斷面 C 特徵模態分析結果



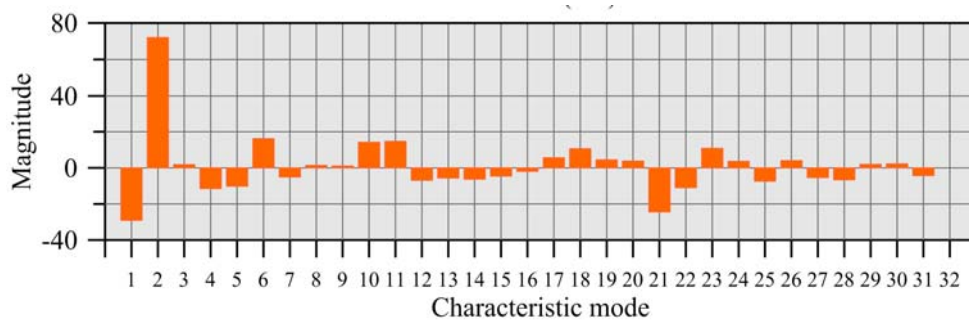
(a) 監測期間 I



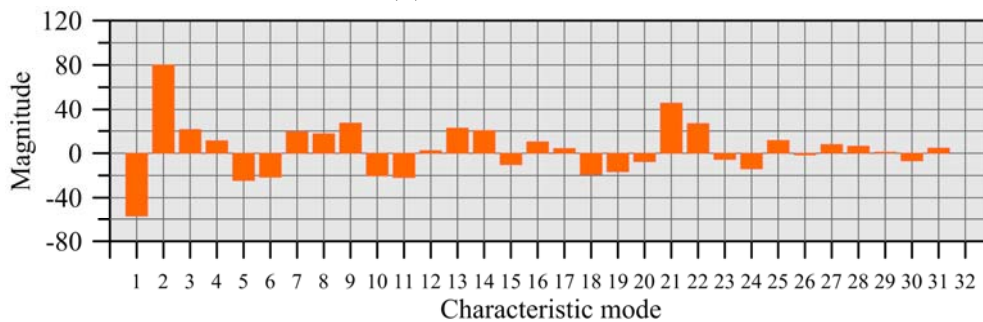
(b) 監測期間 II



(c) 監測期間 III



(d) 監測期間 IV



(e) 監測期間 V

※模態說明

- 1: 向上平移
- 2: 向左平移
- 3: 上邊界往左之純剪
- 4: 右上一左下拉伸之純剪
- 5: 順時針旋轉
- 6: 均勻壓縮
- 7: 三角變形
- 8: 順時針旋轉 45 度之三角變形
- 9: 方形變形
- 10: 逆時針旋轉 45 度之方形變形

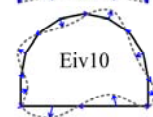
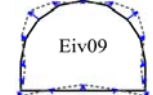
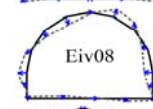
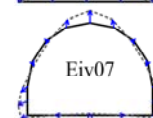
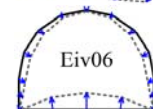
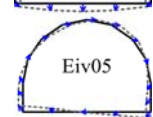
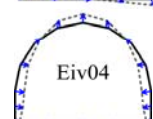
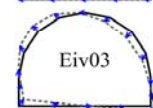
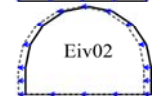
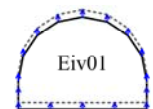
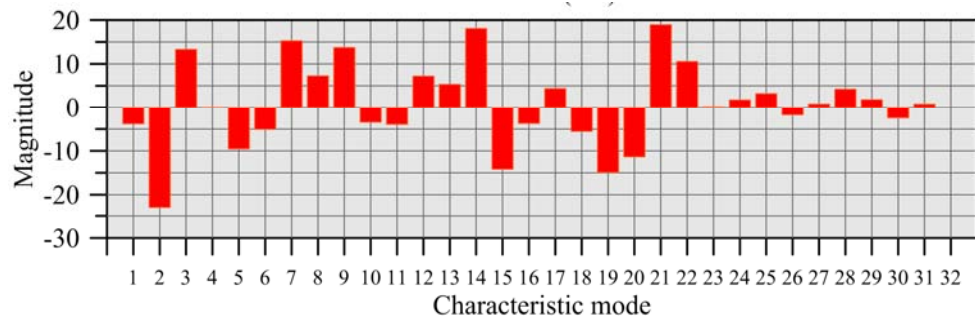
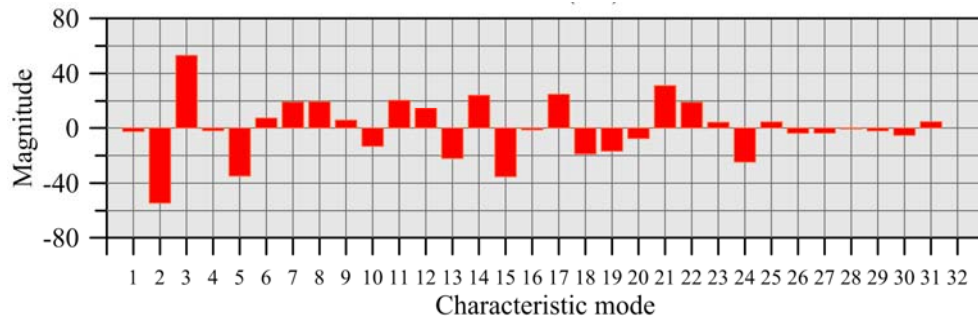


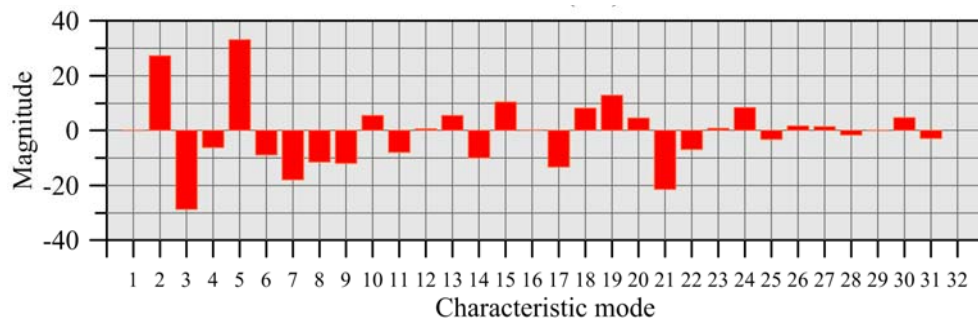
圖 5.3-5 斷面 D 特徵模態分析結果



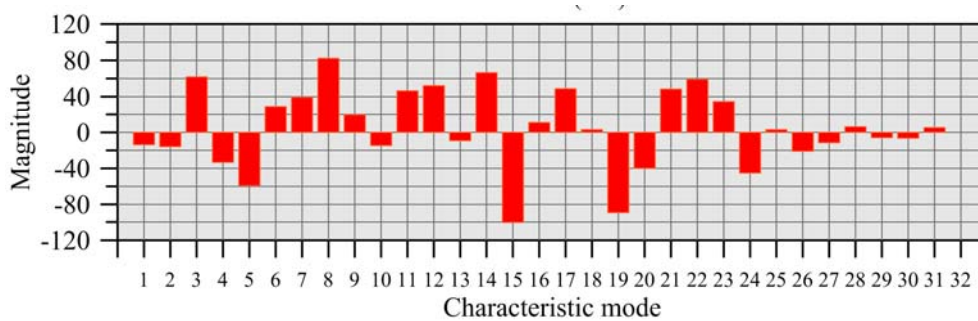
(a) 監測期間 I



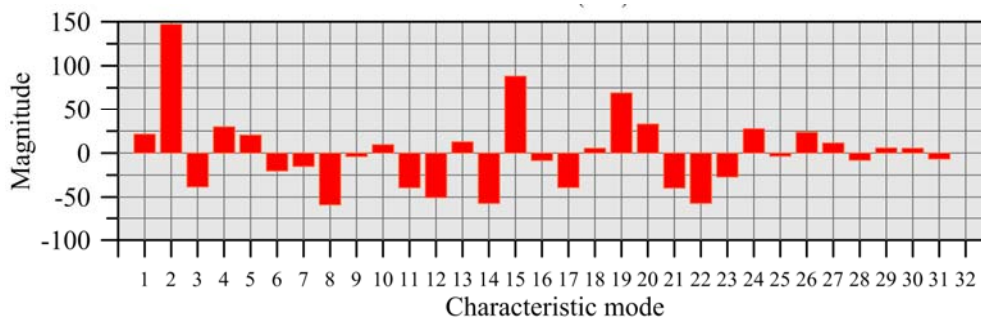
(b) 監測期間 II



(c) 監測期間 III



(d) 監測期間 IV



(e) 監測期間 V

※模態說明

- 1: 向上平移
- 2: 向左平移
- 3: 上邊界往左之純剪
- 4: 右上一左下拉伸之純剪
- 5: 順時針旋轉
- 6: 均勻壓縮
- 7: 三角變形
- 8: 順時針旋轉 45 度之三角變形
- 9: 方形變形
- 10: 逆時針旋轉 45 度之方形變形

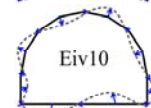
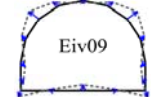
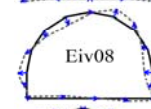
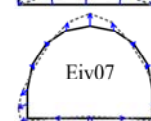
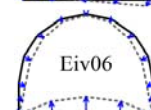
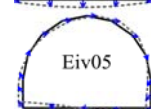
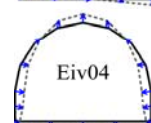
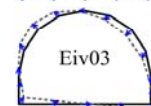
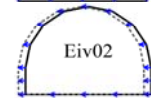
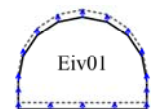
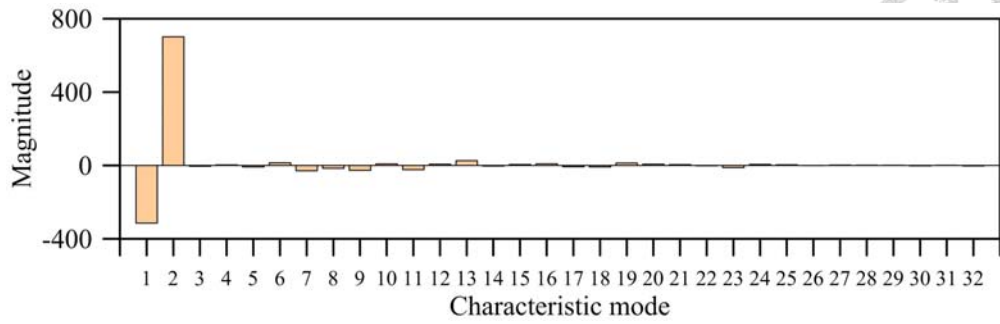
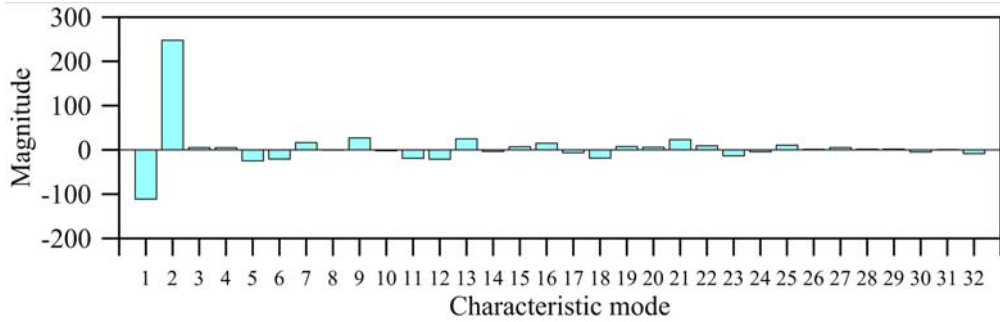


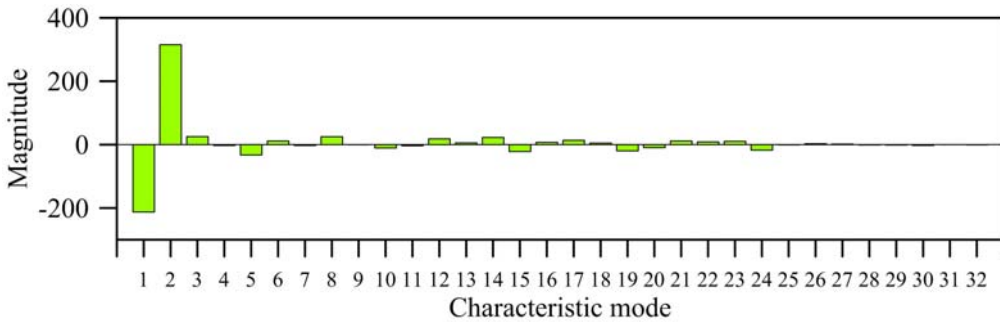
圖 5.3-6 斷面 E 特徵模態分析結果



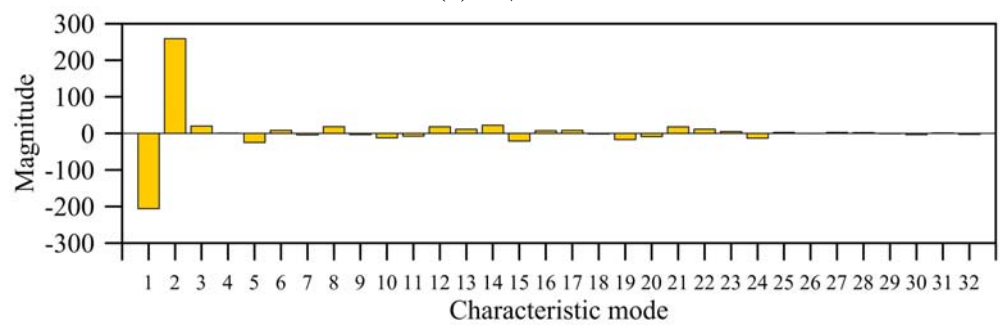
(a) 斷面 A



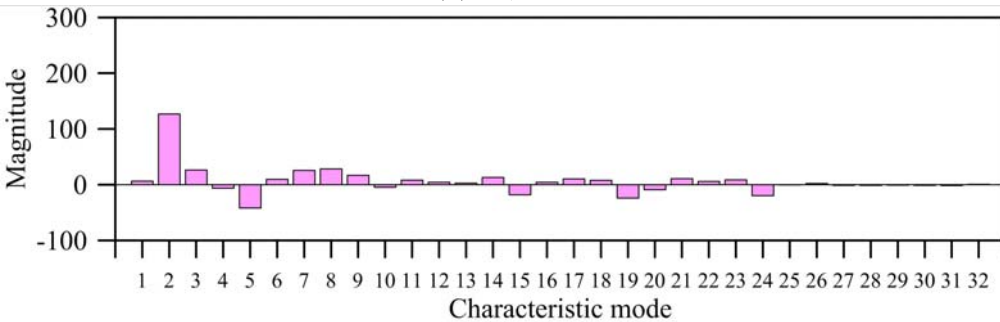
(b) 斷面 B



(c) 斷面 C



(d) 斷面 D



(e) 斷面 E

圖 5.3-7 斷面 A~E 於 2009.03 至 2012.01 總變位量之特徵模態分析結果

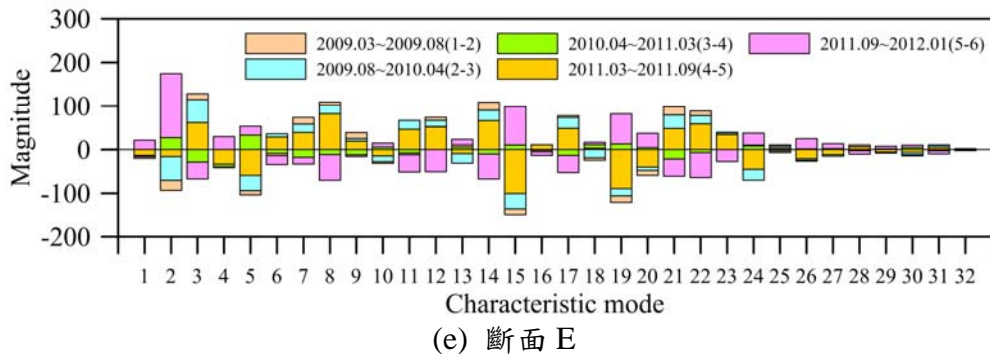
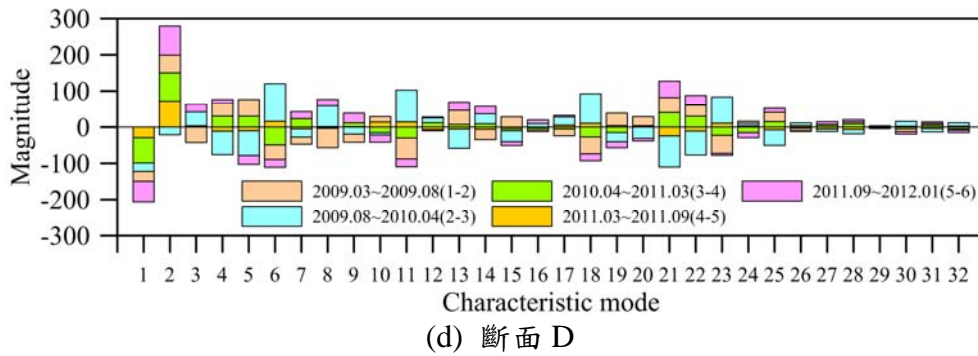
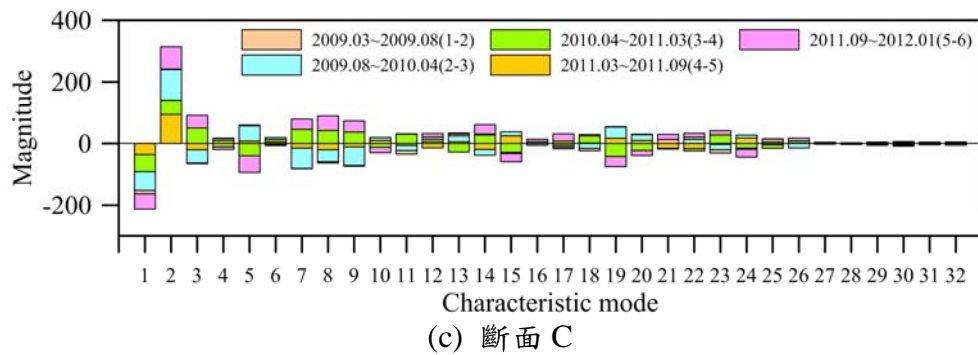
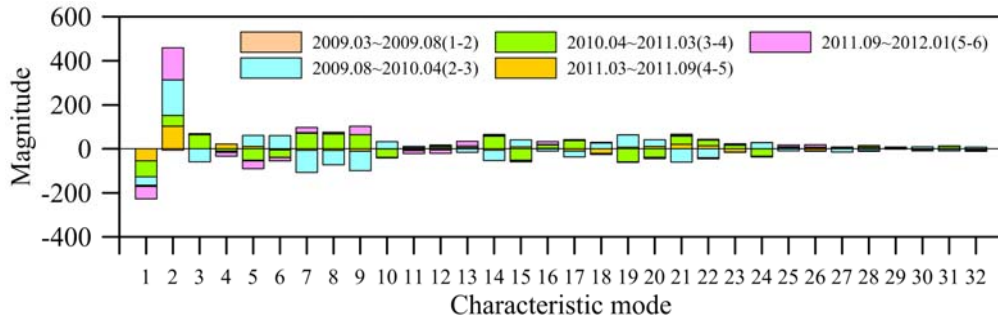
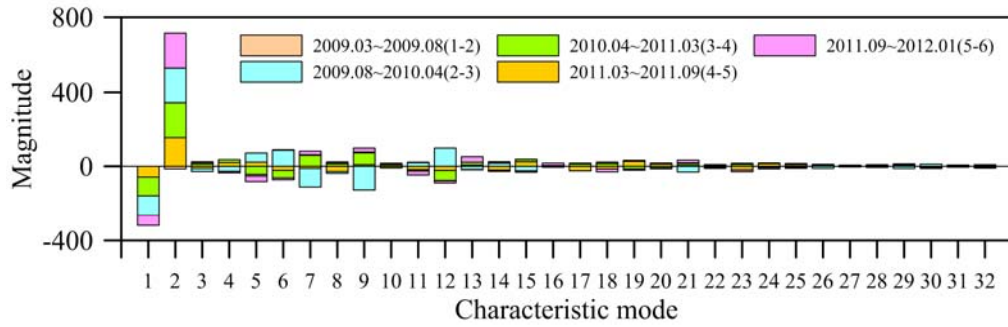


圖 5.3-8 斷面 A~E 總變位量特徵模態分析結果



5.4 綜合討論

本節整理本研究所開發之微變監測技術於案例隧道的監測成果，並討論透過特徵模態法解析所揭露之隧道變位行為，對案例隧道提出變形特性分區之建議。

5.4.1 隧道之三維變位

案例隧道於 2009-2012 年間之三維變位，自監測期間 II 起(圖 5.2-2b)，逐漸展現出以距西洞口 33 m 和 99 m 為界，至少分為三大區塊進行運動之現象。由西洞口至約 35 m 為第一個區塊，距西口 35-100 m 為第二個區塊，100-125 m 為第三個區塊，125 m 之後變位甚微。監測期間內第一、二區塊可見持續往下邊坡方向變位，且第一個區塊內隧道整體變位量約略相同，尤其西洞口往內 0-20 m 幾乎一致，但在該區東側邊界處，距西洞口約 30 m 的斷面之山側部分有大量凹陷。第二區塊同樣可觀察到往下邊坡方向之變位，但量值多未達第一區塊之 50%，且整體變位越往隧道東側越小，在區塊的東界，距西洞口約 90-105 m 間，隧道斷面山側同樣有顯著凹陷。

量測結果顯示隧道三大區塊的邊界位置，係前人調查所建議之滑動體 C 與滑動體 A 的東邊界(圖 5.2-1)，監測期間內兩個滑動體皆持續地往下邊坡移動，連帶產生隧道第一、二區塊的大量變位。

5.4.2 隧道斷面之平面外變位

隧道斷面 A~E 之平面外變位由西向東遞減(圖 5.2-3)，位於滑動體邊界兩端的斷面 A 與 B，以及斷面 D 與 E 前後，變位量都有驟降的情形。圖 5.2-3 中滑動體 A 邊界所繪係地表崩崖位置，該邊界於隧道所處深度之位置經確認為斷面 E 往西洞口 5 m 處，即西洞口以東約 99 m 處(張詠詠，2008；羅百喬，2013；Wang, 2014)。將所有監測斷面平面外變位算出後，由向量分布(圖 5.4-1)與向量大小分布圖(圖 5.4-2)得知，平面外變位向量被兩個滑動體邊界通過位置分為三個區塊，區塊範圍與 5.4.1 節所述一致。斷面變位向量於監測期間 V (2011 年 8 月至 2012 年 1 月)由原本往東北向轉往北北東或北北西(圖 5.4-1、5.4-3)，此現象與隧道西口邊坡在 2011 年 9 月至 2012 年 7 月期間的傾斜管地表位移方向相符(圖 5.4-3)。

從微變監測技術提供之變位大小變化歷程(圖 5.4-2)可知邊坡在監測期間 II (2009 年 8 月至 2010 年 4 月)變位量最大，推測係因當年 8 月莫拉克颱風襲台為當地帶來豪大雨量，使坡體運動加劇所致。當期自隧道西洞口起 0-35 m，即前節定義之隧道第一區塊有高達 70-110 mm 之整體變位，但通過滑動體 C 邊界後，第二區塊變位量降至 20-40 mm。滑動體 A 邊界附近

約 10 m 範圍內斷面變位陡升後陡降。監測期間 III、IV 與 V 內，隧道沿線斷面變位的變化隨時間逐漸趨緩，在期間 III 時滑動體 C 邊界前後斷面變位約有 30 mm 之差異，滑動體 A 邊界前後局部範圍內斷面變位出現極大震盪；期間 IV 時，滑動體 C 邊界前後具有約 10-15 mm 之差異，滑動體 A 邊界前後約存在將近 10 mm 的落差；至監測期間 V，滑動體 C 和 A 邊界附近斷面變位的變化較不明顯，而是漸變地由西洞口往內減少。由此可知，隧道西口邊坡於 2009 年 8 月莫拉克颱風後，滑動體 A、C 均有顯著滑移，之後滑動體運動大幅減小，2011 年 8 月之後，滑動體的運動方式與前幾期有顯著不同，趨向以較緩和的方式進行，然邊坡之詳細運動機制仍有待進一步探討。此類在數公尺範圍內出現數十毫米變位差異的現象，可以做為邊坡運動引致隧道變形與異狀的典型表徵。

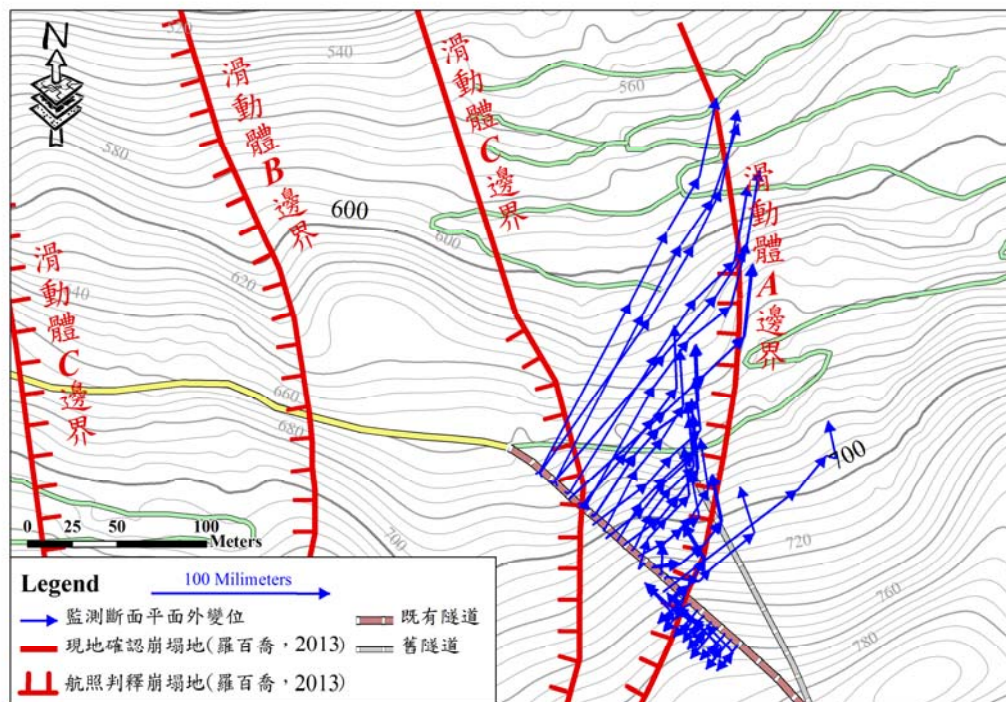


圖 5.4-1 所有監測斷面之平面外變位向量分布圖

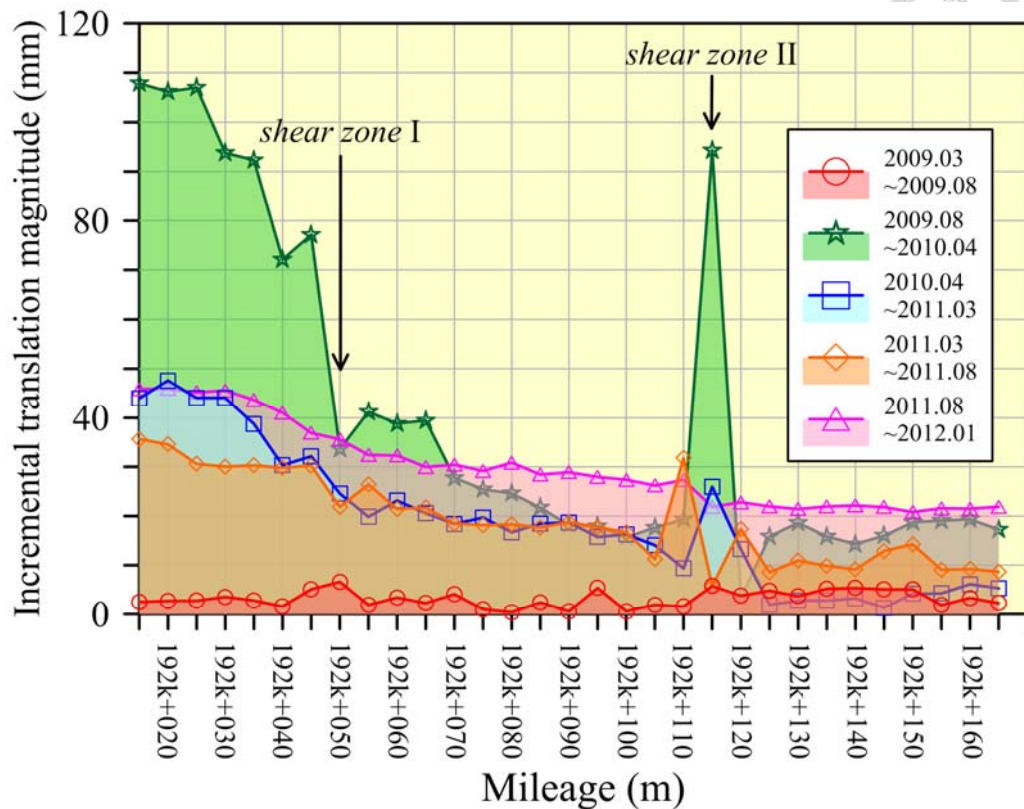


圖 5.4-2 所有監測斷面 2009-2012 平面外變位向量大小分布圖

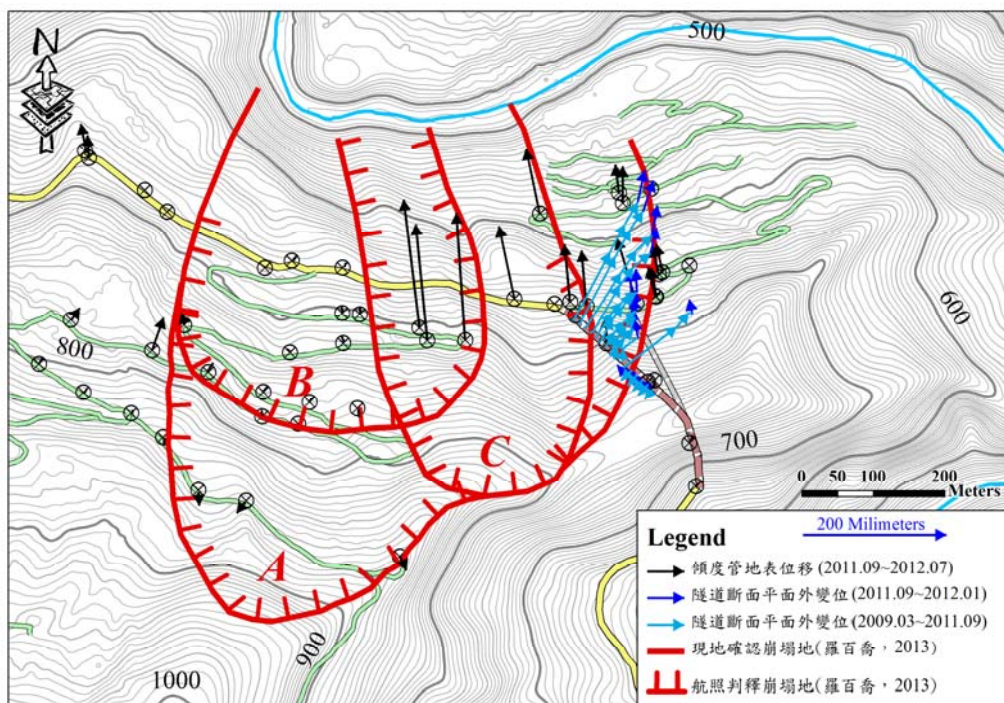


圖 5.4-3 所有監測斷面 2009-2012 平面外變位與同期傾斜管位移比較圖



5.4.3 隧道斷面之平面上變位

隧道斷面之平面上變位是評估隧道結構安全性的重要資訊，本節討論特徵模態法所指示之平面上變位的模態組成，並參考邱雅筑等(2012)所提出，可對應出 10 種外力增量的 I_d 曲線方法(Huang *et al.*, 2010)，對隧道分區變形特性做出建議。

由斷面 A~E 之 I_d 曲線與扣除平移模態之特徵模態比例結果(圖 5.4-4~5.4-13)可發現案例隧道之 I_d 曲線與邱雅筑等(2012)所提變形特徵曲線形態皆不相同，說明案例隧道所受外力增量不在此 10 類之內。在 4.1.2 節中，馬蹄形隧道之特徵模態已知物理意義者係模態 1 至模態 10，包含斷面平移、旋轉、純剪、三角與方形變形。因物體受力後之自然反應係簡單變位形態較複雜變位形態容易出現，本研究將此 10 種模態視為隧道斷面較基本而較可能發生的運動行為，不考慮平移模態，將模態 3-10 加總之比例含量繪如圖 5.4-14。圖中可見斷面 B 和斷面 C 比例大小較近似，且達斷面平面變位 40% 以上，斷面 D 顯著下降至 30% 以下，至斷面 E 又再度上升，但斷面 E 的此比例成分在監測期間變動較大。推論斷面 B 與斷面 C 之純變形行為與斷面 D 差異較大，而斷面 D 與斷面 E 亦不相同。

I_d 曲線之開發用意為尋求一個簡便且能夠代表隧道斷面變位的指數，且可對應至外力增量形態， I_d 本身已對斷面上單點最大變位向量大小正規化，且因關注隧道的淨空變化，故僅考慮變位的徑向分量。在這樣的定義之下，不同變位形態也有可能獲得類似的 I_d 曲線。而特徵模態彼此互相正交，分析結果具惟一性，即便應用於案例隧道實測結果，亦不存在殘差(圖 5.3-1)，應用上有其優勢。



Section A

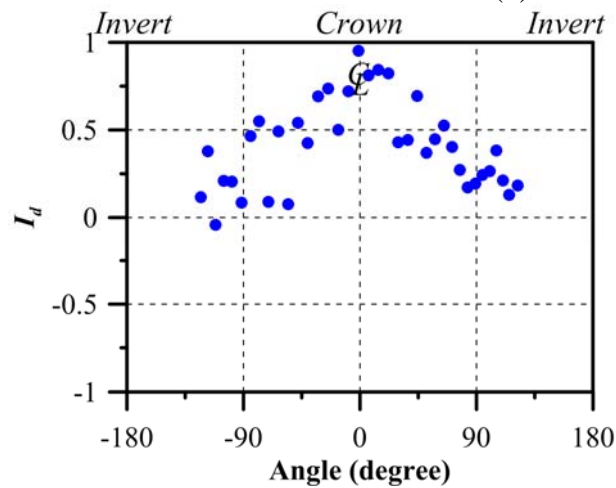
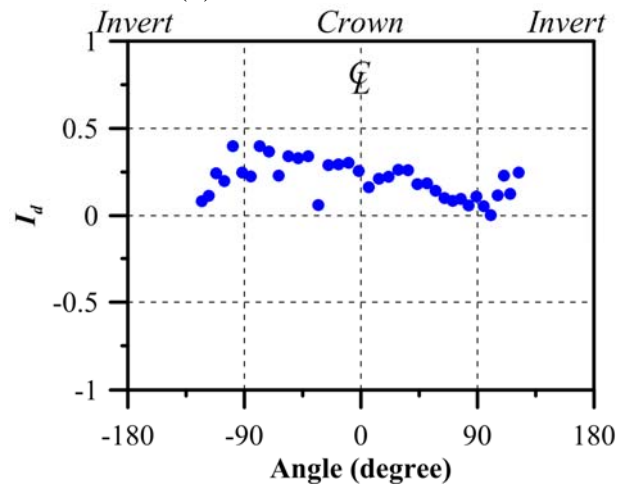
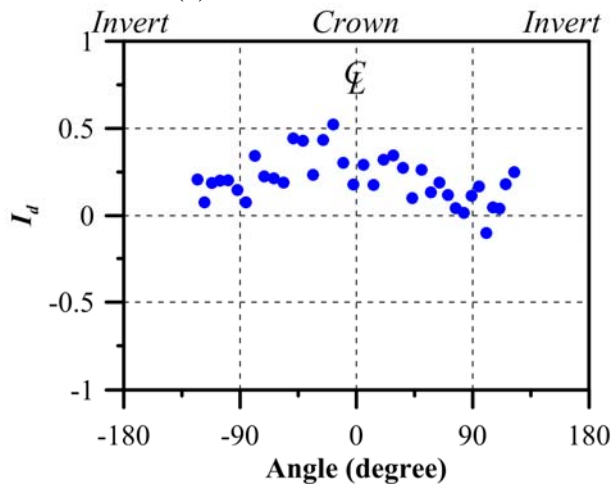
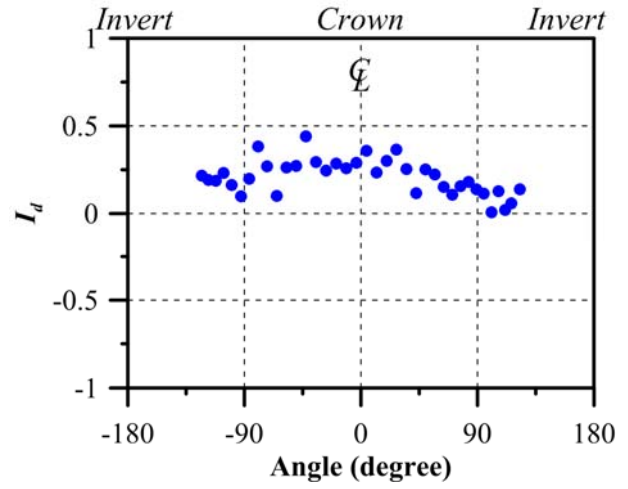
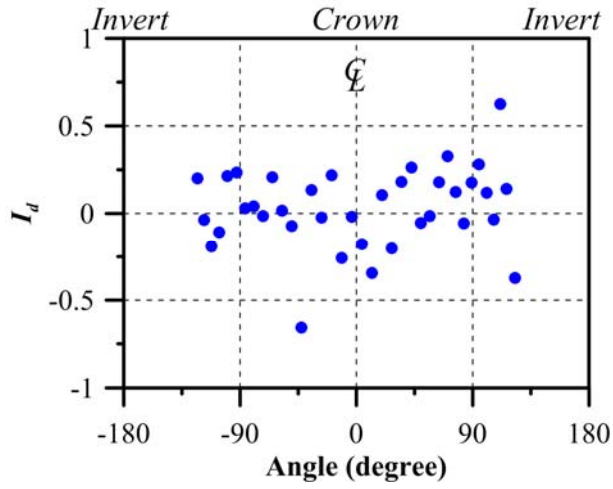
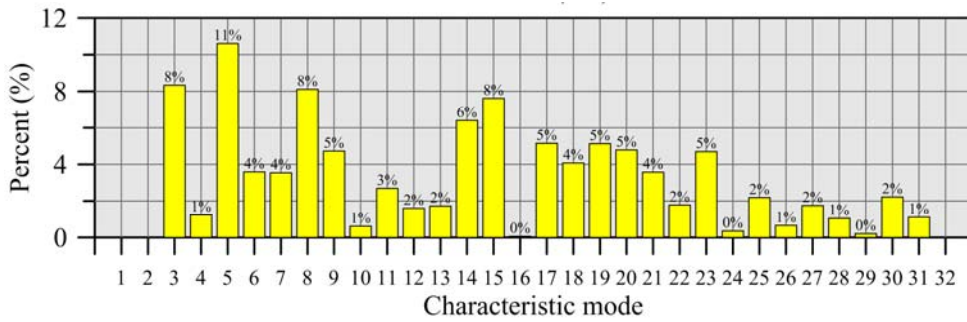
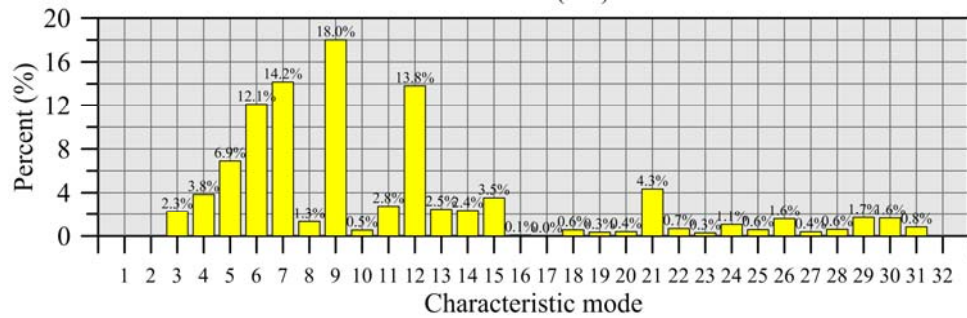


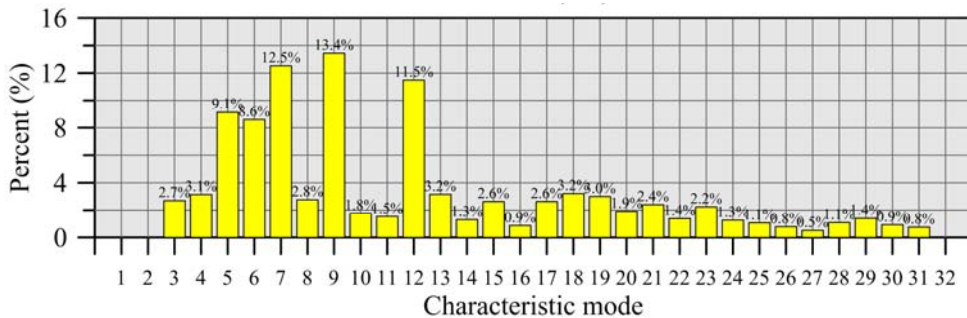
圖 5.4-4 斷面 A 之 I_d 曲線



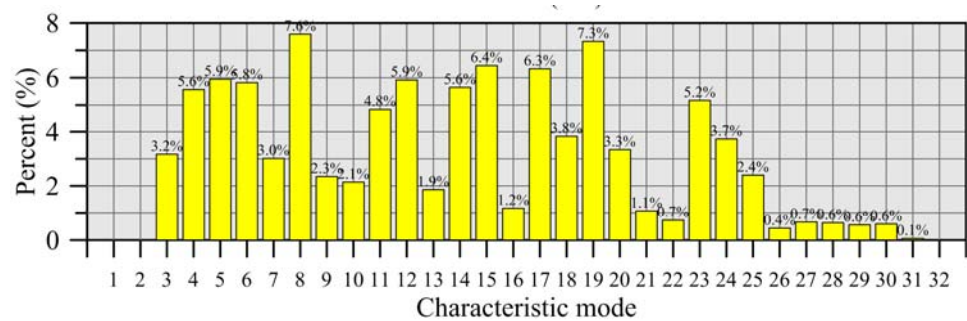
(a) 監測期間 I



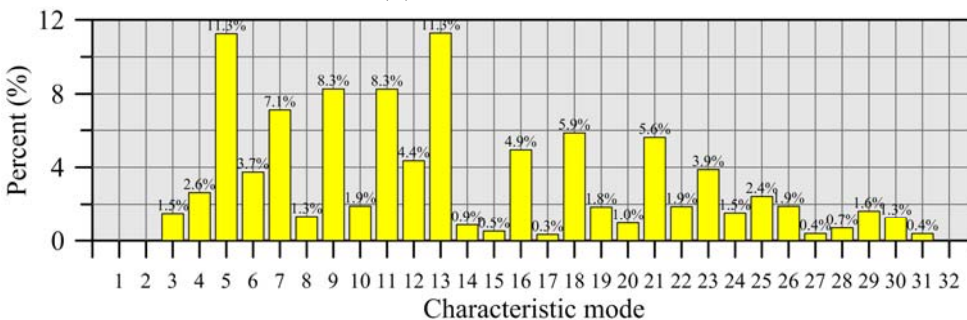
(b) 監測期間 II



(c) 監測期間 III



(d) 監測期間 IV



(e) 監測期間 V

※模態說明

- 1: 向上平移
- 2: 向左平移
- 3: 上邊界往左之純剪
- 4: 右上一左下拉伸之純剪
- 5: 順時針旋轉
- 6: 均勻壓縮
- 7: 三角變形
- 8: 順時針旋轉 45 度之三角變形
- 9: 方形變形
- 10: 逆時針旋轉 45 度之方形變形

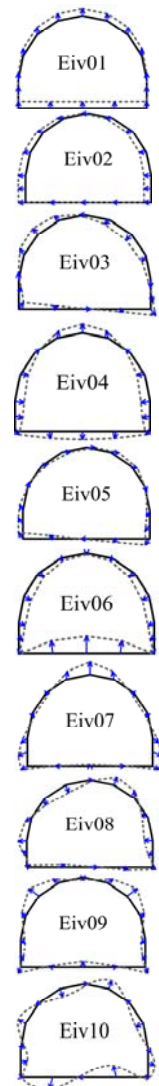
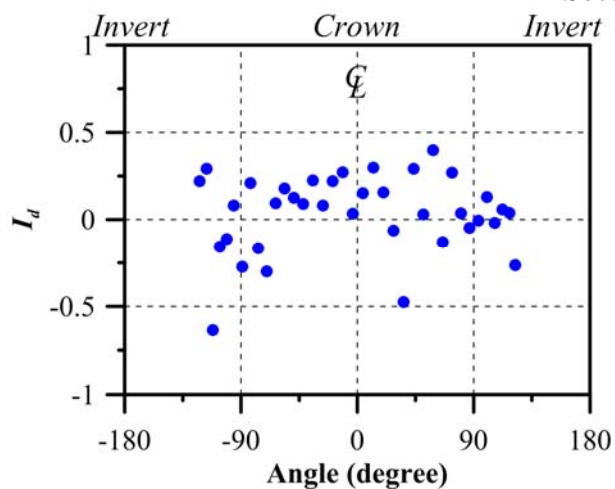


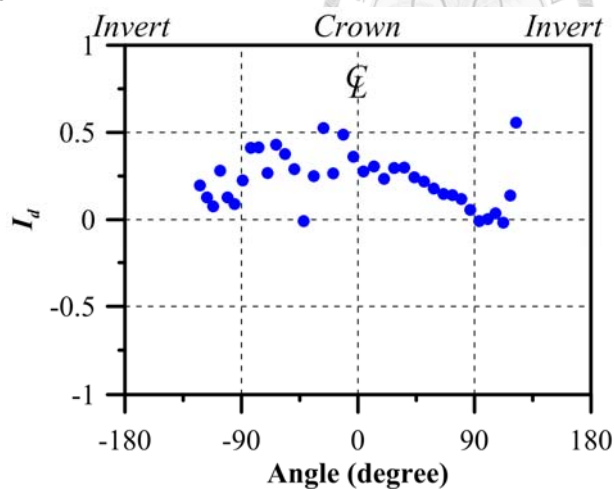
圖 5.4-5 斷面 A 不計平移之特徵模態比例



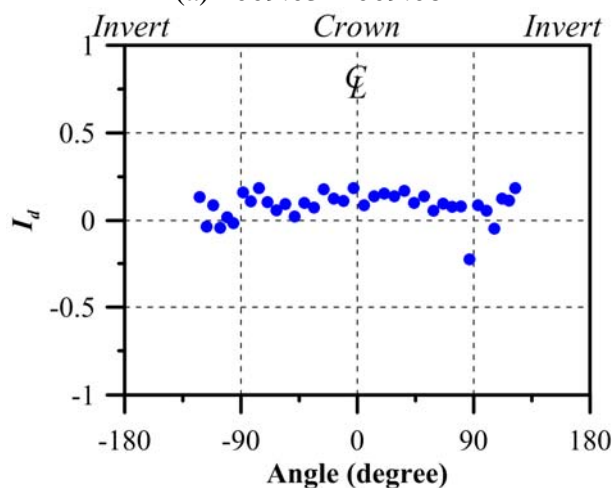
Section B



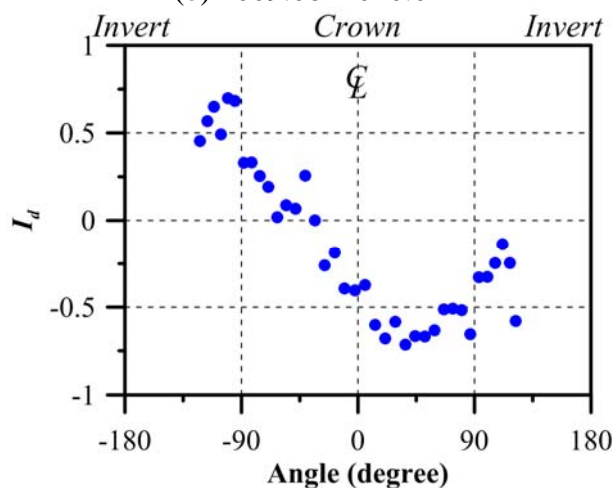
(a) 2009.03~2009.08



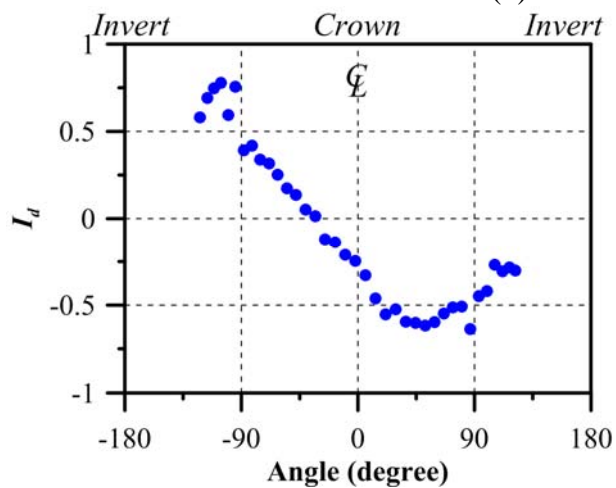
(b) 2009.08~2010.04



(c) 2010.04~2011.03

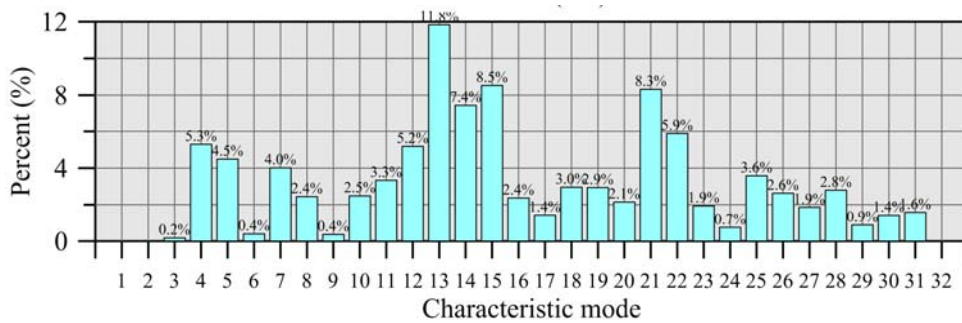


(d) 2011.03~2011.09

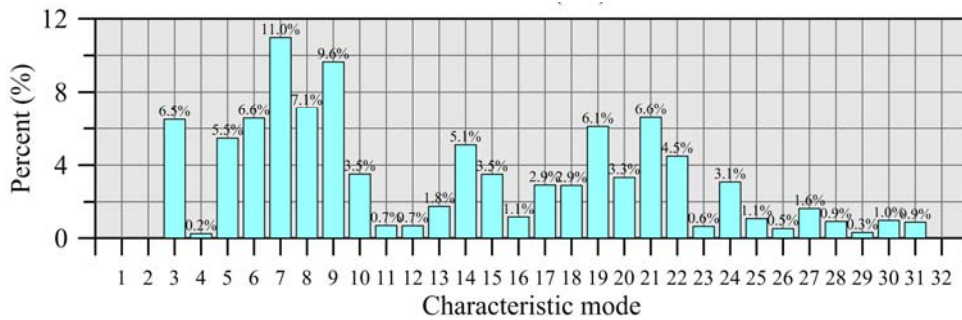


(e) 2011.09~2012.01

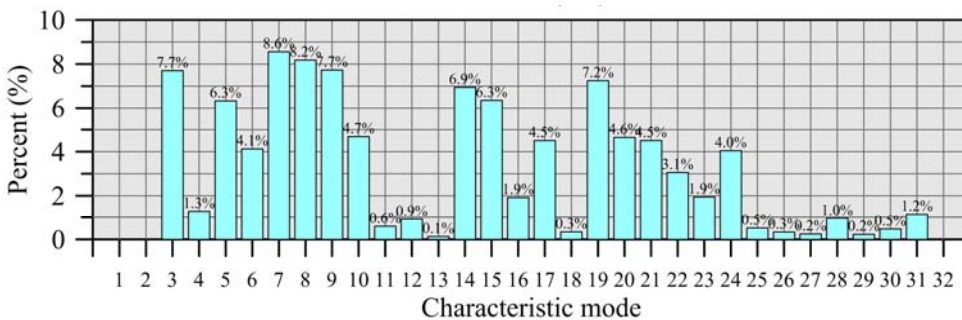
圖 5.4-6 斷面 B 之 I_d 曲線



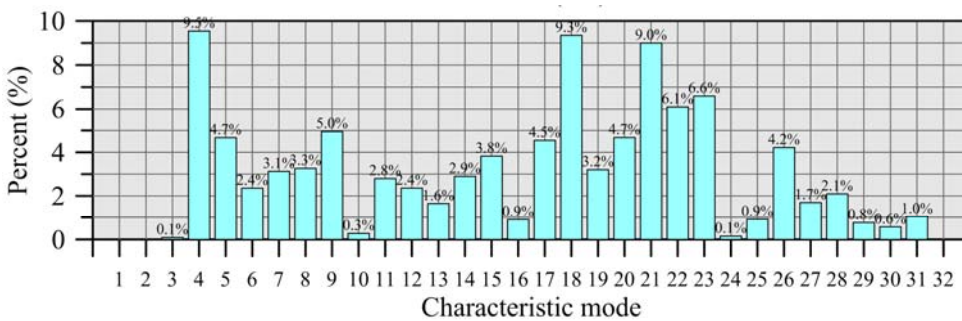
(a) 監測期間 I



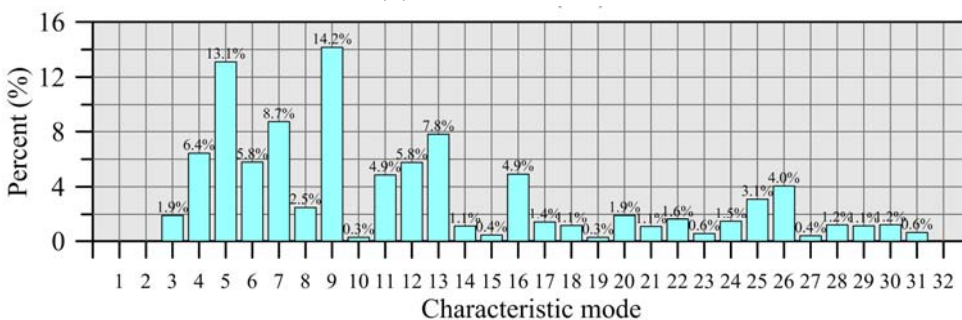
(b) 監測期間 II



(c) 監測期間 III



(d) 監測期間 IV



(e) 監測期間 V

※模態說明

- 1：向上平移
- 2：向左平移
- 3：上邊界往左之純剪
- 4：右上一左下拉伸之純剪
- 5：順時針旋轉
- 6：均勻壓縮
- 7：三角變形
- 8：順時針旋轉 45 度之三角變形
- 9：方形變形
- 10：逆時針旋轉 45 度之方形變形

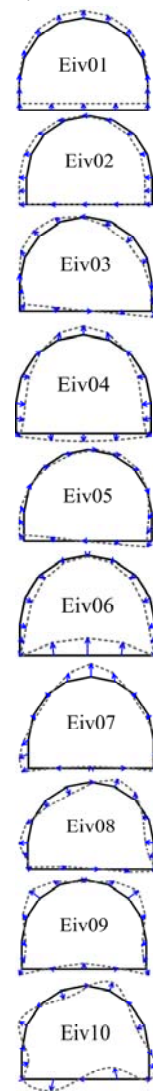
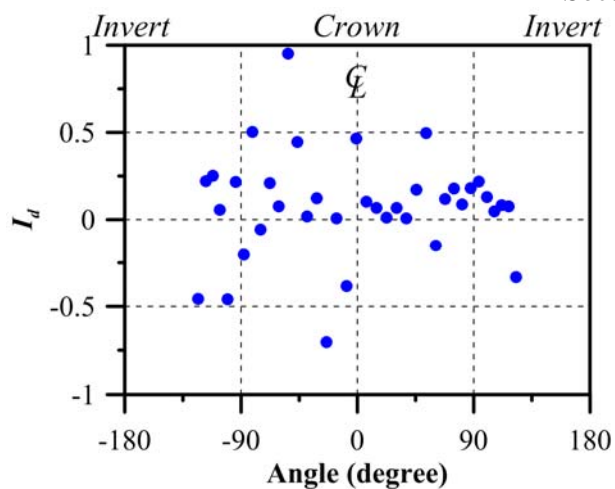


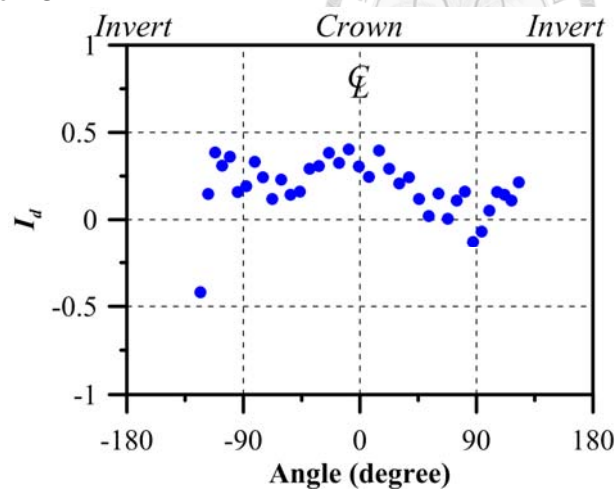
圖 5.4-7 斷面 B 不計平移之特徵模態比例



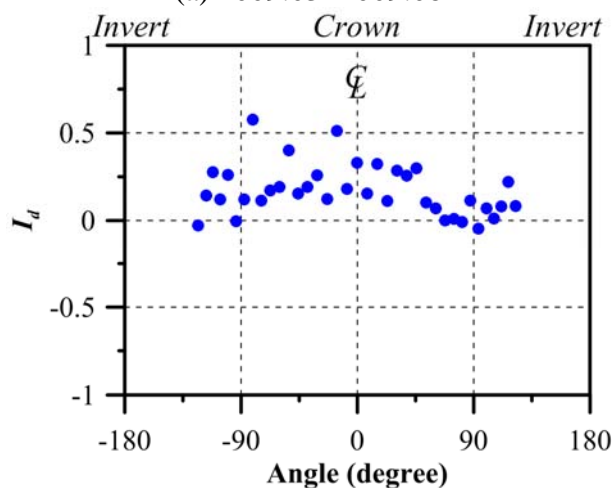
Section C



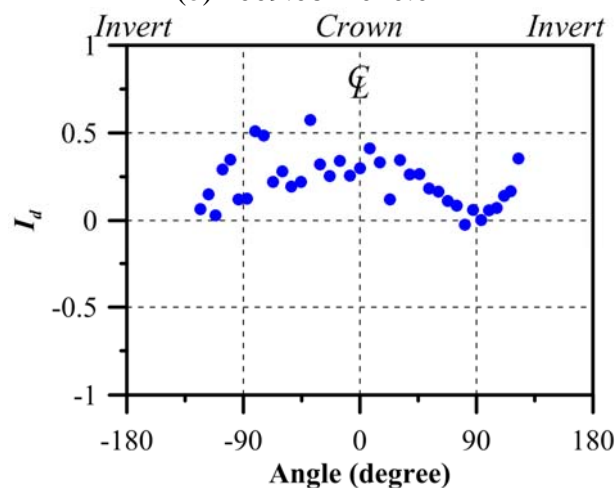
(a) 2009.03~2009.08



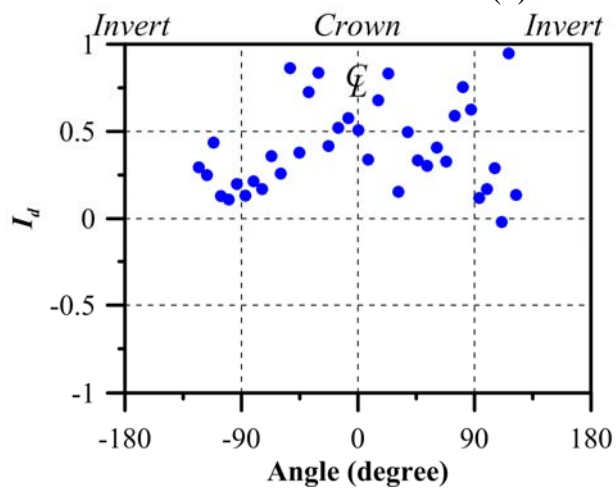
(b) 2009.08~2010.04



(c) 2010.04~2011.03

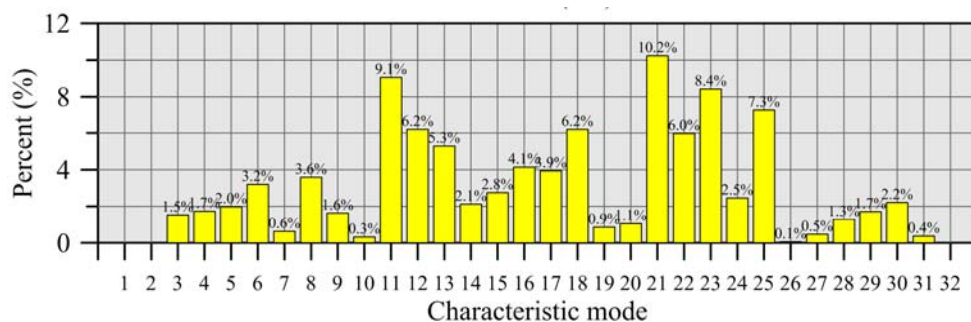


(d) 2011.03~2011.09

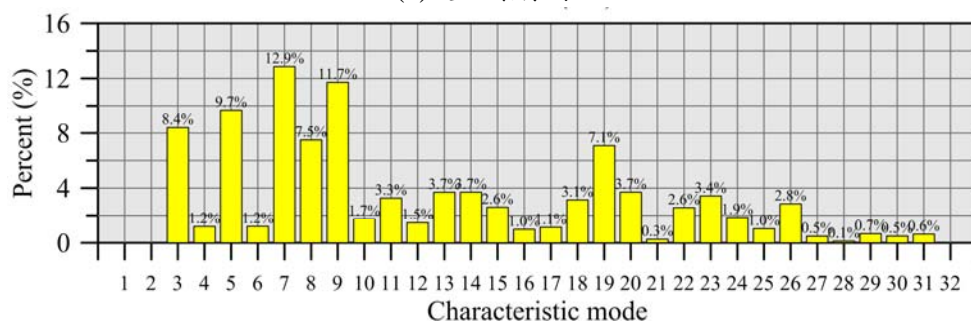


(e) 2011.09~2012.01

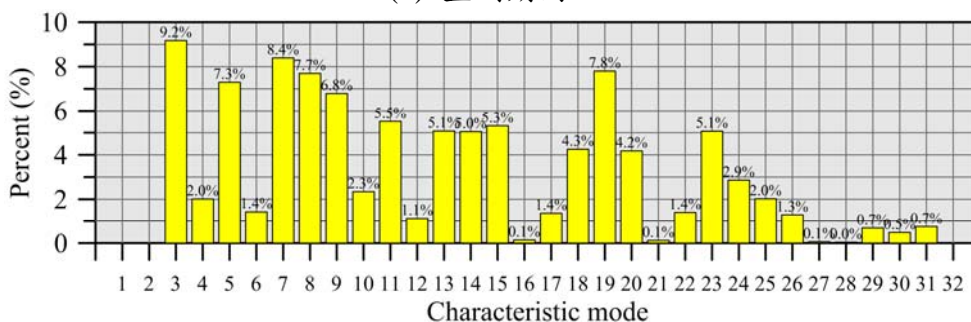
圖 5.4-8 斷面 C 之 I_d 曲線



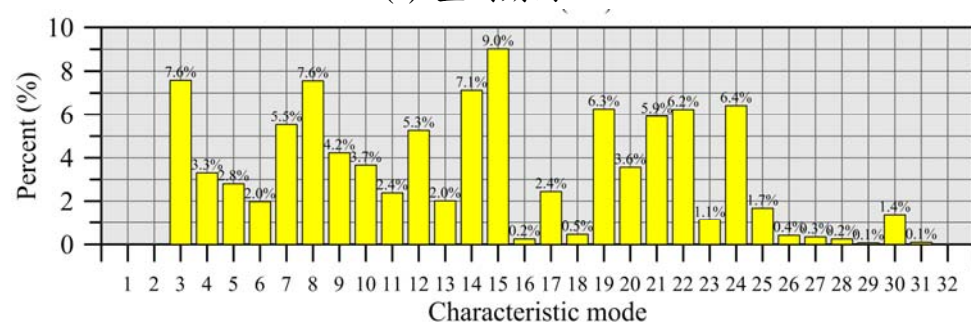
(a) 監測期間 I



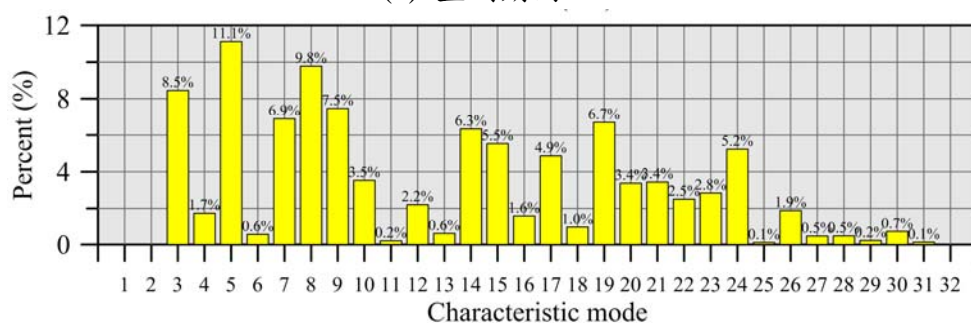
(b) 監測期間 II



(c) 監測期間 III



(d) 監測期間 IV



(e) 監測期間 V

※模態說明

- 1: 向上平移
- 2: 向左平移
- 3: 上邊界往左之純剪
- 4: 右上一左下拉伸之純剪
- 5: 順時針旋轉
- 6: 均勻壓縮
- 7: 三角變形
- 8: 順時針旋轉 45 度之三角變形
- 9: 方形變形
- 10: 逆時針旋轉 45 度之方形變形

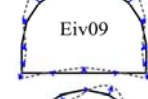
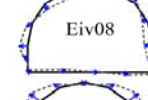
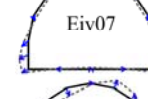
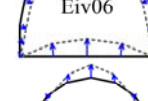
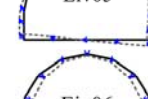
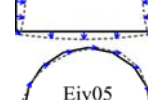
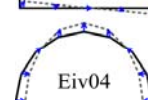
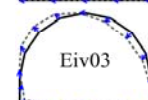
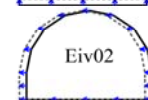
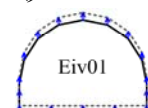
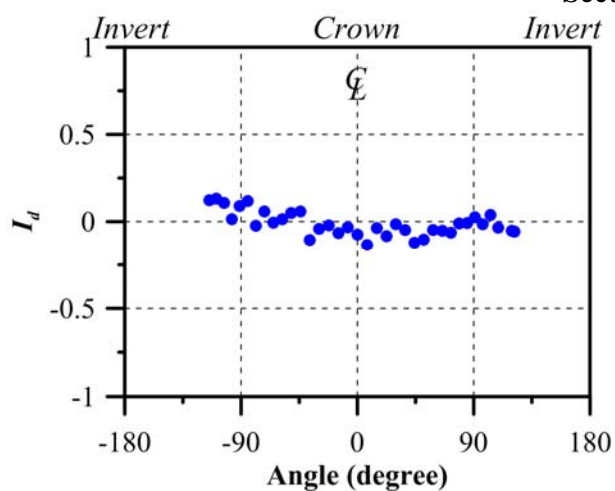


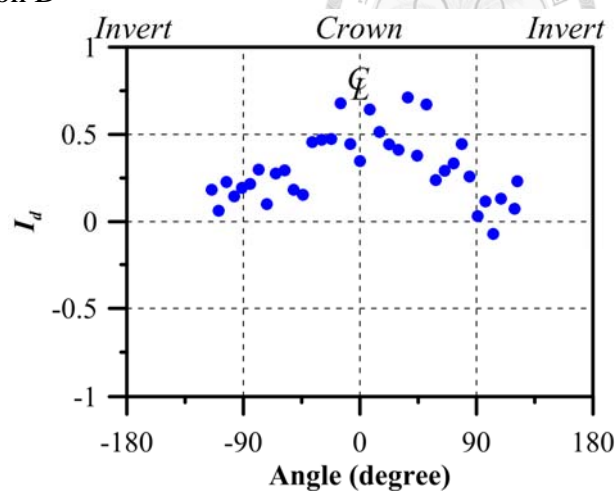
圖 5.4-9 斷面 C 不計平移之特徵模態比例



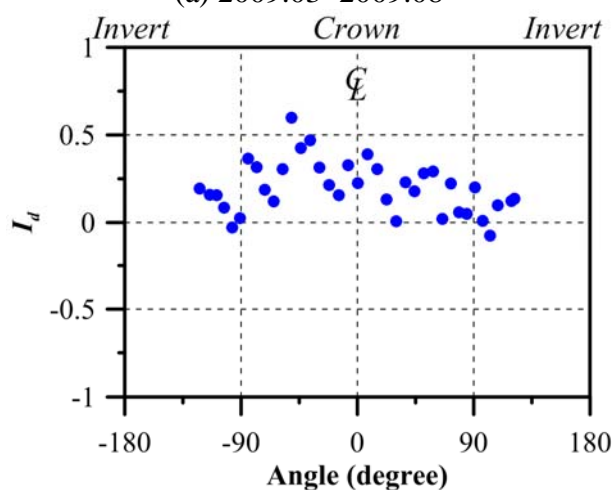
Section D



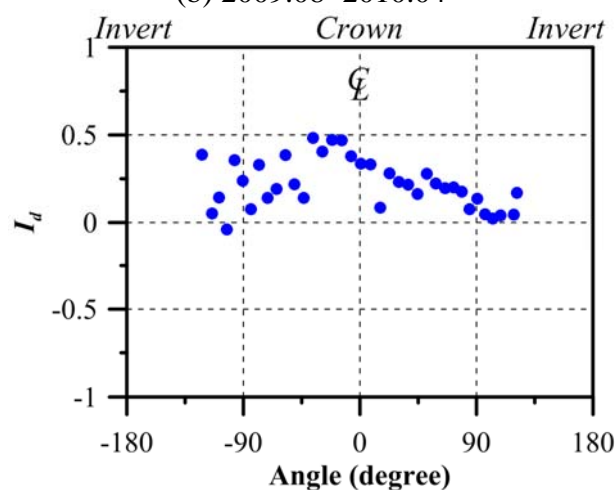
(a) 2009.03~2009.08



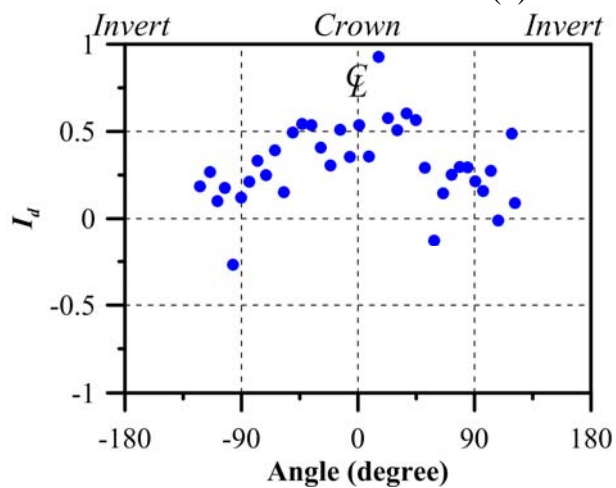
(b) 2009.08~2010.04



(c) 2010.04~2011.03

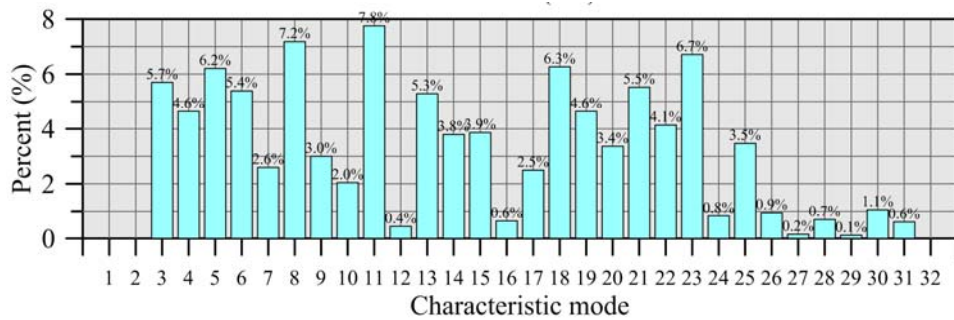


(d) 2011.03~2011.09

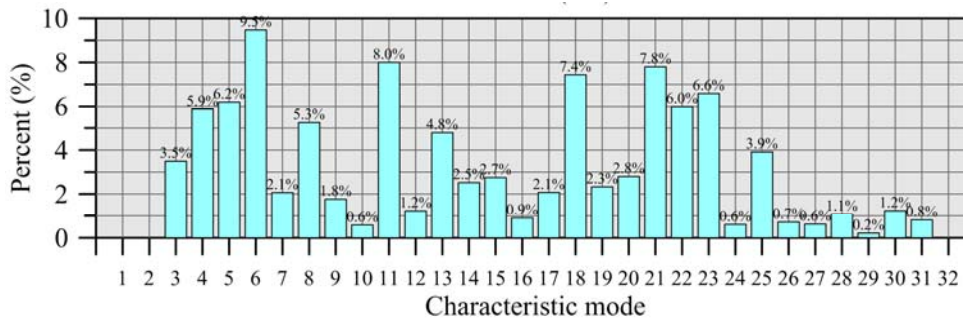


(e) 2011.09~2012.01

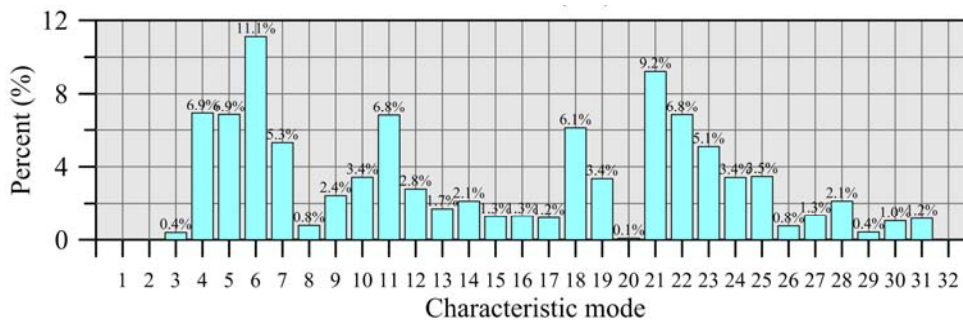
圖 5.4-10 斷面 D 之 I_d 曲線



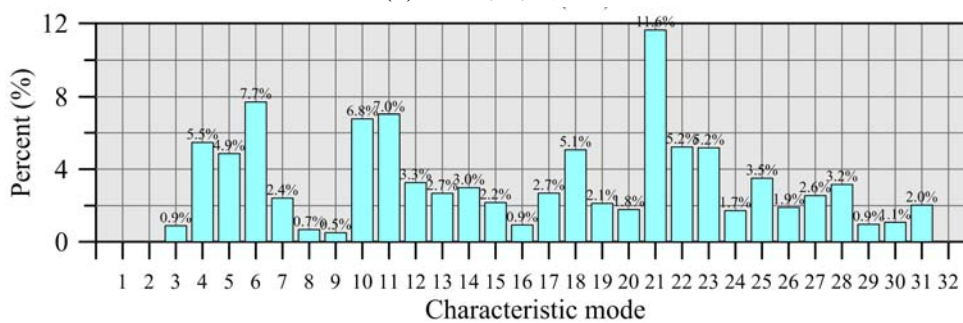
(a) 監測期間 I



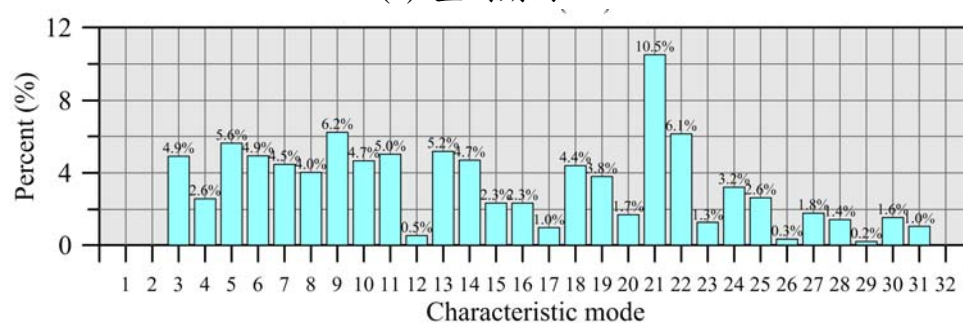
(b) 監測期間 II



(c) 監測期間 III



(d) 監測期間 IV



(e) 監測期間 V

※模態說明

- 1：向上平移
- 2：向左平移
- 3：上邊界往左之純剪
- 4：右上一左下拉伸之純剪
- 5：順時針旋轉
- 6：均勻壓縮
- 7：三角變形
- 8：順時針旋轉 45 度之三角變形
- 9：方形變形
- 10：逆時針旋轉 45 度之方形變形

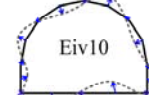
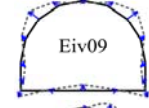
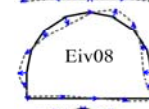
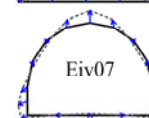
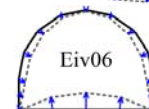
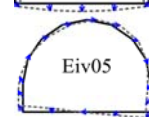
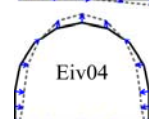
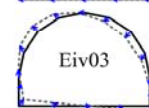
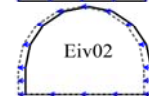
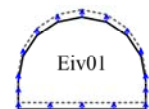


圖 5.4-11 斷面 D 不計平移之特徵模態比例



Section E

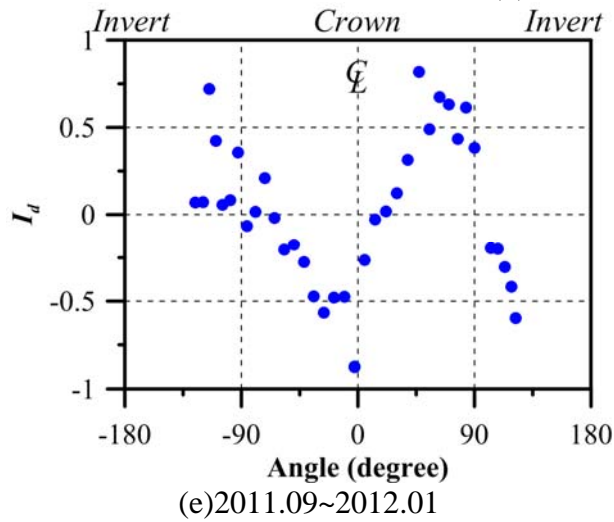
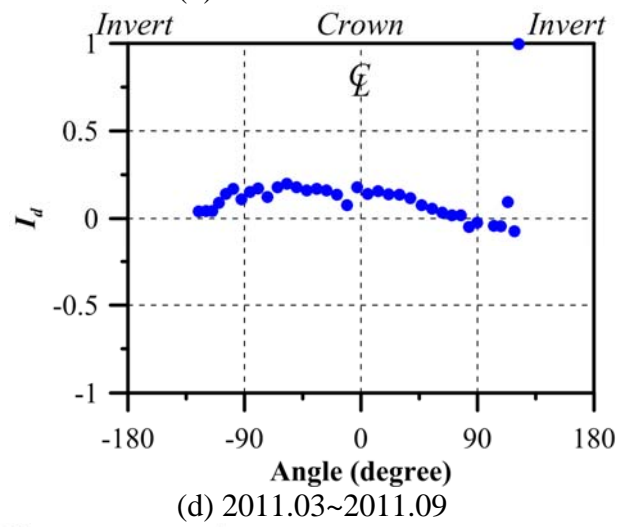
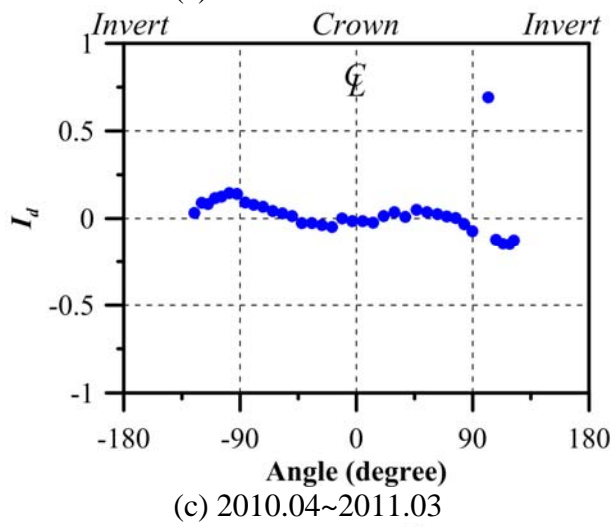
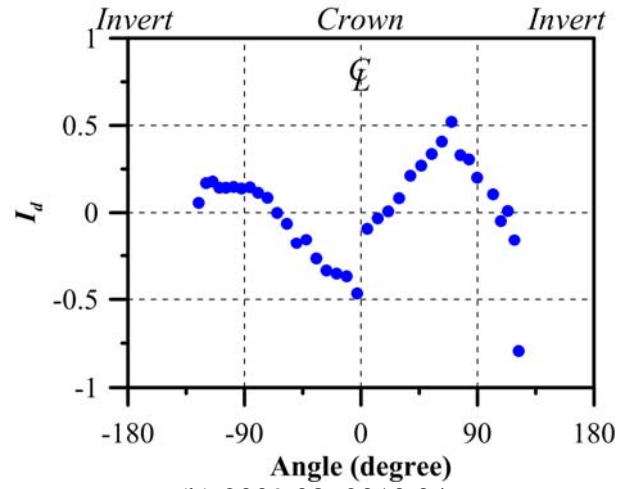
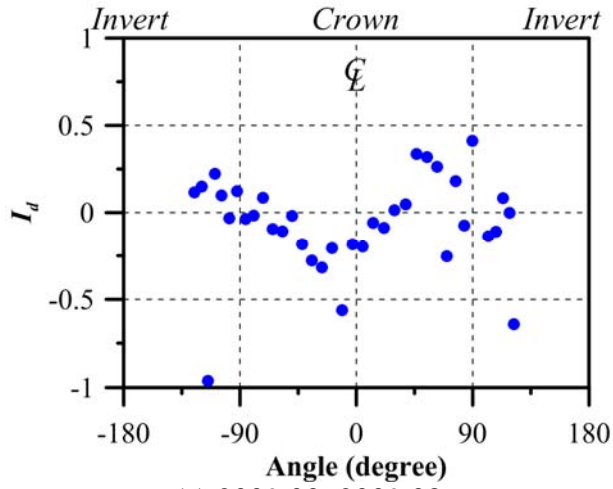
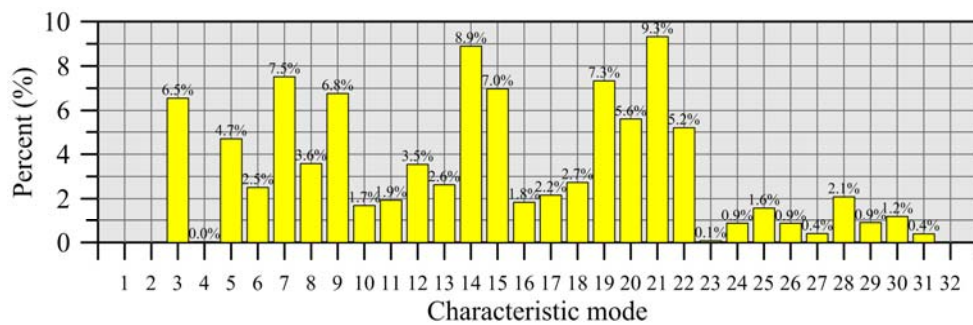
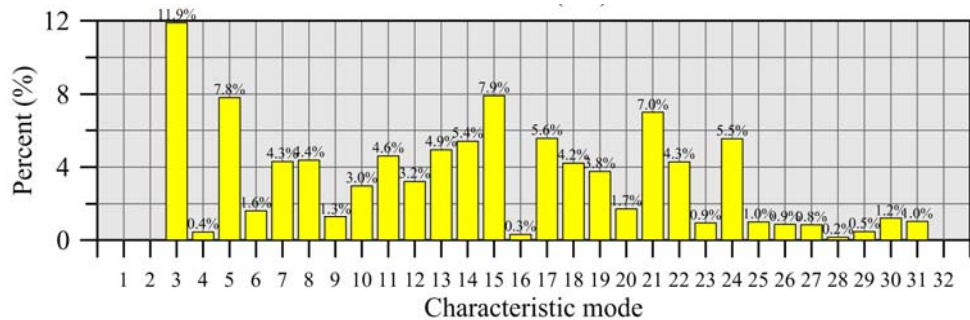


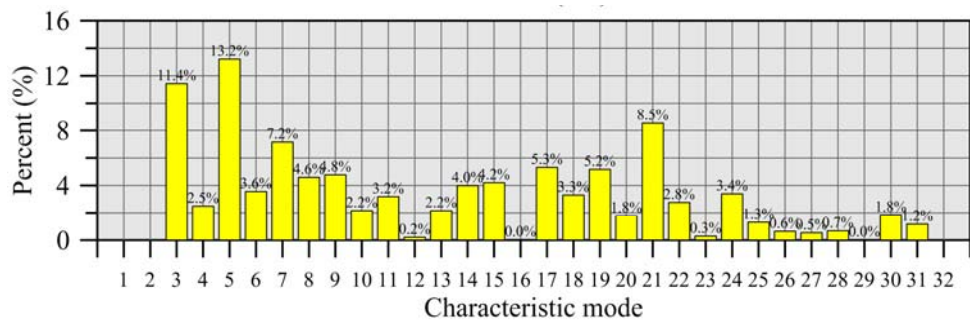
圖 5.4-12 斷面 E 之 I_d 曲線



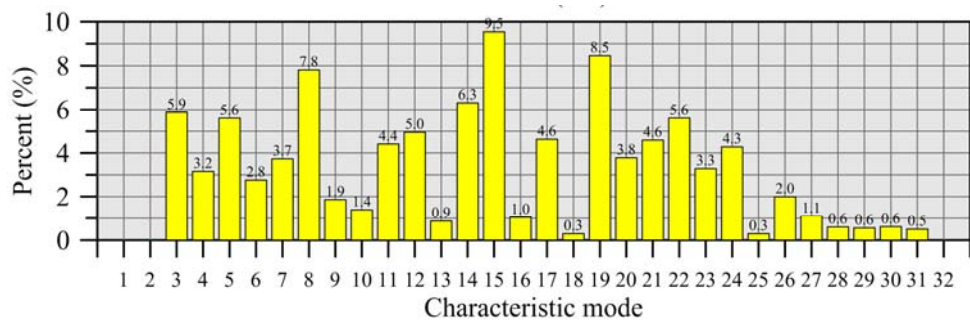
(a) 監測期間 I



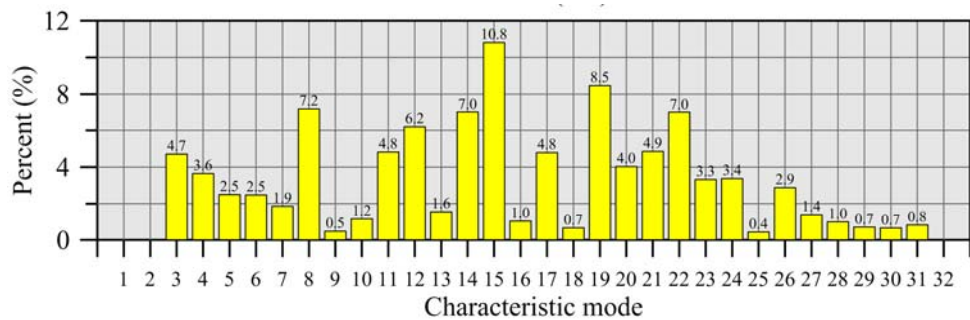
(b) 監測期間 II



(c) 監測期間 III



(d) 監測期間 IV



(e) 監測期間 V

※模態說明

- 1: 向上平移
- 2: 向左平移
- 3: 上邊界往左之純剪
- 4: 右上一左下拉伸之純剪
- 5: 順時針旋轉
- 6: 均勻壓縮
- 7: 三角變形
- 8: 順時針旋轉 45 度之三角變形
- 9: 方形變形
- 10: 逆時針旋轉 45 度之方形變形

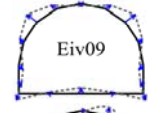
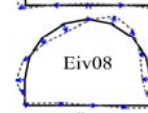
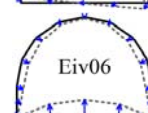
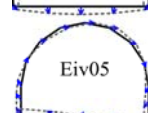
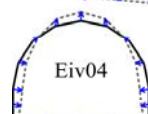
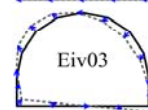
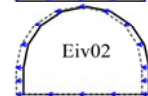
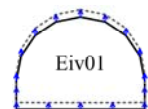


圖 5.4-13 斷面 E 不計平移之特徵模態比例

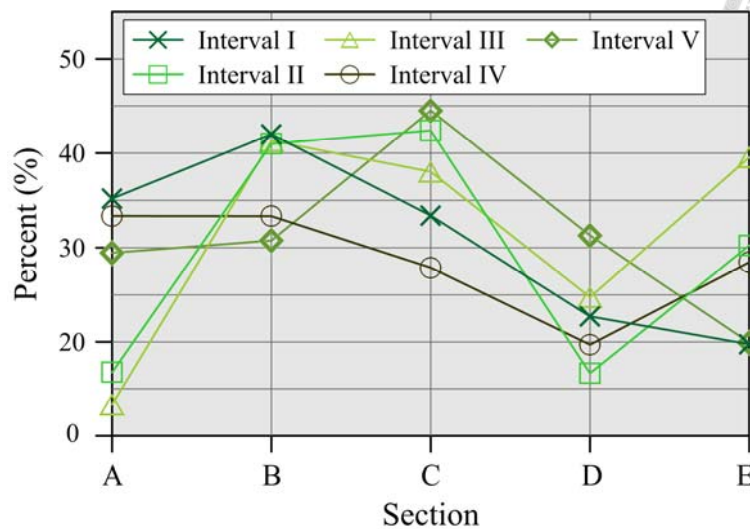


圖 5.4-14 斷面 A-E 之特徵模態 3-10 所佔比例

5.4.4 隧道變形特性之探討

基於隧道三維變位和斷面平面外變位，可以確定案例隧道至少依照滑動體 C 與滑動體 A 的東側邊界可分為三個區塊。從邊界附近的斷面無論在平面外變位或者特徵模態分析結果都有顯著變化來看，滑動體邊界通過處迥異於其他區段，故定義為嚴重變形區。靠近西洞口的嚴重變形區(距西洞口 33 m)範圍寬約 5 m，但遠離西洞口位於隧道內的嚴重變形區(距西洞口 99 m)範圍則寬達 15 m。前述分析結果中，斷面 C、D、E 有明顯的不同，說明即使同樣介於兩個滑動體之間，因隧道西側滑動體(滑動體 C)欲引致隧道變位所需抵抗的圍岩束制小，東側滑動體(滑動體 A)必須抵抗的束制較大，因此遠離西洞口之嚴重變形區的影響範圍較寬。根據此現象，案例隧道在滑動體 A 和 C 之間的區塊又可分為三個區域，鄰近滑動體邊界者定義為變形區，位於兩者之間有一段變位較緩和的漸變區，各區位置如圖 5.4-15。

隧道襯砌變形累計一定程度後便會產生襯砌裂縫，襯砌裂縫的發展將影響隧道之變位特性。斷面 B 在監測期間 IV 和 V 斷面整體往溪側平移(圖 5.2-10)，然而純變形向量卻指向山側，且較平移量大許多。比對案例隧道在 2008 年與 2012 年期間的異狀展開圖(圖 5.4-16，淺藍色線段為 2008 年已存在之裂縫，深藍色為 2008-2012 年間新生之裂縫)得知，斷面 B 鄰近位置有多道雁形裂縫沿隧道環向生成，推測隧道在附近有局部剪切現象，使得一部分斷面往山側變形，另一部分往溪側變形。

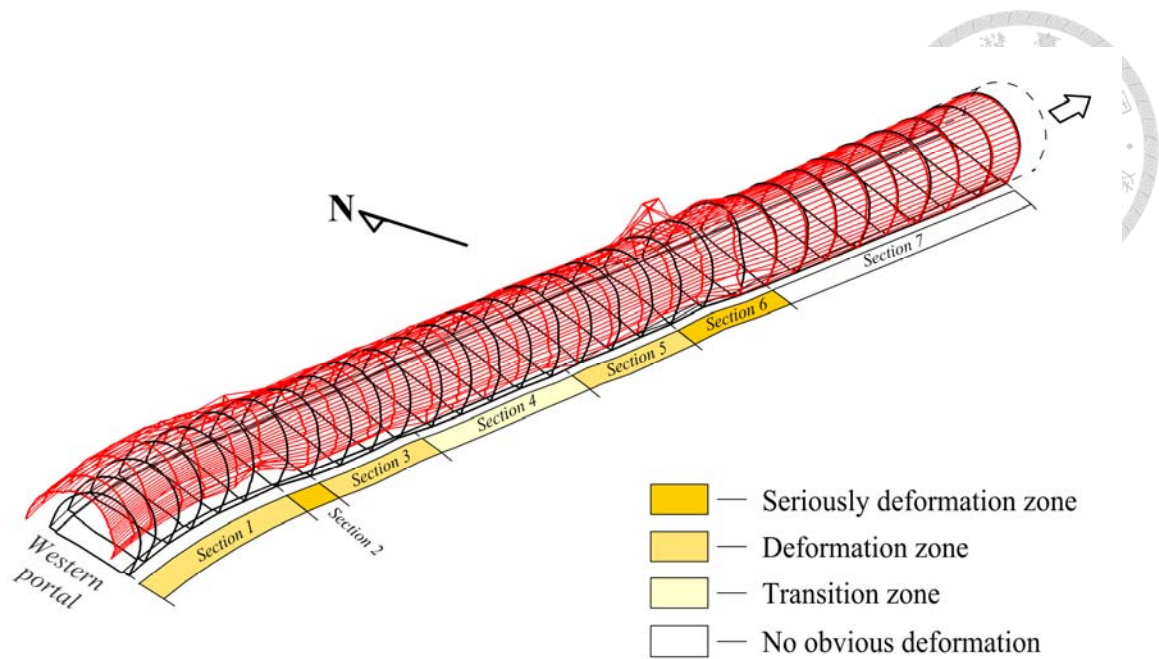


圖 5.4-15 案例隧道變形特性分區

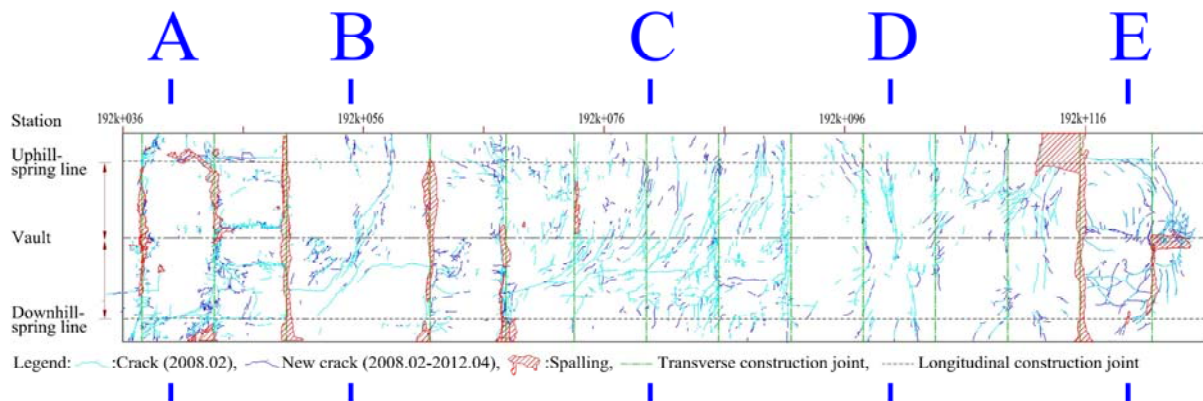


圖 5.4-16 案例隧道 2008-2012 期間新增裂縫分布圖

5.4.5 小結

特徵模態法基於模態之間的比例關係，不但能夠詳盡了解斷面純變形部分之含義，還可量化斷面變形與平移之相對大小。以微變監測技術對案例隧道實測，並經由特徵模態解析後，可以辨別形貌類似之隧道變位的差異，且對其提出系統性、科學性的解釋。應用結果顯示本研究所提襯砌微變監測技術不僅可應用於建成隧道結構行為的監測，透過變位模態法的解析，亦可提供隧道變位肇因診斷的依據，以至於隧道結構穩定分區或分段的參考。

第六章 結論與建議



本研究針對隧道在營運期間結構行為的變化，期藉由分析營運中隧道的變位，以定義變位表徵來了解隧道於監測期間的變形特性或/及異狀肇因變化的綜合結果。透過提出之特徵模態法與獲取實際隧道變位之襯砌微變監測技術，可系統性地得到營運中隧道的有效監測變位，建立有效的隧道長期變位資料庫，為隧道生命週期式維護管理打下穩固的基礎。

6.1 結論

(一)特徵模態法方面

1. 在岩體與襯砌均為彈性，且襯砌和岩體不可分離的條件下，隧道二維斷面具有一組彼此正交且相異的變位模態，本研究稱之為特徵模態。每一個特徵模態是一種斷面變位類型，每一組特徵模態包含斷面垂直(2a-1)、水平平移(2a-2)與斷面旋轉(1a)三種剛體運動，和各種斷面變形如橢圓變形(3a-1 與 3a-2)、方形變形(4a-1 與 4a-2)等。特徵模態之開發用意在於利用形態容易理解的變位模態解析營運中隧道複雜的變位，將隧道變位分解為各個特徵模態之線性組合，定量地區分以往無法解釋的隧道變位。特徵模態數量取決於監測點數量，監測點數量較多的隧道斷面之特徵模態必包含監測點數量較少者的特徵模態。換言之，增加監測點數所擴增的特徵模態形態趨向複雜，可解析出更為繁複的變化。
2. 圓形隧道特徵模態按切向與徑向變位分量分類，第一類模態變位分量全為切向或全為徑向，展現出的變位表徵為旋轉(1a)和均向壓縮(1b)兩種；第二類以後的模態之徑向與切向變位分量可用三角函數來表示，具有 n 個監測點的隧道斷面之第 k 類變位模態表示如

$$\frac{1}{\sqrt{n}} \left[\cos(k-1)\theta \bar{r} \pm \sin(k-1)\theta \bar{t} \right]$$

$$\text{和 } \frac{1}{\sqrt{n}} \left[\cos(k-1) \left[\theta + 2\pi/(k-1) \right] \bar{r} \pm \sin(k-1) \left[\theta + 2\pi/(k-1) \right] \bar{t} \right],$$

週期為 $2\pi/(k-1)$ 。其中以徑向和切向分量以加號連接者歸於主類別 a 類，用負號連接者歸於次類別 b 類，a 類變位形態直觀，物理意義明確。2a 類的兩個模態 2a-1 和 2a-2 表現出斷面整體垂直和水平向變位，3a 類橢圓變形在橢圓長軸受拉、短軸受壓，當長軸或短軸位於 45° 時斷面係受純剪作用，4a 類隧道斷面變位後呈三角形，5a 類變位後呈方形，6a 類為五邊形變位，依此類推。使用八個監測點所得到的變位模態最多可辨識出七角形變位。

3. 正交且相異的特徵模態在常見隧道斷面形狀包含圓形、橢圓形與馬蹄形，以及等同於各

種地質強度因子(GSI)值的岩體(改變岩體楊氏模數)皆存在，但形態略有不同。橢圓形隧道之特徵模態與圓形隧道除模態 1b 外(均勻壓縮或膨脹)，其餘模態均相當一致。橢圓形隧道的模態 1b 在左右側壁變位量較圓形 1b 模態來得小，在頂拱與仰拱變位卻較大，這是因為直立的橢圓形斷面側壁較接近隧道中心，而隧道受均向壓縮時越靠近中心處徑向應力越大越緊密，越不易產生變位。馬蹄隧道的特徵模態可以分為上半圓拱、仰拱靠近側壁部分與側壁，以及仰拱中央部分來討論，特徵模態在圓拱部位的變化與圓形隧道相同，係週期漸減之三角函數。側壁受圓拱影響，呈現類似圓拱的波形但週期略減少，側壁的變位形態會沿續至仰拱的左右兩側約 1/2~1/3 之間。而仰拱中央部位的徑向和切向變位其中一個呈線形，另一略呈二次曲線。

4. 岩體地質強度因子 $GSI=20、40、60、80、100$ 五種情形下圓形隧道的特徵模態結果顯示無論 GSI 如何改變，旋轉(1a)與均勻變形(1b)皆無明顯變化，但第二類之後的特徵模態即有 GSI 越大， r 變位分量極大值變大、極小值變小，而 t 變位分量極大值變小、極小值變大的現象。此乃因為 GSI 越大，岩體變形模數越強，越不容易產生變位，使得襯砌相對較柔軟，故襯砌在徑向方向越易產生變位。由於分析過程設定襯砌與岩體不可分離，襯砌欲產生切向變位時受到岩體束制，故岩體 GSI 越大切向越不易發生變位。

(二)隧道襯砌微變監測技術方面

1. 隧道襯砌微變監測技術整合衛星定位控制測量、導線控制測量、路線測量暨回歸計算與襯砌三維絕對坐標全斷面測量為技術作業架構，各環節精度均受到嚴格控制。閉合導線精度須達基本控制測量二等導線 1/20,000 標準，且每次監測皆以當次 GPS 控制網形心為基準，回歸獲得精準的隧道線形後，方利用高精度(標稱精度 $2\text{ mm} + 2\text{ ppm}$)新型全測站的自動目標識別與照準功能以無稜鏡測量模式施行斷面監測點放樣，計讀點位坐標，重複施測使單點誤差達 3-5 mm。此技術乃針對營運中隧道之需求所開發，監測結果可滿足其對監測資料的需求。
2. 襯砌微變技術測得之三維絕對變位經本研究提出的系統性處理流程，可根據現今二維分析所需，提供使用者直接可用之資訊。本研究假設隧道監測斷面變位前後平面保持平面，將變位前、後隧道斷面形心位置的差視為隧道斷面整體平移，經過計算後，三維絕對變位分為隧道斷面所在平面上以及平面外變位，平面上變位包含平面上整體變位以及平面上純變形兩種。平面上純變形可用於計算 I_d ，繪製 I_d 曲線與特徵變形曲線相比對，平面上變位的總和係特徵模態法之分析輸入值，兩者與平面外變位可共同用於了解實際隧道

的分區變位特性。



(三)隧道案例實際應用方面

1. 本研究從 2009 年起對位於潛移邊坡上的台灣東南部某公路隧道施行襯砌微變監測，每次量測符合精度要求，監測結果顯示的隧道運動方向和現場邊坡傾度管地表位移相近。三維變位展示、隧道斷面平面外變位與平面上變位特徵模態分析結果，分別提供不同的方式了解隧道運動行為，亦可與其他監測結果相互驗證。
2. 案例隧道現場可觀察到兩處大規模錯移，本研究以 2009 年至 2012 年監測結果解析後按變位與變形特徵進一步定義出六個區域，顯著錯移附近皆為嚴重變形區，嚴重變形區周圍接連著變位與變形均較緩和的變形區，在兩個嚴重變形區之間並存在一個漸變區。

6.2 建議

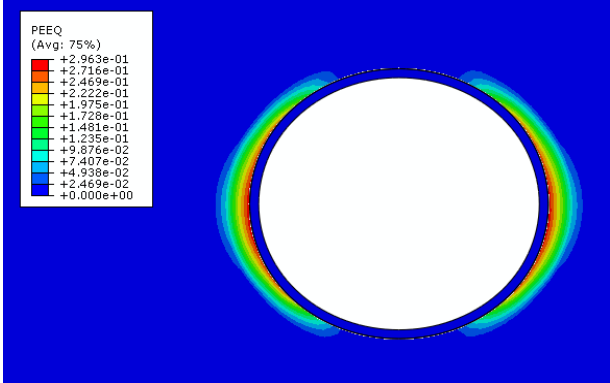
1. 特徵模態是一組互相正交的向量，因此用以解析具有相同維度的隧道變位時，無論如何均可求得一組解。例如具有 16 個監測點的馬蹄形隧道變位，即便以圓形隧道特徵模態解析仍可獲得答案，這個答案雖在某種程度上可解釋馬蹄形隧道行為，但勢必存在一定的偏差。本研究提出襯砌和岩體為彈性，襯砌—岩體不可分離假設下之特徵模態，建議持續探討各種變因如材料特性(彈塑性材料)，考慮初次支撐，探討不同支撐類型、不同襯砌/支撐厚度、不同襯砌—岩體介面特性改變時對特徵模態之影響。建議除求取特徵模態之外，亦應釐清各變因作用下特徵模態是否仍具有正交且相異的特性，並提出若以本研究採基本條件求出之特徵模態分析將產生多少誤差。
2. 營運中隧道行為之評估仰賴長期監測，由於多數隧道建造後至第一次監測期間之受力與變位歷史未知，可利用多期連續監測結果回饋修正各項參數。做法例如以初次監測評估之岩體和襯砌參數求取特徵模態，分析第一個監測期間(初次監測與第二次監測之間)的變位，假定引致隧道變位的機制以同樣規模和速率持續作用，則基於第一個監測期間所預測的第二個期間變位與實際變位的偏差量，視為隧道結構的弱化，依此反算獲得第二次監測時岩體與襯砌的參數。未來可考慮制定運用長期監測結果回饋修正參數的流程。
3. 襯砌受力後首先產生變位，而後才發展為裂縫。本研究提出的每個特徵模態變位形態已知，可透過數值模擬分析各模態變位對應的襯砌應力，找出最大張應力與壓應力位置，有可能建立模態與裂縫之關係。然特徵模態法分析的是某個監測期間內隧道變位，故此法評估的係於該監測期間新生裂縫可能的形態。此外，特徵模態取平面上變位分析，每

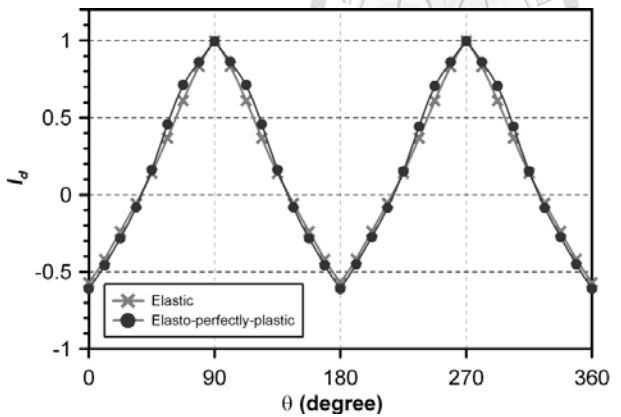
個模態對應的裂縫產生位置位於單一隧道斷面上，而現地觀察到的襯砌裂縫多橫跨多道斷面，兩者之間尚存在困難待克服。

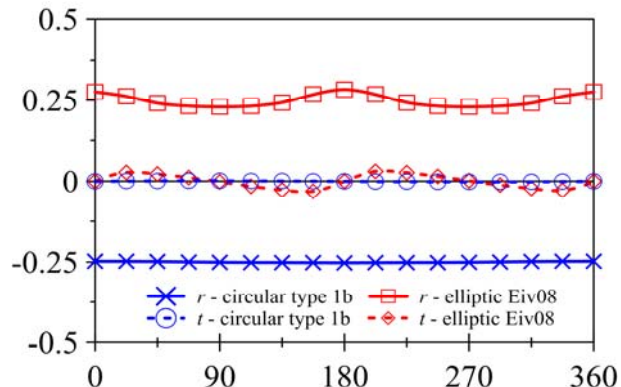
4. 特徵模態法已可將隧道變位拆解為模態線性組合，如能建立每個模態與對應的外力增量之關係，有機會透過模態組合估計隧道在監測期間所受的外力增量，並以之推測引致該外力增量的可能機制，或用於預測隧道在未來可能產生的變位，對隧道補強設計將有莫大貢獻。惟目前為止各模態與外力增量形態的關係，已確知的僅有均勻變形或膨脹(1b)、垂直平移(2a-1)、水平平移(2a-2)、橢圓變形(3a-1)共四個模態，尚不足以對外力增量提出建議。往後除持續求取造成其他特徵模態之外力增量外，亦須注意岩體參數評估可能存在誤差，特徵模態所建議的外力增量形態或許正確，但要精準評估外力增量的大小仍有一定困難。
5. 根據本研究對馬蹄形隧道特徵模態的討論，馬蹄形隧道在側壁和仰拱建議至少須有 4 個監測點方可描述變位波形，案例隧道應用時側壁符合此規定，但路面因隆起而持續進行路工修復，無法取得仰拱變位資訊，故仰拱變位係以 spline 差值推測而來。實務應用時建議可考慮於路面打設固定控制點，如有窒礙難行之處，則宜至少監測至兩側邊溝，再使用 spline 差值推估仰拱中央部分之變位。
6. 本研究提出的特徵模態針對隧道斷面的平面上變位作分析，然隧道變位為三維問題，除斷面所在平面上的變位之外，其他方向的變位分量也會對隧道造成影響。在隧道軸向上的壓縮、伸張、扭轉、抬升等，可考慮藉由相鄰多個隧道斷面的三維剛體運動來解釋，通過建立各種鄰近斷面相對剛體運動與隧道三維變位的關係，將二維分析結果拓展至三維，不致漏失第三個維度中所隱藏的資訊。

附錄一 問題與回覆

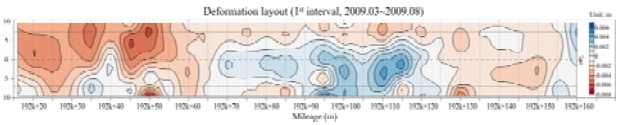


提問人 Questioner	問題 Comments of Questioner	回覆 Answers
壽克堅 老師	1. 文獻回顧內容較少，宜補充完整。文中提到的文獻有些未列在參考文獻中。	謝謝老師的指正，已重新調整 2.1 至 2.3 節內容。
壽克堅 老師	2. 本研究是否考慮了所有可能的模態？	特徵模態代表隧道斷面之變形特性，因材料組成律、襯砌－岩體介面性質、支撐與襯砌結構形式、隧道斷面形狀....等而異，本研究提出的模態為「襯砌與岩體皆均質且彈性，襯砌和岩體不可分離」條件下隧道斷面之變位模態，未包含所有可能之隧道變位模態。
壽克堅 老師	3. 本研究假設變位為特徵模態的線性疊加結果，然是否所有變位皆可線性疊加？塑性變位可否疊加？	<p>並非所有變位皆可線性疊加。本研究的中心思想是每個監測期間的隧道變位適用線性疊加，然此假設在變位較大或與前述基本條假偏差較遠時不成立。Huang et al. (2010)以圍岩與襯砌皆為完美彈塑性(elasto-perfectly-plastic)材料探討圓形隧道受遠域垂直荷載問題，分析結果之等值塑性應變分布如附圖 1，隧道左右側壁圍岩有塑性區產生，但附圖 2 顯示此案例與彈性分析結果之隧道變位表徵非常近似，說明當塑性區不至過大時，隧道的變形特性沒有顯著改變，彈性條件下的特徵模態仍可代表一部分隧道變位特性。塑性變位與應力大小、路徑等相關，理論上不可線性疊加，但有可能利用彈性分析結果加上一部分誤差來描述。</p>  <p>附圖 1 等值塑性應變分布圖(許志豪，2008)</p>


提問人 Questioner	問題 Comments of Questioner	回覆 Answers
		 <p>附圖 2 彈塑性案例之變形特徵曲線(重繪自 Huang <i>et al</i>, 2010)</p>
壽克堅 老師	4. 監測技術在本研究中的角色為何？是否全為自行開發？如係合作開發應註明。技術精度的驗證宜說明清楚。	感謝老師的提醒。監測技術為與台北科技大學王泰典教授與錄欣公司共同合作開發，已於 3.2 節註明。本技術整合數項作業，其中每一個作業之精度範圍皆是以本研究案例隧道實際測試結果。
壽克堅 老師	5. 特徵模態都是二維，但實際問題可能更為複雜，如案例隧道襯砌有許多裂縫，部分隧道裂縫的背後可能是孔洞，變形不完全是連體行為，在挑選斷面 A、B、C、D、E 時排除了哪些因素？	挑選隧道斷面時考量本研究係建制於連體假設下，選擇施工縫與施工縫之間，位於施工單元上而非施工縫位置的斷面；並儘量避免有過多開口裂縫之斷面。此外，亦由隧道三維變位和隧道平面外向量等觀察案例隧道的分區行為，以選擇每區代表性斷面做討論。
壽克堅 老師	6. 隧道監測當然是出了問題之後才開始量，然而在開始監測之前隧道變形了多少？前期變形有沒有考慮的必要？有無可能有重要的模態在前期變形中已發生但無法掌握，如何解決這類問題？	監測之前的隧道變形無法確知，若能有隧道建成至今完整的監測記錄，則能對營運中隧道的行為有突破性了解，但目前仍無法以現況推測過去所發生的變位量或重要的變位模態。台灣大學岩石力學研究室團隊現正推動國內新建隧道從建成後開始留下監測記錄的概念，期待未來能夠制度化，逐漸達到以隧道工程全生命週期考量的維護作法。

提問人 Questioner	問題 Comments of Questioner	回覆 Answers
壽克堅 老師	7. 本研究發展的方法可以如何應用？目的為何？潛在應用有哪些？	本研究之開發目的為解析營運中隧道變位，最初構想為找出隧道如結構受震或柱挫曲的幾種變位模態，找出造成各模態的外力增量，即可透過分析隧道變位了解監測期間隧道所受的外力增量。然因隧道變位與外力的關係可能並非一對一，因此本研究改以探討 隧道周圍岩體之變位場，目前已得知模態 1b、2a-1、2a-2、3a-1 與 3a-2 對應的周圍岩體變位。未來可應用於區分、定量解析歲到變位，並對隧道補強設計建議分區設計原則。
陳堯中 老師	1. 模態是由力量還是位移擾動而來？如何獲得特徵模態？請說明其中的連結。	本研究特徵模態是由單位力擾動獲得，在襯砌表面某一個監測點施加單位外力(其它監測點可自由移動)後獲得一組斷面變位，依序在每個監測點上分別加水平和垂直單位力，將這些斷面變位每個視為一個向量，組合為矩陣後，求該矩陣的特徵向量即為特徵模態。
陳堯中 老師	2. 特徵模態與襯砌厚度、勁度、隧道半徑的關係為何？	<p>隧道襯砌厚度、勁度與隧道半徑不在本研究範疇中，然本研究討論橢圓形斷面隧道時得知其相當於圓形隧道均勻壓縮/膨脹的模態(1b)在 0° 和 180° 壓縮/膨脹量較大，在 90° 和 270° 壓縮/膨脹量較小，反映隧道半徑較小時徑向勁度相對於半徑較大者為高。</p>  <p>附圖 3 橢圓形隧道與圓形隧道均勻壓縮模態(1b)之比較</p>

提問人 Questioner	問題 Comments of Questioner	回覆 Answers
陳堯中 老師	3. 特徵模態與力之關的關係是什麼目前是否仍不太清楚？純剪模態是否即代表由純剪外力所造成的呢？在隧道工程上，什麼樣的應力狀態會使隧道產生旋轉 45°？特徵模態中有旋轉模態，為何又會有彼此相隔轉角 45°的兩個模態呢？是否代表這個線性組合不是惟一的？應用上會不會有問題？	在推求特徵模態時，採用的是直角坐標系，因此每一類形態相同的模態都有兩個，分別相距 1/4 個週期。與旋轉與均勻變形模態不同，其他模態兩兩一組方能完整描述平面上二維行為。目前找出的特徵模態有可能不是惟一的，但當維度相同時，不同組模態之間應存在轉換關係。
陳堯中 老師	4. 論文中探討的是微變監測，微變的定義為何？是否是 1 cm 以內？案例隧道的變形量值在數十公分，而技術針對微變位，其中是否有所衝突？案例隧道主要變位模態是平移，扣除掉平移之後其他變形模態的影響比較小，有無其他變形較微小的隧道案例較適於微變位監測技術之取向？	微變監測技術是高精度量測技術，「微變」取其可量測到微變位之意，為避免誤解，已於 3.2 節加入說明。微變監測技術精度在±3-5 mm 之間，遠小於案例隧道變位量值，測量結果可信度高。本研究初期訪查國內有變形現象的隧道，選擇其中數座量測變位，但部分隧道經過鋼線網和支保補強而無法直接施測隧道表面，或因機制關係變形過於微小而逐一停止監測，最終乃鎖定目前的案例隧道做長期追蹤測量。
陳堯中 老師	5. 就整個隧道施工來講，二次襯砌在力學上的功能是什麼？目前的假設與初次支撐較一致，因為初次支撐與岩體是結合的。在某些地質特別弱的地方，二次襯砌也可能配鋼筋，對於隧道結構的假設和定義可能需要釐清。	在新奧工法的設計理念中，二次襯砌不受力，除美觀外提供另一重額外的保護作用。關於初次支撐、不同結構類型的二次襯砌對特徵模態的影響，本研究未加以討論，已補充在 6.2 建議中，未來可進一步探討。

提問人 Questioner	問題 Comments of Questioner	回覆 Answers
陳堯中 老師	6. 如果有塑性區或襯砌劣化情形，特徵模態是否存在？線性疊加的假設若不成立，不存在惟一解，那麼各種組合都有可能，如何處理？	岩體塑性區不大時，可利用彈性特徵模態描述，然塑性區大小以及運用彈性特徵模態解析的誤差有必要深入討論，已將初步構想加入6.2節。
陳堯中 老師	7. 基礎工程中通常考慮基礎的寬度、厚度與土壤地盤反力係數，襯砌厚度對隧道勁度的貢獻無法僅以楊氏模數代表，其影響有必要獨立討論。	感謝老師的建議，未來相關參數討論包含襯砌厚度、襯砌-岩體介面性質、隧道半徑、勁度...等皆會納入考量。
陳堯中 老師	8. 本研究分析隧道變形，能夠區隔力學上或物理上的原因嗎？物理上原因指的是如膨脹性隧道，或者襯砌本身劣化、材料性質變異這一類因素；所謂力學上指的是外力變化等的影響。	特徵模態僅針對變位作分析，欲分辨變位來自力學上或物理上的原因，還需要其它監測資料如透地雷達、地電阻、混凝土中性化試驗、混凝土鑽心試驗、襯砌表面裂縫分布...等的佐證。
林銘郎 老師	1. 本研究分析隧道變形的作法與地質學家類似。二維隧道斷面切開後有如高樓結構震態有模態一、二、三...等，但三維隧道在斷面之間可能有很大的相對位移，在選取斷面分析之前，是否應該先畫出應變場，取應變較均勻的斷面？	<p>本研究選擇斷面時已儘量避開施工縫位置，至於隧道襯砌表面應變場的分布如何納入斷面挑選原則，因目前斷面間隔為5 m，雖可做出變位或純變形量等高線圖(附圖4~附圖6)，但用於判斷應變或變位是否均勻，仍過於稀疏。建議未來應用時可於變位或變形嚴重區域縮短斷面間距，而目前案例隧道成果則可用於討論岩體的區域變形。</p>  <p>附圖4 2009.03~2009.08 期間隧道純變形量展開圖(Chiu et al., 2011)</p>

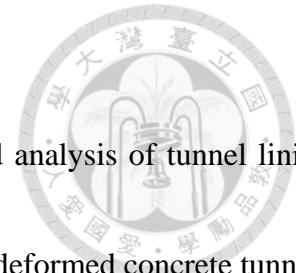
提問人 Questioner	問題 Comments of Questioner	回覆 Answers
		<div data-bbox="820 241 1447 360"> </div> <p>附圖 5 2009.08~2010.04 期間隧道純變形量展開圖(Chiu et al., 2011)</p> <div data-bbox="820 472 1447 591"> </div> <p>附圖 6 2010.04~2010.12 期間隧道純變形量展開圖(Chiu et al., 2011)</p>
林銘郎 老師	2. 三維變位如何分解到二維斷面上？	<p>假設斷面變位遵循平面保持平面，將每次量測結果回歸至平面上後計算形心，視斷面在不同時間的形心三維變位為該斷面的整體平移，再把形心整體平移量分解為斷面所在平面上分量以及平面外分量，平面外分量就當作該斷面以平面保持平面方式的面外平移，平面上分量係位於面上的斷面整體平移。而後分別將每次量測時的隧道斷面監測點三維坐標轉換至斷面所在回歸平面上，且以該斷面形心為原點，如此把前後兩次隧道斷面監測點之三維坐標分別旋轉至回歸平面以形心為原點的坐標，相減所得變位為平面上純變形量，再加上前述平面上整體平移，即為二維斷面所在平面上的變位。</p>
林銘郎 老師	3. 相鄰兩個斷面之間的剛體運動是否可以透過模態分析求得？	<p>相鄰兩個斷面之間的剛體運動可以利用兩個斷面剛體運動模態 1a(旋轉)、2a-1(垂直平移)、2a-2(水平平移)量值的差來求得。</p>
林銘郎 老師	4. 假設現地觀察到節理打開，例如地表有比較大的陷落，以斷面 A-E 任一個為例，如何用模態分析結果來解釋？投影片 p.47 中模態一(垂直平移)、二(水平平移)和五(旋轉)可以再引導到岩體變形，說明是	<p>現地節理張開則通常岩體有明顯開裂，可透過觀察區域範圍內隧道斷面的剛體運動模態是否在某處有顯著差異來判別岩體開裂位置，或者利用剛體運動模態遞增/遞減的量值變化推測區段內岩體變形程度。</p>

提問人 Questioner	問題 Comments of Questioner	回覆 Answers
	因為岩體變形導致隧道斷面產生這樣的變位，讓讀者較容易理解。	
林銘郎 老師	5. 案例隧道既然已有大到肉眼便可觀察的裂縫，為何還需要多此一舉去以模態分析？模態分析結果中特別列出不計平移之特徵模態比例，且變形模態多達數十個，這麼做的用意是什麼？	案例隧道雖有兩處明顯的錯移，然此錯移為何會發生、如何分別兩個錯移處鄰近的隧道斷面變位特性的異同、兩處錯移分別對隧道的影響範圍有多長...等問題，皆非現場觀察裂縫形態可得知。本研究採用 16 個監測點、32 個特徵模態的馬蹄形模型分析案例隧道，從圖 5.3-8 可看出案例隧道歷年變位大概都是整體平移(圖 5.3-8 中模態 1 和 2)最多，而越遠離隧道洞口的斷面如斷面 E，高次項表徵較複雜的變形模態越明顯，說明靠近洞口的隧道斷面因岩體束制小或者岩坡滑動顯著，斷面變位行為係整體平移為主，而遠離洞口時雖仍被岩體帶動產生變位，但整體平移不易故斷面變位行為以純變形為主，且複雜形態的變形模態比例漸高。
林銘郎 老師	6. 目前解析的結果，剛體運動是很容易理解的，但其他模態的物理意義應該如何解釋？案例隧道所在的邊坡有塊體下滑行為，代表旋轉的模態應該也可以用來說明某個區段的旋轉行為。隧道襯砌受到岩體作用，斷面抬高、平移與轉動的行為宜作補充描述。	目前特徵模態代表的物理意義已確定的有平移模態(2a-1、2a-2)、旋轉模態(1a)和均勻膨脹/壓縮模態(1b)，其他模態所代表的隧道週遭變位場或外力增量，仍有待進一步研究探討。隧道沿線斷面剛體運動的變化可利用圖 5.3-7 斷面 A~E 總變位量的特徵模態分析結果來解釋，由斷面 A 至 E 垂直與水平平移模態先降後升再降，在斷面 A 和斷面 C 有局部較大值，表示在斷面 B、C 之間可能存在較大的岩體變形邊界，使得通常而言越遠離洞口的隧道斷面平移較小的現象出現改變。
鄭富書 老師	1. 論文題目「微變位監測技	謝謝老師的指正，已按建議修正論文題目。

提問人 Questioner	問題 Comments of Questioner	回覆 Answers
	術」容易使人誤解為只適合用於量測微小變位的技術，建議修改為高精度量測技術。	
鄭富書 老師	2. 缺少英文摘要。參考文獻不完整，請補齊。	感謝老師提醒，英文摘要及參考文獻等已補完。
鄭富書 老師	3. 論文中平移(translation)、變形(deformation)應該定位清楚，語法不可混淆。	謝謝老師的建議，此部分補充說明於 3.1 節之中。
鄭富書 老師	4. 在論文之初宜將研究的假設與限制，以及要處理的問題範圍定義清楚，例如塑性區不可過大、集中荷重不適用、隧道結構類型如有無仰拱等。	謝謝老師的建議，本研究的假設與限制於 3.1 節及 3.1.1 節中加入額外說明。
鄭富書 老師	5. 塑性是一個涵蓋很廣的問題，但只要塑性區不大，隧道變位其實與彈性相差不大，塑性區雖會影響隧道行為，但並不會使隧道行為發生遽變式的改變，可將以往研究成果補充在論文中。	感謝老師的建議，此部分補充於論文 4.3.2 節之中。
鄭富書 老師	6. 目前模態是二維，但實際隧道是三維問題，第三個維度上的行為必須用剛體運動來說明，因此平移和旋轉不可謂不重要。本研究在變位太大時不適用，因基本假設條件已不符合，但營運中隧道通常變位也不至於過大。二維如何推展至三維，可列在第	謝謝老師，初步想法已加入 6.2 建議中，未來會持續朝此方向發展。

提問人 Questioner	問題 Comments of Questioner	回覆 Answers
	六章的建議之中。	
李德河 老師	1. 本研究的假設是山岳隧道還是潛盾隧道？不同的施工方法有無影響？是否有可能用在潛盾隧道上？	本研究不侷限於山岳或潛盾隧道，兩種隧道的襯砌類型、岩體－襯砌接觸性質等不同之處，後續若經參數分析釐清，則無論山岳隧道或潛盾隧道皆可應用。施工方法亦可能對特徵模態有影響，如鑽炸工法
李德河 老師	2. 襯砌表面看到的裂縫是否在整個襯砌厚度中皆一致？如何了解裂縫是否貫穿整個襯砌？	僅由表面觀察無法得知襯砌裂縫是否在整個厚度中皆一致，可利用透地雷達、敲擊回音、混凝土鑽心等技術輔助研判裂縫在襯砌內部的延伸狀況。
李德河 老師	3. 現場量測時監測點是否一定要均勻分布？	監測點是否均勻分布對分析結果之影響目前尚未作探討，但本研究在量測案例隧道時佈設的監測點是均勻分布。
李德河 老師	4. 公路隧道仰拱都會加鋪面層，幾乎只能量測到上半部分，怎麼處理？	最理想的狀態是於仰拱設如測量水準點班的混凝土或 RC 控制樁，但實務上可行性較低，可利用上半至左右側壁監測結果，將水平與垂直變位以 spline 曲線擬合後內插取得變位數值。
李德河 老師	5. 此研究假設襯砌和岩體都是彈性，而且兩者不可分開。但案例隧道周圍岩體為石英雲母片岩，和假設不同，這樣的分析結果可能會有什麼問題？	案例隧道周圍岩體是石英雲母片岩，但大部分破碎且風化程度高，並夾有崩積層，行為已較接近土壤而非岩體，與本研究均質彈性之假設雖仍存在差距，但有近似之處。
李德河 老師	6. 特徵模態法的限制在論文中應說明清楚。	特徵模態法的假設、限制與開發目的已於 3.1 節和 3.1.1 節中加入說明，謝謝老師的建議。
李德河 老師	7. 論文裡的結論比較類似研究方法的介紹而非結論，建議修改。	感謝老師的提醒，結論和建議已全面修正。

參考文獻



- Aruga, T., Arai, Y., Tsuno, K. (2007). Non-linear stiffness behavior and analysis of tunnel lining with reinforcing bars. *Quarterly Report of RTRI*, 48(1), 44-49.
- Gantmacher, F.R. (2005). *Applications of the theory of matrices*: Dover.
- He, W., Wu, Z.S., Kojima, Y., Asakura, T. (2009). Failure mechanism of deformed concrete tunnels subject to diagonally concentrated loads. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 24(6), 416-431.
- Hisatake, M., Hieda, Y. (2008). Three-dimensional back-analysis method for the mechanical parameters of the new ground ahead of a tunnel face. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23(4), 373-380.
- Hoek, E., Brown, E.T. (2002). *Underground excavations in rock*. Great Britain: Spon Press.
- Hoek, E., Diederichs, M.S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43(2), 203-215.
- Huang, K.P., Wang, T.T., Huang, T.H., Jeng, F.S. (2010). Profile deformation of a circular tunnel induced by ambient stress changes. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 25(3), 266-278.
- Huang, R.Q., Xiao, H.B. (2010). Deformation mechanism of a shallow double-arch tunnel in a sloping rock mass. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 69(1), 89-97.
- Idris, J., Al-Heib, M., Verdel, T. (2009). Numerical modelling of masonry joints degradation in built tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24(6), 617-626.
- Idris, J., Verdel, T., Al-Heib, M. (2008). Numerical modelling and mechanical behaviour analysis of ancient tunnel masonry structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23(3), 251-263.
- Kirsch, G. (1898). Die theorie der elastizitat und die bedurfnisse der festigkeitslehre. *Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure*, 42, 797-807.
- Kojima, Y., Yashiro, K. (2005). Deformation behavior of tunnel lining due to ground surface loading and unloading above the tunnel. *Quarterly Report of RTRI*, 46(2), 143-146.
- Lee, C.H., Chiu, Y.C., Wang, T.T., Huang, T.H. (2013). Application and validation of simple image-mosaic technology for interpreting cracks on tunnel lining. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 34, 61-72.
- Mohamad, H., Bennett, P.J., Soga, K., Mair, R.J., Bowers, K. (2010). Behaviour of an old masonry tunnel due to tunnelling-induced ground settlement. *Geotechnique*, 60(12), 927-938.
- Mohamad, H., Soga, K., Bennett, P.J., Mair, R.J., Lim, C.S. (2012). Monitoring Twin Tunnel Interaction Using Distributed Optical Fiber Strain Measurements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(8), 957-967.
- Obara, Y., Fukushima, Y., Yoshinaga, T., Shin, T., Ujihara, M., Kimura, S., Yokoyama, T. (2011). *Measurement of rock stress change by Cross-sectional Borehole Deformation Method (CBDMD)*. Paper presented at the Proceedings of the 12th ISRM Congress, Beijing.
- Sakurai, S., Akutagawa, S., Takeuchi, K., Shinji, M., Shimizu, N. (2003). Back analysis for tunnel engineering as a modern observational method. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 18(2-3), 185-196.
- Sandrone, F., Labiouse, V. (2011). Identification and analysis of Swiss National Road tunnels pathologies. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 26(2), 374-390.
- Shimamoto, K., Yashiro, K., Kojima, Y., Asakura, T. (2009). Prediction method of tunnel deformation using time-dependent ground deterioration model. *Quarterly Report of RTRI*, 50(2), 81-88.
- Stiros, S., Kontogianni, V. (2009). Mean deformation tensor and mean deformation ellipse of an excavated tunnel section. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46(8), 1306-1314.

- Wang, T.T. (2010). Characterizing crack patterns on tunnel linings associated with shear deformation induced by instability of neighboring slopes. *Engineering Geology*, 115(1-2), 80-95.
- Wang, T.T., Jaw, J.J., Chang, Y.H., Jeng, F.S. (2009). Application and validation of profile-image method for measuring deformation of tunnel wall. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24(2), 136-147.
- Wang, T.T., Jaw, J.J., Hsu, C.H., Jeng, F.S. (2010). Profile-image method for measuring tunnel profile - Improvements and procedures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 25(1), 78-90.
- Yuan, Y., Bai, Y., Liu, J.H. (2012). Assessment service state of tunnel structure. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 27(1), 72-85. doi: DOI 10.1016/j.tust.2011.07.002
- 日本土木學會. (2003). 隧道的變形機制. 東京, 日本: 日本土木學會.
- 日本土木學會. (2009). 隧道的維護管理 (蘇藤成譯.). 台北: 財團法人中興工程科技研究發展基金會.
- 王泰典, 王文禮, 黃燦輝. (1994). 台灣地區隧道反算分析之應用 海峽兩岸土力學及基礎工程暨地工技術學術研討會論文集 (pp. 第 492~497 頁). 西安.
- 王泰典, 黃燦輝, 鄭富書, 薛文城, 傅子仁. (2007). 台灣隧道襯砌異狀類別之探討 隧道建設 (92 ed., Vol. 第 27 卷(增刊: 第六屆海峽兩岸隧道與地下工程學術及技術研討會論文集). 昆明.
- 李佳翰. (2013). 山岳隧道襯砌異狀肇因診斷技術研究. (博士), 國立臺北科技大學, 台北.
- Author (Translated Author) (Year). **Title** (Translated Title) (Translator 譯) (第 Edition 版) (第 Volume 冊). Place Published: Publisher. (原作 Original Publication 年出版)
- 陳堯中, 姚錫齡, 徐力平. (1997). 隧道自動化量測系統 隧道設計與施工自動化研討會論文集 (pp. 第 25~44 頁). 台北.
- 黃燦輝, 何泰源, 姚錫齡, 常岐德, 張吉佐, 李宏徹. (1999). 震後隧道結構快速診斷手冊之建立與震後隧道結構快速補強手段: 財團法人台灣營建研究院.
- 黃燦輝, 林銘郎, 王泰典. (2008). 隧道襯砌非破壞性檢測技術之開發 (pp. 238). 宜蘭: 交通部鐵路改建工程局東部工程處.
- 黃燦輝, 鄭富書. (1997). 老舊交通隧道之安全檢測、維修與補強技術研訂(I): 交通部委託研究計畫報告.
- 黃燦輝, 鄭富書. (1998). 老舊交通隧道之安全檢測、維修與補強技術研訂(II): 交通部委託研究計畫報告.
- 黃燦輝, 鄭富書, 王泰典, 李維峰. (2009). 隧道補強技術與材料之開發 (pp. 319). 宜蘭: 交通部鐵路改建工程局東部工程處.
1. Chiu, Y.C., Wang, T.T., Huang, T.H. (2014). Analyzing deformation patterns of operational rock tunnels: A novel characteristic matrix approach, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* (under revision).
 2. Chiu, Y.C., Wang, T.T., Huang, T.H. (2013). An innovative approach for recognizing deformation patterns of a built circular tunnel. *the 3rd SINOROCK symposium*, Jun. 18-20, Shanghai, China, 445-450.
 3. Chiu, Y.C., Lee, C.H., Wang, T.T., Huang, T.H. (2011). Study on displacement and deformation patterns of an operational tunnel induced by slope instability. *the 24th KKCNN Symposium on Civil Engineering*, Dec. 14-16, Hyogo, Japan, 443-446.
 4. Rabcewicz, L.V. (1964). The New Austrian tunnelling method. *Water Power*, 16, 453-457 (part 1) and 17, 19-24 (part 3).
 5. Terzaghi, K. (1942). Shield tunnels of the Chicago Subway. *Journal of Boston Society of Civil Engineers*, 29(3), 163-210.

6. Wang, T.T. (2014). Evolution of and factors affecting a deep-seated creeping slope in southeastern Taiwan (manuscript).
7. 邱雅筑、陳正勳、王泰典、鄭富書、黃燦輝 (2012)：襯砌剖面變形特徵曲線與微變監測技術應用於營運中隧道荷載變化之評估，中國土木水利工程學刊，第二十四卷，第二期，第 101-109 頁。
8. 邱雅筑、王泰典、鄭富書、黃燦輝 (2008)：攝影測量技術於隧道檢測之應用，第七屆海峽兩岸隧道與地下工程學術及技術研討會暨海峽兩岸岩土工程和地下工程青年科技研討會論文集，8 月 29-30 日，大連，247-254。
9. 許志豪(2008)：雷射剖面影像法及剖面變形之成因回溯探討，台灣大學土木工程學系，碩士論文，台北。
10. 邱雅筑(2007)：隧道剖面量測技術及相應應力增量回溯分析，台灣大學土木工程學系，碩士論文，台北。
11. 翁孟嘉(2001)：麓山帶砂岩之力學特性及其與微組構關係研究，台灣大學土木工程學系，博士論文，台北。
12. 蔡立盛(2005)：砂岩隧道彈塑性模式之分析與探討，台灣大學土木工程學系，博士論文，台北。
13. 張裕沅(2007)：乾/濕砂岩力學行為差別初探，台灣大學土木工程學系，碩士論文，台北。
14. 張詠詠(2009)：潛移深層地滑邊坡案例之變形特徵與運動歷程探討，臺北科技大學資源工程研究所，碩士論文，台北。
15. 羅百喬(2013)：深層地滑邊坡運動歷程暨微地動特性案例研究，臺北科技大學資源工程研究所，碩士論文，台北。
16. 朝倉俊弘、小島芳之、安東豐弘、佐藤豐、松浦章夫，「トンネル覆工の力學挙動に関する基礎的研究」，日本土木學會論文集，No. 493/ III-27，1994，pp. 79-88。(日文)
17. 野城一崇、小島芳之、藤井大三、川上義輝，「欠陥を考慮したトンネル覆工の押し抜き模型実験」，日本トンネル工學論文集，第 14 卷，2004，第 123-130 頁。(日文)
18. 小島芳之、津野究、佐野信夫、伊藤哲男、馬場弘二、松岡茂、川島義和，「三次元効果を考慮したトンネル覆工のひび割れ進展と力学特性」，日本土木學會論文集，Vol. 62，No. 1，2006，pp. 53-66。(日文)
19. 佐野信夫、伊藤哲男、馬場弘二、小島芳之、津野究、川島義和、松岡茂，「ひび割れ進展と剛性変化に基づいたトンネル覆工の健全度評価」，日本土木學會論文集，Vol. 62，No. 2，2006，pp. 194-202。(日文)
20. 中興工程顧問社 (1992)：台 20 線 191k+772 嘉寶隧道改善工程評估報告，台北：交通處公路局。
21. 林澄清、林清洲 (1999)：南橫公路台 20 線 191k+772 嘉寶隧道工程地質調查及整治規劃案例探討，台灣公路工程，第 25 卷，第 10 期，第 24-38 頁。
22. 青山工程顧問公司 (2000)：省道 20 線 191k+772 嘉寶隧道長期穩定處理方案評估比較報告，台北：交通部公路局。
23. 青山工程顧問公司 (2000)：省道 20 線 191k+772 嘉寶隧道邊坡穩定觀測成果總報告，台北：交通部公路局。
24. 鹿島工程技術顧問公司 (2003)：關山工務段省道 20 線 191k+772 嘉寶隧道自動化監測及預警系統—工作監測成果總報告，台北：交通部公路總局。
25. 永基工程顧問公司 (2008)：省道 20 號線嘉寶隧道地區後續監測計畫工作，交通部公路總局。
26. 王泰典、邱雅筑、張世卓、李佳翰(2008)：邊坡失穩引致隧道襯砌異狀之探討，地下空間與工程學報，4(4)(總第 27 期，第七屆海峽兩岸隧道與地下工程學術及技術研討會暨海

峽兩岸岩土工程和地下工程青年科技研討會論文集(A 卷))，734-741。

27. 王泰典、莊海岳、邱雅筑、李佳翰、鄭富書 (2009)：微變監測在營運中隧道穩定評估之應用，第八屆海峽兩岸隧道與地下工程學術與技術研討會論文集，11 月 18~19 日，台北，D2-1~12。
28. 王泰典、李佳翰、邱雅筑、黃燦輝 (2011)：深層地滑引致隧道變形與襯砌異狀之案例探討，隧道建設，31(增 1)(第十屆海峽兩岸隧道與地下工程學術與技術研討會論文集)，8 月 18~19 日，西安，116-122。

作者簡介



姓 名：邱雅筑 Chiu, Ya-Chu

出生日期：1982.04.09

學 經 歷：2000.09~2004.06 國立成功大學土木工程學系學士班

2005.09~2007.06 國立台灣大學土木工程研究所大地工程組碩士班

2007.06~2008.08 國立台灣大學岩石力學研究室專任研究助理

2008.09~2014.08 國立台灣大學土木工程研究所大地工程組博士班

E - m a i l : clarice.chiou@gmail.com

著 作：

期刊論文(4 篇)

1. **Chiu, Y.C.**, Wang*, T.T., Huang, T.H. (2014). Analyzing deformation patterns of operational rock tunnels: A novel characteristic matrix approach, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* (under revision) (SCI).
2. **Chiu, Y.C.**, Wang, T.T., Huang, T.H. (2014.03). Investigating continual damage of a nineteenth century masonry tunnel, *Proceedings of the ICE - Forensic Engineering*, DOI: 10.1680/feng.13.00030. (EI)
3. Lee, C.H., **Chiu, Y.C.**, Wang*, T.T., Huang, T.H. (2013.02). Application and validation of simple image-mosaic technology for interpreting cracks on tunnel lining, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 34, 61-72. [NSC 97-2221-E-027-078-MY2](#), [NSC 99-2628-E-027-006](#) (SCI)
4. 邱雅筑、陳正勳、王泰典、鄭富書、黃燦輝 (2012.06)：襯砌剖面變形特徵曲線與微變監測技術應用於營運中隧道荷載變化之評估，*中國土木水利工程學刊*，第二十四卷，第二期，第 101-109 頁。(EI)

研討會論文(11 篇)

1. **Chiu, Y.C.**, Wang, T.T., Huang, T.H. (2013). An innovative approach for recognizing deformation patterns of a built circular tunnel. *the 3rd SINOROCK symposium*, Jun. 18-20, Shanghai, China, 445-450.
2. **Chiu, Y.C.**, Lee, C.H., Wang, T.T., Huang, T.H. (2011). Study on displacement and deformation

patterns of an operational tunnel induced by slope instability. *the 24th KKCNN Symposium on Civil Engineering*, Dec. 14-16, Hyogo, Japan, 443-446.

3. **Chiu, Y.C.**, Lee, C.H., Wang, T.T., Huang, T.H. (2011). Development and characteristics of a deep-seated slope movement. *Proceedings of the 12th Congress of the International Society for Rock Mechanics*, October 18-21, Beijing, China, 1877-1880. [NSC 98-2622-E-027-016-CC3](#), [NSC 99-2221-E-002-146-MY3](#).
4. 王泰典、李佳翰、**邱雅筑**、黃燦輝 (2011.08)：深層地滑引致隧道變形與襯砌異狀之案例探討，*隧道建設*，31(增 1)(*第十屆海峽兩岸隧道與地下工程學術與技術研討會論文集*)，8 月 18~19 日，西安，116-122。
5. **Chiu, Y.C.**, Chang, Y.Y., Wang, T.T., Huang, T.H., Jeng, F.S. (2010). Micro-displacement monitoring technology and its application on structural safety inspection of operating tunnels. *the 23rd KKCNN Symposium on Civil Engineering*, Nov. 13-15, Taipei, Taiwan, 359-362. [NSC 97-2221-E-027-078-MY2](#)
6. 王泰典、莊海岳、**邱雅筑**、李佳翰、鄭富書 (2009.11)：微變監測在營運中隧道穩定評估之應用，*第八屆海峽兩岸隧道與地下工程學術與技術研討會論文集*，11 月 18~19 日，台北，D2-1~12。
7. **邱雅筑**、韓仁毓、王泰典、鄭富書、黃燦輝 (2009.11)：平差技術應用於隧道全斷面量測精度之探討，*第八屆海峽兩岸隧道與地下工程學術與技術研討會論文集*，11 月 18~19 日，台北。
8. **Chiu, Y.C.**, Wang, T.T., Huang, T.H., Lee, C.H. (2009). Characterizing anomalies on tunnel masonry linings and associated maintenance consideration. *2nd International Tunnel Safety Forum for Road and Rail*, Apr. 20-22, Lyon, France, 45-56.
9. **邱雅筑**、王泰典、黃燦輝、蕭興臺 (2008.02)：疊砌隧道襯砌異狀與維護考量之探討，*2008 岩盤工程研討會論文集*，台北，589-598。
10. 王泰典、**邱雅筑**、張世卓、李佳翰 (2008.03)：邊坡失穩引致隧道襯砌異狀之探討，*地下空間與工程學報*，4(4)(總第 27 期)，*第七屆海峽兩岸隧道與地下工程學術及技術研討會暨海峽兩岸岩土工程和地下工程青年科技研討會論文集(A 卷)*，734-741。
11. **邱雅筑**、王泰典、鄭富書、黃燦輝 (2008.03)：攝影測量技術於隧道檢測之應用，*第七屆海峽兩岸隧道與地下工程學術及技術研討會暨海峽兩岸岩土工程和地下工程青年科技研討會論文集*，8 月 29-30 日，大連，247-254。
12. 王泰典、張芳銘、**邱雅筑**、蘇峰民、林銘郎、鄭富書、黃燦輝 (2007.09)：隧道安全檢測技術之新發展，*隧道安全檢測系列研討會 II—安檢技術交流與探討論文集*，9 月 21 日，宜蘭，148-183。

其他(2 篇)

1. 王泰典、邱雅筑、鄭富書、黃燦輝(2008)：隧道結構安全管理新潮流與襯砌非破壞性檢測新技術，*地工技術*，117，17-28。
2. 邱雅筑(2007)：隧道剖面量測技術及相應應力增量回溯分析，台灣大學土木工程學系，碩士論文，台北。