

行政院國家科學委員會專題研究計畫 成果報告

隧道開挖面前期收斂行為與反算分析之研究及其應用軟體 之研發(第2年) 研究成果報告(完整版)

計畫類別：個別型
計畫編號：NSC 96-2221-E-216-020-MY2
執行期間：97年08月01日至98年07月31日
執行單位：中華大學土木與工程資訊學系

計畫主持人：李煜舫

計畫參與人員：博士班研究生-兼任助理人員：劉益銓

處理方式：本計畫涉及專利或其他智慧財產權，2年後可公開查詢

中華民國 98 年 10 月 21 日

隧道開挖面前期收斂行為與反算分析之研究
及其應用軟體之研發

計畫類別： 個別型計畫 整合型計畫

計畫編號：NSC 96 - 2221 - E - 216 - 020 - MY2

執行期間：96年08月01日至98年07月31日

計畫主持人：李煜舫

共同主持人：

計畫參與人員：劉益銓

成果報告類型(依經費核定清單規定繳交)： 精簡報告 完整報告

本成果報告包括以下應繳交之附件：

- 赴國外出差或研習心得報告一份
- 赴大陸地區出差或研習心得報告一份
- 出席國際學術會議心得報告及發表之論文各一份
- 國際合作研究計畫國外研究報告書一份

處理方式：除產學合作研究計畫、提升產業技術及人才培育研究計畫、
列管計畫及下列情形者外，得立即公開查詢

涉及專利或其他智慧財產權， 一年 二年後可公開查詢

執行單位：中華大學

中華民國九十八年七月三十一日

摘 要

本研究預計為兩年期之研究計畫，研究主題擬定為「隧道開挖面前期收斂行為與反算分析之研究及其應用軟體之研發」，包含兩研究子題：(I) 隧道開挖面前期收斂行為之研究及其應用軟體之研發（第一年計畫）和 (II) 隧道開挖支撐互制行為之反算分析及其應用軟體之研發（第二年計畫）。

本計畫之研究目的有二，首先是考量隧道開挖前進效應影響和現地複雜工程的條件下，建立快速便捷之斷面收方量測技術，以此改良技術嘗試替換傳統計測之收斂岩栓方法，進而精確獲得隧道開挖之前期收斂行為，以及現地縱剖面收斂變形曲線。並以繪圖軟體依據測量時間-空間的變化，處理隧道三維收方量測座標且繪製整體時間差的隧道變形圖；並同時以微軟視窗程式語言開發新資訊平台，迅速確實地將隧道測量座標轉換成可用之縱剖面變形曲線與整體隧道圓弧變形斷面。最後可以提供現場施工單位視窗化之資訊和研判，以便作出及時安全評估或支撐系統修正之建議，並達到便捷安穩之工程應用目標。

其次，本計畫之第二研究目的為，乃以現地隧道收斂計測資料為依據（包含隧道開挖計測岩栓、伸張儀、收方量測之變形剖面或曲線等相關收斂位移資料），利用數值化收斂圍束法理論，並採用外顯式分析法建立反計算分析流程和步驟；同時開發視窗應用程式新資訊平台，繪製隧道開挖縱剖面變形曲線，並經由回歸分析而獲得此曲線之模式參數，計算獲得隧道開挖無支撐之前期位移量，建立地盤收斂曲線和支撐反力曲線與互制關係，進而完成隧道輪進開挖支撐設計之檢核或修正，以達現地施工現況及時反應控制之目標。

研究計畫內容和預期成果包括：(1) 隧道斷面收方技術與其視窗應程式之建置、(2) 隧道斷面收方技術應用於開挖面收斂位移量測方法之建立、(3) 隧道斷面收方技術應用於隧道整體變形量測之預估、(4) 隧道斷面收方視窗應程式之改善與功能更新、(5) 反算分析視窗應用程式之新資訊平台建立、(6) 隧道開挖收斂行為之結果比較、和 (7) 隧道斷面收方和開挖面收斂計測資料系統之建立等。

關鍵詞：隧道開挖面前期收斂、斷面收方測量、反算分析、收斂圍束法、外顯式分析、視窗應用程式

ABSTRACT

The phase of project is estimated two years. The subject of this research is, “Pre-convergence behavior of working face in tunnel excavation by using the analysis of back calculation and developing the applicable software”, that consists of two objects considered : (I) Pre-convergence behavior of working face in tunnel excavation and software development (for the first year), and (II) Analysis of back calculation in tunnel excavation and software development (for the second year).

The two objectives of this paper are, the first is that the field measurements obtained by convergence measurements that is particularly replaced by the wriggle survey method was established in this study. The information platform developed by using Microsoft program language is considered to make the relation between field measurements and standard profile, and to check the stability immediately after the advancing face of tunnel excavation. The tunnel deformation profile is plotted by using the graphic program to present the deformation behavior in tunneling.

The second is that the using of the numerical Convergence-Confinement method, the establishment of explicit steps of analysis and the calculation by means of the regression analysis obtained from field measurements are particularly studied. The prediction of behavior of the interaction between rock mass and support system in tunnel excavation, for example the longitudinal deformation profile, ground response curve and support reaction curve etc., is realized by the numerical analysis program developed in the research laboratory.

The results obtained of this study include that (1) establishment of windows programming for the tunnel wriggle survey method, (2) establishment of windows programming for the convergence measurement by using the tunnel wriggle survey method, (3) prediction of 3D tunnel deformation by using the tunnel wriggle survey method, (4) update and renews of windows programming, (5) establishment of windows programming for the back calculation method, (6) comparison of results between numerical calculation and experimental data; and (7) establishment of data system of measurement in tunneling.

Keywords : Pre-Convergence of tunnel excavation, Wriggle Survey, Back Calculation Analysis, Convergence-Confinement Method, Explicit Analysis, Windows Software Development

目 錄

摘 要	I
目 錄	III
表 目 錄	VI
圖 目 錄	VII
圖 目 錄	VII
第一章 緒論	1
1.1 研究背景	1
1.2 研究方法與目的	1
1.3 研究內容與架構	2
第二章 文獻回顧	4
2.1 前言	4
2.2 收斂圍束法之基本理論	4
2.2.1 圍束損失	5
2.2.2 地盤反應曲線	6
2.2.3 支撐反力曲線	8
2.2.4 岩體開挖與結構互制之行為	12
2.3 隧道開挖之前進效應	13
2.4 岩體開挖之破壞模式	14
2.5 開挖岩體之潛變行為	15
2.6 隧道斷面測量技術	16
2.6.1 接觸式(Contact methods)	17
2.6.2 非接觸式(None-contact methods)	17
2.7 隧道斷面測量原理	20
2.7.1 前方交會法	21
2.7.2 後方交會法	23
2.7.3 綜合式後方交會法	23

第三章 隧道開挖與支撐之力學行為模擬分析方法	30
3.1 前言	30
3.2 有限元素法分析	31
3.2.1 有限元素原理介紹	31
3.2.2 有限元素分析程式之處理程序介紹	31
3.2.3 有限元素程式模擬分析步驟	32
3.3 新外顯法	34
3.3.1 新外顯法之基本假設	34
3.3.2 新外顯法之分析處理程序	35
3.3.3 新外顯法之模擬分析步驟	36
第四章 無支撐隧道開挖之地盤反應行為模擬分析	67
4.1 前言	67
4.2 模擬分析之假設	67
4.3 新外顯法模擬結果	68
4.3.1 彈性模式	68
4.3.2 彈性完全塑性模式	68
4.4 有限元素法模擬結果	68
4.4.1 彈性模式	68
4.4.2 彈性完全塑性模式	69
4.5 新外顯法與有限元素法之分析結果比較	69
第五章 隧道開挖支撐之互制行為模擬分析	90
5.1 圍束損失參數影響性探討	90
5.2 支撐構件使用參數與假設條件	91
5.3 新外顯法模擬結果	91
5.3.1 彈性模式	91
5.3.2 彈性完全塑性模式	92
5.4 有限元素法模擬結果	93

5.4.1 彈性模式	93
5.4.2 彈性完全塑性模式	93
5.5 新外顯法與有限元素法之分析結果比較	94
第六章 視窗程式架構建立與運算流程	129
6.1 視窗程式發展架構說明	129
6.2 資料庫建立之說明	129
6.3 視窗程式之運算流程	129
6.3.1 前處理程序	129
6.3.2 主運算程序	130
6.3.3 後處理程序	130
6.4 視窗程式表單內容說明	130
6.4.1 資料輸入表單	131
6.4.2 主運算程序表單	131
6.4.3 資料輸出表單	132
6.5 計算驗證	132
第七章 結論與建議	129
7.1 結論	143
7.2 建議	144
參考文獻	145

表 目 錄

表 3-1 有限元素程式計算基本資料檔.....	39
表 3-2 反向節點力之設定資料檔 (LAM)	41
表 3-3 應力與位移值之擷取設定檔 (las)	42
表 4-1 新外顯法與有限元素法之圍束損失彈性極限值 λ_e 之比較.....	71
表 4-2 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之徑向位移量之比較	71
表 4-3 彈性完全塑性新外顯法與有限元素法之塑性半徑結果比較	72
表 5-1 噴凝土支撐構件參數輸入值.....	96
表 5-2 岩栓支撐構件參數輸入值.....	96
表 5-3 彈性模式下新外顯法與有限元素法計算之平衡點	97
表 5-4 彈性完全塑性模式下新外顯法與有限元素法計算之平衡點 ($\lambda_d=0.4$) ..	97
表 5-5 彈性完全塑性模式下新外顯法與有限元素法計算之平衡點 ($\lambda_d=0.7$) ..	98
表 5-6 彈性模式下支撐勁度斜率 k 值比較表	98
表 5-7 彈性完全塑性模式下支撐勁度斜率 k 值比較表 ($\lambda_d=0.4$)	98
表 5-8 彈性完全塑性模式下支撐勁度斜率 k 值比較表 ($\lambda_d=0.7$)	98

圖目錄

圖 1-1 研究流程.....	3
圖 2-1 隧道開挖時岩體收斂與支撐圍束互制示意圖	25
圖 2-2 λ 值示意圖.....	26
圖 2-3 地盤反應曲線與支撐反力曲線之互制關係圖	26
圖 2-4 地盤反應曲線與支撐反力曲線之互制關係圖	27
圖 2-5 不同之稱系統其支撐反力曲線變化圖	27
圖 2-6 不同支撐結構所提供的支撐壓力與位移關係圖	28
圖 2-7 複合式支撐系統之勁度示意圖.....	28
圖 2-8 隧道頂拱、側壁與仰拱之支撐應力與位移曲線圖	29
圖 3-1 無支撐隧道開挖引致岩體變形收斂圖	43
圖 3-2 隧道開挖岩體收斂與支撐圍束之互制關係圖	44
圖 3-3 有限元素分析程式之計算執行流程	45
圖 3-4 有限元素之網格示意圖.....	46
圖 3-5 有限元素程式模擬隧道開挖之網格局部節點編號情況	47
圖 3-6 有限元素程式模擬隧道開挖之網格局部元素編號情況	47
圖 3-7 有限元素程式模擬隧道未開挖之初始應力分佈圖	48
圖 3-8 有限元素程式模擬隧道未開挖之初始位移分佈圖	48
圖 3-9 有限元素程式模擬無支撐隧道開挖完成之應力分佈圖 ($\lambda=1.0$)	49
圖 3-10 有限元素程式模擬無支撐隧道開挖完成之位移分佈圖 ($\lambda=1.0$)	49
圖 3-11 有限元素程式模擬隧道開挖後之應力分佈圖 ($\lambda=0.4$)	50
圖 3-12 有限元素程式模擬隧道開挖後之位移分佈圖 ($\lambda=0.4$)	50
圖 3-13 有限元素程式模擬之隧道開挖支撐最終應力分佈圖	51
圖 3-14 有限元素程式模擬之隧道開挖支撐最終位移分佈圖	51
圖 3-15 二維有限元素模擬程式之輸出檔 (頂拱位移值)	52

圖 3-16 二維有限元素模擬程式之輸出檔（頂拱應力值）	53
圖 3-17 二維有限元素模擬程式之輸出檔（繪製地盤反應曲線圖）	54
圖 3-18 新外顯法模擬彈性無支撐隧道開挖之參數輸入表格	55
圖 3-19 新外顯法模擬彈性無支撐隧道開挖之計算過程	56
圖 3-20 新外顯法模擬彈性無支撐隧道開挖之地盤反應曲線圖	57
圖 3-21 新外顯法模擬彈性完全塑性無支撐隧道開挖之參數輸入表格	58
圖 3-22 新外顯法模擬彈性完全塑性無支撐隧道開挖之計算過程	59
圖 3-23 新外顯法模擬彈性完全塑性無支撐隧道開挖之地盤反應曲線圖	60
圖 3-24 新外顯法模擬彈性有支撐隧道開挖之參數輸入表格	61
圖 3-25 新外顯法模擬彈性有支撐隧道開挖之計算過程	62
圖 3-26 新外顯法模擬彈性有支撐隧道開挖之地盤反應曲線圖	63
圖 3-27 新外顯法模擬彈性完全塑性有支撐隧道開挖之參數輸入表格	64
圖 3-28 新外顯法模擬彈性完全塑性有支撐隧道開挖之計算過程	65
圖 3-29 新外顯法模擬彈性完全塑性有支撐隧道開挖之地盤反應曲線圖	66
圖 4-1 新外顯法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線圖（彈性模式）	73
圖 4-2 新外顯法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線圖（彈性完全塑性模式）	73
圖 4-3 新外顯法圍束損失彈性極限值 λ_c 與凝聚力 c 、內摩擦角 ϕ 之關係圖	74
圖 4-4 新外顯法模擬無支撐隧道開挖之最大徑向位移量比較圖	74
圖 4-5 有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線圖（彈性模式）	75
圖 4-6 有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線圖（彈性完全塑性模式）	75
圖 4-7 有限元素法損失彈性極限值 λ_c 與凝聚力 c 、內摩擦角 ϕ 之關係圖	76
圖 4-8 有限元素法模擬無支撐隧道開挖之最大徑向位移量比較圖	76
圖 4-9 新外顯法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線圖（波松比 ν 影響分析）	77
圖 4-10 有限元素法模擬隧道開挖無支撐地盤反應曲線圖（波松比 ν 影響分析）	

.....	77
圖 4-11 新外顯法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線圖(彈性模數E影響分析)	78
.....	78
圖 4-12 有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線圖(彈性模數E影響分析)	78
.....	78
圖 4-13 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖 ($c=0.1, \phi=10^\circ$)	79
.....	79
圖 4-14 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖 ($c=0.1, \phi=20^\circ$)	79
.....	79
圖 4-15 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖 ($c=0.1, \phi=30^\circ$)	80
.....	80
圖 4-16 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖 ($c=0.1, \phi=40^\circ$)	80
.....	80
圖 4-17 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖 ($c=0.1, \phi=50^\circ$)	81
.....	81
圖 4-18 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖 ($c=0.2, \phi=10^\circ$)	81
.....	81
圖 4-19 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖 ($c=0.2, \phi=20^\circ$)	82
.....	82
圖 4-20 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖 ($c=0.2, \phi=30^\circ$)	82
.....	82
圖 4-21 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖 ($c=0.2, \phi=40^\circ$)	83
.....	83
圖 4-22 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖 ($c=0.2, \phi=50^\circ$)	83
.....	83
圖 4-23 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖	

	($c=0.3, \phi=10^\circ$)	84
圖 4-24	新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖 ($c=0.3, \phi=20^\circ$)	84
圖 4-25	新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖 ($c=0.3, \phi=30^\circ$)	85
圖 4-26	新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖 ($c=0.3, \phi=40^\circ$)	85
圖 4-27	新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖 ($c=0.3, \phi=50^\circ$)	86
圖 4-28	新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖 ($c=0.4, \phi=10^\circ$)	86
圖 4-29	新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖 ($c=0.4, \phi=20^\circ$)	87
圖 4-30	新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖 ($c=0.4, \phi=30^\circ$)	87
圖 4-31	新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖 ($c=0.4, \phi=40^\circ$)	88
圖 4-32	新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖 ($c=0.4, \phi=50^\circ$)	88
圖 4-33	新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖(凝聚力 c 影響性分析)	89
圖 4-34	新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖(內摩擦角 ϕ 影響性分析)	89
圖 5-1	新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖(含無支撐 GRC, $\lambda_d < \lambda_s < \lambda_e$)	99
圖 5-2	新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 ($\lambda_d < \lambda_s < \lambda_e$)	99

圖 5-3 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖(含無支撐 GRC, $\lambda_d < \lambda_e < \lambda_s$)	100
圖 5-4 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 ($\lambda_d < \lambda_e < \lambda_s$)	100
圖 5-5 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖(含無支撐 GRC, $\lambda_e < \lambda_d < \lambda_s$)	101
圖 5-6 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 ($\lambda_e < \lambda_d < \lambda_s$)	101
圖 5-7 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC, 彈性模式, $t=20$)	102
圖 5-8 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈性模式, $t=20$)	102
圖 5-9 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC, 彈性模式, $t=60$)	103
圖 5-10 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈性模式, $t=60$)	103
圖 5-11 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC, 彈性模式, $t=20+rb$)	104
圖 5-12 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈性模式, $t=20+rb$)	104
圖 5-13 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC, 彈塑性模式, $t=20$)	105
圖 5-14 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈塑性模式, $t=20$)	105
圖 5-15 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC, 彈塑性模式, $t=60$)	106
圖 5-16 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈塑性模式, $t=60$)	106
圖 5-17 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC, 彈塑性模式, $t=20$)	107
圖 5-18 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈塑性模式, $t=20$)	

.....	107
圖 5-19 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC, 彈塑性 模式, $t=60$)	108
圖 5-20 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈塑性模式, $t=60$)	108
圖 5-21 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC, 彈塑性 模式, $t=20+rb$)	109
圖 5-22 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈塑性模式, $t=20+rb$)	109
圖 5-23 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC, 彈性 模式, $t=20$)	110
圖 5-24 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈性模式, $t=20$)	110
圖 5-25 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC, 彈性 模式, $t=60$)	111
圖 5-26 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈性模式, $t=60$)	111
圖 5-27 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC, 彈性 模式, $t=20+rb$)	112
圖 5-28 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈性模式, $t=20+rb$)	112
圖 5-29 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC, 彈性 模式, $t=20$)	113
圖 5-30 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈性模式, $t=20$)	113
圖 5-31 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC, 彈性 模式, $t=60$)	114

圖 5-32 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈性模式, $t=60$)	114
圖 5-33 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC, 彈性模式, $t=20$)	115
圖 5-34 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈性模式, $t=20$)	115
圖 5-35 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC, 彈性模式, $t=60$)	116
圖 5-36 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈性模式, $t=60$)	116
圖 5-37 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC, 彈性模式, $t=20+rb$)	117
圖 5-38 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈性模式, $t=20+rb$)	117
圖 5-39 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖 (含無支撐 GRC, 彈性模式, $t=20$)	118
圖 5-40 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖 (彈性模式, $t=20$)	118
圖 5-41 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖 (含無支撐 GRC, 彈性模式, $t=60$)	119
圖 5-42 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖 (彈性模式, $t=60$)	119
圖 5-43 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖 (含無支撐 GRC, 彈性模式, $t=20+rb$)	120
圖 5-44 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖 (彈性模式, $t=20+rb$)	120
圖 5-45 外顯法與有限元素法之最終平衡位移比較圖 (彈性模式)	121

圖 5-46 外顯法與有限元素法之最終支撐應力比較圖 (彈性模式)	121
圖 5-47 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖 (含無支撐 GRC, 彈性模式, $t=20$)	122
圖 5-48 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖 (彈塑性模式, $t=20$)	122
圖 5-49 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖 (含無支撐 GRC, 彈性模式, $t=60$)	123
圖 5-50 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖 (彈塑性模式, $t=60$)	123
圖 5-51 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖 (含無支撐 GRC, 彈性模式, $t=20$)	124
圖 5-52 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖 (彈塑性模式, $t=20$)	124
圖 5-53 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖 (含無支撐 GRC, 彈性模式, $t=60$)	125
圖 5-54 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖 (彈塑性模式, $t=60$)	125
圖 5-55 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖 (含無支撐 GRC, 彈性模式, $t=20+rb$)	126
圖 5-56 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖 (彈塑性模式, $t=20+rb$)	126
圖 5-57 外顯法與有限元素法之最終平衡位移比較圖 ($\lambda_d=0.4$)	127
圖 5-58 外顯法與有限元素法之最終支撐應力比較圖 ($\lambda_d=0.4$)	127
圖 5-59 外顯法與有限元素法之最終平衡位移比較圖 ($\lambda_d=0.7$)	128
圖 5-60 外顯法與有限元素法之最終支撐應力比較圖 ($\lambda_d=0.7$)	128

第一章 緒論

1.1 研究背景

台灣為島國地形且地狹人稠，可供利用土地之開發情況已趨於飽和，興建隧道或公路是為連絡各地區更為便利的方式，並能有效提高土地利用效益。近年來，於隧道興建之施工方式漸多採用新奧地利工法（NATM），並搭配使用收斂圍束法（Convergence Confinement Method）理論為設計開挖支撐之依據，且利用圍束損失（Convergence Loss）之觀念，模擬開挖支撐的過程。使用數值模擬分析方式為最為便利與有效的預測隧道收斂情形，現今坊間所使用的模擬分析程式，多需繁複的輸入與建立模型步驟，若能以易取得之試算程式配合理論方法加以分析，必定能更有效減少分析時所需要花費之時間與成本。

1.2 研究方法與目的

當隧道開挖之時，隨著開挖面的前進，週遭圍岩受到擾動而失去平衡，岩體應力為達到平衡，亦隨之重新調整分佈，此時即會產生岩體的變形。而由岩體變形與應力之間的關係，可得知岩體應力釋放之情形，進而評估隧道開挖與支撐互制行為之安全性。

有限元素法分析可進行二維與三維之模擬分析，但計算繁雜不易瞭解，且於決定圍束損失也較繁複。所以新外顯法為利用簡便之試算程式，以二維分析模式，並配合收斂圍束法理論，並更直接且明瞭的引入圍束損失，以模擬隧道開挖前進與架設支撐之過程，用以替代計算繁雜之三維模式分析，則能顯著提高隧道模擬分析之便利性。

本論文的研究目的主要為，使用新外顯法（New Explicit Method, NEM）做隧道開挖與支撐互制之模擬，並與有限元素法（Finite Element Method, FEM）作相比較之結果差異。

1.3 研究內容與架構

本文共分為七個章節，第一章為緒論，闡述研究背景、方法、目的及內容。第二章為文獻回顧，藉由國內外學者及相關研究論文簡述隧道開挖變形行為、收斂圍束法理論以及支撐互制行為之相關探討。第三章為隧道開挖支撐之數值模擬與分析方法，闡述有限元素法分析與新外顯法之原理步驟與計算推導過程。第四章為無支撐隧道開挖之新外顯法與有限元素法之分析結果比較，由二維數值模擬隧道開挖無支撐情況下，分別探討彈性與彈性完全塑性模式之地盤反應曲線（Ground Response Curve, GRC），並做兩種模擬方式之比較。第五章為有支撐隧道開挖之新外顯法與有限元素法之分析結果比較，利用此兩種模擬方式，分別模擬隧道開挖與支撐互制之收斂圍束曲線結果並比較其合理性。第六章為視窗程式架構建立與運算流程。第七章為結論與建議：研究分析之結果與後續研究建議之方向。

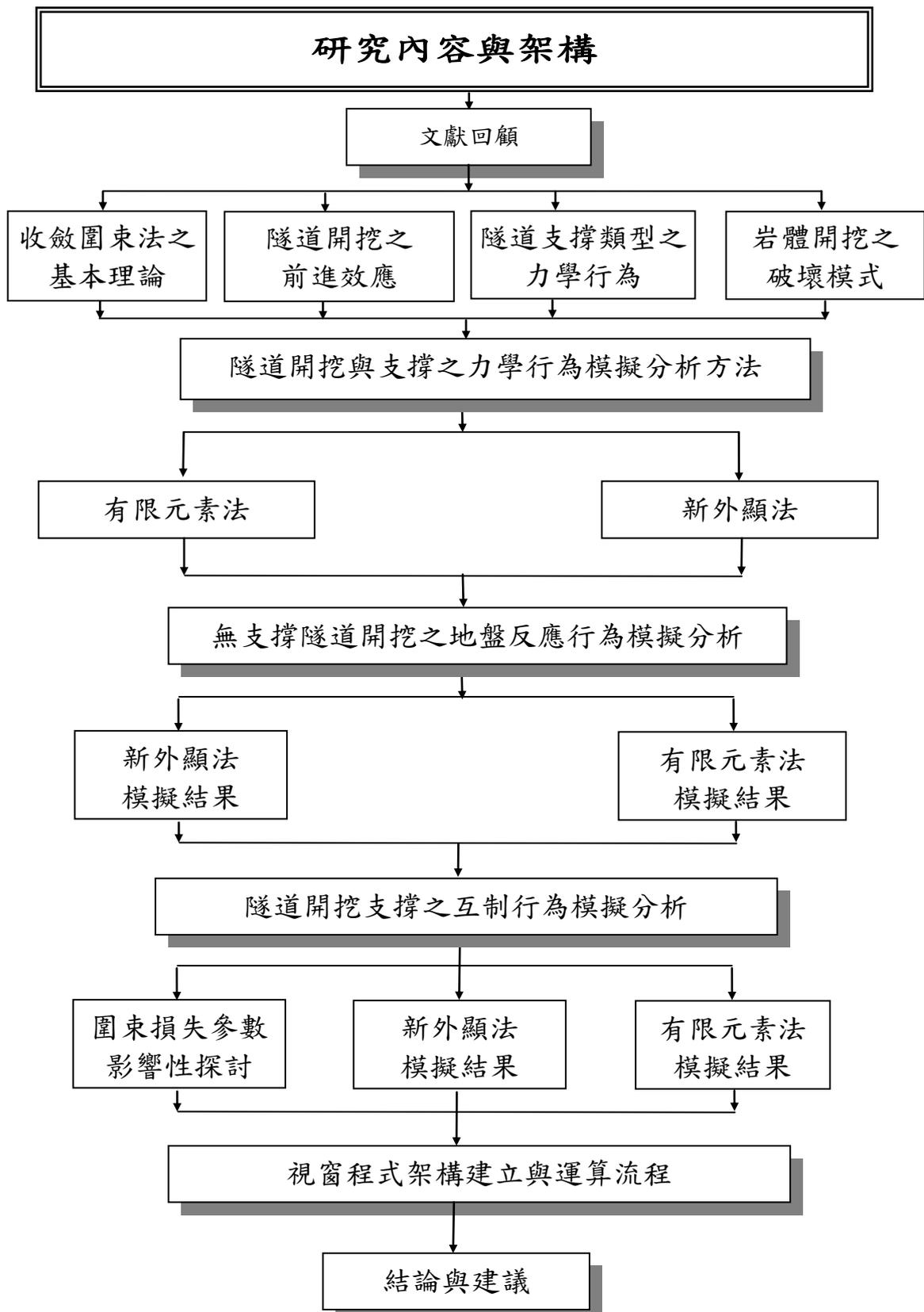


圖 1-1 研究流程

第二章 文獻回顧

2.1 前言

隧道開挖過程中，周圍岩體受到隧道開挖影響，失去自持力而破壞平衡，岩體隨即釋放應力而重新調整以達到新的平衡狀態。岩體應力的增減即會使岩體產生變形，而岩體變形可由裝設儀器測量之，其影響此變形因素、應力重新分布之過程皆可利用數值分析方法加以模擬，以預估岩體與支撐結構間之互制行為。本章將利用國內外學者對於收斂圍束法、新外顯法分析、隧道開挖前進效應、支撐結構勁度、岩體與支撐間之互制關係等之相關文獻做一回顧。

2.2 收斂圍束法之基本理論

新奧地利施工法（NATM），其基本原理為隧道開挖後之應力調整、主要承力結構以及支撐構件與岩體間之力平衡。此後 1970 年起，於歐洲逐漸發展出一套以新奧工法為基礎之隧道開挖支撐的分析方式與設計方法，即收斂圍束法（Convergence Confinement Method）。

收斂圍束法之精神為以二維平面應變問題，代替處理較複雜的三維隧道開挖問題，且隨著隧道的開挖前進，受擾動之岩體產生變形，此時可藉由現場監測儀器計測岩體變形收斂之情形，即可加以研判支撐構件種類、多寡與架設時機，進而設計隧道之支撐構件。其分析理論重點包括：地盤反應曲線（Ground Response Curve, GRC）、支撐反力曲線（Support Reaction Curve, SRC）、縱剖面變形曲線（Longitudinal Deformation Curve, LDC）、縱剖面應力曲線（Longitudinal Stresses Curve, LSC）、互制作用曲線（Interaction Curve, IC）、圍束損失（Confinement Loss, λ ）以及平衡點（Equilibrium Point, EP）如圖 2-1（李煜舫，2003）。

2.2.1 圍束損失

法國學者 Panet (1979) 提出相關理論，假設在等向性初始應力條件下 ($K_0=1$)，一圓形無支撐深隧道 (半徑 R) 開挖於均質且線彈性材料之岩體中，導入圍束損失 (λ) 用疊代的方式以模擬隧道開挖前進之應力釋放與岩體收斂情形。在距離開挖面前方遠處時，因岩體未受到隧道開挖的影響，其徑向應力 σ_R 與初始應力 σ_v 之比值為 1，此時之 λ 值為 0；然而隨著隧道持續開挖前進，岩體圍束應力持續釋放，當離開挖面後方無窮遠處時，周圍岩體因壓力完全釋放而達一平衡狀態，其徑向應力與現地應力比為 0，此時之 λ 值為 1，如圖 2-2 所示；由於已達最終平衡狀態，所以其徑向位移量 U_R 即為最大位移量 $U_{R(\max)}^e$ 。

上述之隧道開挖面上岩體應力與位移變化可分別表示如下：

$$\text{當 } \lambda=0 \text{ 時} \quad U_R=0 \quad \sigma_R=\sigma_v \quad \sigma_\theta=\sigma_v \quad (2-1)$$

$$\text{當 } 0 < \lambda < 1 \text{ 時} \quad U_R = \lambda \frac{\sigma_v R}{2G} \quad \sigma_R = (1-\lambda)\sigma_v \quad \sigma_\theta = (1+\lambda)\sigma_v \quad (2-2)$$

$$\text{當 } \lambda=1 \text{ 時} \quad U_{R(\max)} = \frac{\sigma_v R}{2G} \quad \sigma_R = 0 \quad \sigma_\theta = 2\sigma_v \quad (2-3)$$

式中， $U_{R(\max)}^e$ 為開挖面上無窮遠處之彈性徑向位移量最大值，即無支撐最大徑向位移量； σ_v 為初始應力； σ_R 及 σ_θ 分別為徑向應力與切向應力； G 為岩體之剪力模數 (李煜舫，2003)。

當隧道開挖，岩體應力釋放與支撐結構間互制過程中，應用地盤反應曲線與支撐反力曲線之間的關係作為隧道支撐設計方法。隧道開挖之時，即會產生變形位移，而抑制變形過大即需施作支撐以抵制其變形；隧道開挖面至支撐結構間之無支撐距離 d ，其相對應一圍束損失 λ_d 值。當周圍岩體材料為彈性極限時，此時之圍束損失值為 λ_e 。再依照岩體應力釋放及位移收斂狀況，模擬出徑向位移量之大小，選擇適合之支撐構件與時機，以達安全且經濟之目的。

2.2.2 地盤反應曲線

(1) 彈性範圍

當假設隧道開挖擾動之岩體材料為線彈性材料時，地盤反應曲線為表示地盤之應力與位移關係。當隧道尚未開挖時，岩體未受擾動（ $\lambda=0$ ），此時徑向位移量為零。當隧道開挖前進，岩體持續受到擾動，為了產生新的平衡，岩體會藉由產生位移，使得應力重新調整。在徑向應力和徑向位移正規化之關係中呈現一直線（圖 2-1）。當岩體應力完全釋放時，產生一最大徑向位移量 $U_{R(\max)}^e$ 。可看出最大徑向位移量與隧道半徑、岩體彈性模數及初始應力有關。其中，地盤反應曲線斜率為 $2G$ ，且與岩體材料之彈性模數和波松比有關。

$$U_{R(\max)}^e = \frac{\sigma_v R}{2G} \quad (2-4)$$

(2) 彈塑性範圍

考慮岩體材料為彈性完全塑性時，地盤反應曲線之收斂趨勢呈現非線性曲線。岩體受到擾動時，一開始尚在彈性範圍內，所呈現出來的地盤反應曲線為直線段，當擾動持續達塑性半徑範圍，則進入完全塑性狀態，所呈現的地盤反應曲線則為一非線性曲線。岩體因受擾動所產生的位移量，會隨著岩體材料之參數而有所變化，即岩體材料強度愈差，開挖後所產生的徑向位移量則愈大。

李煜舫（2002）考慮以圍束損失 λ 之觀念，分析隧道彈塑性徑向位移量 U_R^{ep} 及彈性極限之圍束損失 λ_e 。並根據 Mohr-Coulomb 破壞準則之降伏函數 f （yielding function）與塑性勢能函數 g （plastic potential function）：

$$\text{降伏函數：} \quad f = \sigma_1 - \sigma_3 K_p - \sigma_c \quad (2-5)$$

$$\text{塑性勢能函數：} \quad g = \sigma_1 - \sigma_3 K_\psi \quad (2-6)$$

式中， σ_c 為單壓強度，

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{和} \quad K_\psi = \tan^2\left(45 + \frac{\psi}{2}\right) \quad (2-7)$$

其中 ϕ 與 ψ 分別為內摩擦角與膨脹角；當 $\phi = \psi$ 時，符合塑性諧和流則 $K_p = K_\psi$ ；而 $\phi \neq \psi$ 時， $K_p \neq K_\psi$ 為塑性非諧和流。

當隧道持續開挖前進，而岩體應力持續釋放達到滿足破壞準則時，圍束損

失 λ 等於彈性極限之圍束損失 λ_e ，經由彈性方程式 2-2 之徑向應力及切向應力帶入方程式 2-5 可得出：

$$\lambda_e = \frac{1}{K_p + 1} \left[K_p - 1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_v} \right] \quad (2-8)$$

在彈塑性範圍內之彈性階段 ($0 \leq \lambda \leq \lambda_e$) 時，方程式如下所示：

$$\sigma_R = (1 + \lambda_e)\sigma_0, \sigma_\theta = (1 - \lambda_e)\sigma_0, U_R^e = \lambda_e U_{R(\max)} \quad (2-9)$$

而彈塑性範圍內之塑性階段 ($\lambda_e \leq \lambda \leq 1$) 時，岩體應力滿足平衡方程式

$$\frac{d\sigma_R}{dr} + \frac{\sigma_R - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (2-10)$$

且同時滿足 Mohr-Coulomb 破壞準則 $\sigma_1 = K_p \sigma_3 + \sigma_c$ ，此時隧道之塑性半徑為：

$$R_p = R \left[\frac{2\lambda_e}{(K_p + 1)\lambda_e - (K_p - 1)\lambda} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}} \quad (2-11)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_R K_p + \sigma_c \quad (2-12)$$

彈塑性範圍內之徑向位移量為：

$$U_R = \lambda_e U_{R(\max)} \left(\frac{R_p}{r} \right)^{K_p + 1} \quad (2-13)$$

式中， λ_e 為彈性極限之圍束損失，當 $\lambda < \lambda_e$ 時，岩體尚處於彈性範圍，但 $\lambda \geq \lambda_e$ 時，岩體則進入塑性範圍， R_p 為塑性半徑， σ_c 為岩體單壓強度， K_p 為被動土壓力係數。

Carranza-Torres 和 Fairhurst (1999) 定義地盤反應曲線 (GRC) 如圖 2-3，即減少隧道內之內部支撐壓力 p_i 與增加壁面之徑向位移 u_R 之關係，且採用符合 Hoek-Brown 破壞準則之觀點：

$$P_i = \frac{p_i}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2} \quad (2-14)$$

$$S_o = \frac{\sigma_o}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2} \quad (2-15)$$

式中， p_i 為內部之稱應力； S_o 為現地量測應力。

在彈性部份，其應力、位移與距離開挖面之距離 r 關係式如下：

$$\sigma_R = \sigma_0 - (\sigma_0 - p_i) \left(\frac{b}{r} \right)^{k+1} \quad (2-16)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_0 + \frac{1}{k} (\sigma_0 - p_i) \left(\frac{b}{r} \right)^{k+1} \quad (2-17)$$

$$U_R^e = \frac{u_R^e}{b} \frac{2kG}{\sigma_0} \quad (2-18)$$

另外，如圖 2-4 中之曲線段 OPQ，由 O 點（內部壓力 $p_i = \sigma_0$ 初始應力）開始延伸至 Q 點（ $p_i = 0$ ）。而 P 點定義為臨界點（彈性之極限點），其所對應之內部壓力為 p_i^* 。

$$\text{量測的極限壓力} \quad p_i^* = \frac{1}{16} \left[1 - \sqrt{1 + 16S_o} \right] \quad (2-19)$$

$$\text{實際的極限壓力} \quad p_i^* = \left[P_i^{cr} - \frac{s}{m_b^2} \right] m_b \sigma_{ci} \quad (2-20)$$

若內部支撐壓力 $p_i > p_i^*$ ，則產生塑性半徑 ξ 。

$$\sigma_R = \sigma_0 - (\sigma_0 - \sigma_R^*) \left(\frac{b\xi}{r} \right)^{k+1} \quad (2-21)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_0 + \frac{1}{k} (\sigma_0 - \sigma_R^*) \left(\frac{b\xi}{r} \right)^{k+1} \quad (2-22)$$

$$U_R^p = \frac{u_R^p}{b} \frac{2kG}{\sigma_0 - P_i^*} \quad (2-23)$$

2.2.3 支撐反力曲線

支撐反力曲線是為支撐構件應力與位移之相關曲線，目前施工常用之支撐構件有噴凝土、鋼支保、岩栓...等，隨著選用之支撐構件不同，所能提供的支撐勁度也不同。支撐構件之支撐勁度愈大，所能提供之支撐應力也愈多（如圖 2-5），進而愈能有效的控制隧道之徑向位移量多寡，但欲提供較大的支撐勁度，就需架設與施作更多的支撐構件，相對的成本也大幅的提升，如圖 2-6 所示。關於支撐構件之應力與使用之勁度方法如下：

（一）單一支撐系統

支撐架設主要的目的是為了在隧道開挖後，防止隧道變形過大引致於產生崩塌，應在適當時機施作噴凝土、岩栓、鋼支保等支撐構件，以承受岩壓並穩定岩盤。

(1) 噴凝土：

在 1980 年 Hoek and Brown 提出噴凝土、岩栓及鋼支保的計算方程式，其基本假設隧道斷面為圓形、現地應力為均向且支撐應力均勻作用於隧道壁上，而其計算方程式如下：

(a) 支撐勁度之計算

當隧道半徑與噴凝土厚度之比大於 10 時 ($r/t_c > 10$)，可使用下列公式計算支撐勁度之大小，

$$K_c = \frac{E_c \left[R^2 - (R - t_c)^2 \right]}{(1 + \nu_c) \left[(1 - 2\nu_c) R^2 + (R - t_c)^2 \right]} \quad (2-24)$$

當隧道半徑與噴凝土厚度之比小於 10 時 ($r/t_c \leq 10$)，則可使用下列公式計算支撐勁度，

$$K_c = \frac{E_c t_c}{1 - \nu^2 R} \quad (2-25)$$

式中， E_c =噴凝土之彈性模數

R =隧道半徑

ν_c =噴凝土之波松比

t_c =噴凝土之厚度

(b) 最大支撐壓力之計算

$$P_{s(\max)} = \frac{1}{2} \sigma_c \left[1 - \frac{(R - t_c)^2}{R^2} \right] \quad (2-26)$$

式中， σ_c =噴凝土之單軸壓縮強度

$P_{s(\max)}$ =噴凝土之最大支撐壓力

(2) 岩栓：

Hoek and Brown (1980) 提出非灌漿岩栓之公式，其計算公式如下：

(a) 支撐勁度之計算：

$$\frac{1}{K_{\text{岩栓}}} = \frac{S_c S_l}{r_i} \left[\frac{1}{E_b A} + Q \right] \quad (2-27)$$

式中， S_c =岩栓環向間距

S_l =岩栓縱向間距

r_i =隧道半徑

E_b =岩栓之彈性模數

A =岩栓斷面積

Q =由下列公式求得

$$Q = \frac{(u_2 - u_{eb2}) - (u_1 - u_{eb1})}{T_2 - T_1}$$

(b) 支撐應力之計算

$$P_{s(\max)} = \frac{T_{bf}}{S_c S_l} \quad (2-28)$$

式中， T_{bf} =岩栓拉拔試驗之極限荷重

$P_{s(\max)}$ =岩栓之最大支撐應力

(二) 複合支撐系統

隧道的複合支撐系統施作順序為開挖後立即施做第一層 5cm 厚之噴凝土以控制岩體變形，並使開挖面變的平滑，接著架設鋼支保及鋪設鋼絲網後再施行第二層噴凝土；噴凝土完成之後，即開始鑽孔，後於孔內灌漿，並安裝岩栓加以鎖定。

Oreste (2003) 提出計算複合式支撐系統時 (如圖 2-7 所示)，假設為平行之彈簧且勁度以疊加的方式進行評估計算。

$$k_{tot} = \sum_i k_i \quad (2-29)$$

k_{tot} 為各支撐系統勁度加總之合， k_i 為單一支撐系統之勁度。

若支撐系統未達彈性極限 ($u_{el,i}$)，則當載重 P_i 作用於支撐，其徑向半徑位移量 ($u - u_{in}$) 與勁度 k_i 間的關係式如下：

$$p_i = k_i \cdot (u - u_{in}) \quad (2-30)$$

當位移 u 逐漸增加，並大於彈性極限時，則勁度變為零。

$$k_{tot} = \sum_i \bar{k}_i \quad (2-31)$$

即當 $u < u_{el,i}$ 時， $\bar{k}_i = k_i$ ；當 $u > u_{el,i}$ 時， $\bar{k}_i = 0$ 。

Hoek and Brown (1980) 提出單一支撐結構可由彈性勁度累加而得，其公式如下表示：

$$K_S = K_{S1} + K_{S2} \quad (2-32)$$

以 $u_{\max_1} = \frac{P_{S(\max)_1}}{K_{S1}}$ 和 $u_{\max_2} = \frac{P_{S(\max)_2}}{K_{S2}}$ 中，用最小位移量來做設計會相對比較保守。

式中， K_{S1} 、 K_{S2} 分別為第一支撐構件與第二支撐構件之勁度； $P_{S(\max)}$ 為最大支撐壓力； u_{\max} 為最大位移量。

假設此複合式支撐系統為同時安裝，則合併系統的有效支撐區線公式為：

$$u_i = u_{io} + \frac{P_i r_i}{K_S} \quad (2-33)$$

式中， u_{io} 為隧道安裝支撐前的位移量。

計算複合支撐系統之有效支撐區線流程：

a. 先個別算出第一與第二支撐系統之最大位移量

$$u_{\max_1} = \frac{P_{S(\max)_1} r_i}{K_{S1}} \quad (2-34)$$

$$u_{\max_2} = \frac{P_{S(\max)_2} r_i}{K_{S2}} \quad (2-35)$$

b. 由兩支撐系統勁度可累加而得

$$u_{12} = \frac{r_i \times P_i}{(K_{S1} + K_{S2})} \quad (2-36)$$

c. 判別，當 $u_{12} < u_{\max_1} < u_{\max_2}$ ，則 $\frac{u_i}{r_i} = \frac{u_{io}}{r_i} + \frac{P_i}{(K_{S1} + K_{S2})}$ (2-37)

$$\text{當 } u_{12} > u_{\max_1} < u_{\max_2}, \text{ 則 } P_{S(\max)_2} = \frac{u_{\max_1} \times (K_{S_1} + K_{S_2})}{r_i} \quad (2-38)$$

$$\text{當 } u_{12} > u_{\max_2} < u_{\max_1}, \text{ 則 } P_{S(\max)_2} = \frac{u_{\max_2} \times (K_{S_1} + K_{S_2})}{r_i} \quad (2-39)$$

若為 $u_{12} < u_{\max_1} < u_{\max_2}$ 情況時，代表支撐系統仍在彈性範圍內，若為 $u_{12} > u_{\max_1} < u_{\max_2}$ 、
 $u_{12} > u_{\max_2} < u_{\max_1}$ 情況，則表示複合支撐構件已達塑性狀態。

2.2.4 岩體開挖與結構互制之行為

李煜舫（2003）考量隧道開挖前進面與支撐結構間之無支撐距離（unsupported span, d ），利用地盤反應曲線與支撐反力曲線間之關係作為隧道支撐設計方法時，其相對應之圍束損失為 λ_d ；當地盤反應曲線與支撐反力曲線交會於一點時，表示岩體與支撐結構間之應力互制已達一新平衡狀態，此點即為平衡點（Equilibrium Point, EP）如圖 2-1 所示。當支撐應力為支撐構件所能承受，則隧道之開挖安全無虞；反之，則將會危害到隧道開挖前進之安危。若考慮彈性岩體時，地盤反應曲線與單一支撐結構勁度時，其互制方程式可表示如下：

地盤反應曲線：

$$\sigma_R + 2G \frac{U_R}{R} - \sigma_v = 0 \quad (2-40)$$

支撐反力曲線：

$$\sigma_R - K_n \frac{U_R^s - U_R^d}{R} = 0 \quad (2-41)$$

式中， K_n 為支撐結構總勁度。

由上述方程式 2-40 與 2-41 兩式，可求得平衡點之支撐結構應力 P_s 與徑向位移量 U_R^s ：

$$P_s = \frac{K_n}{2G + K_n} (1 - \lambda_d) \sigma_v \quad (2-42)$$

$$\frac{U_R^s}{R} = \frac{2G + \lambda_d K_n}{2G + K_n} \left(\frac{\sigma_v}{2G} \right) \quad (2-43)$$

若考慮支撐架設前之無支撐距離 d ，所對應的圍束損失為 λ_d ，此時隧道之徑向位移量為：

$$\frac{U_R^d}{R} = \lambda_d \frac{\sigma_v}{2G} \quad (2-44)$$

由以上結果可知，隧道徑向位移量和支撐構件所受應力與岩體剪力模數、支撐構件勁度、無支撐時之位移量、隧道幾何斷面和隧道開挖前進效應等影響有關。

2.3 隧道開挖之前進效應

Panet、Gaudin 和 Sulem (1987) 利用三向度有限元素法模擬隧道開挖變形的增加，得知岩體的變形係由兩個因素，(1) 隧道開挖面之前進與 (2) 岩體依時性之力學行為。

假設在彈性介質無支撐圓形隧道中，而在距離開挖前進面 x 處之變形量 $C(x)$ 為

$$C(x) = C_\infty \left[1 - \exp\left(-\frac{x}{X}\right) \right] \quad (2-45)$$

其中， C_∞ 為不受隧道開挖前進影響之總彈塑性位移量。 X 為曲線參數：

$$X = \frac{1 - \lambda_0}{\left(\frac{d\lambda}{dx}\right)_{x=0}} \quad (2-46)$$

X 其實代表著隧道後方的某段距離， λ 代表隧道位移量與最大位移量之比值， λ_0 為前進開挖面上位移量與最終位移量之比。

而於無黏性 (non-viscous) 地層中之無支撐隧道，收斂變形的依時行為僅與開挖速率 V_a 有關，如下所示：

$$C = C_\infty \left[1 - \exp\left(-\frac{t}{Ta}\right) \right] \quad (2-47)$$

$$\text{式中，} Ta = \frac{X}{Va} \quad (2-48)$$

並針對彈塑性介質中之無支撐圓形隧道進行模擬分析，提出修正式，當考慮彈塑性行為時建議如下：

$$C(x) = C_{\infty} \left[1 - \left(\frac{X}{x-X} \right)^2 \right] \quad (2-49)$$

其中， $X = a \times R_p$ ， X 為相對 R_p 的距離； R_p 為塑性半徑範圍； a 為常數，約為 0.84。

未開挖之部分岩體可提供已開挖部分些許的支撐作用，此支撐作用並不足以支撐隧道開挖後之應力釋放，而是在已開挖的隧道壁體上有類似的支撐作用，此支撐力會隨著開挖面的前進而逐漸減小，可表為下式：

$$\sigma_R = (1 + \lambda) \sigma_v \quad (2-50)$$

式中之 $\lambda = \frac{U_R 2G}{R \sigma_v}$ 。其中， σ_R 為徑向位移量， G 為剪力模數， R 為隧道半徑， σ_v

為初始應力。

Unlu (2003) 等人，利用三維有限差分程式 Flac3D 模擬隧道開挖前進效應，結果指出位移多發生於開挖面附近並且受到開挖面附近岩體波松比 (Poisson's ratio) 之影響。而在隧道開挖前進面之前就會產生大約 20~30% 之徑向位移量 (相較於最終位移量)。

Karakus (2003) 等人，利用有限元素法分析三種開挖順序形式 (1) 兩邊側壁開挖、(2) 單邊側壁開挖及 (3) 頂拱先開挖；由結果可知全斷面開挖與二階開挖時若位於軟弱岩層中皆需盡早完成支撐架設，延遲支撐將會造成過大的位移與沉陷；且可知地表沉陷量與假設彈性模數 (Hypothetical Modulus of Elasticity, HME) 有關，愈高的 HME 值所產生的地表沉陷值愈少。

2.4 岩體開挖之破壞模式

施國欽 (2004) 提到，隧道一旦開挖後，因其周圍岩體應力之重新分佈與改變，常有地質災害發生如抽心、擠壓、岩爆及邊坡滑動等等，而隧道圍岩之

破壞機制分為塑性變形、鬆脫破壞、岩塊崩落、彎曲折斷破壞及脆性破壞（岩爆）等五種，以下則分別簡述之：

- (1) 塑性變形：軟岩或含泥質破碎岩體，其因岩體強度低、自立性差，當隧道開挖解壓後，其周圍岩體應力重新分佈，導致圍岩產生塑性變形，造成隧道之淨空不足或損壞，一般稱此種破壞為擠壓破壞。
- (2) 鬆脫破壞：隧道在極破碎岩體且淺覆蓋的岩層中開挖，因岩體自持強度低，隧道開挖後，引起週圍岩體應力會重新分佈，造成圍岩應力大於岩體強度時，隧道之周圍岩體因本身自持力不足，破碎岩體極容易因鬆脫潰散，導致在洞頂的岩塊直接崩落至洞內，而側壁岩體也會坍塌至洞內。
- (3) 岩塊崩落：當岩體被弱面及開挖面切割成有限之大小，因重力作用會造成岩塊之崩落翻倒或墜落。
- (4) 彎曲折斷破壞：岩體中如果有一組極發達的弱面，尤其夾有軟岩互層時，當隧道開挖後，常發生彎曲折斷破壞；此狀況乃因弱面間的剪力強度低，薄層岩體抗彎強度也不高，在隧道開挖後，其周圍岩體因解壓又受到重力與圍岩應力的雙重影響，導致薄狀岩層向洞內位移彎曲變形，當影響因子大時，甚至會彎曲張裂折斷類似挫屈破壞，以致岩塊墜落或翻落掉到洞內。
- (5) 脆性破壞：高強度且完整之岩體，當隧道開挖後，其四周應力會重新分佈，若切向應力超過岩體強度時，加上側向應力之解除，圍岩將會產生劇烈的脆性爆炸損壞，此即岩爆；一般高強度且具高現地應力的岩體中，遇到開挖解壓時極可能發生岩爆。

2.5 開挖岩體之潛變行為

岩體潛變行為的現象，經由各種實驗與現地資料可得出，此現象主要是受到了大地應力影響而使得岩體開挖時，產生了潛變行為，而潛變的速率亦隨著大地應力的強弱而有所快慢；其次環境的因素也會影響其速率變化，如溫度、

充足的水分、濕度等。

由現地的收斂量測資料可知，潛變速率（creep-rates）隨著時間與開挖深度的增加而減小，此外，隧道開挖中心的潛變速率會大於開挖邊緣的速率。隧道周圍岩體所產生的此種潛變行為不僅為岩體流變特性（rheological property）下的產物，亦是殘存應力所造成的結果。所以隧道徑向的位移量與依時潛變方程式可表示如下：

$$U_r(t) = U_r(t \rightarrow 0) F_c(t) \quad (2-51)$$

或

$$U_r(t) = U_r(t \rightarrow \infty) F_c(t) \quad (2-52)$$

其中， $U_r(t)$ 表示在時間 t 時，隧道壁面位移量； $U_r(t \rightarrow 0)$ 與 $U_r(t \rightarrow \infty)$ 則分別為最初與最終位移； $F_c(t)$ 為潛變方程式。因為隧道開挖過程，原本開挖部分的原始支撐應力減少，導致隧道收斂位移量增大，其距離隧道中心 x 處之徑向位移量可表達如下：

$$U_r(x) = F(x) U_r(x \rightarrow \infty) \quad (2-53)$$

$U_r(x \rightarrow \infty)$ 表示從隧道面到無窮遠處之徑向位移量； $F(x)$ 為與 x 有關之標準位移方程式。

當考慮岩體的黏彈性行為時，其地盤反應曲線將會受到開挖順序與架設支撐時機互制的影響。

2.6 隧道斷面測量技術

隧道斷面測量主要包含空間位置以及方向兩種資料，這些資料做為下列應用所需(Clark, T. A., 1996)：

- (一) 估計隧道淨空
- (二) 檢視定線之方向
- (三) 監測位移變化
- (四) 編輯竣工圖

- (五) 測定開挖襯砌之體積
- (六) 指出結構是否受到破壞
- (七) 收集作為整修之資訊
- (八) 檢核隧道掘進是否正確
- (九) 監控工程進展

隧道斷面收方為根據隧道斷面測量成果，進行斷面之土方計算。然而有許多不同的儀器與不同的方法可以測量隧道斷面，概略可分為接觸式與非接觸式兩大類，以下對於較常見的儀器及方法依其發展狀況做一簡介。

2.6.1 接觸式(Contact methods)

顧名思義，接觸式測量方法其測量儀器需要與被測體有接觸，在斷面測量中，主要是以探針、量角器以及伸張計構成，由探針接觸隧道壁經由量角器紀錄測點之相對角度並由伸張計讀取距離，由人工手繪斷面圖(Clark, 1996)。

2.6.2 非接觸式(None-contact methods)

非接觸式測量方法分為兩類，手動式與全自動式。手動式：即在測量程序中必須依靠人員的操作；全自動式：只需對儀器做有限的管理與監督，對測點之觀測以及資料處理與輸出皆為自動執行。以下分別對手動式與全自動式儀器做介紹。

(一) 手動式

(1) 經緯儀(theodolite)、電磁波測距(Electro-magnetic Distance measurement, EDM)或電子測距儀(electronic tacheometer)：一般而言，經緯儀負責測量角度，電磁波測距(EDM)用以測量距離，然而為了因應儀器之功能性，多將測角與測距功能結合在一起發展，如電子測距儀或是全測站儀。測量所得之點皆以 x 、 y 、 z 座標表示，其測角之精度可達 1 秒，測距精度可到正負 1 至 10mm。主要特性為可在現場執行資料之收集與處理，潛在精度高。其缺點則是若要達到理想觀測狀況而逐點測量，將會花費大量的時間，故多取具代表性之測點做測量(Clark, 1996)。

(2) 光學測距(optical tacheometer)：目前光學測距已被取代，但是其功能可以做為斷面測量，精度依不同測量方法介於 1:500~1:1000。主要特性為便宜、使用快速且堅固，可用於具危險性之環境。缺點為精度有限，勞力密集且由人工紀錄，被測體需要一定的照明(Clarke, & Lindsey, 1992)。

(3) 雷射測距(laser tacheometer)：主要特性為便宜且操作簡單，應用於不同的用途皆能有良好的精度。缺點為人工操作且須手動紀錄，必須遵守雷射安全規範(Clark, 1996)。

(4) 攝影測量(photogrammetry)：由於數值資訊的發展，攝影測量可由單相攝影或是雙相攝影達成快速且非接觸式之影像數值資料紀錄。運用非量測型照像機或是量測型照像機於現地快速取得照片，再由實驗室做後置處理及分析。攝影測量之成果可提供一完整之檔案資料庫，在任何時間皆可調出檔案視需要進行再次的測量，精度高且相片資料取得快速。其缺點為需要有專業的人員進行資料分析且需要昂貴之分析設備；在現場必須要有均勻的照明，而在建立測量標點時多需要昂貴之量測型照相機(Clark, 1996)。

(5) 光切法測量(light sectioning)：近年來在攝影測量中最重要發展便是光切法測量，光切法測量是以平面光投射至待測物體，受到投射的部位具有明顯之亮帶與暗帶，可顯示出待測物體之斷面形狀，利用各種形式的照相機做攝影，經過分析即可得知斷面之數值資料。

運用於隧道斷面之測量時，運用雷射定位確保光源保持在同一值線上，由比例尺訂出比例；光源經由電鍍鋁盤投射至斷面上，斷面之輪廓經由照相機攝影曝光至底片上。精度可高達到 30mm，具有不錯的測量速度，每小時可得 25-40 張斷面資料，後續之測量可以了解隧道之位移狀況。其缺點在於需要專業人員操作，在使用雷射線測量法時，其曝光時間較長(Clarke, & Lindsey, 1992)。

(6) 三維雷射掃描：主要原理分為三種，計算飛行時間法(time-of-flight)是利用計算雷射撞擊待測點反射回感應器之往返飛行時間求得掃描頭至待測點之距離觀測量，據此計算待測點之座標位置。雙相機三角量測法(triangulation

principle-double camera solution)，利用雷射光撞擊於待測點上時，瞬間由兩側之相機攝影該光點形成三角關係，而兩相機位置為固定基線長度，藉以計算待測點之座標位置。單相機三角量測法(triangulation principle-single camera solution)：利用雷射光撞擊於待測點上時，瞬間由另一側之相機攝影該光點形成三角關係，而雷射頭與相機位置為固定基線長度，藉以計算待測點之座標位置。主要特性為廣視野掃描，高精度（最高可達 0.1mm），高密度的蒐集三維座標級影像資料。方便攜帶、可遙控及機動地定點操作，室內外皆宜。對環境適應性強，直接蒐集目標的結構及表面屬性(張裕民、吳瑞一、洪本善、高書屏，2003)。

(二) 全自動式

(1) 免反射稜鏡電子測距儀(reflectorless EDM)：一般的電子測距儀受限於反射稜鏡，因此無法測量斷面上所有的點；而免稜鏡電子測距儀經由廠商的改良，增加自動化測量的設備並視需要可擴充，如伺服馬達驅動定位裝置可依照設定的角度自動旋轉進行測量，以及附帶後級處理系統，自動收集資料並做後處理，達到快速完成斷面測量，且能測得以往受限於反射稜鏡所無法測量到的斷面點。操作簡單，測量速度中等且全自動紀錄資料，非常適合隧道斷面測量。主要的缺點為設備昂貴，且使用在隧道之外的場合其精度並不高(Collett, 2005)。

(2) 自動化經緯儀(automated theodolites)：將經緯儀之望遠鏡頭改良為 CCD(Charge Coupled Device，感光耦合元件)鏡頭，加上佈置一系列可識別之準標，經由設定，經緯儀可以由準標至準標自動觀測。優點為精度高且能夠自動運作，缺點為測量速度相對較慢，需要設定，昂貴且不適合用於隧道測量。

(3) 光學三角測量(Optical triangulation)：將光學測距儀加以改良，使用 CCD 線性感應器，經由這樣的電眼系統，使得觀測速度可達到每秒 100 點以上，精度可達到 $\pm 2\text{mm}$ ，超過隧道測量所要求之精度。測量速度快，可自動紀錄，堅固但是輕便，必須符合雷射使用安全規範(Clarke, & Lindsey, 1990)。

(4) 軌道測量車(Railway gauging train)：於軌道載具上架設一定數量之相機以及儀器，一邊移動一邊測量，具有一定的照明。主要用途為檢查隧道淨空以及軌

道週邊之建築界線是否符合標準，測量速度極快但只適用於特殊狀況而且十分昂貴。針對以上所提及測量技術，其相對精度與可測量範圍。

2.7 隧道斷面測量原理

測量之意義為測定地球表面上及其附近各點間之相關位置，故測量之基本原理在於應用各種方法以求得「點」之關係位置，通常皆由地面上已設立且經確定相關位置之點(稱之為基點 base station)測定出新點之位置。此等新點復可作為定出其他新點之基點，如此不僅可求得欲測各點之相關位置，且可標示於圖上，由圖上各點連成線面，並繪成所需之圖籍。以下將各種定出新點之方法歸納為七種，分述如下(葉怡成，1999)：

(一) 導線法(traversing)

若 A、B 兩點為基點，求新點 C 之位置，可測量角 CAB 之角度及量 AC 之距離，定出 C 點，此法即為導線測量中所用之法。

(二) 偏角法(method of deflection angle)

以 A、B 兩點為基點，C 為新點，惟 AC 點間之距離無法量時，可測角 CAB 之角度在量 BC 距離亦可定出 C 點之位置，但此法可能產生 C 與 C' 兩種結果，應參考實地情形，選擇適用之一種，此法因有此顧慮，於測量上較少應用，僅見於細部測量及曲線測設之偏角法。

(三) 支距法(offset method)

以 A、B 兩點為基點，欲求新點 C 之位置，可由 C 點做垂直於 AB 線之直線 CD 並量其距離，稱為支距(Offset)，再量 AD 或 BD 之距離，即可定出 C 點之位置。此法常用於細部測量。

(四) 前方交會法(forward intersection)

以 A、B 兩點為基點，C 為新點，亦可測量角 CAB 角 CBA 兩角度，而定得 C 點之位置。倘 B 點或 A 點不能架設儀器，則可測量角 CAB、角 ACB、角 CBA 或角 BCA 等組角度，求得 C 點位置。此法即為三角測量中所使用之法。

(五) 後方交會法(resection)

以 A、B、D 三點為基點，C 為新點，可測 α 、 β 兩角。即可求得 C 點。此法應用於三角測量及平板儀測量之後方交會法。

(六) 距離交會法(Distance Intersection)

以 A、B 兩點為基點，C 為新點，欲求 C 與 A、B 兩點於平面上之相關位置，可測量 AC 與 BC 兩段距離，求得 AC 與 BC 之交點，即為 C 點之位置。此法即為三邊測量中所用之法。

(七) 直線交會法(linear intersection)

以 A、B、E、F 四點為基點，欲求新點 C(即交點)之位置，可以 AE 及 BF 線連結之，定出點之位置。此法常用於定樁測量及工程測量之直線焦點測設。

測量之基本資料為水平距離、垂直角、水平角、斜距及高程差，其原理是因時、因地使用不同之測量方法測量基本資料，以下章節僅對就本研究使用之前方交會法、後方交會法及綜合前述測量原理之綜合式後方交會法原理理論進行介紹。

2.7.1 前方交會法

經緯儀先後在 A、B 測站上照準 P 點測得 α 、 β 角，其交角 $\gamma=180^\circ-(\alpha+\beta)$ 。惟一般規定 角不可小於 30° ，或大於 120° ，故交會點 P 應與已知點作適當配合，交會點 P 之座標計算法如下(管晏如，1990)：

(一) 直接按三角形計算：

(1) \overline{AB} 、 \overline{AP} 及 \overline{BP} 的方位角計算：

\overline{AB} 方位角 ϕ_{AB} ：

$$\phi_{AB} = \tan^{-1} \frac{x_B - x_A}{y_B - y_A} \quad (2-1)$$

\overline{AP} 及 \overline{BP} 方位角 ϕ_{AP} 、 ϕ_{BP} ：

$$\left. \begin{aligned} \phi_{AP} &= \phi_{AB} - \alpha \\ \phi_{BP} &= \phi_{AB} + 180^\circ + \beta \end{aligned} \right\} \quad (2-2)$$

(2) 計算 \overline{AB} 、 \overline{AP} 及 \overline{BP} 各邊的邊長：

$$\overline{AB} = \frac{x_B - x_A}{\sin \phi_{AB}} = \frac{y_B - y_A}{\cos \phi_{AB}} \quad (2-3)$$

$$\left. \begin{aligned} \overline{AP} &= \frac{\overline{AB}}{\sin(\alpha + \beta)} \sin \beta \\ \overline{BP} &= \frac{\overline{AB}}{\sin(\alpha + \beta)} \sin \alpha \end{aligned} \right\} \quad (2-4)$$

(3) 計算測點 P 之座標：

$$\left. \begin{aligned} x_P &= x_A + \overline{AP} \sin \phi_{AP} = x_B + \overline{BP} \sin \phi_{BP} \\ y_P &= y_A + \overline{AP} \cos \phi_{AP} = y_B + \overline{BP} \cos \phi_{BP} \end{aligned} \right\} \quad (2-5)$$

(二) 角度法：

在已知點 A、B 測站上，觀測得 α 、 β 角，可按下列所推演的公式，直接求得交會點 P 的座標。

由(2-5)知

$$x_P = x_A + \overline{AP} \sin \phi_{AP} = x_A + \frac{\overline{AB} \sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)} \times \sin(\phi_{AB} - \alpha) \quad (2-6)$$

$$y_P = y_A + \overline{AP} \cos \phi_{AP} = y_A + \frac{\overline{AB} \sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)} \times \cos(\phi_{AB} - \alpha) \quad (2-7)$$

$$\begin{aligned} \sin(\phi_{AB} - \alpha) &= \sin \phi_{AB} \cos \alpha - \cos \phi_{AB} \sin \alpha \\ &= \frac{x_B - x_A}{\overline{AB}} \cos \alpha - \frac{y_B - y_A}{\overline{AB}} \sin \alpha \end{aligned} \quad (2-8)$$

(2-8)式代入(2-6)式得：

$$\begin{aligned} x_P &= x_A + \frac{\sin \beta \cos \alpha}{\sin(\alpha + \beta)} (x_B - x_A) - \frac{\sin \alpha \cos \beta}{\sin(\alpha + \beta)} (y_B - y_A) \\ &= x_A + \frac{\cot \alpha}{\cot \alpha + \cot \beta} (x_B - x_A) - \frac{1}{\cot \alpha + \cot \beta} (y_B - y_A) \\ x_P &= \frac{(x_B - x_A) + x_A \cot \beta + x_B \cot \alpha}{\cot \alpha + \cot \beta} \end{aligned} \quad (2-9)$$

同理可推演得：

$$Y_P = \frac{(Y_B - Y_A) + Y_A \cot \beta + Y_B \cot \alpha}{\cot \alpha + \cot \beta} \quad (2-10)$$

2.7.2 後方交會法

後方交會法又稱三點法，經緯儀整置在求點 P。照準三已知點 A、M、B 觀測其間夾角 α 、 β ，按幾何圖形推算 ω 、 ϕ 角及 γ 角再由三已知點座標，按前方交會計算法計算所求點 P 的座標值。但所求點 P 的觀測位置，不可與三已知點位於同一圓周上，否則計算結果不準確，或不能解算(管晏如，1990)。 ω 、 ϕ 角的計算公式為：

$$\begin{aligned} \omega + \phi + \alpha + \beta + \gamma &= 360^\circ \\ \therefore \phi &= 360^\circ - (\alpha + \beta + \gamma) - \omega \end{aligned} \quad (2-11)$$

假設已知 H

$$\begin{aligned} H &= 360^\circ - (\alpha + \beta + \gamma) \\ \therefore \phi &= H - \omega \end{aligned} \quad (2-12)$$

且

$$\frac{a \sin \beta}{b \sin \alpha} = \frac{\sin \phi}{\sin \omega} = K \quad (2-13)$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{\sin \phi}{\sin \omega} = \frac{\sin(H - \omega)}{\sin \omega} = \frac{\sin H \cos \omega - \cos H \sin \omega}{\sin \omega} \\ &= \sin H \cot \omega - \cos H \end{aligned} \quad (2-14)$$

則

$$\cot \omega = \frac{K + \cos H}{\sin H} \quad (2-15)$$

求得 ω 角後，則由(2-11)式可計算得 ϕ 角。後方交會點 P 的座標，可按(2-6)式及(2-7)式計算而得。

2.7.3 綜合式後方交會法

當後方交會法測站角度限制介於 $30^\circ \sim 120^\circ$ 時，容易產生誤差。為兼顧架設

儀器站多種方法選擇，發展「綜合式後方交會法」，當測站與稜鏡站皆為已知點時，於後置處理虛擬另一位觀測點，距離設定為 0.1 mm，將方向偏差量控制在半徑 0.1mm 以內，若條件符合(角度介於 $30^{\circ}\sim 120^{\circ}$)則使用後方交會法(許榮達，2004)。

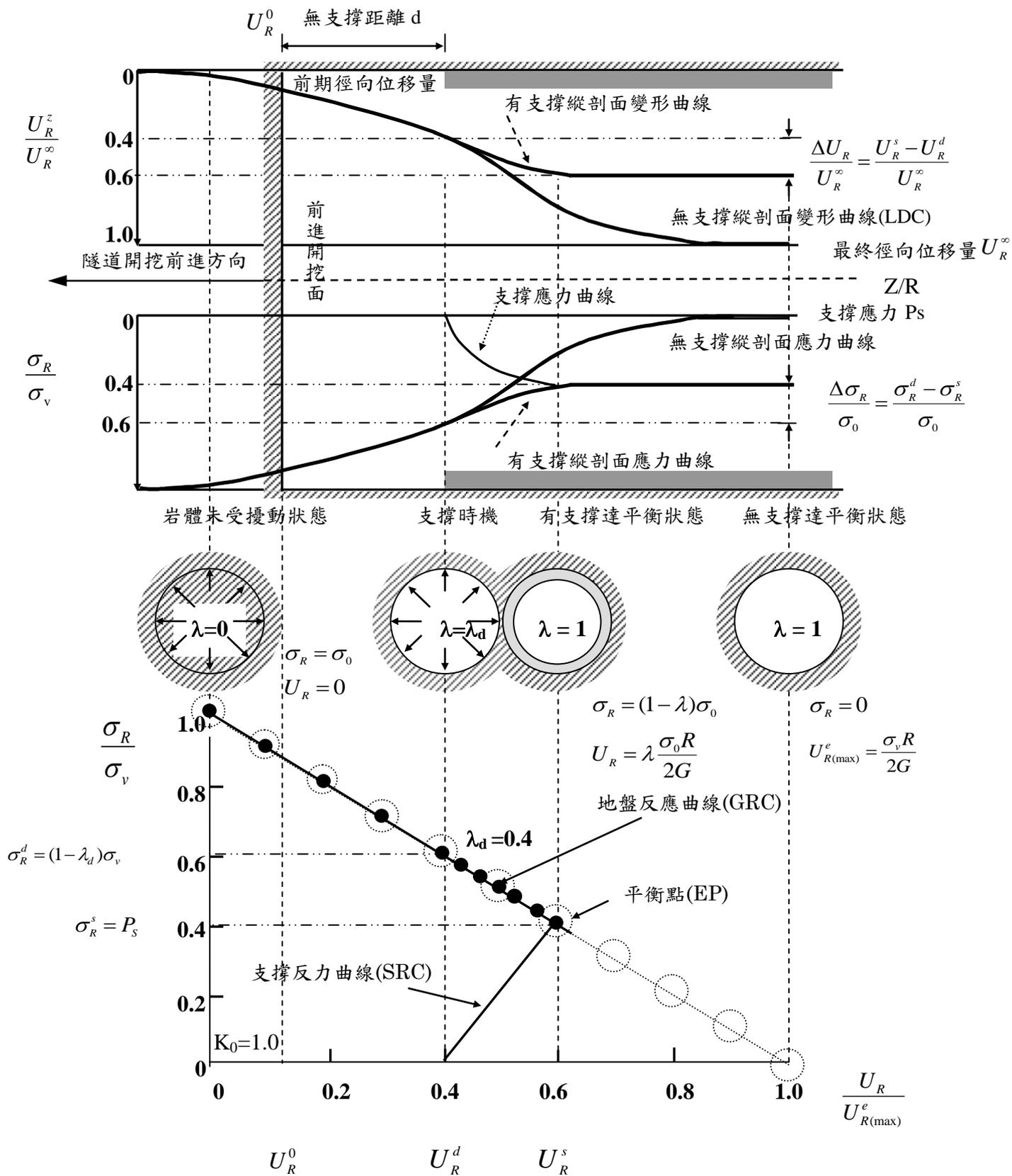


圖 2-1 隧道開挖時岩體收斂與支撐圍束互制示意圖 (李煜齡, 2003)

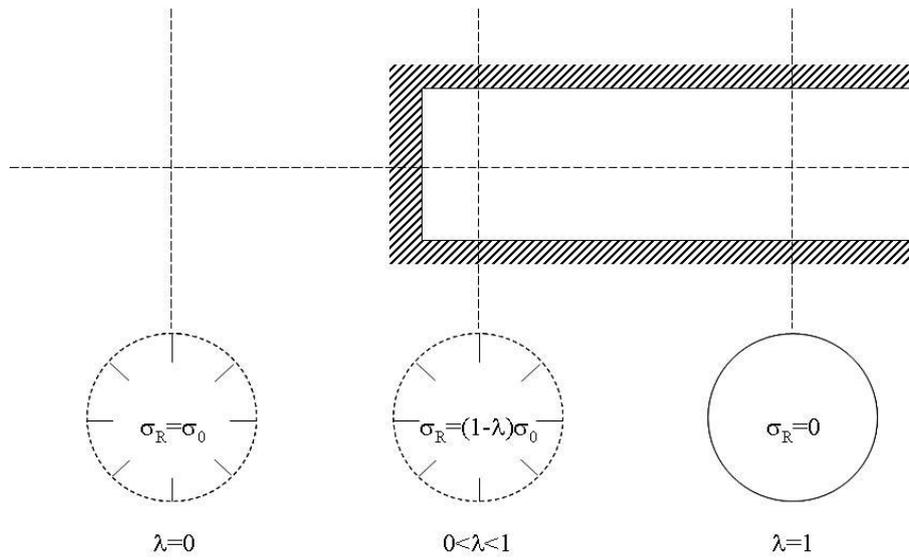


圖 2-2 λ 值示意圖 (Panet, 1979)

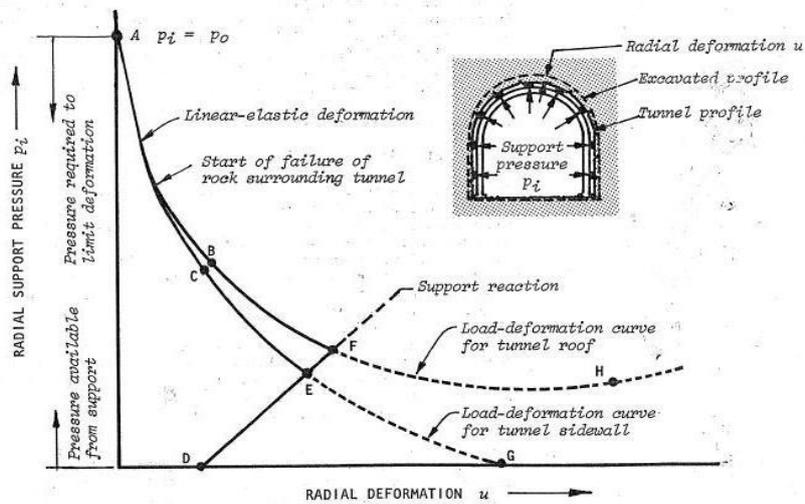
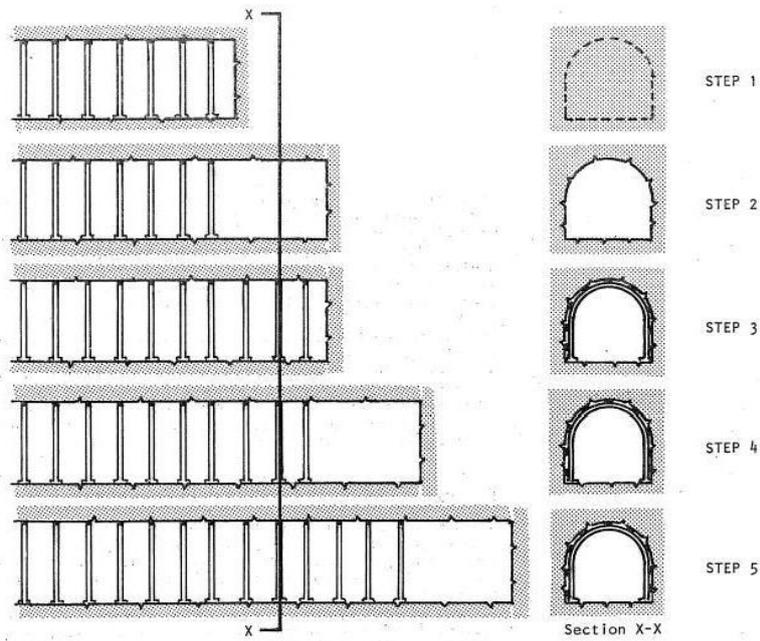


圖 2-3 地盤反應曲線與支撐反力曲線之互制關係圖 (Hoek and Brown, 1980)

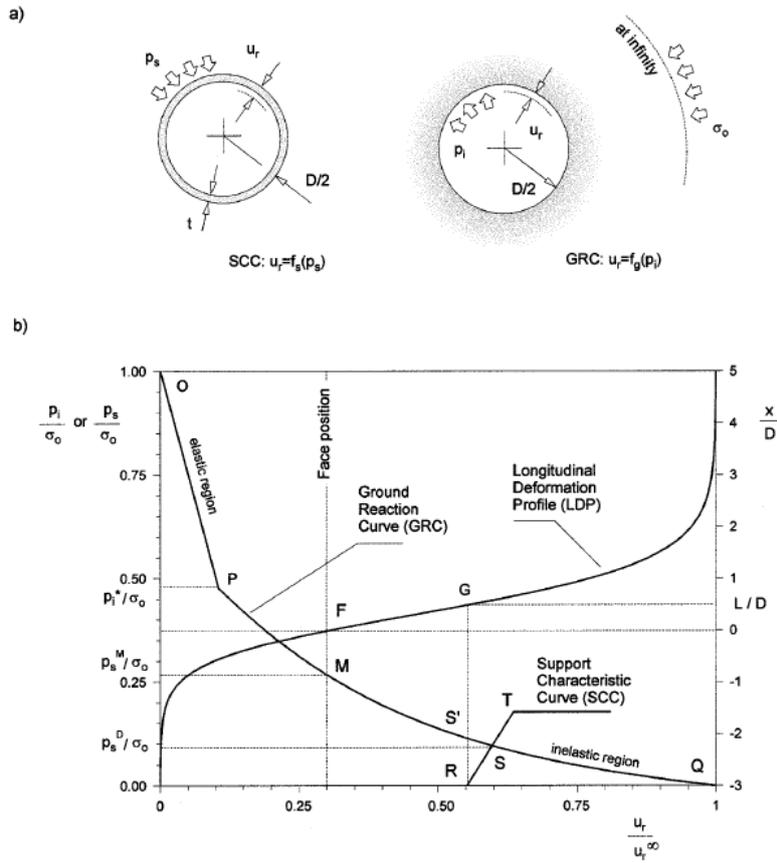


圖 2-4 地盤反應曲線與支撐反力曲線之互制關係圖
(Carranza-Torres and Fairhurst, 1999)

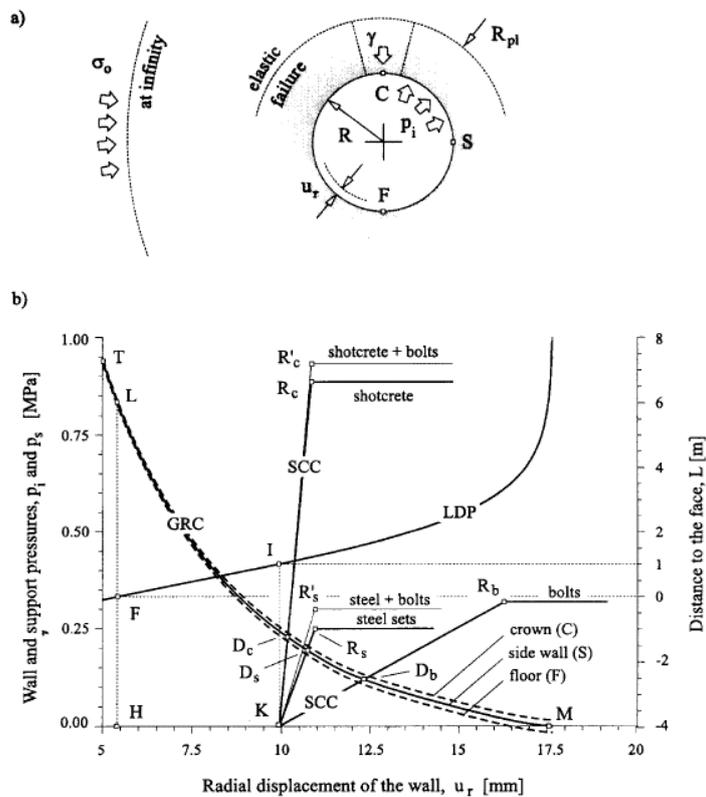


圖 2-5 不同之稱系統其支撐反力曲線變化圖
(Carranza-Torres and Fairhurst, 2000)

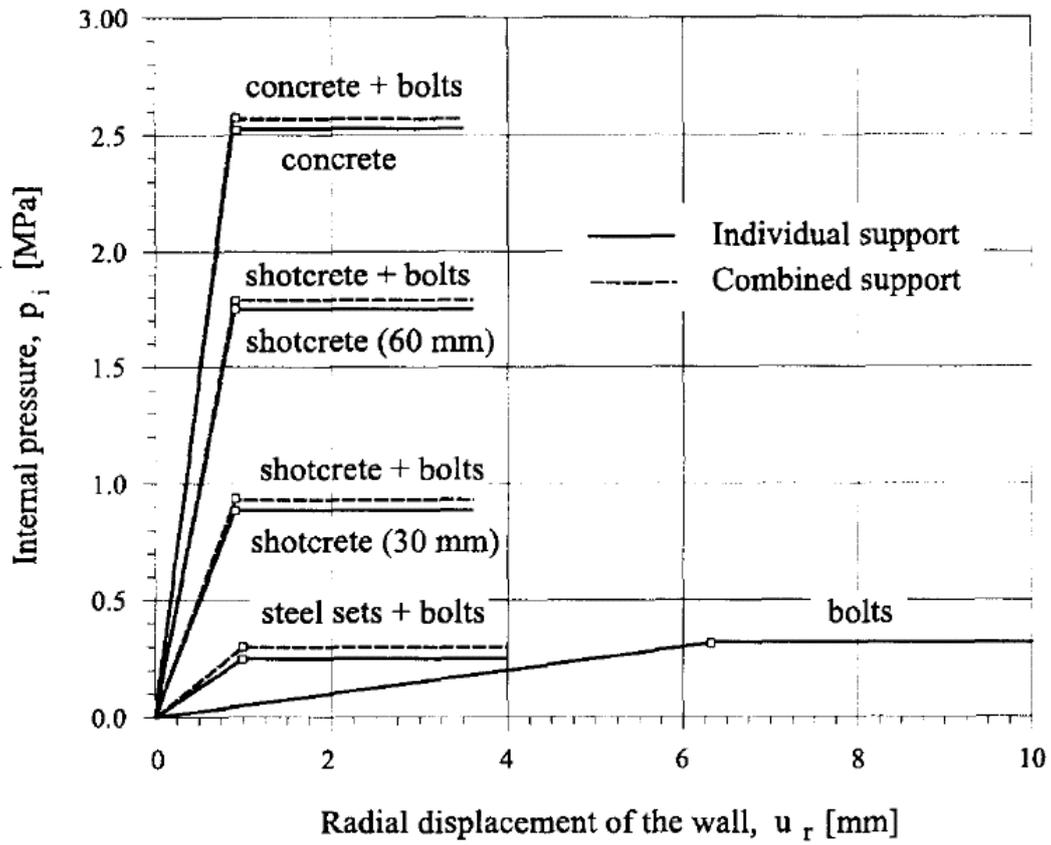


圖 2-6 不同支撐結構所提供的支撐壓力與位移關係圖
 (Carranza-Torres and Fairhurst, 2000)

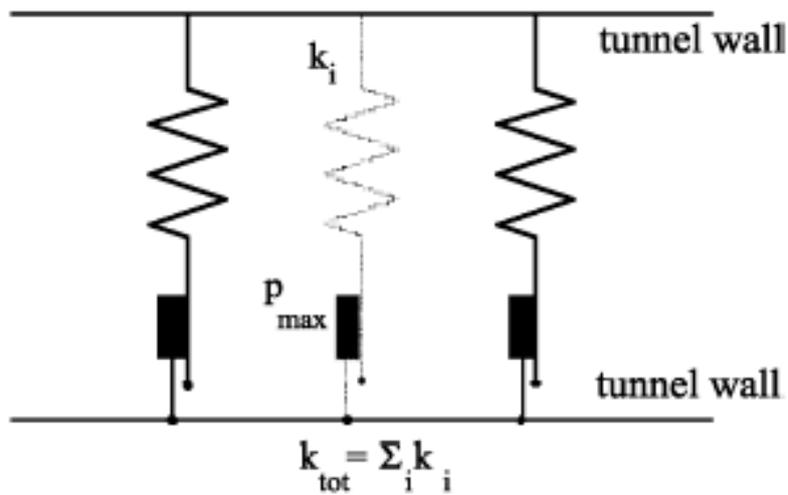


圖 2-7 複合式支撐系統之勁度示意圖 (Oreste, 2003)

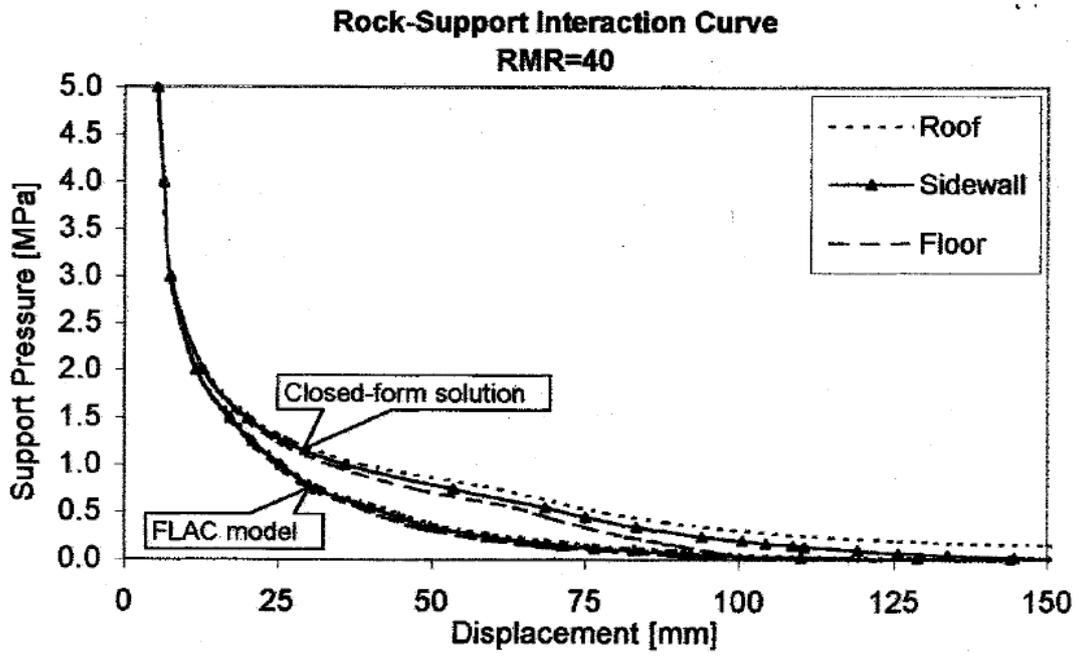


圖 2-8 隧道頂拱、側壁與仰拱之支撐應力與位移曲線圖
(Asef、Reddish and Lottd, 2000)

第三章 隧道開挖與支撐之力學行為模擬分析方法

3.1 前言

隧道工程屬於土木重大建設工程，並且在施工過程中常遭遇到不同的地質問題。但若利用數值分析方法模擬隧道開挖與支撐情況，進而從中找出隧道開挖過程中易發生問題的地方，加以防範並且改進，這將會大幅提升隧道開挖過程中的安全性。

隧道分析法乃用模擬隧道開挖及支撐系統之行為，作為分析模式，其方法可分為數值模擬分析與解析解模擬分析。目前在常用的數值分析中，包含了有限元素法(Finite Element Method, FEM)、有限差分法(Finite Difference Method, FDM)、邊界元素法(Boundary Element Method, BEM)、及不連續變形分析法(Discontinuous Deformation Analysis, DDA)等，以上乃依據力學理論建立數值模型，模擬隧道開挖與支撐之力學行為。在解析解方面，新外顯法(New Explicit Method, NEM)則為以收斂圍束法為理論基礎，將岩體開挖後之應力釋放，以圍束損失之疊加方式將收斂情況分階計算，即可計算出每次疊加所產生之位移。

李煜舫(2003)提出新外顯法於岩體為彈性模式開挖隧道時，岩體收斂與支撐圍束之互制示意圖(如圖 2-1)，圖中可看出彈性時之地盤反應曲線其斜率皆為 $2G$ 。但當岩體為彈性完全塑性模式時，無支撐之岩體將不同於彈性模式下之收斂曲線(如圖 3-1 所示)。當岩體超過彈性極限時，地盤反應曲線將不再為斜率 $2G$ 之直線，直到支撐開始，由於支撐亦假設為彈性模式，所以支撐開始後之地盤反應曲線將與彈性時之無支撐隧道之曲線平行(如圖 3-2)。

本研究模擬隧道開挖與支撐過程之分析方法，其數值分析採用有限元素分析法，並配合實驗室研發之有限元素法分析程式，以及應用新外顯法，加以分析對照，其模擬方式與分析步驟將分別說明如下章節。

3.2 有限元素法分析

3.2.1 有限元素原理介紹

對於有限元素法理論分析概念，為利用虛功原理（virtual works theory）將固定空間之材料，如樑、柱、桿等元素做離散化（discretization），將欲分析之材料依使用者需求離散成個別元素，再藉由各元素矩陣結合成整體結構矩陣，進行運算求其未知量。一般可分為力法（force method）與位移法（displacement method）兩種方法，主要差別在於未知量及所求解之方程式不同。而一般工程分析上，大多為已知荷重，為求其未知之位移量，則常採用位移法做分析計算。

3.2.2 有限元素分析程式之處理程序介紹

使用本實驗室研發之有限元素分析模擬程式，進行隧道開挖與支撐模擬分析。關於本有限元素程式模擬分析時，主要包括三個部份：（1）前處理程序、（2）主要計算分析程序以及（3）後處理程序。如圖 3-3 所示，其步驟分別敘述如下：

（1）前處理程序：

依據分析範圍及邊界設定，自動建立隧道開挖之網格，依照各模組參數需求輸入參數，並產生一基本資料檔，其步驟如下：

- （a）定義網格邊界範圍，並製作四分之一隧道模型。
- （b）自動產生元素
- （c）將所須計算之節點編號
- （d）依照選擇之組成律模式數入其所需之參數值，並定義各模組之群組編號（group）。
- （e）進入計算過程，於運算方法上採用初始應力法，所以在此輸入初始應力、疊代數及容許精度。

- (f) 輸入欲讀取之檔名。
- (g) 輸入欲輸出之檔名。
- (2) 主要計算分析程序：
 - (a) 讀取元素各群組之參數。
 - (b) 讀取各節點之座標值。
 - (c) 讀取各模組之組成律參數。
 - (d) 讀取各節點之自由度。
 - (e) 讀取施力狀況。
 - (f) 依照所選擇之破壞準則、疊代數以及容許精度開始計算。
 - (g) 讀取初始應力。
 - (h) 輸出計算結果。
- (3) 後處理程序：

依照計算分析程序所擷取出之檔案，可於後處理程序針對所選擇之群組或各元素做（1）等值位移分佈圖、（2）等值應力分佈圖、（3）應力場分佈圖、（4）位移場分佈圖、（5）塑性點表示及（6）位移變形分佈圖等表示，並依照前述步驟，逐一完成有限元素模擬隧道開挖與支撐之計算與分析。

3.2.3 有限元素程式模擬分析步驟

在前處理程序中，依照分析範圍及邊界設定，自動建立元素網格，且依照所需研究參數之不同，可先行產生一基本資料檔（如表 3-1），其步驟說明如下：

- (a) 定義分析模型之最大邊界範圍， $(x_1=0, y_1=0) \rightarrow (x_2=100, y_2=100)$ 。
- (b) 建立一等向均質之二維隧道模型，並產生網格。由於為深隧道開挖亦將此模型之四周邊界束制，且設定初始位移值為零（如圖 3-4）。產生各元素與節點之編號（如圖 3-5 與 3-6 所示）。
- (c) 建立模型完成後，接著為準備計算階段，輸入檔案之主副檔名。在計算資料選擇及種類上為數入完全數據與靜力模式，此為計算用之數據。而計算

幾何問題上採用平面應變狀態，並選擇組成律為莫爾庫倫準則（無應變硬化）後，開始依序輸入單位重、彈性模數、波松比、凝聚力、內摩擦角及膨脹角。

- (d) 上述完成後，依序輸入荷載疊加次數 (increment) $\lambda=1$ 、迭代數 (iteration) 100 次、及容許精度 (tolerance) 0.001。開啟所設定檔案之 data 檔，進行荷載疊加數之修正，及整體數據資料之檢查。

以上步驟完成後，即進入主要計算分析程序，經由輸入程式指令 cesar 後並輸入所需計算之主副檔名，即開始進行計算過程，其計算執行步驟包括讀取元素各群組元素參數、各節點之座標值、各模組之組成律參數、各節點之自由度及施力狀態，並依照所設定之破壞準則、疊加數、迭代數及容許精度進行計算。計算完成後可輸出一計算結果檔。

(一) 無支撐隧道開挖模擬步驟

使用有限元素分析法應用於隧道開挖之數值模擬方面，乃是將欲開挖區內之元素移除，接下來在開挖面上施予反向節點力，最後使開挖面上之徑向應力收斂至零。其開挖模擬步驟如下所述：

- (1) 將基本資料檔複製於一新資料夾內，重新設定所需模擬之岩體參數，執行 cesar，計算整體結構未開挖之之初始應力狀態，其應力與位移狀態分佈圖，如圖 3-7 和 3-8 所示。
- (2) 製作施於開挖面上之反向節點力設定檔 (LAM) (如表 3-2)。
- (3) 初始應力計算完成後，將開挖區之參數假設為零，以代表開挖，並於開挖面上施加反向節點力 (將 LAM 設定檔覆蓋原初始大地應力設定)，修正荷載疊加數 (increment) $\lambda=1$ 、迭代數 (iteration) 100 次、及容許精度 (tolerance) 0.001 後，輸入執行指令 cesar 進入計算分析程序。
- (4) 將開挖面上之節點力收斂至零，並計算開挖後整體元素結構之應力與位移狀態分佈圖 (如圖 3-9 與 3-10)。
- (5) 計算完成後，查取頂拱之節點號碼，並製作 las.dat 檔 (如表 3-3)，並於

程式中執行指令 las，可從計算結果檔中，擷取所需點位之各階位移值及應力值，依所輸出的檔案，由 Excel 繪製地盤反應曲線圖。

(二) 有支撐隧道開挖與支撐架設之模擬步驟

- (1) 將基本資料檔內欲開挖區之岩體參數設為零，以代表開挖完成。
- (2) 修改程式內荷載疊加數 (increment) 為 4，並輸入指令 cesar，開始執行計算。再輸入指令 las 可得隧道開挖無支撐時 ($\lambda_d=0.4$) 之頂拱衛移值與應力值 (如圖 3-11 與圖 3-12)。
- (3) 完成開挖後，接著在襯砌區之群組輸入噴凝土襯砌參數，並將反向節點力參數 (LAM) 值以 POI 之指令覆蓋，修改疊加數，並執行 cesar 指令以活化噴凝土支撐 (如表 3-4)。
- (4) 接著將原本之反向節點力 (LAM) 替代指令 POI，並將疊加數修改為 6，繼續完成支撐後之應力釋放，直接釋放至岩體與支撐互制平衡 ($\lambda=1.0$)。再輸入指令 las 取得支撐開始後隧道頂拱位置之位移值與應力值 (如圖 3-13 與圖 3-14)。

由步驟 2、4 所輸出之位移與應力值，可匯入試算程式後擷取所需之數值，即可繪製地盤反應曲線 (如圖 3-15、圖 3-16 與圖 3-17)。

3.3 新外顯法

3.3.1 新外顯法之基本假設

「新外顯法」 (New Explicit Method) 是以收斂圍束法 (Convergence Confinement Method) 為基礎理論，並根據現地收斂量測資料，計算求得前期位移 (無支撐距離 d) 時之圍束損失 λ ，採用疊加計算之方式以模擬隧道開挖時之前進效應，如此即可模擬隧道開挖時之岩體自持力收斂與支撐結構間之互制行為的分析方法。以下為外顯分析法之基本假設：

- (1) 岩體材料為彈性完全塑性材料。

- (2) 噴凝土、鋼支保及岩栓等支撐構件為彈性完全塑性材料
- (3) 岩體力學行為不考慮時間效應。
- (4) 假設支撐結構系統架設位置距離隧道開挖面為無支撐距離。
- (5) 隧道開挖不考慮地下水之影響。

3.3.2 新外顯法之分析處理程序

於新外顯法之分析過程中，所使用的參數包括：隧道開挖半徑、岩體單位重、岩體波松比、凝聚力、內摩擦角以及支撐構件參數，經由迴歸計算獲得岩體的彈性模數 E 、架設支撐時之圍束損失比值 λ_d 與支撐構件應力 P_s 值。最後，利用圍束損失作疊加計算迴圈關係，如此可繪製出地盤反應曲線（GRC）、支撐反力曲線（SRC）和互制曲線（IC）（李煜舫，2003）。其計算方法與分析步驟說明如下：

- (1) 採用岩體各項基本參數計算出其彈性模數、被動土壓力係數等相關參數，並假設圍束損失 λ_d 值；
- (2) 由公式 $U_R^d = \lambda_d \frac{\sigma_v R}{2G}$ 計算出 σ_R^d 和 U_R^d 值；
- (3) 由 2.2.2 節所提之噴凝土支撐勁度（公式 2-24）與岩栓支撐勁度（公式 2-27），計算支撐結構之總支撐勁度 K_n 。
- (4) 計算圍束損失比之變化量為 $\Delta\lambda = \frac{1}{n} \left[\frac{2G(1-\lambda_d)}{2G+K_n} \right]$ ；
- (5) 模擬隧道開挖前進效應作用下，岩體因開挖發生徑向應力釋放和位移收斂，以及互制作用之支撐壓力產生。以應力釋放之疊加值 n 表示疊加迴圈關係，因此可以累加求得下列關係

$$\text{圍束損失： } \lambda = \lambda_d + \Delta\lambda$$

$$\text{地盤反應曲線： } U_R^s = U_R^d + n\Delta\lambda \quad \text{和} \quad \sigma_R^s = \sigma_R^d + n\Delta\lambda$$

$$\text{支撐反力曲線： } P_s = n\Delta\lambda \left(\frac{K_n}{2G} \right)$$

- (6) 重複步驟 (5) 之計算，最後求得平衡點之結構支撐壓力 P_s 或岩體應力 σ_R^s 與徑向位移量 U_R^s ；
- (7) 繪製隧道前進開挖岩體收斂和結構支撐圍束之各類曲線，包含地盤反應曲線 (GRC)、支撐反力曲線 (SRC)、互制作用曲線 (IC) 等。

3.3.3 新外顯法之模擬分析步驟

於新外顯法之分析過程中，可分為岩體為彈性與彈性完全塑性兩種情況。其計算方法與分析步驟說明如下：

(一) 無支撐隧道開挖模擬步驟：

(A) 岩體為彈性模式：

(1) 將開挖開始至岩體平衡之應力釋放過程，等分為 10 個階段 ($\lambda=0 \rightarrow 1.0$)。

(2) 側向土壓力 $K=1.0$ 時之結果可得知，每個釋放階段之徑向應力值為

$$\sigma_R = (1-\lambda)\sigma_v, \text{ 且徑向位移值為 } U_R = \lambda \frac{\sigma_v R}{2G}。$$

(3) 輸入岩體參數值，並計算所需之彈性模數 G 值、被動土壓力 K_p 值 (如圖 3-18)。

(4) 當岩體為彈性範圍時 ($0 \leq \lambda \leq \lambda_e$)，由步驟 2 之徑向應力、位移公式可算出，岩體未開挖 ($\lambda=0$) 時，徑向應力值 $\sigma_R=1.0$ 、徑向位移值 $U_R=0.0$ ；岩體受到開挖擾動應力隨之釋放 ($\sigma_R \rightarrow 0$)，岩體之徑向位移亦隨著增加 ($U_R \rightarrow U_{R(\max)}$) (如圖 3-19 所示)。

(5) 將所計算出之各階徑向位移對彈性最大位移正規化，並與徑向應力值，可繪出彈性無支撐隧道開挖時之地盤反應曲線圖 (如圖 3-20)。

(B) 岩體為彈性完全塑性模式：

(1) 圖 3-21 輸入岩體參數，求出塑性半徑 R_p 與彈性極限之圍束損失 λ_e ，於支撐假設處假設無支撐開挖距離 λ_d 為 0.7，並可求得完成支撐時之徑向應力值與位移值 (如圖 3-22)。

(2) 當岩體為塑性範圍時 ($\lambda_e \leq \lambda \leq 1$)，岩體滿足莫爾庫倫破壞準則 (Mohr-Coulomb Failure Criterion)，此時在隧道開挖面上 ($r=R$) 之應力與位移關係式可表示為

$$\sigma_R = \frac{\sigma_v}{K_p - 1} \left[2\lambda_e \left(\frac{R}{R_p} \right)^{K_p - 1} - \frac{\sigma_c}{\sigma_v} \right] \quad (3-1)$$

和

$$\sigma_\theta = \sigma_R K_p + \sigma_c \quad (3-2)$$

$$U_R = \lambda_e U_{R(\max)}^e \left(\frac{R_p}{R} \right)^{K_p + 1} \quad (3-3)$$

且塑性破壞半徑 R_p 為與彈性極限之圍束損失 λ_e 為

$$R_p = R \left[\frac{2\lambda_e}{(K_p + 1)\lambda_e - (K_p - 1)\lambda} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}} \quad (3-4)$$

$$\lambda_e = \frac{1}{K_p + 1} \left[K_p - 1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_v} \right] \quad (3-5)$$

(3) 如圖 3-22 所示，經由以上式子，可計算出每階段徑向之位移值，即可各別對最終位移值做正規化，並繪出隧道無支撐之地盤反應曲線圖 (如圖 3-23)。

(二) 有支撐隧道開挖與支撐架設之模擬步驟：

(A) 岩體為彈性模式：

- (1) 假設無支撐距離之圍束損失 $\lambda_d=0.4$ ，依照彈性無支撐隧道開挖之順序依序輸入岩體參數，並可計算出彈性極限之圍束損失 λ_e 與塑性半徑 R_p 。輸入噴凝土參數，並可由公式 2-23 計算出噴凝土勁度 (K_n)。假設支撐疊加 (increment) 為 10 次 ($n=10$)，可計算出圍束損失之變化量 (如圖 3-24)。
- (2) 模擬隧道開挖前進效應作用下，岩體因開挖發生徑向應力釋放和位移收斂，以及互制作用之支撐壓力產生。若以應力釋放之疊加值 n 表示疊加迴圈關係，因此可以累加求得下列關係

$$\text{圍束損失： } \lambda = \lambda_d + \Delta\lambda \quad (3-6)$$

- (3) 完成參數設定後，進入計算過程。當 $\lambda_d \leq \lambda_e$ 時，岩體於支撐前並未產生塑性行為，進入支撐開始後 ($\lambda_d = 0.4$)，支撐勁度以固定值 $\Delta\lambda$ ，依 n 值之增加而，而岩體之徑向應力則隨著支撐後之 λ 值之增加而減少，隨後互制平衡時，支撐勁度將與岩體之殘餘應力相等。而徑向位移於支撐後隨著 λ 值之增加而增加 (圖 3-25)。
- (4) 由上一步驟之計算頁面所得出的徑向位移與應力值，即可繪製出岩體為彈性模式時有支撐隧道開挖之地盤反應曲線圖 (圖 3-26)。

(B) 岩體為彈性完全塑性模式：

- (1) 輸入岩體參數，同彈性完全塑性無支撐隧道開挖時，求得所需之計算值，並在支撐假設部份，假設開挖無支撐距離之圍束損失 λ_d 為 0.7 (如圖 3-27)。
- (2) 當 $\lambda_e \leq \lambda_d$ 時，岩體於支撐前即產生了塑性變形行為，此時在架設支撐前之岩體變形量可由塑性無支撐公式求得。進入支撐架設後，由於支撐模式為彈性行為，所以對照無支撐距離 d 時之徑向位移比值，並減去 λ_d 值可得一差值，此時將支撐開始後之 λ_s 值各別加上此一差值，即可得支撐開始後之徑向位移比值 (圖 3-28)。
- (3) 接著可依照所計算得出之徑向應力位移值，繪製地盤反應曲線圖與支撐反力曲線圖 (圖 3-29)。

表 3-1 有限元素程式計算基本資料檔

```

EXEC
ILIG
COMT
-----
-
-
-
- Nom de l'ETUDE : n1      <- 主檔名
- Nom du CALCUL  : p0      <- 副檔名
-
- Familles       : 1
-
- Module         : MCNL
-
- . 1971 noeuds   <- 節點個數
- . 3 groupe (s)  <- 群組個數
- . 658 elements : <- 元素個數
-
-           540 MBQ8
-           118 MBT6
-
-----

COOR
 2 1
ELEM
 2 1
s1
10 1 0.20000E-01 0.30000E+03 0.25000E+00
    0.20000E+00 0.30000E+02 0.30000E+02
s2
10 1 0.20000E-01 0.30000E+03 0.25000E+00
    0.20000E+00 0.30000E+02 0.30000E+02
s3
10 1 0.20000E-01 0.30000E+03 0.25000E+00
    0.20000E+00 0.30000E+02 0.30000E+02
COND
 2

```

NUL

2

116

1885 1878 1877 1830 1829 1792 1791 1754 1753 1716 1715 1678 1677 1640 1639 1602
 1601 1564 1563 1526 1525 1488 1487 1450 1449 1412 1411 1374 1373 1336 1335 1298
 1297 1260 1259 1222 1221 1184 1183 1146 1145 1108 1107 1070 1069 1032 1031 994
 993 956 955 918 917 880 879 842 841 804 803 766 765 728 727 690
 689 652 651 614 613 576 575 538 537 500 499 462 461 424 423 386
 385 348 347 310 309 272 271 234 233 196 195 158 157 111 110 71
 68 42 41 22 21 11 9 3 1 1912 1910 1940 1938 1956 1954 1962
 1960 1970 1968 1971

10

2

116

1971 1964 1963 1942 1941 1914 1918 1893 1895 1881 1885 232 231 270 269 308
 307 346 345 384 383 422 421 460 459 498 497 536 535 574 573 612
 611 650 649 688 687 726 725 764 763 802 801 840 839 878 877 916
 915 954 953 992 991 1030 1029 1068 1067 1106 1105 1144 1143 1182 1181 1220
 1219 1258 1257 1296 1295 1334 1333 1372 1371 1410 1409 1448 1447 1486 1485 1524
 1523 1562 1561 1600 1599 1638 1637 1676 1675 1714 1713 1752 1751 1790 1789 1828
 1827 1876 1873 1904 1906 1912 1 2 5 6 24 27 48 51 89 90
 152 155 194 193

01

0

CHAR

2

SIG

0 0

1

3

1 2 3

-0.10000E+01 -0.10000E+01 0.00000E+00 -0.10000E+01

MCNL

2

1 (疊加數) 100 (迭代數) 0.10000E-04 (容許精度)

1

0.10000E+01

STK

n1_rp0.resu

表 3-2 反向節點力之設定資料檔 (LAM)

COMT

```

-----
-
-
-
- Nom de l'ETUDE : n1      <- 主檔名
- Nom du CALCUL  : p0     <- 副檔名
-
- Familles       : 1
-
- Module         : MCNL
-
- . 1971 noeuds   <- 節點個數
- . 3 groupe (s) <- 群組個數
- . 658 elements : <- 元素個數
-
-           540 MBQ8
-           118 MBT6
-
-----

```

CHAR

0

LAM

12 3

232 228 230 228 225 227 225 222 224 222 219 221

219 216 218 216 213 215 213 210 212 210 207 209

207 204 206 204 201 203 201 198 200 198 195 197

3

-1 -2 3

1

n1_p0.resu

表 3-3 應力與位移值之擷取設定檔 (las)

1 (選取一個剖面) 1 (一個群組取一個點) 1971 (全部元素總個數)

Les noeuds en haut (0 degrees, 1 noeuds, 1971 la totalite de noeuds)

0. (選取之剖面為 0 度)

195 (所需讀取之節點編號)

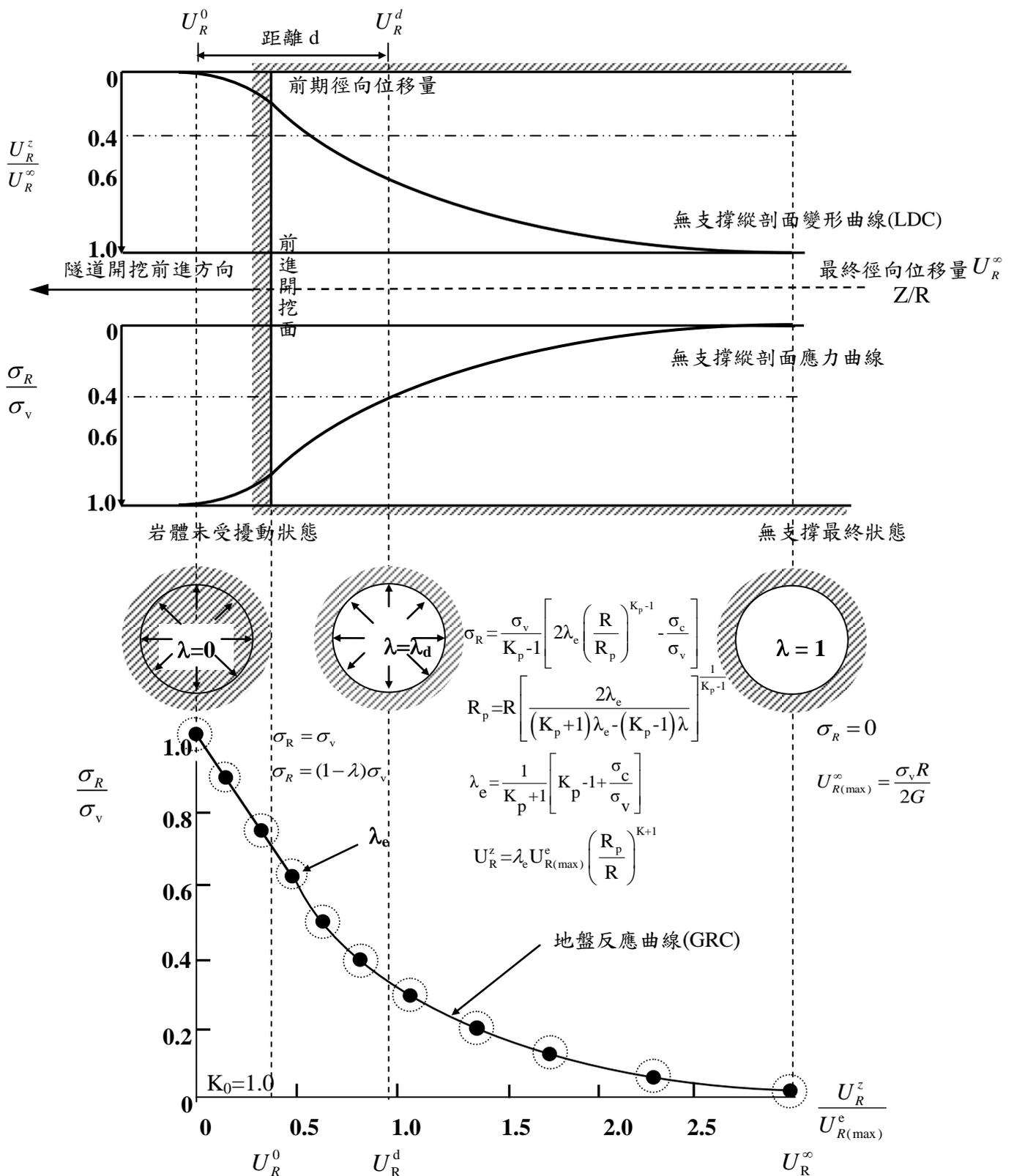


圖 3-1 無支撐隧道開挖引致岩體變形收斂圖

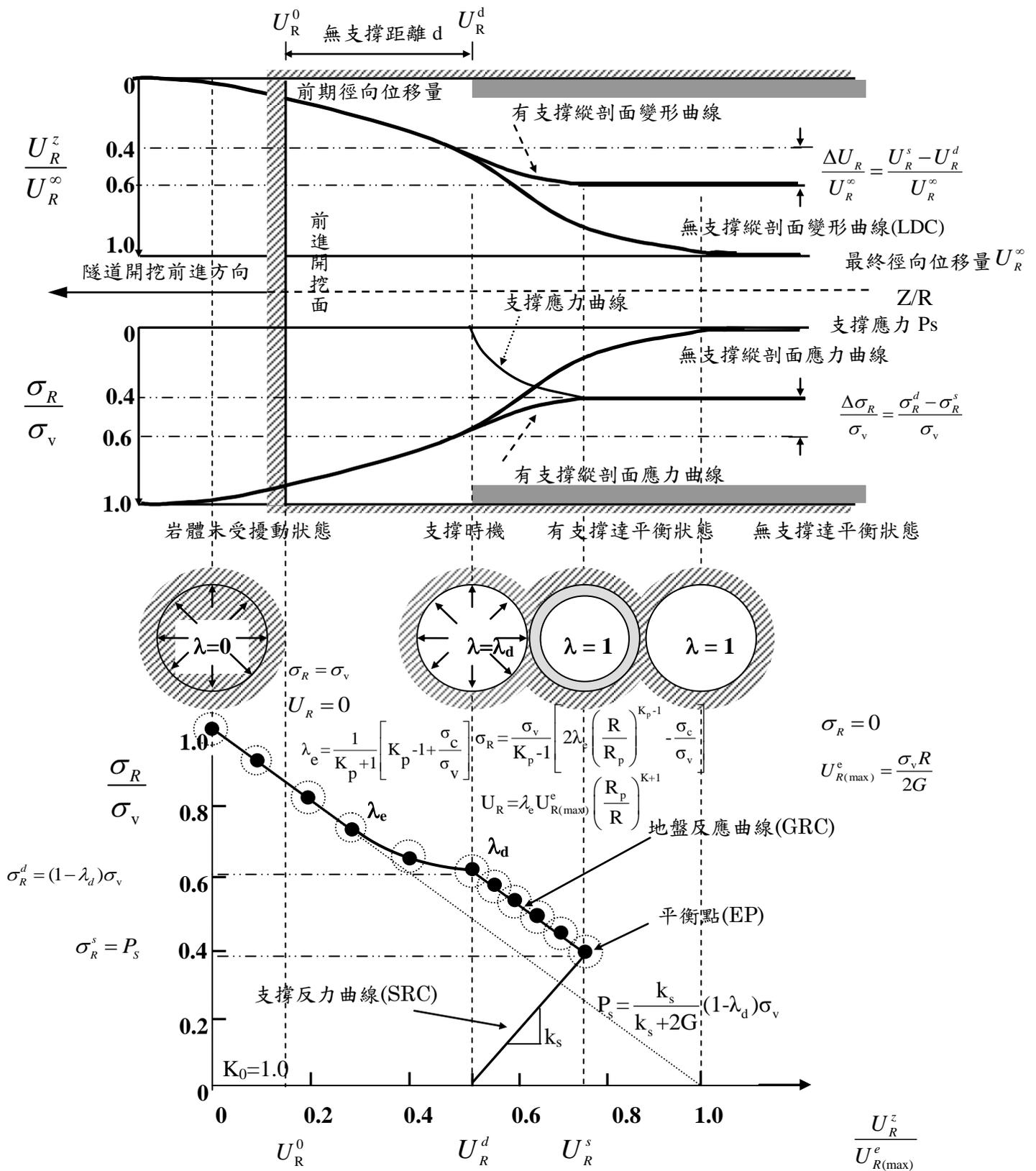


圖 3-2 隧道開挖岩體收斂與支撐圍束之互制關係圖

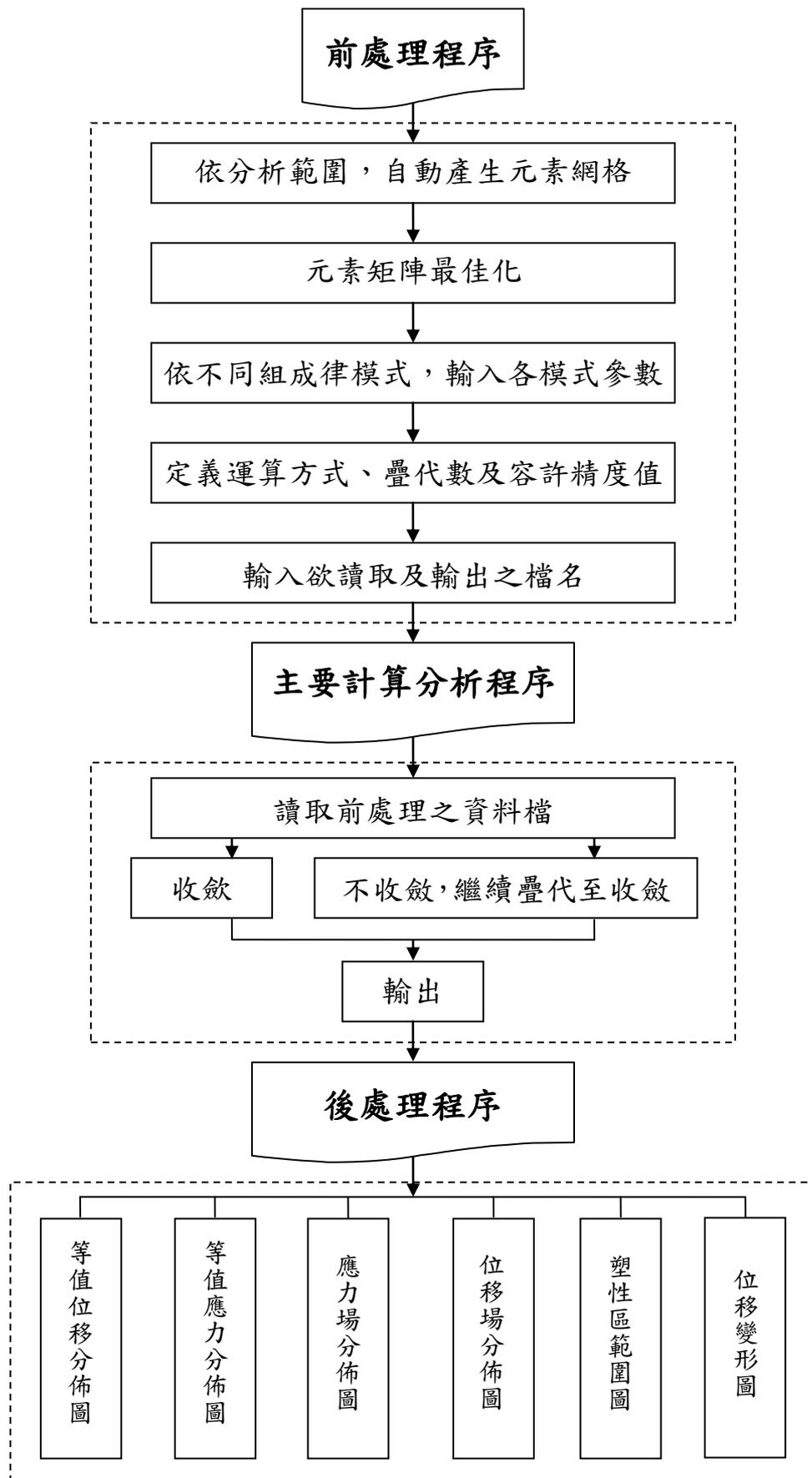


圖 3-3 有限元素分析程式之計算執行流程

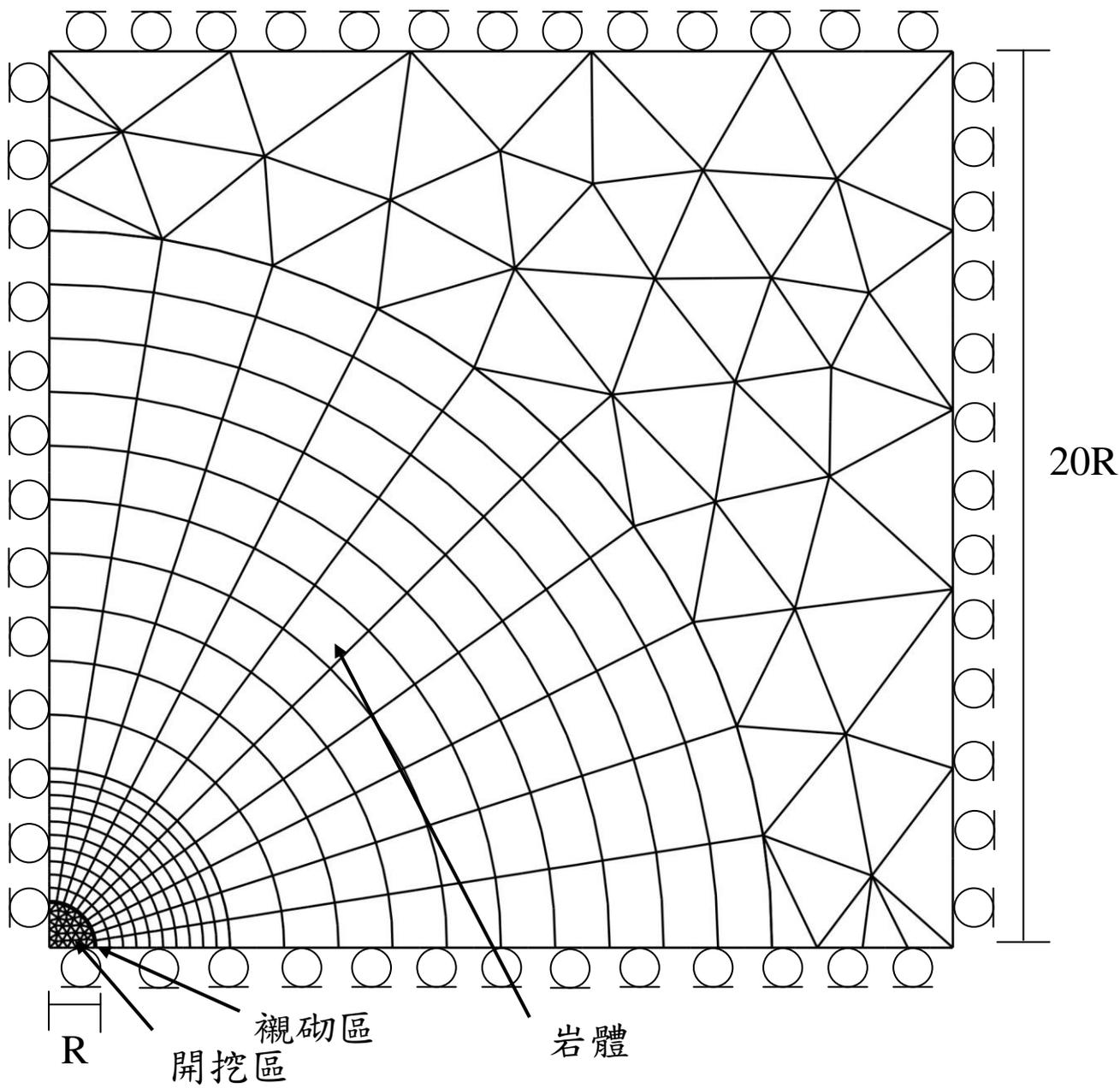


圖 3-4 有限元素之網格示意圖

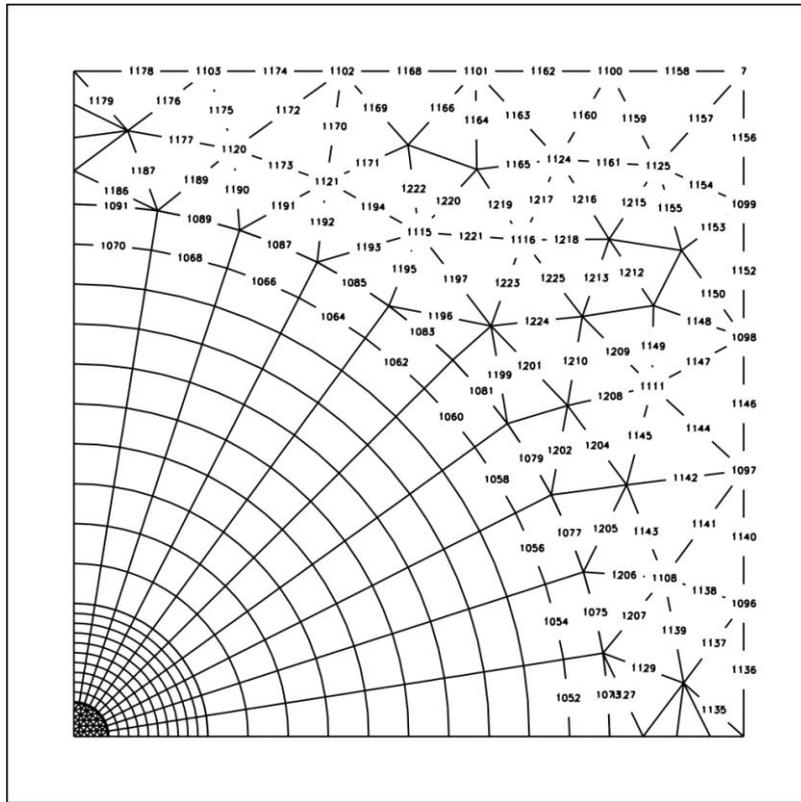


圖 3-5 有限元素程式模擬隧道開挖之網格局部節點編號情況

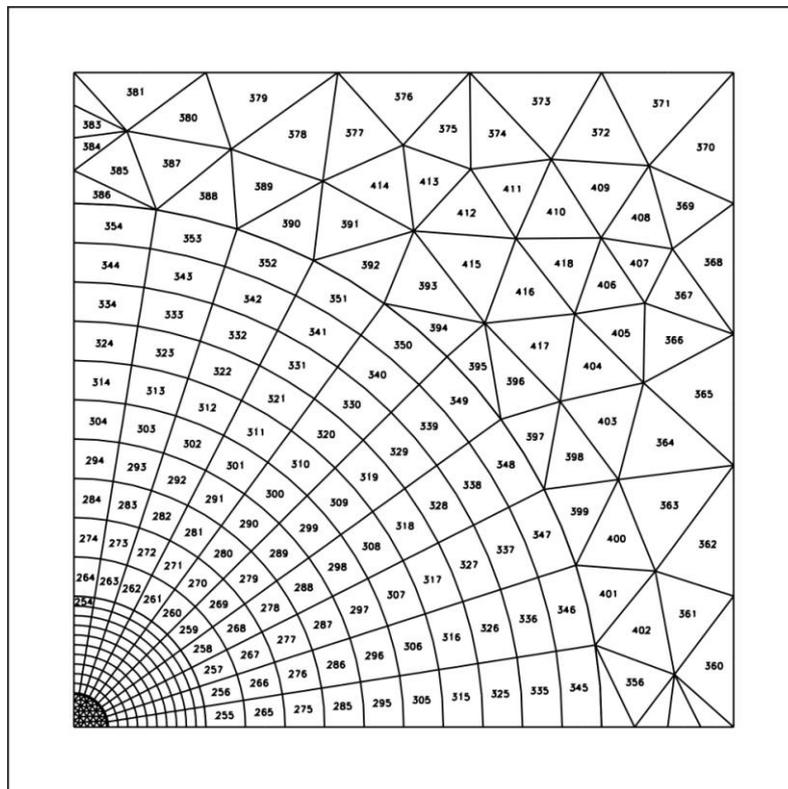


圖 3-6 有限元素程式模擬隧道開挖之網格局部元素編號情況

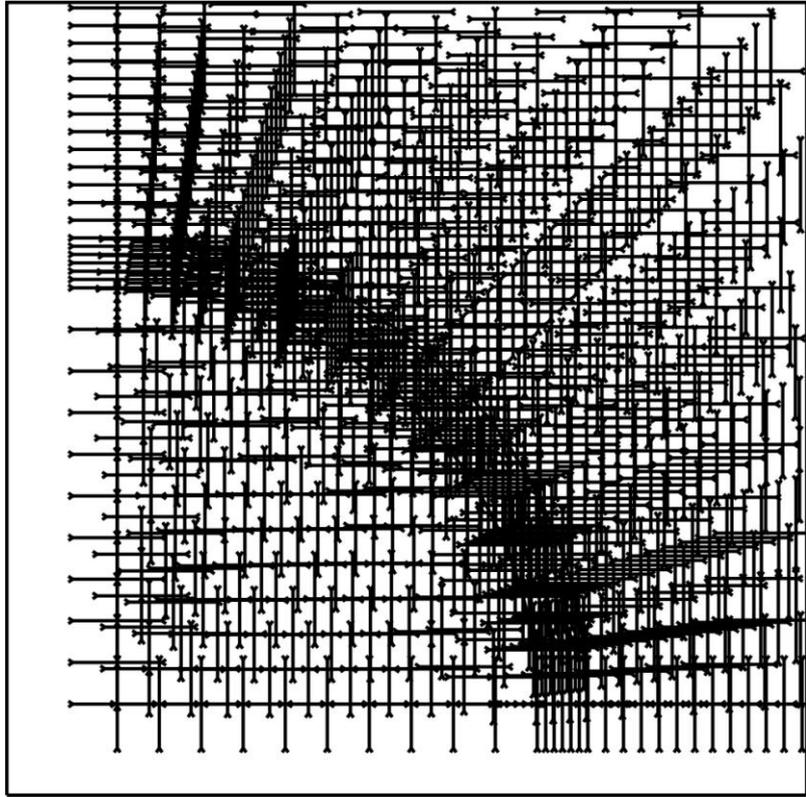


圖 3-7 有限元素程式模擬隧道未開挖之初始應力分佈圖

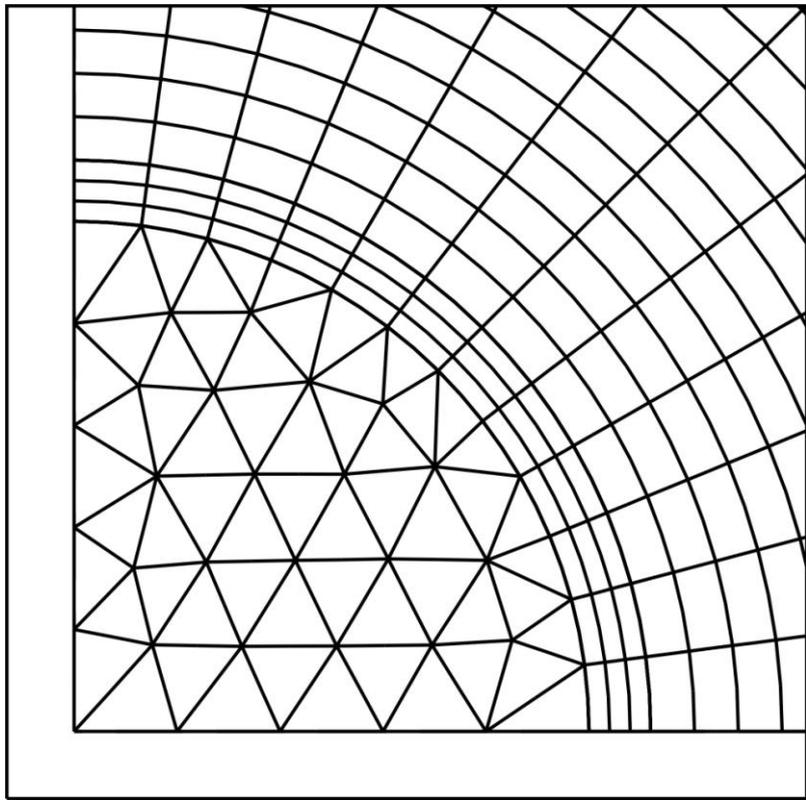


圖 3-8 有限元素程式模擬隧道未開挖之初始位移分佈圖

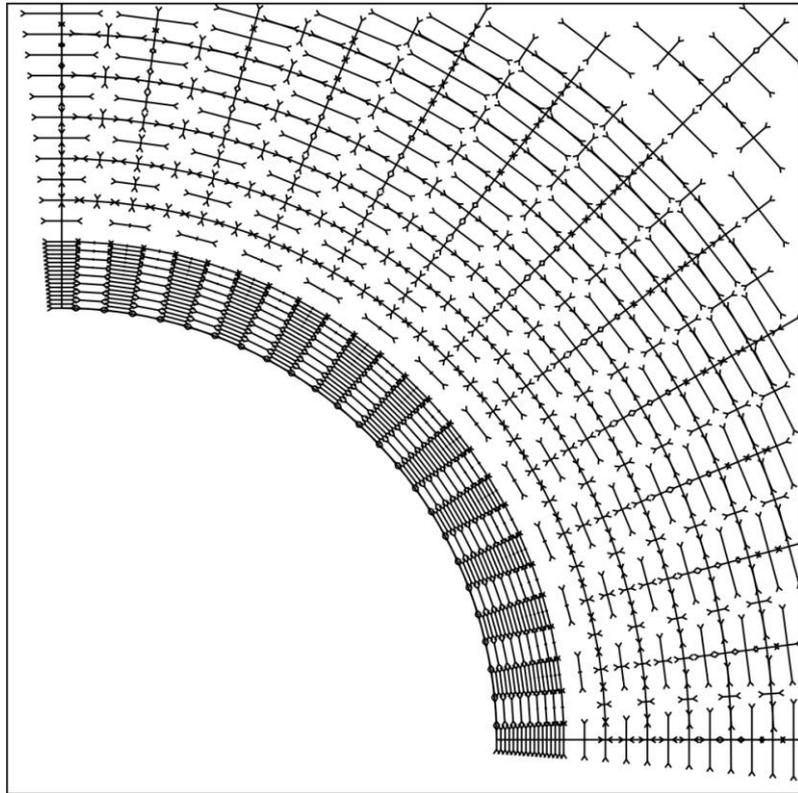


圖 3-9 有限元素程式模擬無支撐隧道開挖完成之應力分布圖 ($\lambda=1.0$)

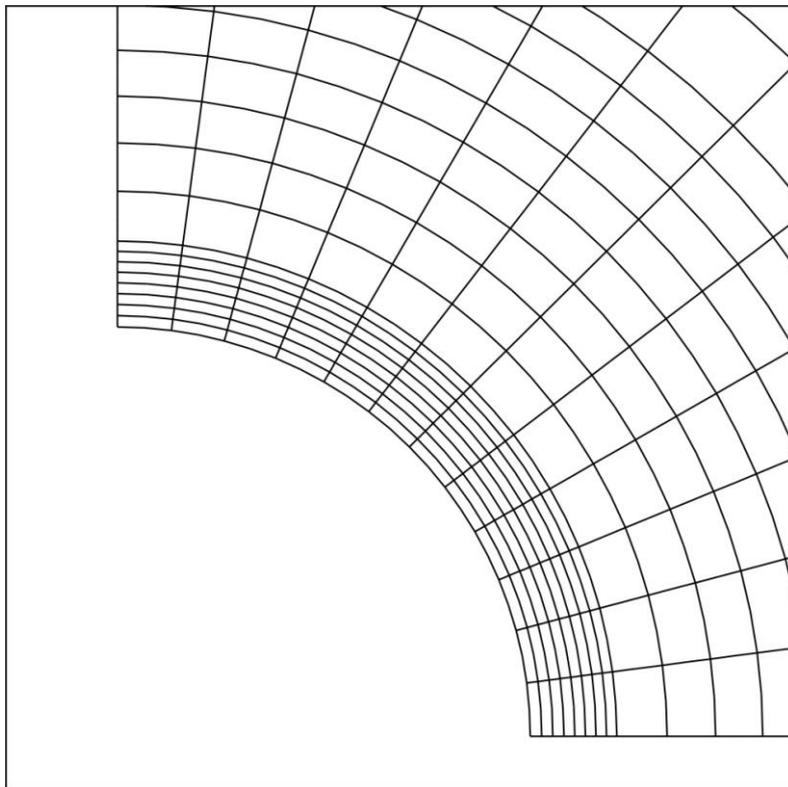


圖 3-10 有限元素程式模擬無支撐隧道開挖完成之位移分布圖 ($\lambda=1.0$)

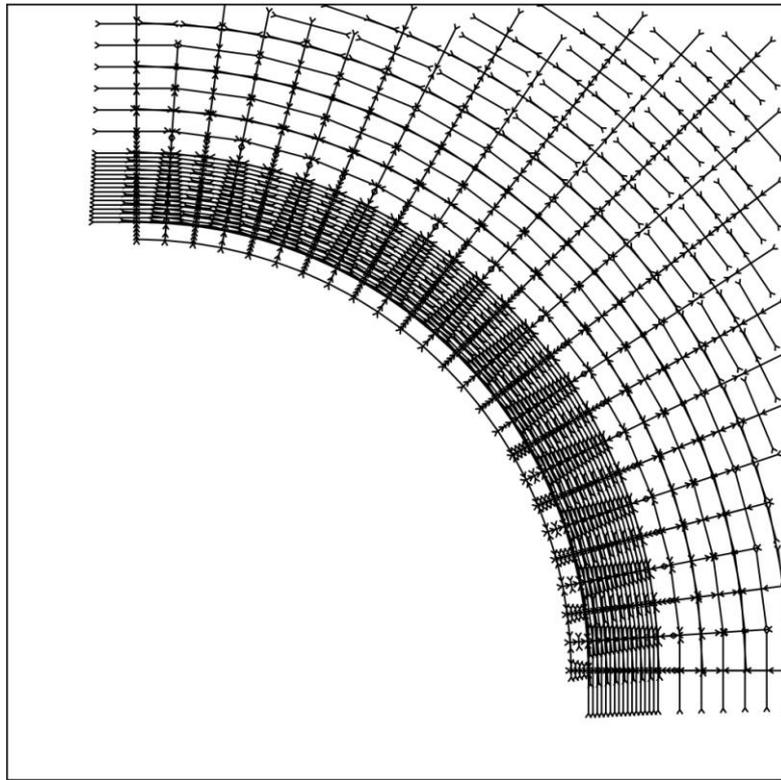


圖 3-11 有限元素程式模擬隧道開挖後之應力分布圖 ($\lambda=0.4$)

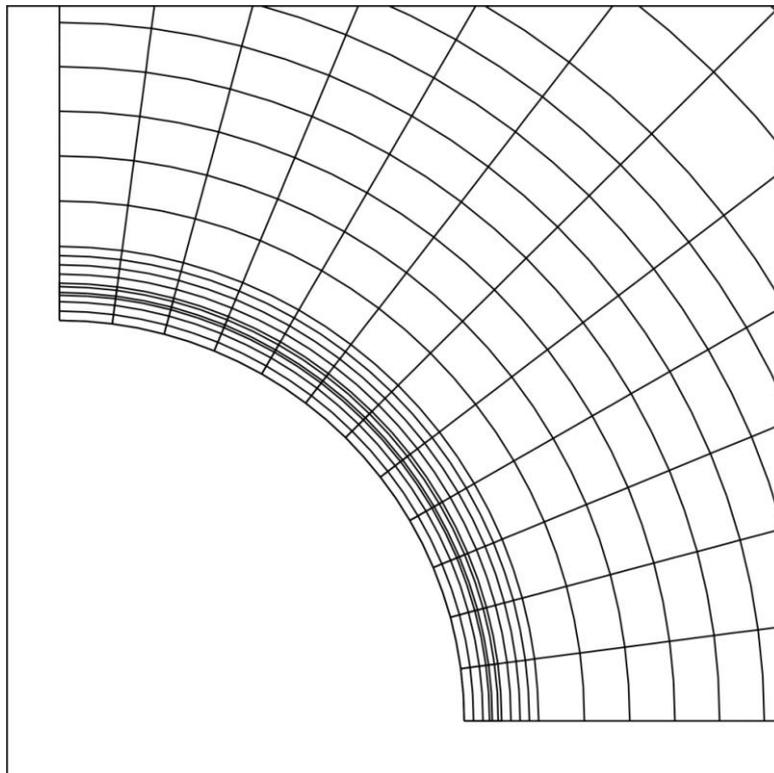


圖 3-12 有限元素程式模擬隧道開挖後之位移分佈圖 ($\lambda=0.4$)

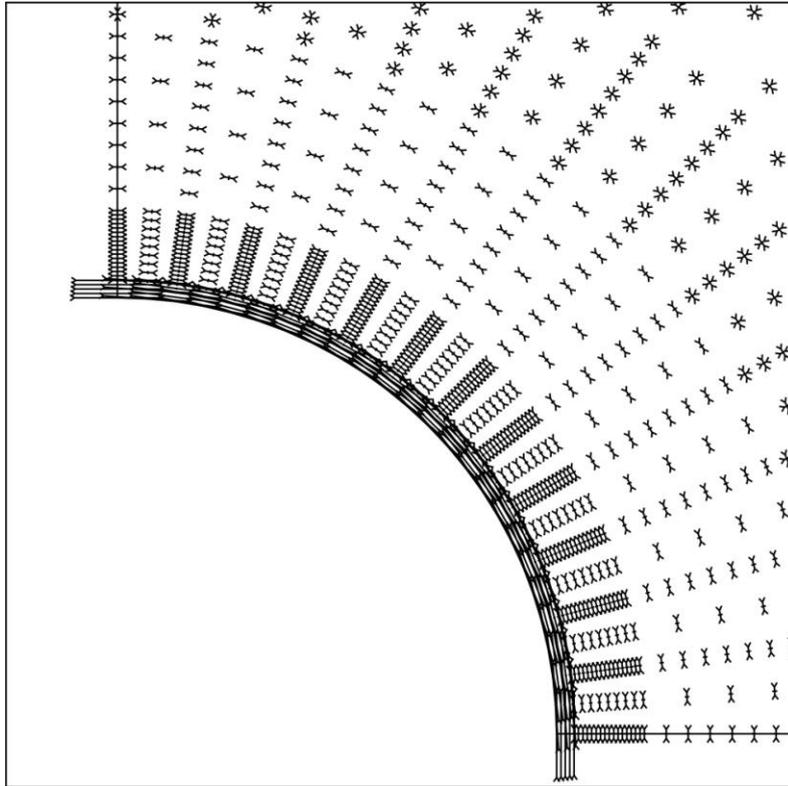


圖 3-13 有限元素程式模擬之隧道開挖支撐最終應力分佈圖

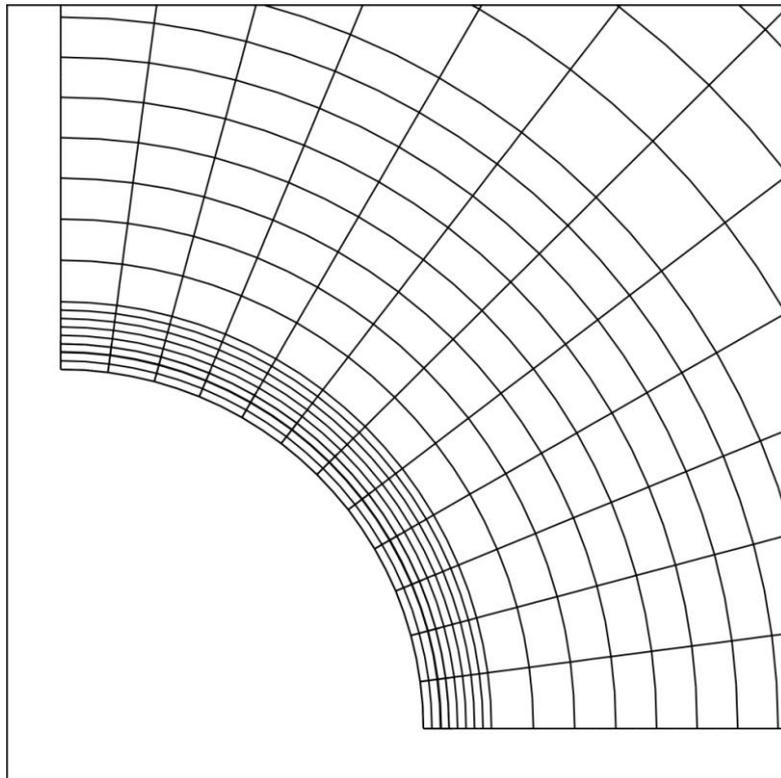


圖 3-14 有限元素程式模擬之隧道開挖支撐最終位移分佈圖

Microsoft Excel - Book1
 輸入需要解答的問題
 格式(O) 插入(I) 工具(T) 資料(W) 視窗(W) 說明(H)
 100% 12 B I U
 新細明體

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
1														
2	This	file	name	:	n1_pl.out									
3	File	content	the	number	of	nodes	:	las.dat						
4	File	content	the	coordinate	of	nodes	:	None						
5	File	content	the	list	that	is	calculated	by	CESAR	:	n1_pl.list			
6														
7	Les	deplaceme:												
8	POINT	NOEUD	X	Y	R	T								
9	Increment	of	charge	No		1								
10	1	195	0.00E+00	-2.15E-03		-2.15E-03	0.00E+00							
11	Increment	of	charge	No		2								
12	1	195	0.00E+00	4.31E-03		4.31E-03	0.00E+00							
13	Increment	of	charge	No		3								
14	1	195	0.00E+00	-6.46E-03		-6.46E-03	0.00E+00							
15	Increment	of	charge	No		4								
16	1	195	0.00E+00	-8.61E-03		-8.61E-03	0.00E+00							
17	Increment	of	charge	No		1								
18	1	195	0.00E+00	-1.09E-02		-1.09E-02	0.00E+00							
19	Increment	of	charge	No		2								
20	1	195	0.00E+00	-1.13E-02		-1.13E-02	0.00E+00							
21	Increment	of	charge	No		3								
22	1	195	0.00E+00	-1.17E-02		-1.17E-02	0.00E+00							
23	Increment	of	charge	No		4								
24	1	195	0.00E+00	-1.21E-02		-1.21E-02	0.00E+00							
25	Increment	of	charge	No		5								
26	1	195	0.00E+00	-1.26E-02		-1.26E-02	0.00E+00							
27	Increment	of	charge	No		6								
28	1	195	0.00E+00	-1.30E-02		-1.30E-02	0.00E+00							
29														
30														
31														

此為輸出後之頂拱各階位移量值

圖 3-15 二維有限元素模擬程式之輸出檔 (頂拱位移值)

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
1															
2		This	file	name	:	n1_pl.out									
3		File	content	the	number	of	nodes	:	las.dat						
4		File	content	the	coordinate	of	nodes	:	None						
5		File	content	the	list	that	is	calculated	by	CESAR	:	n1_pl.list			
6		Les	contraintes :					ST	SRT	SZZ	II	I2D(Racine)			
7		POINT	IPLAS	S1	S2	ANGLE	SR								
8		Increment	No	1	1	No	1								
9		Increment	No	1	1	No	2								
10		195	0	0.00E+00	0.00E+00	4.50E+01	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00		
11		Increment	No	1	1	No	3								
12		195	0	-9.00E-01	-1.10E+00	9.00E+01	-9.00E-01	-1.10E+00	5.59E-05	-1.00E+00	3.00E+00	1.00E-01			
13		Increment	No	2	2	No	1								
14		Increment	No	2	2	No	2								
15		195	0	0.00E+00	0.00E+00	4.50E+01	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00			
16		Increment	No	2	2	No	3								
17		195	0	-7.99E-01	-1.20E+00	9.00E+01	-7.99E-01	-1.20E+00	1.12E-04	-1.00E+00	3.00E+00	2.00E-01			
18		Increment	No	3	3	No	1								
19		Increment	No	3	3	No	2								
20		195	0	0.00E+00	0.00E+00	4.50E+01	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00			
21		Increment	No	3	3	No	3								
22		195	0	-6.98E-01	-1.30E+00	9.00E+01	-6.98E-01	-1.30E+00	1.68E-04	-9.99E-01	3.00E+00	3.00E-01			
23		Increment	No	4	4	No	1								
24		Increment	No	4	4	No	2								
25		195	0	0.00E+00	0.00E+00	4.50E+01	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00			
26		Increment	No	4	4	No	3								
27		195	0	-5.98E-01	-1.40E+00	9.00E+01	-5.98E-01	-1.40E+00	2.24E-04	-9.99E-01	3.00E+00	4.01E-01			
28		POINT	IPLAS	S1	S2	ANGLE	SR	ST	SRT	SZZ	II	I2D(Racine)			
29		Increment	No	1	1	No	1								
30		Increment	No	1	1	No	2								
31		195	0	-1.13E-01	-3.53E+00	9.00E+01	-1.13E-01	-3.53E+00	1.95E-03	-7.28E-01	4.37E+00	1.82E+00			

此為輸出後之
頂拱應力值

圖 3-16 二維有限元素模擬程式之輸出檔 (頂拱應力值)

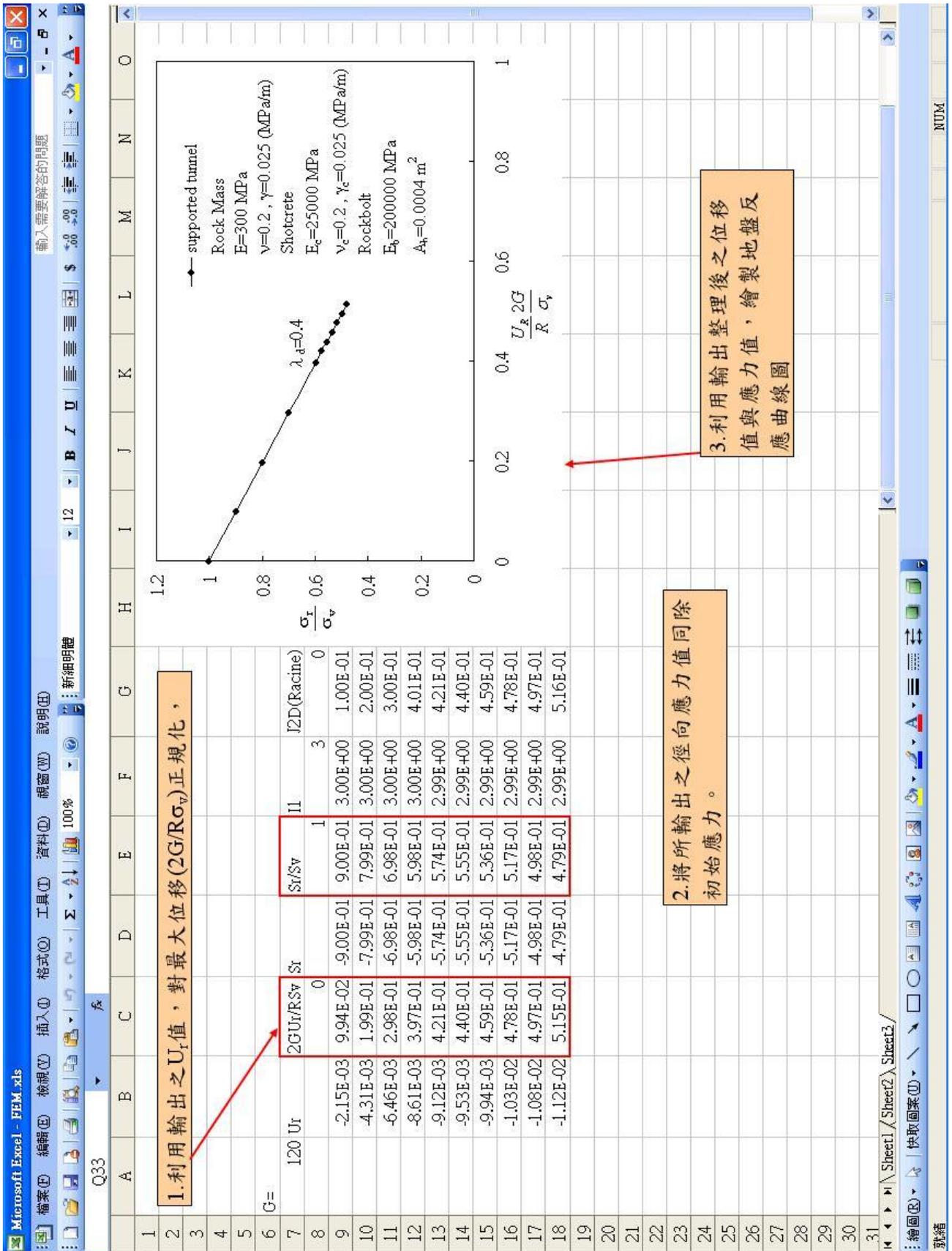


圖 3-17 二維有限元素模擬程式之輸出檔（繪製地盤反應曲線圖）

Microsoft Excel - 新外顯法-無支撐隧道(彈性).xls

輸入需要解答的問題

新細明體

12

B I U

NUM

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	岩體參數			噴凝土			支撐假設			
2	$\sigma_v(\text{MPa})=$	1		$\gamma_o(\text{MPa/m})=$	0.025		$\lambda_d=$	0.4		
3	隧道半徑(m)R=	5		$E_o(\text{MPa})=$	25000		n=	10		
4	$K_o=$	1		$\nu_o=$	0.2		支撐開始之極向應力值 σ_R^d	0.6		
5	$E(\text{MPa})=$	300		t(m)=	0.2		$U_R^d=$	0.00833		
6	$\nu=$	0.25		$K_o(\text{MPa})=$	1073.431		總支撐勁度Kn=	1073.43148		
7	$\gamma(\text{MPa/m})=$	0.02					支撐圈梁之迭代值 $\Delta\lambda=$	0.01096		
8	c(MPa)=	1000								
9	$\phi(\text{度})=$	60		岩栓						
10	$\psi(\text{度})=$	60		岩栓長度(m)=	0					
11	$2G=E/(1+n)=$	240		岩栓直徑(m)=	0					
12	$K_p = \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2})^2 =$	13.928		$S_o(\text{m})=$	0					
13				$S_l(\text{m})=$	0					
14	$K_{p+1}=$	14.928		$E_b(\text{MPa})=$	0					
15	$K_{p-1}=$	12.928		岩栓縱面積(m ²)=	0					
16	$U_{R(\text{max})}(\text{m})=0.7 * R/2G=$	0.02083		$K_b(\text{MPa})=$	0					
17										
18										
19	$\sigma_c = 2c \sqrt{K_p}$									
20										
21										
22										
23										
24										
25										
26										
27										
28										
29										

1. 輸入岩體參數並計算其所須計算值。

2. 輸入支撐參數並計算其支撐勁度。

3. 設立支撐假設 λ_d 並計算 $\Delta\lambda$ 。

圖 3-18 新外顯法模擬彈性無支撐隧道開挖之參數輸入表格

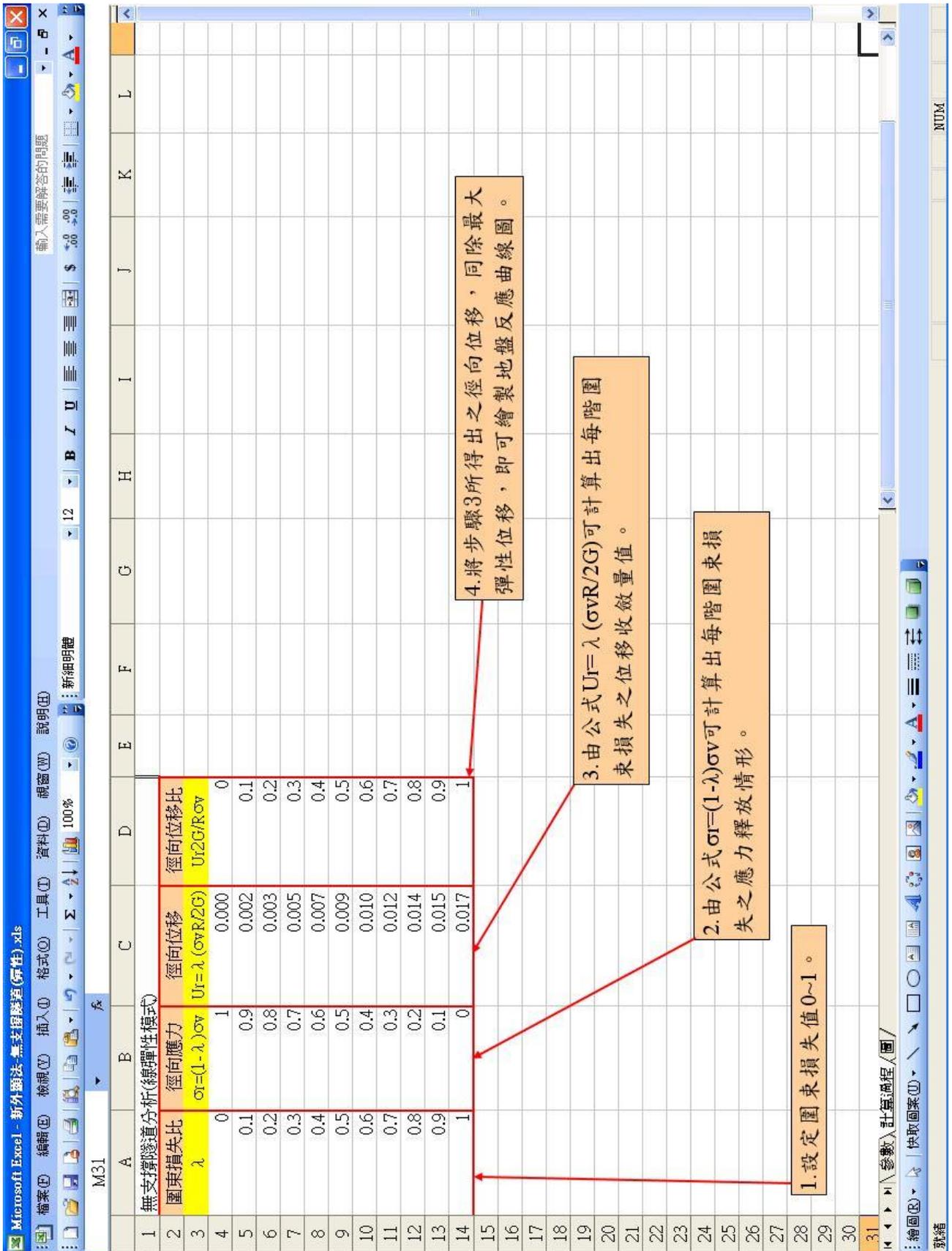


圖 3-19 新外顯法模擬彈性無支撐隧道開挖之計算過程

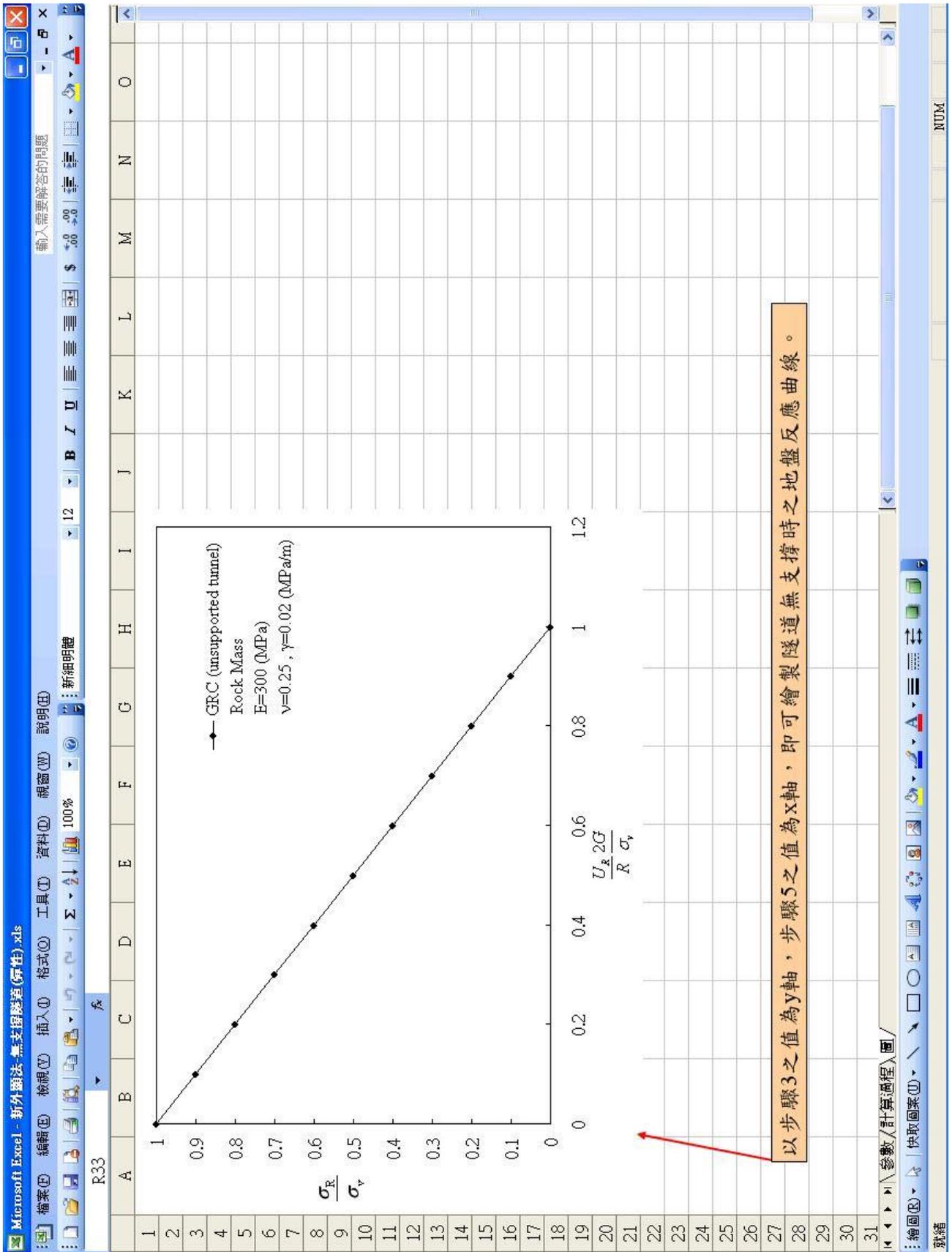


圖 3-20 新外顯法模擬彈性無支撐隧道開挖之地盤反應曲線圖

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	
1	岩體參數										
2	σ_v (MPa)=	1.000		噴凝土		γ_c (MPa/m)=	0.025	λ_d =	0.7		
3	隧道半徑(m)R=	5.000		E_c (Mpa)=	25000	n =	10	支撐假設			
4	K_p =	1.000		ν_c =	0.2	σ_R^d =	0.6	支撐開始之徑向應力值			
5	E (MPa)=	300		t (m)=	0.2	U_R^d =	0.01458	U_R^d =			
6	γ (MPa/m)=	0.25		K_c (MPa)=	1073.431	總支撐勁度 K_n =	1073.43148	總支撐勁度 K_n =			
7	c (MPa)=	0.02				支撐圈求之迭代值 $\Delta\lambda$ =	0.00548	支撐圈求之迭代值 $\Delta\lambda$ =			
8	ϕ (度)=	30		岩柱							
9	ψ (度)=	30		岩柱長度(m)=	0			$\Delta\lambda = \frac{1}{n} \left[\frac{2G(1-\lambda_d)}{2G+K_n} \right]$			
10	$2G=E/(1+\nu)$ =	240		岩柱直徑(m)=	0						
11	$K_p = \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2})^2 =$	3		S_c (m)=	0						
12	K_{p+1} =	4		S_l (m)=	0						
13	K_{p-1} =	2		E_b (MPa)=	0						
14	$U_{R(max)}(m)=\sigma_v^* R/2G$ =	0.021		岩柱縱面積(m ²)=	0						
15	σ_c =	0.69282		K_b (MPa)=	0						
16	λ_e =	0.67									
17	彈性半徑 R_p =	6.97025									
18	$U_{R(max)} = \lambda_e * \sigma_v^* R/2G =$	0.0195517									
19											
20											
21											
22											
23											
24											
25											
26											
27											
28											

1.輸入岩體參數並計算其所須計算值。

2.輸入支撐參數並計算其支撐勁度。

3.設立支撐假設 λ_d 並計算 $\Delta\lambda$ 。

$$\sigma_c = 2c \sqrt{K_p}$$

$$\lambda_e = \frac{1}{K_p + 1} \left[K_p - 1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_v} \right]$$

$$R_p = R \frac{2\lambda_e}{(K_p + 1)\lambda_e - (K_p - 1)\lambda}$$

圖 3-21 新外顯法模擬彈性完全塑性無支撐隧道開挖之參數輸入表格

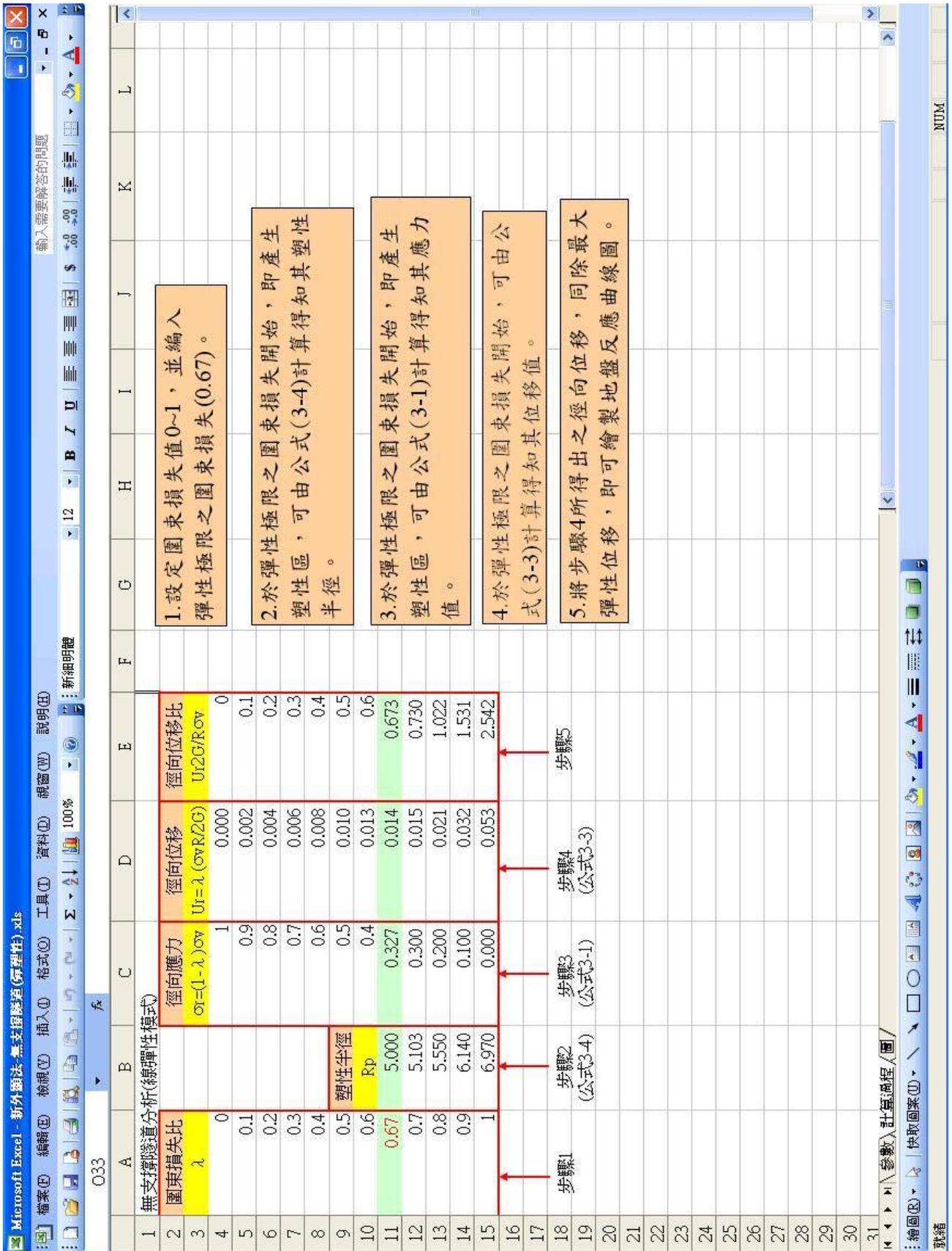


圖 3-22 新外顯法模擬彈性完全塑性無支撐隧道開挖之計算過程

Microsoft Excel - 新外顯法-有支撐隧道(彈性).xls

輸入需要解答的問題

12 B I U 100% 新細明體

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	岩體參數			噴凝土			支撐假設			
2	$\sigma_v(\text{MPa})=$	1		$\gamma_o(\text{MPa/m})=$	0.025		$\lambda_d=$	0.4		
3	隧道半徑(m)R=	5		$E_o(\text{Mpa})=$	25000		n=	10		
4	$K_o=$	1		$\nu_o=$	0.2		支撐開始之極向應力值 σ_R^d	0.6		
5	$E(\text{MPa})=$	300		t(m)=	0.2		$U_R^d=$	0.00833		
6	$\nu=$	0.25		$K_o(\text{MPa})=$	1073.431		總支撐勁度Kn=	1073.43148		
7	$\gamma(\text{MPa/m})=$	0.02					支撐圈梁之迭代值 $\Delta\lambda=$	0.01096		
8	c(MPa)=	1000								
9	$\phi(\text{度})=$	60		岩栓						
10	$\psi(\text{度})=$	60		岩栓長度(m)=	0					
11	$2G=E/(1+\nu)=$	240		岩栓直徑(m)=	0					
12	$K_p = \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2})^2 =$	13.928		$S_o(\text{m})=$	0					
13				$S_l(\text{m})=$	0					
14	Kp+1=	14.928		$E_b(\text{MPa})=$	0					
15	Kp-1=	12.928		岩栓縱面積(m ²)=	0					
16	$U_{R(\text{max})}(\text{m})=0.5 \nu^* R/2G=$	0.02083		$K_b(\text{MPa})=$	0					
17										
18										
19	$\sigma_c = 2c \sqrt{K_p}$									
20										
21										
22	$\lambda_b = \frac{1}{K_p + 1} \left[K_p - 1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_v} \right]$									
23										
24										
25										
26										
27										
28										
29										

1. 輸入岩體參數並計算其所須計算值。

2. 輸入支撐參數並計算其支撐勁度。

3. 設立支撐假設 λ_d 並計算 $\Delta\lambda$ 。

圖 3-24 新外顯法模擬彈性有支撐隧道開挖之參數輸入表格

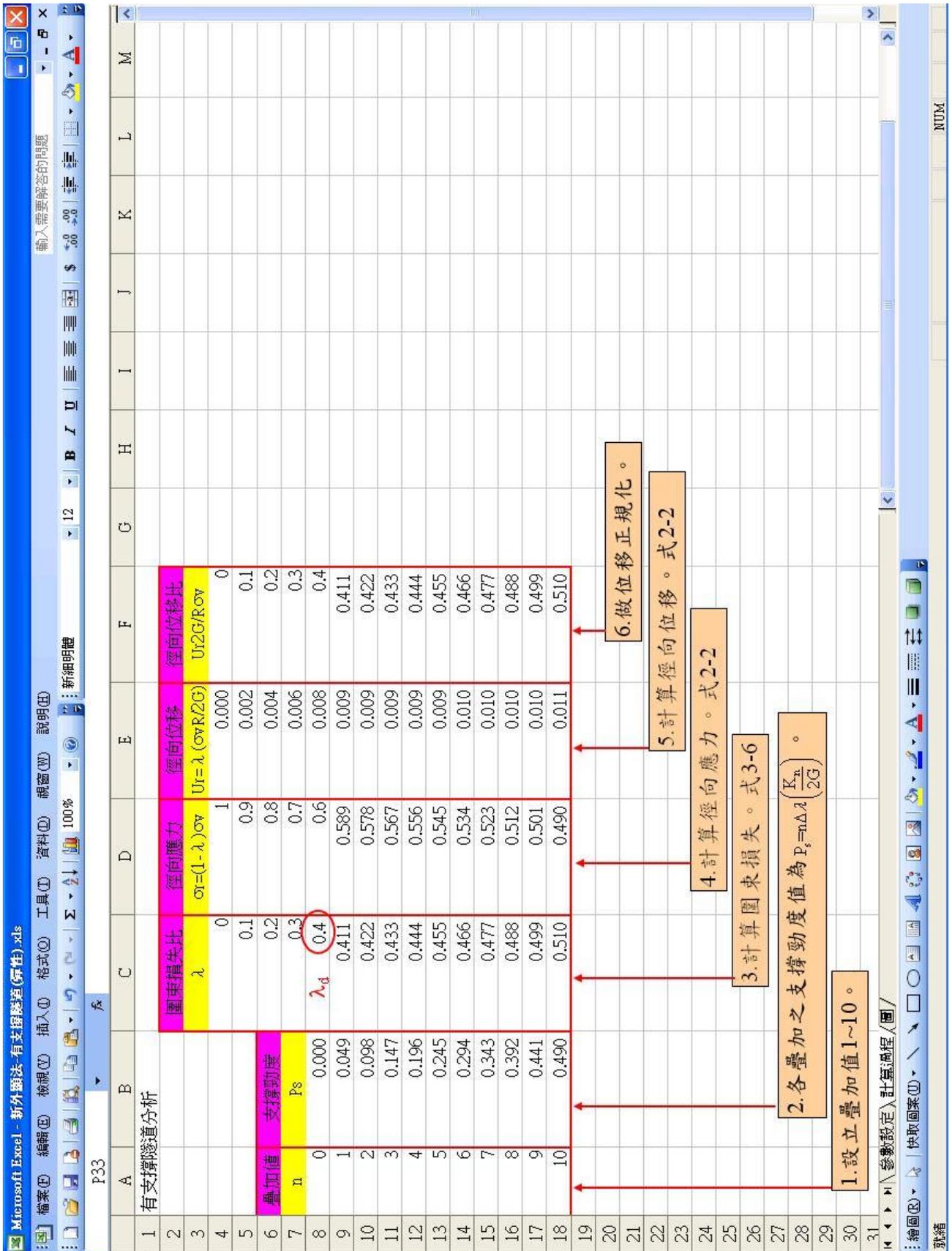


圖 3-25 新外顯法模擬彈性有支撐隧道開挖之計算過程

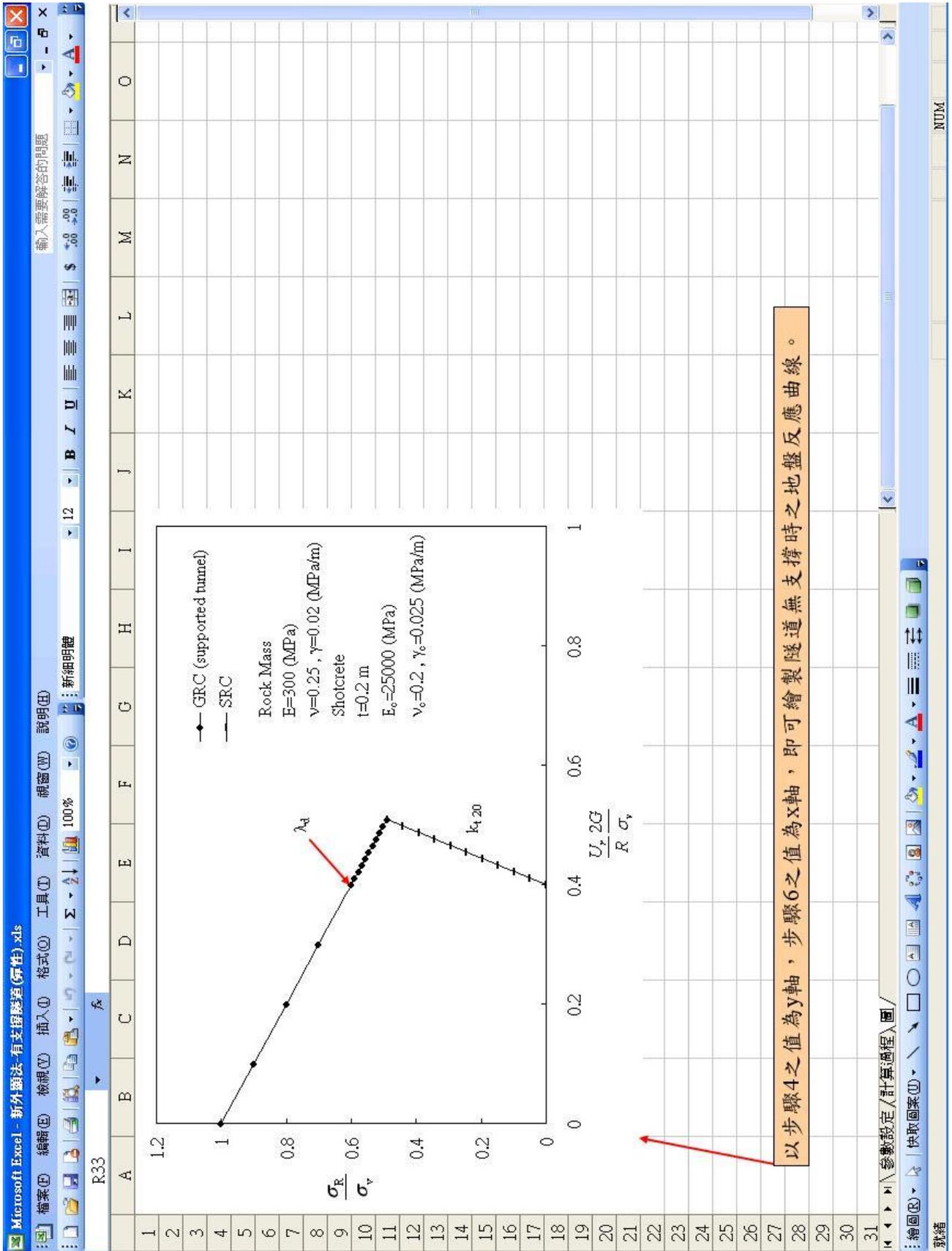


圖 3-26 新外顯法模擬彈性有支撐隧道開挖之地盤反應曲線圖

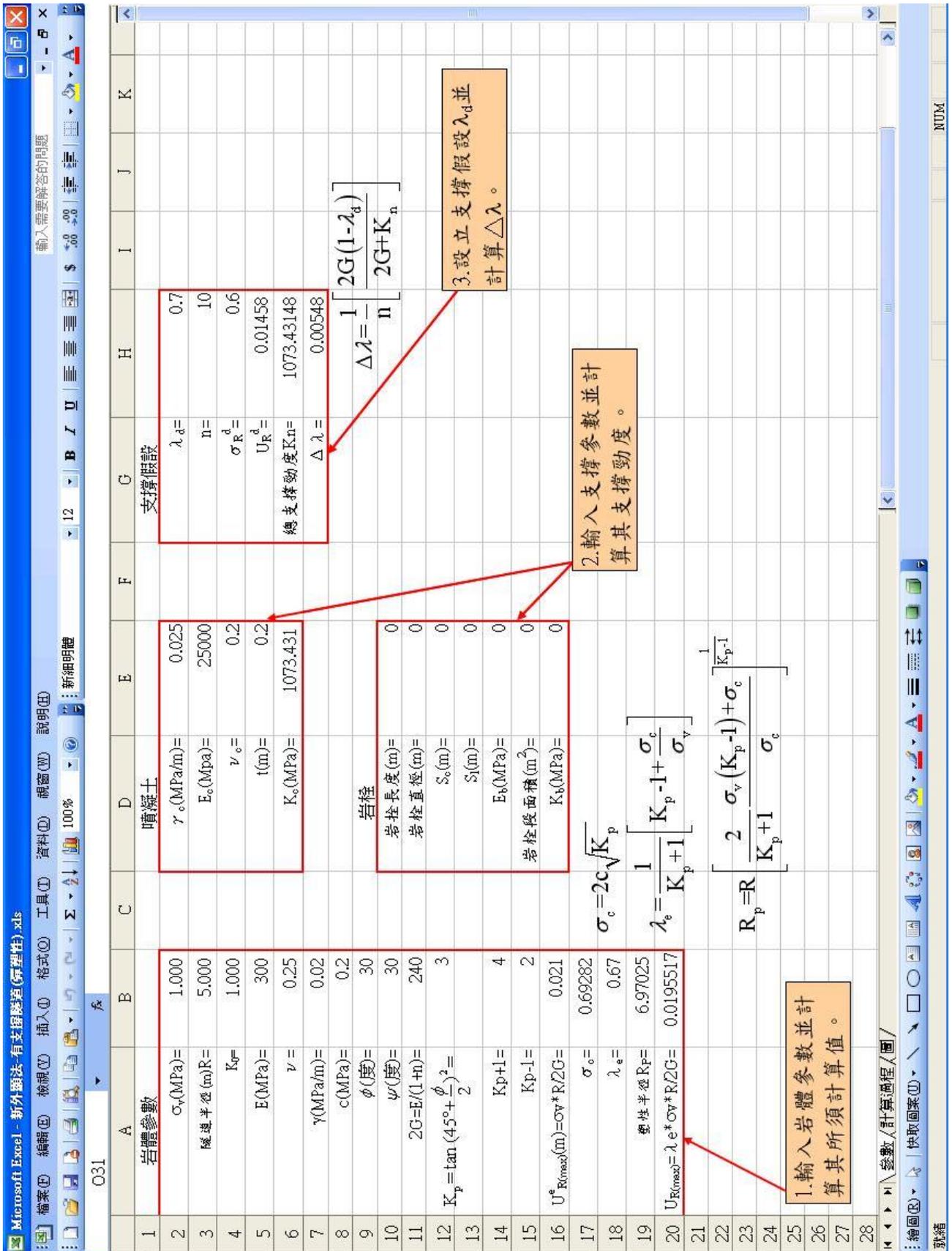


圖 3-27 新外顯法模擬彈性完全塑性有支撐隧道開挖之參數輸入表格

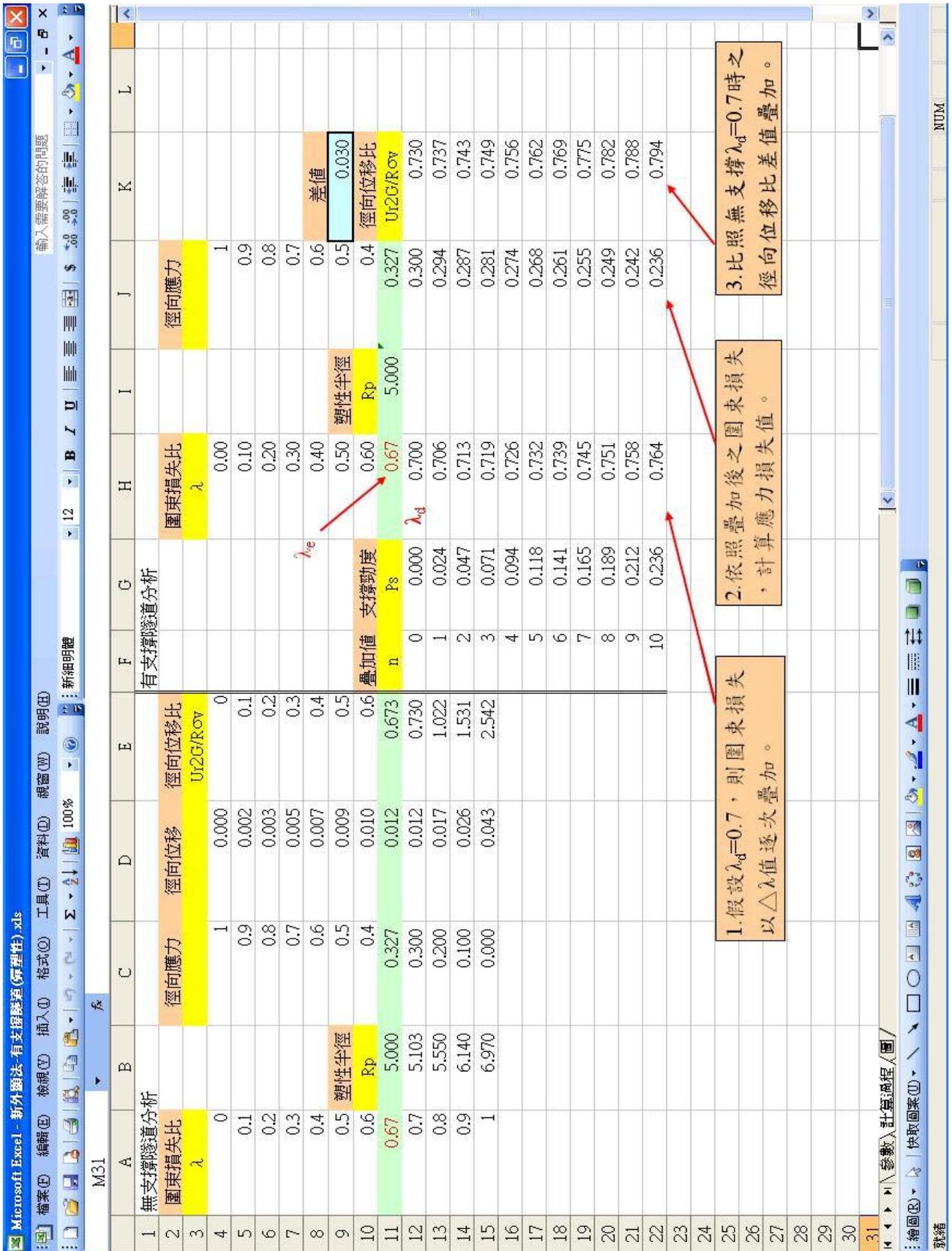


圖 3-28 新外顯法模擬彈性完全塑性有支撐隧道開挖之計算過程

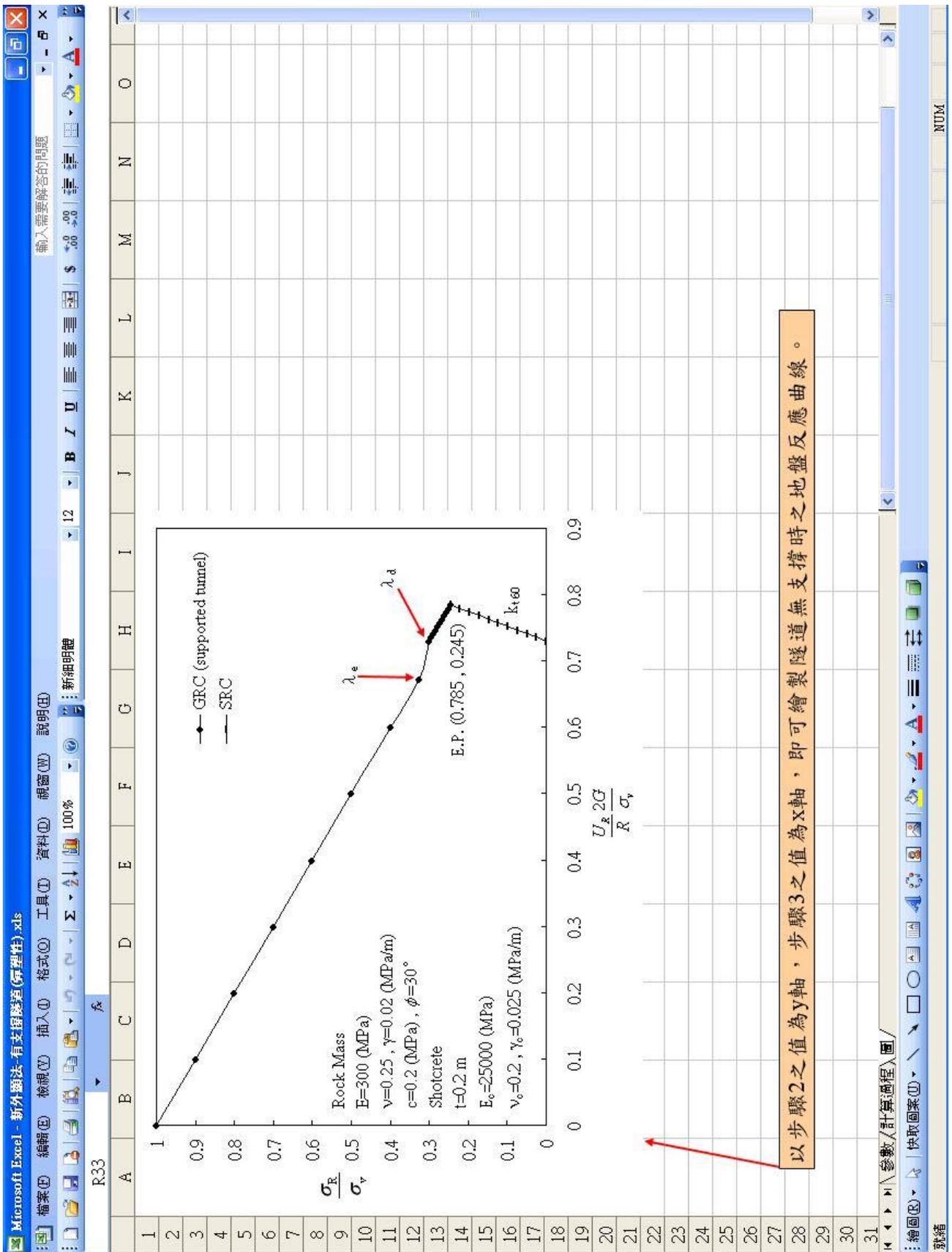


圖 3-29 新外顯法模擬彈性完全塑性有支撐隧道開挖之地盤反應曲線圖

第四章 無支撐隧道開挖之地盤反應行為模擬分析

4.1 前言

在隧道開挖之數值模擬分析中，通常可依照有支撐與無支撐隧道分析；而有無支撐隧道開挖分析可區分為彈性（線性）分析與彈性完全塑性（非線性）分析。本章節就以無支撐隧道開挖之有限元素法（Finite Element Method, FEM）分析與新外顯法（New Explicit Method, NEM）分析，作兩種模擬分析結果作一比較。

4.2 模擬分析之假設

在模擬隧道開挖岩體為彈性模式時，假設現地應力條件為等向性 $K_0=1.0$ 與垂直應力 $\sigma_v=1$ MPa；岩體材料為彈性模數 $E=300$ MPa、波松比 $\nu=0.25$ 、單位重 $\gamma=0.02$ MPa/m 且欲開挖之隧道半徑 R 為 5 m。

隨著圍束損失之遞增從 $\lambda=0$ 至 1.0 之釋放情形，可算出岩體之徑向應力與徑向位移量。接著將各疊加 λ 值之岩體徑向位移量對 $U_{R(\max)}^e$ 正規化，即可繪出線彈性時無支撐隧道開挖地盤反應曲線。

於岩體材料為彈性完全塑性模式下，假設岩體參數包含：凝聚力 $c=0.2$ MPa、內摩擦角 $\phi=30^\circ$ ，此時岩體將會產生塑性行為，由彈性極限之圍束損失公式 (3-5)，可計算出此類型岩體將會在 $\lambda_e=0.69$ 時開始進入塑性行為階段，亦可由塑性半徑公式求得岩體因開挖擾動而產生的塑性半徑 R_p ，且彈性極限之最大徑向位移量 $U_{R(\max)}^e$ 。

關於隧道開挖之地盤反應曲線座標軸所表示之意涵為：（ y 軸為 σ_R/σ_v 與 x 軸為 $2GU_R/R\sigma_v$ ）。 σ_R/σ_v 為隧道徑向應力與垂直應力之比值、 $2GU_R/R\sigma_v$ 為隧道徑向位移對最大彈性位移正規化之比值。 U_R 為隧道壁面上之徑向位移量、 R 為隧道半徑、 G 為岩體材料之剪力模數、 σ_v 為垂直應力值與 σ_R 為隧道徑向應力。

4.3 新外顯法模擬結果

4.3.1 彈性模式

如圖 4-1 所示，徑向位移量經過對最大位移正規化後曲線呈線性直線。在初始狀態 ($\lambda=0$) 其應力為初始應力，而岩體尚未受到開挖擾動其徑向位移量為零，隨著疊代值 λ 由 0 至 1 的增加，徑向應力減少，而徑向位移量增加，其正規化後之值為 1，徑向位移量為 0，所以地盤反應曲線呈一直線。

4.3.2 彈性完全塑性模式

參照 3.3.3 節無支撐隧道開挖模擬步驟所述，岩體尚為線彈性狀態時 ($0 \leq \lambda \leq \lambda_e$)，可用彈性模式之公式做計算，但當岩體開始產生塑性行為時 ($\lambda_e \leq \lambda \leq 1$) 可用新外顯法計算。

由圖 4-2， $\lambda=\lambda_e$ 時，岩體開始產生塑性行為，曲線開始呈現非直線性走向，而正規化後之最大徑向位移量比則為 2.542。並隨著凝聚力 c 與內摩擦力 ϕ 之不同， λ_e 值而有所不同。如表 4-1 與圖 4-3 所示，當凝聚力 c 值固定，則 ϕ 值越大 λ_e 值亦越大，岩體越晚產生塑性行為；同樣的，固定 ϕ 值，隨著 c 值之增加， λ_e 值也隨之增加。由圖 4-4 可看出，當 c 值固定，內摩擦角越大所產生的徑向位移越小；當固定 ϕ 值，所產生的徑向位移也隨著 c 值得增加而增大。但 $c=0.1$ 時，相較於其他討論範圍，卻產生較大而且明顯之位移。

4.4 有限元素法模擬結果

4.4.1 彈性模式

經由實驗室研究開發之有限元素法程式執行模擬，由 3.2.3 節所述之步驟完成計算，輸出頂拱位置之各階疊代應力值與位移量，並經過後處理則可繪出地

盤反應曲線圖。

圖 4-5 表示隧道開挖之地盤反應曲線圖，在初始狀態 ($\lambda=0$) 其應力為初始應力，岩體尚未受到開挖擾動其徑向位移量為零，並隨著隧道的開挖，應力亦隨之釋放，當圍束損失遞增至 1 ($\lambda=1$)，此時應力完全釋放，其徑向位移量則為最終位移量，經過對 $U_{R(\max)}$ 正規化後其值為 1，徑向應力為零。

4.4.2 彈性完全塑性模式

考慮岩體材料為彈塑性模式時，受到開挖擾動，圍岩應力逐漸釋放至彈性極限範圍之圍束損失 ($\lambda=0 \rightarrow \lambda_e$)，最後應力繼續釋放至 $\lambda=1.0$ 時，產生一最終位移量。如圖 4-6 所示，隨著徑向應力的減少，正規化後之徑向位移量值亦隨著增加，但開挖初期，岩體尚處於彈性行為階段，當達彈性極限極限之圍束損失時，則開始進入塑性行為模式，地盤反應曲線即由線性彈性轉為非線性且非彈性之行為，並隨著材料性質之不同而有所不同。

依不同的凝聚力及內摩擦角，如表 4-1 與圖 4-7 而得到有限元素法程式模擬計算得出之不同凝聚力對應各內摩擦角時之 λ_e 值，由表可知 λ_e 值隨著 c 、 ϕ 值的增加而增加。而由圖 4-8 亦可看出，其徑向位移量之趨勢與新外顯法所得結果相符。

4.5 新外顯法與有限元素法之分析結果比較

兩者分析模式在無支撐隧道開挖之模擬中，所得出之結果皆有著相同的趨勢傾向。如圖 4-9 至圖 4-12 所示，彈性模式中，分別以新外顯法與有限元素法模擬，岩體參數之波松比 ν 分別假設 0.1、0.25、0.3 互相比較後，皆呈線性直線的情況；且分別假設彈性模數 E 為 300 MPa、1000 MPa、4000 MPa 可看出，亦並不影響隧道開挖後之地盤反應曲線。

由圖 4-13 至圖 4-32 可知，兩種模擬方式皆達 λ_e 後開始產生非線性之塑性行為，表示周圍岩體已經發生塑性破壞，岩體已有體積伸張的現象，進而產生較

大的徑向位移量，其有限元素法所模擬之岩體，於 λ_c 之後所產生的徑向位移速率大於新外顯法所模擬之結果，所以新外顯法模擬出之最終徑向位移量較高於有限元素法所模擬的結果，如表 4-2 所示。

於彈性完全塑性模式中，考慮各別於不同之內摩擦角 ϕ 和凝聚力 c 之影響。如圖 4-33 地盤反應曲線所示，在相同之內摩擦角情況下，當凝聚力越小，其所產生之徑向位移量越大，隨著應力釋放，越早產生塑性行為。

若在相同之凝聚力下（如圖 4-34 所示），探討內摩擦角之影響時，在開挖初期，不同內摩擦角之線段皆為直線且重疊，此時材料尚為彈性行為。隨著開挖前進，開始產生塑性行為，而由直線變為曲線。當內摩擦角越小，塑性行為也相同的越早發生。

由表 4-3 的整理可看出，在彈性完全塑性模式中， c 、 ϕ 值影響著岩體塑性範圍（ R_p ）的大小以及彈性極限之範圍。彈性極限之圍束損失會隨著凝聚力與內摩擦角之增加而增加，岩體條件亦越接近彈性材料之理想行為。

於彈性模式下，有限元素法與新外顯法模擬分析無支撐隧道之結果顯示，兩種分析方式可合理且相符合的模擬岩體收斂與應力釋放情形。但當岩體材料為彈性完全塑性模式時，當凝聚力 c 值固定，內摩擦角越大，兩種模擬方式所得出的最終徑向位移量差越大；且在相同岩體參數條件下，新外顯法將比有限元素法產生較大之最終徑向位移量。

表 4-1 新外顯法與有限元素法之圍束損失彈性極限值 λ_e 之比較

λ_e	c=0.1		c=0.2		c=0.3		c=0.4	
	NEM	FEM	NEM	FEM	NEM	FEM	NEM	FEM
$\phi=10^\circ$	0.272	0.280	0.371	0.440	0.469	0.510	0.568	0.580
$\phi=20^\circ$	0.436	0.470	0.530	0.540	0.624	0.580	0.718	0.640
$\phi=30^\circ$	0.587	0.550	0.673	0.580	0.760	0.650	0.846	0.740
$\phi=40^\circ$	0.719	0.570	0.796	0.610	0.873	0.700	0.949	0.860
$\phi=50^\circ$	0.830	0.650	0.895	0.680	0.959	0.850	1.000	1.000

表 4-2 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之徑向位移量之比較

$U_R / U_{R(max)}^e$	c=0.1		c=0.2		c=0.3		c=0.4	
	NEM	FEM	NEM	FEM	NEM	FEM	NEM	FEM
$\phi=10^\circ$	31.608	32.102	4.708	5.340	2.241	2.392	1.550	1.564
$\phi=20^\circ$	11.393	11.69	3.230	3.124	1.872	1.732	1.400	1.270
$\phi=30^\circ$	6.728	6.169	2.543	2.184	1.625	1.396	1.263	1.100
$\phi=40^\circ$	4.728	3.883	2.083	1.634	1.402	1.147	1.111	1.011
$\phi=50^\circ$	3.518	2.631	1.690	1.280	1.168	1.021	1.000	0.994

表 4-3 彈性完全塑性新外顯法與有限元素法之塑性半徑結果比較

R_p	c=0.1		c=0.2		c=0.3		c=0.4	
	NEM	FEM	NEM	FEM	NEM	FEM	NEM	FEM
$\phi=10^\circ$	37.087	37.000	14.864	14.600	9.923	9.867	7.876	7.867
$\phi=20^\circ$	15.214	15.000	9.424	9.333	7.465	7.467	6.478	6.533
$\phi=30^\circ$	9.570	9.533	7.249	7.267	6.288	6.267	5.748	5.760
$\phi=40^\circ$	7.279	7.333	6.175	6.200	5.600	5.680	5.348	5.360
$\phi=50^\circ$	6.157	6.133	5.602	5.600	5.322	5.320	5.144	5.200

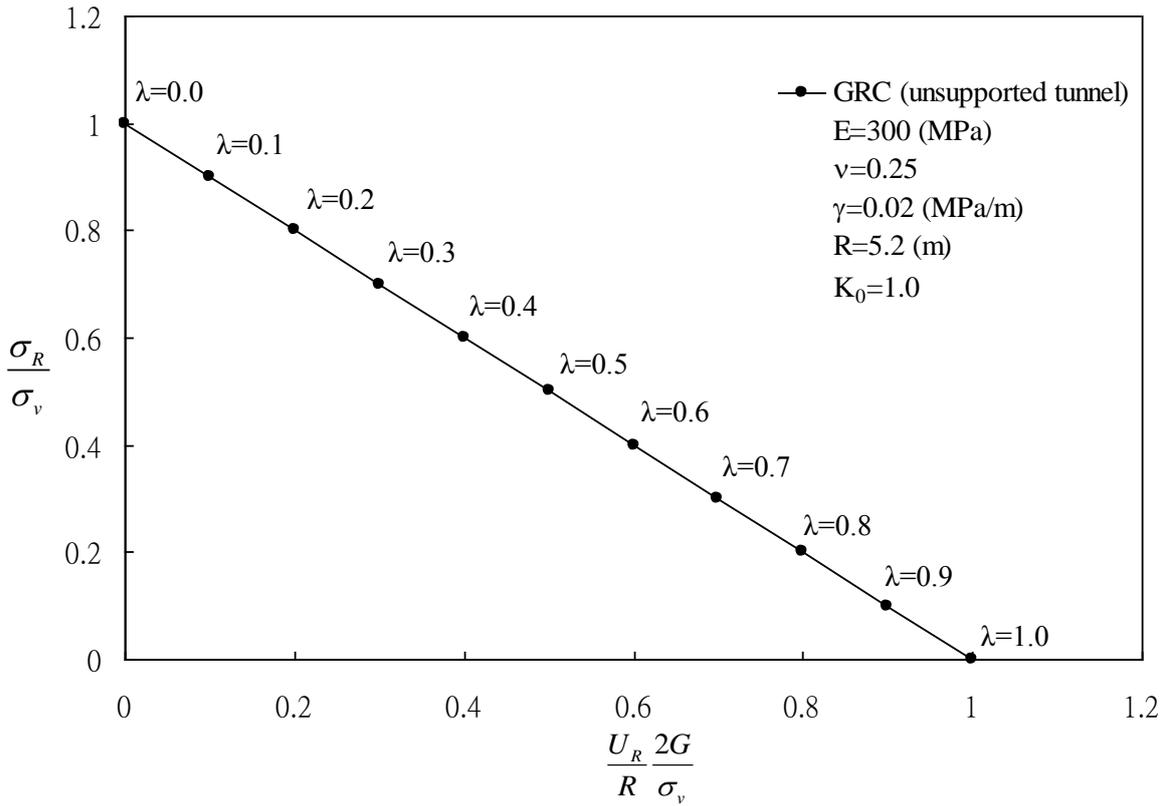


圖 4-1 新外顯法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線圖
(彈性模式)

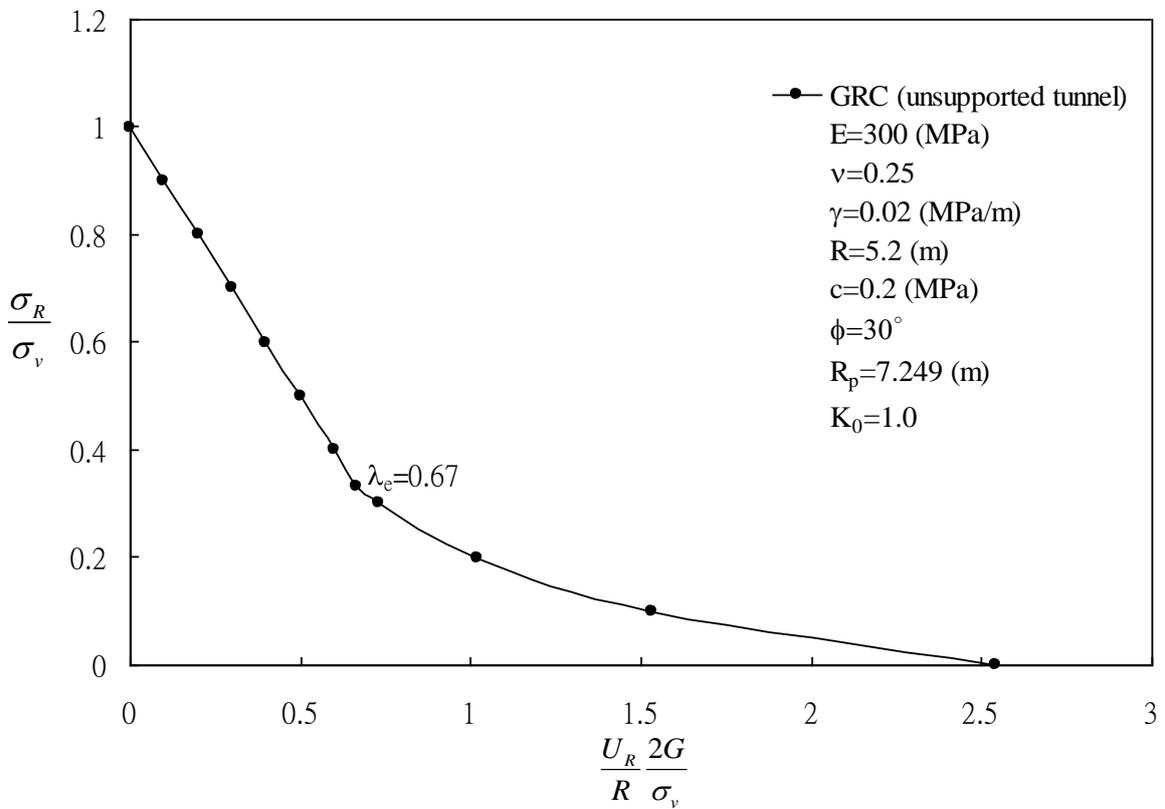


圖 4-2 新外顯法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線圖
(彈性完全塑性模式)

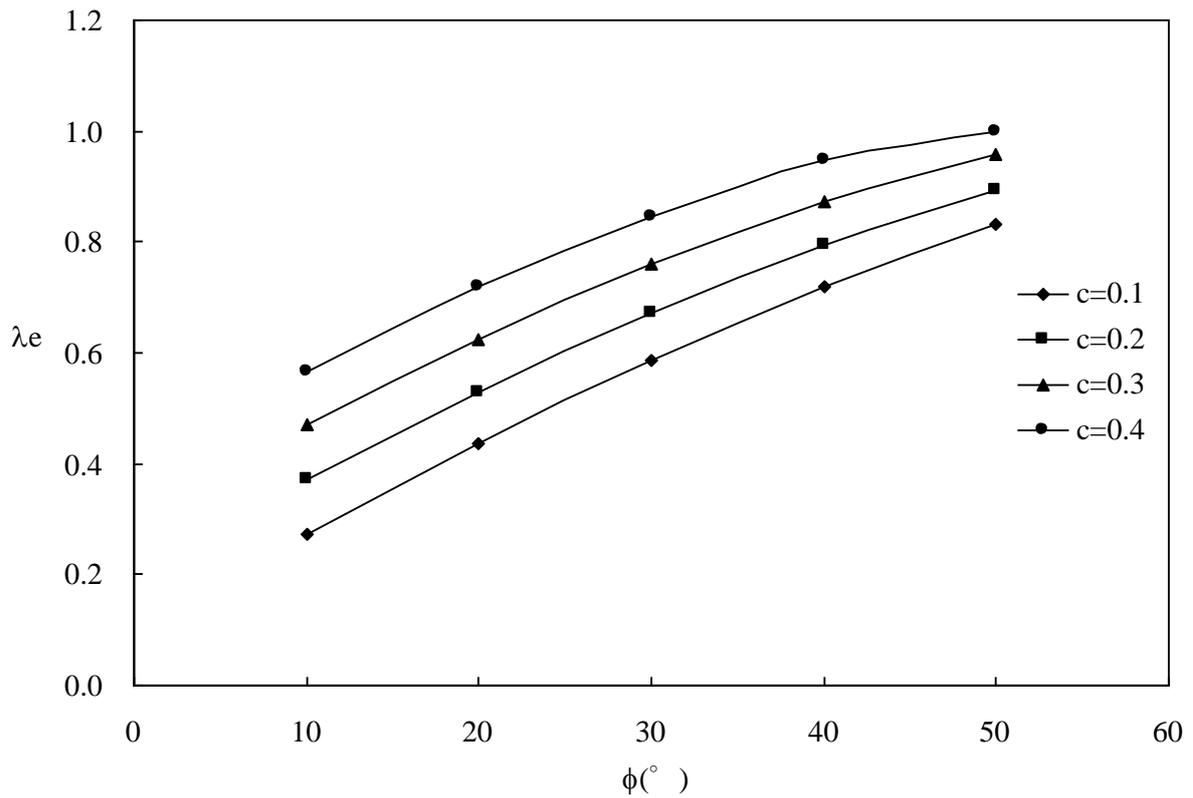


圖 4-3 新外顯法圍束損失彈性極限值 λ_e 與凝聚力 c 、內摩擦角 ϕ 之關係圖

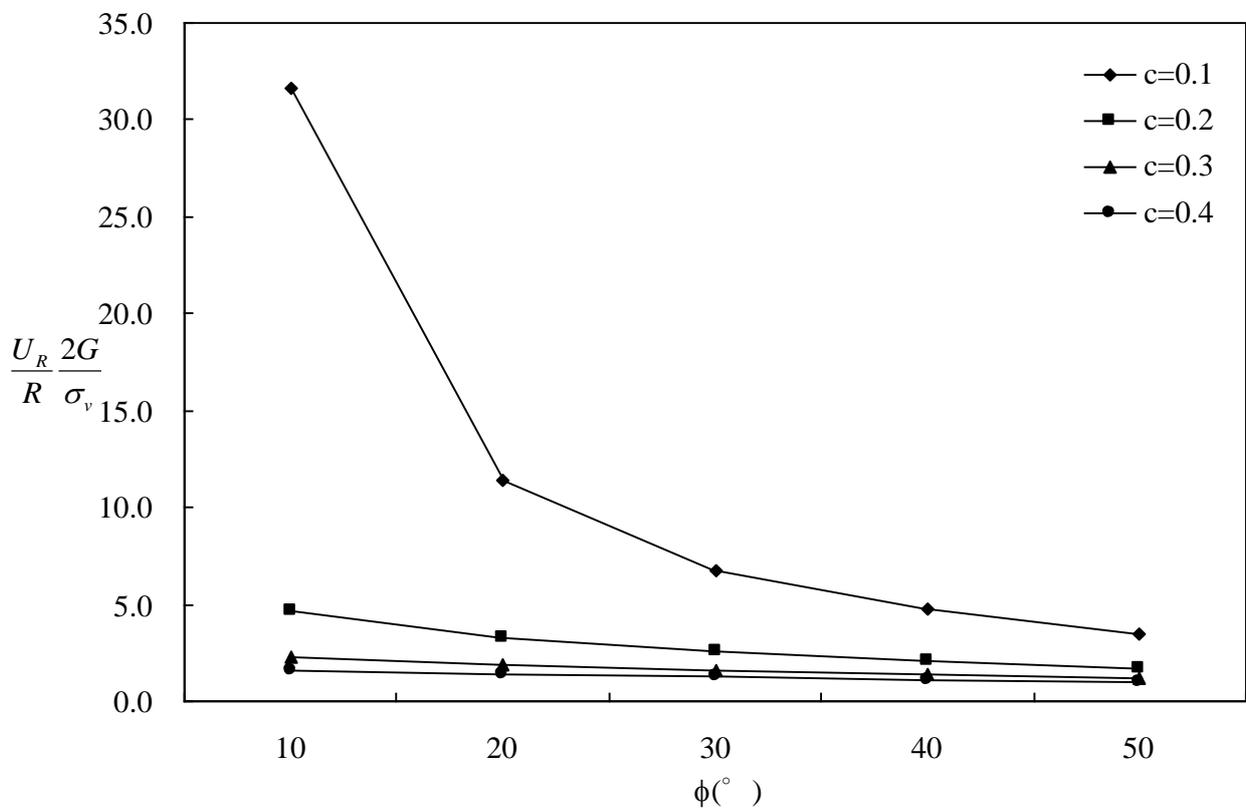


圖 4-4 新外顯法模擬無支撐隧道開挖之最大徑向位移量比較圖

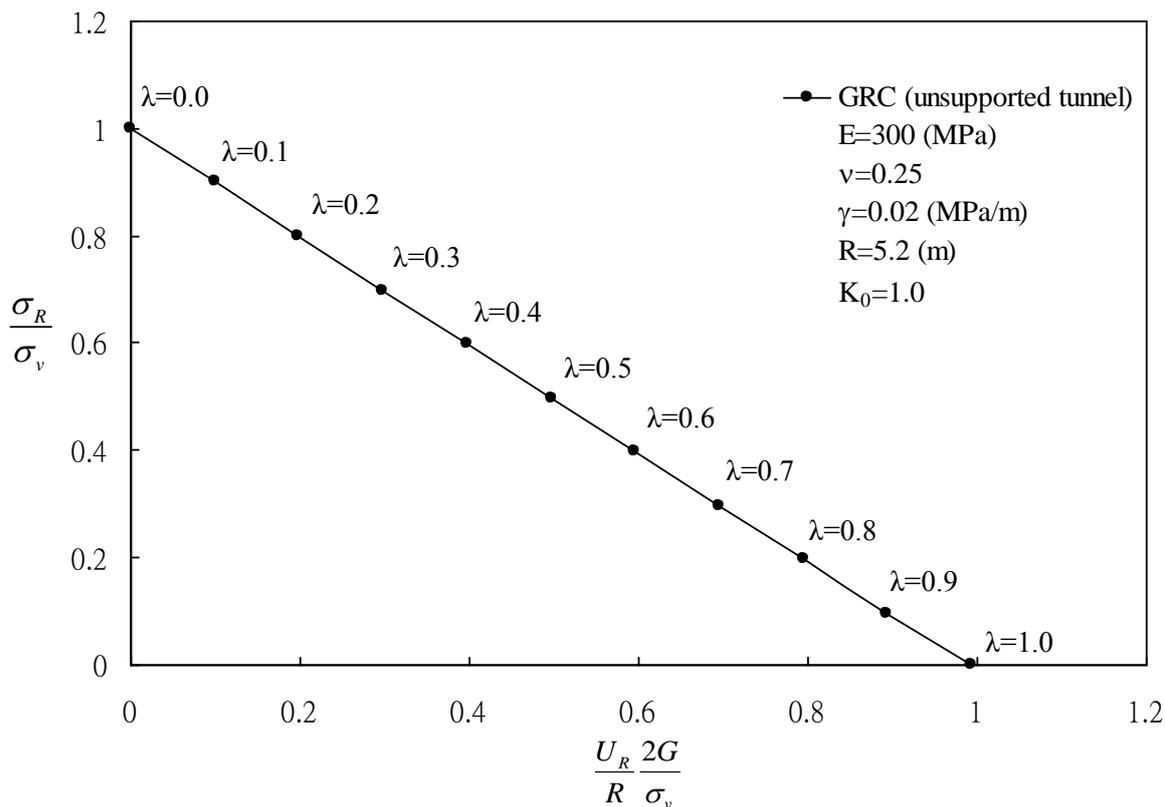


圖 4-5 有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線圖
(彈性模式)

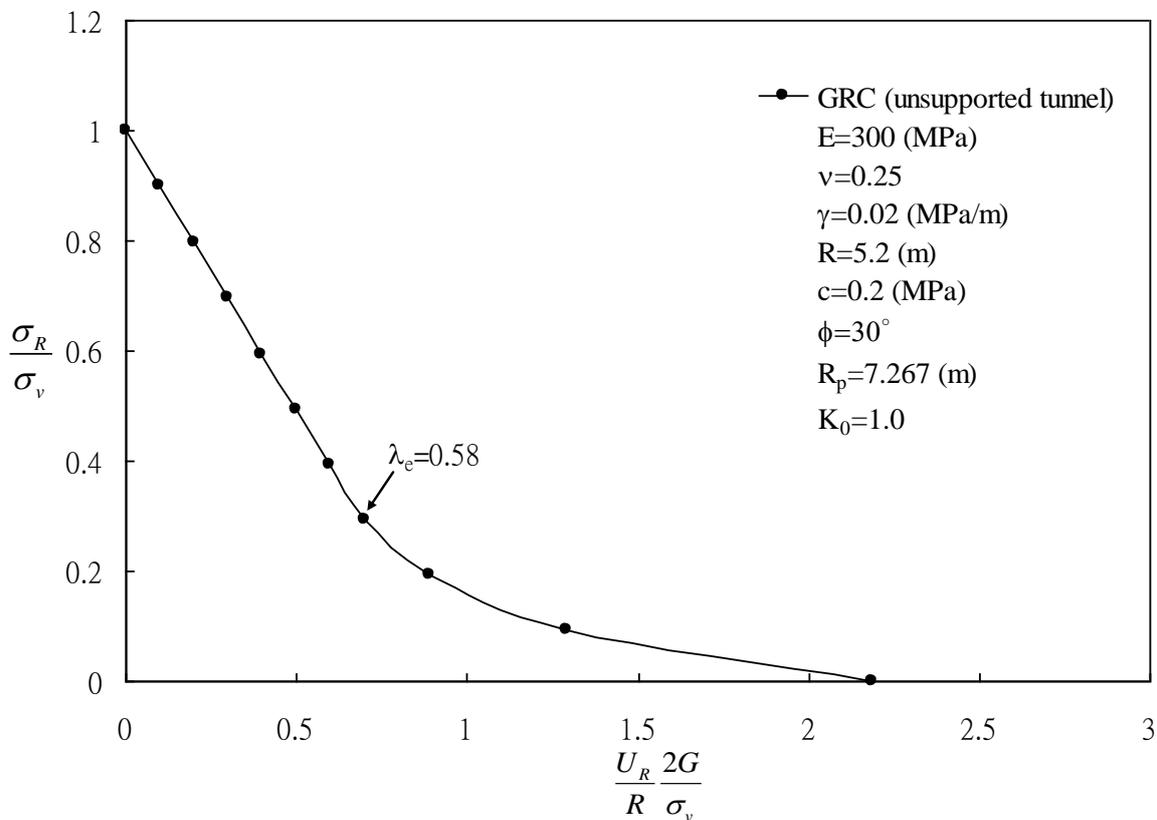


圖 4-6 有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線圖
(彈性完全塑性模式)

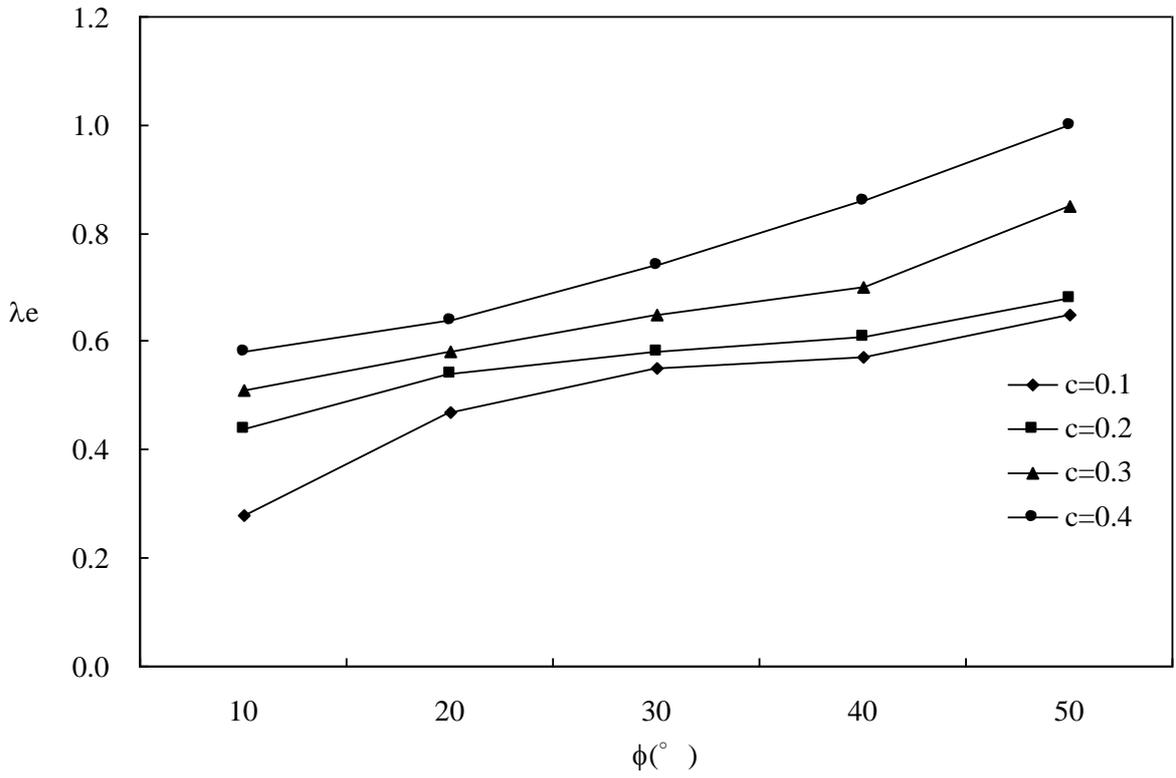


圖 4-7 有限元素法損失彈性極限值 λ_e 與凝聚力 c 、內摩擦角 ϕ 之關係圖

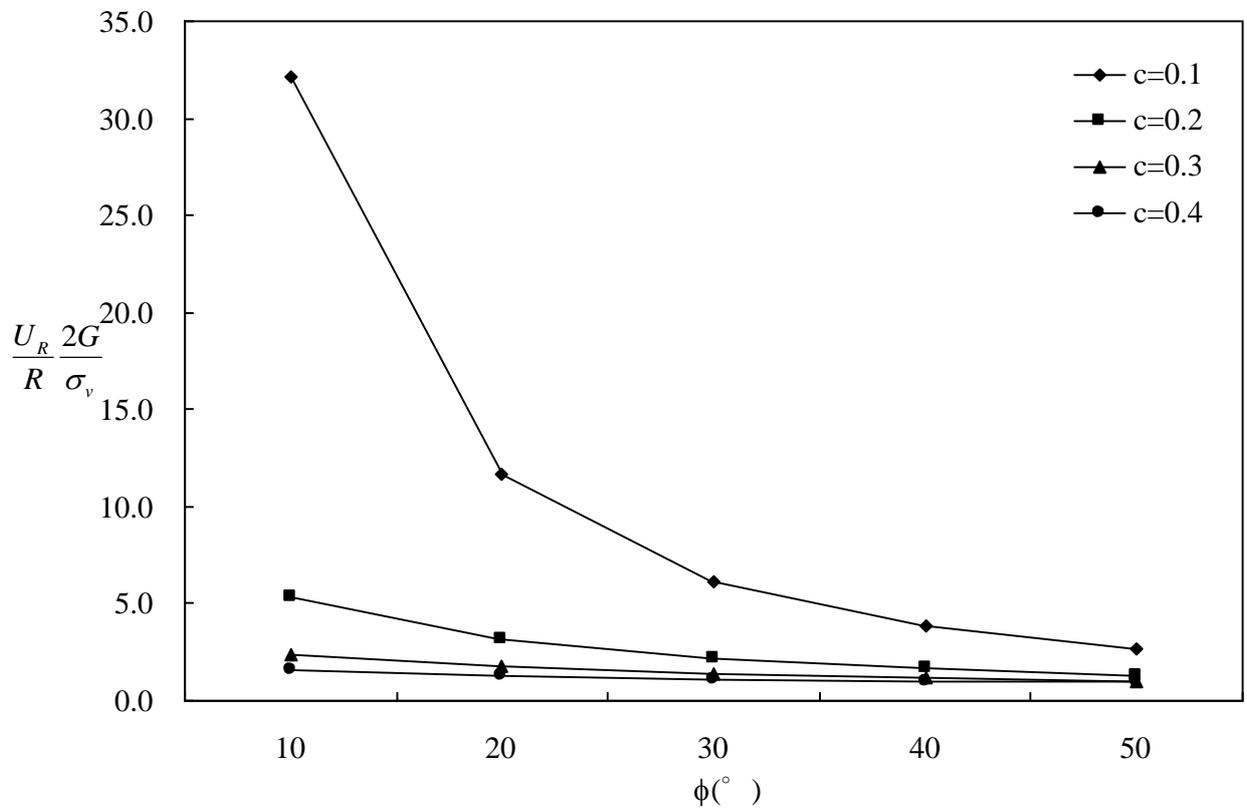


圖 4-8 有限元素法模擬無支撐隧道開挖之最大徑向位移量比較圖

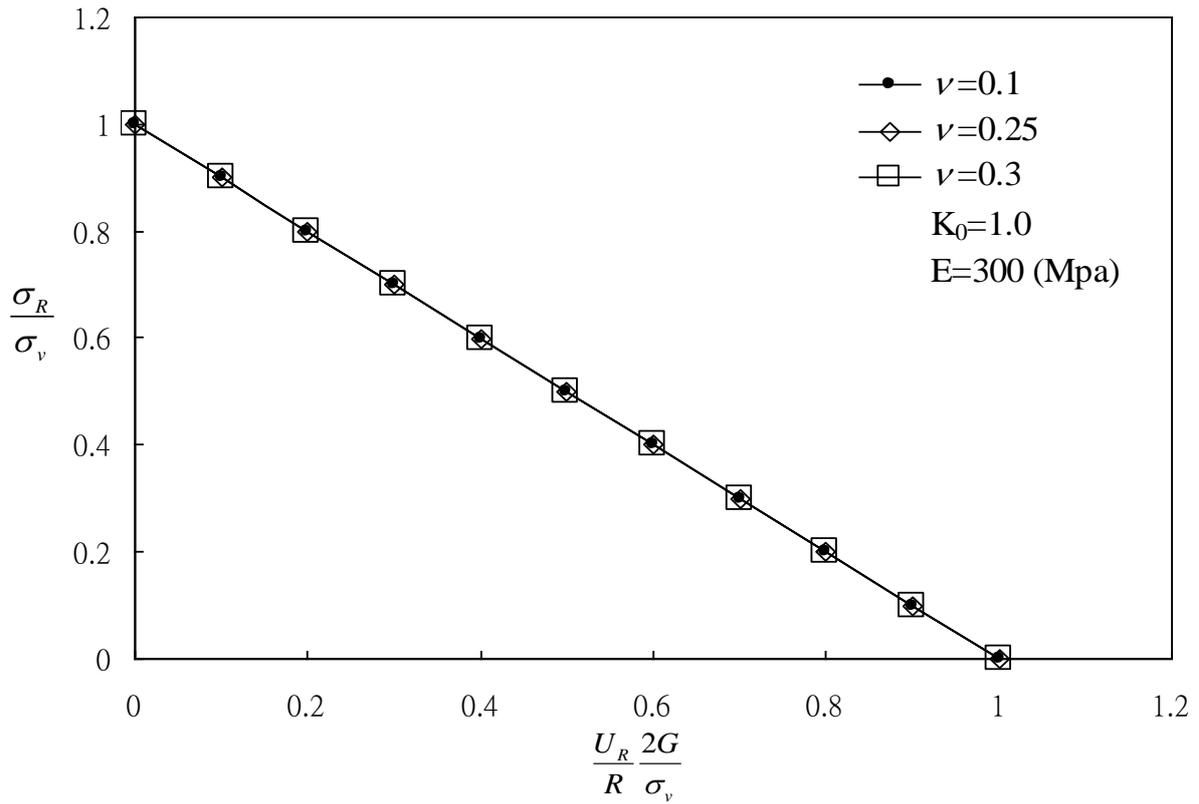


圖 4-9 新外顯法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線圖
(波松比 ν 影響分析)

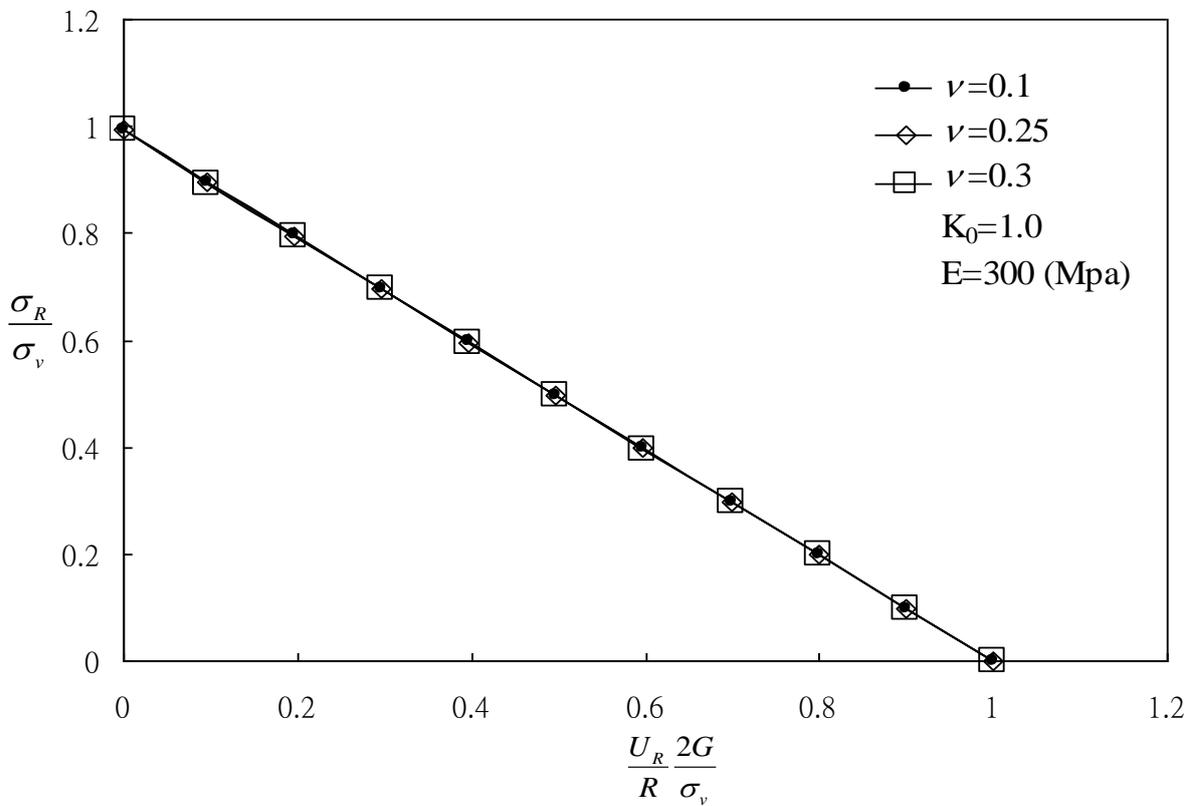


圖 4-10 有限元素法模擬隧道開挖無支撐地盤反應曲線圖
(波松比 ν 影響分析)

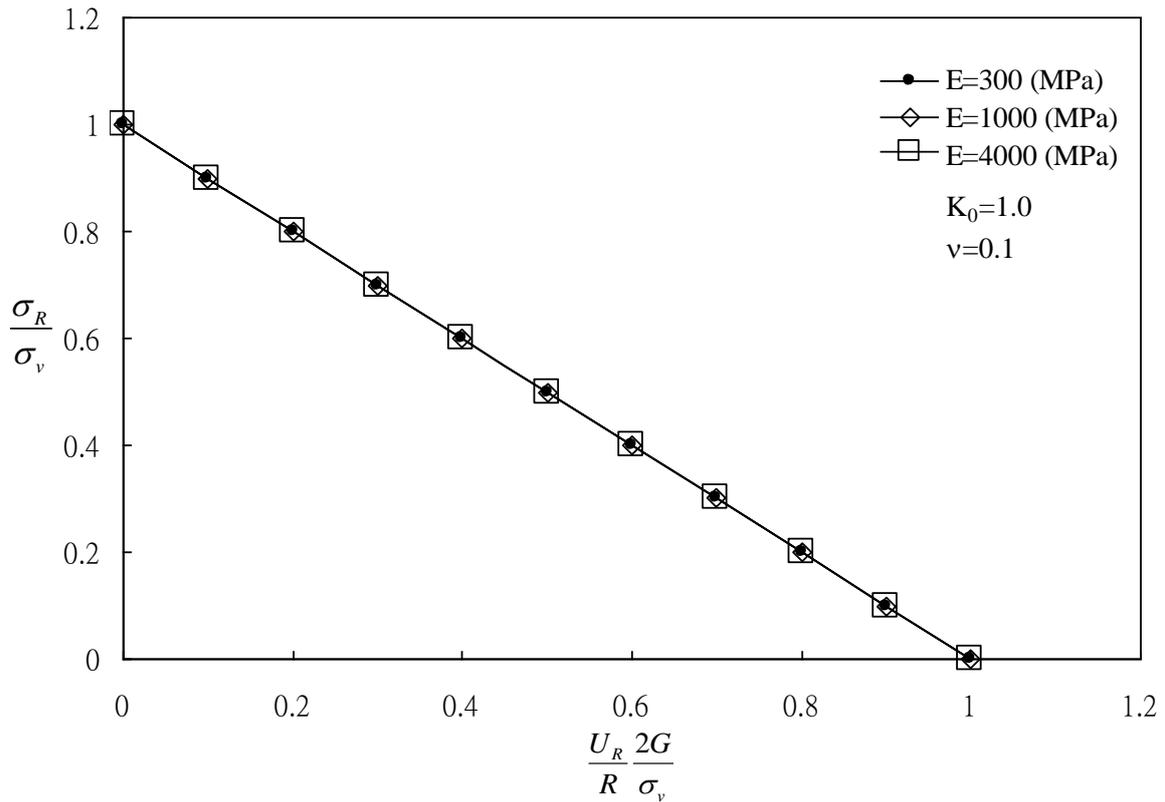


圖 4-11 新外顯法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線圖
(彈性模數 E 影響分析)

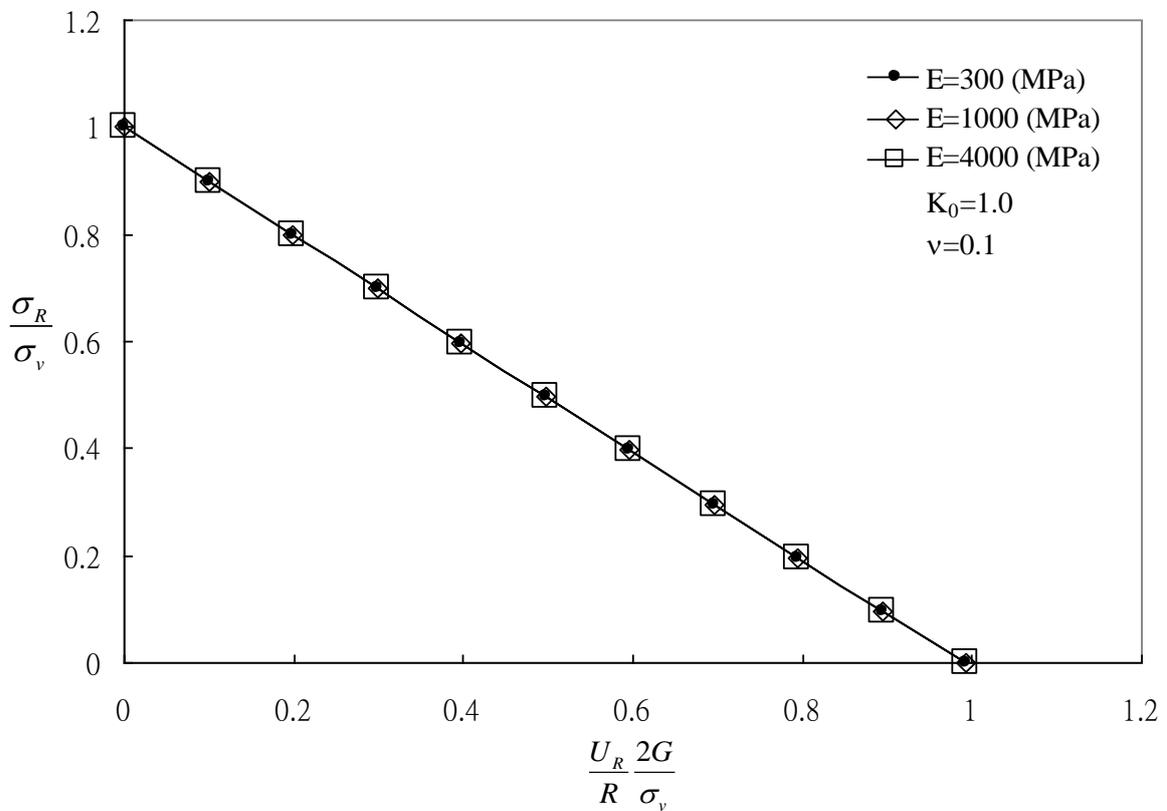


圖 4-12 有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線圖
(彈性模數 E 影響分析)

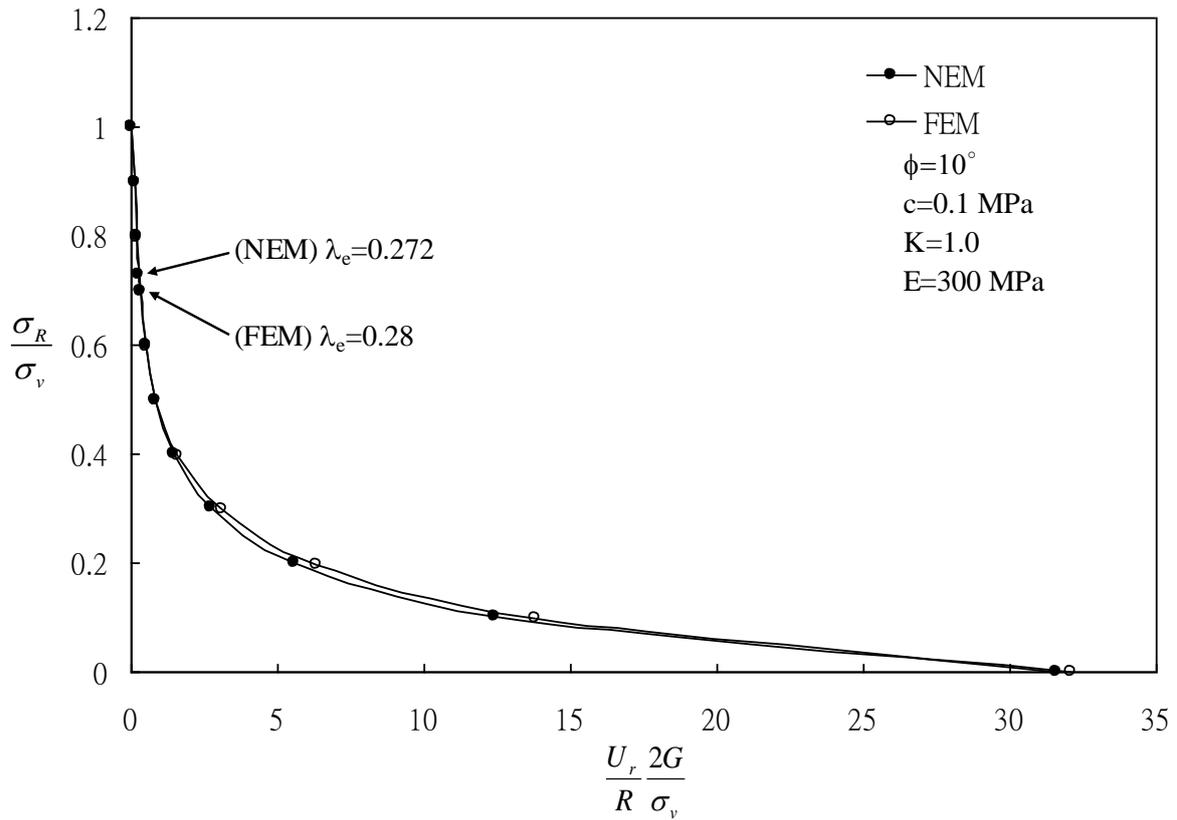


圖 4-13 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖
($c=0.1$, $\phi=10^\circ$)

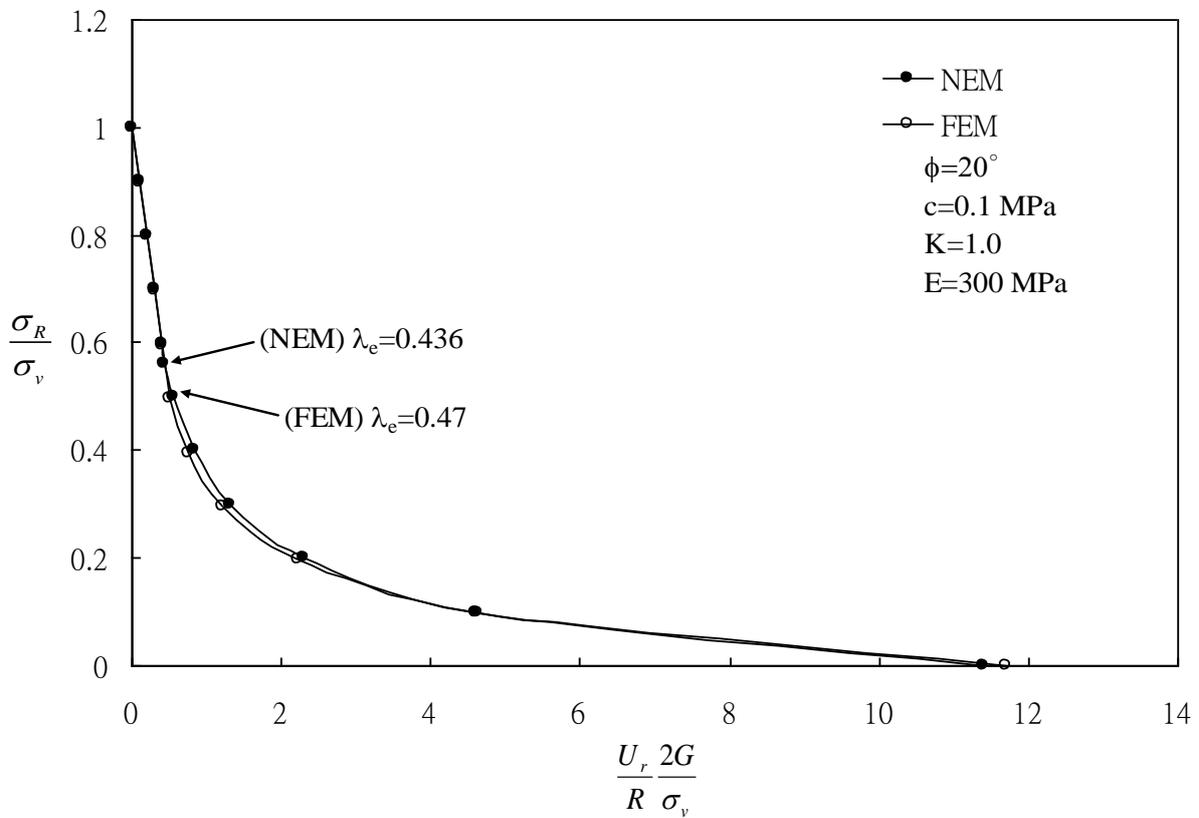


圖 4-14 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖
($c=0.1$, $\phi=20^\circ$)

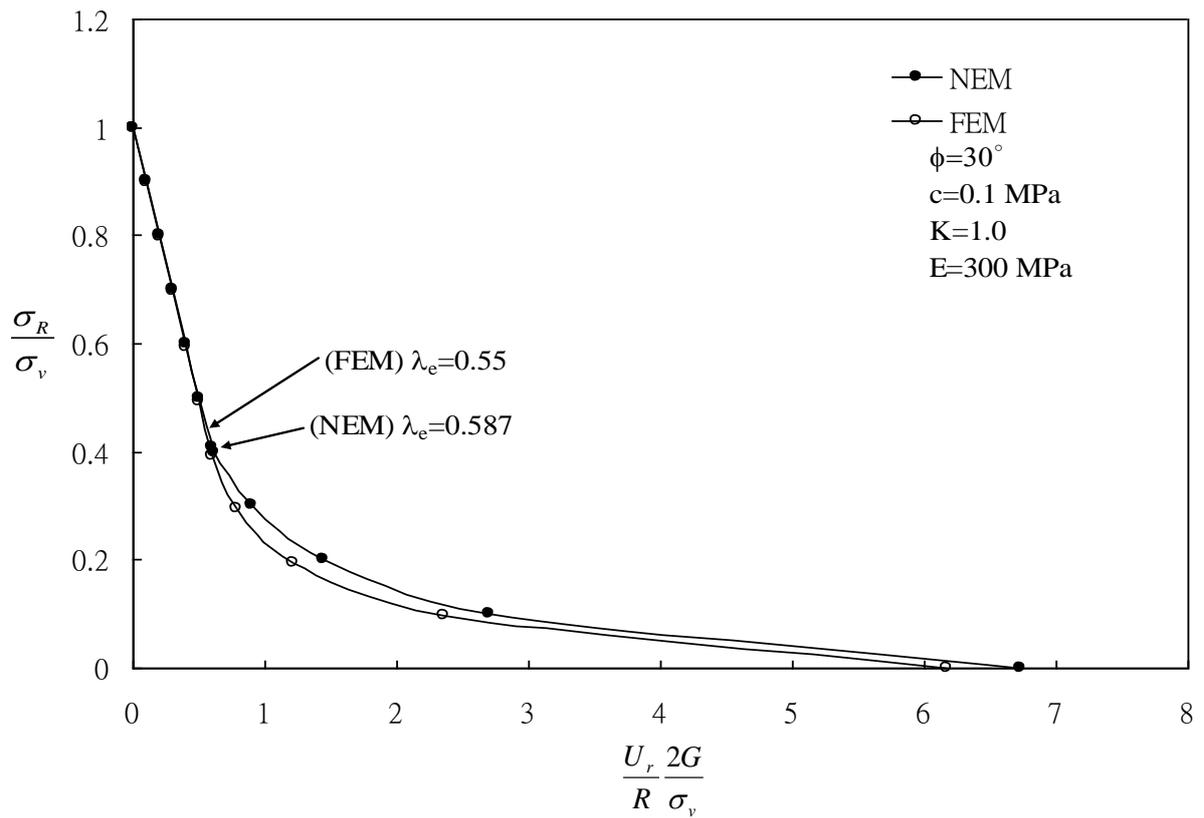


圖 4-15 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖
($c=0.1$, $\phi=30^\circ$)

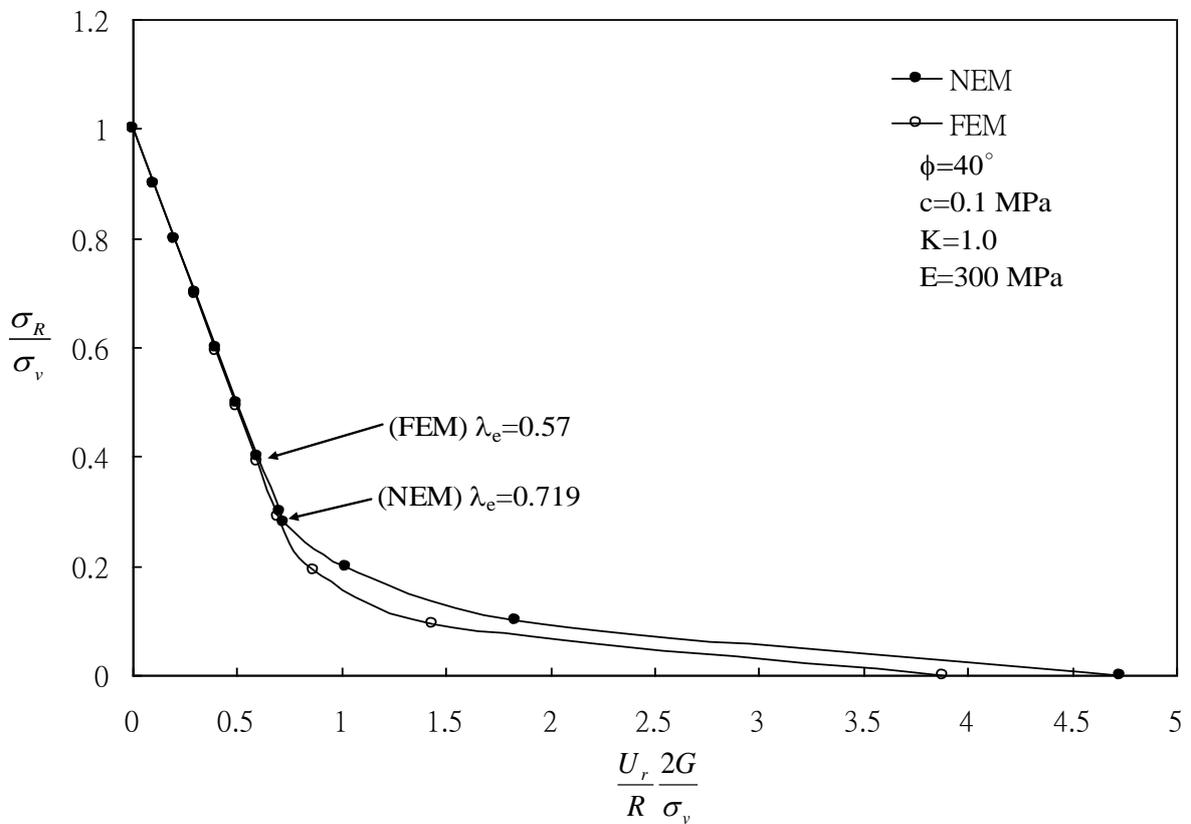


圖 4-16 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖
($c=0.1$, $\phi=40^\circ$)

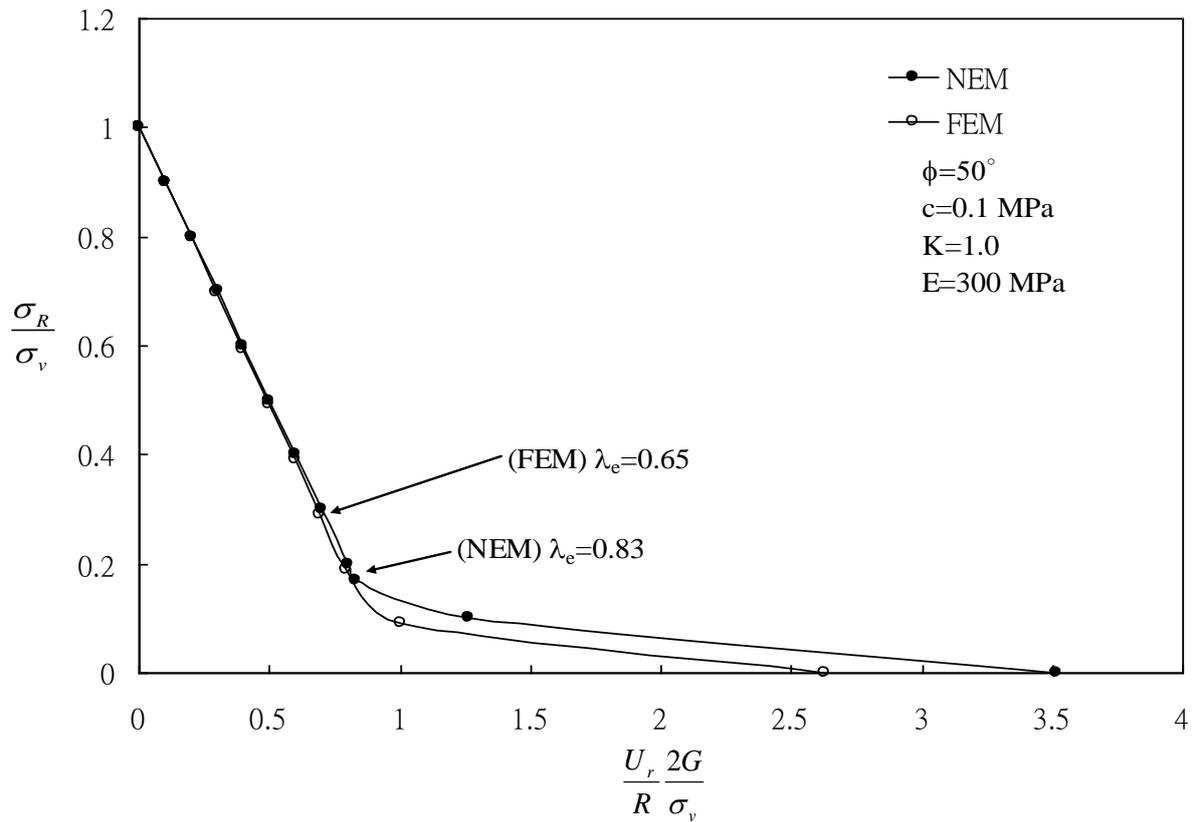


圖 4-17 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖
($c=0.1$, $\phi=50^\circ$)

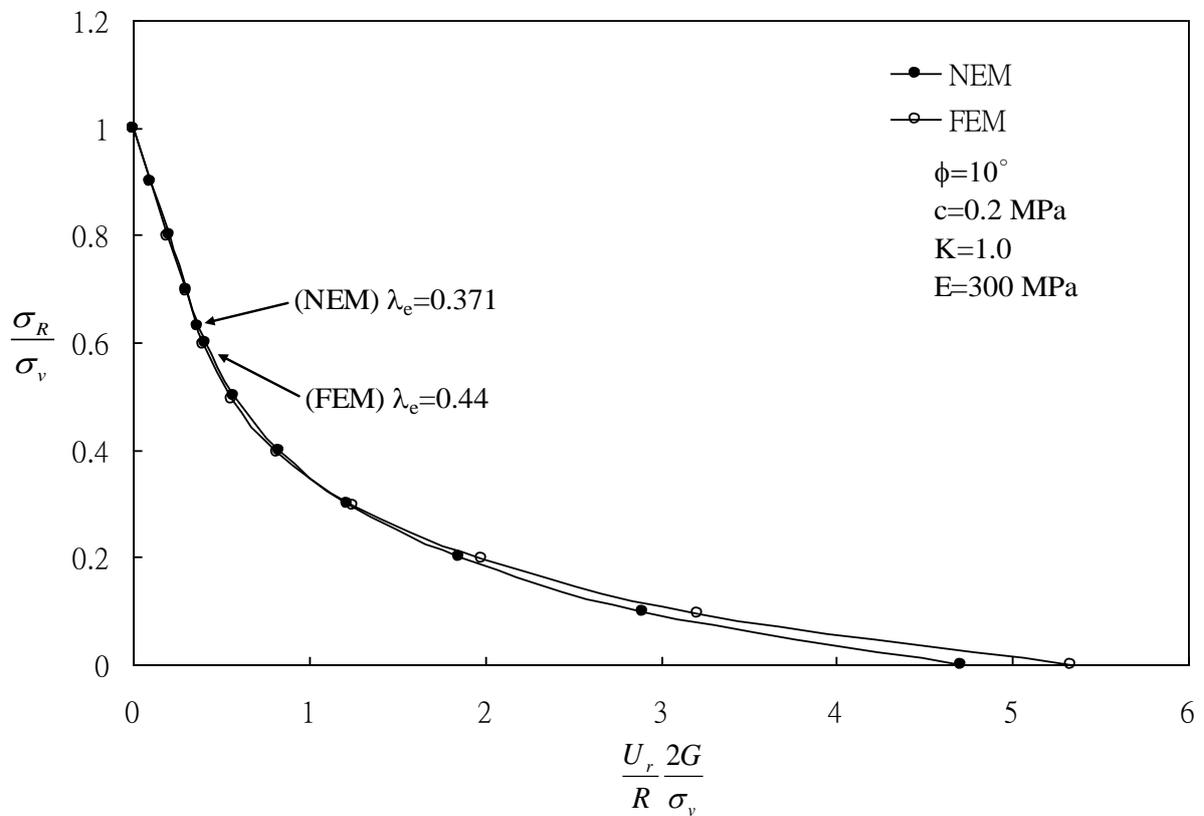


圖 4-18 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖
($c=0.2$, $\phi=10^\circ$)

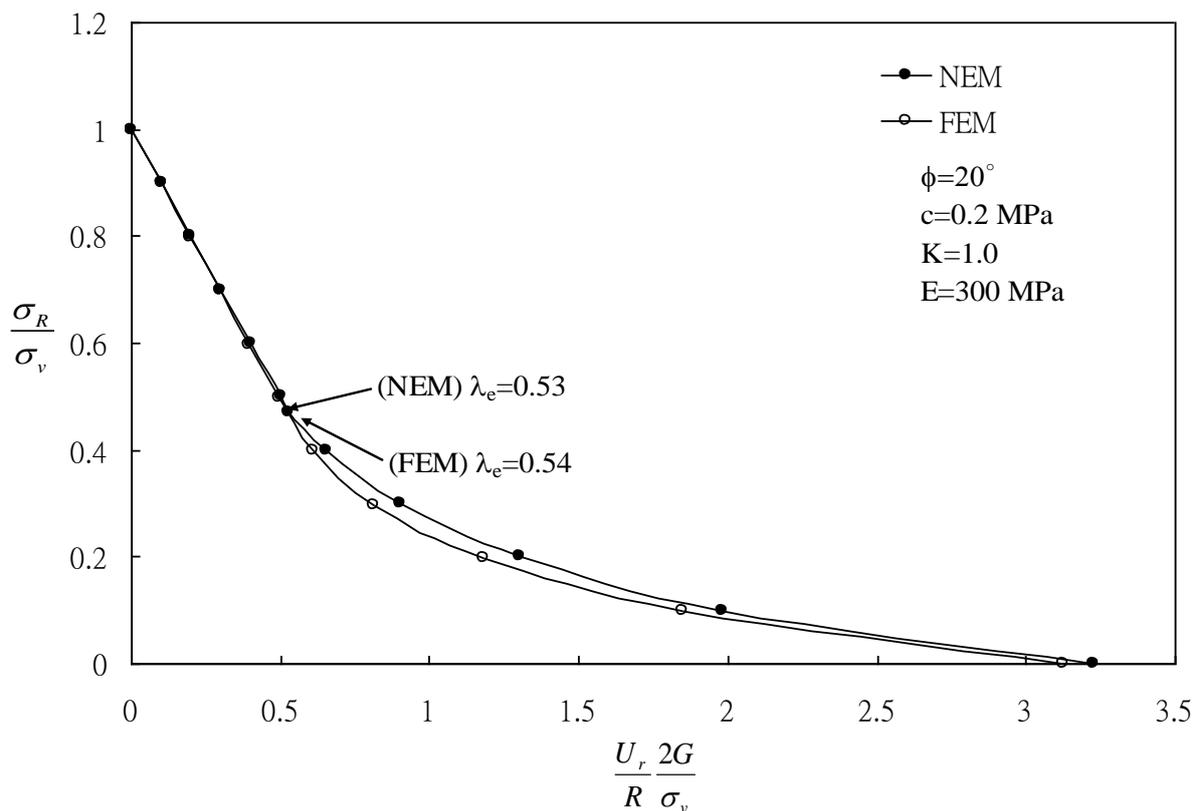


圖 4-19 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖
($c=0.2$, $\phi=20^\circ$)

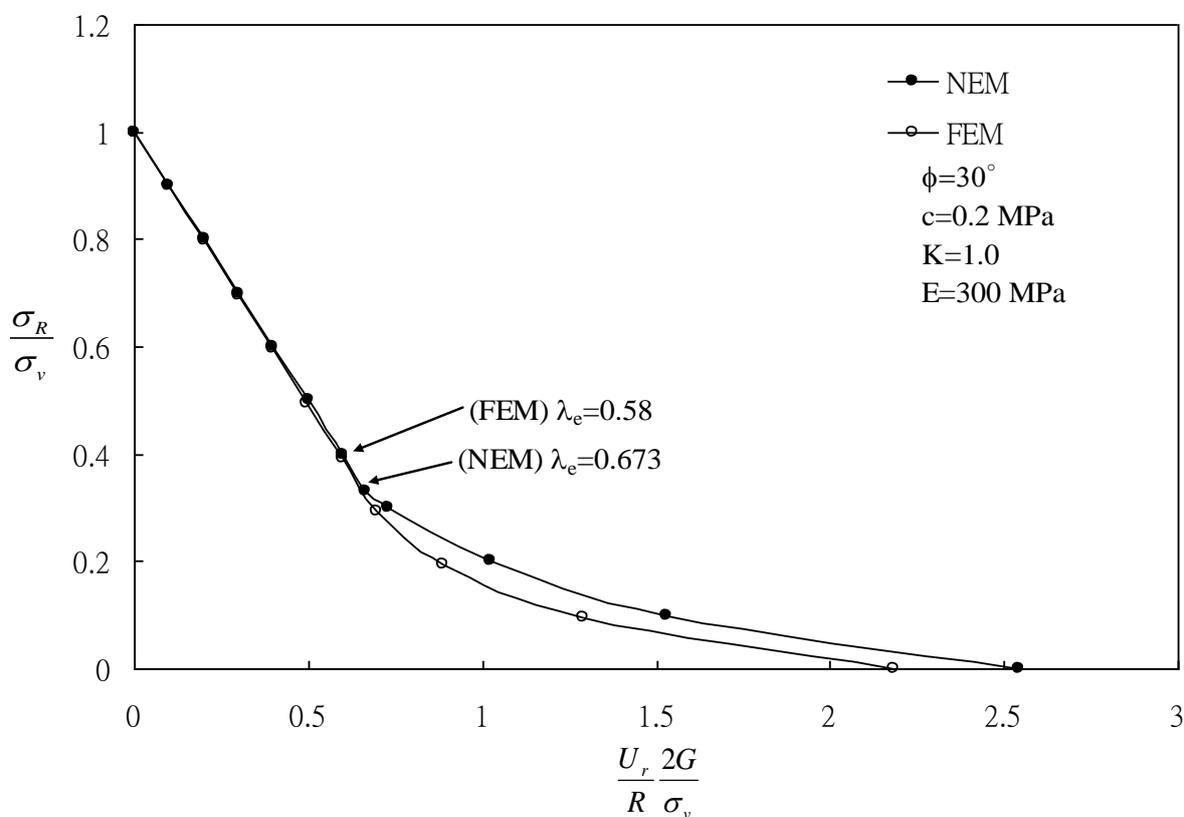


圖 4-20 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖
($c=0.2$, $\phi=30^\circ$)

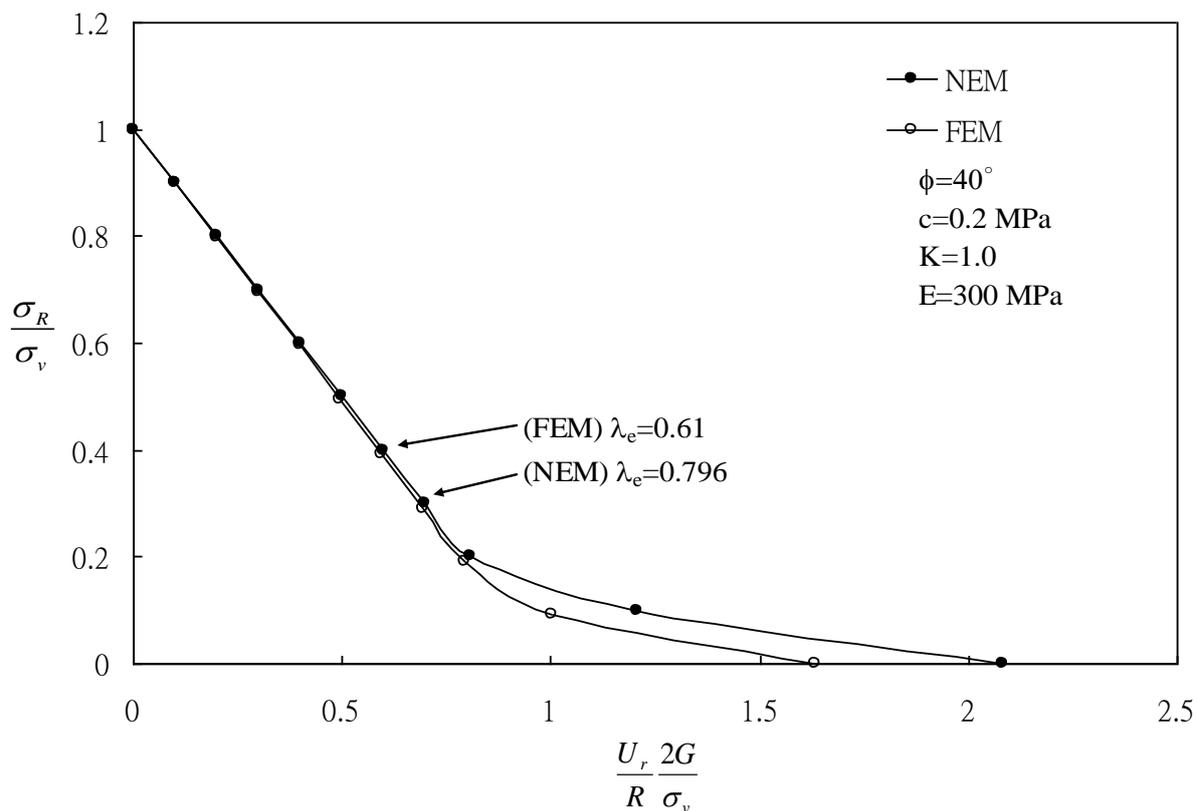


圖 4-21 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖
($c=0.2$, $\phi=40^\circ$)

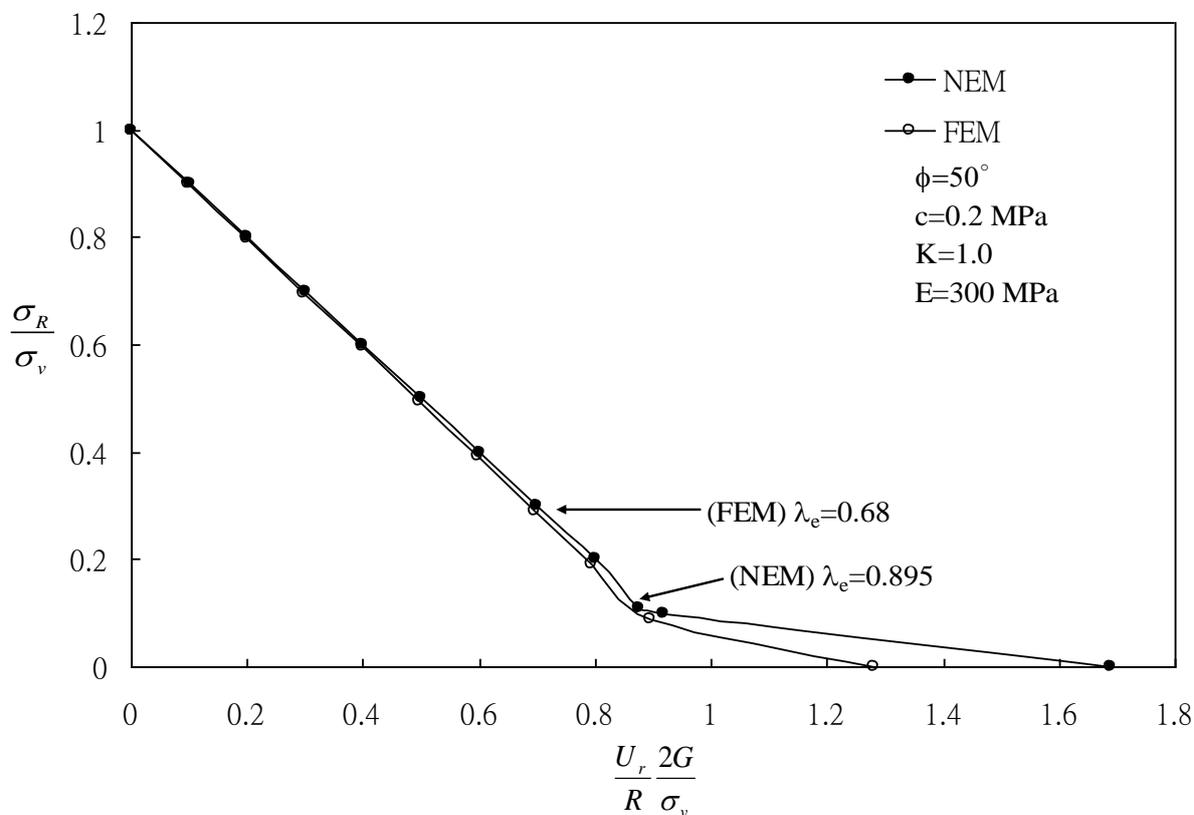


圖 4-22 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖
($c=0.2$, $\phi=50^\circ$)

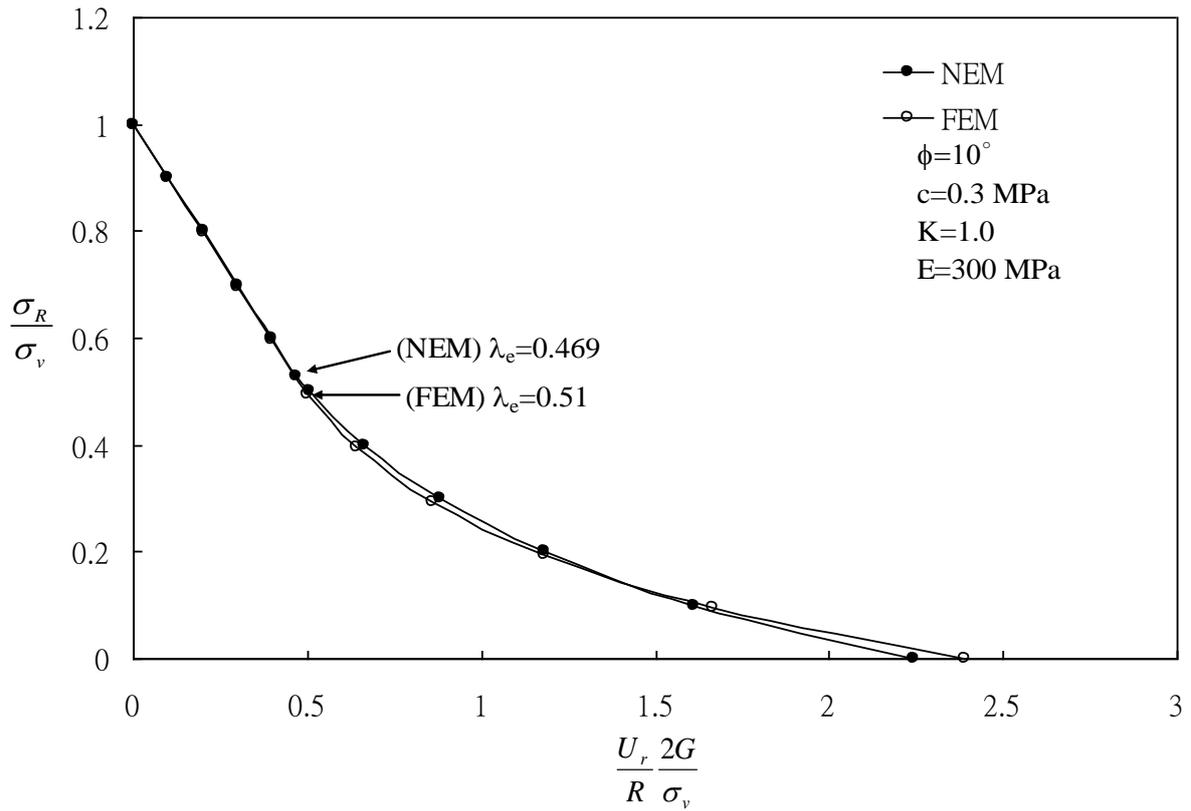


圖 4-23 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖
($c=0.3$, $\phi=10^\circ$)

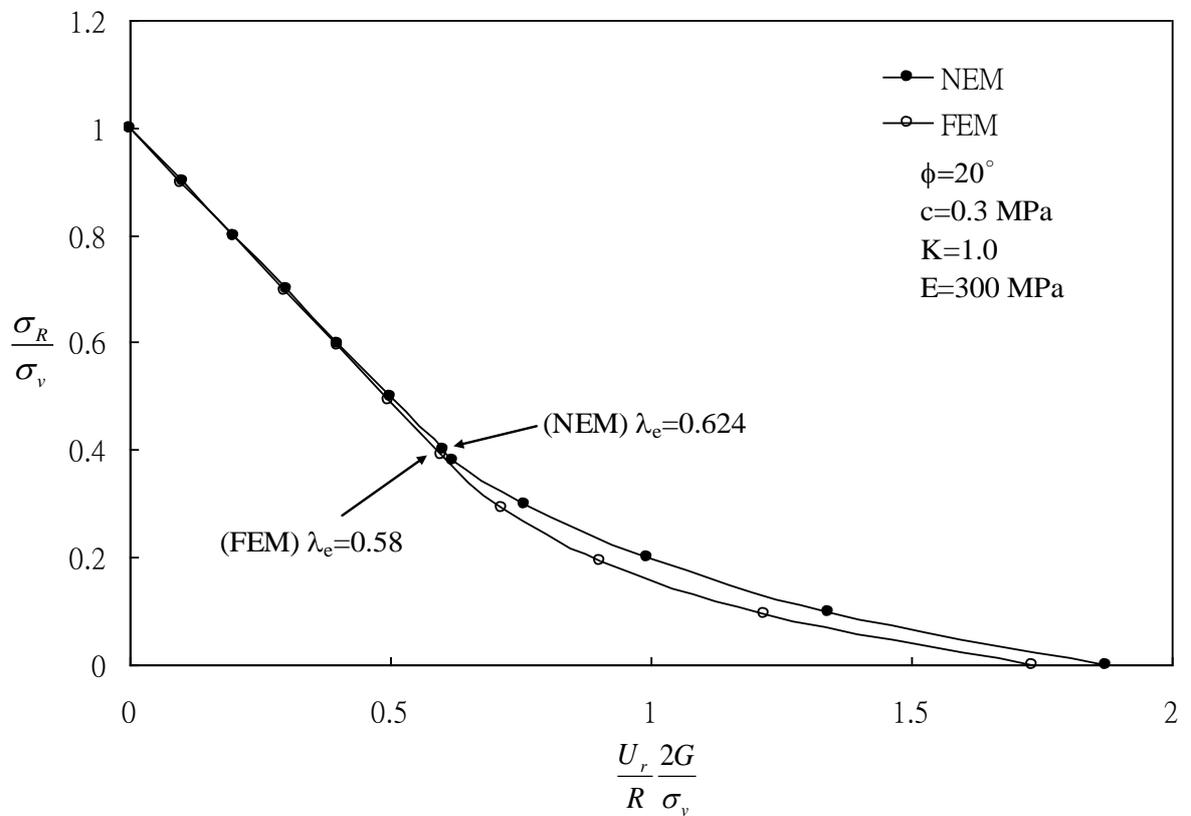


圖 4-24 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖
($c=0.3$, $\phi=20^\circ$)

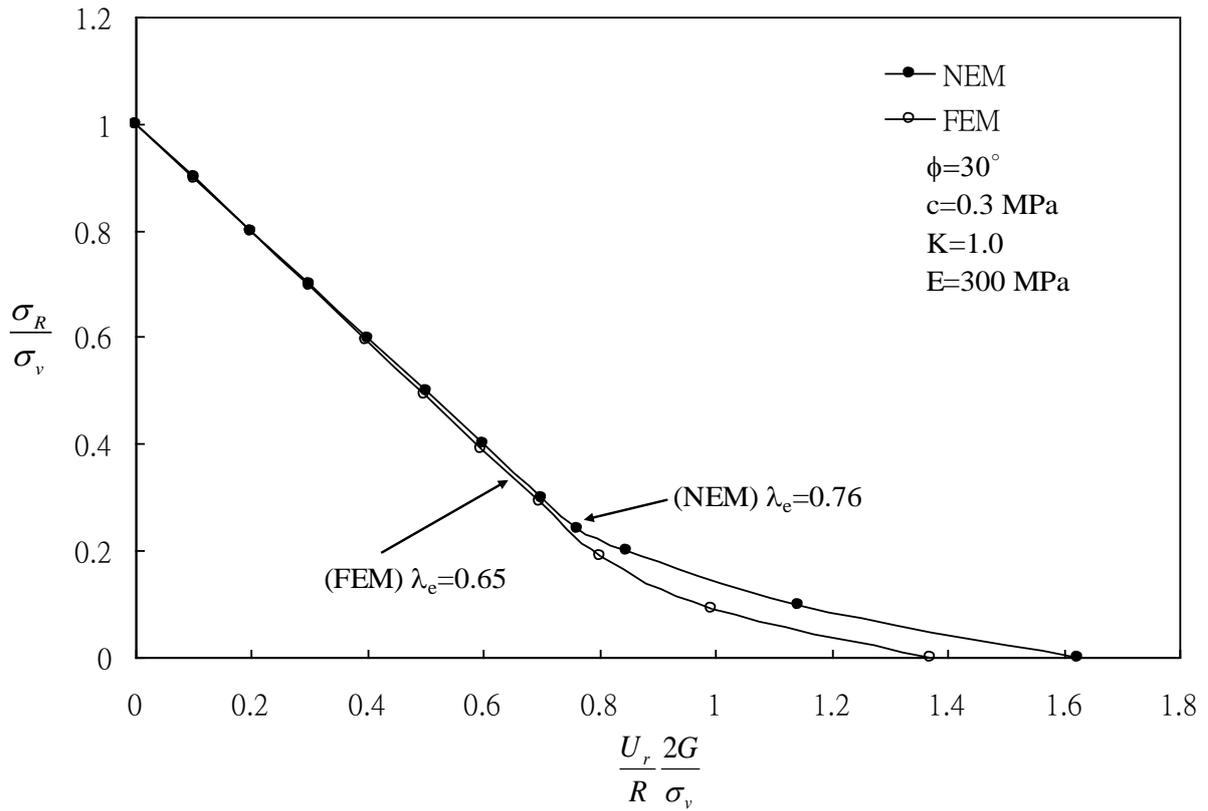


圖 4-25 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖
($c=0.3$, $\phi=30^\circ$)

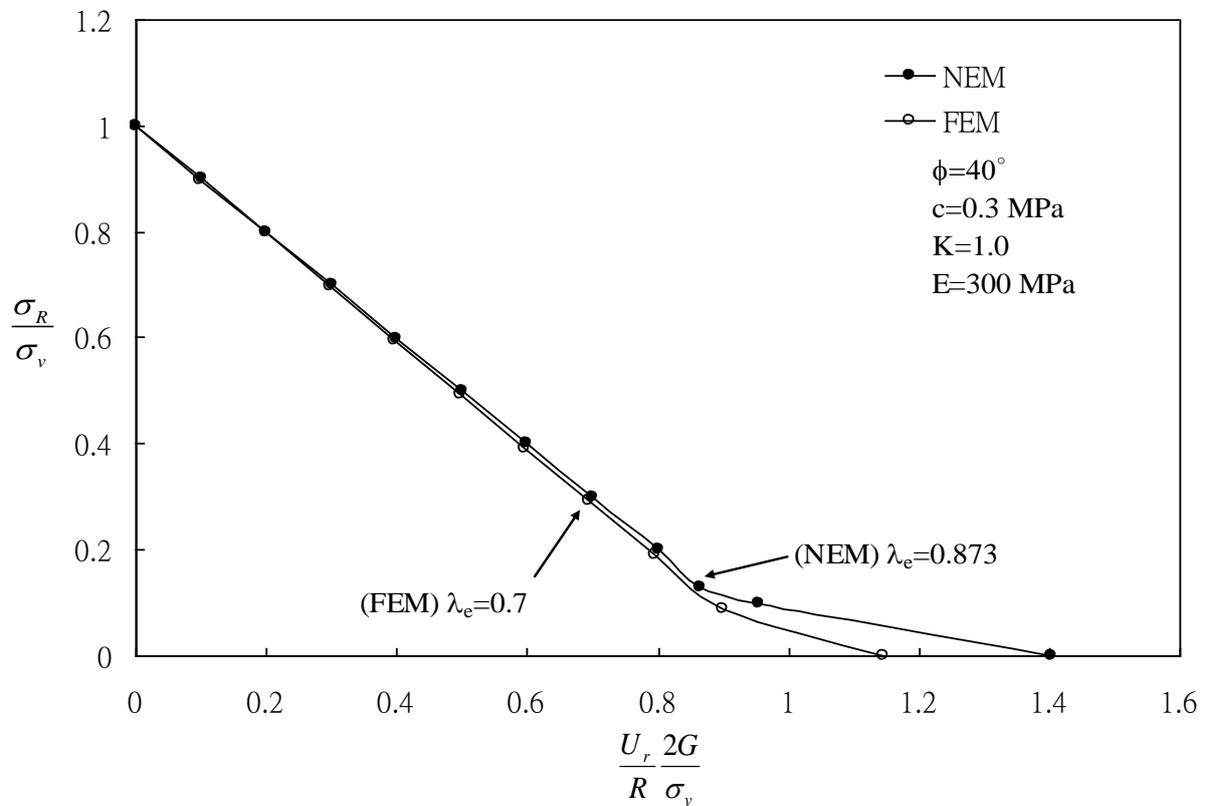


圖 4-26 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖
($c=0.3$, $\phi=40^\circ$)

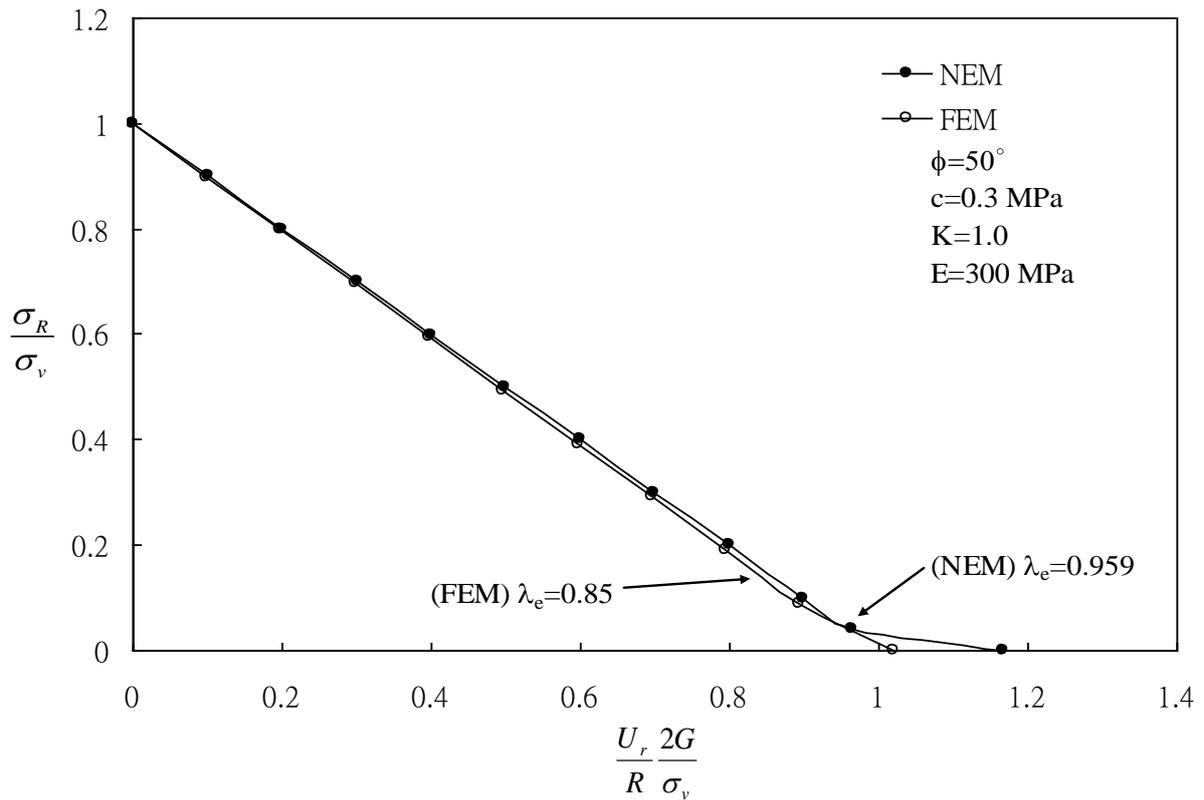


圖 4-27 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖
($c=0.3$, $\phi=50^\circ$)

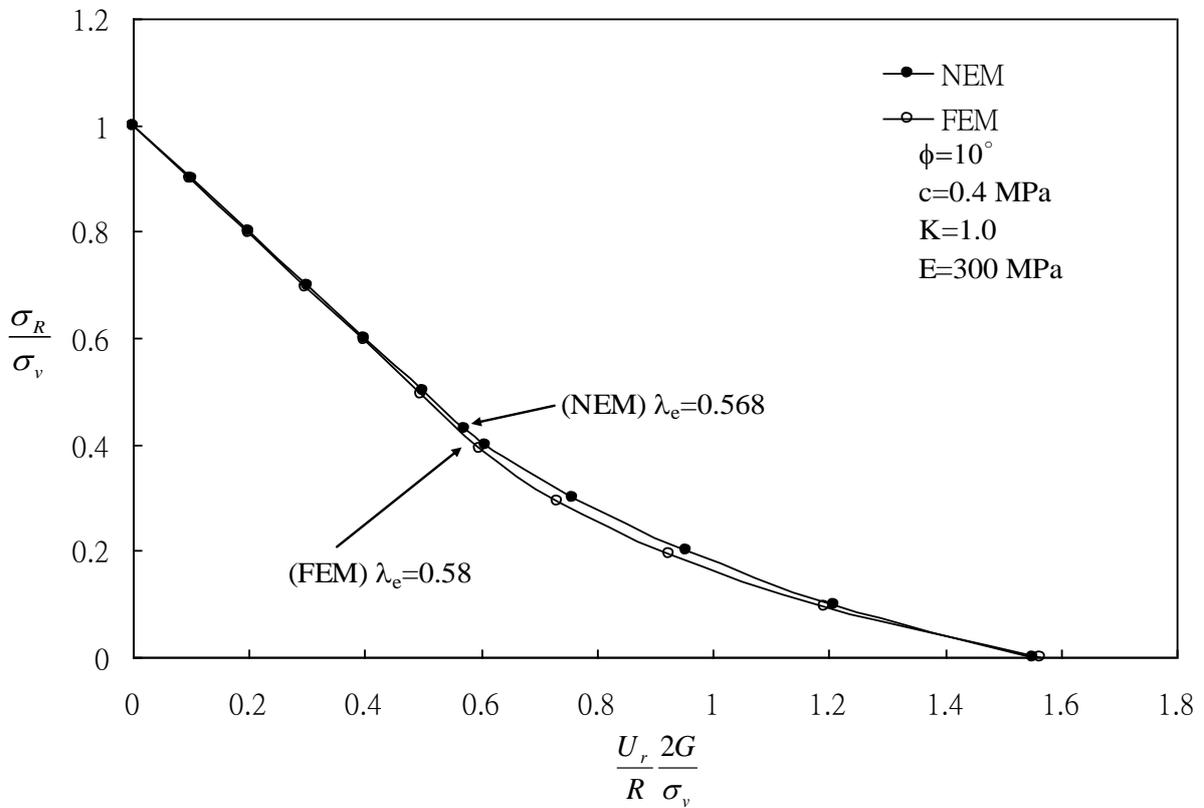


圖 4-28 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖
($c=0.4$, $\phi=10^\circ$)

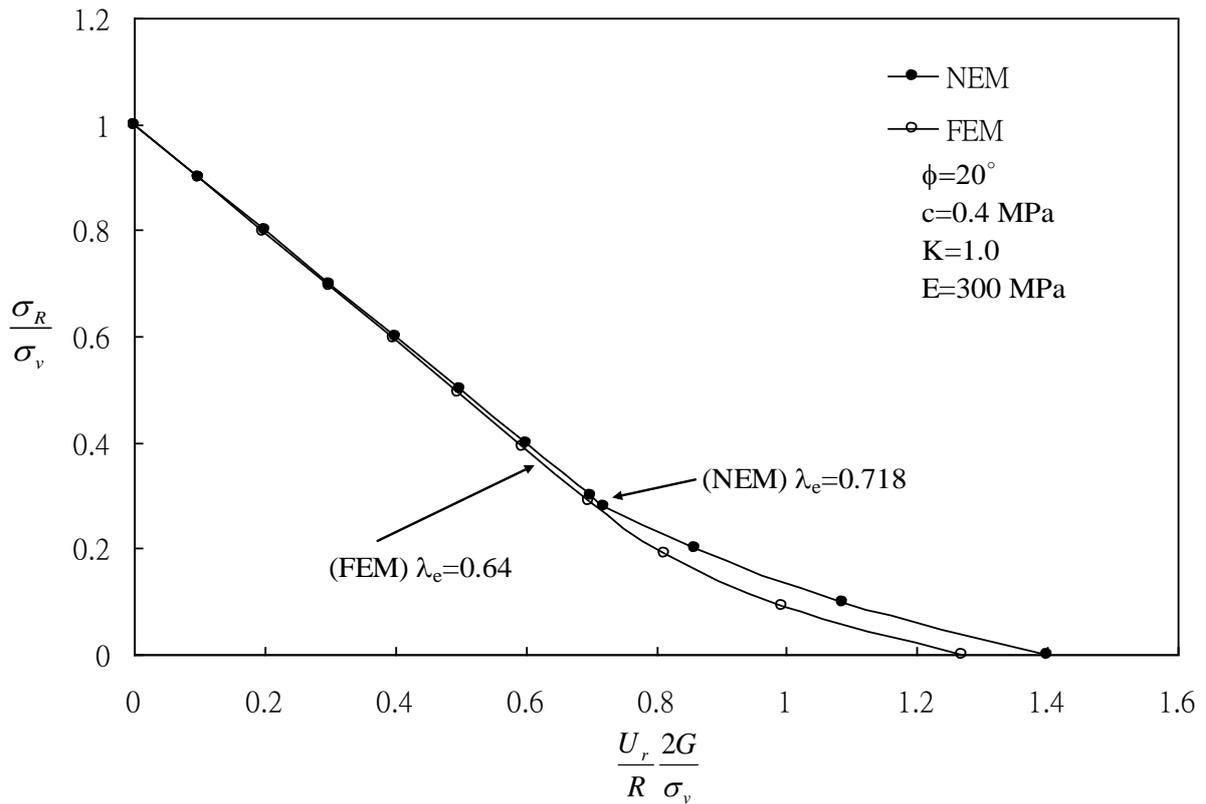


圖 4-29 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖
($c=0.4$, $\phi=20^\circ$)

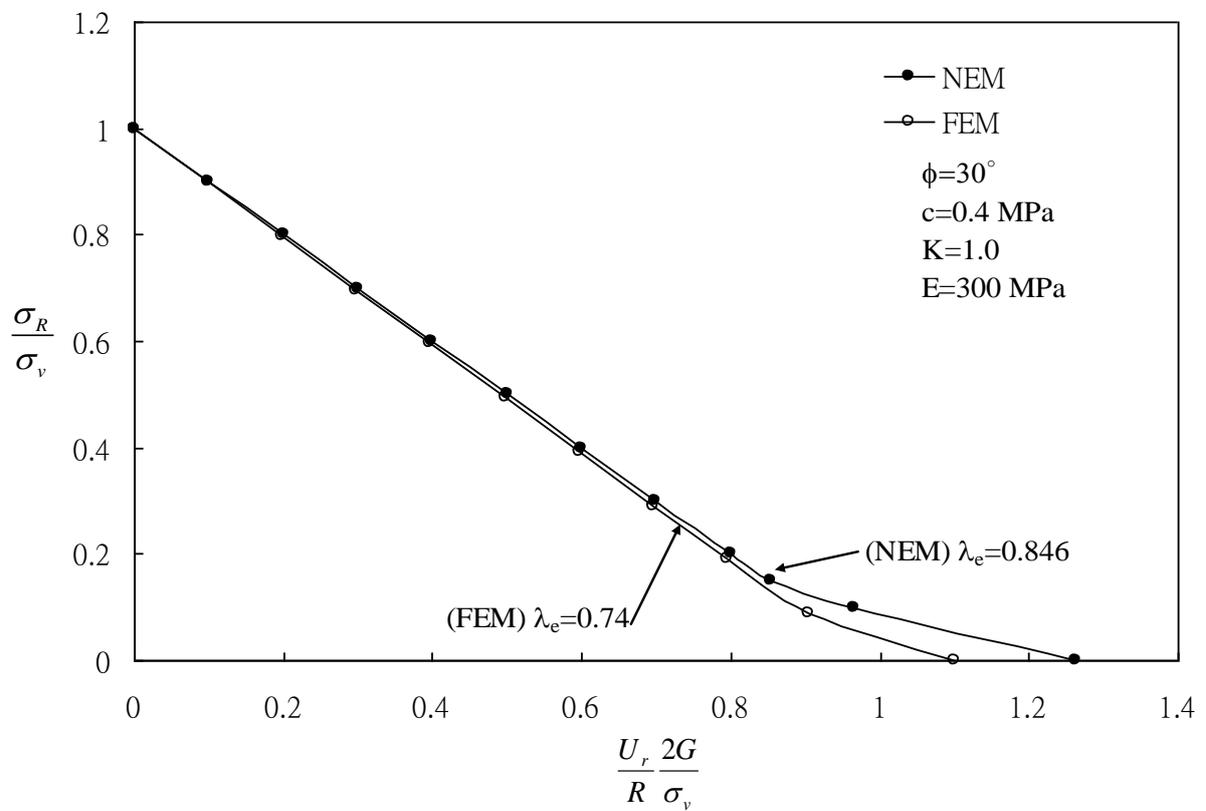


圖 4-30 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖
($c=0.4$, $\phi=30^\circ$)

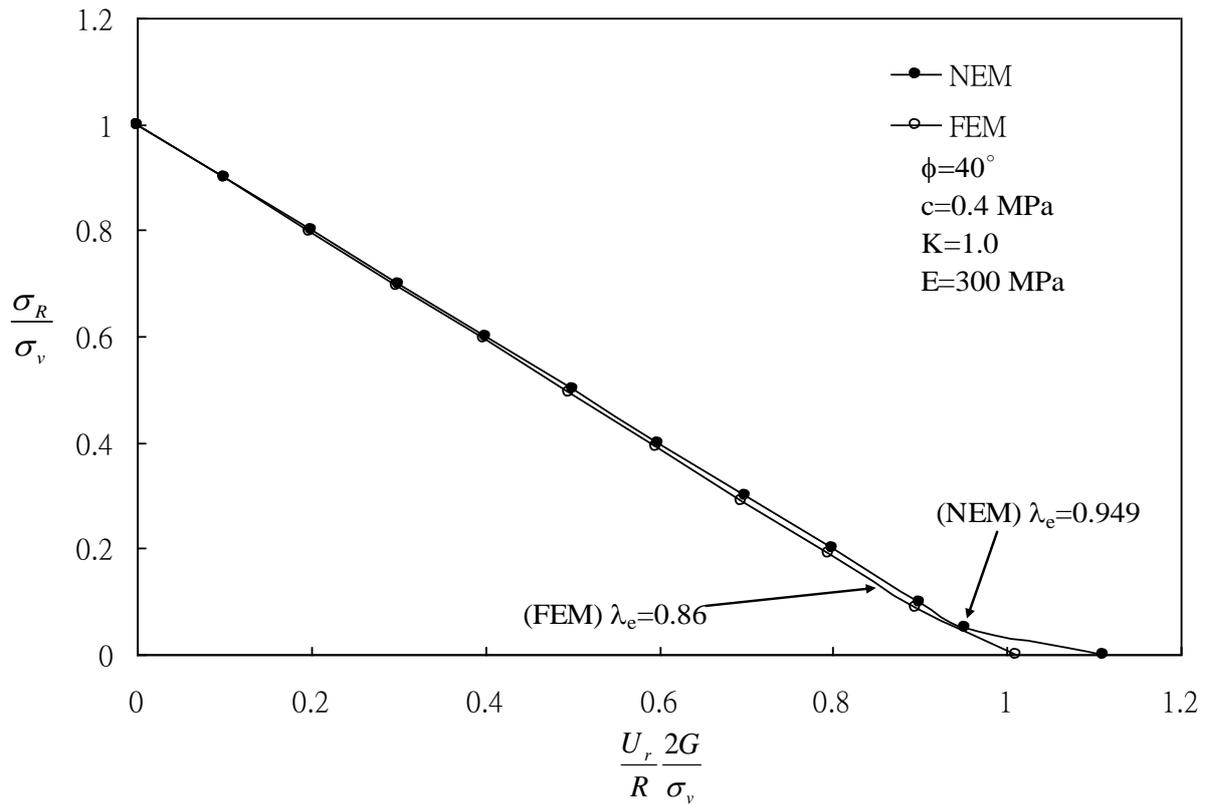


圖 4-31 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖
($c=0.4$, $\phi=40^\circ$)

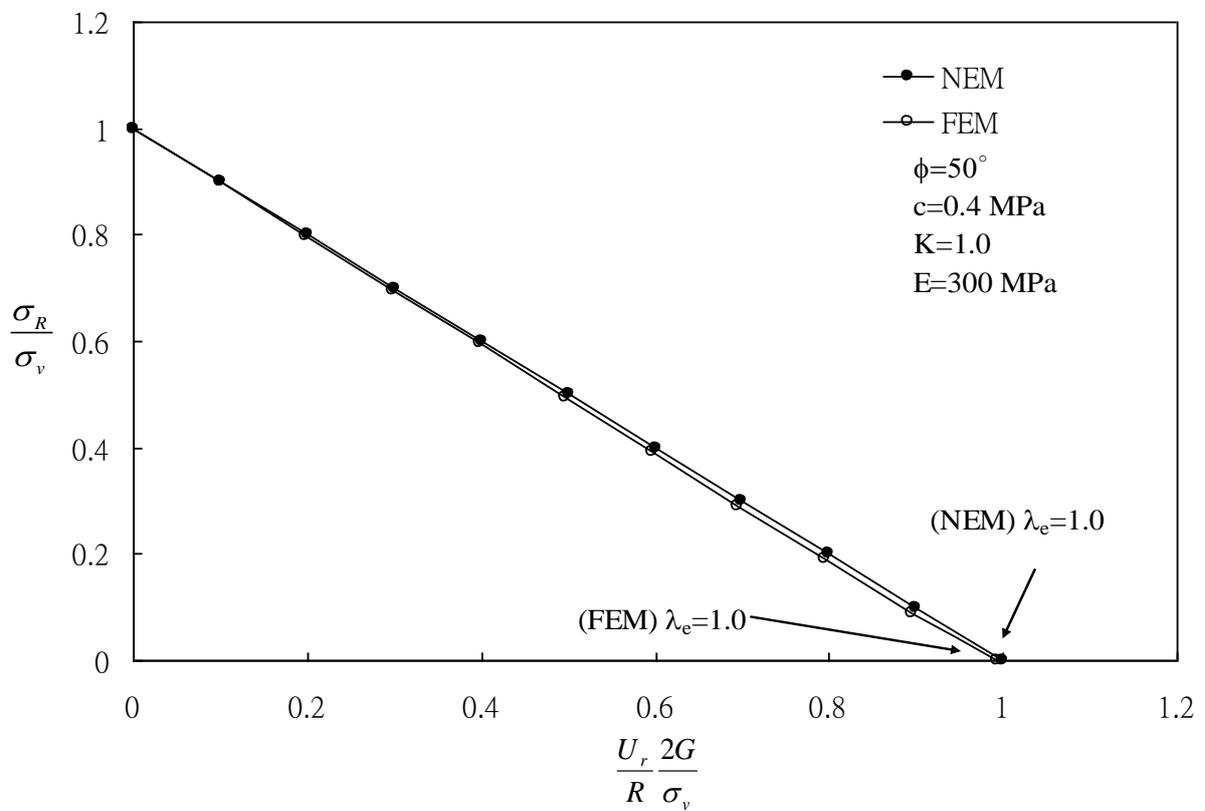


圖 4-32 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖
($c=0.4$, $\phi=50^\circ$)

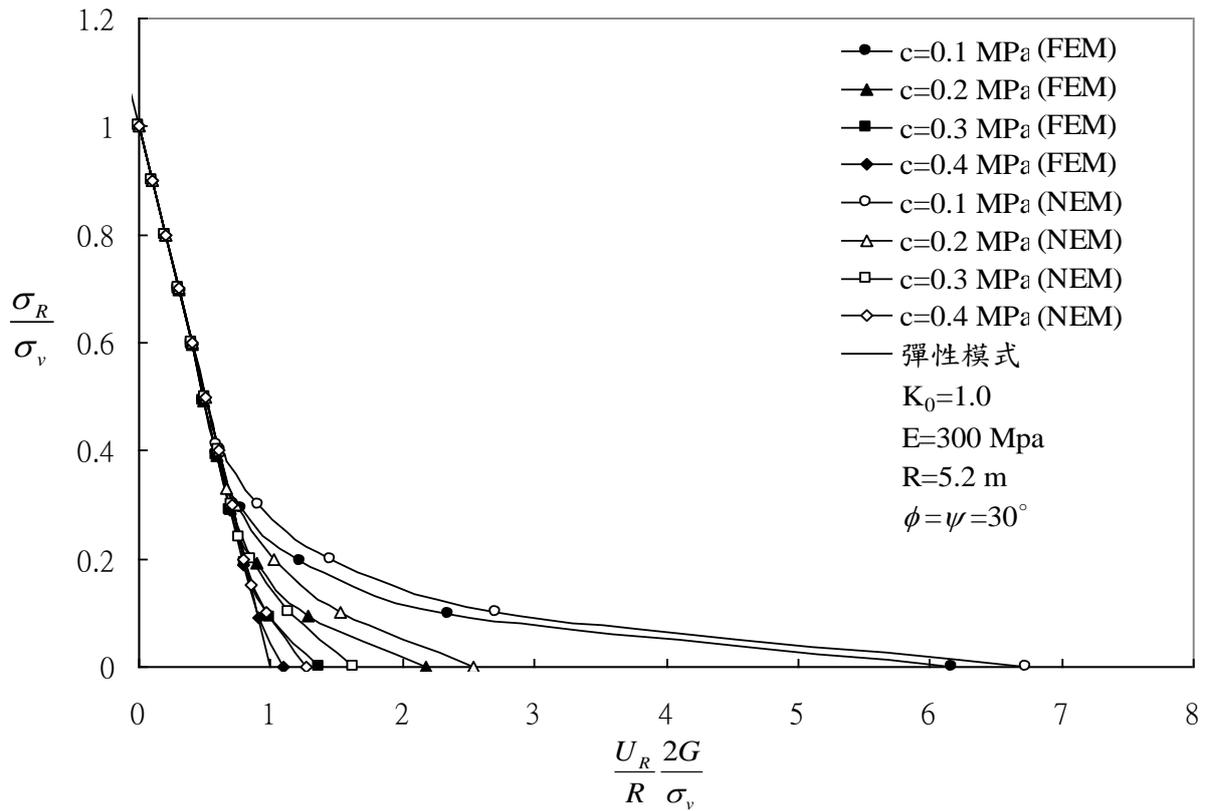


圖 4-33 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖
(凝聚力 c 影響性分析)

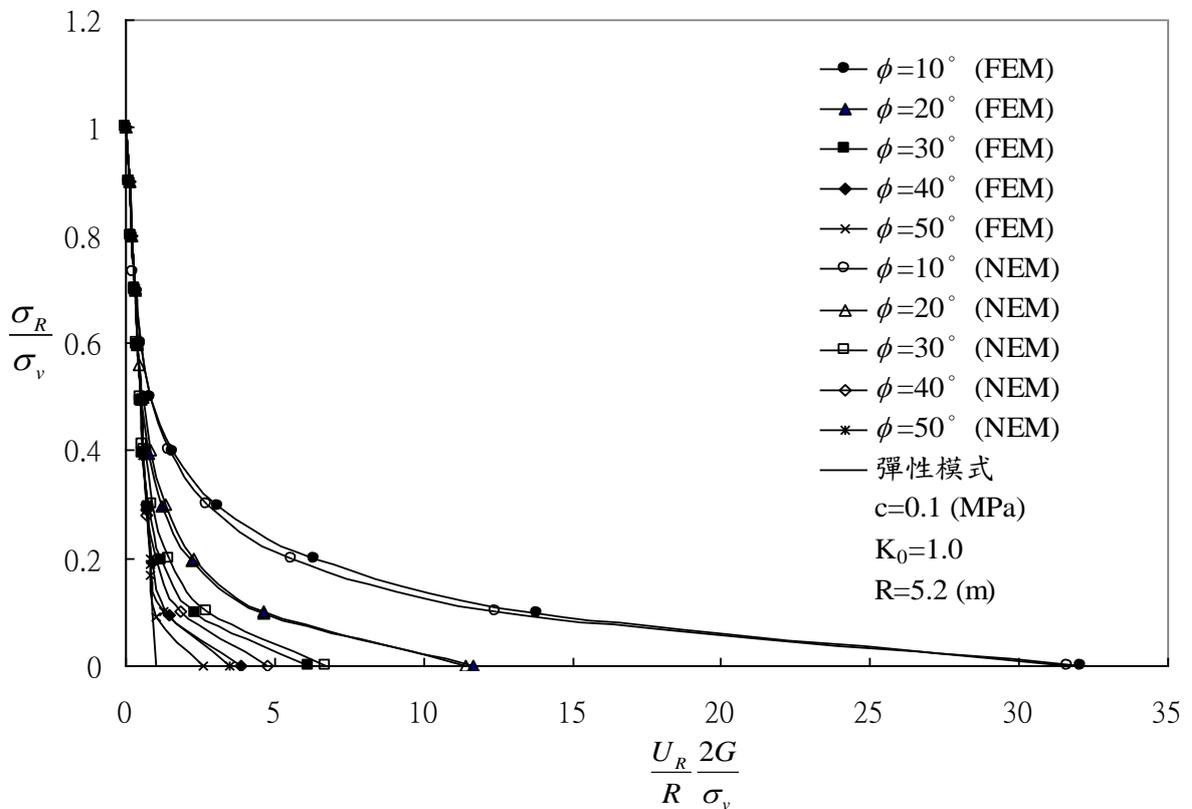


圖 4-34 新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道開挖之地盤反應曲線比較圖
(內摩擦角 ϕ 影響性分析)

第五章 隧道開挖支撐之互制行為模擬分析

本章主要目的為利用新外顯法分析探討圓形深隧道開挖與支撐之影響，並針對不同條件之支撐系統與支撐架設時機等情況做一分析。再經由實驗室研發之有限元素法分析程式之數值計算與新外顯法分析之結果逐一比較。

5.1 圍束損失參數影響性探討

對於無支撐隧道距離與支撐系統架設距離之模擬，依收斂圍束法分析理論，假設支撐斷面處離隧道開挖前進面之距離 λ_d ，隧道繼續開挖前進。經由地盤與支撐系統之反應互制關係，可瞭解支撐前後的岩體應力-位移關係。

架設支撐一直是為隧道開挖工程中，最為重要的一環，支撐的時機與勁度也直接的影響到隧道開挖完成後的安全性，對於架設時機的討論卻也格外的重要。

由於有限元素分析法與新外顯法之分析方式，並不討論依時性之問題，而是以隧道開挖施工順序流程做分別，所以架設時機則改以開挖支撐流程與圍束損失加以控制與模擬。而本研究支撐架設的時機是以彈性極限之圍束損失 (λ_e) 作為區分，分別以 (一) 在 λ_e 之前完成支撐架設與平衡 ($\lambda_d < \lambda_s < \lambda_e$)、(二) 在 λ_e 前架設支撐而 λ_e 之後完成平衡 ($\lambda_d < \lambda_e < \lambda_s$) 與 (三) 在 λ_e 之後才完成支撐與平衡 ($\lambda_e < \lambda_d < \lambda_s$)， λ_d 、 λ_s 分別為架設支撐之圍束損失與完成互制平衡後之圍束損失，下面分別將此三種架設時機分析進而探討架設時機之早晚，對於地盤穩定性的影響。

(一) 當於 λ_e 之前完成架設狀況時，此時岩體尚皆處於線彈性狀態，並未產生塑性區，曲線皆為線性直線，如圖 5-1 所示。

(二) 如圖 5-3，當支撐平衡在 λ_e 之後完成，若為無支撐開挖時已產生塑性區而地盤反應曲線已有非線性曲線的現象，但本研究假設支撐系統為線彈性剛體構件，所以之後的支撐反力曲線與地盤反應曲線亦為線彈性狀態。

(三) 如圖 5-5，當於 λ_e 之後開始架設支撐並平衡狀況時，從 λ_e 之後到架設支撐 λ_d 之間的岩體已發生塑性變形，而產生非線性的地盤反應曲線。由以上結果可知，狀況三較相符合於現實現地發生情況，較差的岩體材料，就需盡早架設支撐，架設支撐之勁度也相對提高，進而提高了施工成本。

5.2 支撐構件使用參數與假設條件

隧道內所使用之支撐構件，以噴凝土、鋼支保與岩栓為主要支撐系統，為了便於分析，依照 Hoek and Brown (1980) 所提出之單一支撐結構可由彈性勁度累加，所以將噴凝土與鋼支保之支撐勁度，換算成等值斷面噴凝土以簡化計算分析之繁雜性。

有限元素法分析與新外顯法分析之支撐構件皆假設分別為等值斷面噴凝土 0.2m 與 0.6m 時，如表 5-1 所示，並假設支撐為彈性完全塑性材料。而岩栓在隧道開挖工程上之工程作用為支持隧道頂部岩盤崩落，並減少開挖後之塑性區擴大，所以有限元素分析法另將岩栓設以桿件元素之模擬方式分析之；而新外顯法分析則將岩栓參數視為等值斷面支撐的一部分，假設參數如表 5-2。文中會針對單一噴凝土時與同時復合岩栓支撐構件時做一討論。

5.3 新外顯法模擬結果

5.3.1 彈性模式

於彈性無支撐開挖之模式，假設位於開挖面距離 d 處，開始架設支撐，此時之圍束損失為 λ_d ，此時岩體已產生 U_R^d 的初始位移量。於 λ_d 時開始架設支撐，隨著隧道繼續開挖前進，支撐系統開始受力並產生位移變化，當周圍岩體達到最終之平衡點時，此時位移量為 U_R^s ，支撐應力為 P_s 。

使用新外顯法模擬分別施以不同噴凝土厚度 (0.2m 與 0.6m) 時，所產生之徑向位移量比分別為：0.2m 之噴凝土支撐時，徑向位移量比 $U_R^s/R=0.513$ 、最終

支撐應力比為 $P_s=0.487$ ；0.6m 之噴凝土支撐時，徑向位移量比 $U_R^s/R=0.441$ 、 $P_s=0.559$ 。由圖 5-7、圖 5-9 可看出，當支撐勁度越強時（噴凝土厚度越大），支撐反力曲線的斜率越大，所能提供之支撐應力越大，達平衡時的徑向位移量比則越小。

若支撐結構在縱向間距每 1m 且環向間距 0.654m 處安裝岩栓並配合 0.2m 噴凝土之複合式支撐時，如圖 5-11 所示，其平衡點之徑向位移量比 $U_R^s/R=0.513$ 且最終支撐應力比 $P_s=0.487$ ，而從公式所求得之岩栓支撐應力值 K_b ，相較於 0.2cm 厚噴凝土所能提供之支撐應力值 K_c 來的低許多，依照 Hoek and Brown (1980) 提出 $K_s=K_{s1}+K_{s2}$ 之單一支撐勁度可由累加而得之論點可知，岩栓所能提供之支撐勁度相較於噴凝土明顯的低許多。

5.3.2 彈性完全塑性模式

於彈性完全塑性岩體中開挖隧道時，考慮不同支撐時機 $\lambda_d=0.4$ 與 $\lambda_d=0.7$ 時架設噴凝土。如圖 5-13 至圖 5-20 所示，當 $\lambda_d=0.4$ 時，此時岩體尚皆處於彈性，由於支撐時機較早所產生之徑向位移量較小，而模擬不同噴凝土厚度所得出之平衡點也如同上一節彈性模式開挖一樣，所以越強的支撐勁度，越能有效的產生支撐作用。

當支撐時機延後為 $\lambda_d=0.7$ 時，由於岩體已產生塑性行為，從彈性極限之圍束損失 λ_e 到支撐架設完成之圍束損失 λ_d ，這期間的岩體因尚無支撐系統的互制作用，所以開挖岩體的地盤反應曲線，是沿著無支撐時之地盤反應曲線移動，直到支撐架設完成 ($\lambda=\lambda_d$)，岩體受到支撐系統之互制影響，地盤反應曲線遂成線彈性行為，因較晚支撐，所以岩體與支撐系統之最終徑向位移較大，其 0.2m 厚之噴凝土支撐所模擬出之平衡點徑向位移量比 $U_R^s/R=0.742$ 、最終支撐應力比為 $P_s=0.243$ ；施以 0.6m 之噴凝土支撐時，平衡點徑向位移量比 $U_R^s/R=0.706$ 且最終支撐應力比為 $P_s=0.280$ 。

依照彈性完全塑性模式，於 0.2m 之噴凝土系統尚複合以岩栓支撐系統，模

擬並繪出地盤反應曲線，如圖 5-21。其平衡點之徑向位移量比 $U_R^s/R=0.487$ 與最終支撐應力比 $P_s=0.487$ ，由此可知複合岩栓的支撐，對於抑制岩體的收斂並無顯著之影響。

5.4 有限元素法模擬結果

5.4.1 彈性模式

由圖 5-23 到圖 5-26 可得知，當施以 0.2m 與 0.6m 之噴凝土為支撐結構時，並假設圍束損失 $\lambda_d=0.4$ 時開始支撐，此刻岩體收斂與支撐結構互制行為開始。當岩體與支撐結構間到達平衡狀態，此時有限元素法分別計算出噴凝土厚度 0.2m 時，其平衡點徑向位移比 $U_R^s/R=0.515$ 且最終支撐應力 $P_s=0.479$ ；若噴凝土厚度為 0.6m 時平衡點徑向位移比 $U_R^s/R=0.452$ 且最終支撐應力 $P_s=0.542$ 。由平衡點可知，施以較高勁度之支撐系統，越能降低周圍岩體之收斂情況。

若支撐結構在縱向間距每 1m 處安裝岩栓並配合 0.2m 噴凝土之複合式支撐時，如圖 5-27 所示，此時有限元素法計算出平衡點之徑向位移量 $U_{R(0.2)}^s/R=0.489$ 且最終支撐應力 $P_{s(0.2)}=0.503$ ，與上述單一支撐系統時之 0.2m 噴凝土相比較後，可知複合岩栓支撐系統並能如 0.6m 噴凝土之有效且明顯的減少開挖岩體之圍束損失，而岩栓所額外提供之支撐應力相較於 0.6m 噴凝土為小許多，所以岩栓支撐系統在於提供支撐應力與降低岩體徑向位移量的效果並不彰顯。

5.4.2 彈性完全塑性模式

由圖 5-29 至圖 5-36 可得知，當施以 0.2m 與 0.6m 之噴凝土為支撐結構時，並假設圍束損失 $\lambda_d=0.4$ 與 $\lambda_d=0.7$ 時架設支撐，此刻岩體收斂與支撐結構互制行為開始。當 $\lambda_d=0.4$ ，岩體與支撐結構間到達平衡狀態，此時有限元素法計算出噴凝土厚度為 0.2m 時，平衡點徑向位移量比 $U_R^s/R=0.515$ 且最終支撐應力比 $P_s=0.479$ ；而當噴凝土厚度為 0.6m 時，平衡點徑向位移量比 $U_R^s/R=0.452$ 且最終

支撐應力比 $P_s=0.542$ ，由此可知欲減少岩體產生之徑向位移量，須較大之支撐應力。當 $\lambda_d=0.7$ ，噴凝土厚度為 0.2m 時，其平衡點徑向位移量比 $U_R^s/R=0.765$ 且最終支撐應力比 $P_s=0.252$ ；當噴凝土厚度為 0.6m 時，其平衡點徑向位移量比 $U_R^s/R=0.789$ 且最終支撐應力比 $P_s=0.271$ ，由以上結果可看出，支撐時機越晚，岩體產生之徑向位移量越大。

如圖 5-37 表示，噴凝土和岩栓之複合構件，其平衡點之徑向位移量 $U_R^s/R=0.489$ 且最終支撐應力 $P_s=0.503$ ，其控制徑向位移量之效果介於噴凝土厚度 0.2m 及 0.6m 之間，當採用複合支撐構件時，可在不影響原設計隧道斷面大小，即有支撐之效果。但岩栓在支撐系統上之主要力學行為為抗拉、承受軸向應力，主要功用為防止塑性區之擴大。由此可知複合構件之支撐勁度幾乎都由噴凝土提供，岩栓並未表現其支撐勁度於支撐系統上。

5.5 新外顯法與有限元素法之分析結果比較

圖 5-39 至圖 5-42 為彈性模式時，噴凝土厚度分別為 0.2m、0.6m，新外顯法與有限元素法之地盤反應曲線圖，由表 5-3、圖 5-45 與圖 5-46 所整理出之平衡點可看出，於彈性模式中兩種模擬方式所得出結果相近，其新外顯法之最終支撐應力比較有限元素法為大，且徑向位移量比也偏低，但兩種分析模式皆可證實越高的支撐勁度越能減少岩體之位移情形，由此可知，新外顯法之分析方式於線彈性岩體中與有限元素法之模擬結果相符合。

圖 5-43 為 0.2m 厚之噴凝土複合岩栓支撐系統時，新外顯法與有限元素法分析出之地盤反應曲線，並由表 5-3、圖 5-45 與圖 5-46 比較可看出，岩栓支撐系統在新外顯法之模擬分析中，由於所能提供之支撐勁度過低，所以複合岩栓之支撐系統並不能有效的提高支撐效果；但於有限元素法之模擬分析中，提供了些許之支撐應力，並降低了徑向位移比，但較之於 0.6m 厚之噴凝土，效果卻不甚佳。

由表 5-6 彈性模式時支撐曲線斜率 k 值之比較可知，在單一支撐條件下，有

限元素法分析所得之支撐曲線斜率 k 值較新外顯法微高，表示前者之分析模式所提供之支撐應力較高。

圖 5-47 至圖 5-54 為彈性完全塑性模式下，不同支撐時機 ($\lambda_d=0.4、0.7$) 時，兩種分析方法之比較圖，當 $\lambda_d=0.4$ ，互制平衡時，岩體尚處於線彈性狀態，其結果與彈性模式時相同。當 $\lambda_d=0.7$ 時，由於已產生了塑性位移，徑向位移比也較 $\lambda_d=0.4$ 時大，而支撐前之塑性位移亦會延著無支撐塑性模式破壞，直到支撐架設完成。由圖中可知，有限元素法所模擬出之最終徑向位移量會比新外顯法所模擬出的結果大，此結果是因為，當產生塑性位移時，有限元素法之模擬方式會產生較大之變形行為，所以架設支撐並平衡後之最終位移量相較於新外顯法之模擬方法來的大。

當於彈性完全塑性模式中，模擬噴凝土複合岩栓的情況下（圖 5-55），由於岩栓對支撐系統所提供之勁度相較於噴凝土並不明顯，所以於新外顯法的模擬方計算式，複合岩栓之支撐系統並無太大的改變。但於有限元素法的模擬方式，為桿件式之模擬，所以岩栓支撐系統對於岩體之徑向位移量有抑制的趨勢，但相較於高厚度噴凝土之支撐效能，尚嫌不足，由此可知噴凝土為主要之支撐系統結構，而岩栓其功用為補強主要支撐系統之不足。

圖 5-57 至圖 5-60 可看出，兩種模擬方式之最終支撐應力與最終位移皆和支撐時機有關。愈早施以支撐愈能有效的抑止隧道收斂的位移量。

如表 5-7、表 5-8 所示，新外顯法之支撐曲線斜率 k 值，由於支撐曲線是以彈性模式模擬，所以斜率不會因為支撐時機之不同而有所改變，而有限元素法分析卻會因支撐時機改變。

表 5-1 噴凝土支撐構件參數輸入值

噴凝土	標準組	參考組
彈性模數 E (MPa)	25000	24000、20000
單位重 γ (MPa/m)	0.025	
波松比 ν	0.2	
噴凝土厚度 (m)	0.2、0.6	

表 5-2 岩栓支撐構件參數輸入值

岩栓	參數值
斷面積 (m^2)	0.4×10^{-3}
長度 (m)	5
彈性模數 E (MPa)	2×10^5
縱向間距 S_l (m)	1
環向間距 S_c (m)	0.654

表 5-3 彈性模式下新外顯法與有限元素法計算之平衡點

線彈性	新外顯法		有限元素法	
	U_R^s/R	$P_s(\text{MPa})$	U_R^s/R	$P_s(\text{MPa})$
噴凝土 0.2 m	0.513	0.487	0.515	0.479
噴凝土 0.6 m	0.441	0.559	0.452	0.542
噴凝土 0.2 m +岩栓	0.513	0.487	0.511	0.508

表 5-4 彈性完全塑性模式下新外顯法與有限元素法計算之平衡點 ($\lambda_d=0.4$)

彈塑性	新外顯法		有限元素法	
	U_R^s/R	$P_s(\text{MPa})$	U_R^s/R	$P_s(\text{MPa})$
噴凝土 0.2 m	0.487	0.487	0.515	0.479
噴凝土 0.6 m	0.415	0.559	0.487	0.542
噴凝土 0.2 m +岩栓	0.487	0.487	0.489	0.503

表 5-5 彈性完全塑性模式下時新外顯法與有限元素法計算之平衡點 ($\lambda_d=0.7$)

彈塑性	新外顯法		有限元素法	
	U_R^s/R	$P_s(\text{MPa})$	U_R^s/R	$P_s(\text{MPa})$
噴凝土 0.2 m	0.742	0.243	0.765	0.252
噴凝土 0.6 m	0.706	0.280	0.789	0.271

表 5-6 彈性模式下支撐勁度斜率 k 值比較表

支撐勁度斜率 k (KN)	新外顯法	有限元素法
噴凝土 0.2m	0.233	0.240
噴凝土 0.6m	0.073	0.096
噴凝土 0.2m + 岩栓	0.233	0.219

表 5-7 彈性完全塑性模式下支撐勁度斜率 k 值比較表 ($\lambda_d=0.4$)

支撐勁度斜率 k (KN)	新外顯法	有限元素法
噴凝土 0.2m	0.233	0.246
噴凝土 0.6m	0.073	0.165
噴凝土 0.2m + 岩栓	0.233	0.223

表 5-8 彈性完全塑性模式下支撐勁度斜率 k 值比較表 ($\lambda_d=0.7$)

支撐勁度斜率 k (KN)	新外顯法	有限元素法
噴凝土 0.2m	0.233	0.264
噴凝土 0.6m	0.073	0.334

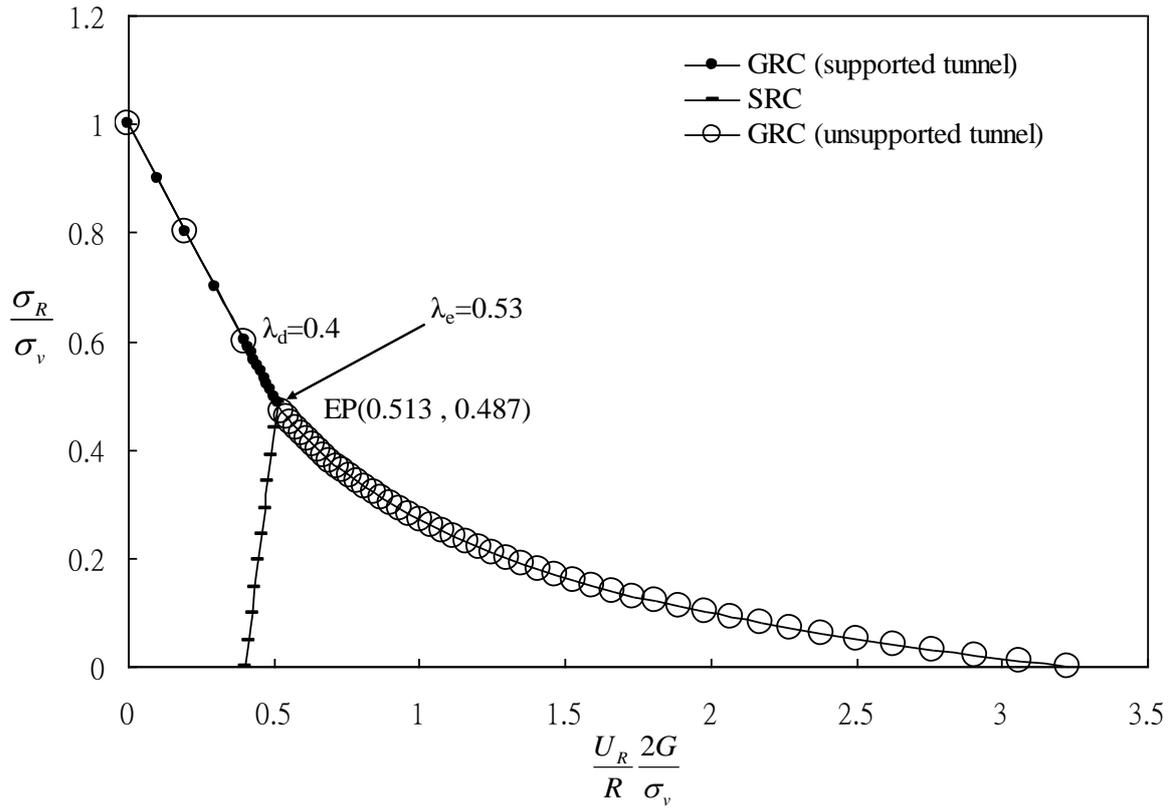


圖 5-1 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖(含無支撐 GRC, $\lambda_d < \lambda_s < \lambda_e$)

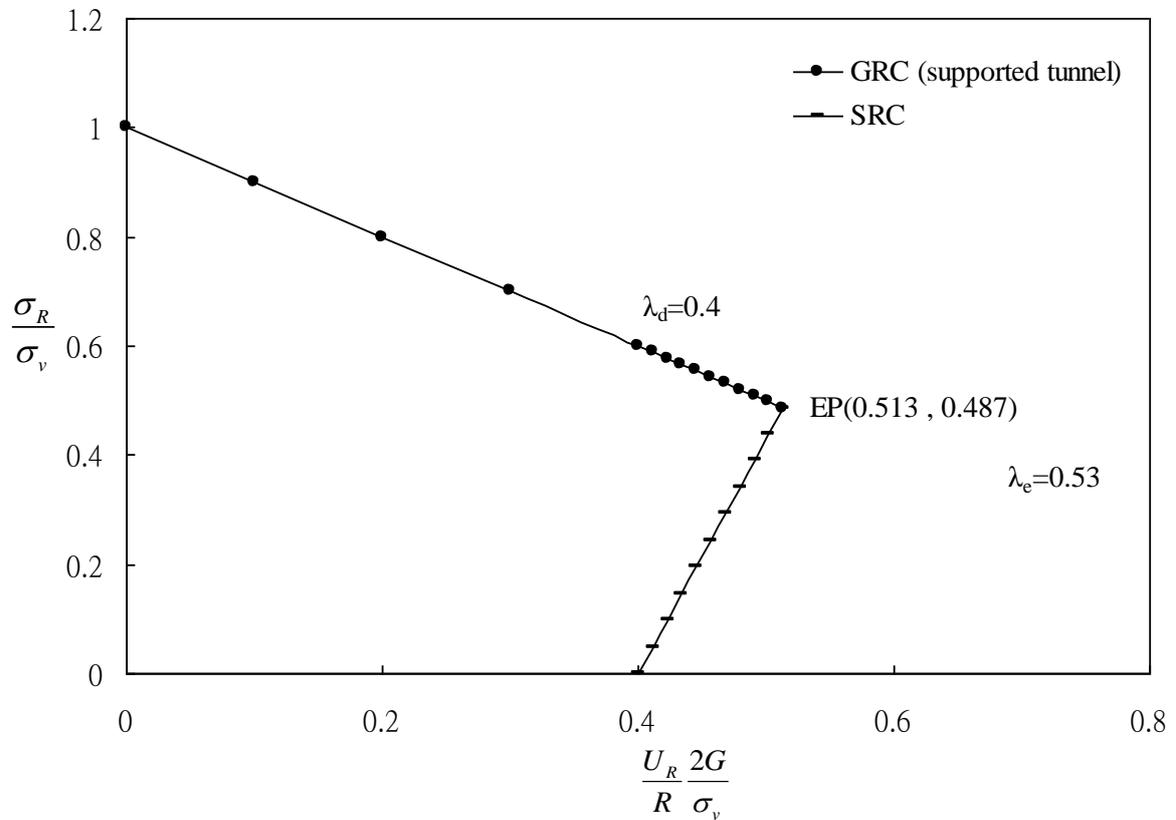


圖 5-2 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 ($\lambda_d < \lambda_s < \lambda_e$)

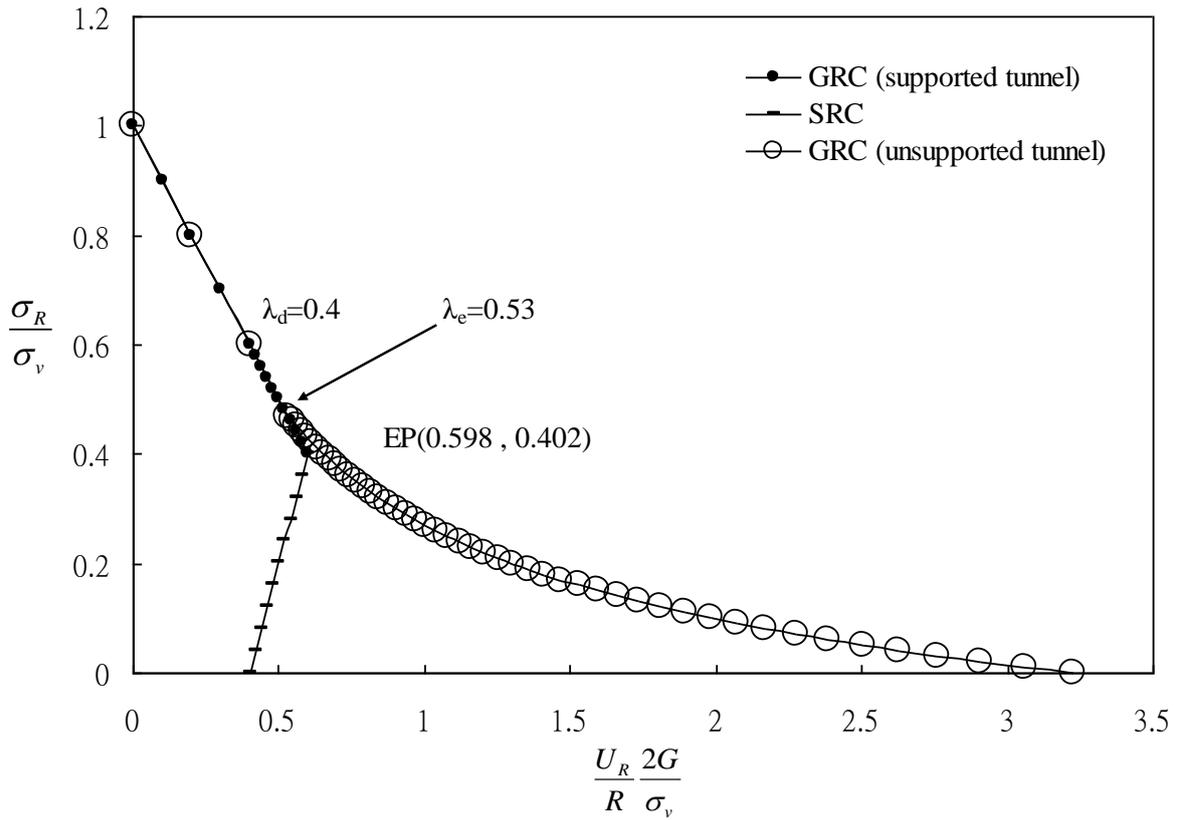


圖 5-3 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖(含無支撐 GRC, $\lambda_d < \lambda_e < \lambda_s$)

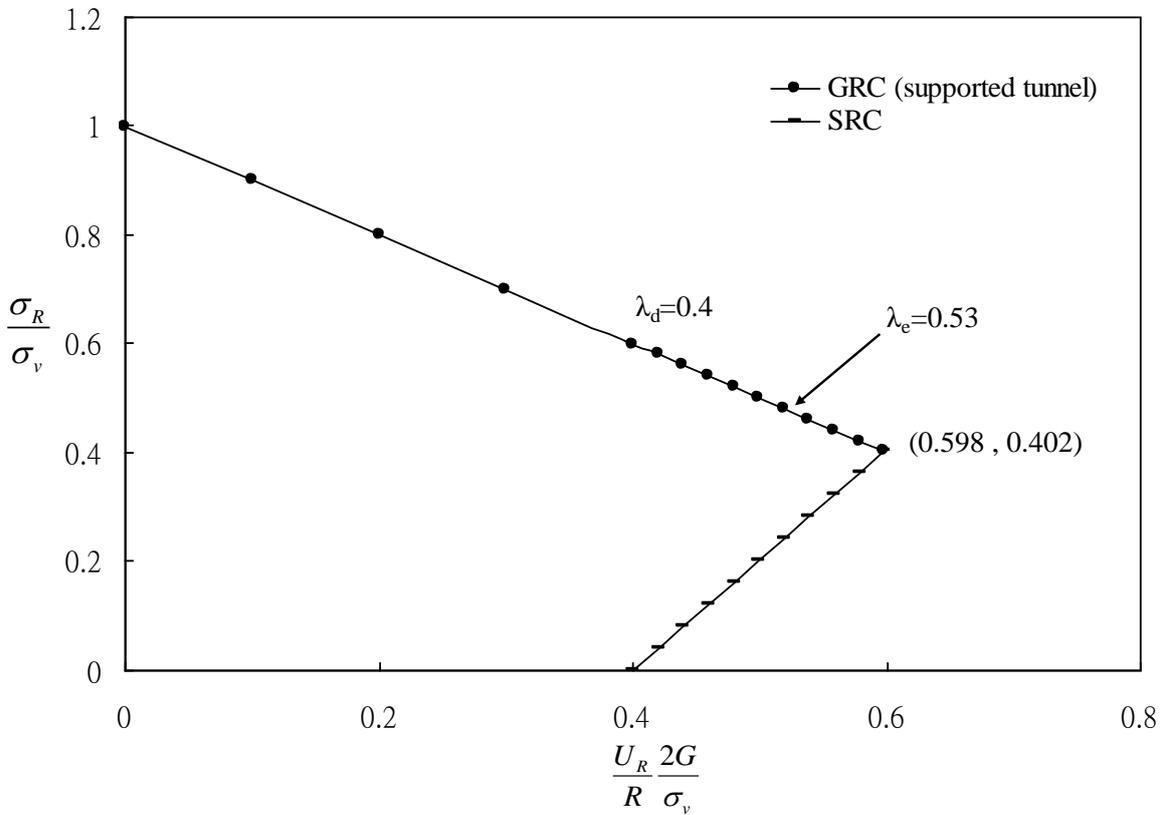


圖 5-4 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 ($\lambda_d < \lambda_e < \lambda_s$)

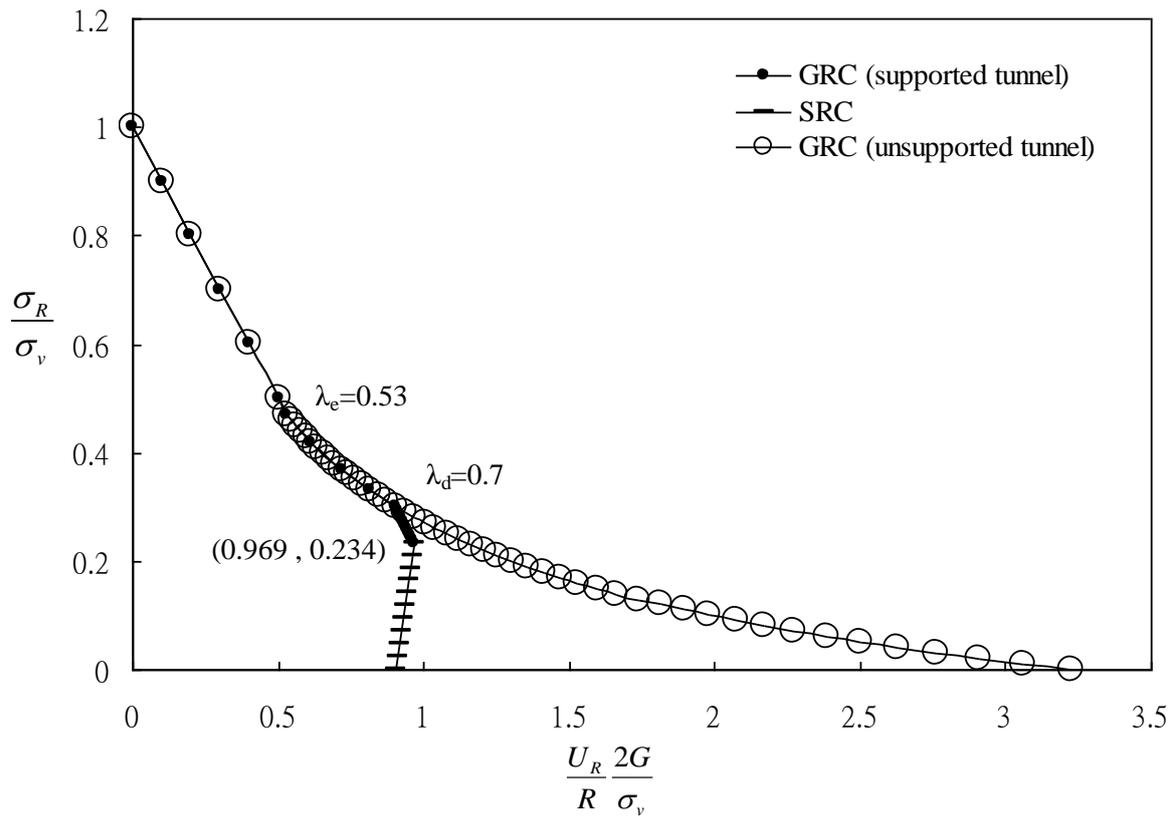


圖 5-5 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖(含無支撐 GRC, $\lambda_e < \lambda_d < \lambda_s$)

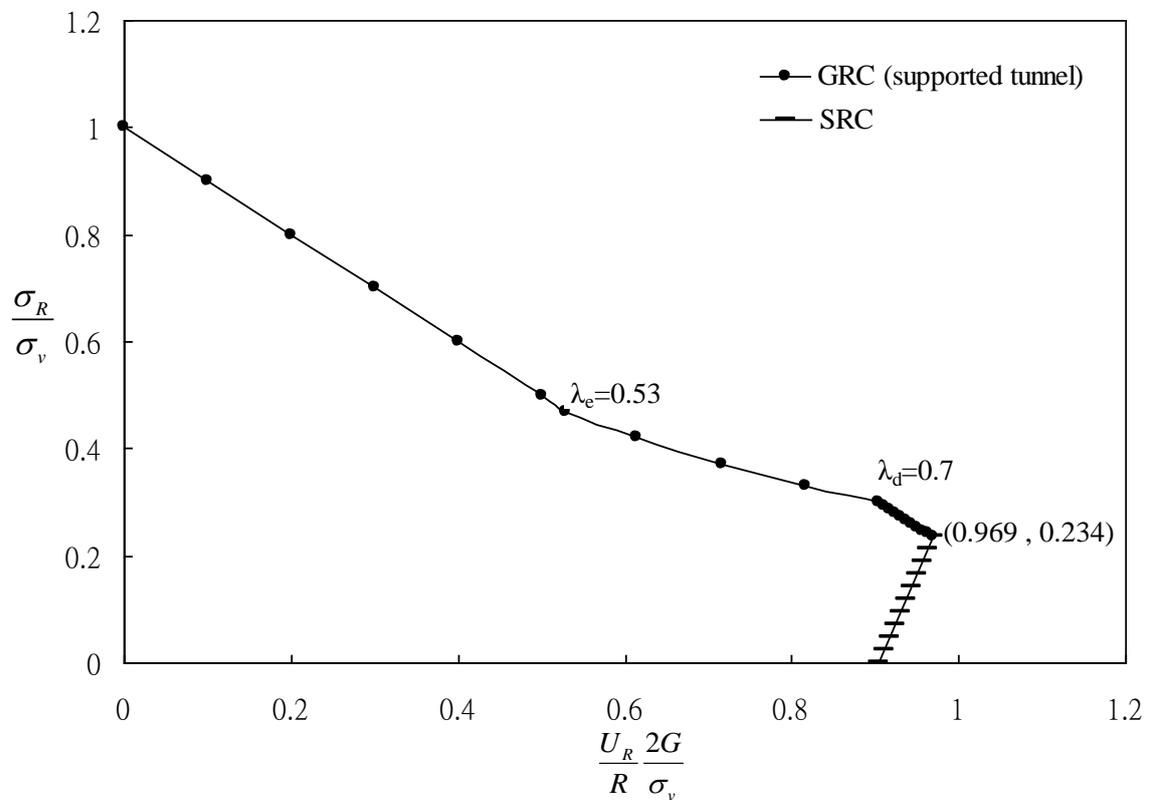


圖 5-6 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 ($\lambda_e < \lambda_d < \lambda_s$)

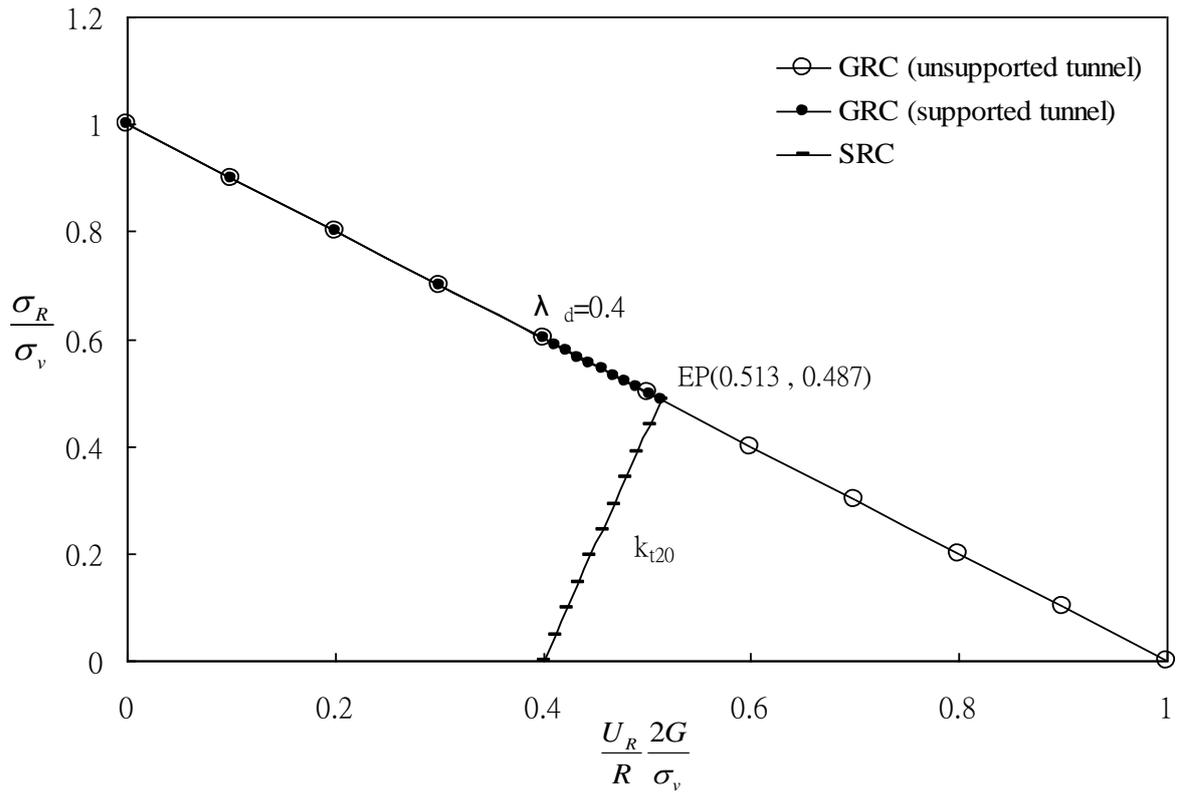


圖 5-7 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC，彈性模式， $t=20$)

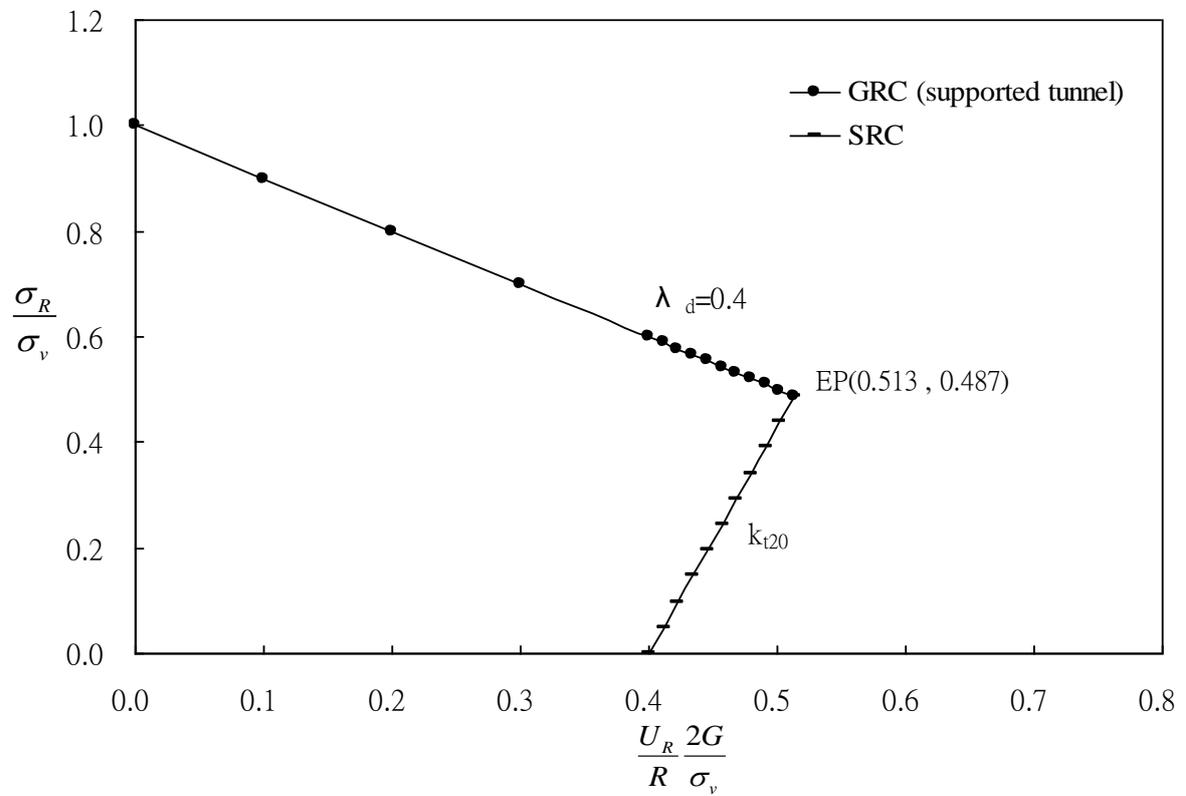


圖 5-8 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈性模式， $t=20$)

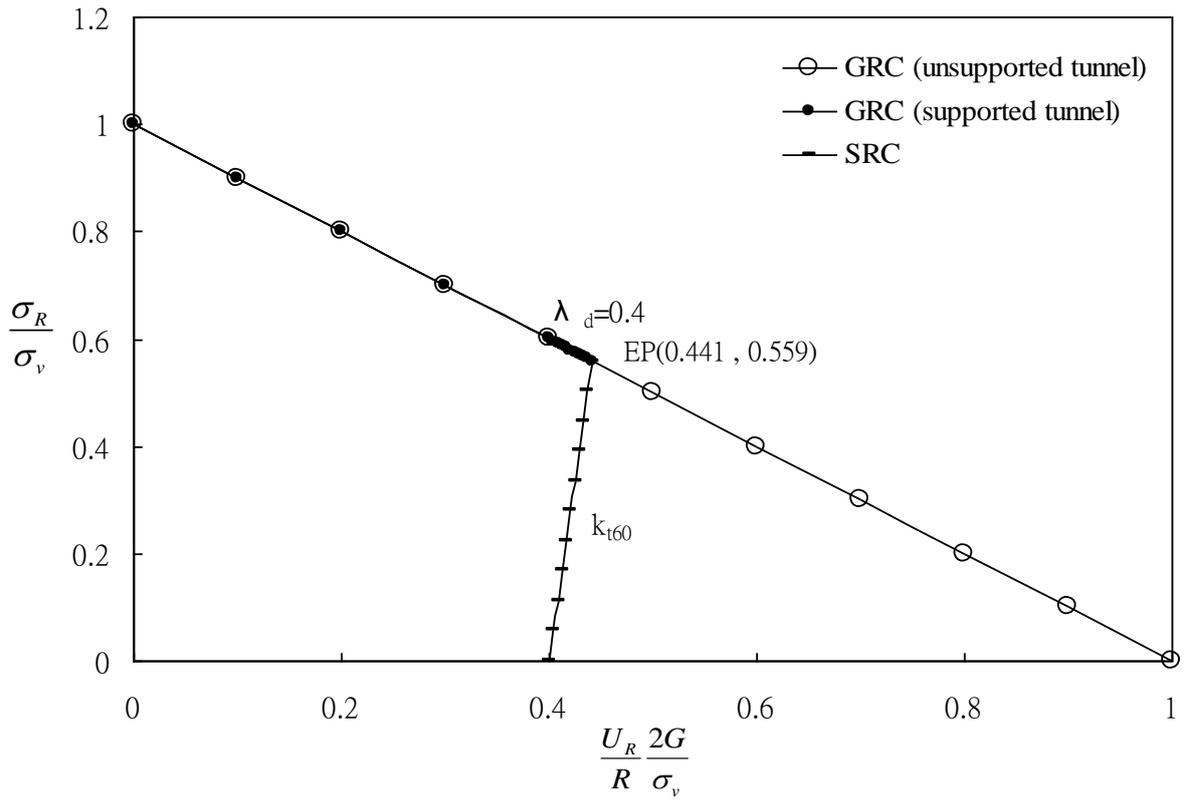


圖 5-9 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC，彈性模式， $t=60$)

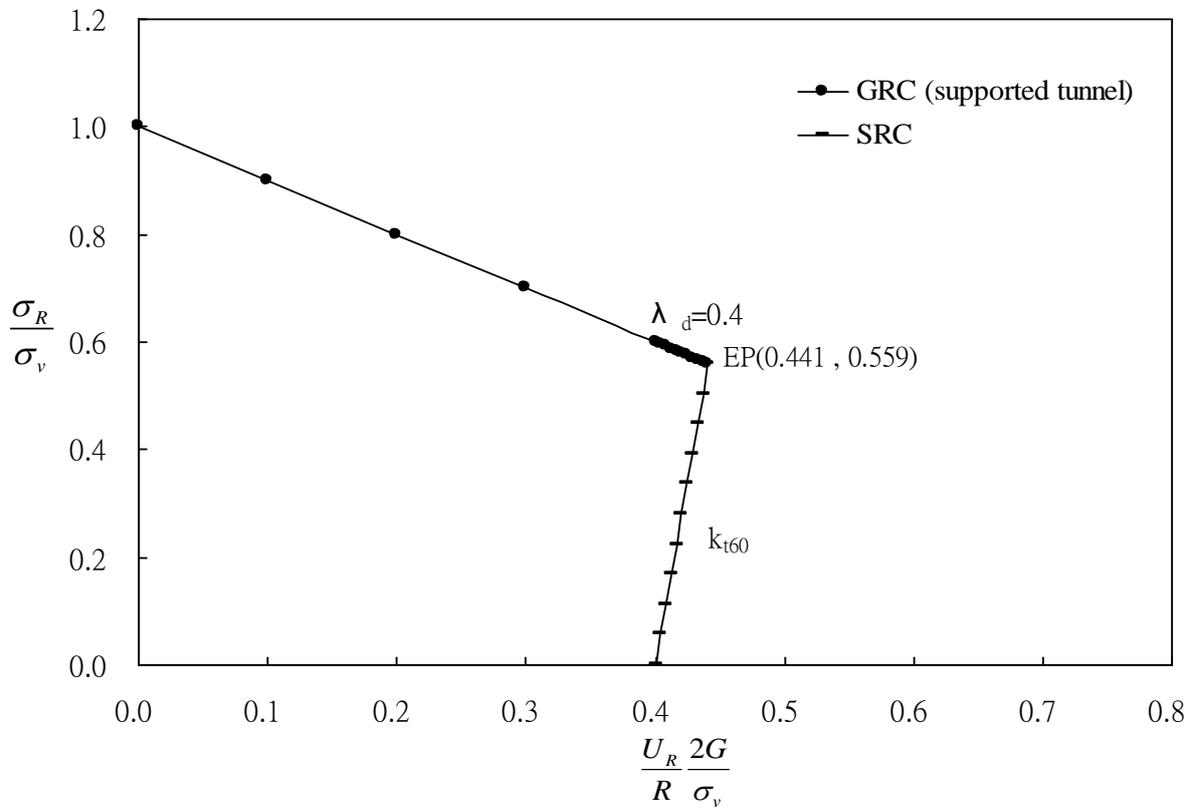


圖 5-10 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈性模式， $t=60$)

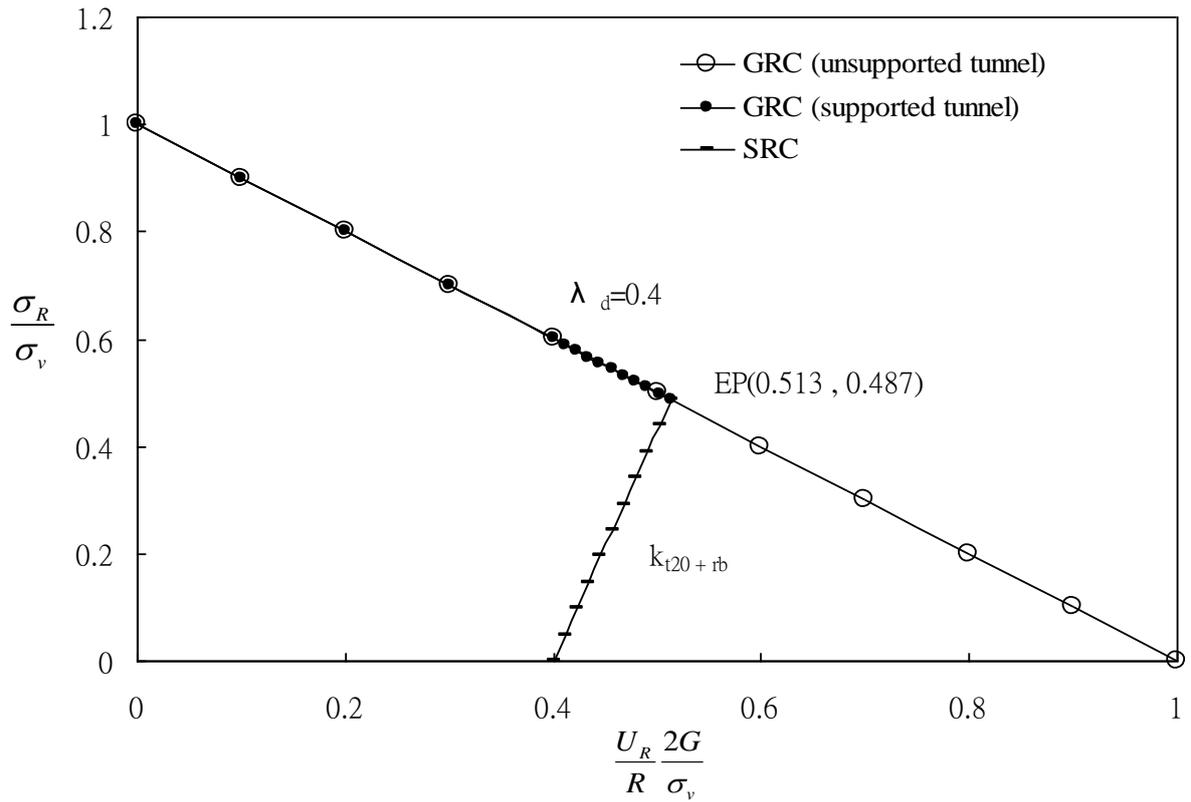


圖 5-11 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC，彈性模式， $t=20+rb$)

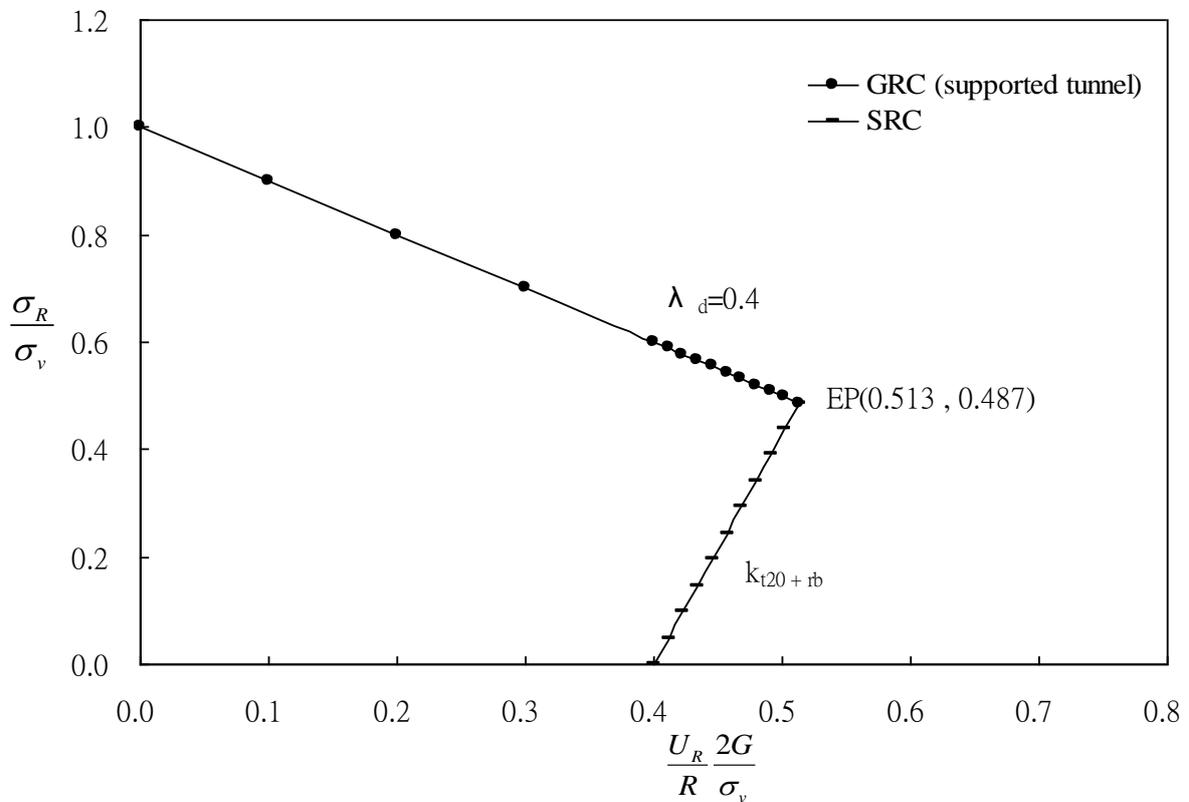


圖 5-12 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈性模式， $t=20+rb$)

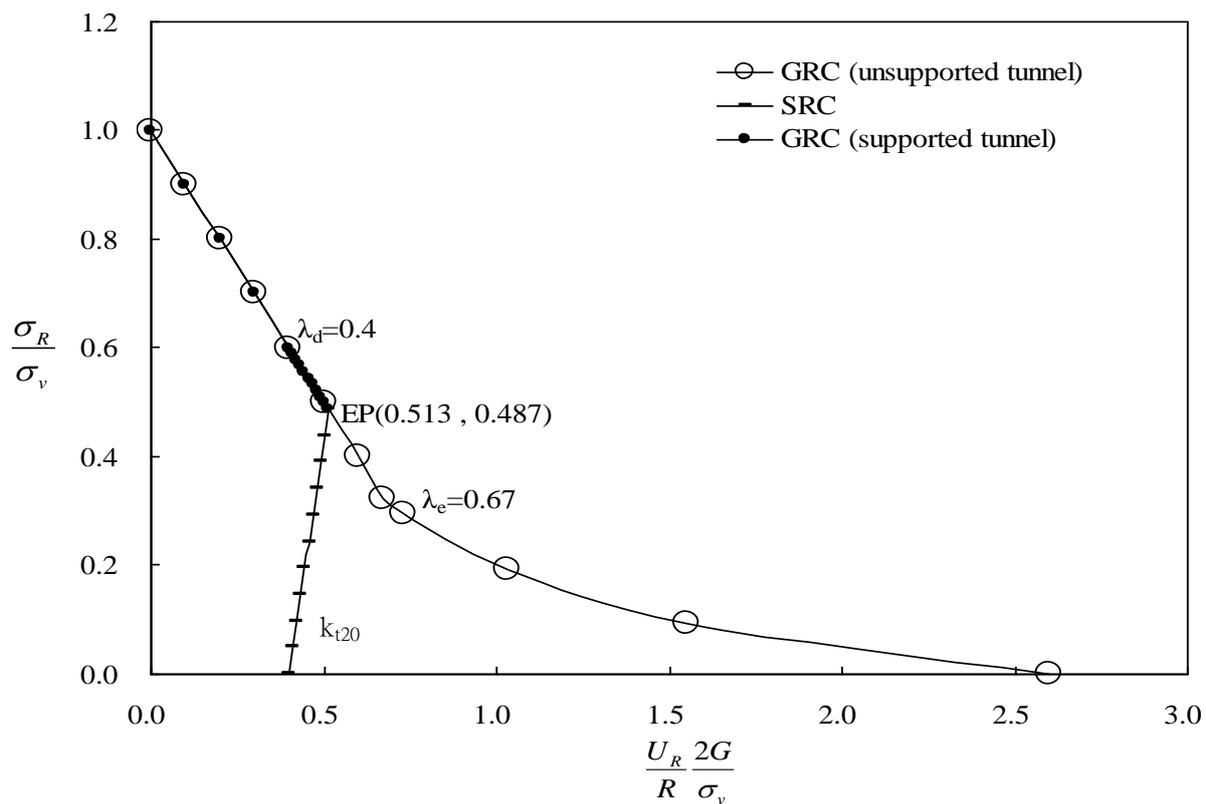


圖 5-13 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC, 彈塑性模式, $t=20$)

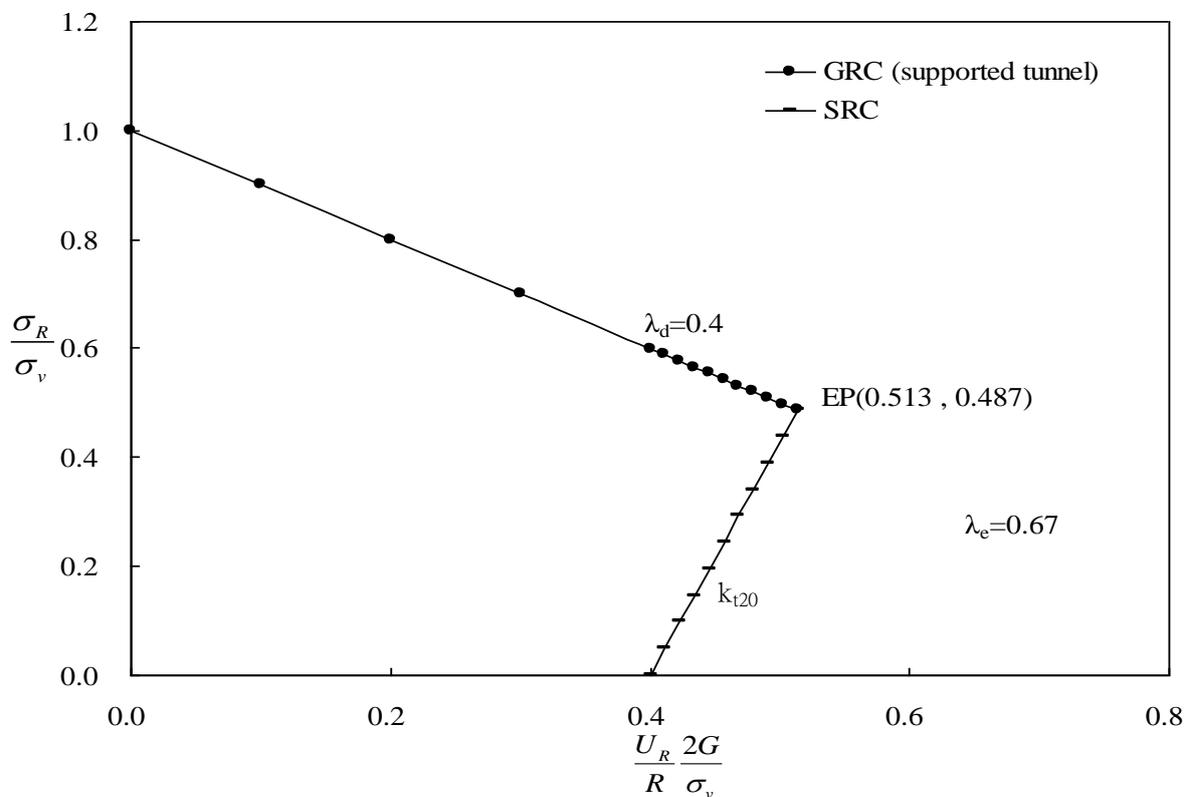


圖 5-14 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈塑性模式, $t=20$)

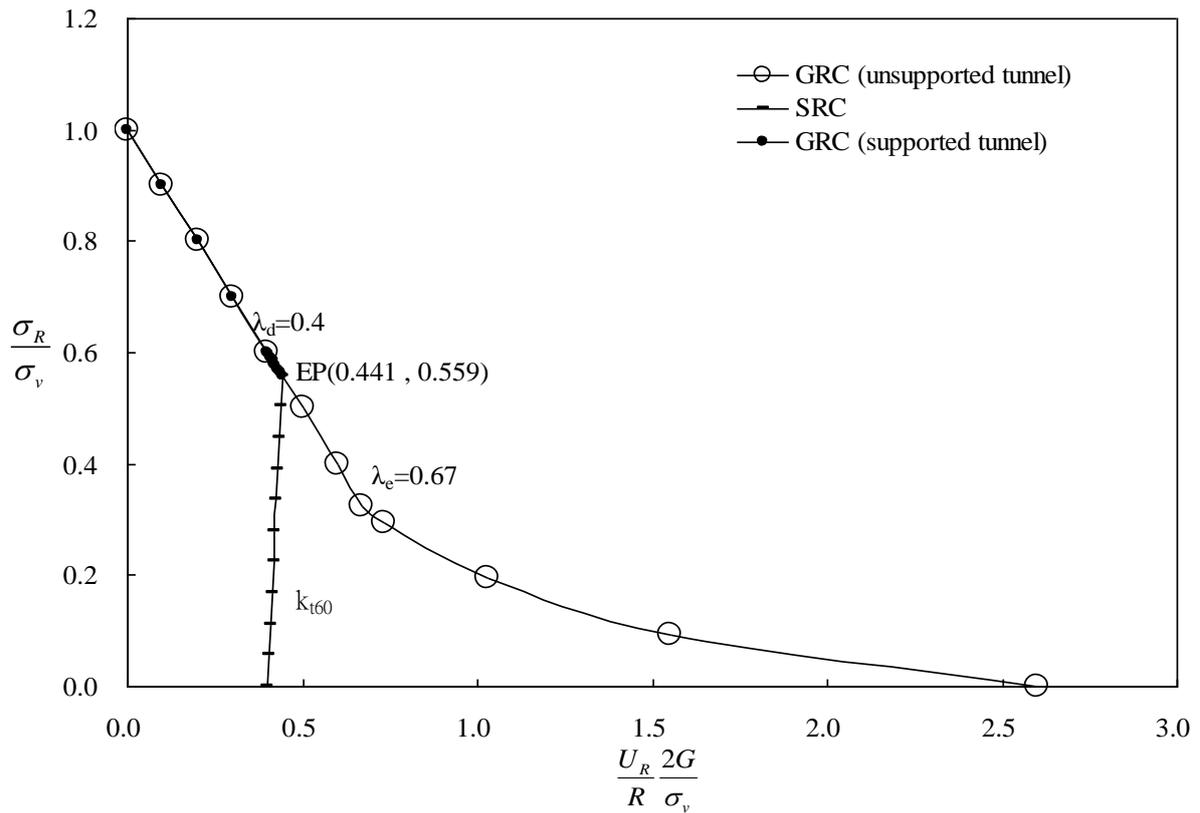


圖 5-15 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC, 彈塑性模式, $t=60$)

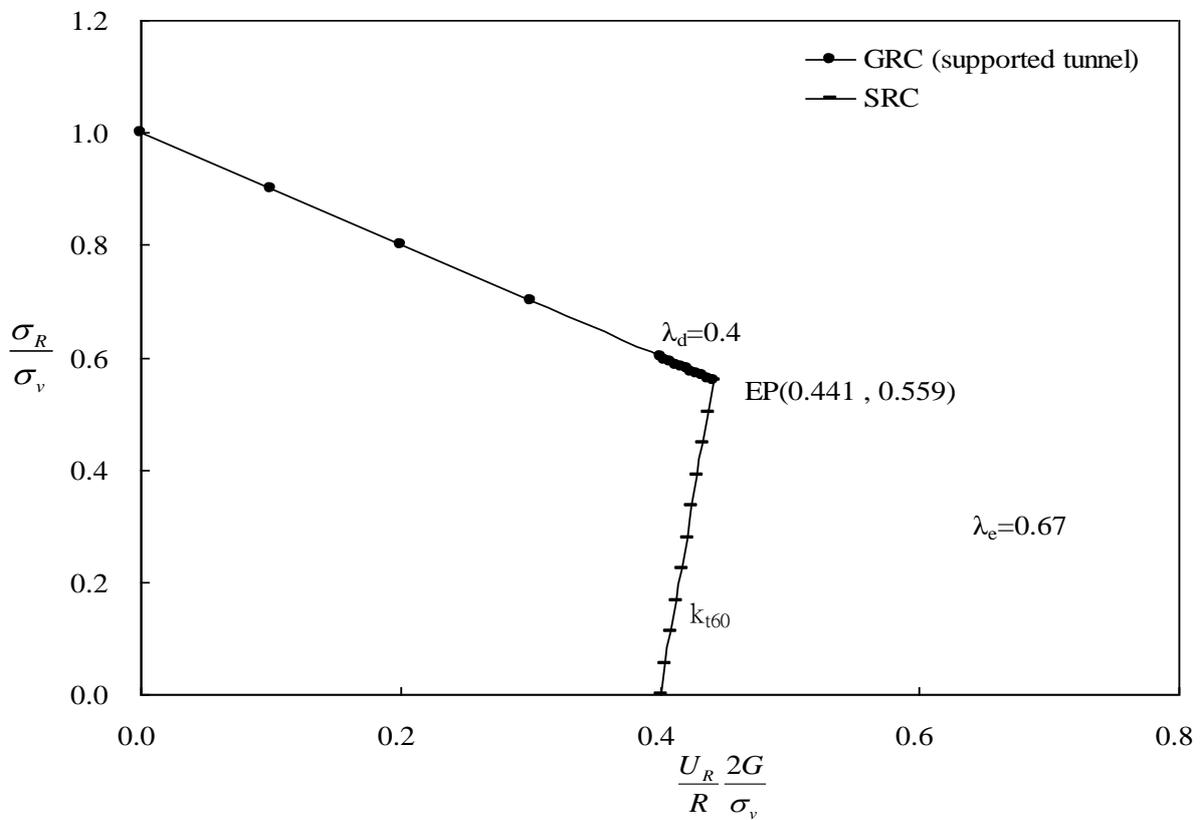


圖 5-16 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈塑性模式, $t=60$)

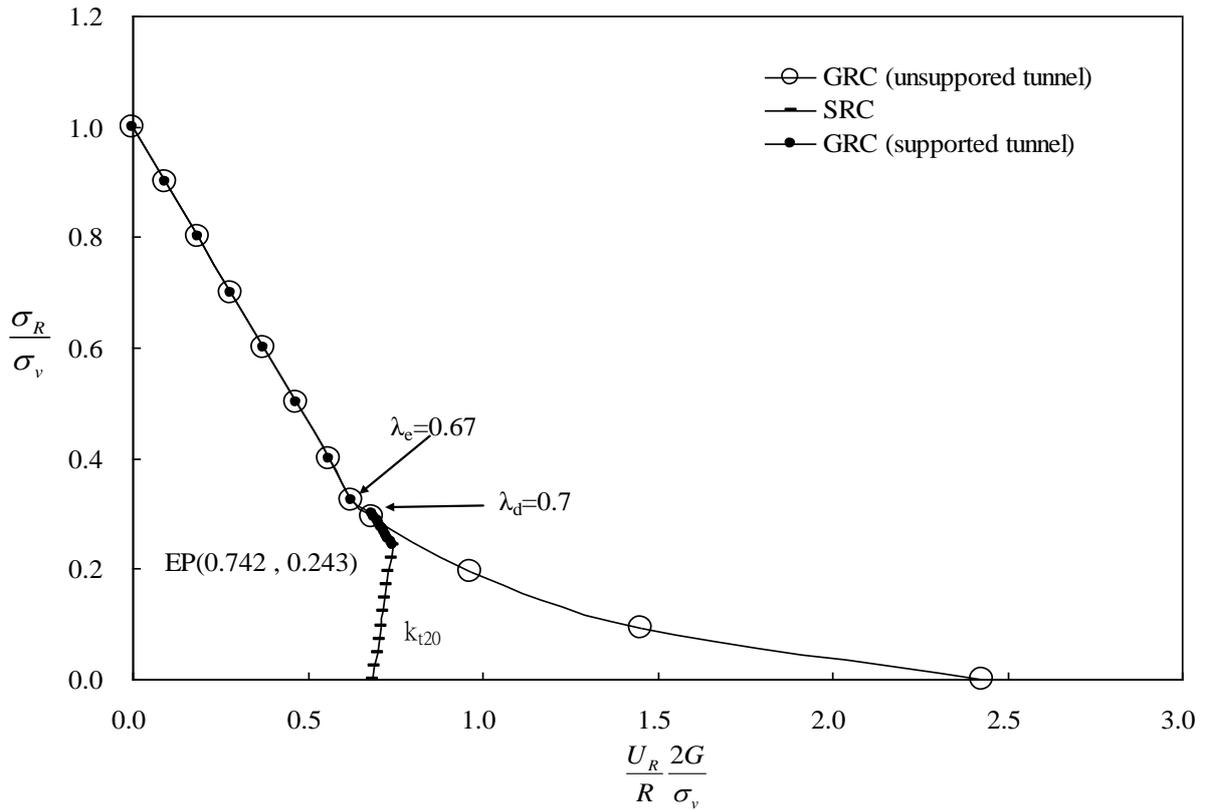


圖 5-17 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC，彈塑性模式， $t=20$)

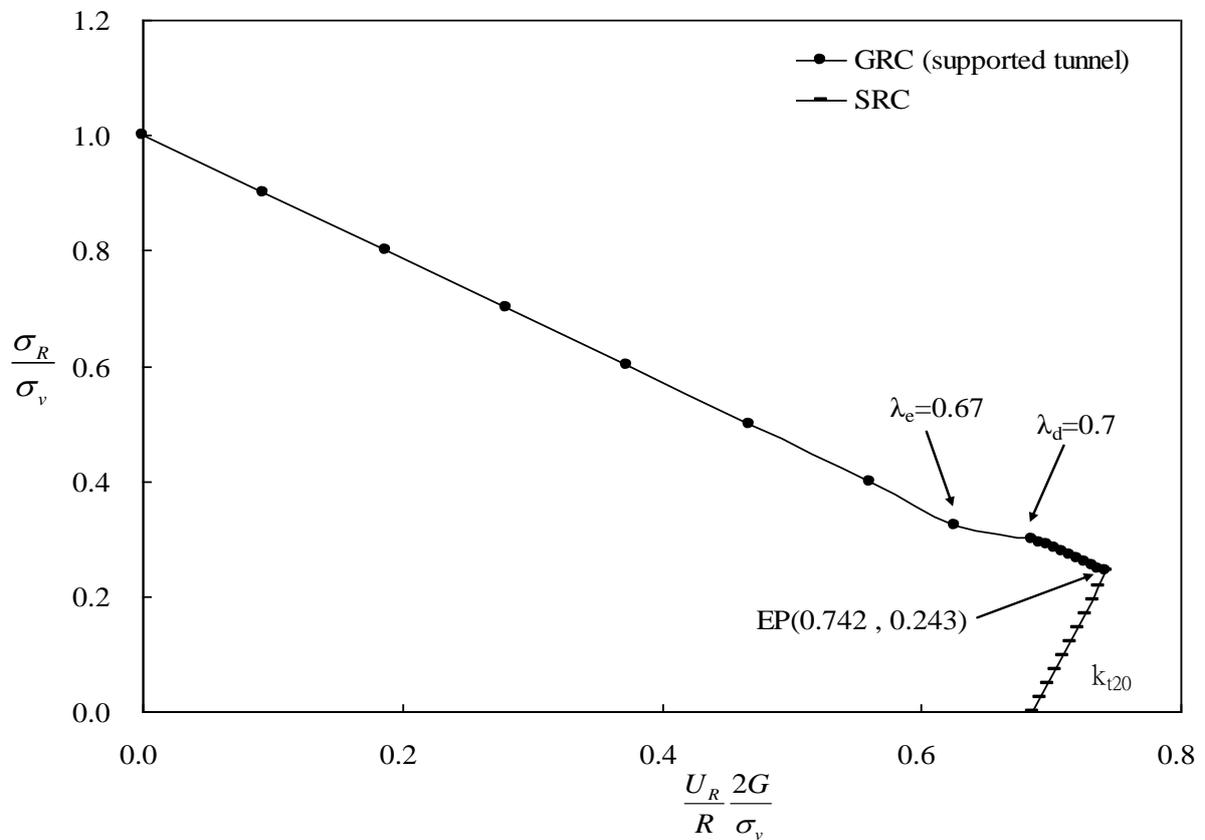


圖 5-18 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈塑性模式， $t=20$)

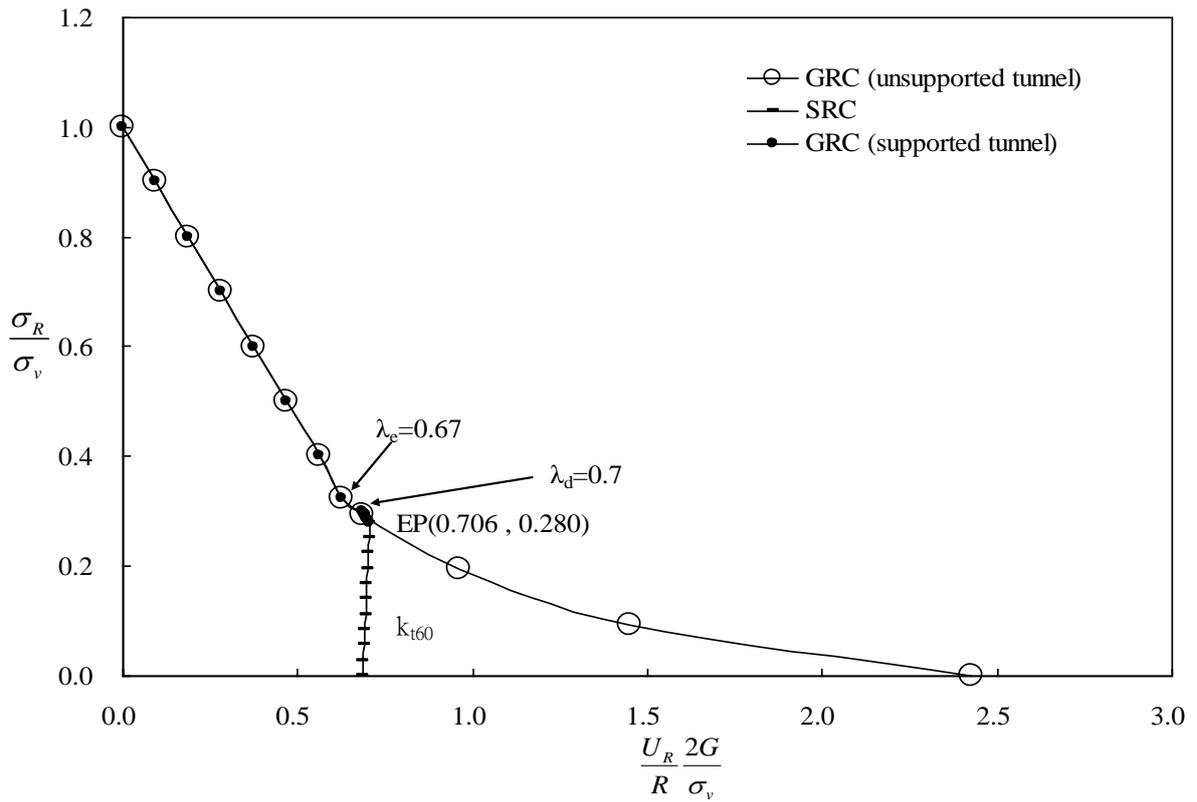


圖 5-19 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC, 彈塑性模式, $t=60$)

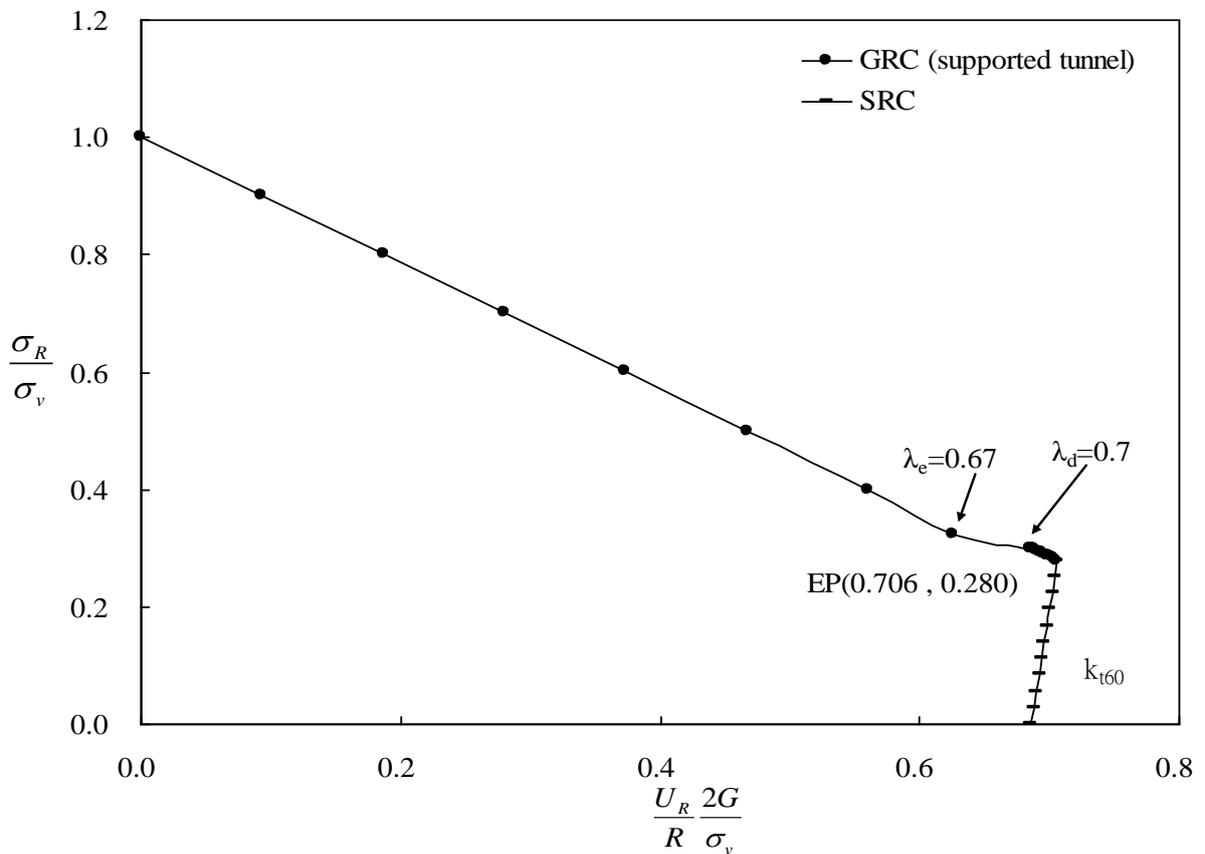


圖 5-20 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈塑性模式, $t=60$)

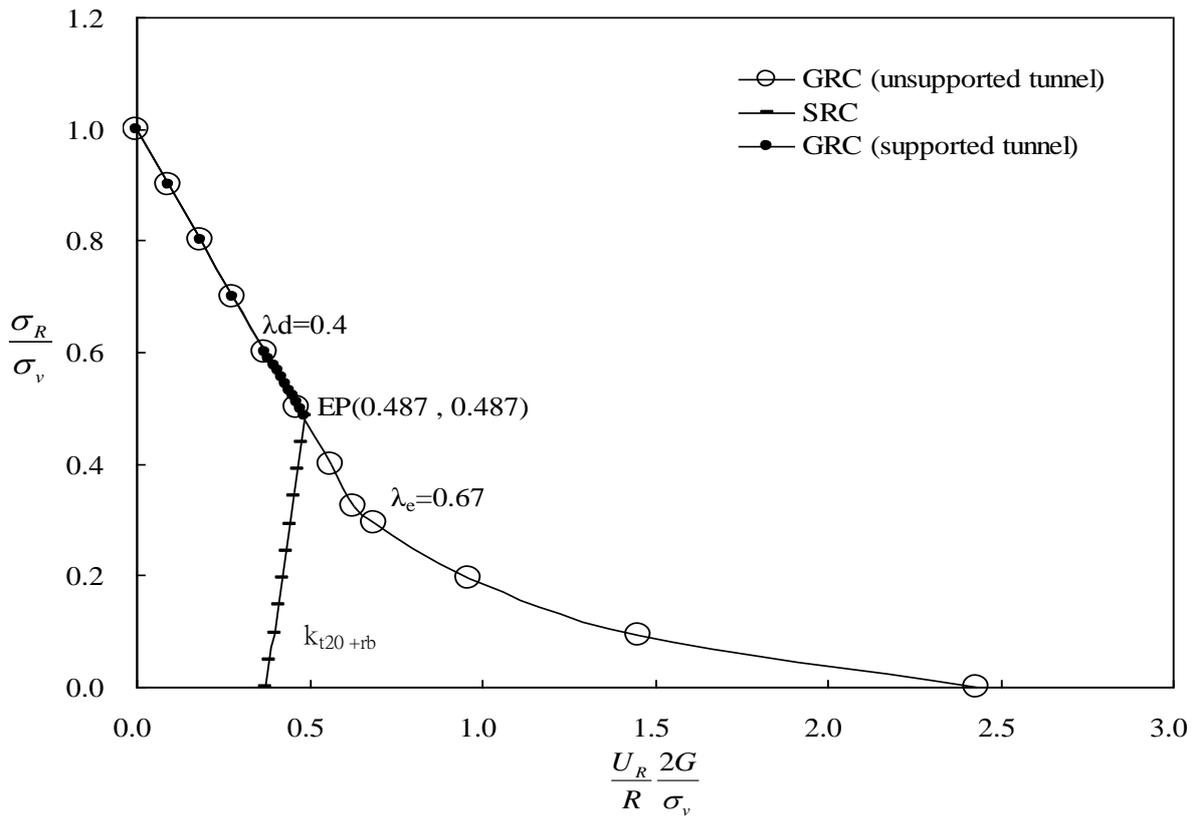


圖 5-21 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC，彈塑性模式， $t=20+rb$)

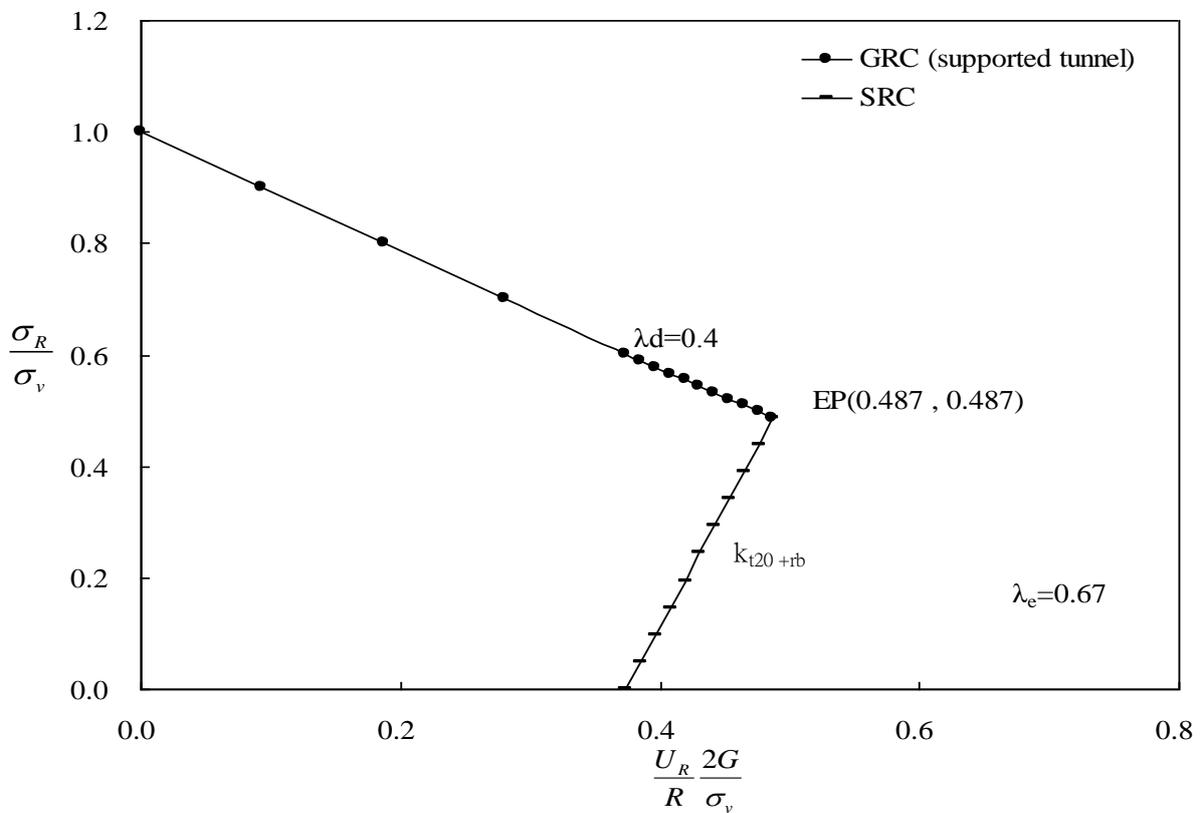


圖 5-22 新外顯法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈塑性模式， $t=20+rb$)

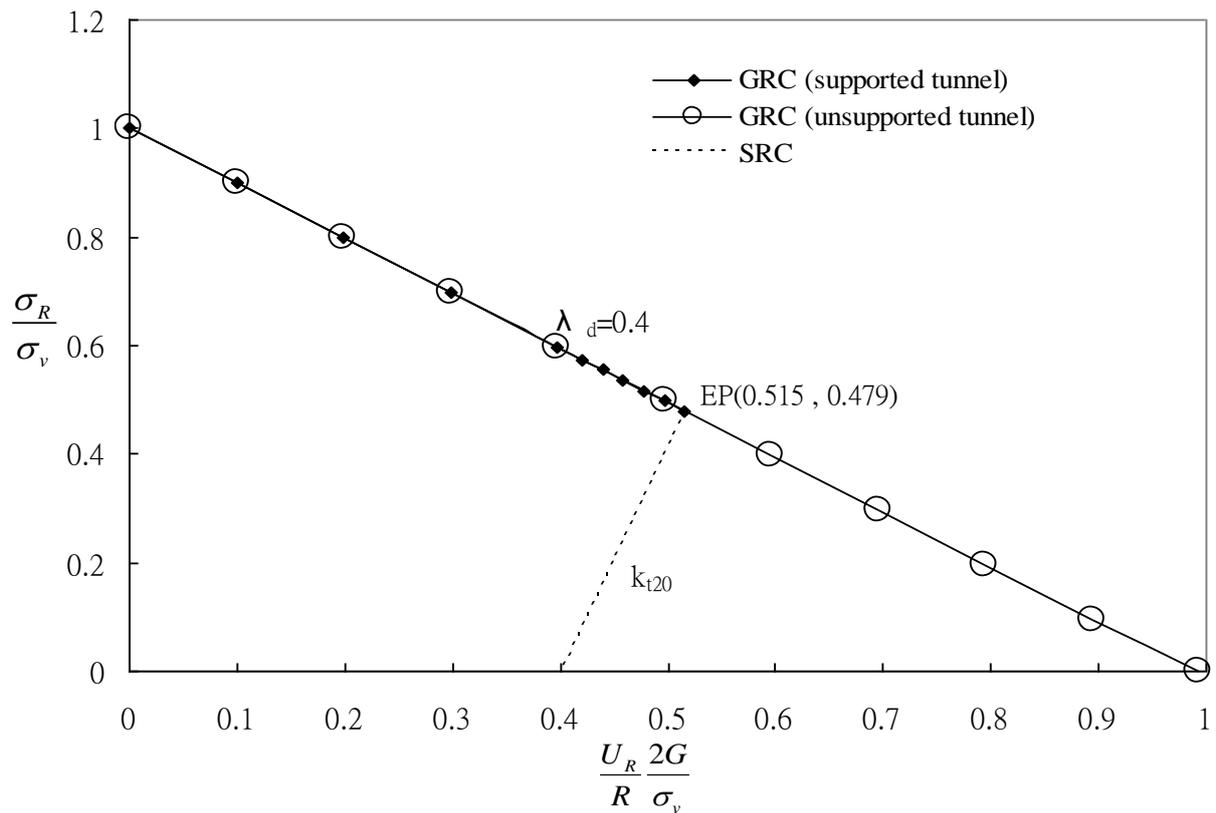


圖 5-23 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC，彈性模式，t=20)

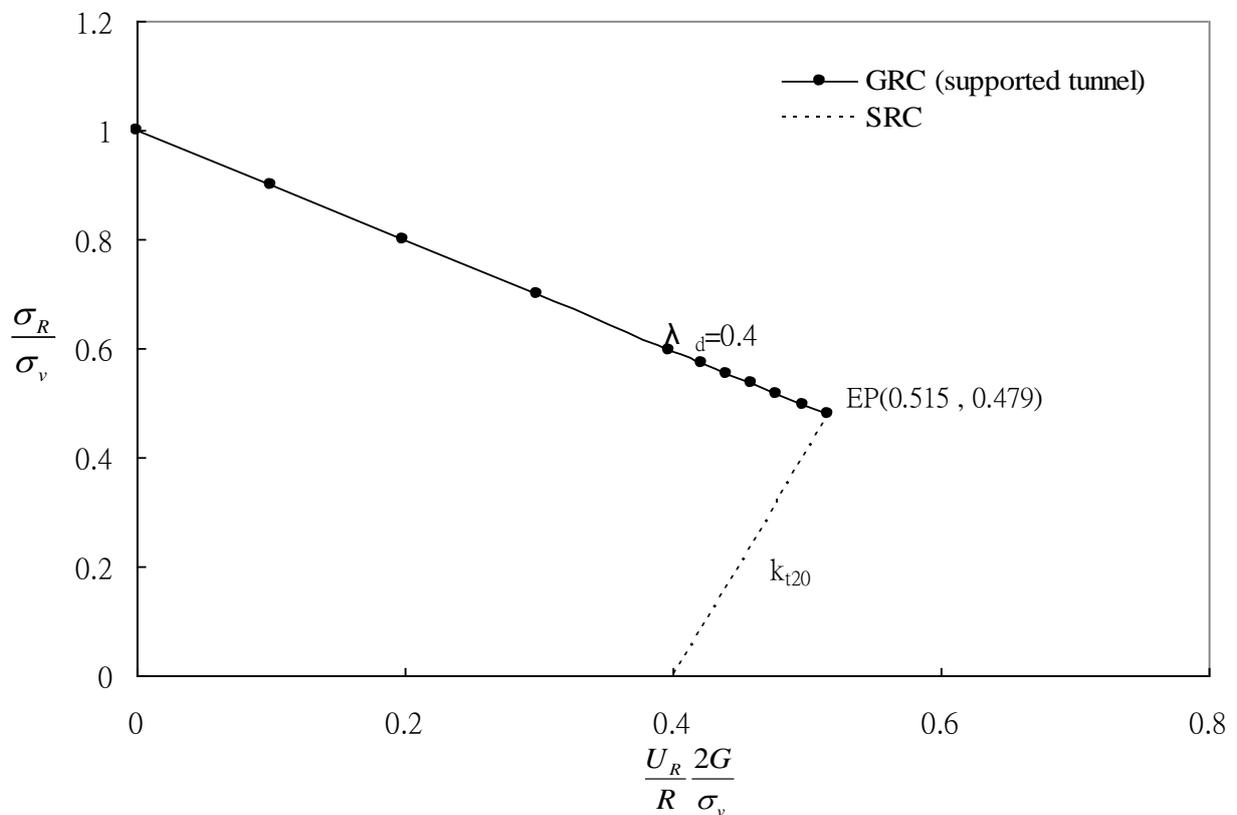


圖 5-24 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈性模式，t=20)

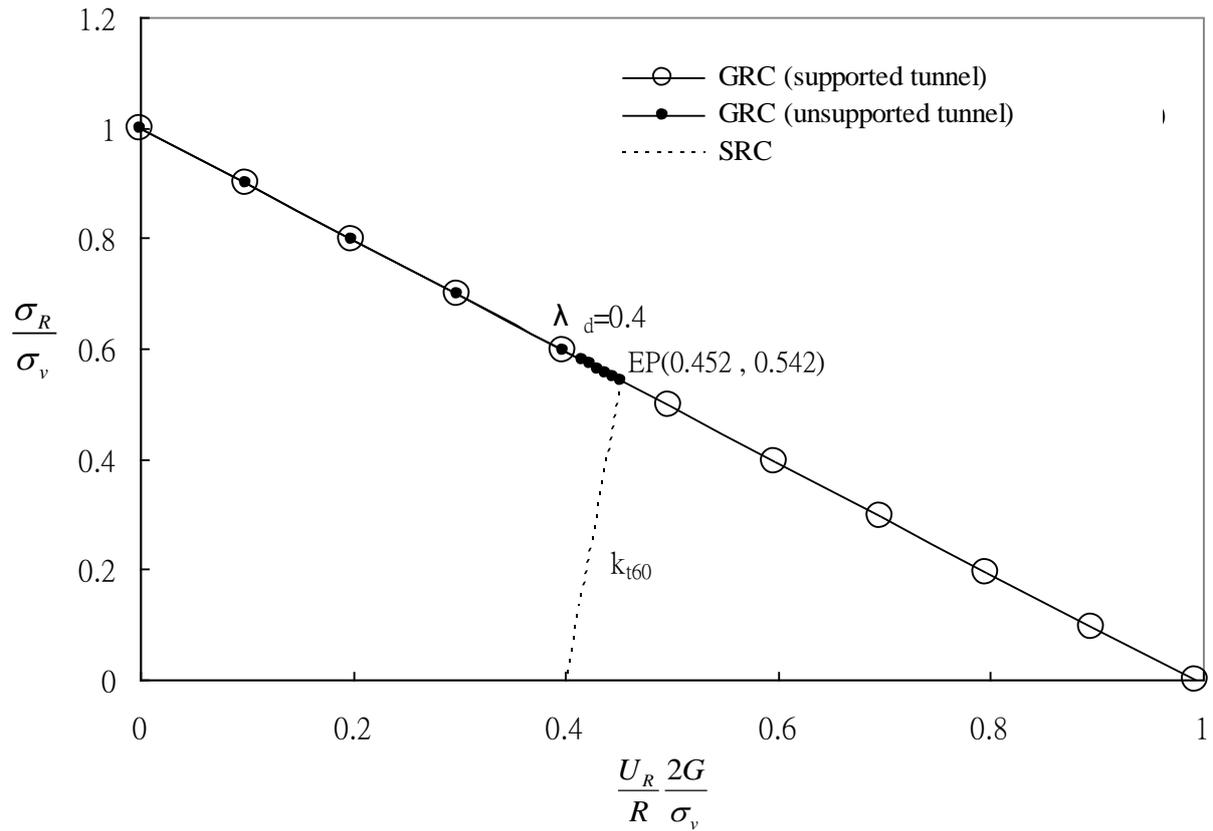


圖 5-25 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖（含無支撐 GRC，彈性模式，t=60）

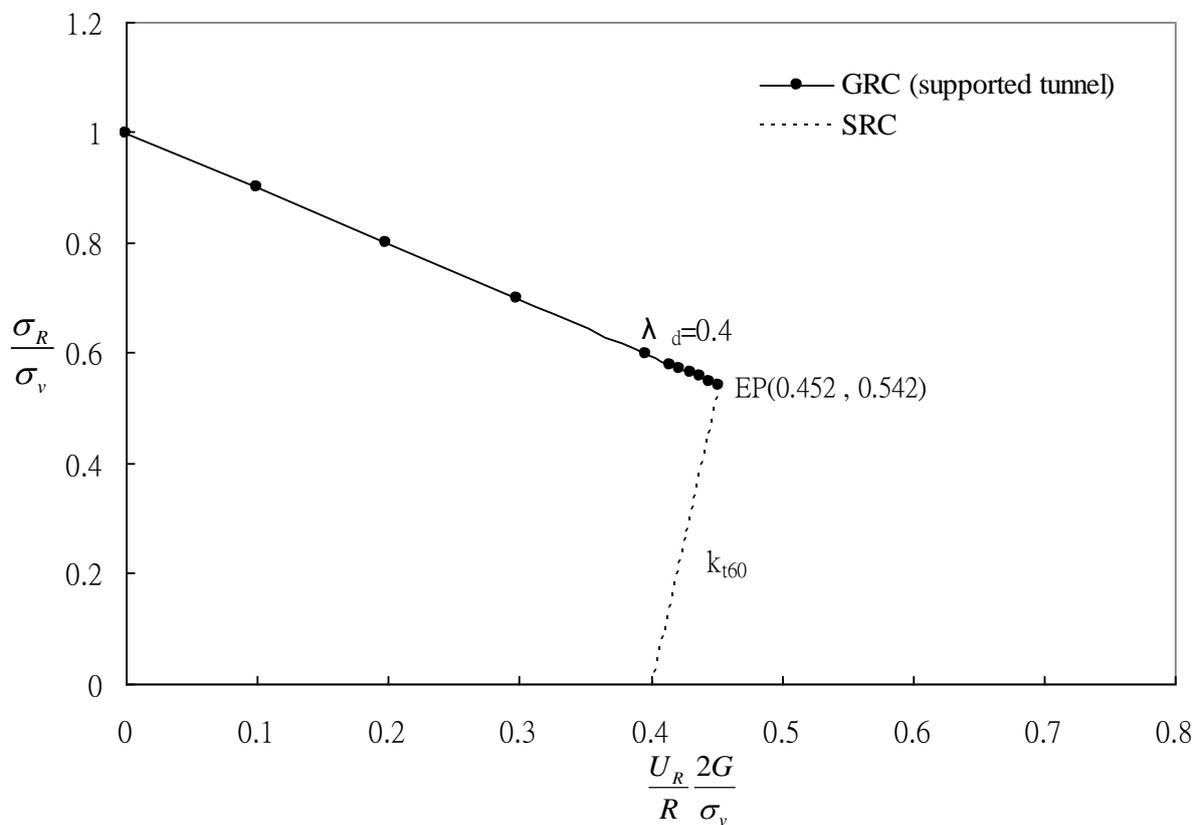


圖 5-26 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖（彈性模式，t=60）

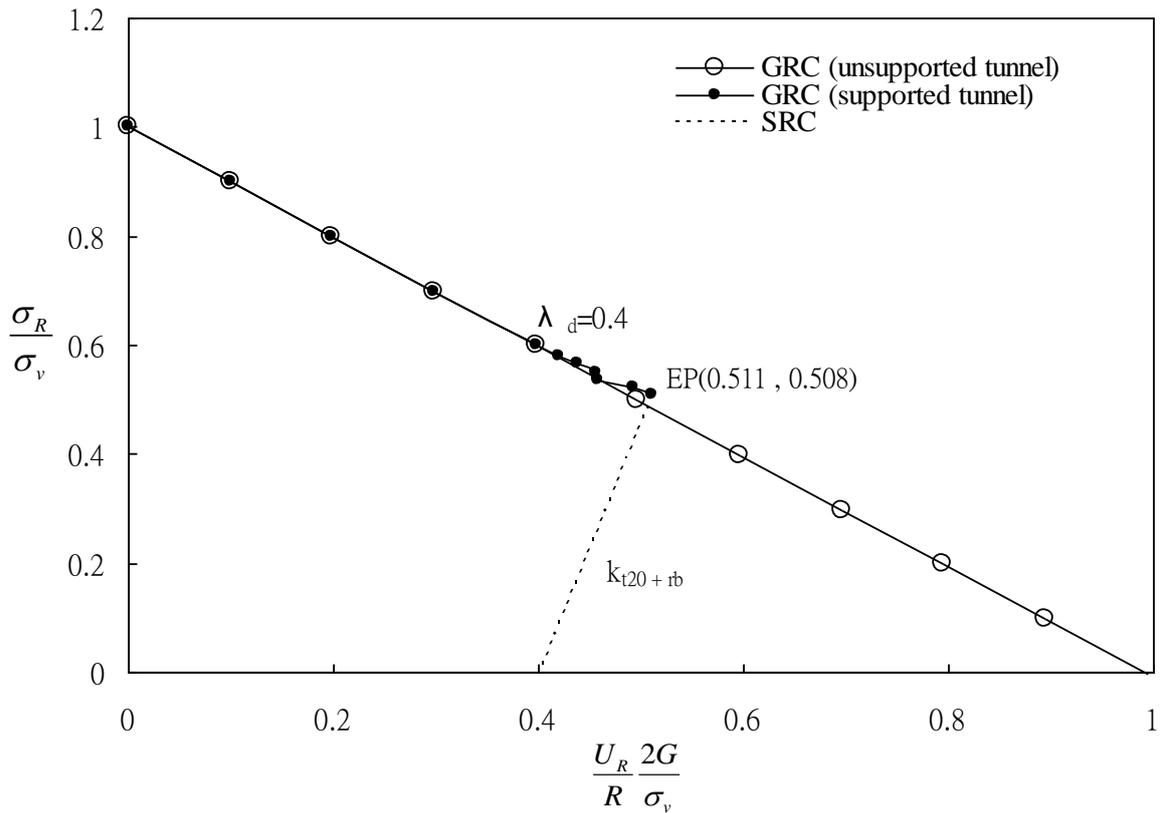


圖 5-27 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC，彈性模式， $t=20+rb$)

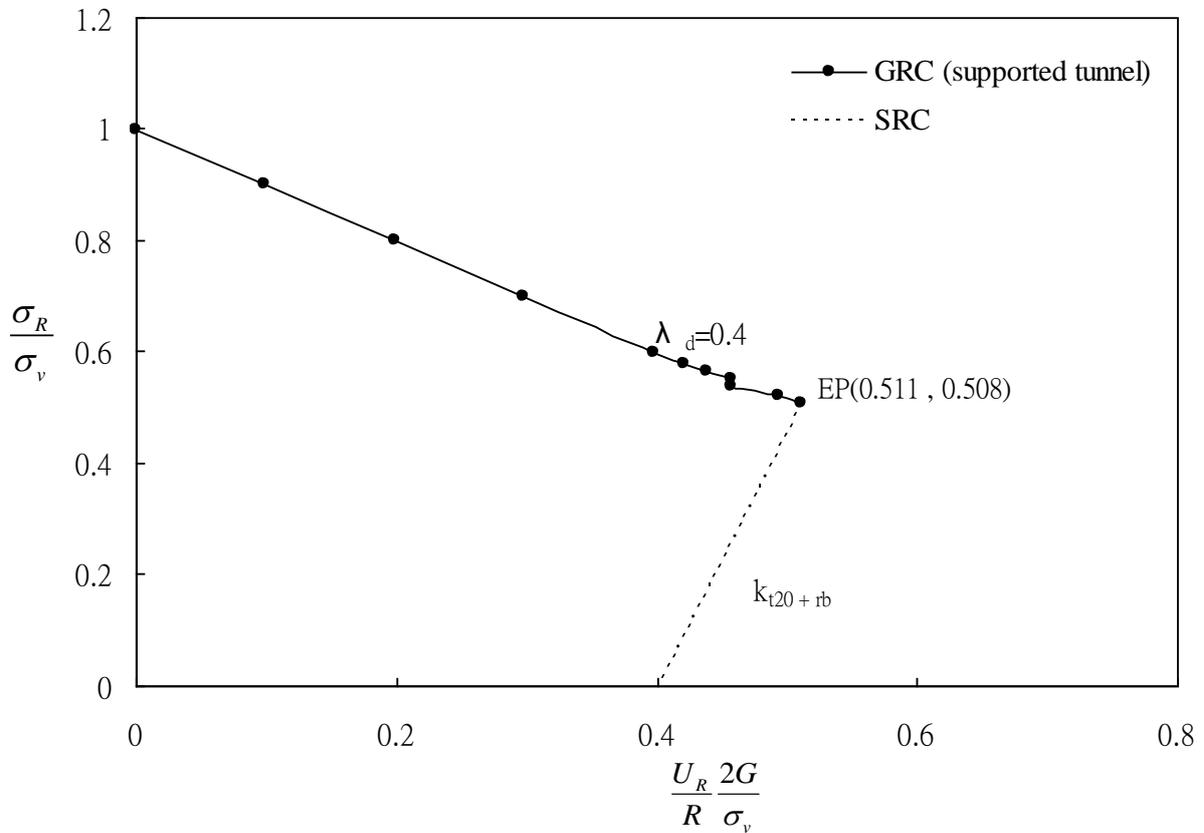


圖 5-28 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈性模式， $t=20+rb$)

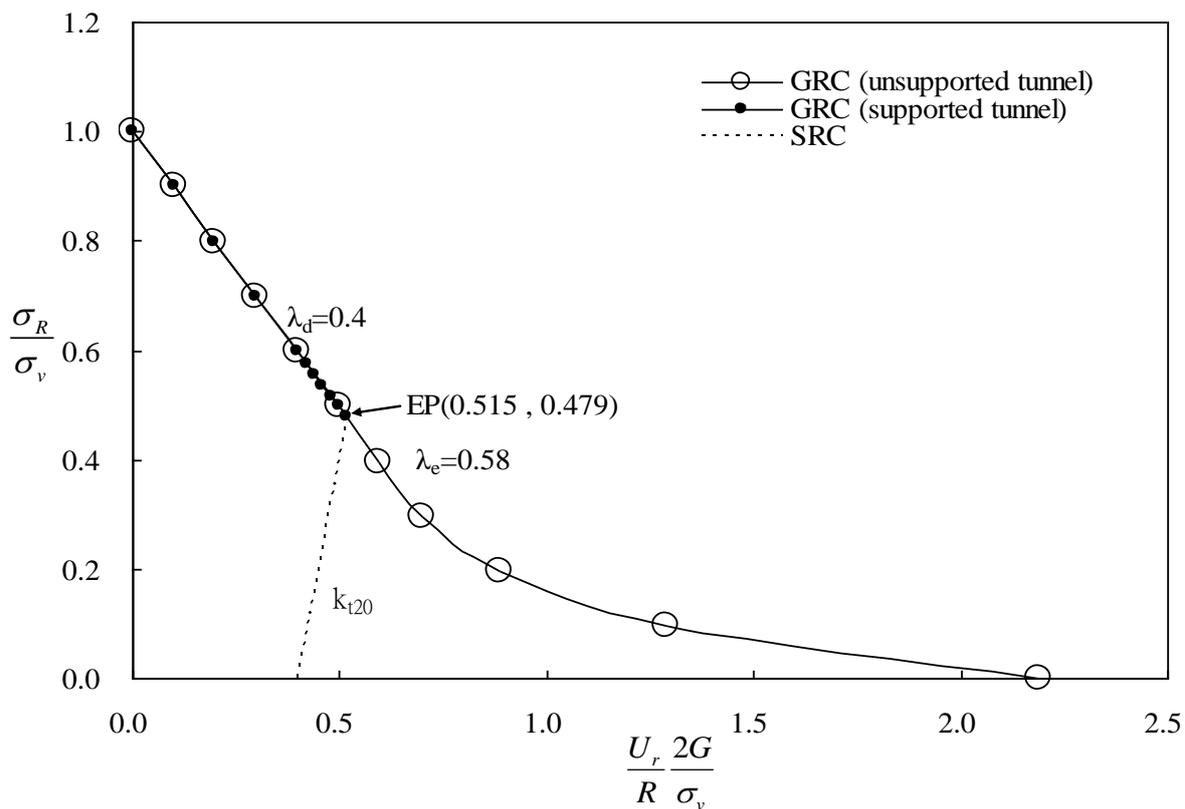


圖 5-29 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC，彈性模式， $t=20$)

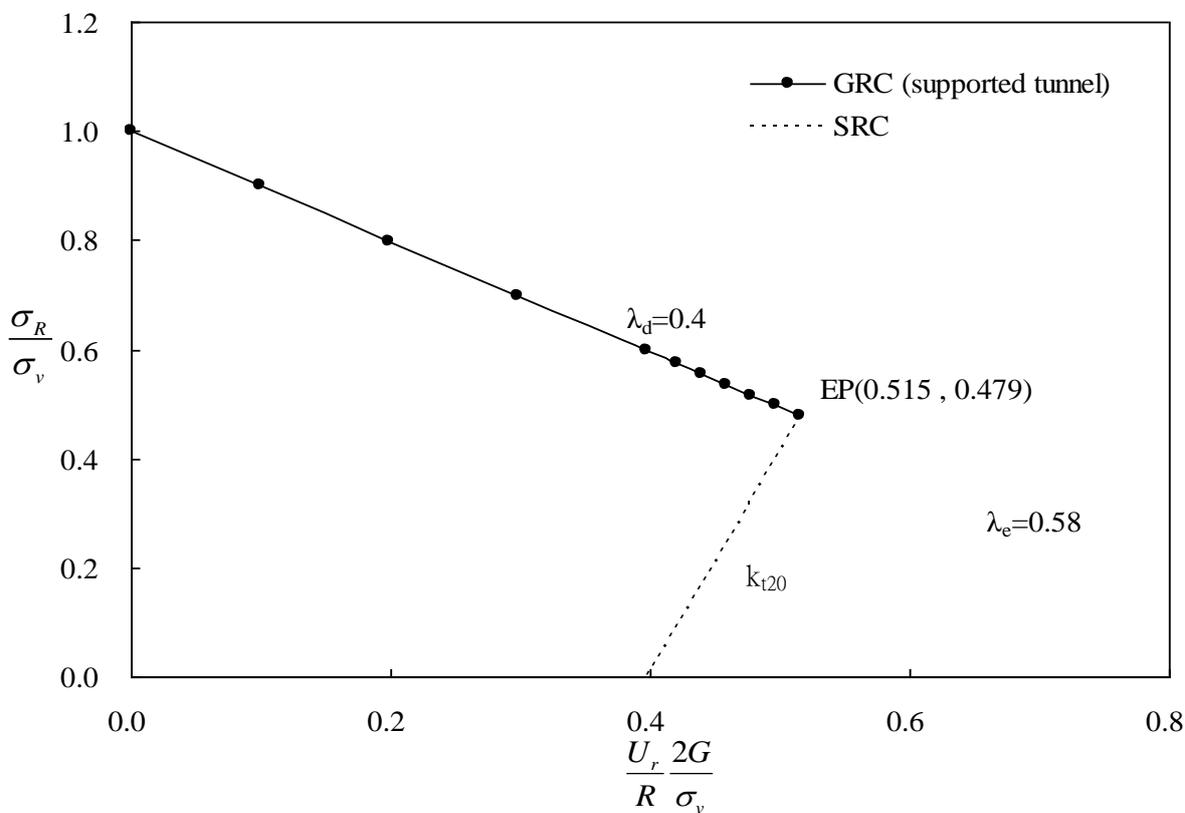


圖 5-30 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈性模式， $t=20$)

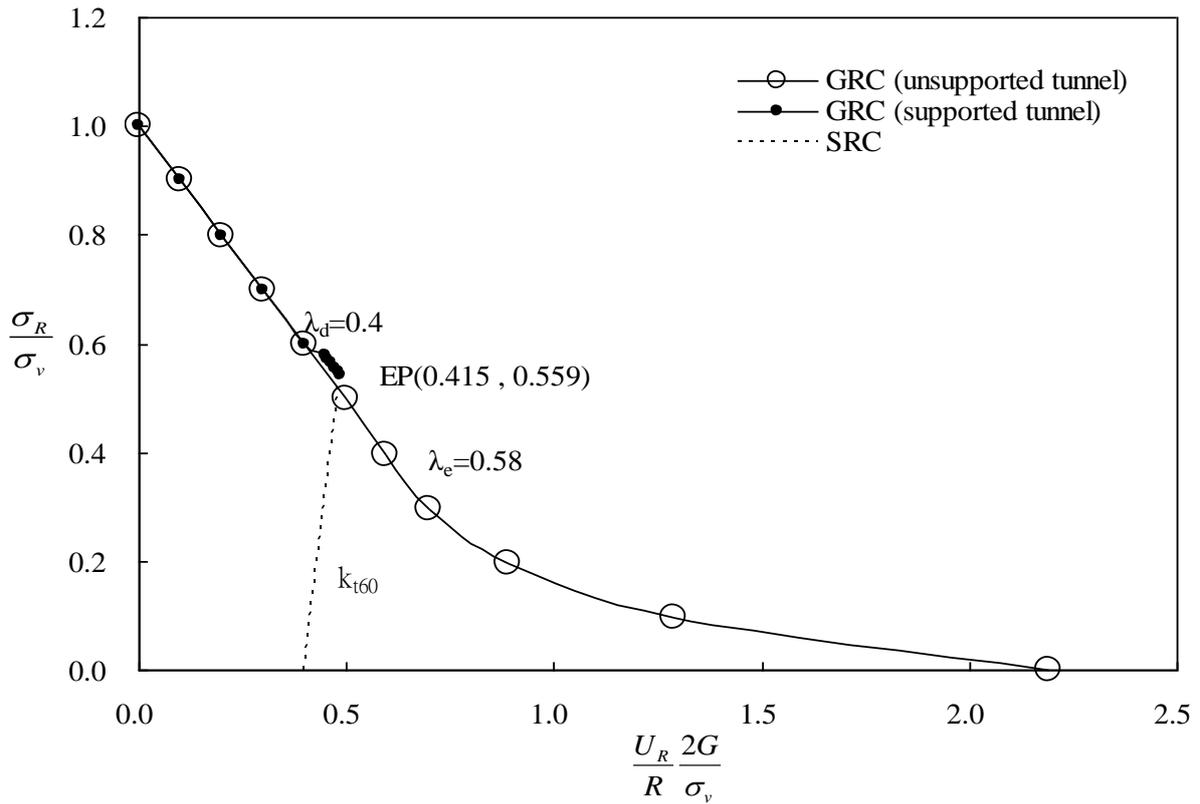


圖 5-31 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC，彈性模式，t=60)

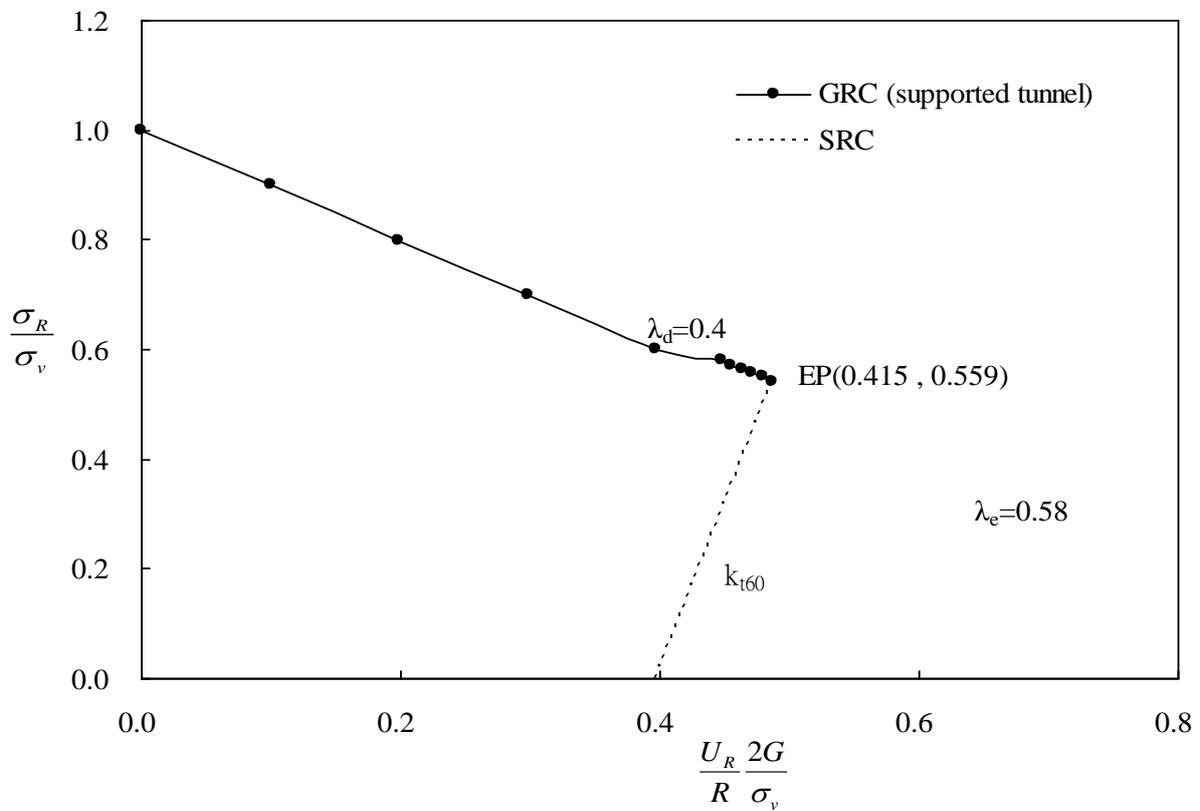


圖 5-32 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈性模式，t=60)

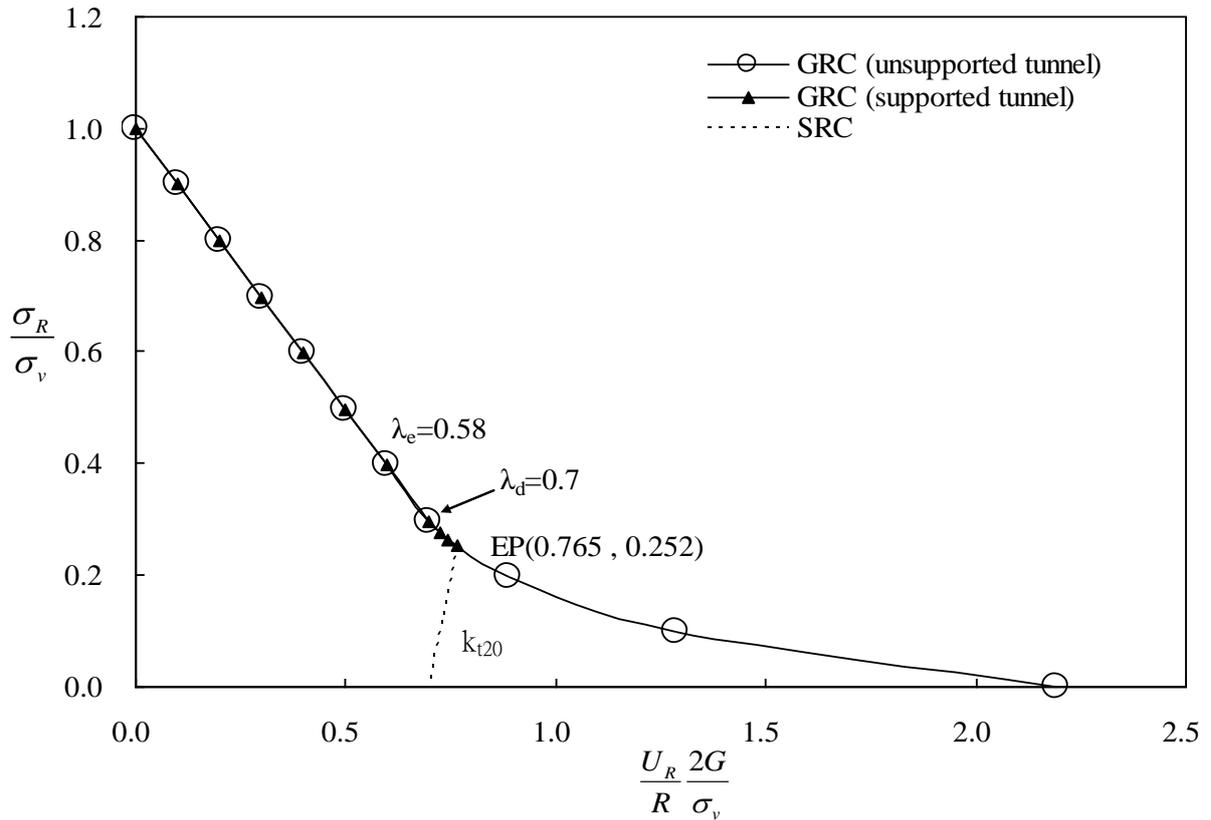


圖 5-33 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC, 彈性模式, $t=20$)

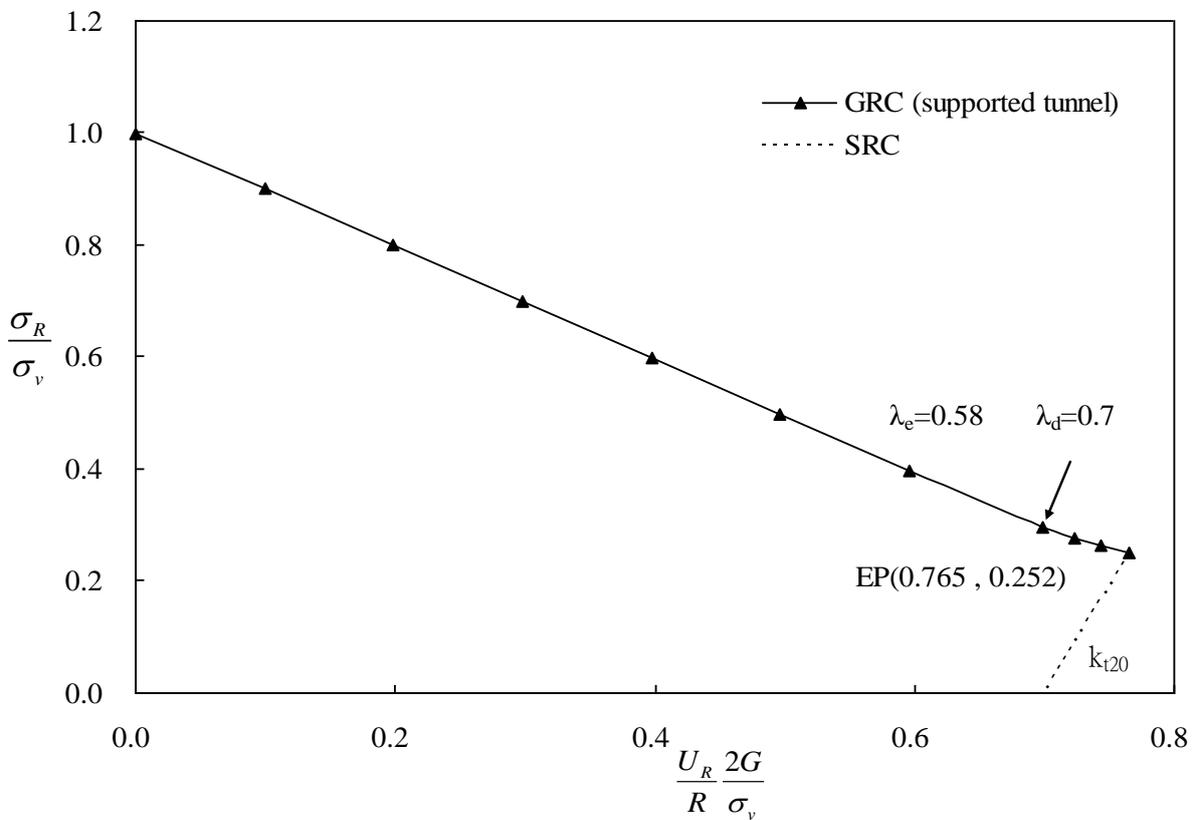


圖 5-34 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈性模式, $t=20$)

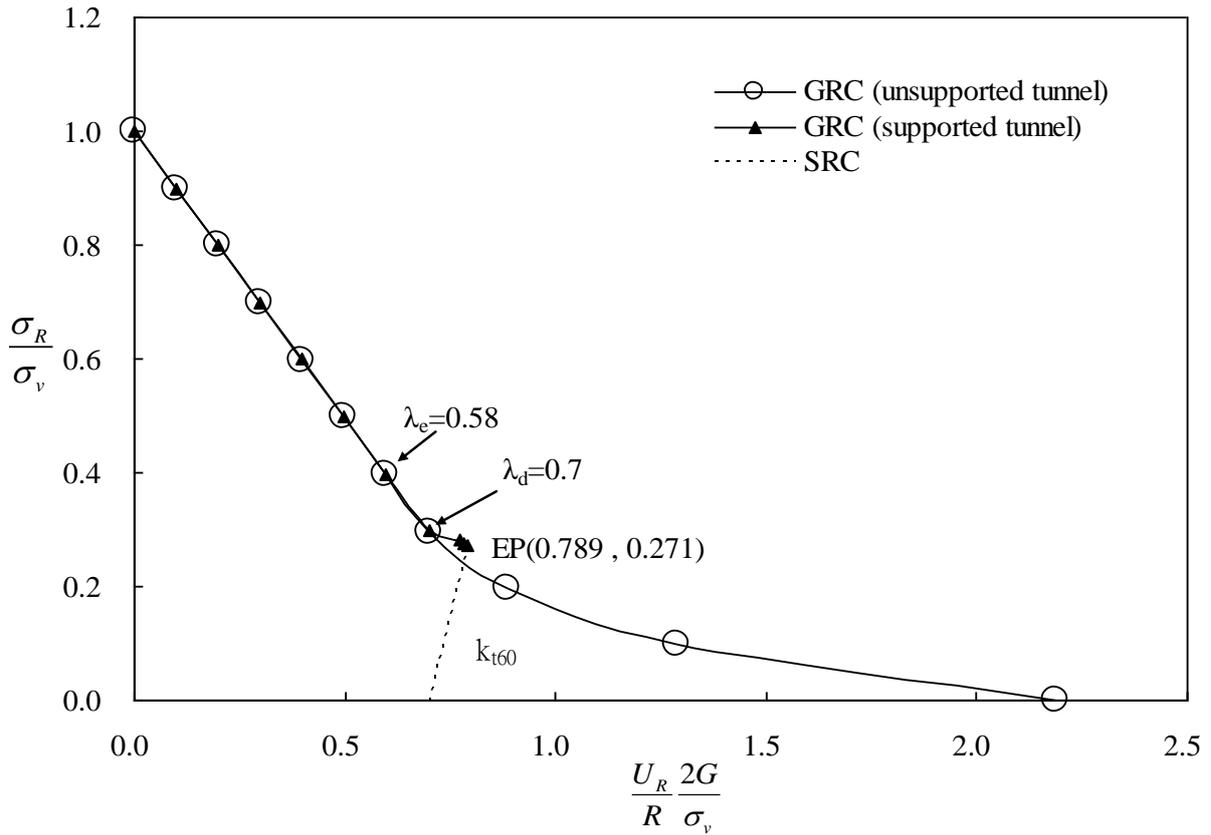


圖 5-35 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC，彈性模式， $t=60$)

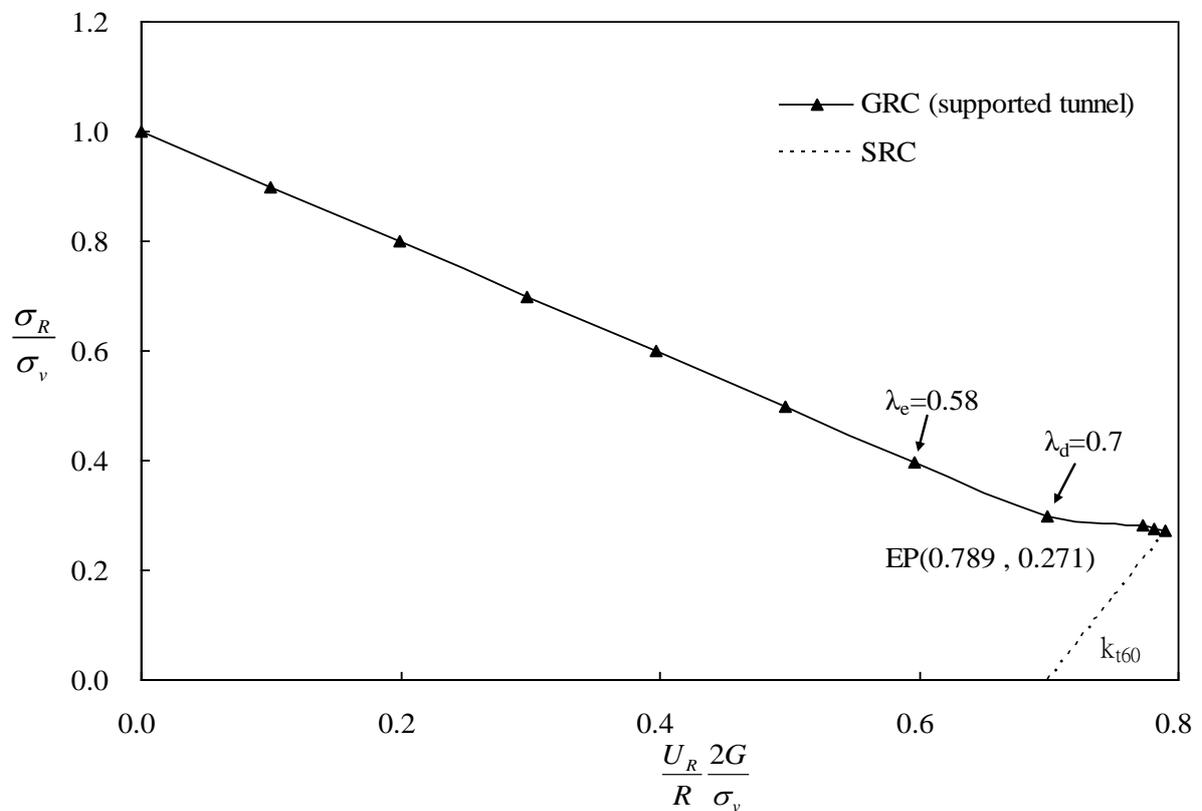


圖 5-36 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈性模式， $t=60$)

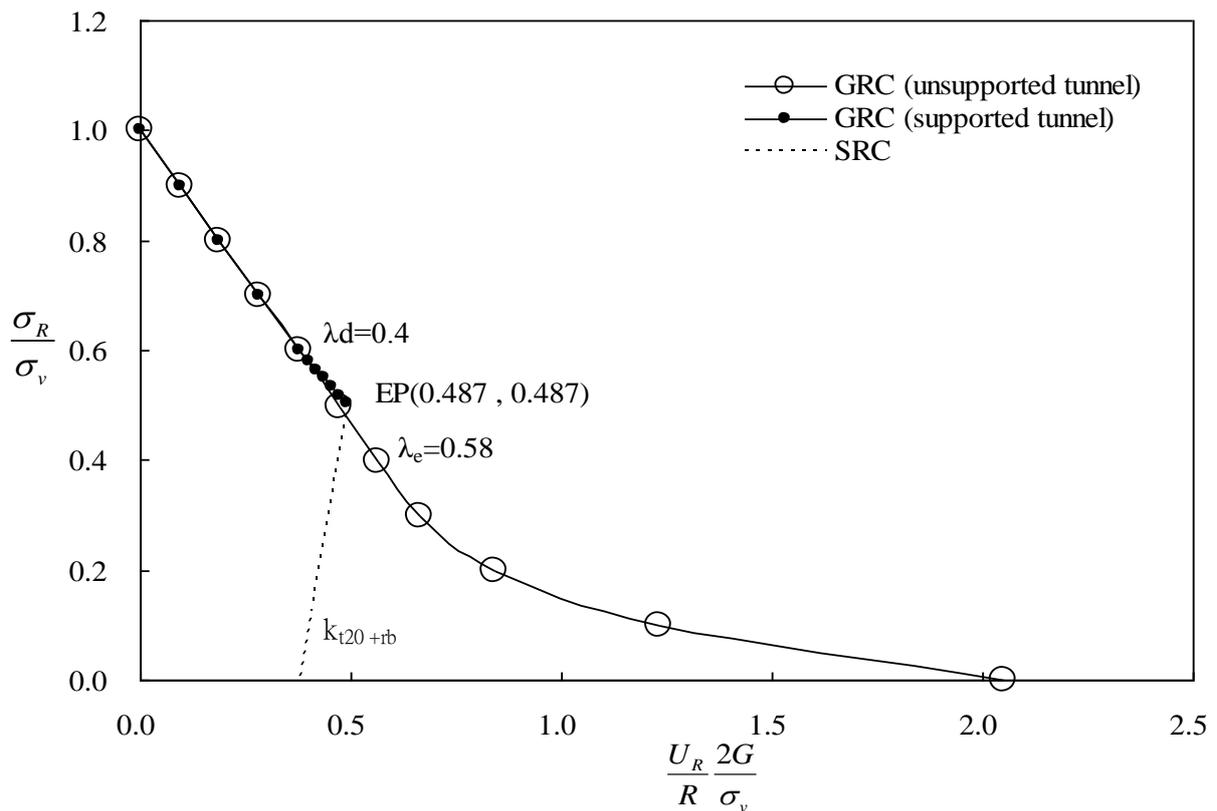


圖 5-37 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (含無支撐 GRC，彈性模式， $t=20+rb$)

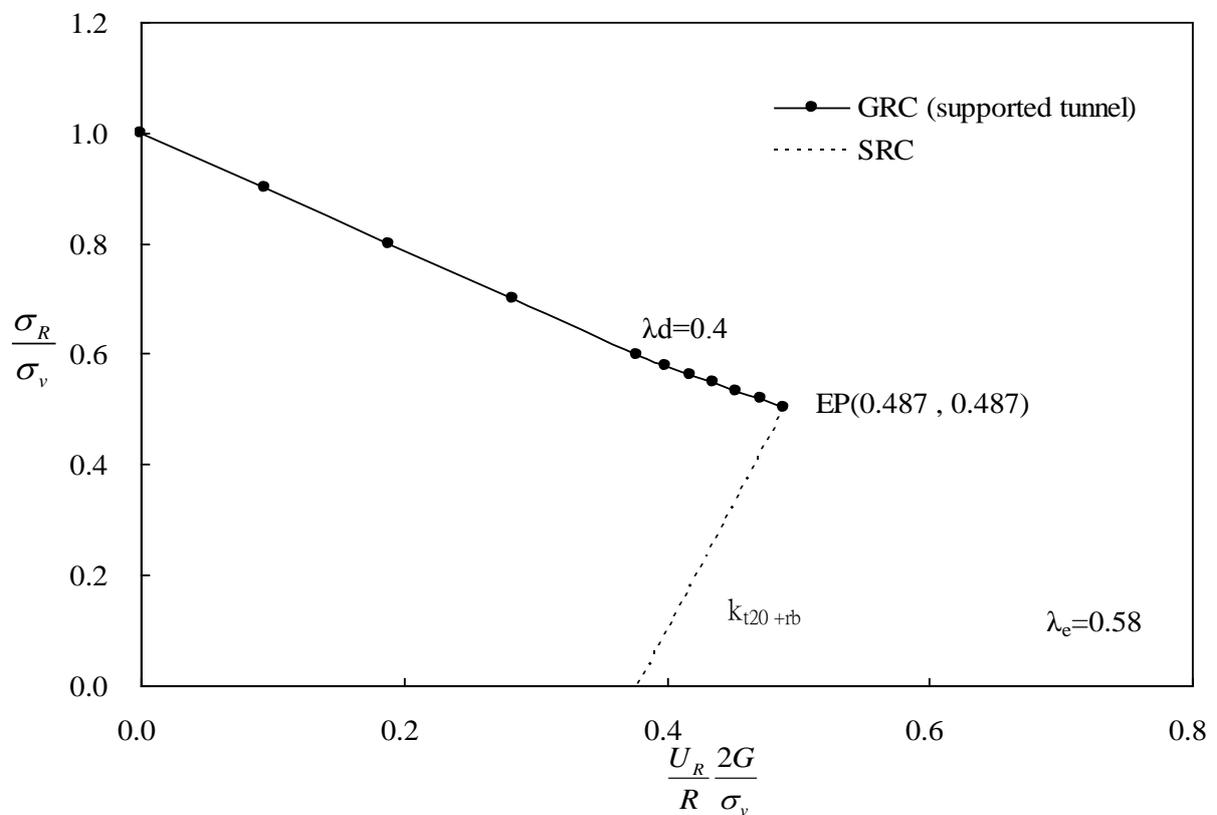


圖 5-38 有限元素法模擬隧道開挖支撐之收斂圍束曲線圖 (彈性模式， $t=20+rb$)

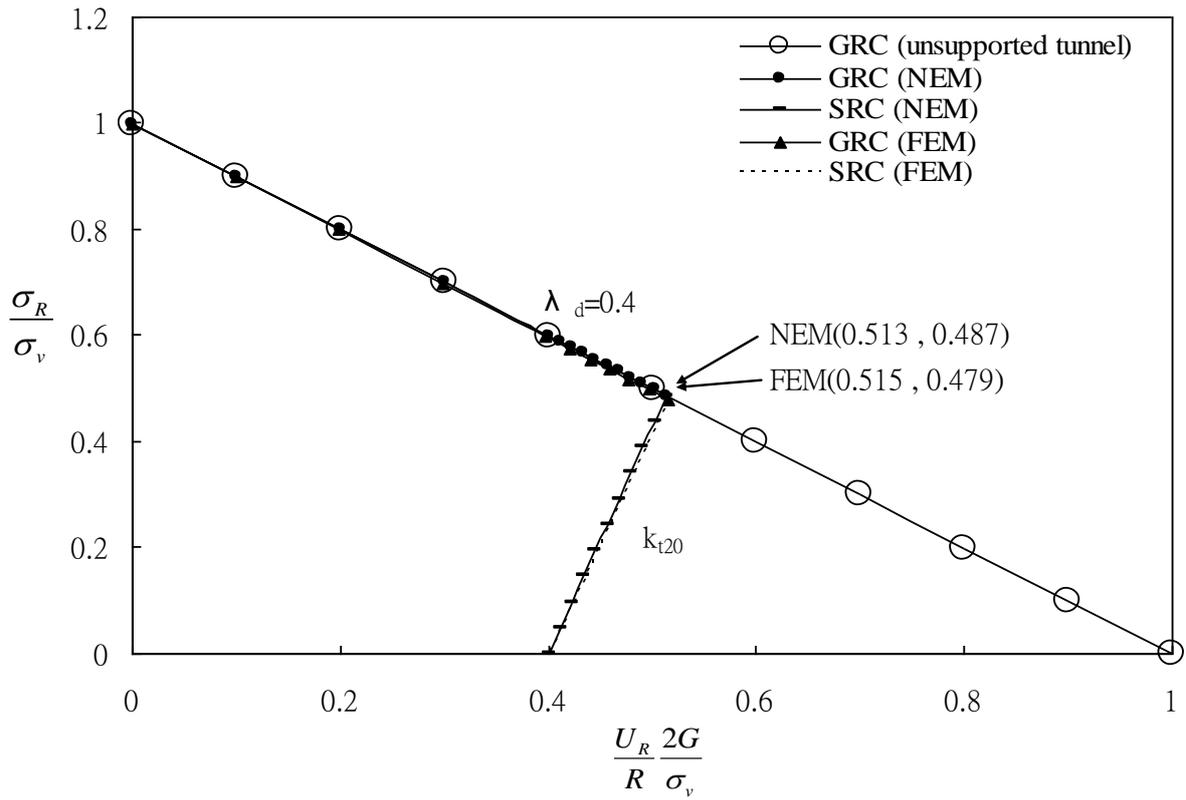


圖 5-39 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖 (含無支撐 GRC，彈性模式， $t=20$)

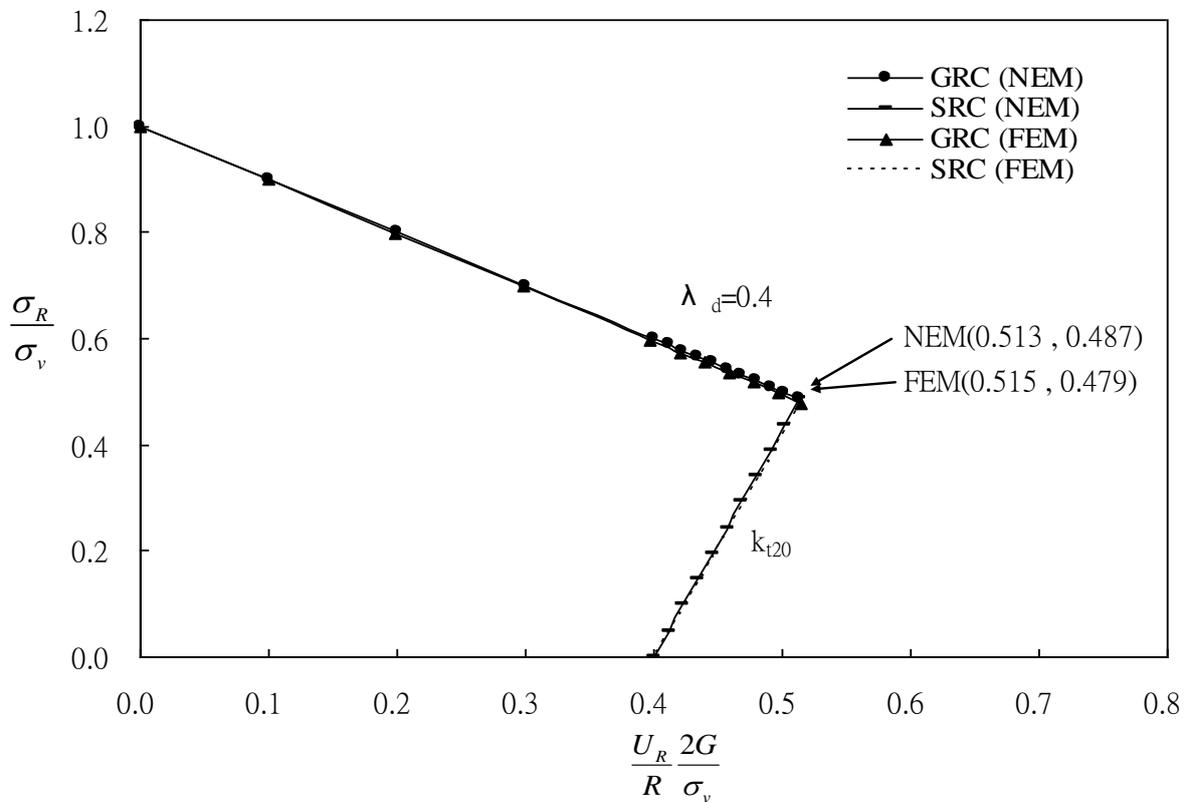


圖 5-40 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖 (彈性模式， $t=20$)

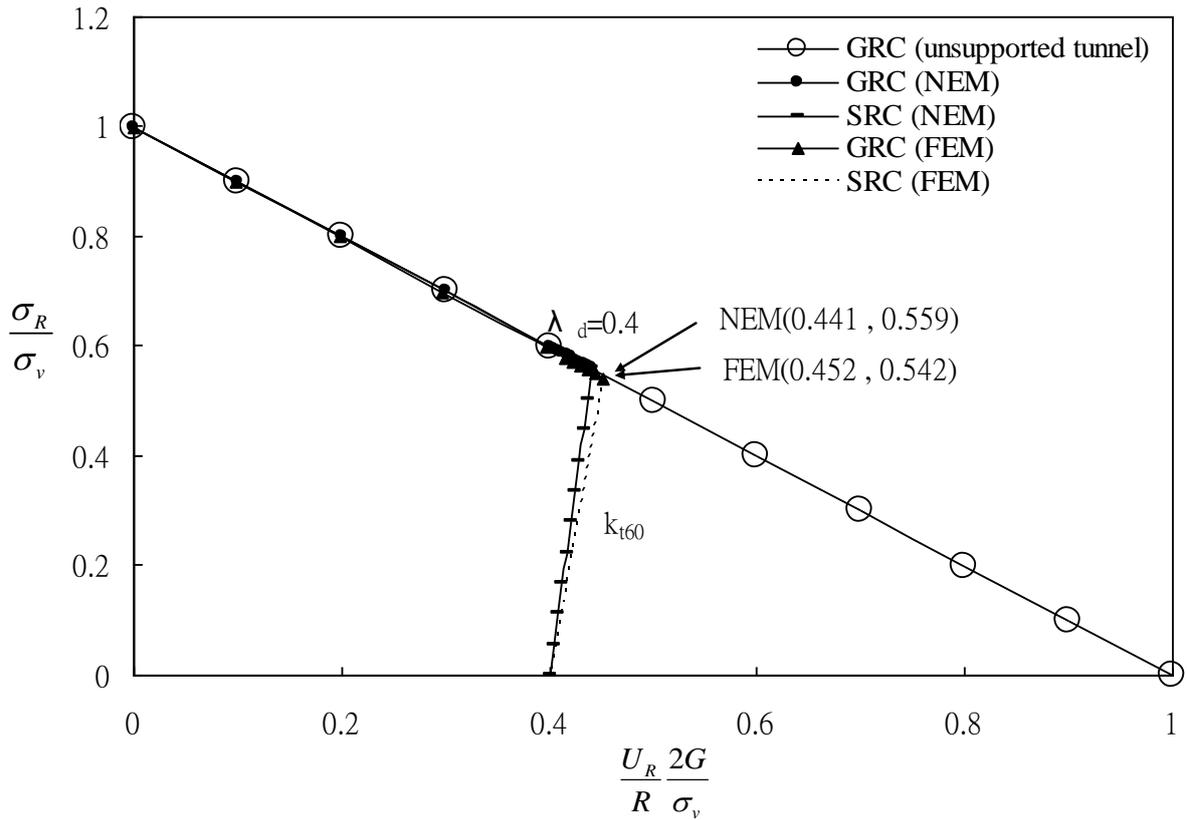


圖 5-41 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖（含無支撐 GRC，彈性模式， $t=60$ ）

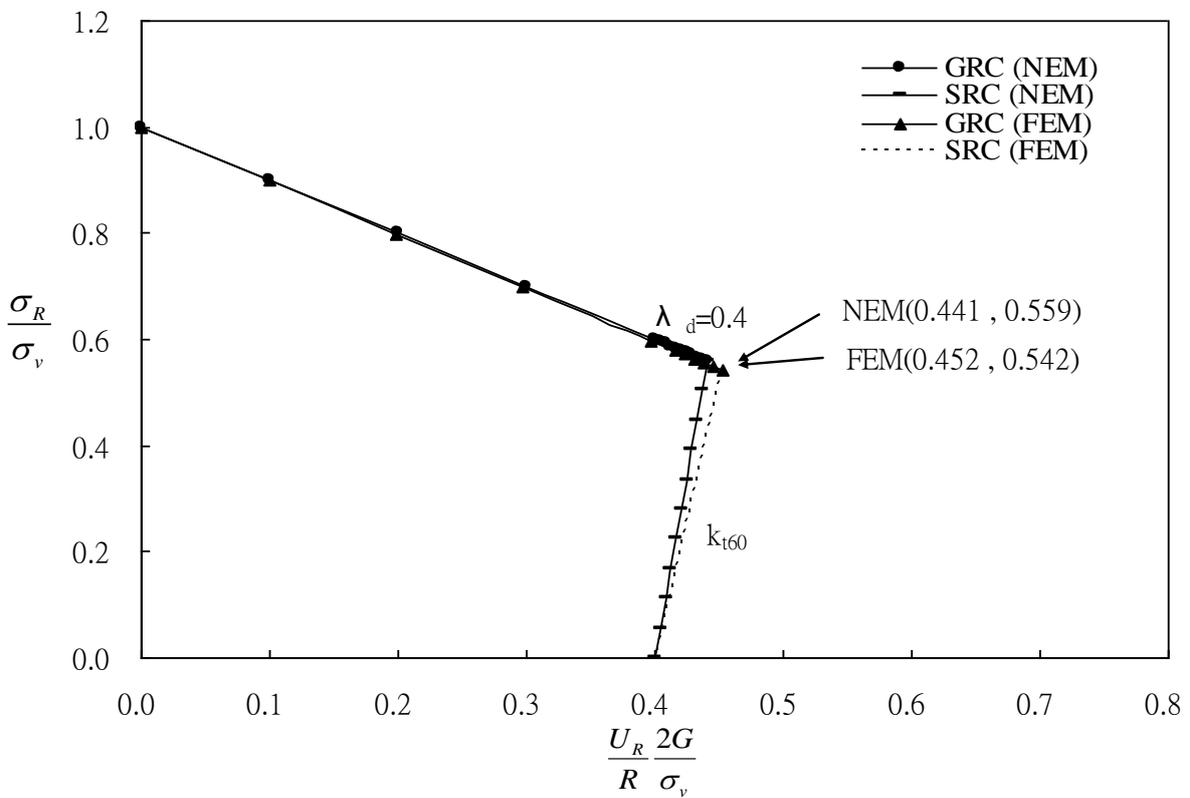


圖 5-42 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖（彈性模式， $t=60$ ）

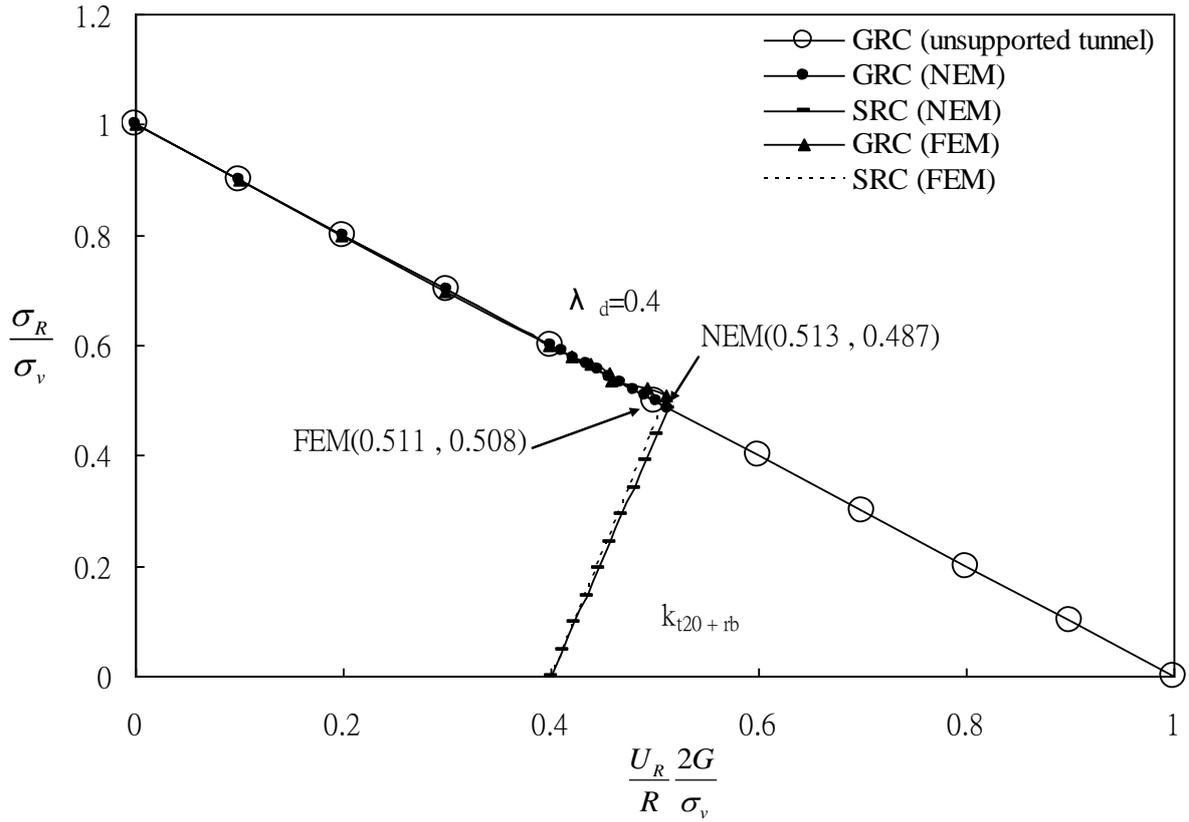


圖 5-43 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖 (含無支撐 GRC，彈性模式， $t=20+rb$)

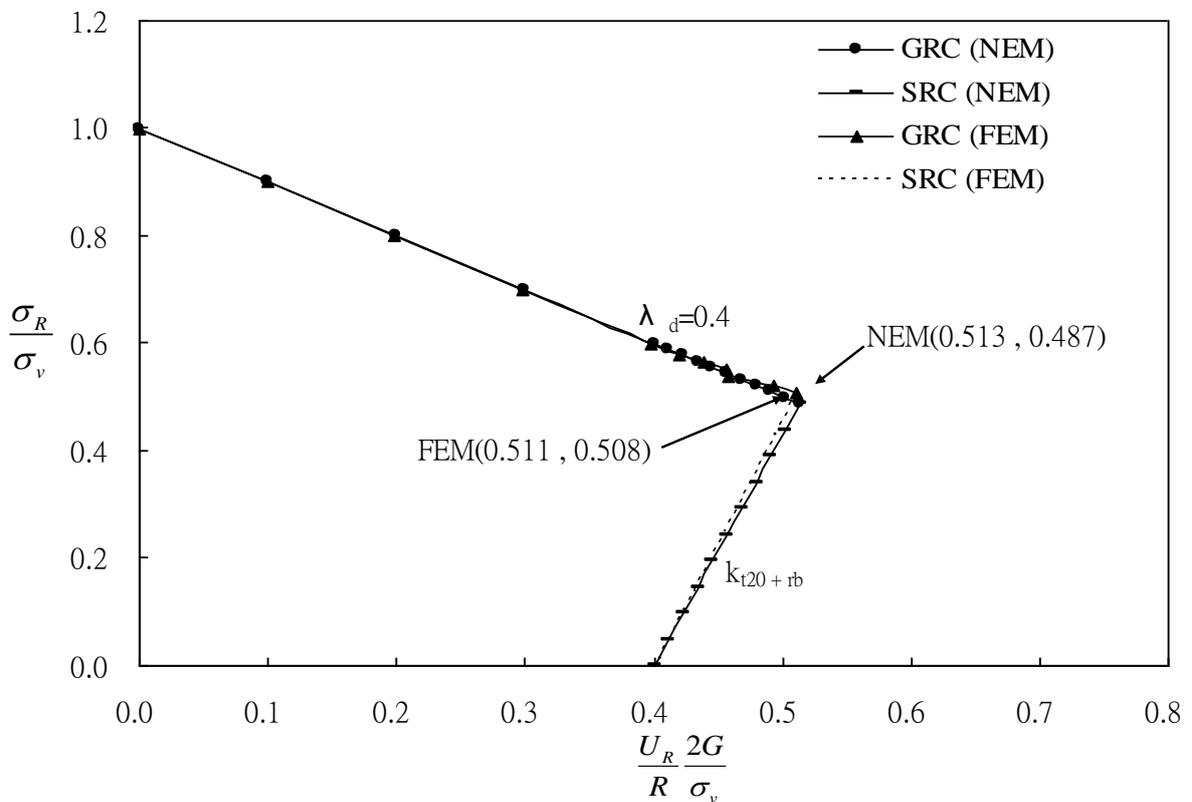


圖 5-44 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖 (彈性模式， $t=20+rb$)

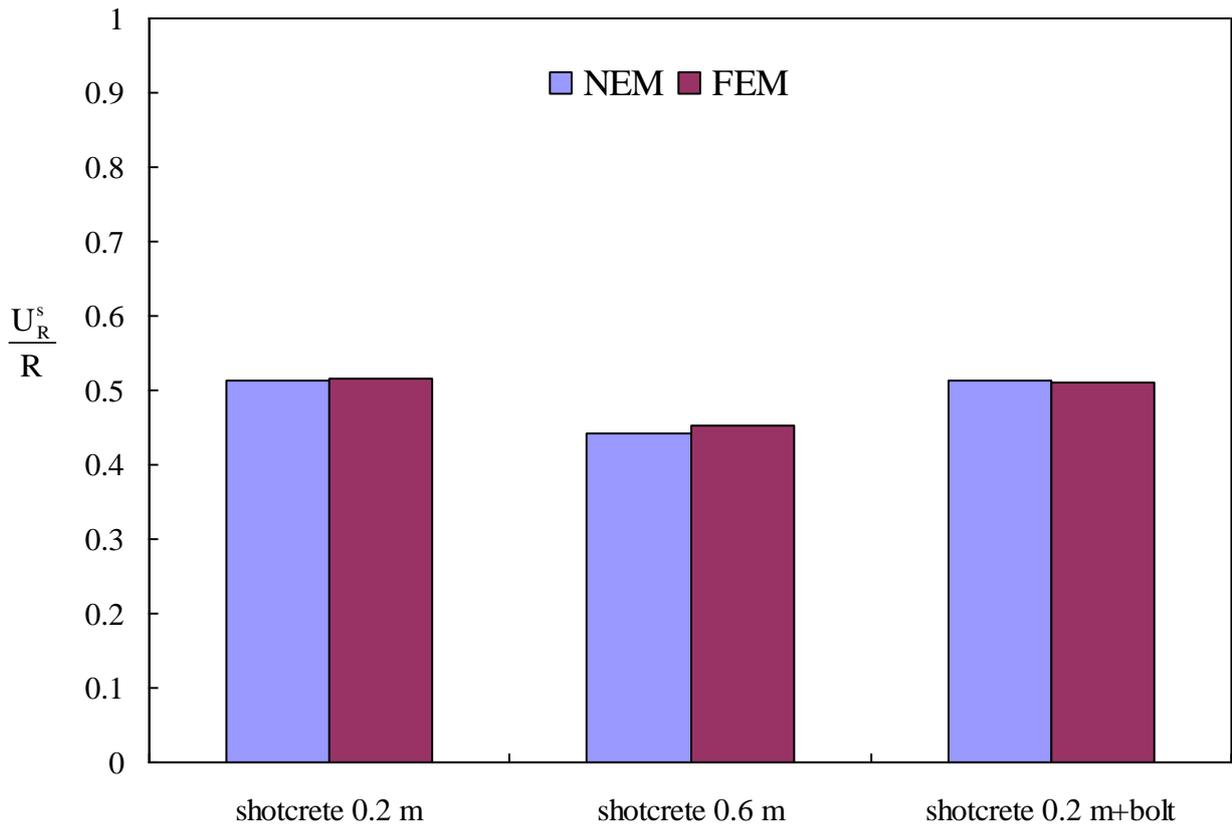


圖 5-45 外顯法與有限元素法之最終平衡位移比較圖（彈性模式）

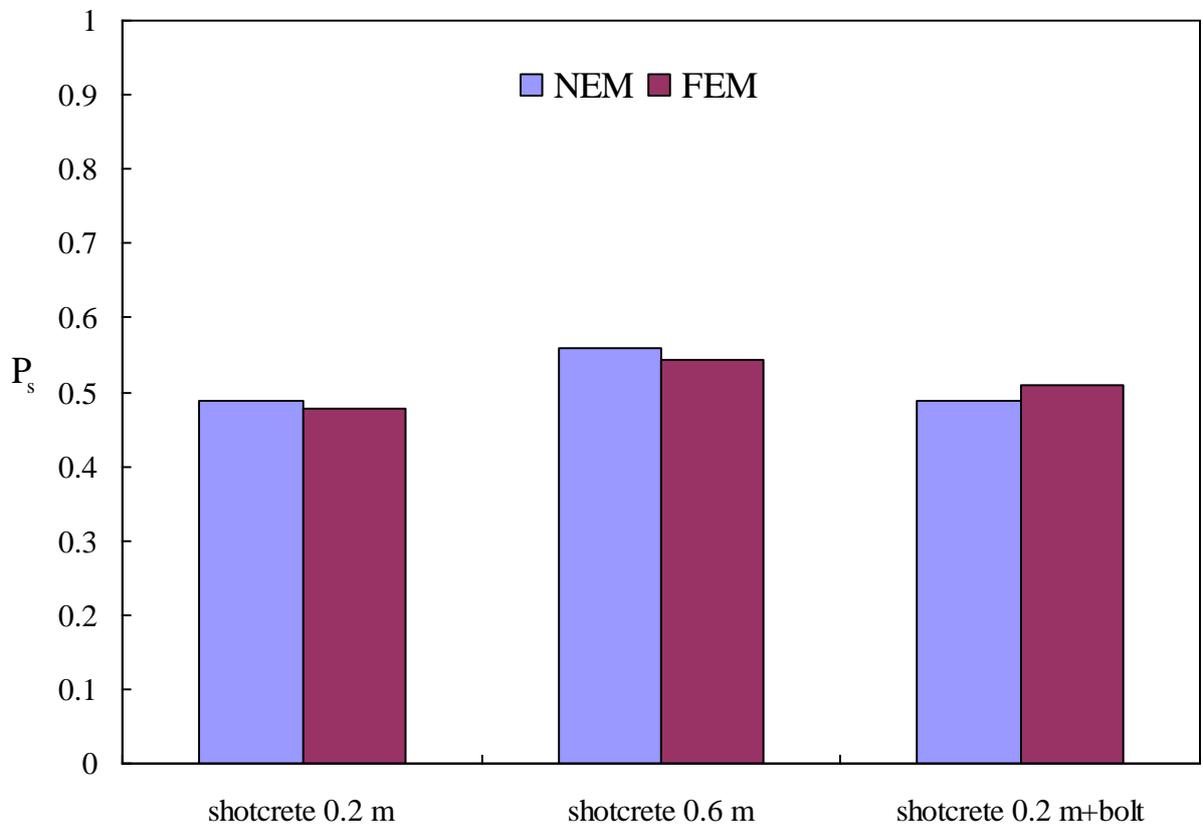


圖 5-46 外顯法與有限元素法之最終支撐應力比較圖（彈性模式）

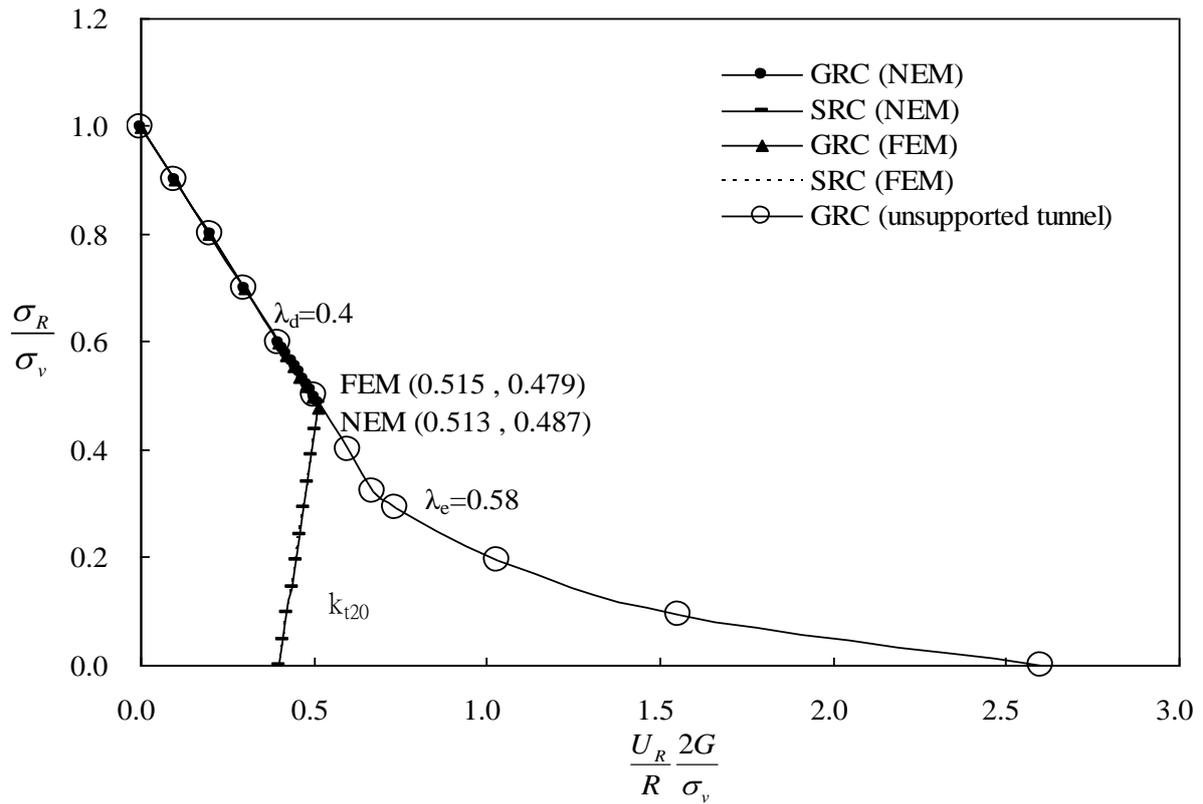


圖 5-47 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖（含無支撐 GRC，彈塑性模式， $t=20$ ）

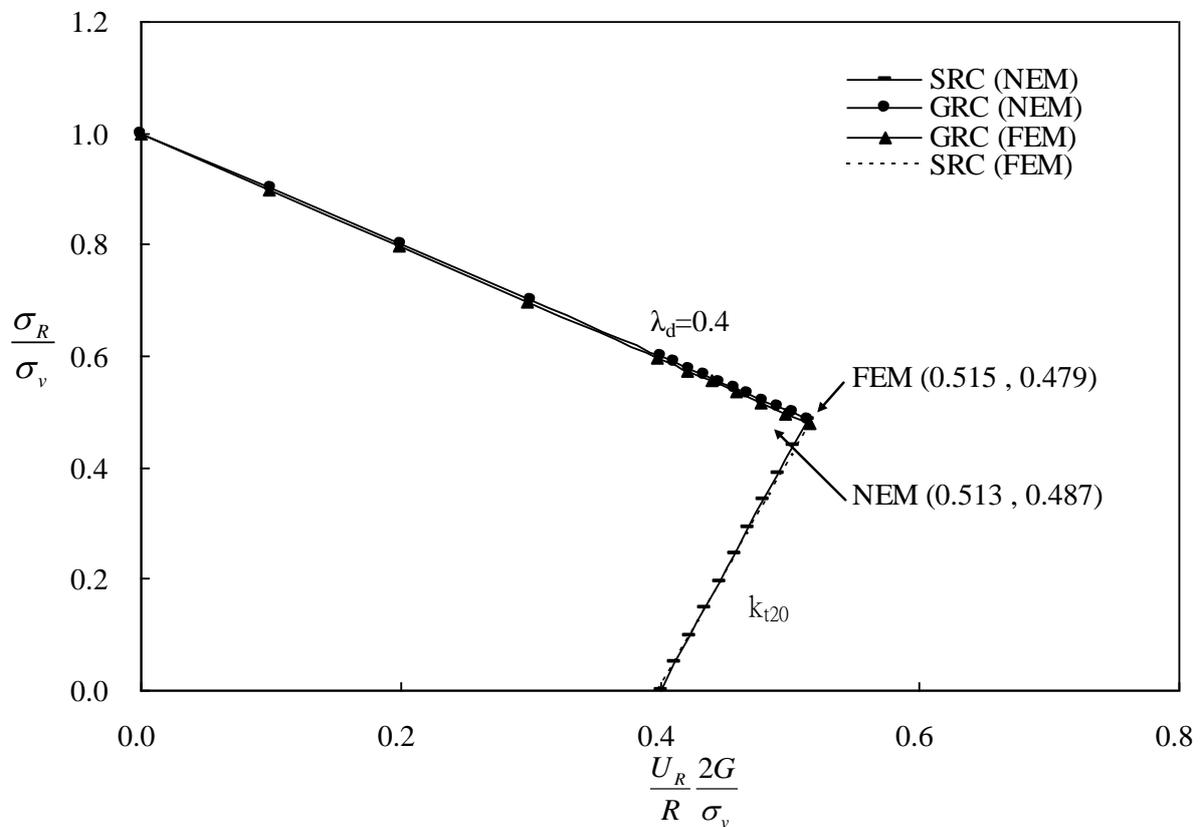


圖 5-48 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖（彈塑性模式， $t=20$ ）

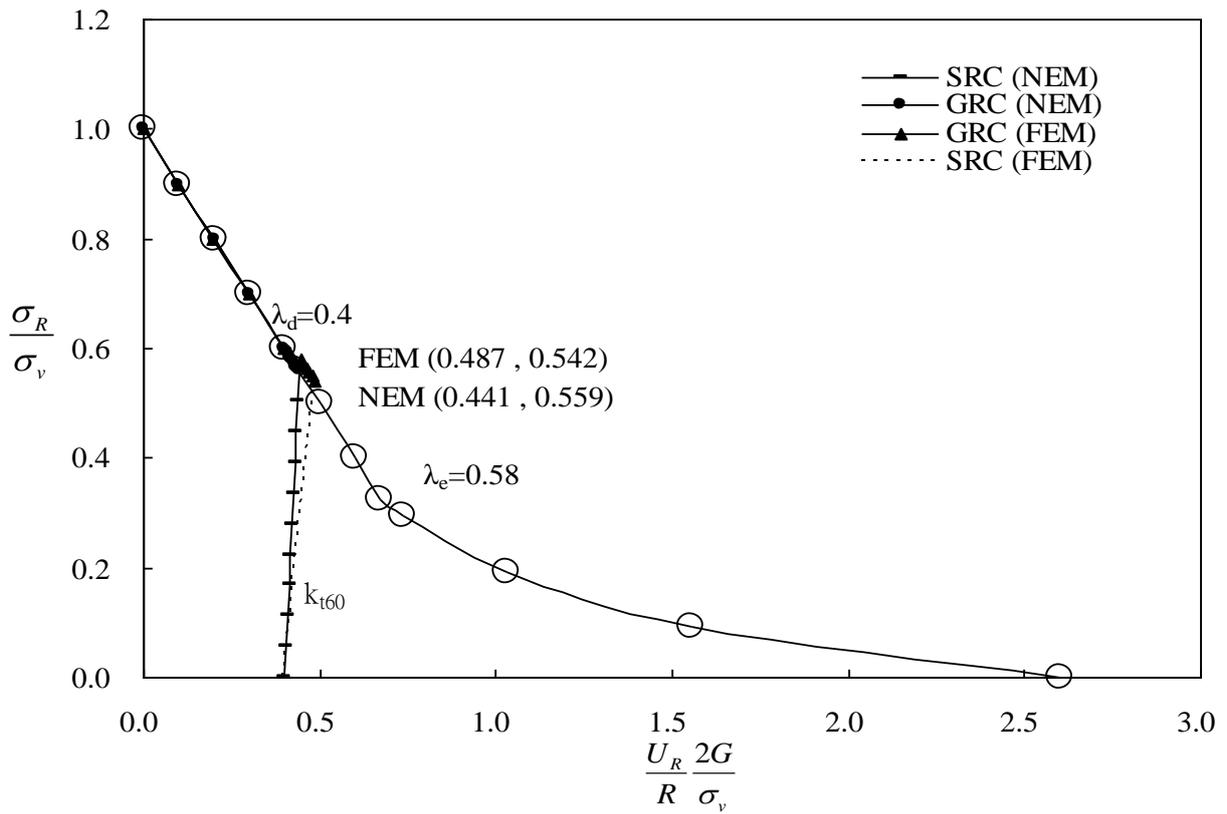


圖 5-49 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖 (含無支撐 GRC, 彈塑性模式, $t=60$)

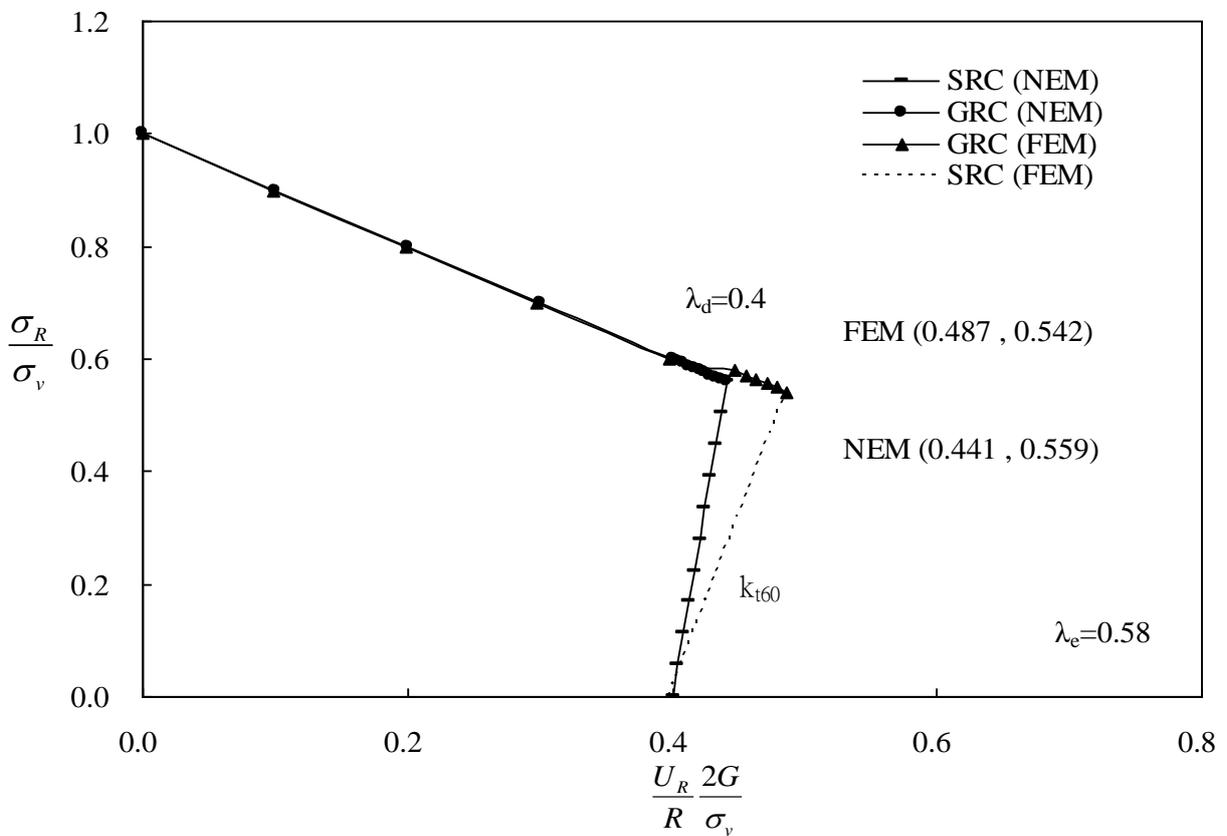


圖 5-50 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖 (彈塑性模式, $t=60$)

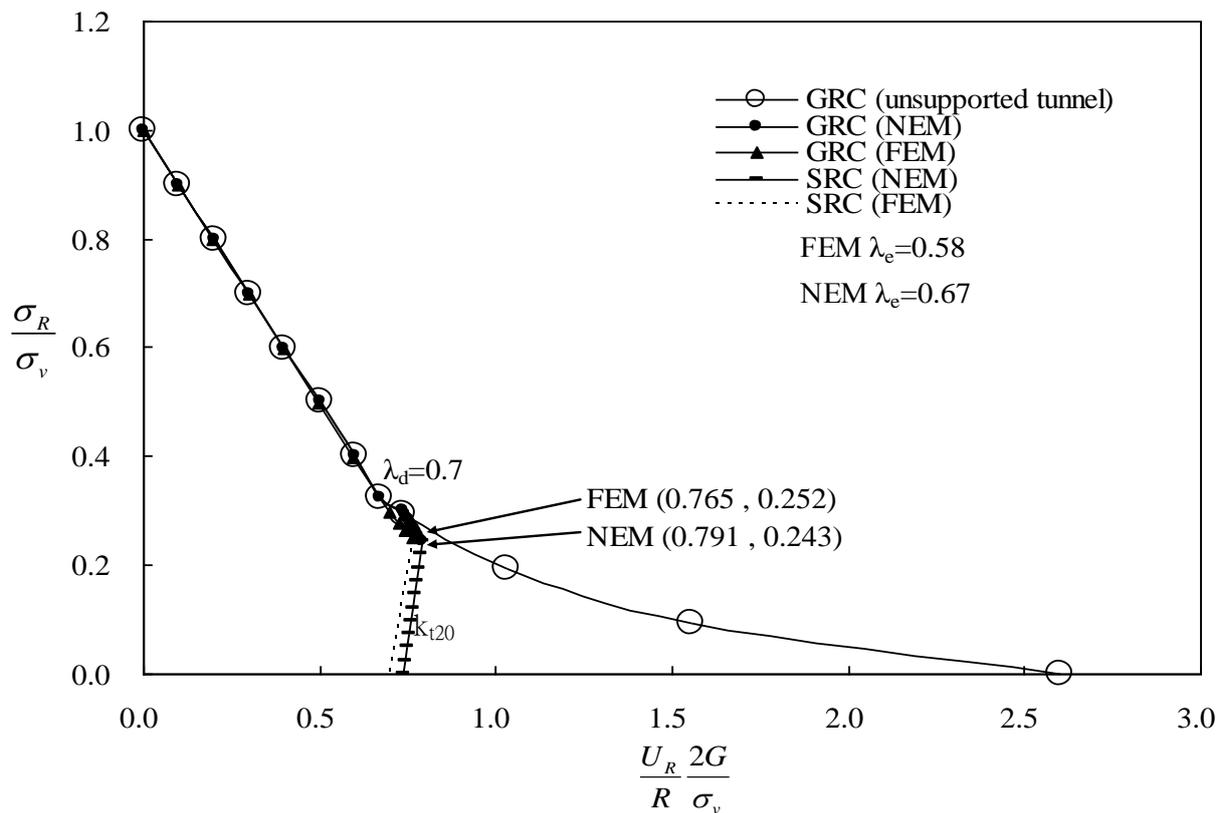


圖 5-51 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖 (含無支撐 GRC，彈塑性模式， $t=20$)

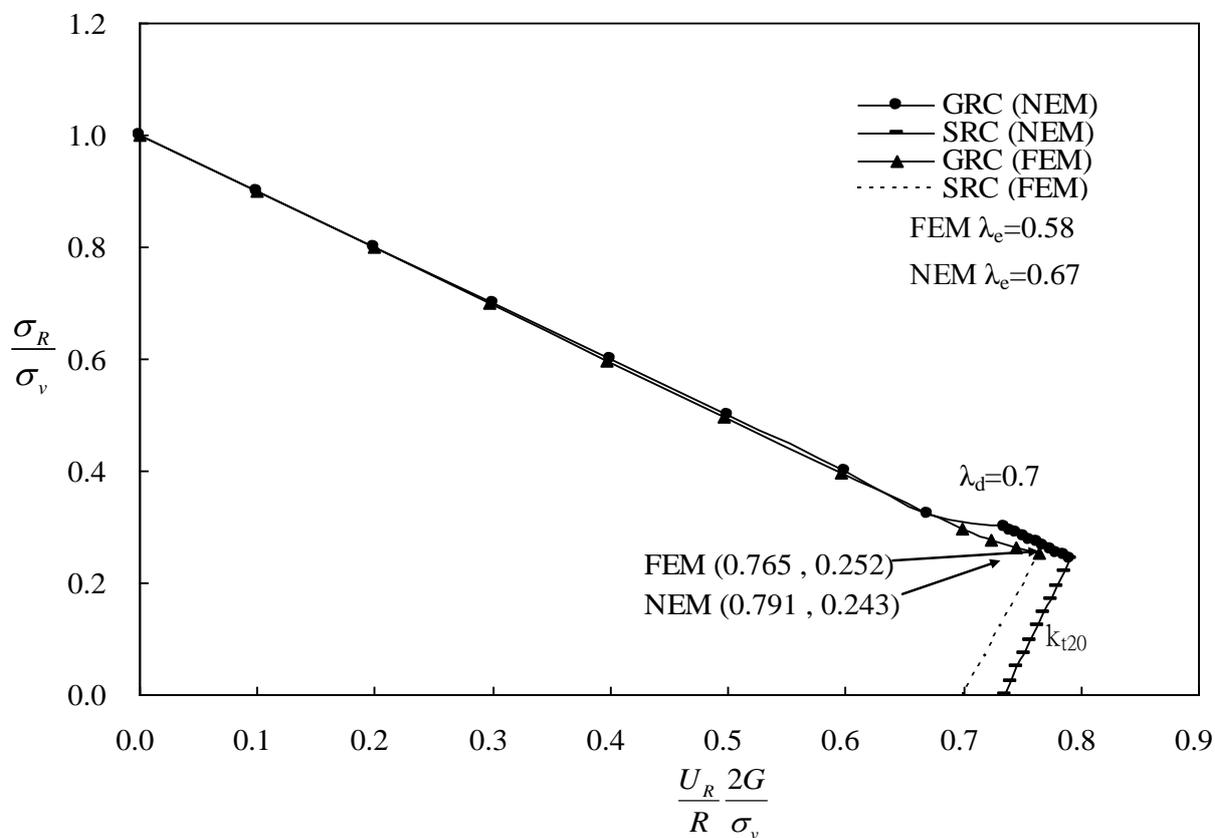


圖 5-52 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖 (彈塑性模式， $t=20$)

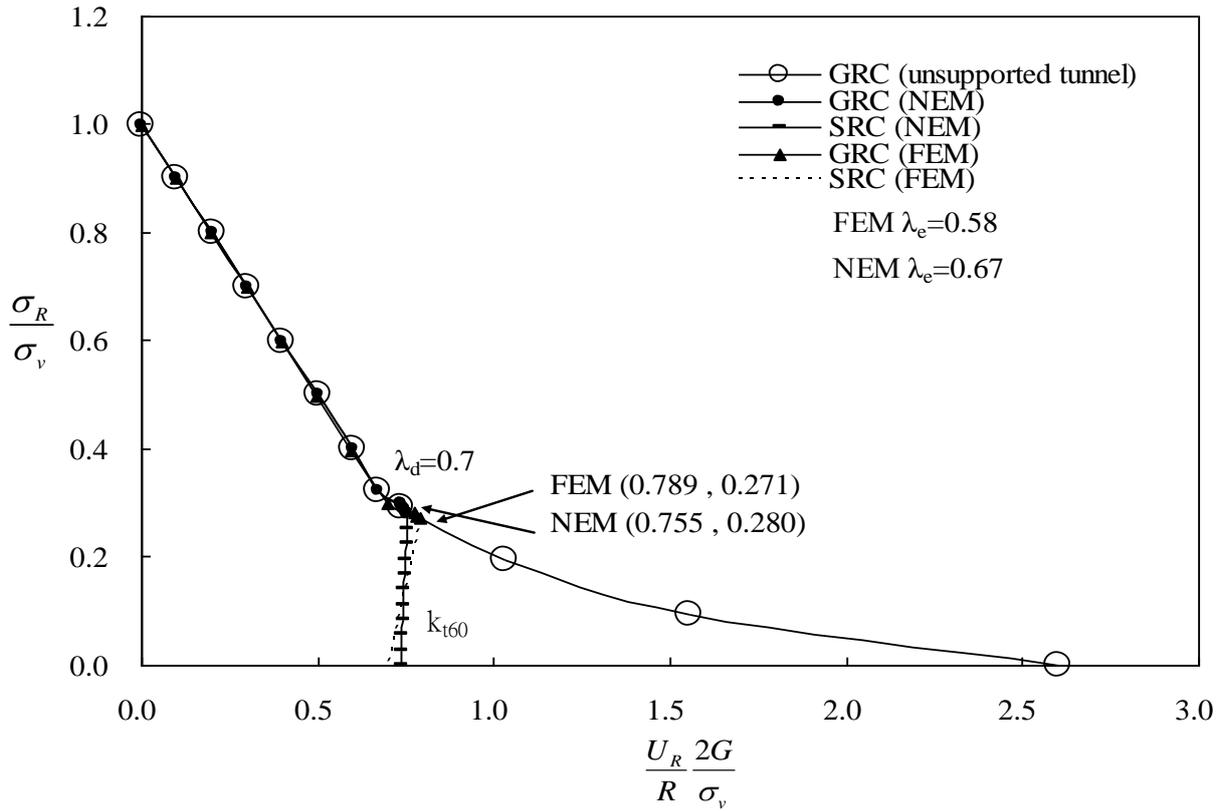


圖 5-53 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖 (含無支撐 GRC，彈塑性模式， $t=60$)

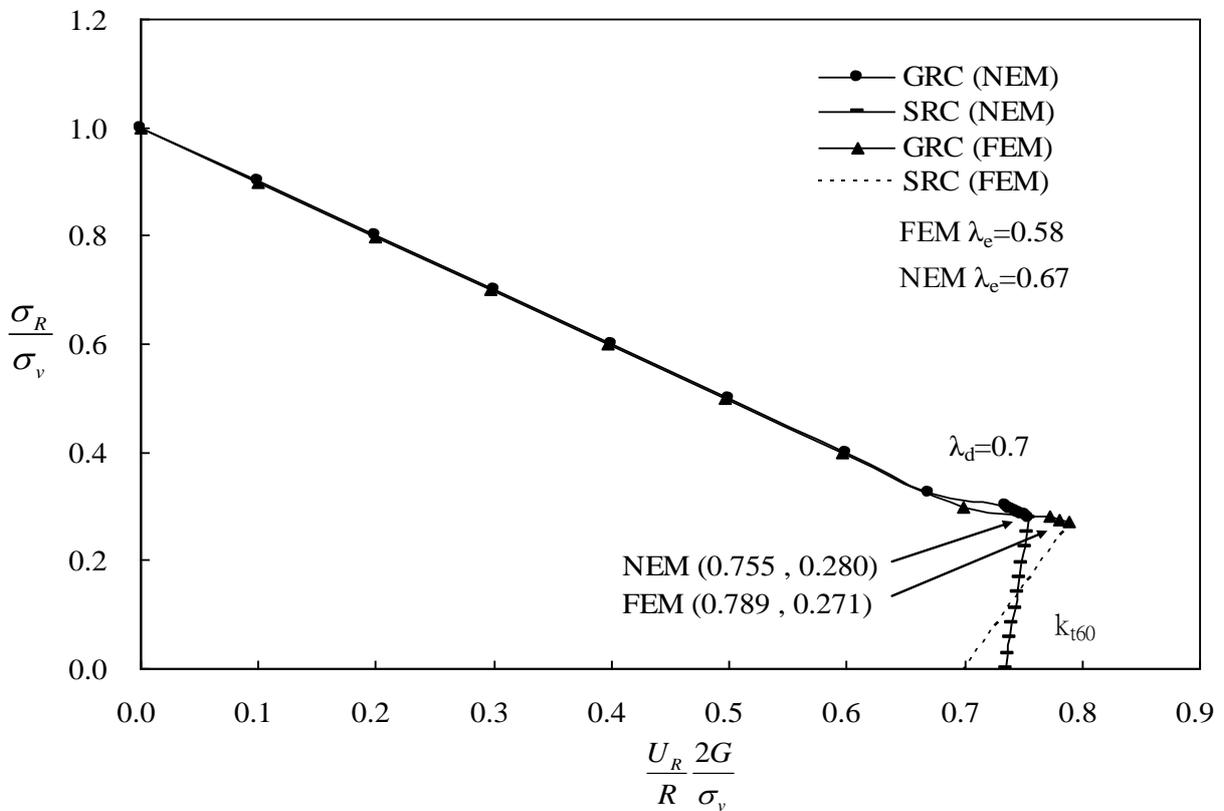


圖 5-54 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖 (彈塑性模式， $t=60$)

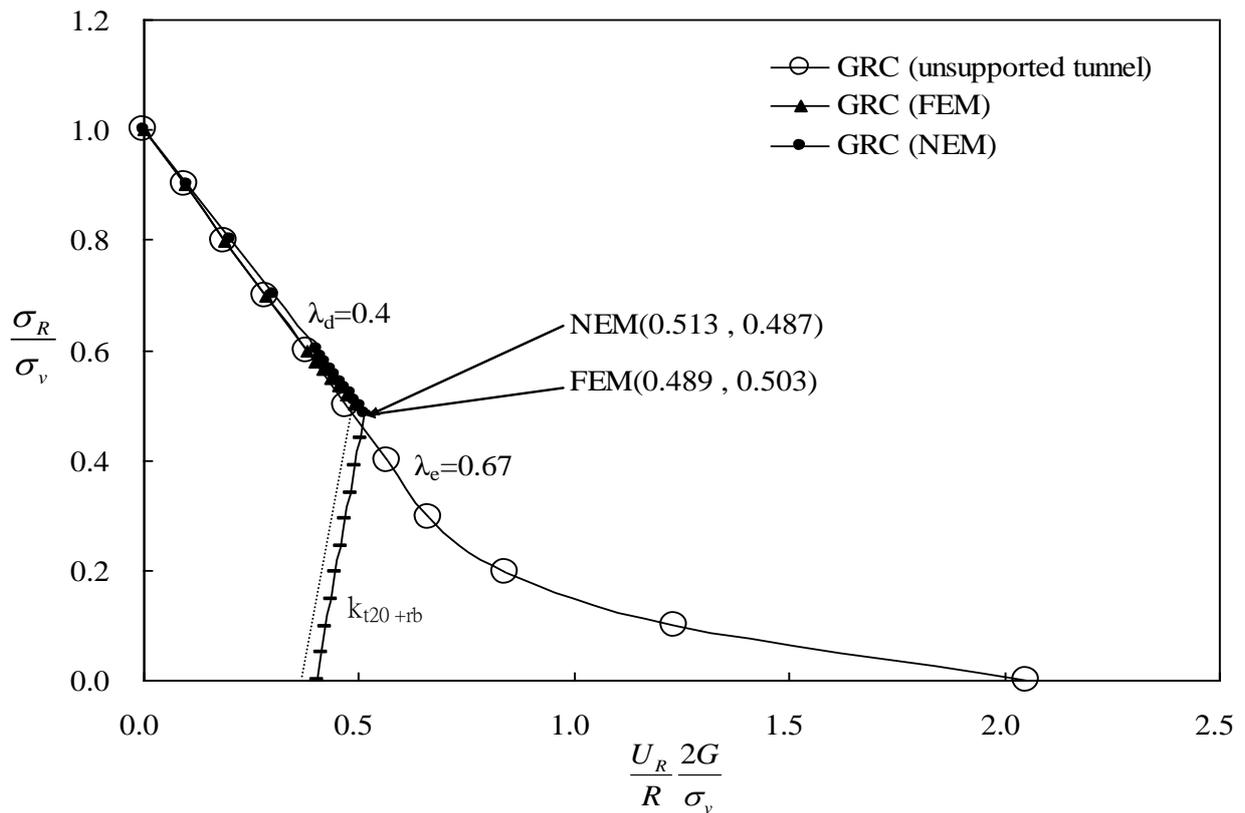


圖 5-55 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖（含無支撐 GRC，彈塑性模式， $t=20+rb$ ）

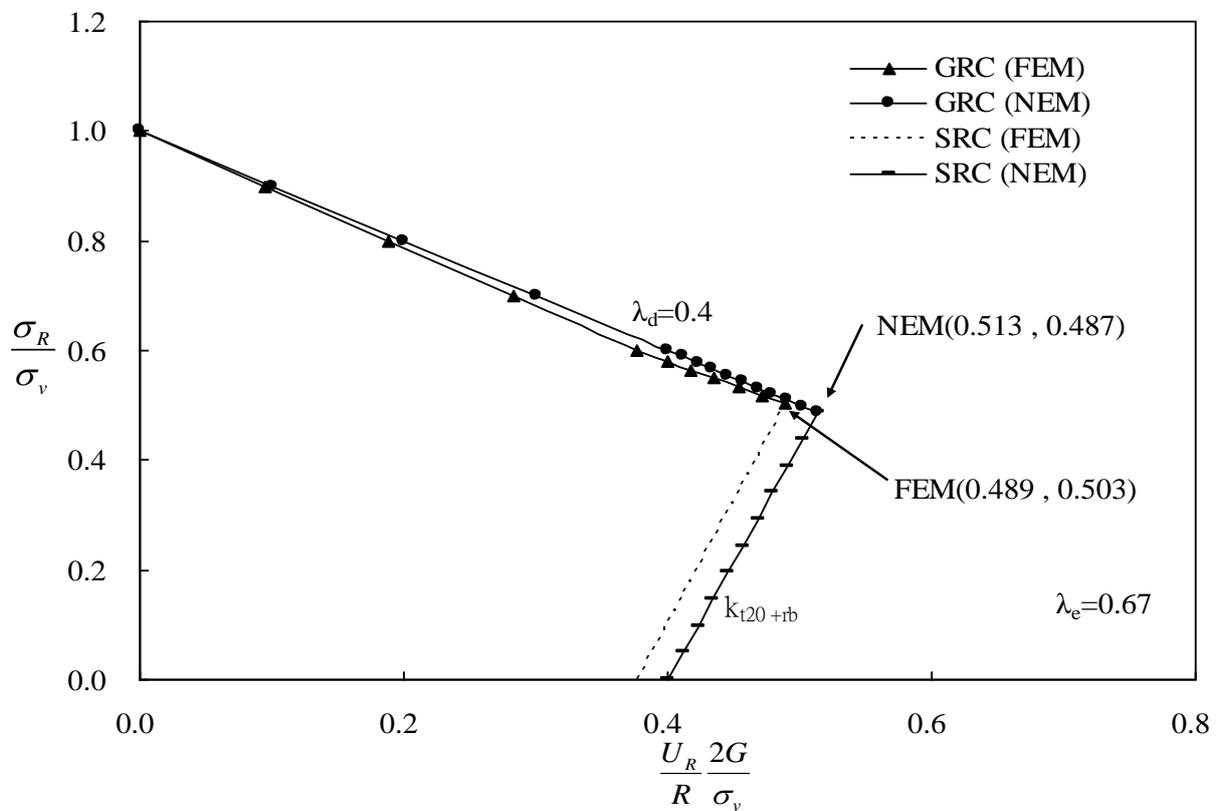


圖 5-56 新外顯法與有限元素法模擬隧道開挖支撐之比較圖（彈塑性模式， $t=20+rb$ ）

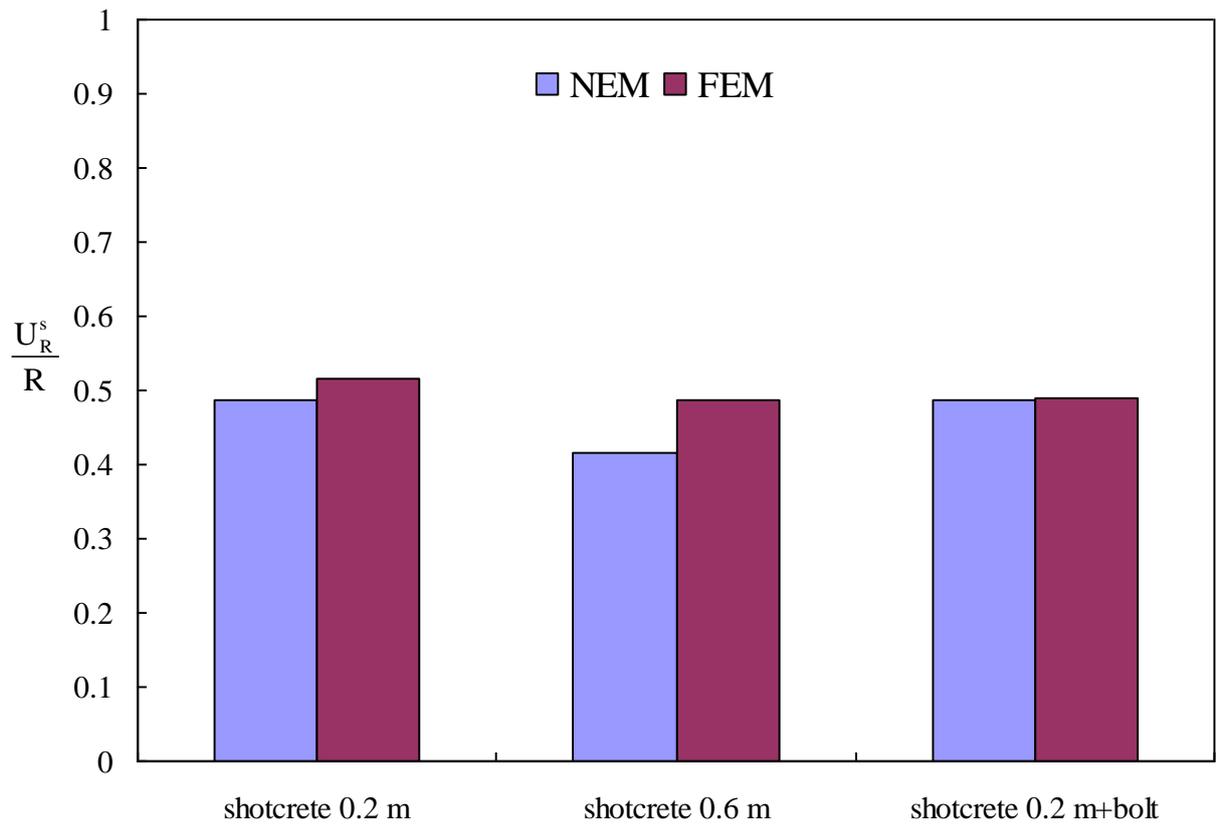


圖 5-57 外顯法與有限元素法之最終平衡位移比較圖 ($\lambda_d=0.4$)

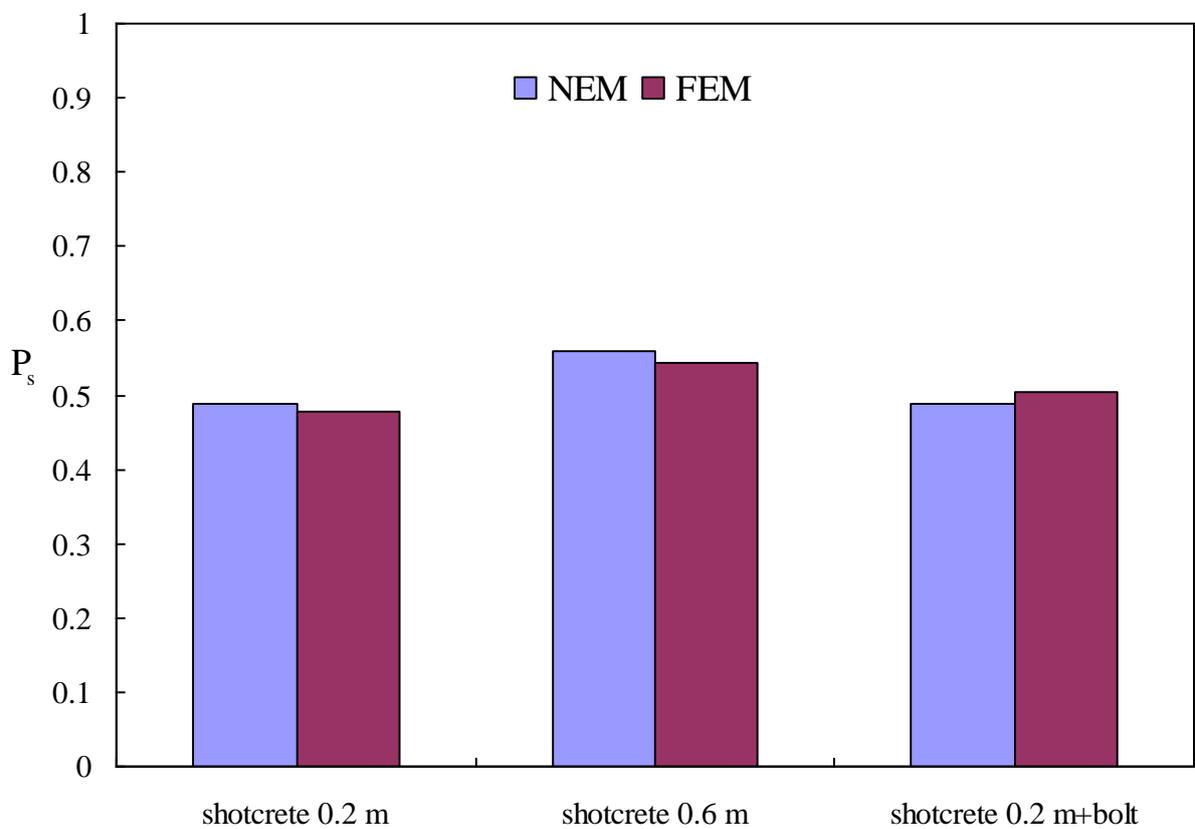


圖 5-58 外顯法與有限元素法之最終支撐應力比較圖 ($\lambda_d=0.4$)

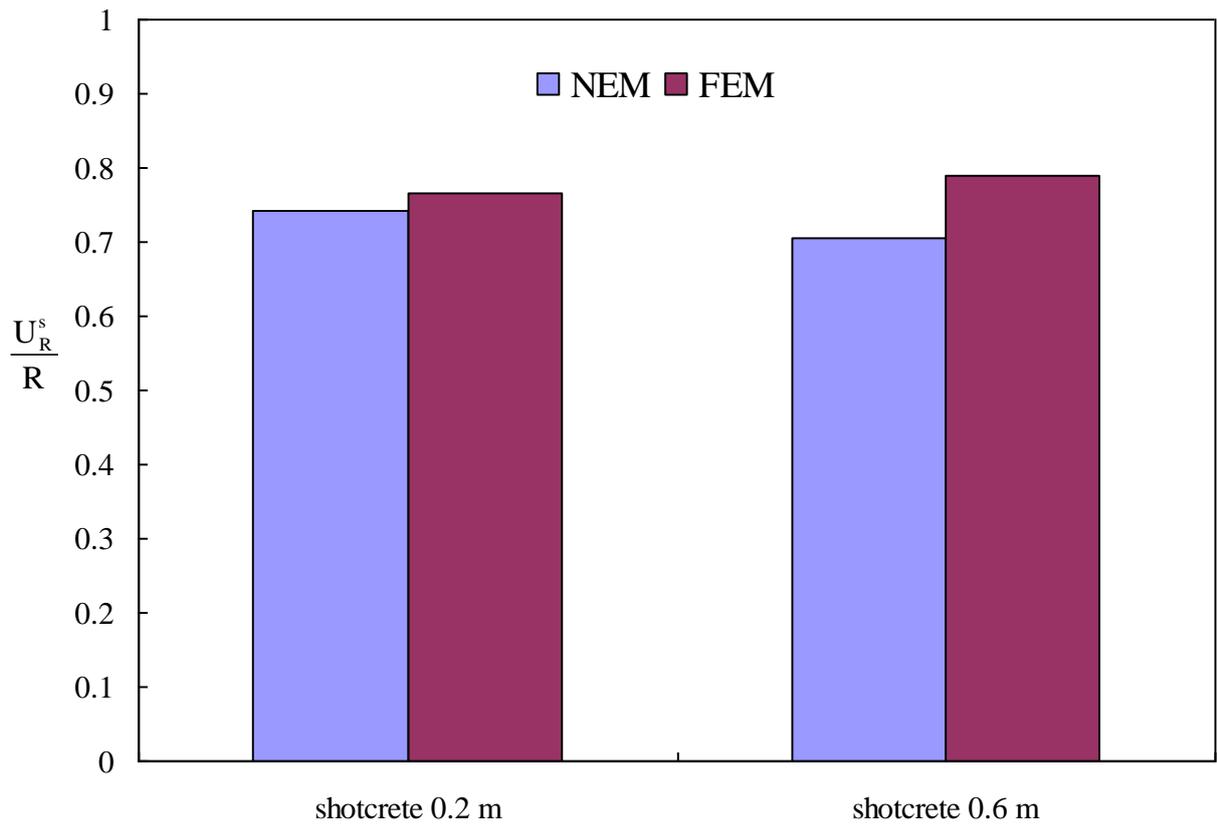


圖 5-59 外顯法與有限元素法之最終平衡位移比較圖 ($\lambda_d=0.7$)

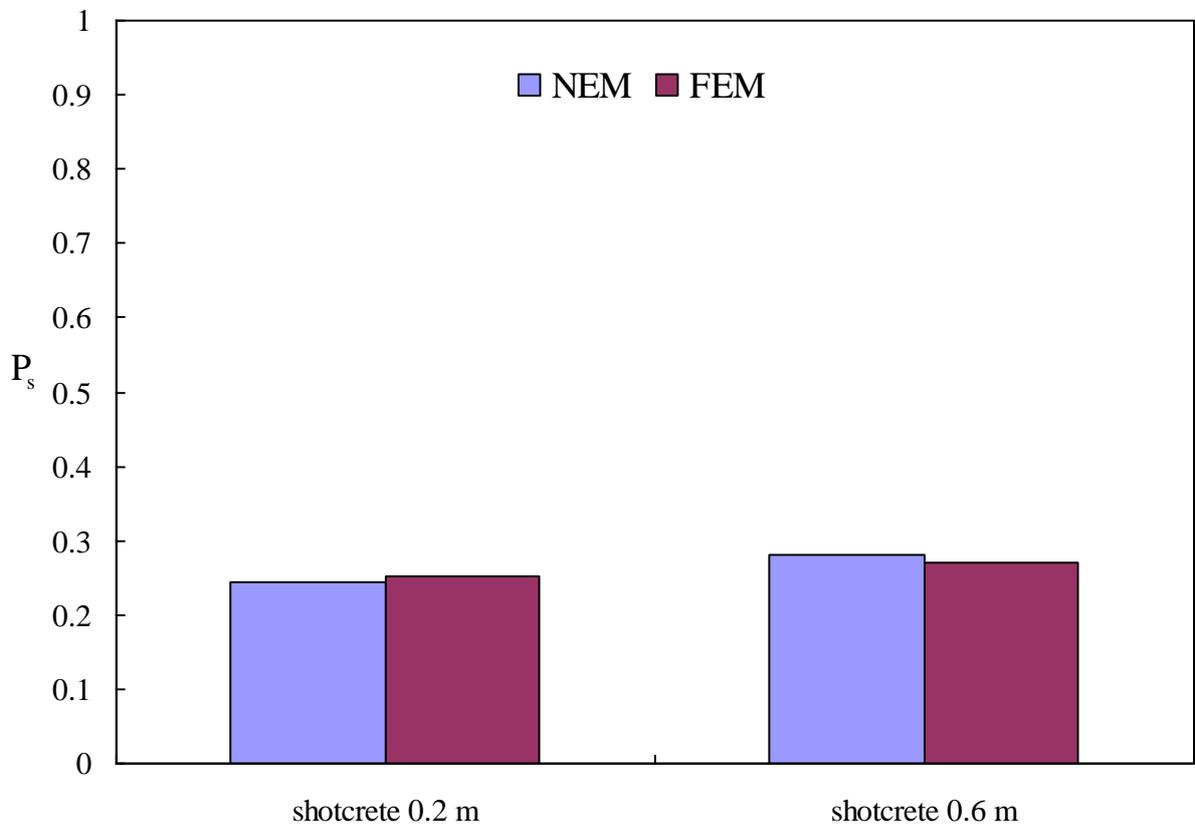


圖 5-60 外顯法與有限元素法之最終支撐應力比較圖 ($\lambda_d=0.7$)

第六章 視窗程式架構建立與運算流程

本章將介紹視窗程式之架構，以及各視窗程序之建立方式，並對各程序表單之執行步驟做一說明。

6.1 視窗程式發展架構說明

本研究之視窗程式乃延續李文元(2006)所發展之隧道斷面收方程式並加以增補，採用模組化與結構化之方式撰寫，與傳統副程式架構方式相類似，整個程式可區分成數各執行階段，由前處理程序中輸入工程參數，經由主運算程序執行運算，計算完成之結果由後處理程序完成輸出動作，每個程序之表單模組可獨立撰寫與獨立運作。程式發展流程(如圖 6.1 所示)。

6.2 資料庫建立之說明

微軟 Access 2000 資料庫軟體包含資料表、查詢、表單、報表、巨集及模組等(如圖 6.2 所示)。資料表是 Access 2000 資料庫中實際進行使用者資料儲存的地方，也是資料庫其他延伸物件的資料來源基礎，使用者可用資料表精靈新增資料表資料。

資料庫在視窗程式中所佔的角色為提供資料進行放置，在隧道斷面收方計算過程中，經由斷面測量所獲得原始資料以外部檔案開啟載入，而設計斷面資料建立在資料庫之資料表(如圖 6.3 所示)，視窗程式可直接存取進行運算。

6.3 視窗程式之運算流程

視窗程式由三大程序所組成，即前處理程序、主運算程序以及後處理程序，各程序皆有獨立的表單模組，可獨立撰寫與運作。其運算流程如圖 6.6 所示，並詳述如下。

6.3.1 前處理程序

前處理程序即為輸入程序，是由四個獨立之表單模組所建立，包含工程基本資料輸入表單、控制樁點資料輸入表單、隧道中線資料輸入表單以及斷面測量資料輸入表單。本程序主要工作為讀、寫檔案，根據使用者不同之需求，可直接於視窗表單輸入資料或讀取資料檔案。

6.3.2 主運算程序

主運算程序設有前置處理表單，於表單設計時將各基本資料分別設定一個框架，於前處理程序各表單所輸入之資料，皆個別傳值至前置處理表單中相對應之資料框架位置。如輸入程序中工程基本資料即傳至資訊視窗框架，當前置處理表單中基本資料框架內之資料皆正確，便進入核心計算程序。

核心計算程序主要由三個副程式建構，先由副程式 C1 輸入斷面測量資料並計算距離與高差，再由副程式 C2 根據控制樁點資料計算各測點之縱座標 N 值與橫座標 E 值，最後由副程式 C3 配合中線資料得出斷面收方圖形展繪各點之值，計算之結果依序傳至後處理程序，程式核心計算流程如圖 6.5 所示。

6.3.3 後處理程序

後處理程序即為輸出程序，由三個表單所組成，包含測量斷面圖形展繪表單、開挖斷面資料表單以及資料報表表單。

為了將計算與繪圖有所區隔並獨立，因此繪圖程序寫於測量斷面圖形展繪表單，由主運算程序計算之各測點縱座標 N 值與橫座標 E 值、距離與高差，即可輸出並繪圖。

開挖斷面資料表單包含開挖線定義圖與開挖土方數量。程序執行流程圖如 6.6 所示，測量斷面點之水平 x 與垂直 y 資料以及設計斷面點水平 x 與垂直 y 資料依序輸入程序，經由依據 3.5 小節之斷面面積計算方法撰寫之計算程序執行運算，分別得出設計面面積與開挖面面積，經由計算面積差值可得知單位開挖土方量，分別經由表單展示，而所有之數據與資料可由報表方式輸出。

6.4 視窗程式表單內容說明

視窗程式執行流程，首先將隧道收方測量所需之資料(如工程基本資料、控制樁資料、隧道中線資料以及斷面測量資料)獨立分割，建立於資料輸入表單，視為輸入程序。再經過主運算程序表單計算，由輸出表單之圖形與報表等輸出程序做輸出之動作，讓程式架構清晰明瞭，便於程式開發者之管理及使用者能快速熟悉與應用，執行流程圖如圖 6.4 所示。詳細之表單內容敘述如下：

6.4.1 資料輸入表單

資料輸入表單分為四項：工程基本資料、控制樁資料、隧道中線資料與斷面測量資料，進入程式主視窗後可分別點選(如圖 6.7 所示)。

(一) 工程基本資料

主要輸入資料有：(1)工程名稱、(2)測量日期、(3)設計斷面高程、(4)設計斷面形式、(5)承包商與(6)專業廠商(如圖 6.8 所示)。

使用者可以直接輸入資料，輸入的資料可以純文字文件的形式儲存，儲存的檔案也可開啟，方便日後使用或修改。資料輸入結束或是檔案開啟後點選確定即完成。

(二) 控制樁資料

表單分為兩部分以框架作區隔，分為「控制樁點」與「輸入兩控制樁資料」，讓使用者可依現有之資料類型做不同之輸入動作，可由檔案開啟控制樁資料或是直接手動輸入(如圖 6.9 所示)。

(三) 隧道中線資料

如同控制樁資料表單，隧道中線資料表單分為兩個框架，「中線資料」與「輸入中線資料」。使用者可依現有之資料類型選擇由檔案輸入或以手動輸入(如圖 6.10 所示)。

(四) 斷面測量資料

如圖 6.11 所示，表單以資料匯入之形式，將收方測量儀器測量所得之資料檔案匯入表單，點選完成鈕即完成輸入

四項基本資料輸入完成後，回到程式主視窗點選資料預覽與確認即可進入主運算程序。

6.4.2 主運算程序表單

首先主運算視窗將主運算程序獨立成資料預覽與確認表單，表單中完整的展示出工程資訊、控制樁資料、中線資料與斷面測量資料(如圖 6.12 所示)。

在此表單讓使用者做最後之資料確認，若發現工程資料、控制樁資料或是中線資料輸入錯誤，可以手動輸入修改，減少因資料輸入不正確導致程式輸出錯誤之運算結果，增加使用效率。

當所有資料皆確認無誤，點選確認鈕開始運算程序且程式回到主視窗，進入輸出程序。

6.4.3 資料輸出表單

輸出表單分為三部分，分別介紹如下：

(一) 測量斷面圖形展繪表單

此表單內容即為一完整之斷面收方成果資料，包含斷面測量點之縱座標 N 值與橫座標 E 值與高程 Z 值，橫斷面區域水平半徑與垂直高程，隧道斷面測量圖展繪並與設計斷面圖形比較等資料(如圖 6.13 所示)。表單右上方更增設圖形儲存按鈕，將繪得之斷面圖獨立存成圖片檔。

(二) 斷面面積計算表單

如圖 6.14 所示，此表單為程式新增設之功能，主要為快速了解隧道開挖斷面之開挖量，相較於以往以區域偏差量資料控制，若以斷面開挖面積作為控制，則施工廠商便能快速了解開挖數量，作為後續成本控制之根據。

(三) 資料報表表單

將圖形展繪表單內之各項數據與資料，以及開挖斷面面積數量等資料以報表方式列出，讓使用者可快速使用純數據資料。

詳盡之使用說明將列於附錄中，供使用者更快速了解且熟悉程式之操作。

6.5 計算驗證

程式經由表單重整以及模組獨立，為確保斷面收方圖形展繪成果之正確性，與李文元(2006)程式所輸出之結果相比較。圖 6.15 為修改後程式之斷面收方圖，圖 6.16 為李文元(2006)之輸出結果，可以得知兩者之輸出成果相同，視窗程式之收方圖形展繪無誤。

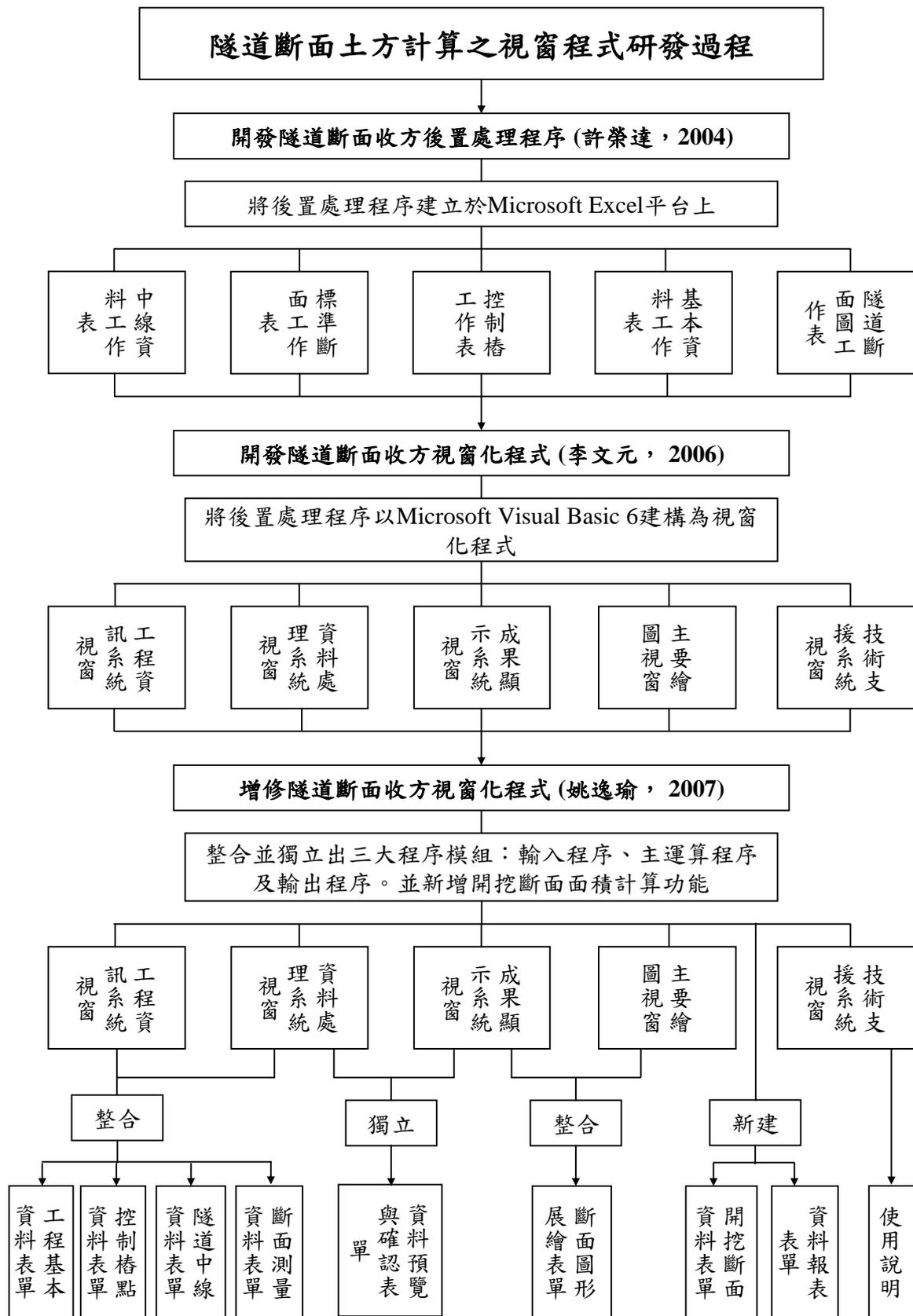


圖 6.1 隧道断面收方视窗程式研发过程说明

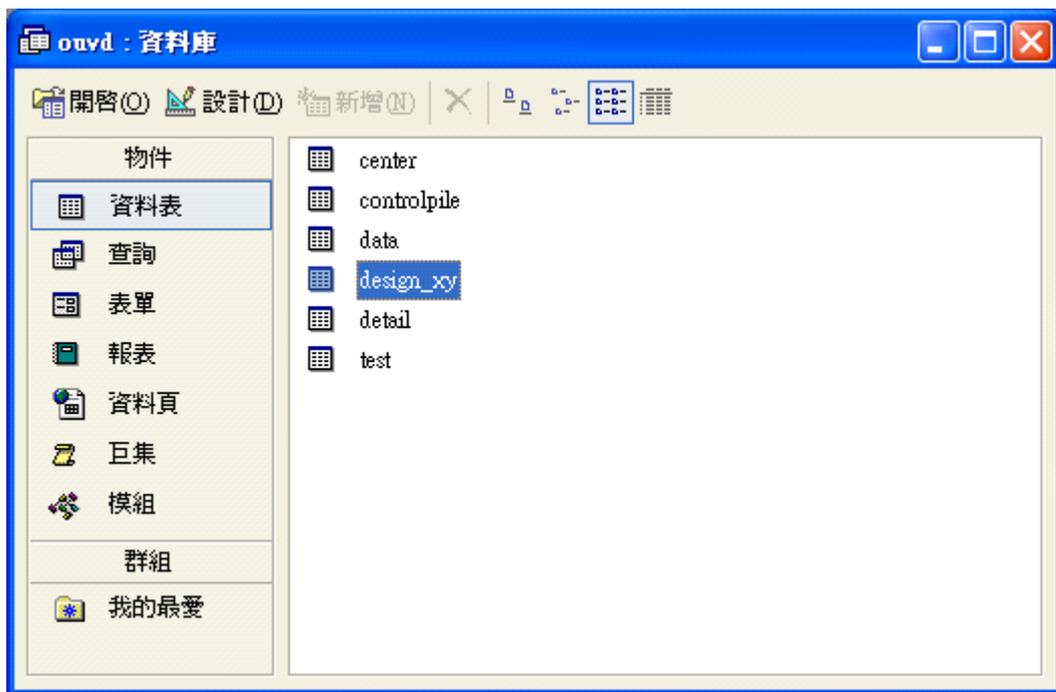


圖 6.2 資料庫內容

The screenshot shows a data table with the following columns: 識別碼 (ID), mode, x, and y. The data is as follows:

識別碼	mode	x	y
46	1	3.6113	-2.1883
47	1	4.0341	-2.1382
48	1	4.4561	-2.0826
49	1	4.8775	-2.0214
50	1	5.3104	-1.9527
51	1	5.8887	-1.8113
52	1	6.4022	-1.4721
53	1	6.7614	-0.9574
54	1	6.8998	-0.451
55	1	6.9573	0.0146
56	1	6.9803	0.4803
57	1	6.9694	0.9438
58	1	6.9251	1.4029
59	1	6.8481	1.8554
60	1	6.7393	2.2993
61	1	6.5996	2.7327
62	1	6.4298	3.1535
63	1	6.2311	3.5601
64	1	6.0046	3.9508
65	1	5.7514	4.3238
66	1	5.4727	4.6777
67	1	5.2987	4.8748
68	1	4.8535	5.3182
69	1	4.1626	5.8747
70	1	3.4086	6.3421
71	1	2.6028	6.7131
72	1	1.7574	6.9822
73	1	0.8854	7.1453
74	1	0	7.2
75	2	0	6.8
76	2	-0.8362	6.7484
77	2	-1.6598	6.5943
78	2	-2.4582	6.3401
79	2	-3.2192	5.9897
80	2	-3.9314	5.5484
81	2	-4.5839	5.0228
82	2	-5.0043	4.604
83	2	-5.1659	4.4202
84	2	-5.4226	4.0889
85	2	-5.6527	3.7387
86	2	-5.8549	3.3716
87	2	-6.0279	2.9899
88	2	-6.1707	2.5959
89	2	-6.2824	2.192
90	2	-6.3623	1.7806

圖 6.3 資料庫中之設計斷面資料表

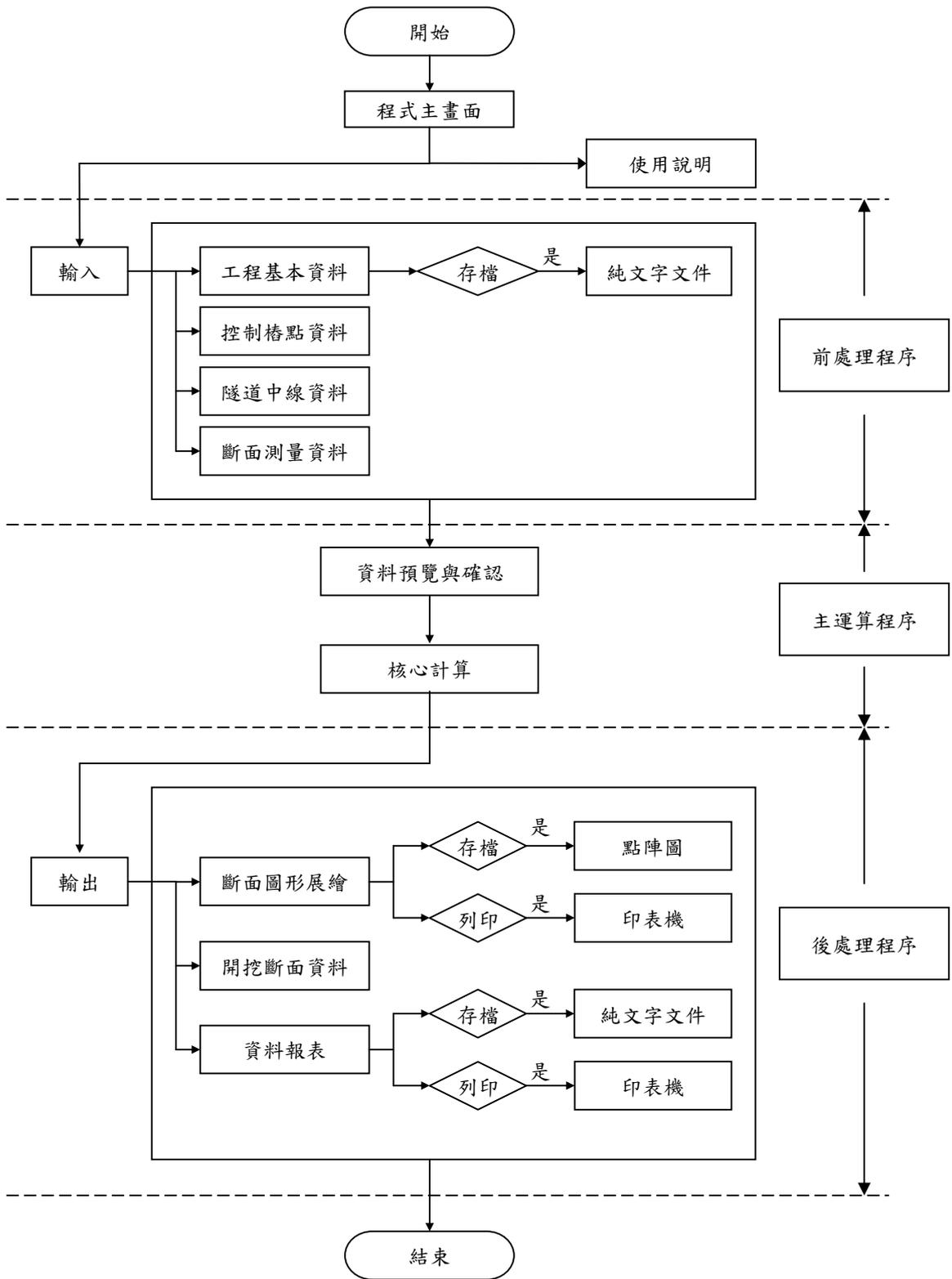


圖 6.4 視窗程式執行流程圖

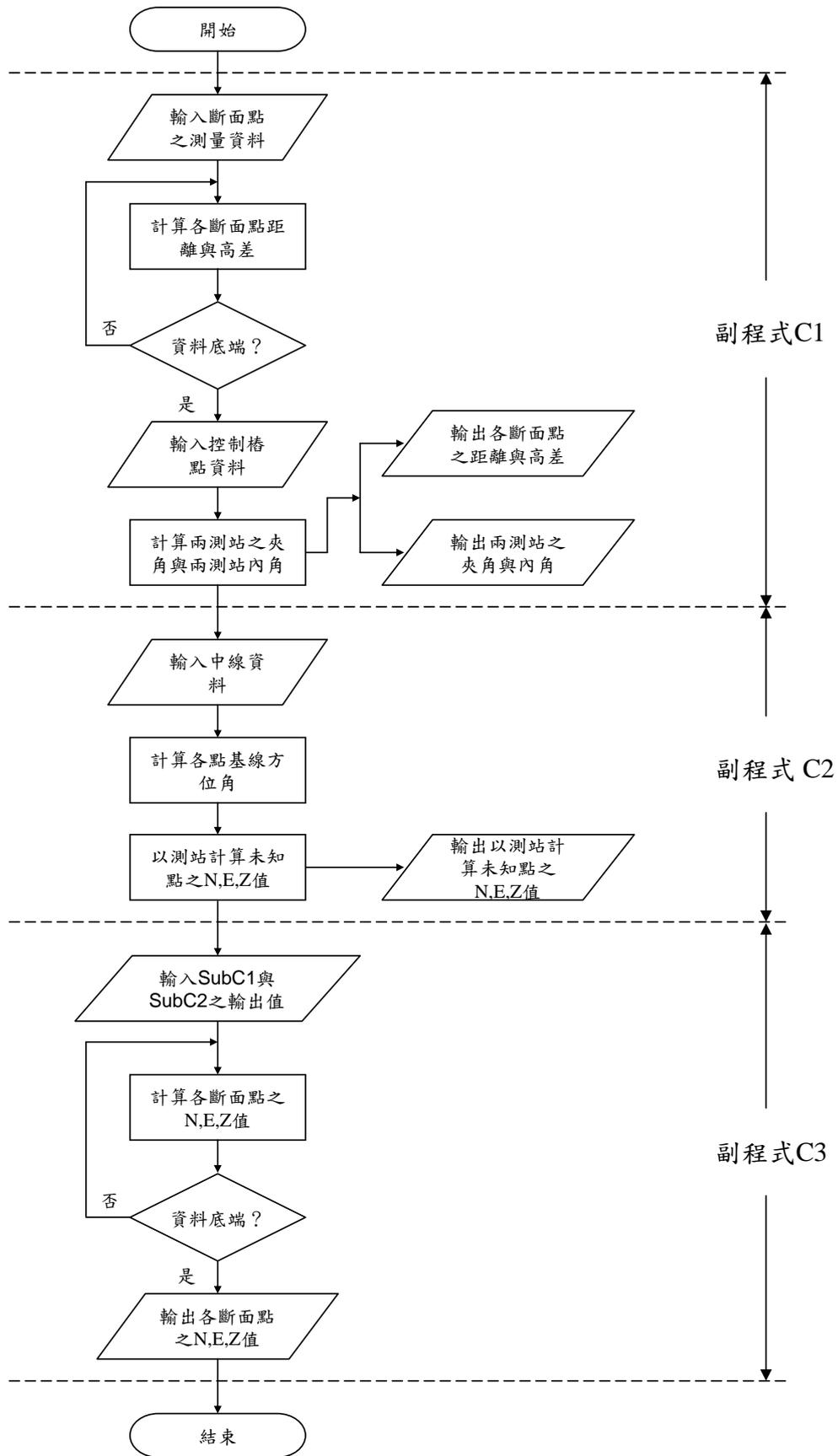


圖 6.5 核心計算流程圖

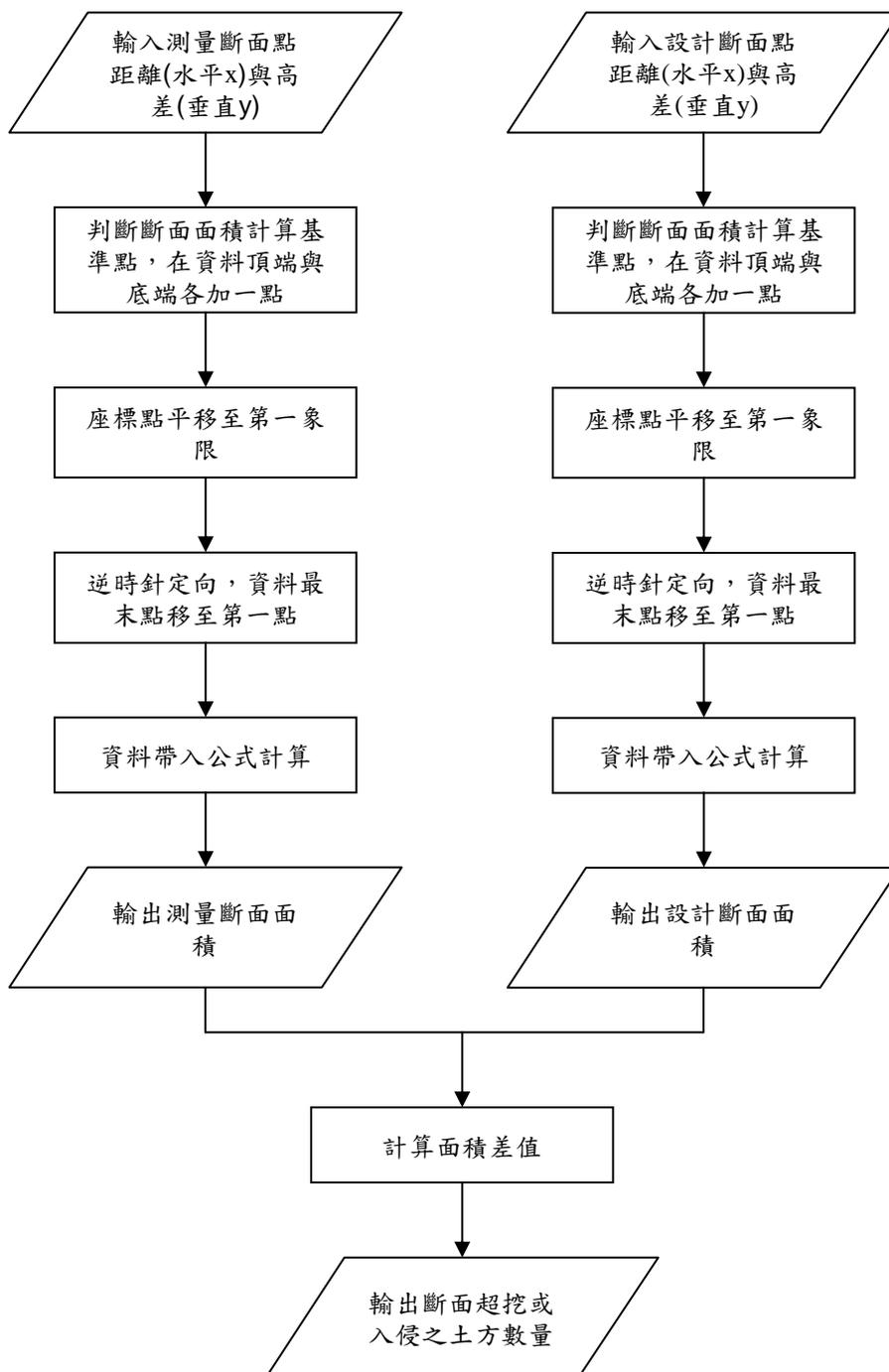


圖 6.6 斷面面積計算流程圖

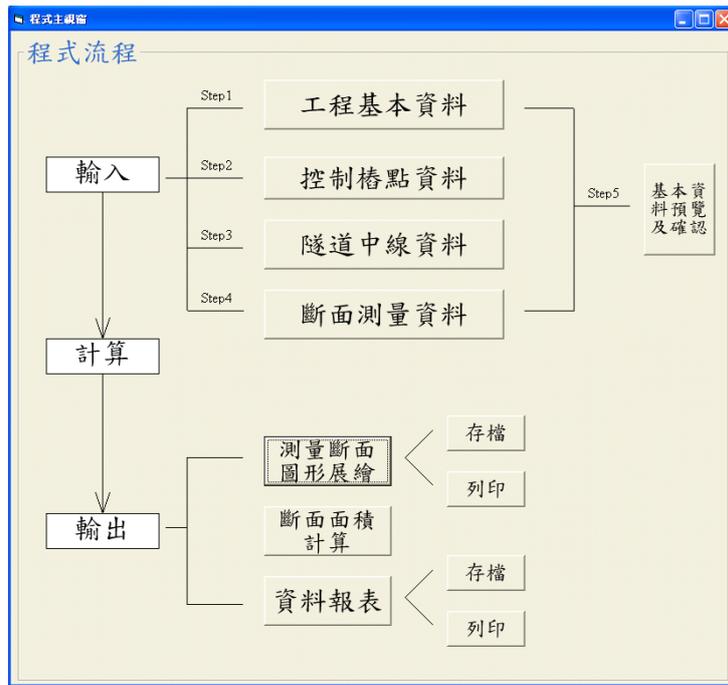


圖 6.7 程式主視窗

工程名稱	
測量日期	
設計斷面高程	
設計斷面形式	混凝土面
承包商	
專業廠商	

圖 6.8 工程資訊表單

控制樁點資料

控制樁點

清除 開啟檔案

輸入兩控制樁資料

點號	縱座標N	橫座標E	高程Z	
1	Text2	Text3	Text4	Text5 加入
2	Text6	Text7	Text8	Text9 加入

取消 完成

圖 6.9 控制樁資料表單

中線資料

中線資料

清除 開啟檔案

輸入中線資料

里程	中線N	中線E	高程	法線N	法線E	
						加入
						加入

取消 完成

圖 6.10 中線資料表單

斷面測量資料

控制樁點別	水平角度	水平角分	水平角秒	垂直角度	垂直角分	垂直角秒	斜距 mm	高度

清除 開啟檔案

取消 完成

圖 6.11 斷面測量資料表單

基本資料預覽與確認

資訊视窗

工程名稱

測量日期

設計断面高

承包商

專業廠商

控制樁資料

點號	縱座標N	橫座標E	高程Z
1	Text2	Text3	Text4
2	Text6	Text7	Text8

中線資料

里程	中線N	中線E	高程	法線N	法線E
Text58	Text59	Text60	Text61	Text62	Text63
Text64	Text65	Text66	Text67	Text68	Text69
Text70	Text71	Text72	Text73	Text74	Text75

斷面測量資料

控制樁點別	水平角度	水平角分	水平角秒	垂直角度	垂直角分	垂直角秒	斜距 mm	高度

取消 確定

圖 6.12 資料預覽與確認表單

隧道断面收方程序

檔案(F) 隧道断面收方資料處理(D) 說明(H)

編號	縱座標	橫座標	高程Z
1			
2			
交會誤差			
儀器			
中心			
法線			

半徑	
區域半徑	區域偏移量
橫斷面資料	
水平X	垂直Y

編號	存圖檔		
隧道断面量測			
測量日期	工程名稱		
測量編號			
測量断面里程	鋼支保編號	承包商	
設計断面高	測量断面說明		
設計断面形式	断面方向	專業廠商	
設計断面說明	選擇断面形式(1-6)		

●— 断面測量線
 — 設計高程線
 - - - 設計断面線
 ● 計算中心點

圖 6.13 測量断面圖形展繪表單

開挖断面面積資料

開挖線之定義

o 可能超挖量
 t 噴凝土襯砌厚度
 d 預估變形量

- - - 變形線
 — 噴凝土內緣線
 — 最小開挖線
 - - - 可能超挖線

噴凝土設計面面積： m^2
 噴凝土測量断面面積： m^2
 断面面積差值： m^2
 每米之土方量： m^2/m

圖 6.14 断面面積計算表單

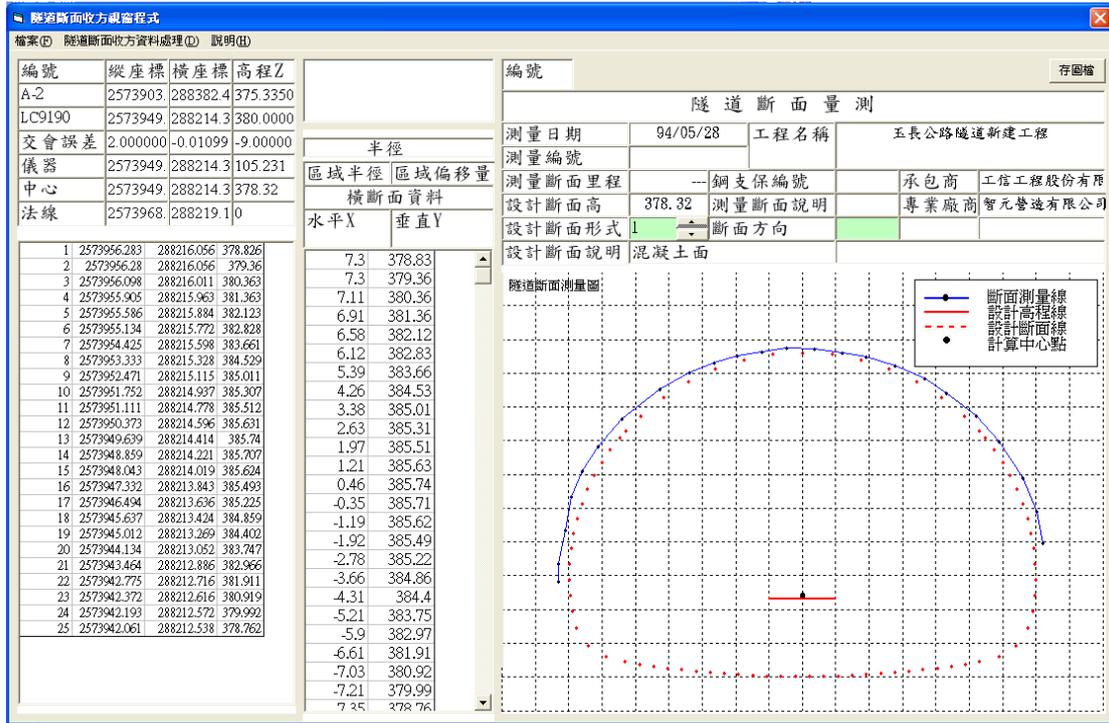


圖 6.15 修改後程式之收方斷面圖形展繪成果

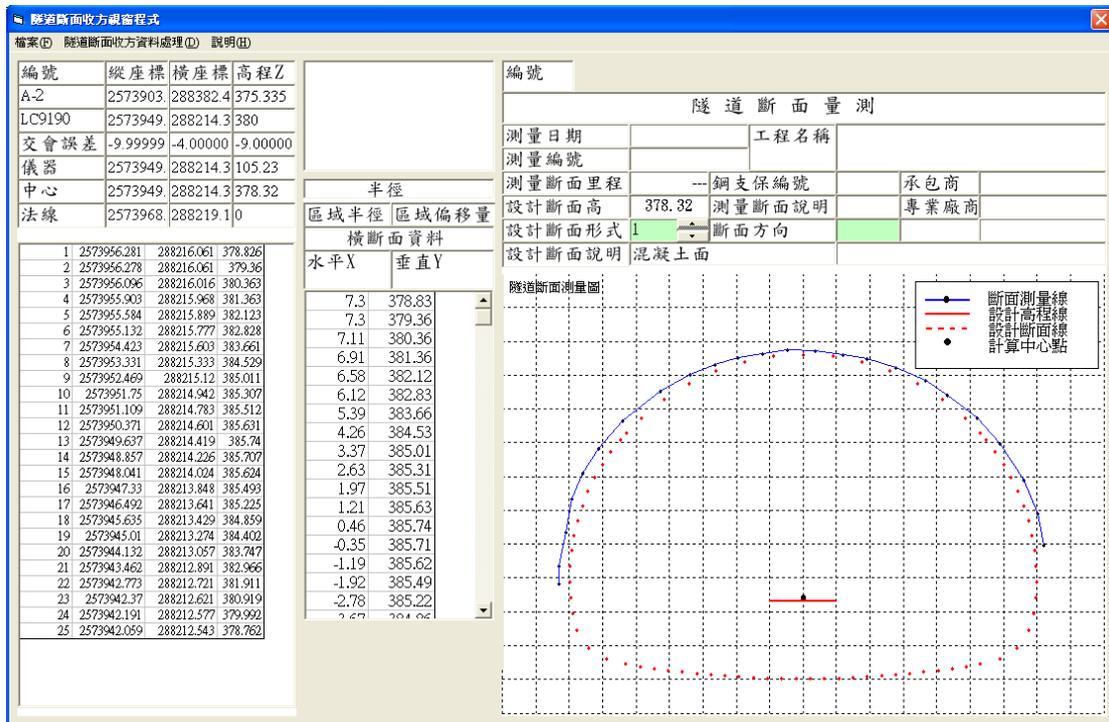


圖 6.16 李文元(2006)收方圖形展繪輸出成果

第七章 結論與建議

7.1 結論

近年來隧道開挖與支撐設計多以新奧工法施作，而分析方式亦常以有限元素法為主要分析模式，但若能以方便且容易理解之新外顯法應用收斂圍束法理論之分析方式，模擬隧道於岩體材料為彈性完全塑性時之開挖支撐模擬，並更直接且明瞭的確立圍束損失之判定，將能對隧道開挖支撐之分析方面提供更為簡便之分析方法。隧道開挖是否能符合設計，受限於開炸因素與施工廠商對超挖量多寡之控制，而國內廠商在施工管理尚有不足，多以擴大開挖斷面以求符合設計斷面之要求。以下就綜合新外顯法與有限元素法之分析研究結果，歸納出下列結論：

- (1) 對於收斂圍束曲線的模擬，新外顯法與有限元素法之模擬結果相近。前者較之後者模擬方式簡單且迅速，亦能有效的模擬支撐前後之收斂情況。
- (2) 有限元素法分析模式，可依網格愈密集，而得出愈高之精度，分析時所花費時間也相對延長；新外顯法分析則可大幅減少所需之分析時間，並可清楚表現出各階應力釋放與位移情況。
- (3) 由兩種方式模擬結果可看出，以噴凝土為主要支撐時，在抑制隧道之徑向位移量效果最好，且所能提供之支撐勁度與支撐應力也最佳。
- (4) 當周圍岩體達塑性破壞行為時，新外顯法與有限元素法模擬無支撐隧道之最終徑向位移量誤差值為 0.01% 左右。
- (5) 複合岩栓支撐系統時，其岩栓之力學行為主要為抑制塑性區範圍擴大，所以在提供支撐勁度上較之噴凝土支撐並無明顯之成效。
- (6) 視窗程式採用模組化與結構化之方式撰寫，程式模組分成三大程序：資料輸入程序、主運算程序以及輸出程序。而將表單獨立建構後，程式更加簡單明瞭，使用者能夠更快速的上手。

- (7) 視窗程式新增設斷面資料表單，主要為快速掌握隧道開挖斷面之開挖量，相較於以往以區域偏差量資料控制，若以開挖面積作為控制，根據計算結果，施工廠商可以馬上了解開挖數量，作為後續施工管理與成本控制之根據。

7.2 建議

- (1) 本研究之支撐曲線是以彈性模式模擬，所以為彈性模式，但實際工程上之支撐互制卻是非線性的狀態，關於支撐非線性的模擬，值得再做進一步之研究。
- (2) 因地層地質的多變化，所以隧道開挖之影響因素眾多，如地下水、大地之初始應力異向性、地熱、不連續性及節理等等之影響行為列入考慮，可使隧道開挖與支撐之模擬更符合現地情況更具完整性。
- (3) 目前程式以顯示單一斷面圖形及資料為主，是為 2D 之成果展示，後續可嚐試以 3D 圖形展示全段之隧道測量斷面，並將多次測量成果同步展示，找出隧道收斂之向量位移，進一步了解隧道收斂變形之實際情形。
- (4) 接續之研究方向，可將目標設在與收方儀器做整合，進行自動化資料擷取，讓視窗程式能及時進行資料之分析與處理，在斷面測量完成後即得出收方成果，更進一步朝向經濟且快速達成開挖符合設計斷面之目標。

參考文獻

1. Amberg, AMT Profiler 2000, <http://www.amberg.ch/at/index.php?id=22&L=2>
2. Asef, M. R., Reddish, D. J. and Llotd, P. W., “Rock-Support Interaction Analysis Based on Numerical Modeling,” *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol.18, pp.23-37. (2000)
3. Carranza-Torres, C. and Fairhurst, C., “The Elasto-Plastic Response of Underground Excavation in Rock Masses That Satisfy the Hoek-Brown Failure Criterion,” *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol.36, pp777-809. (1999)
4. Carranza-Torres, C. and Fairhurst, C., “Application of the Convergence-Confinement Method of Tunnel Design to Rock Masses that Satisfy the Hoek-Brown Failure Criterion,” *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol.16, No.2, pp.187-213. (2000)
5. Chester Amphitheatre Project,
<http://www.chester.gov.uk/amphitheatre/survey.htm>
6. Chittendn, N. J., Müller, H.P., “New developments in automated tunnel surveying systems”, *Tunneling and Underground Space Technology*, Vol.19, pp.519 (2004).
7. Clarke, T. A. & Lindsey, N. E., “A Triangulation Based Cross Sectional Profiler”, *ISPRS Int. Conf. on Close Range Photogrammetry and Machine Vision*, SPIE Vol. 1395, pp. 940-947 (1990).
8. Clarke. T.A. & Lindsey. N.E., “Profiling methods reviewed”, *Tunnels and Tunneling* , June. pp. 29-31 (1992).
9. Clarke, T.A., “The development of an optical triangulation pipe profiling instrument”, *Optical 3-D Measurement Techniques III*, pp 331-340 (1995).
10. Clark, T. A., “Review of tunnel profiling methods”,
http://www.optical-metrology-centre.com/research_papers.htm (1996).
11. Clarke, T.A., “Non-contact measurement provides six of the best”, *Quality*

Today, July, pp s46-s48 (1998).

12. Clarke, T.A. & Williams, M.R. "Buyers guide to six non-contact distance measuring techniques". *Quality Today, Buyers Guide*, pp. 145-149 (1999).
13. Collett, D. E., "Laser Scanners and Reflectorless Total Stations for Tunnel Profiling", A dissertation submitted for the degree of Bachelor of Surveying with Honours University of Otago, Dunedin New Zealand (2005).
14. Eisenstein, Z. and Branco, P., "Convergence-Confinement Method in Shallow Tunnels," *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol.6, No.3, pp.343-346. (1991)
15. Freeman, T. J., "The Behaviour of Fully- Bonded Rock Bolts in the Kielder Experimental Tunnel," *Tunnels & Tunnelling*, Vol.10, No.5, pp.37-40 (1978)
16. Hoek, E., and Brown, E. T., *Underground Excavation in Rock*, Underground Excavation in Rock, *The Institution of Mining and Metallurgy London*, England (1980)
17. Lee, Y. L., "Prise en compte des non-linearite de comportement des sols et roches dans la modelisation du creusement d'un tunnel," *Ph.D. Dissertation, Departement de Genie Civil, Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, Paris, France* (1994)
18. Oreste, P. P., "Analysis of Structural Interaction in Tunnels Using the Covergence-Confinement Approach," *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol.18, No.4, pp.347-363 (2003)
19. Oreste, P. P., "A Procedure for Determining the Reaction Curve of Shotcrete Lining Considering Transient Conditions," *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol.36, pp.209-236, (2003)
20. Oreste, P.P. and Peila, D., "Radial Passive Rockbolting in Tunneling design with a new Convergence-Confinement Model," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Vol.33, No.5, pp.443-454 (1996)
21. Oreste, P.P. and Peila, D., "Modelling Progressive Hardening of Shotcrete in

- Convergence-Confinement Approach to Tunnel Design,” *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol.12, No.3, pp.425-431 (1997)
22. Panet, M., Calcul des Tunnels par la methode de Convergence-Confinement, *Press de l'ecole Nationale des Ponts et Chaussees*, Paris. (1995)
 23. Panet, M., “Recommendations on The Convergence-Confinement Method,” *AFTES*, (2001)
 24. Panet, M., “Analysis de la Stabilité dun Tunnel Creusé dans un Massif Rocheux en tenant compte dun Comprtement après la Ruputre,” *Rock Mechanics*, Vol.3, No.4, pp,209-223 (1979)
 25. Peila, D., Oreste, P.P., Rabajoli, G. and Trabucco, E, “Pretunnel method, a new Italian technology for full-face tunnel excavation: a numerical approach to design,” *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol.10, No.3, pp.367-374 (1995)
 26. Pen Y. W., and Dong J. J., “Time-dependent tunnel convergence: Part I - formulation of the model, ” *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomech. Absts*, Vol.28, pp.469-475 (1991)
 27. Pen Y. W., and Dong J. J., “Time-dependent tunnel convergence: Part II - advance rate and tunnel support interaction, ” *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomech. Absts*, Vol.28, pp.477-488 (1991)
 28. Sulem, J., Panet, M. and Guenot, A., “Closure Analysis in Deep Tunnels,” *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomech. Absts*, Vol. 24, No. 3, pp.145-154 (1987)
 29. Wong Henry, Subrin Didier, and Dias Daniel, “Convergence-confinement analysis of a bolt-supported tunnel using the homogenization method,” *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.43, No.5, pp.462-483 (2006)
 30. 李煜舫，「收斂圍束法在三維隧道開挖支撐之分析與應用」，海峽兩岸岩土工程與地工技術交流研討會論文集-城市地下工程與環境保護，上海，台灣卷第 261-272 頁。(2002)

31. 李煜舫，「收斂圍束法在新奧隧道工法之分析與應用」，地工技術雜誌，第九十五期，pp.95-106（2003）。
32. 李煜舫，「隧道開挖前進效應與岩體力學行為關係之探討」，第三屆海峽兩岸隧道與地下工程學術與技術研討會，四川成都，pp.359-365（2002）。
33. 吳耀焜、張宏德、羅國峰，「八卦山隧道工程施工計測管理與回饋分析」，台灣公路工程，第三十卷，第五期，pp.30-46（2003）。
34. 陳堯中、陳希舜、陳志南、謝玉山，「岩石隧道施工技術研究-岩石隧道開挖行為數值分析之研究」，交通部台灣地區國道新建工程局（1995）。
35. 陳昇安，「卵礫石層隧道計測資料之分析與應用」，碩士論文，中華大學土木工程研究所（2004）。
36. 廖信朗，「隧道前期變形量之預測探討」，博士論文，國立台灣科技大學營建技術研究所（2003）。
37. 劉弘志，「外顯式收斂圍束法在隧道開挖支撐互制行為之研究」，碩士論文，中華大學土木與工程資訊學系（2005）。
38. 趙華誠，「以雙曲線模式探討隧道開挖之地盤反應曲線」，碩士論文，中華大學土木工程研究所（1998）。
39. 蔡逸智，「三維隧道開挖縱剖面力學行為之研究」，碩士論文，中華大學土木工程研究所（2001）。

以隧道变形量测资料分析掘进效应与约束损失

李煜龄¹, 许文贵², 林铭益²

(1. 中华大学 土木与工程资讯系, 台湾 新竹 30067; 2. 铁路改建工程局, 台湾 台北 22041)

摘要: 收敛-约束法理论为应用于隧道工程支撑设计的简化分析方法, 所采用之约束损失更是此分析模式的关键因子。针对约束损失的计算与影响性分析, 以隧道工程广泛使用的变形量测收敛资料为依据, 以掘进效应函数探讨隧道因前进开挖引致工作面围岩变形与应力变化, 并以反计算方法评估约束损失分布情况, 进而应用于台湾八卦山公路隧道工程案例分析, 以了解实际掘进效应的影响。研究分析结果包含: (1) 提出掘进效应函数描述隧道收敛资料与约束损失的关系; (2) 说明掘进效应函数的参数适用范围及其物理意义; (3) 提出约束损失方程用以预估隧道开挖引致前期与掘进距离的收敛值; (4) 反计算方法可以预估约束损失可能的重新分布趋势与前期收敛; (5) 掘进效应函数分析结果与三维有限元计算结果相近。

关键词: 隧道工程; 变形量测; 收敛-约束法; 约束损失; 掘进效应; 前期收敛; 反计算

中图分类号: U 45

文献标识码: A

文章编号: 1000-6915(2009)01-0039-08

ANALYSIS OF ADVANCING EFFECT AND CONFINEMENT LOSS BY USING DEFORMATION MEASUREMENTS IN TUNNEL

LEE Yulin¹, HSU Wenkuei², LIN Mingyi²

(1. Department of Civil Engineering and Engineering Informatics, Chung Hua University, Hsinchu, Taiwan 30067, China;

2. Railway Reconstruction Bureau, Taipei, Taiwan 22041, China)

Abstract: For the design of support system of tunnel, the convergence-confinement method is a simplified analysis theory. Obviously, the confinement loss used by the theory is an important influence factor. For analyzing the influence of the confinement loss, the deformation measurements widely used in tunneling engineering are investigated; and the advancing effect function is particularly proposed to examine the alterations of deformation and stresses of rock mass around tunnel. The back calculation procedure is a technique proposed to assess the redistribution of the confinement loss. The case study of Baguashan tunnel in Taiwan is taken account of the advancing effect during construction. According to the obtained results and the comparison between numerical calculation and theoretical analysis, it is shown that: (1) the relationship between deformation measurements and confinement loss can be described by the proposed advancing effect function; (2) the parametric study of advancing effect function is examined; (3) the equations proposed for the confinement loss can be used to estimate the pre-convergence due to excavation; (4) the back calculation procedure is also proposed to understand the redistribution trend of confinement loss; and (5) the results obtained by the three-dimensional finite element analysis and the advancing effect function respectively are approximately coincident.

Key words: tunnelling engineering; deformation measurements; convergence-confinement method; confinement loss; advancing effect; pre-convergence; back calculation

收稿日期: 2008-07-12; **修回日期:** 2008-10-11

作者简介: 李煜龄(1959-), 男, 1994年于法国国立桥梁与道路工程学院土木工程专业获博士学位, 现任副教授、图书馆馆长, 主要从事隧道工程、岩石力学与工程及数值分析方面的教学与研究工作。E-mail: rosalee@chu.edu.tw

1 引言

目前，隧道工程开挖与支撑多半采用新奥法(NATM)，此种工法的基本原理是利用岩体本身具有的自持能力特性，以钢丝网、喷混凝土、岩栓与钢结构等支撑构件，配合周围岩体形成一支撑拱圈，达到隧道开挖后应力平衡的目的^[1]。此施工法在施工中，必需利用监测或计测仪器，记录隧道开挖时岩体所产生的位移变化，以作为反分析的基本资料^[2~4]。然而，计测仪器在读取岩体相对位移数据时，通常是在隧道工作面掘进一段距离后才开始架设，此时隧道由于开挖导致在工作面上已产生一前期位移或称前期收敛^[5, 6]。

收敛 - 约束法理论^[7, 8]为目前广泛应用于隧道支撑设计的简化分析方法，其主要目的是以二维平面应变分析方式及采用计测相对位移的收敛资料作为基本依据，在考虑隧道工作面掘进效应条件下^[9, 10]，模拟分析实际三维隧道开挖所引起的岩体应力 - 位移变化和支撑结构受力等互制行为问题^[11~22]。

由于隧道工作面的掘进造成围岩失去平衡，而导致开挖面附近应力重新分布与变形产生。此时隧道围岩之应力与位移状态的描述，可选用一约束损失^[7, 8]加以描述与计算分析，此数值即为运用收敛 - 约束法理论分析的主要关键因子。基于对约束损失的假设、计算与应用，本文采用隧道开挖变形量测的收敛资料，在考虑计测资料归一化方法与掘进效应条件下，利用回归分析方式，提出反计算方法与隧道掘进效应函数，藉以获得约束损失分布趋势与预估前期收敛等^[23~25]。

2 隧道收敛 - 约束法理论分析

由于隧道围岩受开挖而扰动，产生变形和应力重新分布，为了解隧道开挖后岩体收敛与结构支撑的互制关系，以及有效地估算岩体与支撑系统的各项应力与位移，并依据现场隧道变形量测资料，设计出最佳化支撑构件系统，这就是隧道收敛 - 约束法理论分析的主要目的。其分析重点与应用项目包括地层反应曲线(ground response curve, GRC)、支撑反力曲线(support reaction curve, SRC)、纵剖面变形曲线(longitudinal deformation curve, LDC)、约束损失(confinement loss, CL)和平衡点(equilibrium point, EP)等^[26~30]。

若假设一圆形(半径 R)隧道开挖于线弹性材料时，则隧道径向位移 U_r ^[6, 7]可表示为

$$U_r = \lambda \frac{\sigma_v R^2}{4Gr} \left\{ 1 + K_0 + (1 - K_0) \left[4(1 - \nu) - \frac{R^2}{r^2} \right] \cos(2\theta) \right\} \quad (1)$$

式中： λ 为约束损失； G 为材料剪力模量； σ_v 为垂直岩上覆压力； K_0 为侧向压力比； r, θ 均为隧道极坐标。

当 $K_0 = 1$ 时，在开挖面($r=R$)的径向位移 U_R 为

$$U_R = \lambda \frac{\sigma_v R}{2G} \quad (2)$$

对于式(2)约束损失 λ 对于隧道开挖支撑行为的影响，在距离工作面前方处，因岩体未受到隧道开挖所产生的扰动影响，其径向应力 σ_r 和切向应力 σ_θ 均等于初始应力 σ_0 ，则此时的约束损失 $\lambda = 0$ 。然而随着隧道继续向前掘进开挖，地层受到扰动影响而持续卸荷，其约束损失为 $0 < \lambda < 1$ 。最后，当工作面距离为无穷远时，在开挖面上地层因完全解压而达到最终状态，则约束损失 $\lambda = 1$ 。关于约束损失与应力、位移的相关方程^[6, 7]可分别表示如下：

(1) 当 $\lambda = 0$ 时，有

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \sigma_0 \\ \sigma_\theta &= \sigma_0 \\ U_r &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

(2) 当 $0 < \lambda < 1$ 时，有

$$\left. \begin{aligned} \sigma_R &= \left[1 - \lambda \left(\frac{R}{r} \right)^2 \right] \sigma_0 \\ \sigma_\theta &= \left[1 + \lambda \left(\frac{R}{r} \right)^2 \right] \sigma_0 \\ U_R &= \lambda \frac{\sigma_0 R^2}{2Gr} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

(3) 当 $\lambda = 1$ 时，有

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= 0 \\ \sigma_\theta &= 2\sigma_0 \\ U_r &= \sigma_0 R / (2G) \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

当隧道开挖后导致岩体产生变形，其后架上支撑结构彼此相互作用，直到收敛变化结束时，亦即地层反应曲线和支撑反力曲线相交于一点时，此即为平衡点。隧道开挖支撑的相互关系可由下式的地

层反应曲线和支撑反力曲线来表示, 即

$$\sigma_r + 2G \frac{U_r}{R} - \sigma_0 = 0 \quad (6)$$

$$\sigma_r - K_s \frac{U_r^s - U_r^d}{R} = 0 \quad (7)$$

式中: U_r^d , U_r^s 分别为距离开挖面和平衡点处的径向位移; K_s 为支撑结构刚度。当到达平衡状态时, 此时岩体径向应力 σ_r 等于平衡点结构支撑压力 P_s , 且径向位移 U_r^s 可表示为

$$P_s = \frac{K_s}{2G + K_s} \left(\sigma_0 - 2G \frac{U_r^d}{R} \right) \quad (8)$$

$$\frac{U_r^s}{R} = \frac{1}{2G + K_s} \left(K_s \frac{U_r^d}{R} + \sigma_0 \right) \quad (9)$$

若考虑架设支撑, 当隧道掘进开挖的距离为 d 时, 则所对应的约束损失为 λ_d 值, 此时的径向位移量表示为

$$\frac{U_r^d}{R} = \lambda_d \frac{\sigma_0}{2G} \quad (10)$$

由式(10)可计算求得平衡点结构支撑压力 P_s 与径向位移量 U_r^s , 即

$$P_s = \frac{K_s}{2G + K_s} (1 - \lambda_d) \sigma_0 \quad (11)$$

$$\frac{U_r^s}{R} = \frac{2G + \lambda_d K_s}{2G + K_s} \frac{\sigma_0}{2G} \quad (12)$$

由上述对于收敛 - 约束法理论分析可知, 结构支撑压力与径向位移量分别为覆岩应力、地层弹性参数、约束损失、支撑结构刚度和隧道几何尺寸等的关系因子。

3 约束损失与掘进效应函数

3.1 约束损失与收敛的关系

关于隧道开挖导致地层收敛变形, 目前主要是以隧道收敛值 C 为考察对象, 且有如下关系^[6, 7]:

$$C = f(z(t), t, d_0, K_s, \sigma_v, K_0) \quad (13)$$

式中: $z(t)$ 为隧道开挖轴线 z 在某一特定时间的变形量测断面至工作面距离(或称为掘进距离 d), t 为开挖停留时间, d_0 为无支撑距离。

若假设隧道开挖岩体收敛的本构模式与时间无关时, 并在某一特定时间下实施相对位移测量, 则

变形量测断面 $L1$ 收敛值与掘进距离的关系如图 1 所示。

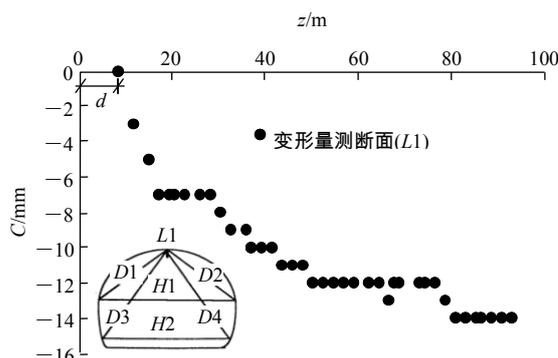


图 1 变形量测断面 $L1$ 收敛值与掘进距离关系图
Fig.1 Relationship between convergence and advancing distance in section $L1$ of deformation measurements

在不同掘进距离情况下, 隧道收敛值与径向位移的关系可表示为

$$C_z = 2(U_r^z - U_r^d) \quad (14)$$

式中: U_r^z 为掘进距离 d 处的径向位移。

已知离工作面 z 距离时, 其径向位移可表示为

$$U_r^z = \lambda_z U_r^\infty \quad (15)$$

式中: U_r^∞ 为径向位移最大值。将式(15)代入式(14), 则收敛值为

$$C_z = 2(\lambda_z - \lambda_d) U_r^\infty \quad (16)$$

式中: λ_z , λ_d 分别为掘进距离 z 与 d 处的约束损失。

当 $z \rightarrow \infty$ 时, $\lambda_\infty = 1$, 则收敛值为

$$C_\infty = 2(1 - \lambda_d) U_r^\infty \quad (17)$$

若考虑一隧道掘进效应函数 $f(z)$ 为

$$f(z) = \frac{C_z}{C_\infty} \quad (18)$$

将式(16), (17)代入式(18)时, 则可得到约束损失与掘进效应函数的关系为

$$\lambda_z = \lambda_d + (1 - \lambda_d) f(z) \quad (19)$$

若 $d = 0$ 时, 则式(19)可改写为

$$\lambda_z = \lambda_0 + (1 - \lambda_0) f(z) \quad (20)$$

式中: λ_0 为工作面前期约束损失。

式(20)为二维平面应变分析模式模拟三维隧道开挖掘进效应的主要方程。图 2 给出了隧道开挖掘进距离比 z/R 与围岩约束损失 λ_z 的关系。

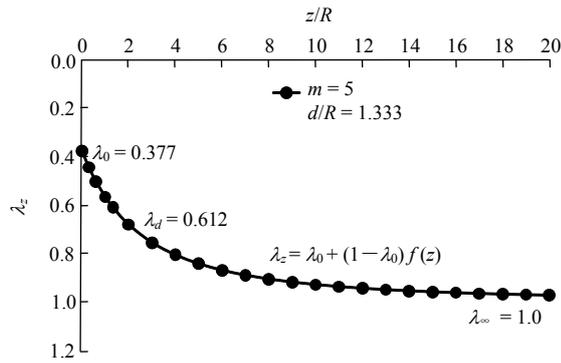


图2 约束损失与掘进效应函数的关系

Fig.2 Relationship between confinement loss and advancing effect function

3.2 隧道掘进效应函数与其参数研究

在应用地层反应曲线和支撑反力曲线关系作为隧道支撑设计的方法时，约束损失与隧道工作面掘进效应有其密切的关系。其主要考察对象为隧道掘进工作面到变形量测断面的距离 d 及其相对应的约束损失 λ_d 值。

关于隧道掘进效应函数的假设，可借助于隧道变形量测的收敛资料，也就是隧道开挖纵剖面变形曲线(LDC)的分布情况获得。因此，隧道掘进效应函数 $f(z)$ 可假设如下：

(1) 双曲线函数：

$$f(z) = 1 - \left(\frac{m}{m + z/R} \right)^n \quad (21)$$

(2) 正切双曲线函数：

$$f(z) = a_1 \left[1 - \tanh \left(a_2 - a_3 \frac{z}{R} \right) \right] \quad (22)$$

式(21), (22)中: m, n, a_1, a_2, a_3 均为回归参数。

掘进效应双曲线函数的参数影响分析结果显示，当 $z \geq 8R$ 时，惟有 $n \geq 2$ 的掘进效应函数收敛至 1，因此建议采用参数 $n = 2$ ，以符合实际收敛状况。另外，参数 m 值越小则函数斜率越大，表示收敛趋势越快(见图 3)。

对于掘进效应正切双曲线函数的参数影响分析结果显示，参数 a_1 表示掘进函数的最终收敛状态(见图 4)，其合理数值应为 1/2。而参数 a_2 的物理意义为隧道工作面上($z = 0$)的收敛情形，其数值范围为 1/6 ~ 2/3(见图 5)。至于参数 a_3 则表示掘进函数斜率变化，数值越大则函数斜率越大，表示收敛趋势越快，其数值范围为 0.1 ~ 1.0(见图 6)。

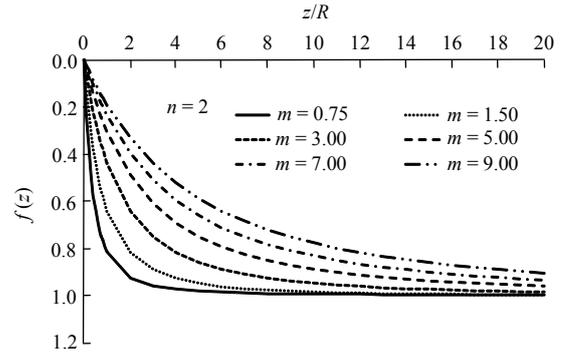


图3 双曲线函数参数 m 影响分析图

Fig.3 Influence of parameter m for hyperbolic function

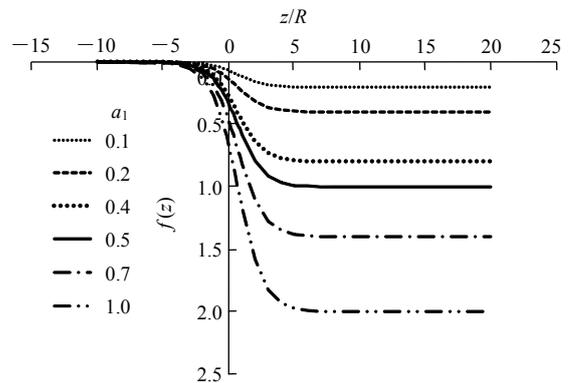


图4 正切双曲线函数参数 a_1 影响分析图

Fig.4 Influence of parameter a_1 for tangential hyperbolic function

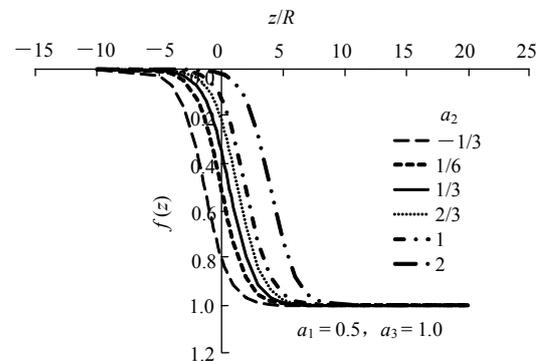


图5 正切双曲线函数的参数 a_2 影响分析图

Fig.5 Influence of parameter a_2 for tangential hyperbolic function

3.3 约束损失与掘进距离的关系探讨

当隧道开挖位于工作面($z = 0$)，若隧道掘进效应函数采用式(21)时，则式(20)可表示为

$$\lambda_z = \lambda_0 + (1 - \lambda_0) \left[1 - \left(\frac{m}{m + z/R} \right)^n \right] \quad (23)$$

针对前期收敛的探讨，本研究采用式(21)的参数 $n = 1$ ， $z = d$ ，并提出一掘进距离参数 α ，以描述

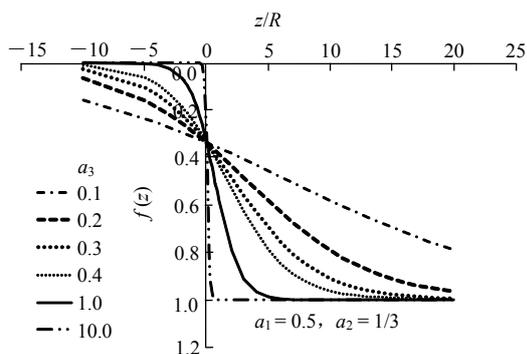


图 6 正切双曲线函数的参数 a_3 影响分析图

Fig.6 Influence of parameter a_3 for tangential hyperbolic function

掘进距离 d 对于工作面的影响, α 可表示为

$$\alpha = 1 - \frac{m}{m + d/R} \quad (24)$$

前期约束损失 λ_0 与参数 α 的关系, 经由式(23)的对应关系可表示为

$$\lambda_0 = \alpha + (1 - \alpha)\alpha \quad (25)$$

或

$$\lambda_0 = 1 - \left(\frac{m}{m + d/R} \right)^2 \quad (26)$$

将式(26)代入式(23), 则可获得当隧道开挖位于掘进距离处 ($z = d$) 时的约束损失 λ_d 值为

$$\lambda_d = 1 - \left(\frac{m}{m + d/R} \right)^4 \quad (27)$$

对于上述关系方程的探讨, 可假设一隧道开挖半径 $R = 6.3$ m、掘进距离 $d = 8.4$ m、隧道掘进效应函数采用式(21), 以及其回归参数 $m = 5$ 。则经由式(26), (27)的计算, 即可获得约束损失 λ_0 与 λ_d 分别为 0.377 与 0.612。因此, 经由已知的掘进距离 d , 可以估算工作面上之前期约束损失值, 其约束损失与掘进效应函数的关系如图 2 所示。

3.4 反计算方法应用于约束损失探讨

由于隧道收敛岩钉或收敛仪一般均安装在离隧道掘进工作面后一定距离处(即掘进距离 d 处), 如此方能施做相对位移的量测。因此所量测收敛值并非前期收敛值, 而是距离 d 处之收敛值 C_d 。为处理变形量测的收敛资料及考察前期收敛值的影响, 本研究提出一反计算方法, 并由下式计算可获得在任意一掘进距离 z 之径向位移 U_r^z 或约束损失 λ_z :

$$U_r^z = \lambda_z U_r^\infty - (1 - \lambda_z) U_r^d \quad (28)$$

依据图 1 的隧道开挖现地变形量测的收敛资料, 并采用式(28)的反计算方法, 即可获得约束损失分布图(见图 7), 而反计算的前期约束损失值为 0.379, 与式(27)所计算的值 0.377 接近。

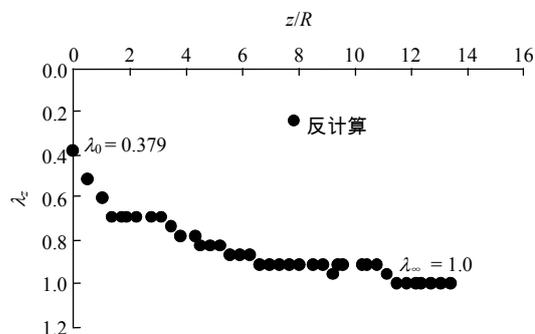


图 7 反计算获得的约束损失分布图

Fig.7 Distribution of confinement loss obtained by back calculation

4 隧道前期收敛与约束损失分析

4.1 三维有限元分析隧道开挖结果比较

由图 8 可知, 关于隧道工作面 ($z = 0$) 的前期收敛方面, 前期径向位移量 U_r^0 与最终位移量 U_r^∞ 的比值为 32.79%; 而采用式(20), (21)合并计算的结果为 32.79%(式中参数为 $n = 2$, $m = 0.775$ 和 $d/R = 0.17$); 若采用式(20), (22)的合并计算的结果则为 33.92%(式(22)中参数 $a_1 = 1/2$, $a_2 = 1/3$, $a_3 = 1.379$)。

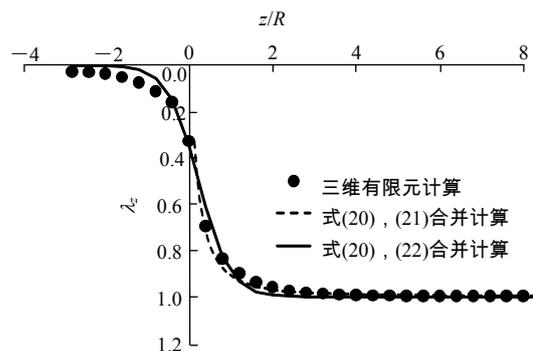


图 8 三维有限元分析结果与掘进效应函数的比较

Fig.8 Comparison between advancing effect function and results obtained by 3D finite element analysis

由此分析结果比较与验证可知, 本研究所采用隧道掘进函数的分析结果与三维有限元分析计算结果相当近似, 且掘进效应的正切双曲线函数式(22)可考查工作面前后的收敛分布趋势, 而双曲线函数式(21)仅能查工作面之后的收敛分布。

4.2 隧道变形量测资料的處理与分析

关于隧道计测收敛资料的实际案例探讨，采用台湾中部东西向快速公路汉宝草屯线八卦山卵砾石层隧道工程的计测断面数据。八卦山隧道工程西起彰化县员林镇贯穿八卦山台地至南投县顶寮附近，全长约 5 km 为台湾第二长公路隧道。左线(西行)全长 4 928 m、右线(东行)全长 4 935 m，双孔双车道设计，其隧道断面形状为六心圆，隧道半径为 6.3 m。由于八卦山隧道为双口双向，兹定义 4 种方向编号：东口右侧(ER)、东口左侧(EL)、西口右侧(WR)和西口左侧(WL)。

研究所采用的变形量测断面为 EL036，其基本资料包含：地质情况(覆土厚度 129 m，地层分类为 DII 类)、开挖面情况(为中细粒砾石层砂充填及砂砾层，砾石粒径为 2~15 cm，砾石含量为 50%~70%)、上半开挖时间(1998 年 6 月 11 日)、上半断面初始值测读时间(1998 年 6 月 12 日)以及安装里程(K31+546.8)等。

在隧道计测断面布置方面，收敛岩钉计测依位置不同分为顶拱(L1)、上半测点(D1, D2 和 H1)、下半测点(D3, D4 和 H2)等位置，本研究仅讨论上半开挖，并采用上半处收敛岩钉(L1 和 H1)作为探讨计测点(见图 9)。由计测资料可知，隧道计测断面到工作面距离 $d = 8.4$ m，L1 与 H1 的最大收敛值分别为 14.0, 10.1 mm，其收敛值与掘进距离关系如图 9 所示。

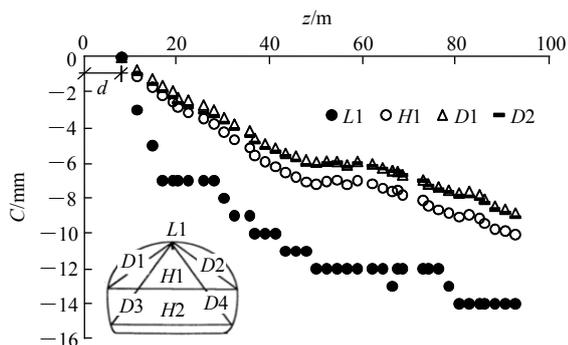


图 9 台湾八卦山隧道工程变形量测断面 EL036 收敛资料
Fig.9 Convergent data of monitoring section EL036 of Baguashan tunnel in Taiwan

计测断面之顶拱(L1)与上半测点(H1)的收敛资料处理与分析步骤为：(1) 隧道掘进效应函数参数的回归分析(m ; a_1 , a_2 和 a_3); (2) 约束损失计算(λ_0 , λ_d 和 λ_z); (3) 反计算; (4) 隧道掘进函数模拟分析

等。

对于式(21)掘进效应双曲线函数而言，利用回归分析软件 SPSS 作回归分析计算，可以获得顶拱(L1)与上半测点(H1)的参数 m 值分别为 5.00 与 8.56。在式(21)绘制约束损失与掘进距离的关系图，其结果如图 10, 11 所示，可得掘进效应双曲线函数计算值与收敛值的相关趋势。

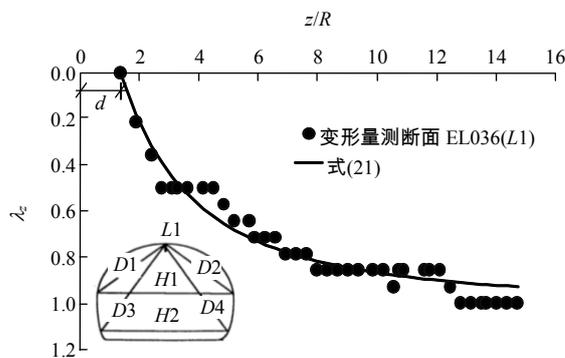


图 10 量测断面 EL036(L1)收敛值与回归值的比较
Fig.10 Comparison between convergence and regression data of monitoring section EL036(L1)

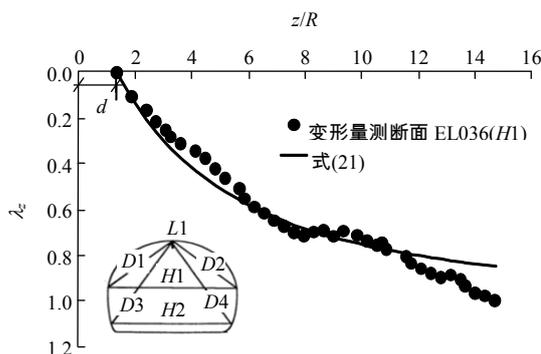


图 11 量测断面 EL036(H1)收敛值与回归值的比较
Fig.11 Comparison between convergence and regression data of monitoring section EL036(H1)

在考虑约束损失的比较方面，反计算所获得顶拱(L1)与上半测点(H1)之前期约束损失分别为 37.95%和 30.54%。至于掘进效应函数的计算结果，双曲线函数式(21), (20)合并计算结果分别为 37.68%和 25.14%，而正切双曲线函数式(22), (20)的计算结果均为 33.92%。

其次，在反计算后的约束损失分布图方面(见图 12, 13)，本文提出的隧道掘进效应函数，即双曲线函数与正切双曲线函数，均能符合反计算约束损失的分布趋势，尤其以双曲线函数式(21)更能描述因开挖所引致约束损失的掘进效应。

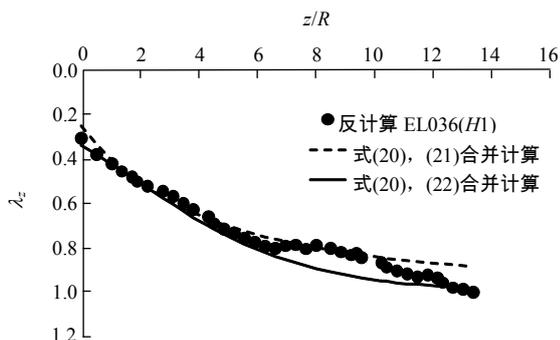


图 12 量测断面 EL036(H1)反计算约束损失与掘进效应函数比较

Fig.12 Comparison between confinement loss obtained by back calculation and advancing effect function of monitoring section EL036(H1)

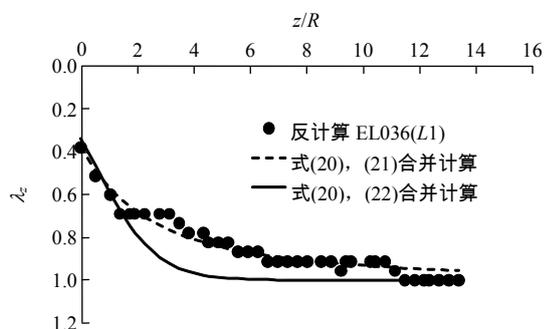


图 13 量测断面 EL036(L1)反计算约束损失与掘进效应函数比较

Fig.13 Comparison between confinement loss obtained by back calculation and advancing effect function of monitoring section EL036(L1)

由上述分析结果可知, 以反计算方式处理的收敛数据可以估计前期约束损失值, 也就是能估计前期收敛值。而本文所提出的隧道掘进效应函数亦能计算前期约束损失值, 并能正确地描述隧道因开挖引致岩体收敛或约束损失的分布情况, 进而能提供收敛 - 约束法理论应用在隧道支撑设计分析上的关键因子 - 约束损失。

5 结 论

本研究针对常用于隧道支撑设计分析之收敛 - 约束法, 介绍其基本理论与分析模式, 并提出隧道掘进效应函数探讨隧道因前进开挖引致岩体收敛与约束损失, 并建议以反计算方法评估隧道约束损失分布趋势, 进而应用于隧道实际案例之计算分析。

经由计算与分析比较, 获得研究结果如下:

(1) 以隧道收敛 - 约束法为理论分析基础, 提出隧道掘进效应函数, 确立隧道开挖收敛资料与约束损失的函数关系。

(2) 确立隧道掘进效应函数参数数值的适用范围与其物理意义。

(3) 提出前期($z = 0$)与掘进距离($z = d$)的约束损失方程式(式(26), (27)), 以预估隧道开挖引致的前期与掘进距离收敛情形。

(4) 提出反计算方法(式(28)), 用以分析计算原位收敛资料, 重新呈现并预估可能的约束损失分布趋势与前期收敛值。

(5) 隧道掘进效应函数的分析结果与三维有限元分析计算结果相当近似。

(6) 实际案例分析结果显示, 隧道掘进效应函数亦能计算前期约束损失值, 并能正确地描述隧道开挖引致岩体收敛或约束损失的分布情况, 进而了解隧道工作面收敛变化与掘进效应的影响。

参考文献(References):

- [1] KOLYMBAS D. Tunnelling and tunnel mechanics — a rational approach to tunnelling[M]. Heidelberg: Springer-Verlag, 2005.
- [2] SAKURAI S, AKUTAGAWA S, TAKEUCHI K, et al. Back analysis for tunnel engineering as a modern observational method[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2003, 18(2): 185 - 196.
- [3] SAKURAI S. Lessons learned from filed measurements in tunnelling[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 1997, 12(4): 453 - 460.
- [4] ORESTE P P. Back-analysis techniques for the improvement of the understanding of rock in underground constructions[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2005, 20(1): 7 - 21.
- [5] KITAGAWA T, KUMETA T, ICHIZYO T, et al. Application of convergence-confinement analysis to the study of preceding displacement of a squeezing rock tunnel[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 1991, 24(1): 31 - 51.
- [6] LEE Y L. Prise en compte des non-linéarité de comportement des sols et roches dans la modélisation du creusement d'un tunnel[Ph. D. Thesis][D]. Paris: Département de Génie Civil, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1994.
- [7] PANET M. Calcul des tunnels par la méthode de convergence-confinement[M]. Paris: Press de l'école Nationale des Ponts et Chaussées, 1995.
- [8] PANET M. Recommendation on the convergence-confinement

- method[R]. Paris: Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain(AFTES), 2001.
- [9] NGUYEN M D, GUO C. A ground support interaction principle for constant rate advancing tunnels[C]// Proceedings of the Eurock'93. Lisbon: Balkema Rotterdam, 1993: 171 - 177.
- [10] NGUYEN M G, CORBETTE F. New calculation methods for lined tunnels including the effect of the front face[C]// Proceedings of the International Congress on Rock Mechanics. Aachen: [s.n.], 1991: 1 335 - 1 338.
- [11] BERNAUD D, BROSSET G. La nouvelle méthode implicite pour l'étude du dimensionnement des tunnels[J]. Revue Française de Géotechnique, 1992, 60(2): 5 - 26.
- [12] BERNAUD D, BROSSET G. The "new implicit method" for tunnel analysis[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1996, 20(9): 673 - 690.
- [13] BROWN E T, BRAY J W, LADANYI B, et al. Ground response curves for rock tunnels[J]. Journal of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ASCE, 1983, 109(1): 15 - 39.
- [14] CORBETTE F, BERNAUD D, NGUYEN MINH D. Contribution à la méthode convergence-confinement par le principe de la similitude[J]. Revue Française de Géotechnique, 1991, 54(4): 5 - 12.
- [15] DEFFAYET M, ROBERT A. Dimensionnement et réalisation d'un tunnel à partir de mesures de convergence[C]// Proceedings of the Colloque Organisé à Paris, Tunnels et Micro-tunnels en Terrain Meuble-du Chantier à La Théorie. Paris: [s.n.], 1989: 316 - 324.
- [16] EISENSTEIN Z, BRANCO P. Convergence-confinement method in shallow tunnels[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 1991, 6(3): 343 - 346.
- [17] GAUDIN B, POLACCI J P, PANET M, et al. Soutènement d'une galerie dans les marnes du Cenomanien[C]// Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rotterdam: A. A. Balkema, 1981: 293 - 296.
- [18] GUENOT A, PANET M, SULEM J. New aspects in tunnel closure interpretation[C]// Proceedings of the 26th US Symposium on Rock Mechanics, Research and Engineering Applications in Rock Masses. [S.l.]: [s.n.], 1985: 455 - 460.
- [19] SULEM J, PANET M, GUENOT A. Closure analysis in deep tunnels[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1987, 24(3): 145 - 154.
- [20] SULEM J, PANET M, GUENOT A. An analytical solution for time dependent displacements in a circular tunnel[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1987, 24(3): 155 - 164.
- [21] PANET M. Time-dependent deformations in underground works[C]// Proceeding of the 4th Congress of ISRM. [S. l.]: [s. n.], 1979: 279 - 289.
- [22] PANET M. Understanding deformations in tunnels[C]// HUDSON J A ed. Comprehensive Rock Engineering Principles-practice and Projects. New York: Pergamon Press, 1993: 663 - 690.
- [23] 李煜龄. 收敛 - 约束法在新奥隧道工法的分析与应用[J]. 土工技术, 2003, 95(1): 95 - 106.(LEE Yulin. Analysis and application of the convergence-confinement method to NATM[J]. Sino-geotechnics, 2003, 95(1): 95 - 106.(in Chinese))
- [24] 李煜龄, 林铭益. 台湾东部变质岩隧道开挖支撑互制行为的探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(增 2): 4 823 - 4 832.(LEE Yulin, LIN Mingyi. Analysis of interaction between rock mass and support system of monorail tunnel in east Taiwan[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(Supp.2): 4 823 - 4 832.(in Chinese))
- [25] 李煜龄, 林铭益, 许文贵. 三维有限元分析隧道开挖收敛损失与纵剖面变形曲线关系研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(2): 258 - 265.(LEE Yulin, LIN Mingyi, HSU Wenkuei. Study of relationship between the convergence loss and the longitudinal deformation curve by using three-dimensional finite element analysis[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(2): 258 - 265.(in Chinese))
- [26] CARRANZA-TORRES C, FAIRHURST C. The elastoplastic response of underground excavation in rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1999, 36(6): 777 - 809.
- [27] CARRANZA-TORRES C, FAIRHURST C. Application of the convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2000, 15(2): 187 - 213.
- [28] ORESTE P P. Analysis of structural interaction in tunnels using convergence-confinement approach[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2003, 18(4): 347 - 363.
- [29] ORESTE P P, PEILA D. Modelling progressive hardening of shotcrete in convergence-confinement approach to tunnel design[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 1997, 12(3): 425 - 431.
- [30] ORESTE P P, PEILA D. Radial passive rockbolting in tunneling design with a new convergence-confinement model[J]. International Journal of Rock Mechanics Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1996, 33(5): 443 - 454.