

岩石隧道受震時之行為及破壞模式研究

A study on the behavior and failure modes of rock tunnels due to earthquake

摘要

長期以來，土壤隧道如地下捷運之設計，均需考慮耐震分析，且有明確可行之規範可供依循；然岩石隧道除了一些特殊洞口段、淺覆蓋段與交叉段有配筋外，其餘路段則不管地質良窳，其內襯砌皆未有配筋之規定，即無耐震設計之考量，且無可靠量化之規範可供參考使用。1999 年 921 集集大地震後，台灣有多座岩石隧道遭受損壞，除洞口段受損外，隧道襯砌亦產生了裂縫，其中以鐵路山線三義壹號隧道為最。

又鑑於岩石隧道圍岩之波傳特性、構築方式與地形效應等，迥異於土壤隧道者，因此岩石隧道受震行為如何？破壞模式為何？土壤隧道之耐震規範是否仍能應用於岩石隧道，應作如何修改？皆是值得探討之課題。台灣地震發生頻繁，且隧道總長度已逾數百公里，使得岩石隧道之耐震分析與設計課題之研究，甚為殷切。

循此，本研究擬透過國內外震後岩石隧道破壞案例之蒐集與整理，探討隧道受震時之破壞模式、力學機制與影響因素等，並建立一套適當的分析模式，以期瞭解隧道受震時之支撐應力與變形。本研究之成果包括：岩石隧道與土壤隧受震特性比較；破壞模式整理及分類；釐清岩石隧道之受震行為如破壞模式、支撐行為、動態應力大小等；建立不同岩盤狀況(岩體分

類)下隧道之受震行為，並分別探討隧道在不同覆蓋深度、軟硬地盤互層、鄰近地質弱帶等受震行為；依代表性隧道受震破壞案例，進行岩石隧道破壞模式與其機制探討，並提出岩石隧道耐震設計之建議，以供工程界之參考應用。

關鍵詞：岩石隧道、受震行為、
破壞模式

Abstract

the earthquake analysis followed by a seismic code has been taken into account in the MRT tunnel design. Except for the portion of portal or shallow buried tunnel, the inner lining with no reinforcement has been considered in the tunnels located in rocks regardless of their geological properties. This means that it has no seismic design and is also no seismic code to be abided by. After 921 Chi-Chi Earthquake, most damages, as anticipation, happened in the portion of portal, however, one needs to be careful with the inner lining damages occurred in the portion with higher overburden which usually gives no damages in accordance with the past experiences. The famous example is the one happened in the San-I Tunnel.

During the earthquake or an

ensemble of earthquake after shocks, tunnel may exceed their functional and structural limits due to the wave propagation ways of surrounding rock ,construction methods and topographic effect .Therefore, various issues on the behaviors and failure modes of rock tunnel during the earthquakes, have been brought to discussion.

Taiwan is an earthquake-prone country. Moreover, there are many tunnels stretched a few hundred kilometers long in Taiwan. Therefore, the study on the earthquake resistant analyses and designs of rock tunnels has become more and more popular nowadays.

Therefore, this research is aimed by taking the results of numerous scientific investigations in local and overseas earthquakes, the shaking it produced and its damaging effects in the rock tunnels. Also taking into considerations the various factors causing the earthquake effects, the analysis of earthquake mechanisms, with the establishment of appropriate analysis model, this research aims to understand the structural seismic vulnerability of rock tunnels when earthquakes occurred.

The results of this research include the evaluation of the suitability and limitations of the use of soil tunnel seismic resistant design specifications to rock tunnel design, a better understanding of the rock tunnel behavior such as the forms of

deformations, the support behavior and the ability to withstand strong earthquake motions. Also, this research establish a summary on how the tunnel behaves, and its ability to withstand earthquake under different rock classifications. This research will also include some recommendations on rock tunnel earthquake resistant design to serve as a reference material in tunneling engineering field.

Key words : rock tunnel ,seismic behavior ,failure modes

目 錄

	頁 次
一、前 言.....	1
1.1 研究背景.....	1
1.2 研究目的.....	1
二、文獻探討.....	1
2.1 台灣地區隧道受震破壞案 例.....	1
2.2 國外其他隧道受震破壞案 例.....	2
2.3 隧道受震之影響因素.....	2
2.4 目前耐震分析方法.....	2
2.4.1 解析法.....	2
2.4.2 自由場變形法.....	2
2.4.3 地盤結構互制法.....	2
2.4.4 國內相關研究.....	3
三、破壞模式整理與分類.....	3
3.1 破壞型態之分類.....	3
3.2 破壞部位.....	3
3.3 破壞機制及其影響因子分 類.....	3
3.3.1 破壞機制.....	3
3.3.2 影響因子.....	3
四、研究方法.....	3
4.1 參數選擇.....	3
4.2 分析程式之驗證.....	4
五、岩體類別之影響.....	6
5.1 岩石與土壤隧道受震特性 比較.....	6
5.2 簡諧 S 波作用	6
5.3 簡諧 P 波作用	7
六、不同覆蓋深度對隧道受震之影響	8
6.1 分析模式.....	8
6.2 參數選擇.....	8
6.3 分析結果.....	8
七、隧道於不同軟硬地層之受震行為	

9

7.1 分析模式.....	9
7.2 分析結果.....	9
八、地質弱帶對隧道受震行為影響.....	13
8.1 分析模式.....	13
8.2 斷面與分析參數.....	13
8.3 分析結果.....	13
九、地盤震動下隧道破壞型態與其機 制	15
9.1 襯砌縱向龜裂($\theta=\pm 45^\circ$ 處)	16
9.2 襯砌縱向龜裂($\theta=0^\circ$ 、 $\pm 90^\circ$ 處)	16
9.3 底版龜裂或隆起($\theta=180^\circ$ 處)	16
十、結論與建議.....	19
10.1 結論.....	19
10.2 建議.....	19

參考文獻

圖 目 錄

	頁 次
圖 4.1 分析模式.....	5
圖 4.2 分析結果與 Foinquinous 等人 之垂直位移解析解比較.....	5
圖 4.3 $\beta a=1$ 時隧道徑向位移分析解 與 MOW(1964)解析解比較...5	5
圖 4.4 $\lambda/D=36.93$ 時之分析結果	5
圖 5.1 不同地盤條件之剪力波波速 與強制變位角.....	6
圖 5.2 波長/隧道直徑比與隧道襯砌 之最大軸力、剪力及彎矩之關 係.....	7
圖 5.3 $\lambda/D=9.23$ 與 36.93 時之 U_r/U_o	8
圖 5.4 $\lambda/D=9.23$ 與 36.93 時之 σ_θ/σ_o	8
圖 5.5 λ/D 不同時之隧道襯砌最大軸	

	力、剪力及彎矩比	8
圖 5.6	各岩體類別之正規化仰拱 ($\theta=180^\circ$)位移 U_r/U_o	8
圖 6.1	入射 S 波條件下，隧道襯砌之 (a)最大軸力與剪力(b)最大彎 矩；	10
圖 6.2	入射 P 波條件下，隧道襯砌之 (a)最大軸力與剪力(b)最大彎 矩	11
圖 7.1	具水平軟硬互層之地盤條件	11
圖 7.2(a)	不同軟硬地層下隧道受震時 襯砌之最大軸力與剪力	12
圖 7.2(b)	不同軟硬地層下隧道受震時 襯砌之最大彎矩	12
圖 7.3	簡諧 S 波垂直入射硬—軟—硬 互層之自由域分析	12
圖 8.1	弱面傾角為 45° 之軟硬互層 地盤條件	13
圖 8.2	隧道距弱面不同距離時之襯 砌(a)最大軸力與剪力；(b)最大 彎矩	14
圖 8.3	隧道位於不同厚度之斷層破 碎帶時之襯砌 (a)最大軸力與 剪力；(b)最大彎矩	15
圖 9.1	岩石隧道受震破壞部位案例	17
圖 9.2	岩石隧道受震破壞型態與其 機制探討	18
圖 10-1	耐震分析設計流程建議	20

表 目 錄

	頁 次
表 4.1	分析採用之相關岩體參數

一、前言

1.1 研究背景

台灣位處歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊邊界碰撞地帶，地震發生頻繁，1999 年集集地震即有多起岩石隧道受損案例，除洞口段外，隧道襯砌亦產生損壞。國外如日本、美國與土耳其等國家亦有多起岩石隧道震後破壞案例。

雖然台灣已完工之岩石隧道工程總長度已逾 670 公里，但目前國內對於岩石隧道於地震發生時之行為，仍缺乏深入探討，對於震後隧道之相關探討，亦相當多引自日本資料。國外已有之相關研究中，Dowding 與 Rozen(1978)將 71 個隧道破壞原因分類，Sharma 與 Judd(1991)收集 85 個國家共 192 個地下結構物破壞案例，日本朝倉俊弘等人(2000)歸納隧道於地震中發生之破壞型式，王文禮等人(2000)、Wang 等人(2001)曾收集國內集集地震後岩石隧道破壞案例，並將其破壞型態及模式加以分類。由以上研究，顯見岩石隧道受震相關研究已漸受重視。

長期以來，土壤隧道如地下捷運之設計，均需考慮耐震分析，且有明確可行之規範可供依循，然岩石隧道除了一些特殊洞口段、淺覆蓋段與交叉段有配筋外，其餘路段則不管地質良窳，其內襯砌皆未有配筋之規定，即無耐震設計之考量，且無可靠量化之規範可供參考使用。

鑑於岩石隧道之圍岩之波傳特性、構築方式與地形效應等，迥異於土壤隧道者，因此岩石隧道受震行為如何？破壞模式與破壞機制為何？皆是值得探討之課題。

1.2 研究目的

本研究擬透過國內外震後岩石隧道破壞案例之蒐集與整理，探討隧道受震時之破壞模式、力學機制與影響因素等，並建立一套適當的分析模式，以期瞭解隧道受震時之支撐應力與變形。本研究之成果包括：岩石隧道與土壤隧受震特性比較；破壞模式整理及分類；釐清岩石隧道之受震行為如破壞模式、支撐行為、動態應力大小等；建立不同岩盤狀況(岩體分類)下隧道之受震行為，並分別探討隧道在不同覆蓋深度、軟硬地盤互層、鄰近地質弱帶等受震行為；依代表性隧道受震破壞案例，進行岩石隧道破壞模式與其機制探討，並提出岩石隧道耐震設計之建議，以供工程界之參考應用。

二、文獻探討

2.1 台灣地區隧道受震破壞案例

1995 年台灣舊清水隧道於 1996 年發生之幾次地震，使隧道崩塌嚴重。1998 年嘉義阿里山地區發生規模 6.2 之地震，造成阿里山森林鐵路第四號隧道東口內側、東口起五十公尺二處崩塌，及第七號隧道洞口坍方(黃燦輝等人，1999)。Wang 等人(2001)彙整集集地震引致中部地區多處岩石隧道損害情況，其中斷層錯動區計有 1 座至少隧道嚴重受損，即石岡壩引水隧道。上盤區域(斷層東側)計有 50 座隧道受損，包括 44 座公路、4 座鐵路與 2 座水利隧道；下盤及其他地區(斷層西側)計有 3 座鐵路隧道受損，其中受損輕微者 2 座，受損嚴重者 1 座。

2.2 國外其他隧道受震破壞案例

1923年關東地震之受震影響地區共有116座鐵路隧道，其中有82座受到損害。Dowding and Rozen(1978)收集加州、阿拉斯加和日本共有42個隧道震後破壞案例;Sharma and Judd (1991)收集世界各國85個地震共192個受震案例。Asakura et al. (1996)彙整1923年關東地震至1978年伊豆大島近海地震等規模7以上地震案例，發現共有124座鐵路隧道破壞，其中嚴重損壞者有53座，而1995年阪神地震後發現20餘起。2004年日本新潟地震，共有21座鐵路隧道及1座公路隧道發生損傷，其中有5座鐵路隧道嚴重受損。土耳其Bolu隧道於1999年Duzce地震(規模7.1)發生時，隧道施工面產生抽坍及襯砌產生裂縫。

由上述可知，國內外隧道受震案例甚多，相關問題不容忽視，而藉由案例蒐集與分析，可作為本研究探討隧道受震行為與破壞模式之比對。

2.3 隧道受震之影響因素

對於隧道在地震時所造成之損壞，Dowding and Rozen(1978)曾統計隧道破壞案例指出，因地震造成隧道破壞，大多由下列三種機制引致：(1)地震引致的地盤破壞，如土壤液化及隧道洞口處之邊坡滑動；(2)斷層錯動；(3)地盤震動等三類。

Sharma and Judd(1991)指出隧道受震破壞之影響因素有：(1)覆土深度；(2)主要岩石種類；(3)支撐型式；(4)地理位置；(5)地震規模等。

Zhao et al.(1999)指出地下結構物受震反應之影響因素包括：(1)震源型式；(2)震波型式與特性；(3)岩體特性；(4)地下結構型式等。

日本學者吉川惠也等人彙整文獻，收集 1923 年關東大地震至 1978 年伊豆大島近海地震等規模 7 以上之鐵路隧道受震破壞案例指出，岩石隧道在地震規模大、近地震斷層面及特殊條件(如洞口邊坡不穩定、隧道周邊地盤塌陷及隧道跨越斷層帶)等情況時，隧道較容易遭受地震損壞。

王文禮等人(2000)蒐集集集地震後隧道破壞代表性案例，指出可能引致隧道受損之因素、主要包括隧道鄰近邊坡或洞口，穿過斷層或剪裂帶、未設置襯砌、襯砌已有異狀、側壁太陡直或未設置仰拱等。

上述多為以統計方法進行隧道破壞案例之定性分析，然針對特定影響因素及其行為之研究，尚未深入探討。

2.4 目前耐震分析方法

2.4.1 解析法

PAO (1962)與 MOW 等人 (1964)分別推導無限域之圓形空穴在 P 波與 S 波作用下，空穴四周的應力分佈與解析解。

2.4.2 自由場變形法

當隧道的勁度與地盤勁度相當時，可採取自由場變形法(Free field deformation)進行受震分析，即不考慮地盤與結構之互制。Newmark (1968)與 Kuesel (1969)曾針對均質等向性彈性材料，以自由場變形方法，探討簡谐波與表面波引致之隧道變形的。

2.4.3 地盤結構互制法

Aoki(1973)曾提出梁-彈簧的數值模型進行隧道受震分析，但此模式為簡易分析模式，並無法確切瞭解隧道行為。

2.4.4 國內相關研究

蔡宜璋(1998)利用直接邊界元素法探討半無限域中圓形隧道承受傾斜入射波所引致的散射現象。陳錦清等人(2000)以明潭地下電廠設計資料及集集地震之量測資料進行分析。

上述耐震分析方法中，解析法僅能探討無限域與均質地層，自由場變形法與Aoki模式為簡單模式，且無法探討複雜地質情況，而其它相關研究亦無法完全適用於岩石隧道。

三、破壞模式整理與分類

本章主要整理第二章文獻中地震造成岩石隧道受損之案例，歸納其破壞型態與部位，並進行其受震破壞機制及其影響因子之分類。

3.1 破壞型態之分類

由觀察之破壞型態，大致可區分為四類：1.隧道襯砌損壞、2.滲漏水、3.隧道因地盤破壞產生嚴重損害、4.附屬設施之服務性喪失；

3.2 破壞部位

震後隧道破壞位置主要發生於：1. 洞口段、偏壓段與淺覆蓋段；2. 斷層破碎帶；3. 隧道襯砌背後有空洞或鬆動帶；4. 隧道斷面劇變處。

3.3 破壞機制及其影響因子分類

3.3.1 破壞機制

綜合既有文獻如 Dowding and Rozen(1978)等，岩石隧道受震破壞機制，包括以下三項：

1. 地盤震動

由於地震波造成隧道周圍地盤之震動，引致隧道破壞。

2. 斷層錯動

當隧道與地震斷層相交，或地震觸發與隧道交叉之斷層產生錯動時，將造成隧道斷面發生位移而破壞。

3. 地盤破壞

主要有洞口邊坡坍塌及隧道圍岩落盤等。

3.3.2 影響因子

地盤震動之影響因子可分為下列三項：

1. 區域地震

與所在之地震分區有關，其參數包括地震規模、距震央距離和地震波特性等。

2. 工程條件

包括隧道之幾何條件、開挖方式及支撐之種類和強度。

3. 地質條件

影響地質條件之參數包括：覆蓋深度、偏壓之有無、遭遇斷層破碎帶、軟弱地盤、軟硬地層交界等。

四、研究方法

本研究採用二維有限元素法 PLAXIS 程式進行分析研究，惟一般地震波除表面波外，尚由不同頻率之簡諧 P 波與 S 波構成，為利本研究探討岩石隧道受震之破壞型態與其機制探討，本研究以 2D 平面應變情況受簡諧作用進行分析。分析之隧道形狀為圓形，直徑設為 8 或 12 公尺，採用網格寬度與高度同為 240m (20D)，分析邊界採用吸能邊界，如圖 4.1 所示，剪力波由模型底部往上傳遞。分析中參考中央研究院地球科學所及台灣大學地震中心(1992)針對岩盤整理之功率頻譜(power spectra)，顯示岩盤主要頻率約介於 1~10Hz 中，本分析簡諧波頻率選擇採用 5Hz。

4.1 參數選擇

本研究僅考慮隧道受動態作用產生之變形或應力（不含靜態分析），分

析採用之相關岩體參數包括岩體單位重(γ)、卜松比(ν)、彈性變形模數(E)及岩體之 S 波波速 V_s 與 P 波波速 V_p ，其中岩體波速 V_s 與 V_p 係依 Barton (2002) 之建議計算。同時考量台灣一般地質及隧道覆蓋情況，假設岩石單位重為 27 KN/m^3 ，單壓強度 σ_c 為 30 MPa 及隧道覆蓋深度為 250 m ，岩體無阻尼效應，相關之岩體參數如表 4.1 所示。另，設隧道襯砌厚度為 0.3 m (直徑為 8 公尺時)或 0.4 m (直徑為 12 公尺時)，襯砌混凝土強度 f_c' 為 245 kg/cm^2 。

4.2 分析程式之驗證

為瞭解本研究分析之正確性及限制，本模式驗證包括：元素大小、分析邊界大小之影響，並與解析解進行比較：

1. 元素大小影響：在單層地盤自由域下，受頻率 5 Hz 之簡諧 S 波作用下，就相同分析範圍(寬 $\times$ 高 $= 20D \times 20D = 240 \text{ m} \times 240 \text{ m}$)及不同網格數目(112、240、552、1176 等)等情況下進行分析，並以網格中地表面中心點為位移追蹤點，當網格數為 1176(或元素長/波長 $\leq 1/8$)時，分析值與由一般解析解相近，因此，本研究後續分析將採用此網格大小(元素長/波長 $\leq 1/8$)。
2. 分析邊界大小影響：於相同分析範圍高度(20D)，但不同分析範圍寬

度(12D、16D、20D、22D、30D)情況下，含隧道(無襯砌)情況下進行模擬。由分析結果可知，隨寬度增加，隧道面位移與應力有逐漸縮小之趨勢，網格寬 12D 與 22D 差異約為 $10\% \sim 15\%$ ，但寬為 20D 與 22D 時結果相近，顯示當寬度為 20D 以上時，分析結果與解析解相當接近，本研究後續分析範圍寬度採用 20D，分析模式如圖 4.1。

3. 與解析解比較：

(1) 與 Lamb 的解析解比較

係依據 Foinquinos & Roesset (2000) 之解析解進行比較。採用長度 100 m 高度 30 m 之分析範圍，分析邊界採用吸能邊界，脈衝荷重如圖 4.2，分析之地層材料參數如下：

單位重 $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$

彈性模數 $E = 5000 \text{ KN/m}^2$

柏松比 $\nu = 0.25$

側向土壓係數 $K_0 = 0.5$

分析採用之 Rayleigh 阻尼值 $\alpha = 0.001$ 與 $\beta = 0.002$ ，分析結果與解析解比較結果如圖 4.2，由分析結果顯示與解析解相當接近。

表 4.1 分析採用之相關岩體參數

岩體類別 參數	單位重 (KN/m^3)	卜松比 ν	S 波波速 $V_s(\text{m/s})$	P 波波速 $V_p(\text{m/s})$
第 I 類岩體	27	0.3	3259	5644
第 II 類岩體	27	0.3	2488	4310
第 III 類岩體	27	0.3	1719	2977
第 IV 類岩體	27	0.3	949	1643
第 V 類岩體	27	0.3	371	644
第 VI 類岩體	27	0.3	179	310

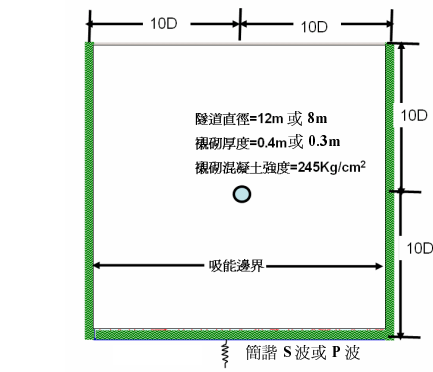


圖 4.1 分析模式

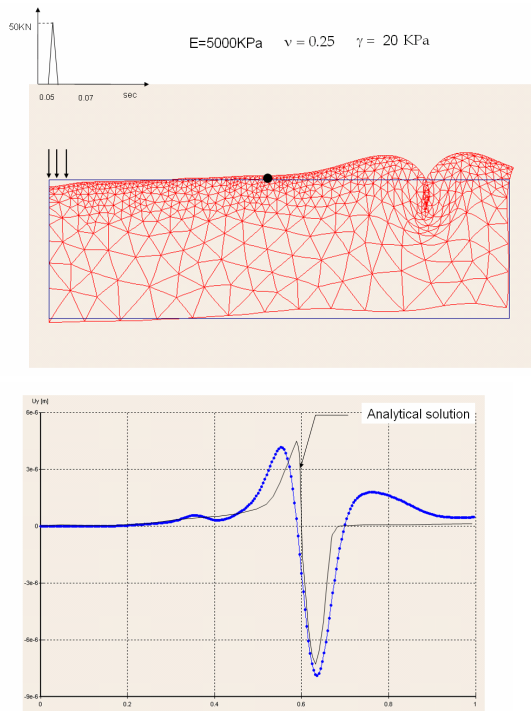


圖 4.2 分析結果與 Foinquinous 等人之垂直位移解析解比較

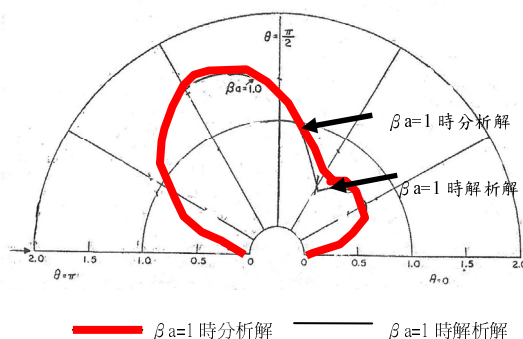


圖 4.3 $\beta a=1$ 時隧道徑向位移分析解與 MOW(1964)解析解比較

(2)與 Mow (1963) 解析解比較:

Mow (1963) 分析位於無限域中圓形孔洞受簡諧 S 波入射時，在平面應變及不考量重力(body force)條件下，探討不同的波數 β 與隧道半徑 a 正規化值之條件下，隧道面上的應力及變位與 θ (簡諧波入射線與應力點軸向之夾角)的關係。本研究於 $\beta a=1$ 時之分析結果與解析解比較如圖 4.3。由分析結果顯示二者相當接近。

(3)與 Koji (2001) 解析解比較:

本研究中探討簡諧P波作用下，與 Koji 等人(2001)解析解進行比較，分析模式同圖4.1，分析結果如圖4.4。由結果顯示與解析解相當接近。

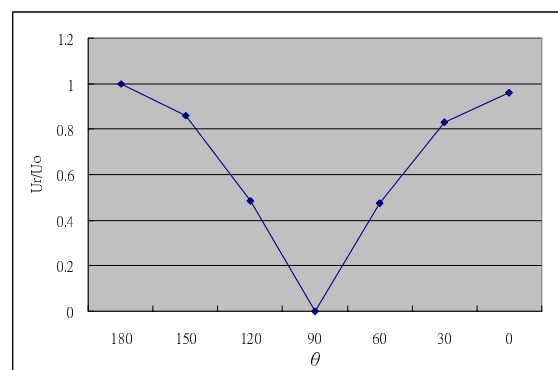
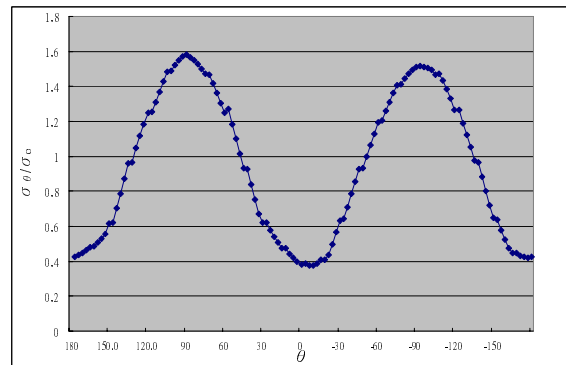


圖 4.4 $\lambda/D = 36.93$ 時之分析結果

經由上述驗證，本研究後續採用如圖4.1之分析模式。

五、岩體類別之影響

5.1 岩石與土壤隧道受震特性比較

為探討岩石與土壤隧道受震特性，本研究依目前國內捷運採用之強制變位法，初步探討不同岩體及土層隧道受震之影響及其差異。依強制變位法中強制變位角 $\gamma = C_{\max}/V_{\max}$ ，其中 $C_{\max}$ 為地表最大速度，參考台北與高雄捷運設計規定， $C_{\max}$ 採用 5~100cm/s 之範圍， $V_{\max}$ 即為土層或岩層之剪力波速。本研究中不同岩體類別及覆蓋深度之剪力波波速，係採用 Barton(2002)建議式計算；土層剪力波速為採用台北與高雄捷運設計規範建議採用之 $100N^{1/3}$ (粘土)及 $80N^{1/3}$ (砂土)計算。於不同土層與岩體分類之剪力波速情況下，其強制變位角(%)如圖 5.1。依一般捷運設計經驗，強制變位角大於 0.3% 時，隧道即可能因襯砌受力或彎矩較大而破壞，而由圖可知，砂土層或粘土層於 N 值稍低時， γ 即可能大於 0.3%；於覆蓋深度為 50m(淺覆蓋)之岩盤時，第 IV 類岩體或更差之岩體即可能破壞；隨覆蓋深度逐漸增加，第 V 類與第 VI 類岩體可能破壞，但覆蓋深度為 500m(深覆蓋)時，岩體為第 VI 類時方可能破壞。一般而言，深層地質較佳，隧道破壞案例甚少，而淺覆蓋則較多。

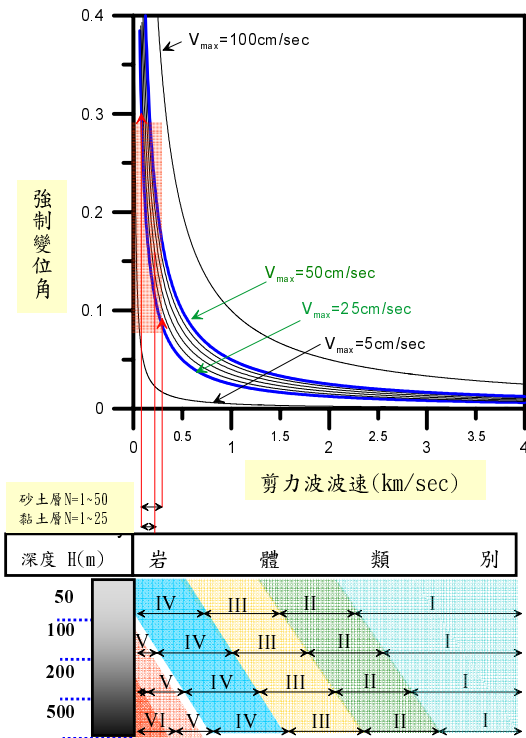


圖 5.1 不同地盤條件之剪力波波速與強制變位角

5.2 簡諧 S 波作用

本研究首先探討不同岩體類別(第 I 類~VI 類岩體)條件下，以頻率 5Hz 簡諧 S 波垂直入射含襯砌之圓形隧道進行分析，相關岩體及簡諧波參數同第四章。依結果繪製岩體類別(波長/隧道直徑比， λ/D)與隧道襯砌之最大軸力、剪力及彎矩之關係如圖 5.2 所示。可知地質越差之岩體類別，岩體剪力波速愈慢，波長愈短，即波長與隧道直徑比(λ/D)越小，其隧道襯砌撓曲愈明顯，其襯砌最大剪力、最大彎矩由第 I 類至第 VI 類岩體(或隨 λ/D 遞減)呈現遞增方式。由圖中可知 λ/D 小於 9.4 時，襯砌即開始呈現明顯橢圓狀撓曲，而隨著 λ/D 越小，隧道變形越扭曲，其襯砌最大剪力及最大彎矩亦增加，由此可推知位於第 V 類或第 VI 類岩體之隧道有較

多損壞案例；而位於地質較佳如第 III 類岩體時則甚少。

5.3 簡諧 P 波作用

圓形隧道受簡諧 P 波垂直向上傳送作用時，當 U_0 、 σ_0 分別為輸入波之初始位移與應力， σ_θ 、 U_r 分別為襯砌切向應力與徑向位移，由其正規化切向應力 (σ_θ/σ_0) 與徑向位移 (U_r/U_0) 分析結果可知：

(a) 引致隧道破壞部位

當 $f=0.5\text{Hz}$ 與 $f=2\text{Hz}$ 之 P 波作用時，其正規化切向應力 (σ_θ/σ_0) 與徑向位移 (U_r/U_0) 如圖 5.3 與圖 5.4 所示。結果顯示： $\lambda/D=36.93$ ($f=0.5\text{Hz}$) 時，襯砌於 $\theta=0^\circ$ 與 $\theta=180^\circ$ 等部位之 $U_r/U_0=1$ ，但 $\lambda/D=9.23$ ($f=2\text{Hz}$) 時，隧道於 $\theta=180^\circ$ 之 U_r 有放大效應 ($U_r/U_0>1.5$)；另隧道於 $\theta=90^\circ$ 處之 σ_θ 亦有應力集中現象， σ_θ/σ_0 分別放大為 1.6 與 2.2，且隨 λ/D 變小， σ_θ/σ_0 值越大。

由分析結果可知：簡諧 P 波作用時，隧道

襯砌於 $\theta=90^\circ$ 處 σ_θ 與 $\theta=180^\circ$ 處 U_r 皆有放大之現象。

(b) 岩體類別影響

(i) 在 $f=5\text{Hz}$ P 波作用下，以不同岩體類別之 λ/D 為橫軸，各岩體與第 I 類岩體之襯砌最大軸力比、剪力比及彎矩比為縱軸之關係如圖 5.5。由結果顯示，其位於同一曲線及隨 λ/D 增加呈指數函數遞減，而第 V 類與第 VI 類岩體之襯砌最大軸力、剪力及彎矩等急遽增加。

(ii) 於第 I 類岩體~第 IV 類岩體 (λ/D 較大) 時， U_r/U_0 值大致以 $\theta=90^\circ$ 呈對稱且小於 1，而第 V 類岩體與第 VI 類岩體 (λ/D 變小) 時，襯砌於 $\theta=180^\circ$ 處之位移會放大 ($U_r/U_0>1$)，詳圖 5.6。

由分析結果可知：簡諧 P 波作用時，隧道襯砌最大軸力、剪力、彎矩及位移等深受波長/隧道直徑比之影響，且於第 V 類與第 VI 類岩體急遽增加。

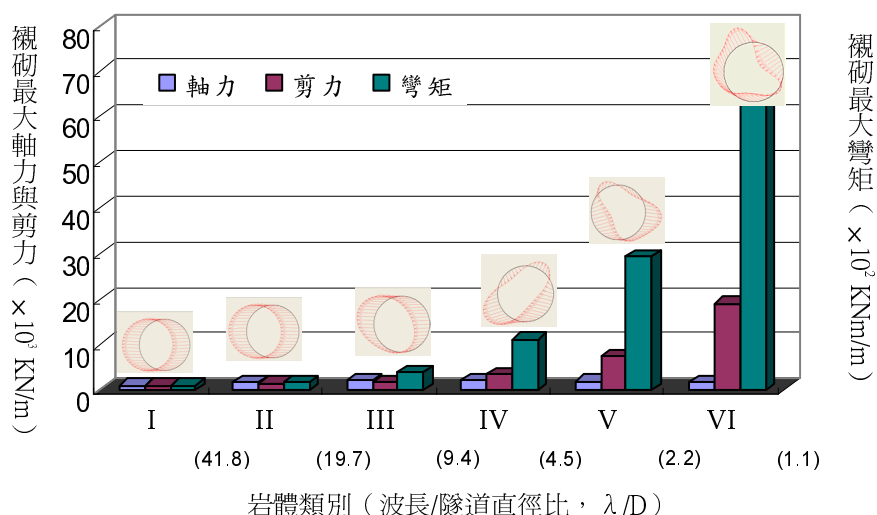


圖 5.2 波長/隧道直徑比與隧道襯砌之最大軸力、剪力及彎矩之關係

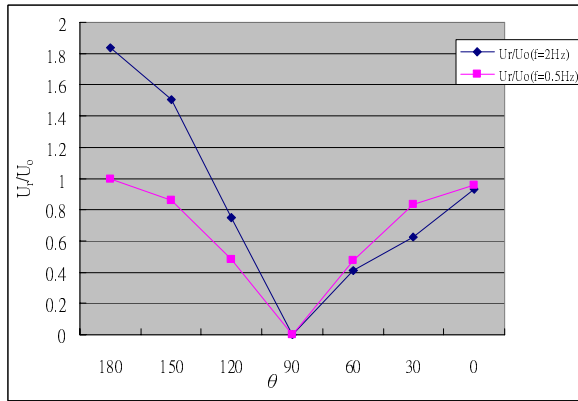


圖 5.3 $\lambda/D = 9.23$ 與 36.93 時之 U_r/U_0

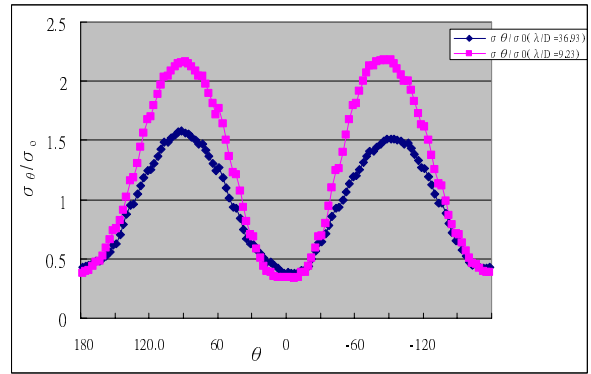


圖 5.4 $\lambda/D = 9.23$ 與 36.93 時之 σ_θ/σ_0

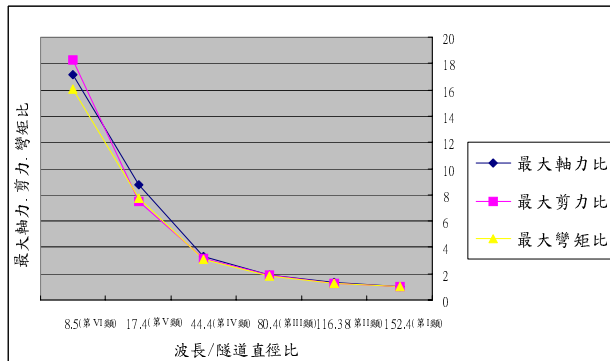


圖 5.5 λ/D 不同時之隧道襯砌最大軸力、剪力及彎矩比

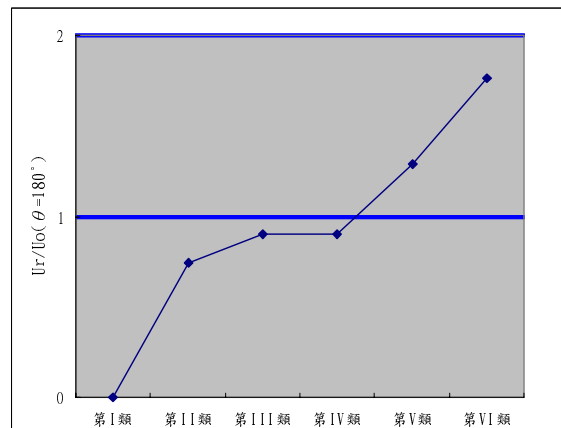


圖 5.6 各岩體類別之正規化仰拱 ($\theta=180^\circ$) 位移 U_r/U_0

六、不同覆蓋深度對隧道受震之影響

由彙整之隧道震後破壞案例及震時破壞模式探討可知，深覆蓋隧道之破壞案例較少，淺層覆蓋隧道者較多。不同覆蓋深度對隧道受震之影響，為本章研究之課題及目的。

6.1 分析模式

同第四章。

6.2 參數選擇

地盤條件主要考量台灣常遭遇之第 IV 類及 VI 類岩體，相關之岩體參數，如第四章。

6.3 分析結果

覆蓋深度對隧道受震行為之影響，可依 S 波或 P 波入射，分別以下三種情況進行探討：

(1) 隧道僅受入射震波影響，藉以模

擬深覆蓋之隧道受震行為。

- (2) 隧道僅受反射震波影響，藉以模擬中等深度覆蓋之隧道受震行為。
- (3) 隧道同時受入射與反射震波影響，藉以模擬淺覆蓋之隧道受震行為。

在入射 S 波條件下，隧道襯砌最大軸力與剪力如圖 6.1(a) 所示，最大彎矩如圖 6.1 (b) 所示；在入射 P 波條件下，隧道襯砌最大軸力與剪力如圖 6.2(a) 所示，最大彎矩如圖 6.2 (b) 所示。可發現無論是入射 S 波或 P 波，隧道於淺覆蓋隧道狀況，襯砌最大軸力、剪力與彎矩等最大，即隧道同時受入射波與反射波作用。

藉由分析過程中，發現隧道在入射 S 波或 P 波入射條件下，其受震行

為複雜，尤其在考慮不同覆蓋深度之隧道時，需考量反射波可能的影響；此外，亦必須考量下列因素：

(1) 入射與反射波相位差

壓力（張力）波遇自由面時，其反射波為張力（壓力）波，且與入射波之間的相位差，所形成駐波將對不同覆蓋隧道產生不同影響。

(2) 岩體阻尼效應

不同覆蓋深度之隧道及岩體之阻尼特性，對隧道受震行為有不同的影響，例如高阻尼之岩體且深覆蓋之隧道，因波傳振幅之衰減較為明顯，可能僅需考量入射波的影響。

(3) 地質條件

不同的岩體之波傳特性不同，而波長與隧道斷面幾何條件之關係，對隧道受震行為將有直接影響。

(4) 表面波影響

對與淺覆蓋之隧道，除考量上述之影響因素外，需再考慮表面波的效應。

七、隧道於不同軟硬地層之受震行為

7.1 分析模式

依彙整國內外隧道受震破壞案例可知，許多損壞隧道常發生於地質弱帶（斷層）或其附近，本研究將以不同軟硬地盤模擬此等效應。分析中岩體以一般常遭遇之第 IV 類及第 VI 類（斷層破碎帶）為主，分別代表硬、軟地盤，分析所採網格及相關參數第四章同。

考量地層呈水平分佈，分析模式採用下列四種情況如圖 7.1 所示：

情況 1：隧道位於第 IV 類岩體。

情況 2：隧道位於第 VI 類岩體。

情況 3：不同軟硬地層下（IV-VI-IV），

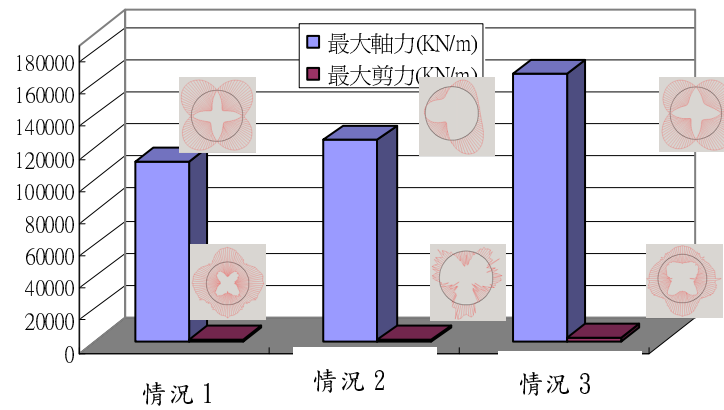
隧道位於第 VI 類岩體。

情況 4：不同軟硬地層下（VI-IV-VI），隧道位於第 IV 類岩體。

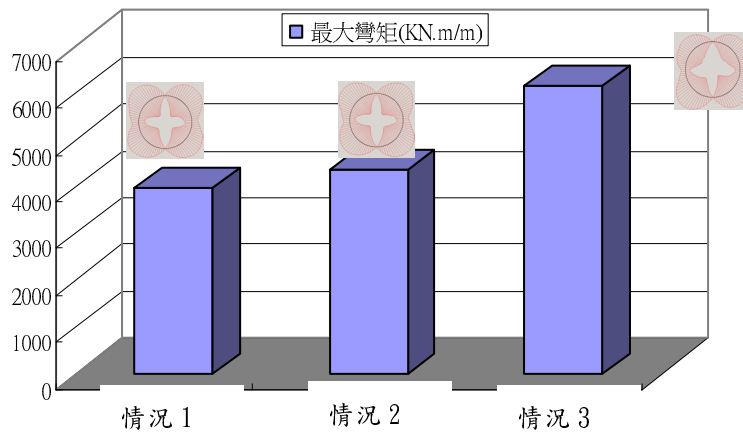
7.2 分析結果

由情況 1~情況 4 所得之襯砌最大軸力與剪力如圖 7.2(a)，襯砌最大彎矩如圖 7.2(b) 所示，另針對情況 3 中不同軟硬地層之位移與剪應力分佈如圖 7.3 所示。綜整分析結果如下：

1. 隧道位於軟地盤（情況 2）或位於軟硬互層之軟地盤時（情況 3），隧道襯砌最大彎矩值為所有分析例最高者，如圖七，其原因為簡諧波由硬地盤進入軟地盤時，其位移有放大之現象，且其隧道波長/隧道直徑較小，導致隧道斷面撓曲變形，彎矩值也隨之提高。反之，隧道位於硬地盤（情況 2），或是位於硬軟互層之硬地盤時（情況 4），隧道襯砌之彎矩明顯不似位於軟地盤者大。
2. 於情況 3 自由域分析可知，簡諧 S 波由硬地盤進入軟地盤時，地盤位移振幅有放大現象，而剪應力與地盤波速成正比，故進入波速較小之軟地盤時剪應力變小；再由軟地盤進入硬地盤時，地盤位移明顯變小，剪應力卻變大，結果如圖 7.3 所示。

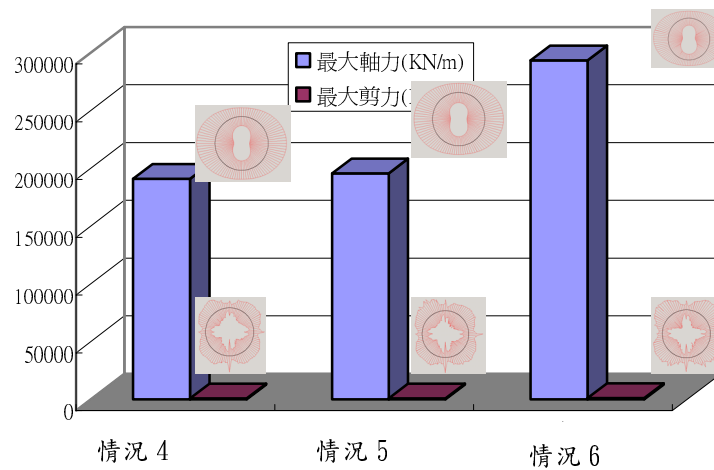


(a)最大軸力與剪力

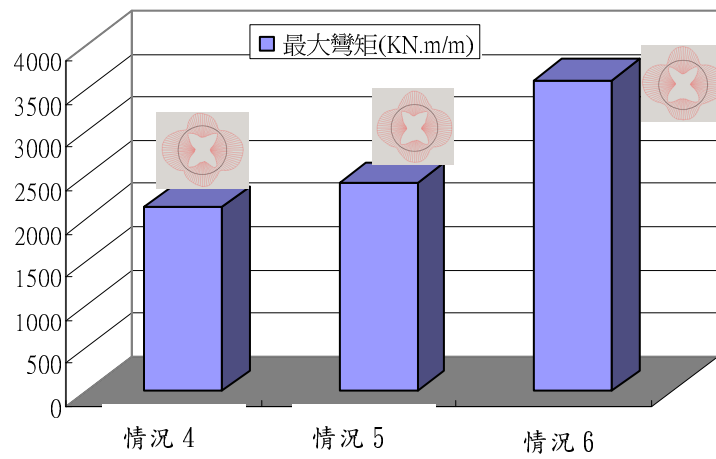


(b)最大彎矩

圖 6.1 入射 S 波條件下，隧道襯砌之(a)最大軸力與剪力(b)最大彎矩；



(a)最大軸力與剪力



(b)最大彎矩

圖 6.2 入射 P 波條件下，隧道襯砌之(a)最大軸力與剪力(b)最大彎矩

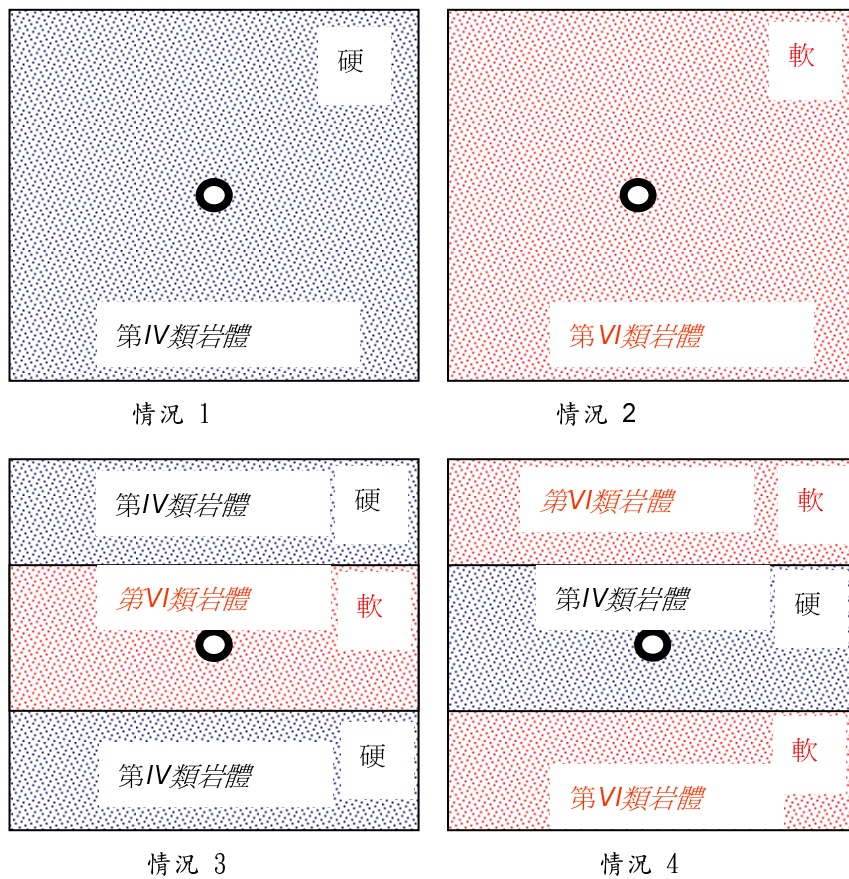


圖 7.1 具水平軟硬互層之地盤條件

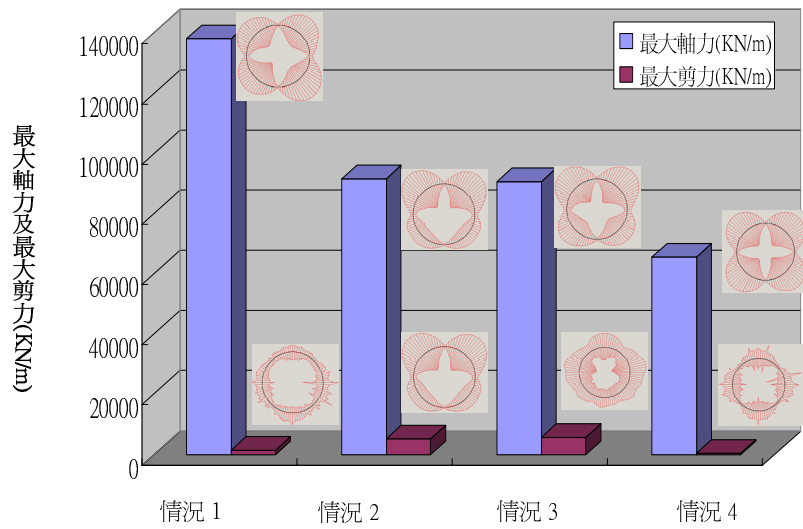


圖 7.2(a) 不同軟硬地層下隧道受震時襯砌之最大軸力與剪力

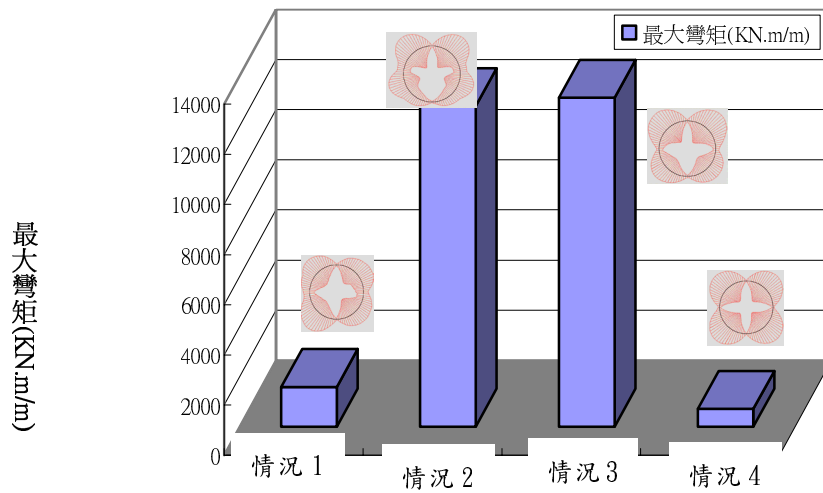


圖 7.2(b) 不同軟硬地層下隧道受震時襯砌之最大彎矩

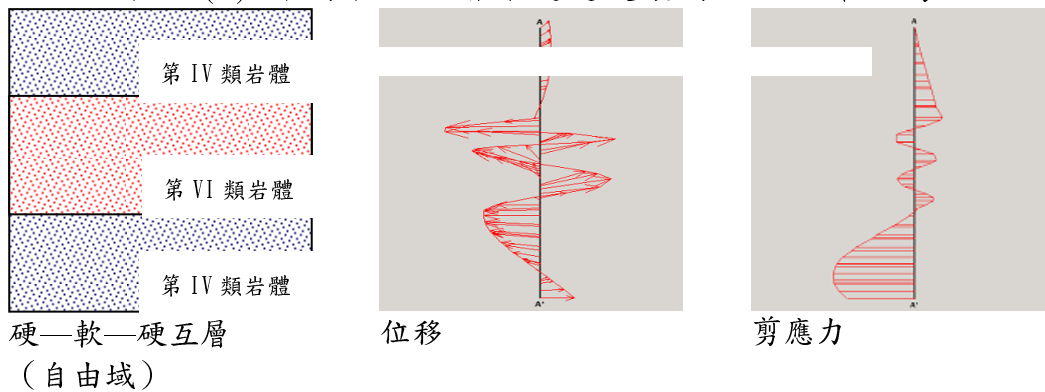


圖 7.3 簡諧 S 波垂直入射硬—軟—硬互層之自由域分析

八、地質弱帶對隧道受震行為影響

8.1 分析模式

基於台灣隧道常遭遇逆衝斷層，其傾角約為 $20^{\circ} \sim 40^{\circ}$ 間，本分析模式中考量之斷層傾角假設為 45° ，並以不同軟硬地盤輸入簡諧 S 波加以探討瞭解，分析中之軟硬地盤主要考量台灣常遭遇之岩體第 IV 類及第 VI 類(斷層破碎帶)為主。

考量斷層破碎帶之傾角為 45° ，隧道位於第 IV 類岩體且與斷層破碎帶界面距離不同時，分析模式採用下列三種情況如圖 8.1(a)所示：

情況 1：隧道位於第 IV 類及斷層破碎帶界面。

情況 2：與斷層破碎帶界面距離為 $3D$ 。

情況 3：與斷層破碎帶界面距離為 $6D$ 。

若隧道位於地質弱帶，其厚度分別為 $2.5D$ 、 $6.5D$ 與 $10D$ 等情況，如圖 8.1(b)所示，亦一併分析探討：

情況 4：厚度為 $2.5D$ 時。

情況 5：厚度為 $6.5D$ 時。

情況 6：厚度為 $10D$ 時。

8.2 斷面與分析參數

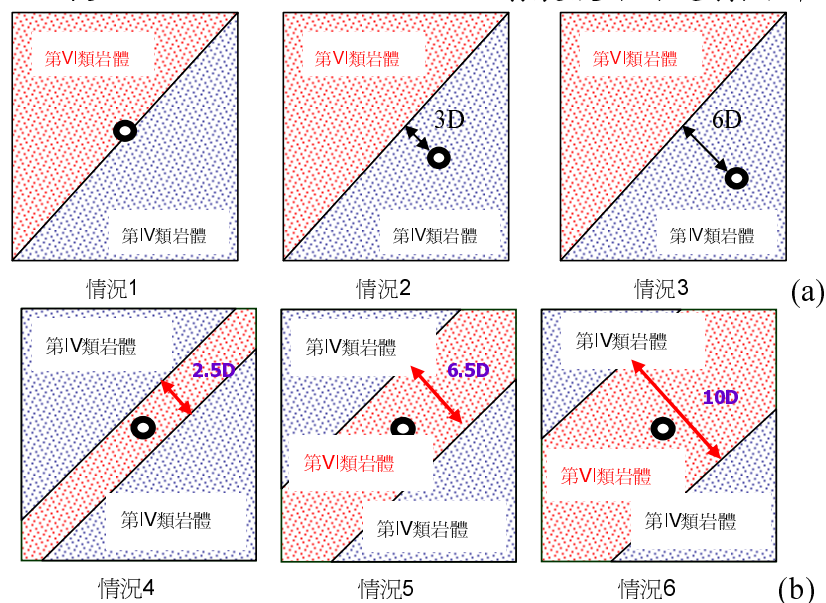


圖 8.1 弱面傾角為 45° 之軟硬互層地盤條件

同第四章。

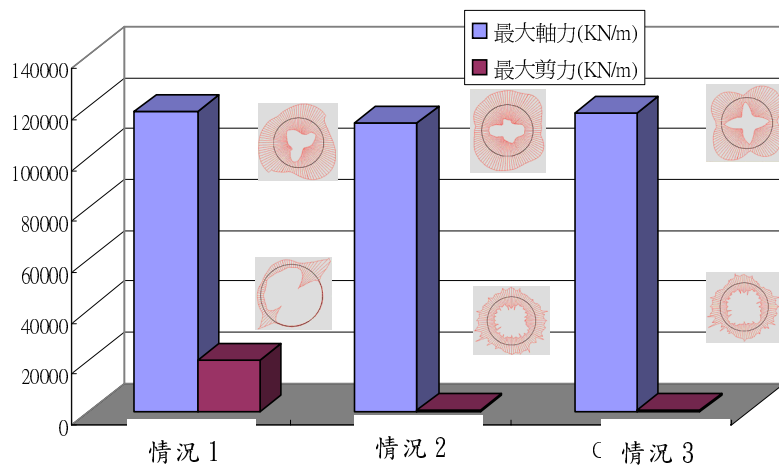
8.3 分析結果

情況 1~情況 3 所得隧道襯砌之最大軸力與剪力如圖 8.2(a)，最大彎矩如圖 8.2(b)所示；情況 4~情況 6 所得隧道襯砌之最大軸力與剪力如圖 8.3(a)，最大彎矩如圖 8.3(b)所示，相關分析結果探討如下：

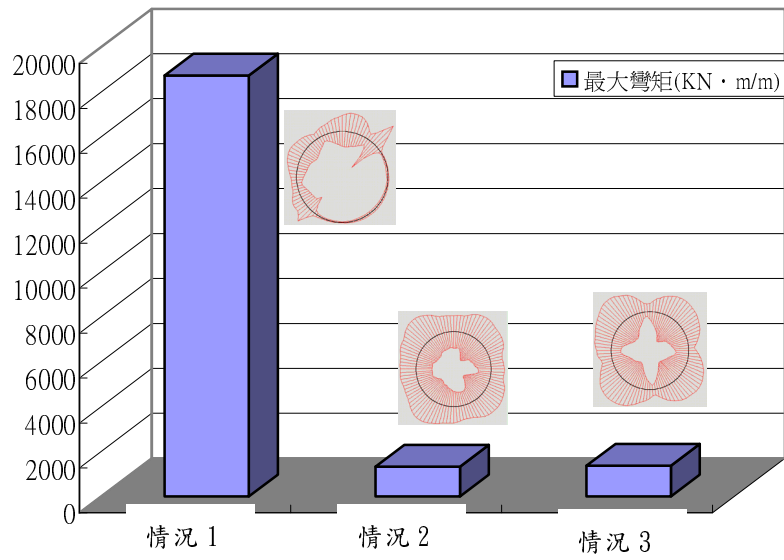
(1) 隧道與斷層破碎帶不同距離時，隧道襯砌最大軸力及最大剪力相當，但越臨近斷層破碎帶時之襯砌最大彎矩最大。

(2) 隧道位於不同軟硬地層界面時，襯砌最之大剪力與彎矩，較與斷層破碎帶界面距離為 $3D$ 與 $6D$ 時為大，研判隧道因跨越不同軟硬地層界面，因不同相位之位移所致。

(3) 隧道位於不同厚度之斷層破碎帶時，其厚度越小，其襯砌最大軸力、最大剪力及最大彎矩最大，研判震波受到軟層兩側之硬層反射波作用，沿斷層破碎帶作用，且斷層破碎帶厚度越小，反射震波作用越劇烈所致。

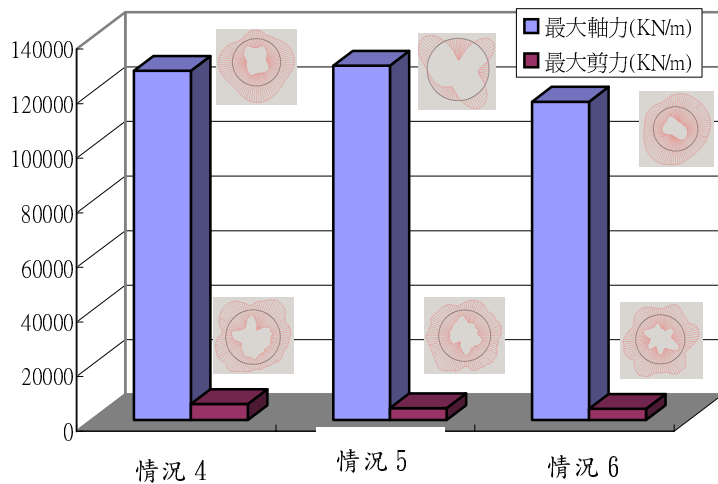


(a)最大軸力與剪力(與斷層破碎帶不同距離)

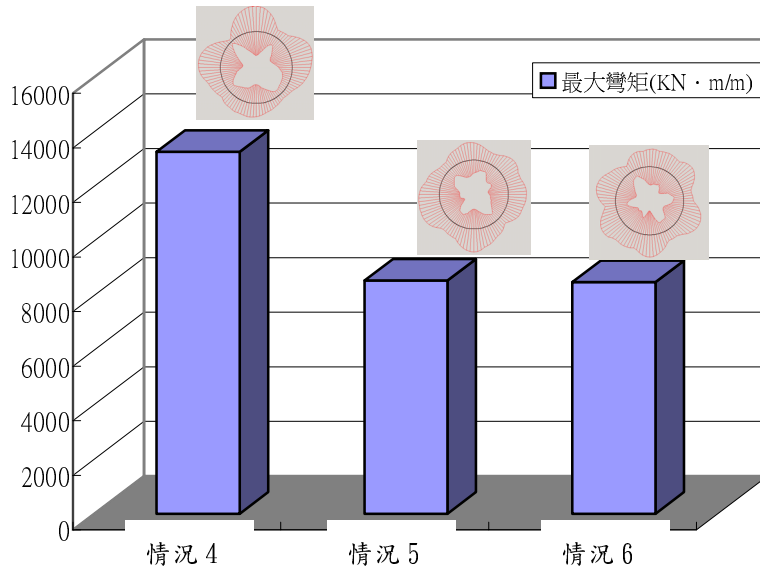


(b)最大彎矩

圖 8.2 隧道距弱面不同距離時之襯砌(a)最大軸力與剪力；(b)最大彎矩



(a)最大軸力與剪力



(b)最大彎矩

圖 8.3 隧道位於不同厚度之斷層破碎帶時之襯砌
(a)最大軸力與剪力；(b)最大彎矩

九、地盤震動下隧道破壞型態與其機制

由文獻回顧歸納整理岩石隧道受震破壞機制，包括以下三項：1. 地盤震動；2. 斷層錯動；3. 地盤破壞，其中地盤破壞之洞口邊坡坍塌佔破壞案例之比例甚高，多數與洞口邊坡受震時發生不穩定有關。本文將針對最常見之地盤震動引致之破壞為分析對象。

一般較深層隧道圍岩地質(或波

速)較近地表者佳，波長/直徑比較大，故襯砌受震時引致之軸力與彎矩亦較低，依蒐集之代表性國內外案例，深層隧道受震破壞主要發生於特殊地質區域(如第VI類之斷層破碎帶)，例如台灣集集地震時之三義隧道、日本阪神地震時之六甲隧道、盤潼隧道、日本新瀉地震時之魚沼與妙見隧道等，其隧道損壞位置如圖

9.1(b)~(f)。依5.2節分析結果，其中位於 $\theta=\pm 45^\circ$ 、 $\pm 135^\circ$ 或 $\theta=0^\circ$ 、 $\pm 90^\circ$ 等破壞部位，主要屬應力破壞，而 $\theta=180^\circ$ 破壞部位主要屬放大之徑向位移引致仰拱破壞，這些現象大致與5.3節分析結果有相同破壞趨勢。依5.2與5.3節分析結果與圖9.1之案例分析，進行探討之岩石隧道受震破壞型態與其機制如圖八，其中除圖9.1(e)襯砌單側斜向龜裂、(f)襯砌單側斜向龜裂及(h)側壁向內擠壓變形等破壞型態，仍待3D動態分析進一步釐清外，其餘說明如下與圖9.2。

9.1 襯砌縱向龜裂($\theta=\pm 45^\circ$ 處)

日本阪神地震時神戶市之鳴尾御影污水幹線(污水幹管)，其於西工區之地質屬砂質土或粘質土，覆蓋約9~14m，受震時， $\theta=45^\circ$ 、 135° 位置產生縱向裂縫，潛盾隧道典型破壞亦有相同損壞位置(如圖9.1(a))；台灣集集地震時三義隧道為例，主隧道襯砌龜裂可區分有縱向裂縫與環向裂縫兩類，其縱向損壞(龜裂)佔損壞總長度約達65.6%，且多發生在頂拱 $45^\circ\sim 75^\circ$ 之範圍(如圖9.1(e))。研判此破壞型態可能因為由深層上傳之P波、S波，經由地層高頻波衰減與折射作用，此近地表之污水幹管主要受垂直S波作用，而經由5.2節分析可知襯砌最大軸力與彎矩亦發生於 $\theta=45^\circ$ 、 135° ，如圖9.2(c-1)。

9.2 襯砌縱向龜裂($\theta=0^\circ$ 、 $\pm 90^\circ$ 處)

日本阪神地震時之六甲隧道、盤潼隧道破壞主要發生臨近或位於斷層破碎帶，破壞部位發生於 $\theta=0^\circ$ 與 $\pm 90^\circ$ 處，如圖9.1(b)(c)；魚沼隧道於長20公尺處之頂拱約 120° 範圍、單側起拱線(側壁)等位置襯砌損壞；妙見隧道於 $\theta=$

0° 、 $\pm 70^\circ$ 等處襯砌損壞(如圖9.1(d))。研判可能因地震波中沿橫向 45° 傳送之S波或垂直傳送之P波(詳5.2與5.3節)，引致襯砌於 $\theta=0^\circ$ 與 $\pm 90^\circ$ 位置，因應力集中引致縱向裂縫，如圖9.2(c-2)。

9.3 底版龜裂或隆起($\theta=180^\circ$ 處)

日本阪神地震時之六甲隧道、盤潼隧道於 $\theta=180^\circ$ 處發生隆起或縱向裂縫，如圖9.1(b)(c)；2004年日本新潟地震時，魚沼隧道分別有20、50、100公尺長等三區段發生軌道隆起；妙見隧道約50公尺長發生軌道隆起(如圖9.1(d)) (清水滿,2005)。以台灣集集地震時三義隧道為例，於隧道東南方約9.1km之台中縣石岡國小測站，其東西方向、南北方向及垂直方向PGA量測值分別為501.60 gal、361.94 gal及519.42 gal，顯示臨近測站之水平與垂直PGA值均達約0.5g，故P波引起之垂直振動亦值得加以注意，其通風橫坑即發現明顯底版隆起及縱向龜裂(如圖9.1(f))。依5.3節分析結果，研判此可能因地震波中較高頻率之P波引致隧道底拱徑向位移放大，如圖9.2(g)。

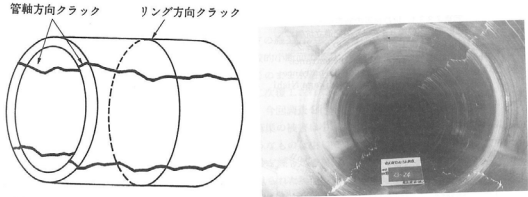
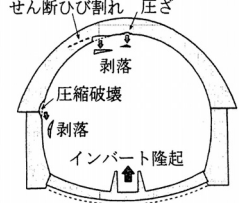
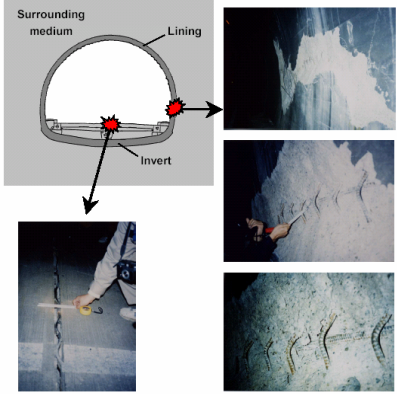
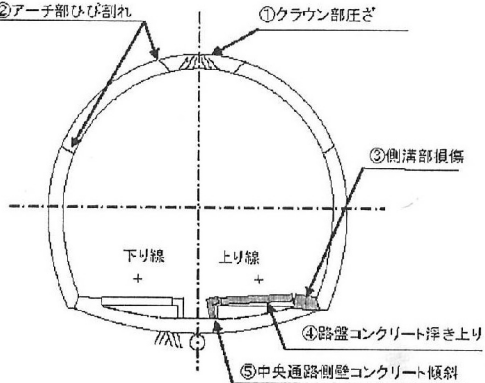
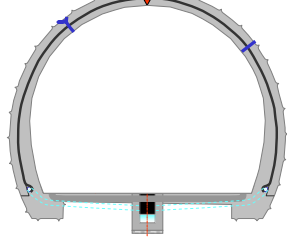
	
(a) 日本潜盾下水道之典型受震破壊部位 ($\theta=45^\circ$、135°)	(b) 日本阪神地震六甲隧道破壊部位況 ($\theta=0^\circ$、90°、180°)
	
(c) 日本阪神地震盤潼隧道破壊部位 ($\theta=90^\circ$、180°)(Uenishi 等人，2001)	(d) 日本新潟地震妙見隧道破壊部位 ($\theta=0^\circ$、70°、180° 或仰拱)
	
(e) 台灣集集地震三義隧道損壞型態(二) ($\theta=\pm 45^\circ$)	(f) 台灣集集地震三義隧道之通風橫坑仰拱隆起($\theta=180^\circ$)

圖 9.1 岩石隧道受震破壞部位案例

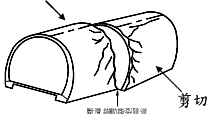
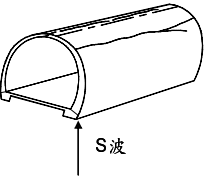
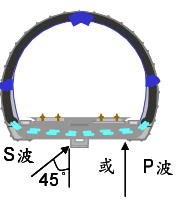
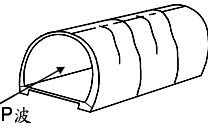
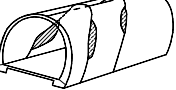
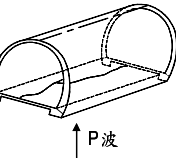
岩石隧道受震破壞型態 (修改自 Wang 等人,2001)		破壞機制探討	參考案例
(a)襯砌遭斷層剪切破壞		受斷層錯動引致隧道襯砌因地層相對位移而剪切破壞。	台灣集集地震石岡壩引水隧道、阪神地震鹽屋谷川放水隧道
(b)隧道因邊坡坍滑破壞		基於洞口邊坡震時破壞應屬邊坡之動態穩定問題。	台灣集集地震與日本自關東地震至阪神地震等多數受震破壞案例
(c-1)襯砌縱向龜裂($\theta=\pm 45^\circ$)		可能因地震波中沿橫向垂直傳送之 S 波，引致襯砌於 $\theta=\pm 45^\circ$ 位置產生縱向裂縫。	台灣集集地震三義隧道 日本阪神地震時鳴尾御影污水幹線與其它潛盾受震破壞案例
(c-2)襯砌縱向龜裂($\theta=0^\circ$ 與 $\pm 90^\circ$)		可能因地震波中沿橫向 45° 傳送之 S 波或垂直傳送之 P 波，引致襯砌於 $\theta=0^\circ$ 與 $\pm 90^\circ$ 位置產生縱向裂縫。	台灣集集地震三義隧道、 日本阪神地震六甲與盤潼隧道、日本新瀉地震魚沼隧道、妙見隧道
(d)襯砌橫向龜裂		可能因地震波中 P 波沿隧道縱向前進，引致臨近施工縫之襯砌因張力作用產生裂縫。	台灣集集地震三義隧道
(e)襯砌單側斜向龜裂		待研究。	台灣集集地震三義隧道
(f)襯砌環狀斜向龜裂		待研究。	台灣集集地震三義隧道
(g)底版(路面)龜裂或隆起		可能因地震波中較高頻率之 P 波引致隧道底拱徑向位移放大。	台灣集集地震三義隧道之通風橫坑、日本阪神地震六甲隧道、日本新瀉地震時、魚沼隧道、妙見隧道、土耳其 Bolu 隧道
(h)側壁向內擠壓變形		待研究。	台灣集集地震三義隧道

圖 9.2 岩石隧道受震破壞型態與其機制探討

十、結論與建議

10.1 結論

1. 山岳隧道受震破壞機制主要包括地盤震動、斷層錯動及地盤破壞。
2. 依強制變位法探討結果，土層於N值稍低或覆蓋深度為 50m(淺覆蓋)之第 IV 類或更差岩體，即可能受震破壞。隨覆蓋深度逐漸增加，第 V 類與第 VI 類岩體可能破壞，但於如覆蓋深度為 500m(深覆蓋)時，岩體為第 VI 類時方可能破壞。
3. 地質越差之岩體類別，岩體剪力波速愈慢，波長愈短，即波長與隧道直徑比(λ/D)越小，其隧道襯砌撓曲愈明顯，其襯砌最大剪力、最大彎矩由第 I 類至第 VI 類岩體(或隨 λ/D 遞減)呈現遞增方式。
4. 隧道位於軟地盤或位於軟硬互層之軟地盤時，隧道襯砌最大彎矩較高，研判因簡谐波由硬地盤進入軟地盤時，其位移有放大之現象，且其隧道波長/隧道直徑較小，導致隧道斷面撓曲變形，彎矩值也隨之提高。反之，隧道位於硬地盤或是位於硬軟互層之硬地盤時，隧道襯砌之彎矩較小。
5. 隧道與斷層破碎帶界面距離不同時，隧道襯砌最大軸力相當，但隧道跨越不同軟硬地層時(情況 5)，所引致之位移相位不同，故襯砌之最大剪力與彎矩較與界面距離為 3D 與 6D 時為大。
6. 在簡諧 S 波垂直上傳作用下，隧道襯砌於 $\theta=45^\circ$ 、 135° 處有最大軸力與彎矩，但簡諧 S 波以與垂直軸夾

45° 向上傳時，隧道襯砌於 $\theta=90^\circ$ 處有最大軸力與彎矩。襯砌位移受波長/隧道直徑比之影響甚鉅。

7. 簡諧 P 波垂直上傳作用下，隧道襯砌於 $\theta=90^\circ$ 處切向應力與 $\theta=180^\circ$ 處徑向位移皆有放大之現象。隧道襯砌最大軸力、剪力及彎矩等亦受波長/隧道直徑比之影響甚鉅。

10.2 建議

1、耐震分析設計流程建議

綜合上述各章之結果，岩石隧道耐震分析設計之所需，建議流程如圖 10-1。本流程建議首先為經由地震危害度分析，瞭解如迴歸週期下之地盤加速度值，再經由地盤震動、地形與地質條件(含地質參數選擇)、隧道幾何條件(含隧道斷面及支撐、襯砌型式及大小)等分析輸入參數選擇，其中地盤震動參數可依頻率域或時間域選擇，選擇設計加速度、速度、位移歷時，或依模態分析進行分析。

一般岩石隧道受震破壞原因可區分為地盤震動及地盤破壞兩種，但地盤破如活動斷層之剪切引致隧道破壞，常無法經由分析設計手法克服，或如洞口邊坡破壞主要屬邊坡受震之穩定問題，非本研究主題，故本耐震分析設計流程未予包含，本流程主要為避免地盤震動引致隧道破壞之分析設計。一般工程界之作業流程包括可行性研究、規劃及設計等階段，其中可行性研究及規劃等階段基於參數精度較低，可採用自由場變形分析，設計階段可採較詳細之數值分析。

一般段隧道之受震分析可採用二維動態分析程式，特殊段隧道如交叉

段、洞口段或斷面變化處等，可採用三維動態分析程式，最後依分析結果進行隧道支撐(襯砌)結構之耐震分析。分析模式須進行驗證，包括分析邊界大小、元素大小及與解析解比較。基於動態分析所費時間較長，故須慎選如加速度、速度或位移歷時，或採用模態分析。

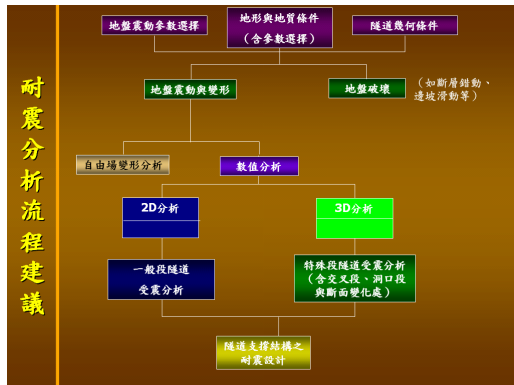


圖 10-1 耐震分析設計流程建議

- 2、本分析採用簡谐波輸入，以瞭解特定簡谐波作用下之隧道行為與特性，實際隧道受震行為仍須採用地震歷時或模態分析。隧道一次支撐(如岩栓、噴凝土)受震行為、含節理(等值岩體)之波傳特性、隧道縱向受震行為、特殊段隧道如交叉段、洞口段等課題，仍待進一步探討。
- 3、本研究相關分析結果，就代表性隧道受震破壞案例之破壞部位、發生原因以及破壞機制，進行初步探討與合理解釋，惟仍有部份破壞模式與其機制，待進一步 3D 動態分析探討。
- 4、岩石隧道耐震規範甚少，且多為定性描述，無定量之規定，仍待釐清與訂定。

參考文獻

- [1] 王文禮、王泰典、蘇灼謹、林峻弘、譚家瑞、黃燦輝(2000)，「台灣中部

岩石隧道之震害與修復」，地工技術，第 81 期，第 5-18 頁

- [2] 黃燦輝、何泰源、張吉佐、姚錫齡、常岐德、李宏徹(1999)，「震後隧道結構快速診斷手冊之建立與震後隧道結構快速補強手段」，公共工程委員會研究報告，台北
- [3] 蔡宜璋(1998)，「半無限域中散射體承受傾斜入射波引起之散射現象」，國立台灣大學土木工程研究所博士論文
- [4] 台北市政府捷運工程局(1991)，「台北都會區大眾捷運系統土木工程設計手冊」，CEML/010/8
- [5] 高雄捷運股份有限公司(2002)，「第四卷第二冊-土建及車站工程設計規範」，高雄都會區大眾捷運系統紅橘線路網建設案招標文件
- [6] Aoki, Y. and Hayashi, S. (1973), "Spectra for earthquake response of underground long structure", Proc, fifth world conference on earthquake engineering, Rome.
- [7] Asakura, T. and Sato, Y. (1996), "Damage to maintain tunnels in hazard area", Soils and Foundations, Jan. P.301-310.
- [8] Barton, N. (2002), "Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 39, P 185-216.
- [9] Dowding, C.H. and Rozen, A. (1978), "Damage to rock tunnel from earthquake shaking," Journal of the Geotechnical Engineering

Division, No. 2, P 175-191.

- [10] Institute of Earth Sciences, Academia Sinica & Center of Earthquake Engineering Research National Taiwan University(1992) , 「 Site dependent design spectrum for Taiwan region 」 , IESER 93002.
- [11] Kuesel, T. R. (1969), "Earthquake design criteria for subway," J. Struct. Div., ASCE ST6, P1213-1231.
- [12] Mow, C.C. and Mente.L.J. (1963) , "Dynamic stress and displacement discontinuities due to plane harmonic shear wave" , Transactions of the ASME , P 598-603.
- [13] Pao, Y.H.(1962), "Dynamical stress concentration in an elastic plane " , Journal of the Applied Mechanics , P 299-305.
- [14] Sharma, S. and Judd, W. R. (1991) , "Underground opening damage from earthquakes," Engineering Geology, 30, P263-276 .
- [15] Uenishi, K., Sakurai, S., Mizoguchi , S. (2001), " Wave-induced damage to underground structure" Report of the Research Center for Urban Safety and Security, Kobe University, Vol15 , P49-60.
- [16] Wang, W. L., Wang, T. T., Su, J. J., Lin, C. H. , Seng , C. R. and Huang, T. H. (2001) , " Assessment of damages in mountain tunnels due to the Taiwan Chi-Chi Earthquake," Tunnelling and underground Space Technology, Vol16 , P133-150 .
- [17] Zhao, J., Zhou, Y.X., Hefny, A.M., Cai, J. G., Chen, S.G., Li, H.B., Liu, J.F., Jain, M., Foo, S.T. and Seah, C.C. (1999), " Rock dynamics research related to cavern development for ammunition storage," Tunnelling and underground Space Technology, Vol14 , No.4, P513-526.
- [18] 吉川恵也(1979), 「鉄道トコネルの震災事例調査」, 鐵道技術研究報告, No.1123.
- [19] 朝倉俊弘、野城一榮(2000), 「山岳トコネルの地震被害と耐震設計への捉言」, 基礎工, 特集:地下構造物の新しい耐震設計, 第 20~22 頁.
- [20] 清水満、栗栖基彰、加藤正二 (2005) , 「新瀉縣中越地震における鐵道トコネルの被害」, トコネルと地下, 第 36 卷 5 號, 第 37~44 頁.