

國立交通大學

工學院碩士專班
營建技術與管理組

碩 士 論 文

台鐵「軌枕埋入式軌道」振動特性研究

Dynamic Characteristics of Sleeper Embedded Track for TRA

研 究 生：郭致宇

指 導 教 授：王彥博 博士

中華民國九十六年六月

台鐵「軌枕埋入式軌道」振動特性研究

Dynamic Characteristics of Sleeper Embedded Track for TRA

研究生：郭致宇

Student：Chih-Yu Kuo

指導教授：王彥博 博士

Advisor：Dr. Yen-Po Wang

國立交通大學

工學院碩士專班營建技術與管理組



Submitted to Master Degree Program of Construction Technology and Management

College of Engineering

National Chiao Tung University

In Partial Fulfillment of the Requirements

For the Degree of

Master of Science

in

Construction Technology and Management

June 2007

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十六年六月

台鐵「軌枕埋入式軌道」振動特性研究

研究生：郭致宇

指導教授：王彥博 博士

國立交通大學工學院碩士專班

營建技術與管理組



摘要

本研究提出一套以商用軟體 SAP2000 為分析工具，利用空間移動之三角波時間函數為輸入擾動模擬單一及序列性等速移動荷重，並配合雙層離散黏彈性支承分析模型，以模擬軌道系統之動態反應。透過與文獻結果之比較，確認本文所提分析模式的合理性，將可應用於條件更複雜、得不到解析解的軌道系統動力分析問題。運用此一數值模擬方式，本研究針對台鐵防振型軌枕埋入式軌道(無道碴型式) 進行分析，分別探討在下部結構為隧道或橋樑等條件下，軌枕質量、鋼軌墊片勁度及軌枕間距等軌道系統參數對動態反應之影響。此外，本文亦就列車不同車速對於軌道系統造成之衝擊效應進行分析，以供實務參考。

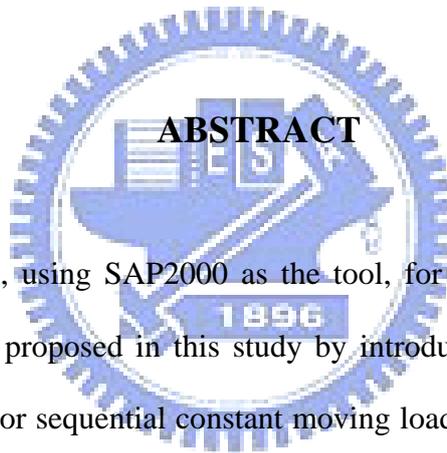
關鍵字：無道碴軌道、軌道振動、軌枕、衝擊效應

A Study on the Dynamic Characteristics of Sleeper-Embedded Track of TRA

Student : Chih-Yu Kuo

Advisor : Dr. Yen-Po Wang

Master Degree Program of Construction Technology and Management
College of Engineering
National Chiao Tung University



ABSTRACT

A numerical scheme, using SAP2000 as the tool, for dynamic response analysis of railway track systems is proposed in this study by introducing move-in-space triangular wave functions as single or sequential constant moving loads, with a discrete double-layer viscous-elastic model for the bearings. Adequacy of the proposed scheme is confirmed by comparing the simulated results with those depicted in the literature, and thus allowing for dynamic analysis of railway track systems in more complex conditions where no analytical solution could be available. Based on the proposed numerical scheme, this study investigates the dynamic characteristics of the sleeper-embedded track (non-ballasted track) of TRA on either bridges or in tunnels. Effects of sleeper mass, rail pad stiffness & sleeper spacing on the dynamic responses have been explored. Moreover, the impact effects of the train moving speed is also investigated for practical concerns.

Keywords : Non-Ballasted Track, track-vibration, sleeper, impact responses

目 錄

	頁次
中文摘要.....	I
英文摘要.....	II
目錄.....	III
表目錄.....	V
圖目錄.....	VI
第一章 緒論.....	1
1.1 前言.....	1
1.2 研究動機及目的.....	1
1.3 文獻回顧.....	2
1.4 研究範圍及方法.....	3
第二章 無道碴軌道系統介紹.....	6
2.1 軌道系統構造簡介.....	6
2.2 無道碴軌道.....	7
2.3 軌枕埋入式軌道之結構配置.....	9
第三章 軌枕埋入式軌道力學分析.....	17
3.1 無道碴軌道分析模型之分類.....	17
3.2 軌枕埋入式軌道分析模型之建立.....	18
3.2.1 基本假設.....	18
3.2.2 分析模型建立.....	19
3.3 軌道單元之有限元素模型.....	20
3.3.1 隧道段軌道有限元素模型.....	20
3.3.2 橋梁段軌道有限元素模型.....	25

第四章 軌道系統之動力歷時分析.....	34
4.1 單一移動荷重模擬.....	34
4.2 SAP2000 程式初步分析結果驗證.....	35
4.3 序列性移動荷重模擬.....	35
4.4 軌枕埋入式軌道動力歷時分析.....	36
4.4.1 隧道段軌道之歷時分析.....	37
4.4.2 橋梁段軌道之歷時分析.....	38
4.4.3 軌道系統歷時分析結果說明.....	39
4.5 實例分析.....	40
第五章 軌道系統之動態反應參數研究.....	69
5.1 軌枕質量對動態反應之影響.....	69
5.2 鋼軌墊片勁度對動態反應之影響.....	71
5.3 軌枕間距對動態反應之影響.....	72
5.4 列車不同車速作用下之衝擊效應.....	73
5.4.1 衝擊係數之定義.....	73
5.4.2 軌道系統衝擊效應分析.....	74
第六章 結論與建議.....	94
參考文獻.....	96

表目錄

表 1.1	台鐵現行無道碴軌道系統表	4
表 4.1	SAP2000 與 RKC CODE 模型之系統參數比較表	42
表 4.2	北迴新線軌枕埋入式軌道系統參數表	42
表 4.3	隧道段軌道系統參數表	43
表 4.4	橋梁段軌道系統參數表	43
表 4.5	連續橋軌道系統參數表	44
表 5.1	隧道段/橋梁段軌道系統參數表(不同軌枕質量)	76
表 5.2	隧道段—不同軌枕重量之軌道系統中點最大動態反應表	76
表 5.3	橋梁段—不同軌枕重量之軌道系統中點最大動態反應表	77
表 5.4	隧道段/橋梁段軌道系統參數表(不同鋼軌墊片勁度)	78
表 5.5	隧道段—不同鋼軌墊片勁度之軌道系統中點最大動態反應表	78
表 5.6	橋梁段—不同鋼軌墊片勁度之軌道系統中點最大動態反應表	79
表 5.7	橋梁段軌道系統參數表(不同軌枕間距)	80
表 5.8	隧道段/橋梁段軌道系統參數表(不同車速)	80
表 5.9	隧道段軌道系統中點最大位移及衝擊係數表	81
表 5.10	橋梁段軌道系統中點最大位移及衝擊係數表	82

圖目錄

圖 1.1	研究方法流程圖	5
圖 2.1	UIC 60 鋼軌示意圖	10
圖 2.2	JIS 60 鋼軌示意圖	10
圖 2.3	扣件系統示意圖	11
圖 2.4	台鐵平版式道床軌道示意圖	11
圖 2.5	台鐵混凝土基座道床軌道示意圖	12
圖 2.6	台鐵軌枕埋入式軌道示意圖	12
圖 2.7	台灣高鐵軌枕埋入式軌道示意圖	13
圖 2.8	台灣高鐵直接埋入式軌道示意圖	13
圖 2.9	浮動式道床軌道示意圖	14
圖 2.10	台灣高鐵日本框架式道床軌道示意圖	14
圖 2.11	軌枕埋入式軌道結構配置平面圖	15
圖 2.12(a)	軌枕埋入式軌道結構配置剖面圖	15
圖 2.12(b)	軌枕埋入式軌道結構配置剖面圖	16
圖 2.13	石碴散佈型軌枕埋入式軌道示意圖	16
圖 3.1	單層離散黏彈性支承模型示意圖	31
圖 3.2	雙層離散黏彈性支承模型示意圖(一)	31
圖 3.3	雙層離散黏彈性支承模型示意圖(二)	31
圖 3.4	隧道段軌道系統分析模型示意圖	32
圖 3.5	橋梁段軌道系統分析模型示意圖	32
圖 3.6	隧道段軌道元素自由度示意圖	32
圖 3.7	橋梁段軌道元素自由度示意圖	33
圖 4.1	單一移動荷重之單位載重歷時圖(第 m 結點位置)	45
圖 4.2	單一移動荷重之位置、時間及荷重 3D 圖	45

圖 4.3	SAP2000 離散黏彈性基礎軌道模型示意圖	46
圖 4.4	RKCODE 連續彈性基礎軌道模型示意圖	46
圖 4.5	SAP2000 考慮 50 modes 之位移歷時圖	47
圖 4.6	RKCODE 考慮 50 modes 之位移歷時圖	47
圖 4.7	SAP2000 考慮 100 modes 之位移歷時圖	48
圖 4.8	RKCODE 考慮 100 modes 之位移歷時圖	48
圖 4.9	序列性台車系統示意圖	49
圖 4.10	序列性移動荷重之單位載重歷時圖(第 m 結點位置)	49
圖 4.11	序列性移動荷重之位置、時間及荷重 3D 圖	49
圖 4.12	台鐵 K-18 活載重分佈示意圖	50
圖 4.13	SAP2000 結點單位載重歷時圖(K-18 活載重分佈)	50
圖 4.14	北迴新線版式軌道位移歷時圖	50
圖 4.15	隧道段軌道系統 SAP2000 分析模型示意圖	51
圖 4.16	橋梁段軌道系統 SAP2000 分析模型示意圖	51
圖 4.17	SAP2000 結點單位載重歷時圖(自強號列車軸重分佈)	51
圖 4.18	自強號列車車廂型式及規格示意圖	52
圖 4.19	隧道段—單一荷重—鋼軌位移歷時圖($\zeta \doteq 0$)	53
圖 4.20	隧道段—單一荷重—鋼軌加速度歷時圖($\zeta \doteq 0$)	53
圖 4.21	隧道段—單一荷重—軌枕位移歷時圖($\zeta \doteq 0$)	54
圖 4.22	隧道段—單一荷重—軌枕加速度歷時圖($\zeta \doteq 0$)	54
圖 4.23	隧道段—序列荷重—鋼軌位移歷時圖($\zeta \doteq 0$)	55
圖 4.24	隧道段—序列荷重—鋼軌加速度歷時圖($\zeta \doteq 0$)	55
圖 4.25	隧道段—序列荷重—軌枕位移歷時圖($\zeta \doteq 0$)	56
圖 4.26	隧道段—序列荷重—軌枕加速度歷時圖($\zeta \doteq 0$)	56
圖 4.27	簡支橋—單一荷重—鋼軌位移歷時圖($\zeta \doteq 0$)	57
圖 4.28	簡支橋—單一荷重—鋼軌加速度歷時圖($\zeta \doteq 0$)	57

圖 4.29 簡支橋—單一荷重—軌枕位移歷時圖($\zeta \doteq 0$).....	58
圖 4.30 簡支橋—單一荷重—軌枕加速度歷時圖($\zeta \doteq 0$).....	58
圖 4.31 簡支橋—單一荷重—橋梁位移歷時圖($\zeta \doteq 0$).....	59
圖 4.32 簡支橋—單一荷重—橋梁加速度歷時圖($\zeta \doteq 0$).....	59
圖 4.33 簡支橋—序列荷重—鋼軌位移歷時圖($\zeta \doteq 0$).....	60
圖 4.34 簡支橋—序列荷重—鋼軌加速度歷時圖($\zeta \doteq 0$).....	60
圖 4.35 簡支橋—序列荷重—軌枕位移歷時圖($\zeta \doteq 0$).....	61
圖 4.36 簡支橋—序列荷重—軌枕加速度歷時圖($\zeta \doteq 0$).....	61
圖 4.37 簡支橋—序列荷重—橋梁位移歷時圖($\zeta \doteq 0$).....	62
圖 4.38 簡支橋—序列荷重—橋梁加速度歷時圖($\zeta \doteq 0$).....	62
圖 4.39 簡支橋—序列荷重—鋼軌加速度 FFT 分佈圖($\zeta \doteq 0$).....	63
圖 4.40 簡支橋—序列荷重—軌枕加速度 FFT 分佈圖($\zeta \doteq 0$).....	63
圖 4.41 簡支橋—序列荷重—橋梁加速度 FFT 分佈圖($\zeta \doteq 0$).....	63
圖 4.42(a) 連續橋軌道系統 SAP2000 分析模型示意圖.....	64
圖 4.42(b) 簡支橋軌道系統 SAP2000 分析模型示意圖.....	64
圖 4.43 連續橋—鋼軌位移歷時圖($\zeta = 0.025$).....	64
圖 4.44 連續橋—鋼軌加速度歷時圖($\zeta = 0.025$).....	65
圖 4.45 連續橋—橋梁位移歷時圖($\zeta = 0.025$).....	65
圖 4.46 連續橋—第一橋跨—橋梁中點加速度歷時圖($\zeta = 0.025$).....	66
圖 4.47 連續橋—第二橋跨—橋梁中點加速度歷時圖($\zeta = 0.025$).....	66
圖 4.48 連續橋—第三橋跨—橋梁中點加速度歷時圖($\zeta = 0.025$).....	67
圖 4.49 連續橋與簡支橋中點加速度歷時比較圖($\zeta = 0.025$).....	67
圖 4.50 連續橋—軌道系統中點鋼軌加速度 FFT 分佈圖($\zeta \doteq 0.025$).....	68
圖 4.51 連續橋—軌道系統中點橋梁加速度 FFT 分佈圖($\zeta \doteq 0.025$).....	68
圖 5.1 隧道段—不同軌枕重量之軌道中點鋼軌最大位移圖.....	83
圖 5.2 隧道段—不同軌枕重量之軌道中點軌枕最大位移圖.....	83

圖 5.3	隧道段—不同軌枕重量之軌道中點鋼軌最大加速度圖	83
圖 5.4	隧道段—不同軌枕重量之軌道中點軌枕最大加速度圖	84
圖 5.5	橋梁段—不同軌枕重量之軌道中點鋼軌最大位移圖	84
圖 5.6	橋梁段—不同軌枕重量之軌道中點軌枕最大位移圖	84
圖 5.7	橋梁段—不同軌枕重量之軌道中點橋梁最大位移圖	85
圖 5.8	橋梁段—不同軌枕重量之軌道中點鋼軌最大加速度圖	85
圖 5.9	橋梁段—不同軌枕重量之軌道中點軌枕最大加速度圖	85
圖 5.10	橋梁段—不同軌枕重量之軌道中點橋梁最大加速度圖	86
圖 5.11	隧道段—不同鋼軌墊片勁度之軌道中點鋼軌最大位移圖	87
圖 5.12	隧道段—不同鋼軌墊片勁度之軌道中點軌枕最大位移圖	87
圖 5.13	隧道段—不同鋼軌墊片勁度之軌道中點鋼軌最大加速度圖	87
圖 5.14	隧道段—不同鋼軌墊片勁度之軌道中點軌枕最大加速度圖	88
圖 5.15	橋梁段—不同鋼軌墊片勁度之軌道中點鋼軌最大位移圖	88
圖 5.16	橋梁段—不同鋼軌墊片勁度之軌道中點軌枕最大位移圖	88
圖 5.17	橋梁段—不同鋼軌墊片勁度之軌道中點橋梁最大位移圖	89
圖 5.18	橋梁段—不同鋼軌墊片勁度之軌道中點鋼軌最大加速度圖	89
圖 5.19	橋梁段—不同鋼軌墊片勁度之軌道中點軌枕最大加速度圖	89
圖 5.20	橋梁段—不同鋼軌墊片勁度之軌道中點橋梁最大加速度圖	90
圖 5.21	橋梁段—不同軌枕間距之軌道中點橋梁加速度歷時圖	91
圖 5.22	橋梁段—不同軌枕間距之軌道中點鋼軌加速度歷時圖	91
圖 5.23	橋梁段—不同軌枕間距之軌道中點橋梁位移歷時圖	91
圖 5.24	橋梁段—不同軌枕間距之軌道中點鋼軌位移歷時圖	92
圖 5.25	軌道系統中點位置鋼軌衝擊係數圖	93
圖 5.26	橋梁段軌道系統中點位置衝擊係數圖	93

第一章 緒論

1.1 前言

鐵路軌道系統依道床結構型式可分為兩大類，即道碴軌道(Ballasted Track)及無道碴軌道(Non-Ballasted Track)。國內鐵路除台鐵大部分路段仍為傳統道碴軌道外，台北捷運、高雄捷運、高鐵及中正機場捷運等均已大量採用無道碴軌道系統。由於無道碴軌道之吸音減振功能不如道碴道床，因此各國有關無道碴軌道之研究主要著重在減振及噪音防制方面，以提高旅客乘坐之舒適性。「台灣鐵路管理局」近年來亦逐步開始採用無道碴軌道系統，除了因應未來維修人力不足的問題外，主要亦在降低軌道維護的成本。台鐵對於無道碴軌道系統之應用尚處於起步階段，應儘速建立相關技術之理論架構，據以發展適合本土之軌道工程技術。



1.2 研究動機及目的

目前台鐵使用之無道碴軌道系統可整理如表 1.1 所示，其中「彈性軌枕直結軌道」屬於「軌枕埋入式軌道系統」〔11〕。該型軌道係利用鋼軌下方之橡膠墊片及預力混凝土軌枕下方之彈性材，再配合軌枕兩端之橡膠被覆套，藉以增加其吸音減振之功能。「交通部鐵路改建工程局」於鐵路地下化工程南港專案之軌道工程，考量鐵路沿線多經過屬振動及噪音敏感帶之市區，遂以北迴新線新南澳隧道採用之「彈性軌枕直結軌道」為基礎，以日本常磐新線之「石碴散佈型彈性軌枕直結軌道」型式為輔，經研究後決定於橋梁及隧道段之軌道型式採用「彈性 PC 軌枕防振直結軌道」〔11-12〕，以減少列車行駛時所引起之噪音與振動。

「彈性 PC 軌枕防振直結軌道」之主要功能為「減振」，惟該型軌道系統

之設計與結構分析檢核仍在靜力分析之層次，僅於列車動態載重部份額外考慮一衝擊係數 [12]。實際之減振效果則有待後續之監測分析加以評估驗證。本研究擬嘗試以動態模型進行分析，以瞭解列車於不同車速行駛時之軌道振動特性，並進一步探討該型軌道系統之減振效益。

1.3 文獻回顧

就輪軌運行之鐵路而言，其軌道系統之主要功能在於引導列車行進，並將車輪之列車載重(集中力)經鋼軌、扣件組、道床傳遞至路基上。早期有關軌道力學之研究，主要假設鋼軌為一無限長梁、鋼軌支承系統為一彈性基礎及列車載重為靜態集中力等條件下進行模擬。捷克學者 Winkler 於 1867 年便提出一項假設：「若將鋼軌置於無限長彈性基礎上，即梁可視為平置於彈性基礎上，則梁上任一點所受之反力與該點之位移成正比」，此即著名的 Winkler Foundation 理論。此後 Hetenyi(1946)根據 Winkler 之假設於『Beams on Elastic foundation』乙書中推導出各種靜態載重之下，彈性基礎之無限長及有限長梁的變位解析方程式。Kenny(1954) [1] 及 Duffy(1990) [3] 則將列車模擬成移動載重，並分析梁之動態反應，其結果顯示，當車速與彈性基礎梁之波傳速度相同時，梁會發生不穩定的現象。

國內學者陳永祥等人，包括：Chen(1987)、Chen & Sheu(1995; 1996)、Chen & Huang(2000)，何善杰(1995)、洪英哲(1997)、何仲騏(1999)、徐子明(2000)、許家郎(2000)、劉得立(2003)，亦曾針對軌道之動態行為進行分析與探討。對於鐵路橋梁之衝擊效應研究，則有姚忠達(1996)、胡俊明(1998)、楊崇孚(2002)等人之研究。

近年來因電腦計算能力之大幅提升，使得吾人得以利用數值方法建立複雜之結構分析模型，以模擬列車軌道系統之動態行為。學者楊永斌、姚忠達(2000)

於『高速鐵路車-橋互制理論』乙書中，以移動懸吊質量模擬車體，利用 Newmark- β 差分法配合動態濃縮觀念，將車體自由度濃縮到對應梁元素自由度中，推導出車橋互制元素(Vehicle-Bridge Interaction, VBI 元素)，以作為橋梁衝擊係數評估或車橋互制現象的動力分析工具。學者郭振銘帶領學生對於不同型式軌道數值分析模型之建立，亦有不少成果，包括：陳志偉(2002)、潘濬璋(2003)、陳苡亦(2004)、陳家輝(2004)等。此外，學者洪振發(2005)及施光夏(2004)則利用有限元素分析軟體進行分析，以探討台鐵無道碴軌道系統之動態特性。

1.4 研究範圍及方法

本研究首先針對「軌枕埋入式軌道」系統(無道碴軌道型式)建立其動態解析模型，依據拉格朗日方程式(Lagrange's equation)推導運動方程式，並以工程實務上廣範運用之軟體 SAP2000 求解系統之動態歷時反應，以探討列車行進時之軌道振動特性。

本研究有關軌枕質量、鋼軌墊片勁度、軌枕間距等參數，均採用工程實務上常用之軌道系統參數，俾使動態反應影響評估具備工程應用價值。此外，本文亦將探討列車於不同車速情況下對橋梁及隧道段軌道系統之動態衝擊，為使分析結果較能符合實際情況，軌道系統衝擊效應分析之，係以序列性移動載重模擬台鐵現行推拉式(Push-Pull)列車之軸重分佈，俾使分析結果更具實用價值。

本研究將無限長鋼軌簡化為有限長之 Bernoulli-Euler 梁，主要探討軌枕埋入式軌道系統之垂向振動反應，並嘗試以商用軟體 SAP2000 建立單一及序列性移動荷重之軌道系統數值分析模型。該分析模型亦可適用於其他各型之「埋入式軌道」，詳 2.2 節。本文之研究流程整理如圖 1.1 所示。

表 1.1 台鐵現行無道碴軌道系統表

無道碴軌道型式	地點/台鐵俗稱	軌道系統結構配置
平版式軌道	南港溪橋/版式軌道	鋼軌 彈性扣件組
	苗南隧道/彈性基鈹軌道	混凝土道床版 CA 砂漿
混凝土基座式軌道	彰化-追分/彈性基鈹軌道	鋼軌 彈性扣件組
	曾文溪橋/彈性基鈹軌道	長條形混凝土基座
軌枕埋入式軌道	和平-崇德/彈性軌枕直結軌道	鋼軌 彈性扣件組 混凝土軌枕
	汐止高架/彈性 PC 軌枕防振直結軌道	彈性材及防振箱 混凝土道床版

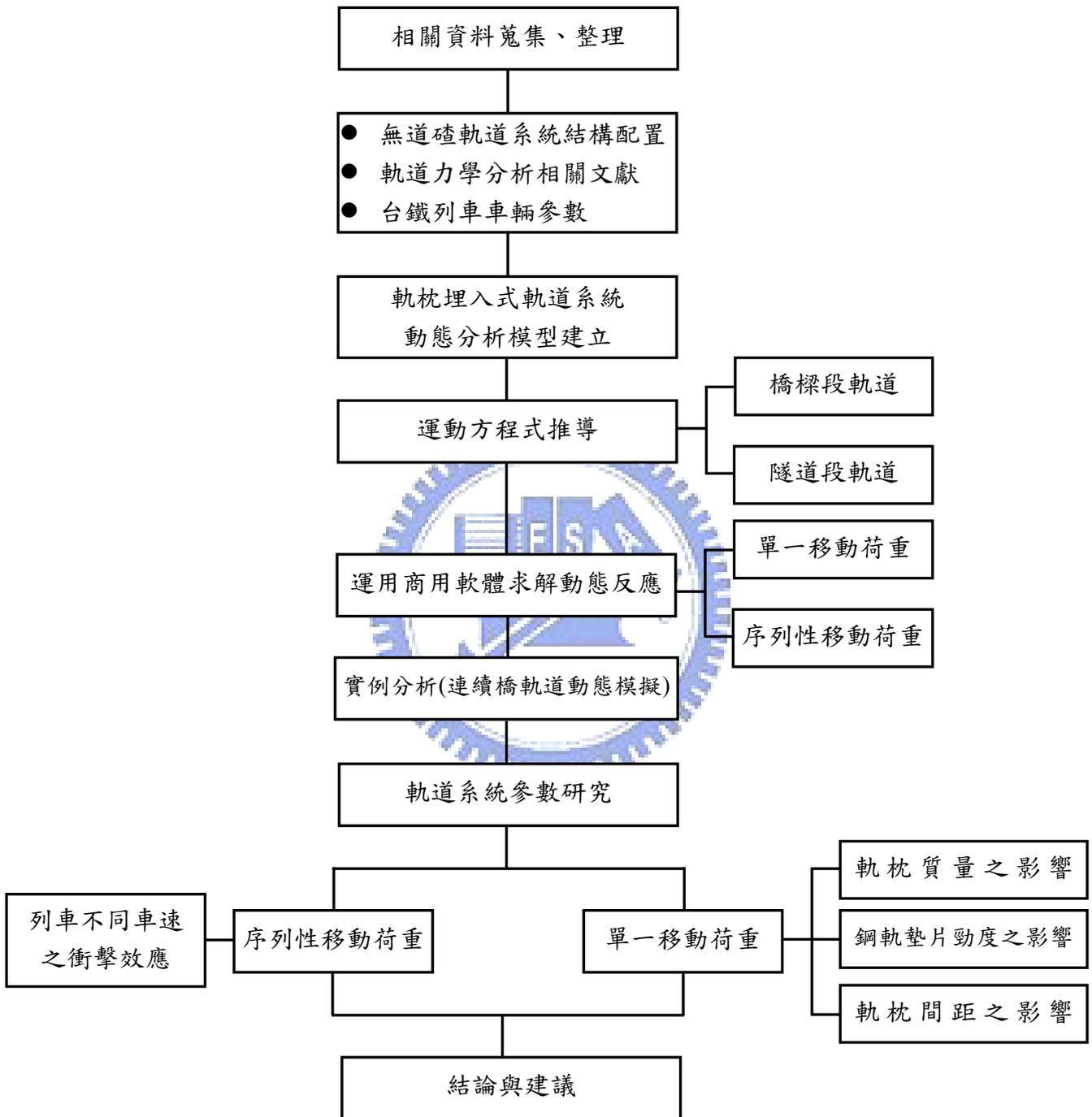


圖 1.1 研究方法流程圖

第二章 無道碴軌道系統介紹

軌道系統廣義而言，包括所有具導引車輛行駛於特定路徑者，如鋼軌-鋼輪、膠輪及磁浮導向推進系統等；狹義而言，則僅限於導引鋼輪列車行進於鋼軌上之系統。本研究所討論者係屬於鋼軌-鋼輪之軌道系統。

2.1 軌道系統構造簡介

軌道系統基本上由鋼軌、扣件及承托系統三大構件所組成。以下分別說明各項構件之功能：

(一) 鋼軌

鋼軌為直接承載列車鋼輪並將荷重均勻向下傳遞之主要軌道構件，同時亦具備提供列車平順流暢行駛及導引正確路徑之功能。近年來因載運量大、車速提高及養護成本偏高，故鋼軌之設計已朝向延長壽命及降低維護成本之方向發展。

鋼軌種類眾多，目前國際上較常使用的鋼軌規格，如國際軌道聯盟(Internation Union of Railways)之 UIC 60 型(圖 2.1)及日本國家標準之 JIS 60 型(圖 2.2)。國內之台鐵已逐步以 UIC 60 取代原有之 JIS 50N 型鋼軌，台北及高雄捷運均使用 UIC 60 型，高鐵則採用 JIS 60 型。

(二) 扣件系統

扣件系統係由早期木枕所使用之道釘，逐漸演進成為現行之彈性扣件系統。現代軌道扣件系統可區分為扣夾、基板及錨碇組件三部分，如圖 2.3 所示。其主要功能包括：穩定鋼軌、維持軌距(兩鋼軌之中心距)使為一定合理值、抵

抗車行及溫度變化產生之力量等。現代化扣件系統須具備降低噪音振動及更換、維護容易之特性，以兼顧行車安全性、舒適度及低成本之需求。

(三) 承托系統

承托系統為軌道構造中最下部之支承組件，通稱為道床，其下則銜接土木結構。承托系統基本上可分成兩大類，一為道碴道床，其組成包括：軌枕、道碴及底碴；一為無道碴道床，其組成型式眾多，詳本文 2.2 節。基於維修成本之考量，現行軌道多採無道碴道床，即俗稱之版式道床軌道。

就現代化無道碴道床而言，其主要功能為：提供堅實穩固的支撐使軌道不易變形移位，並藉以吸收列車行駛所引起之衝擊荷重，同時亦具有低噪音及低振動等特性。

2.2 無道碴軌道

無道碴軌道系統之承托組件是以混凝土構造為主軸，取代傳統軌道採用之道碴及底碴系統。此外，道床之空間需求及整體重量亦較道碴軌道小而輕便。

無道碴軌道發展至今已數十年，世界各國皆依不同需求進行設計與研發，故型式眾多。鄭國雄、張思(2002)等人就無道碴軌道與支承土木結構之結合方式進行分類，主要區分成三種型式〔9〕，說明如下：

(一) 直接固定式

直接固定式無道碴軌道係由扣件系統將鋼軌固定於軌道承托系統(道床)上，而承托系統亦直接固定於支承結構上，如圖 2.4 及圖 2.5 所示。依道床構造之不同型式，又可細分成以下三種：

- (1)直座結構道床：直接將鋼軌以扣件組固定於結構體完成面上。此型軌道並無道床，排水性質較差，軌道可能座落於排水層內。
- (2)平版式道床：現場澆置混凝土道床版作為鋼軌及支承結構之介面層，兼具排水功能。
- (3)混凝土基座道床：或稱縱枕式軌道，以長條形之混凝土基座(有連續或非連續型)作為軌道承托系統。台北捷運即採用此軌道系統。

(二) 埋入式

埋入式無道碴軌道係先將鋼軌固定於軌道承托系統(道床)中之軌枕上，於施工時吊至現場定位後再澆置混凝土，俾便將軌枕與支承結構結合，如圖 2.6 及圖 2.7 所示。依軌枕型式之不同又可細分成以下二種：

- (1)軌枕埋入式：由早期之木枕逐漸演變至混凝土枕、預力混凝土枕。由於混凝土枕之重量重且調整空間小，日本已於近期開始推廣輕質且可現場鑽掘孔洞並作為鋼軌定位之「合成木質纖維軌枕」。
- (2)混凝土塊埋入式：係源自法國 STEDEF 軌枕，主要是以雙混凝土塊為主體並藉鐵桿將其連成一體，其成本較混凝土枕低廉且質輕。近年來多已捨去連接鐵桿，採用直接將混凝土塊埋入道床版內之施作方式。目前台灣高鐵採用之 LVT(Low Vibration Track)軌道系統即為本系統。
- (3)直接埋入式：此型軌道之特點在於捨去固定鋼軌之扣件系統及軌枕，直接於道床混凝土版預留凹槽，再將液態彈性材灌注於凹槽中使其凝固，固定住鋼軌，如圖 2.8 所示。目前台灣高鐵於台北站即採用此型軌道系統。

(三) 彈性支承墊式

彈性支承墊式無道碴軌道係於軌道版(道床)及支承結構間以彈性構材(可為橡膠、機械式彈簧或 CA 砂漿等)作為襯墊，以達吸音及減振功能，如圖 2.9 及圖 2.10 所示。依軌道版型式之不同又可細分成以下二種：

(1)浮動式道床(Floating slab)：軌道版為預鑄混凝土版，系統的自然頻率與道版之尺寸、重量及彈性材之彈簧常數有關。

(2)日本框架式道床：先於支承結構上澆置道床之底層混凝土版，再將預鑄框架式軌道版吊放於底層混凝土版上。其彈性材(CA 砂漿)係由柏油乳劑、水、水泥、細骨材及添加劑拌合而成，施作於軌道版及底層混凝土版間。目前台灣高鐵大量採用之 J-Slab 軌道系統即屬此型軌道系統。

2.3 軌枕埋入式軌道之結構配置

「軌枕埋入式軌道」為埋入式無道碴軌道系統的一種，其與支承結構之結合方式如 2.2 節之說明，該型軌道之結構配置主要包括：鋼軌、彈性扣件組、軌枕及混凝土道床版，其下部結構通常為橋梁及隧道。現行軌枕埋入式軌道主要利用彈性扣件組之鋼軌墊片(橡膠)及軌枕與道床版間之彈性材(橡膠)，來提升系統之減振功能，如圖 2.11 及圖 2.12 所示。此外，日本則於軌道周圍加鋪吸音道碴，以提昇消音功能，如圖 2.13 所示。有關此型軌道之力學分析將於本文第三章說明。

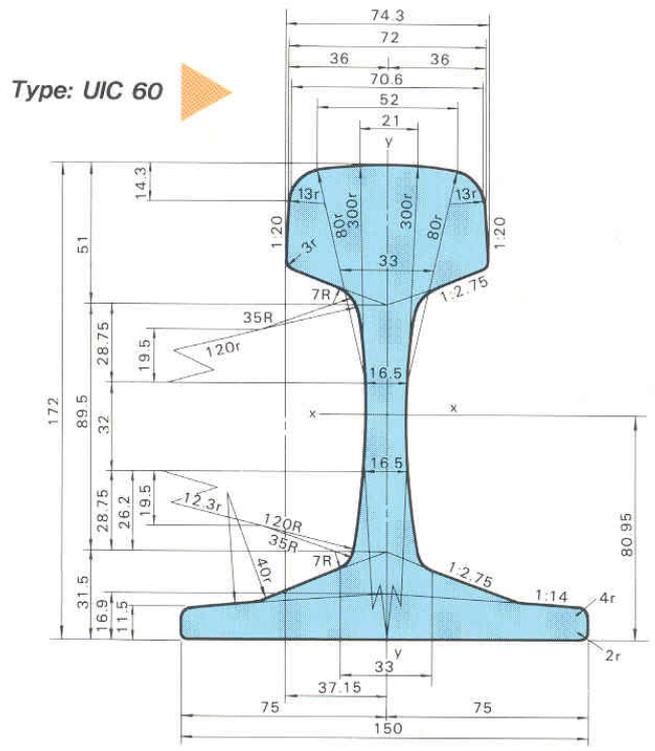


圖 2.1 UIC 60 鋼軌斷面示意圖(摘自 RAILS,Nippon Steel Corporation)

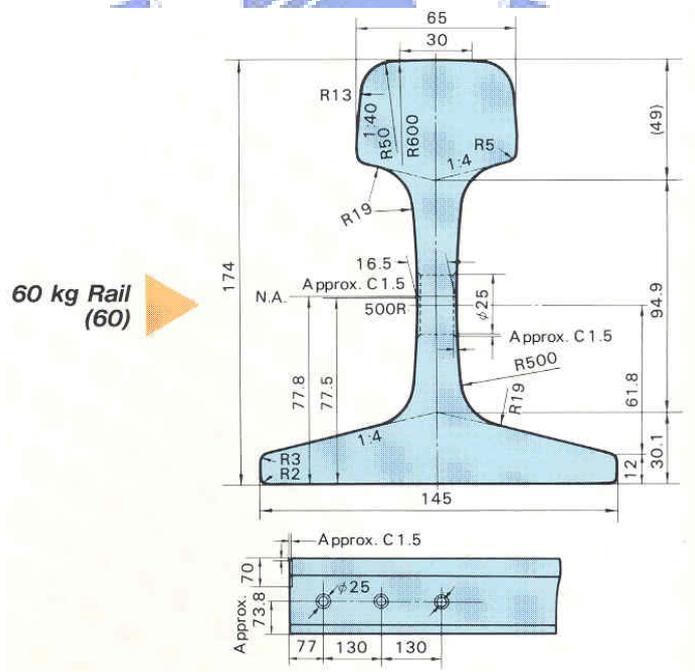


圖 2.2 JIS 60 鋼軌斷面示意圖(摘自 RAILS,Nippon Steel Corporation)

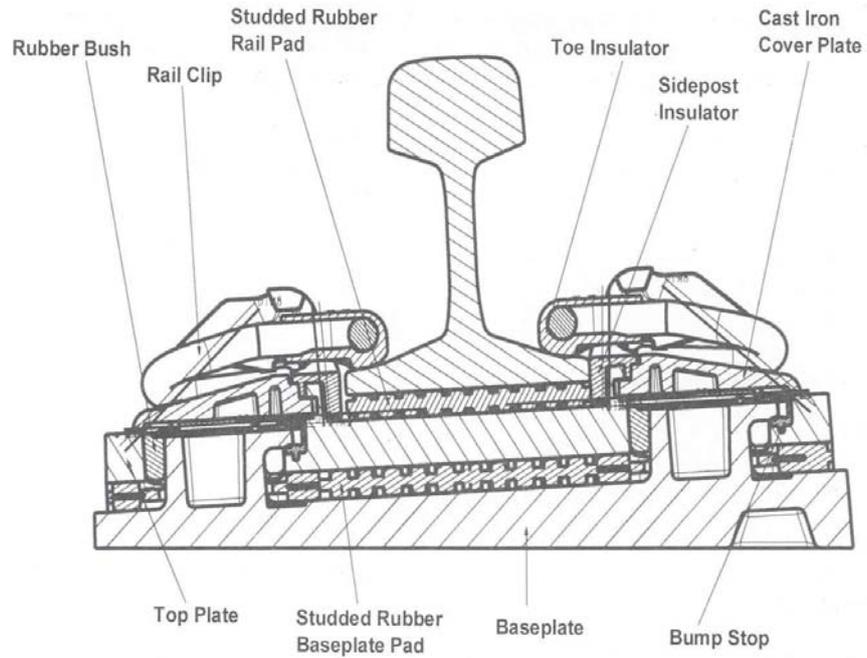


圖 2.3 扣件系統示意圖(摘自 PANDROL VIPA : The next generation in track support systems)



圖 2.4 台鐵平版式道床軌道示意圖



圖 2.5 台鐵混凝土基座道床軌道示意圖



圖 2.6 台鐵軌枕埋入式軌道示意圖



圖 2.7 台灣高鐵軌枕埋入式軌道示意圖



圖 2.8 台灣高鐵直接埋入式軌道示意圖

Special application : railway isolation

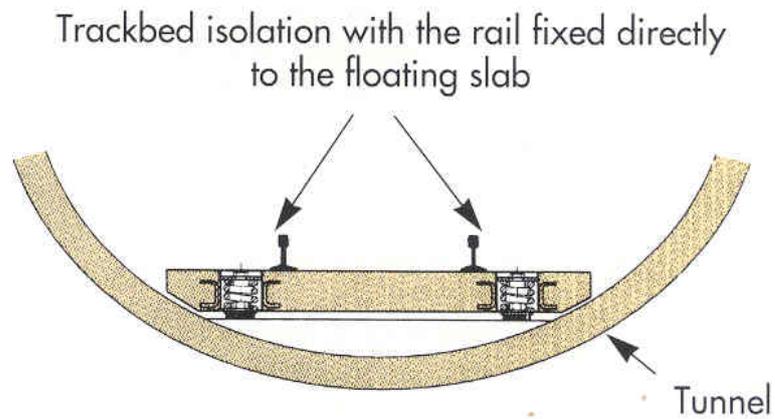


圖 2.9 浮動式道床軌道示意圖(摘自 GERB informs : Low Frequency Floating Floor System with accessible integrated spring elements)



圖 2.10 台灣高鐵日本框架式道床軌道示意圖

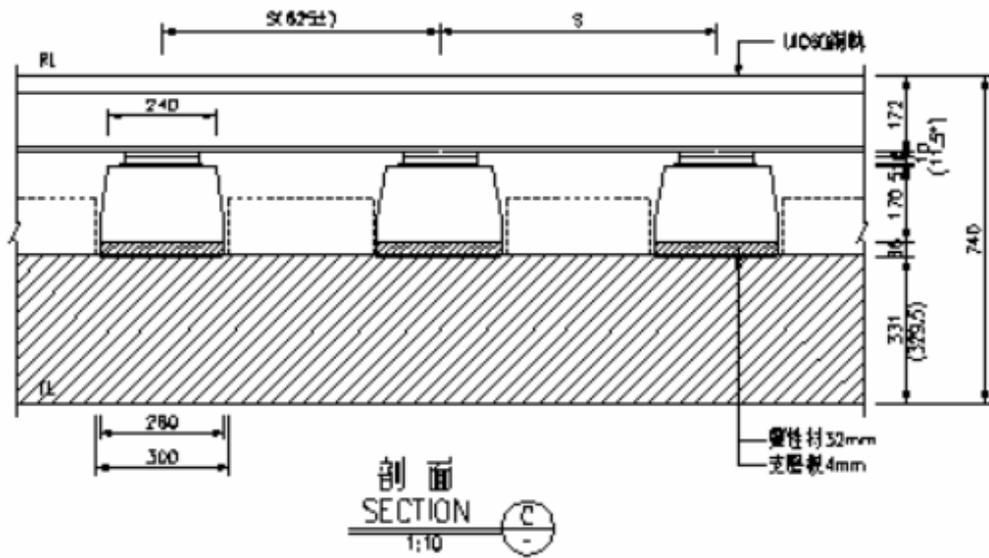


圖 2.12(b) 軌枕埋入式軌道結構配置剖面圖(摘自邱宇彰等(2005), 彈性 PC 軌枕防振直結軌道與橋上長軌設計案例)



圖 2.13 石碴散佈型軌枕埋入式軌道示意圖

第三章 軌枕埋入式軌道力學分析

本章首先根據無道碴軌道之動力分析模型進行分類，並說明「軌枕埋入式軌道」力學分析時所考慮之基本假設條件，進而推導軌道之運動方程式，並建立動態解析模型，俾便進行數值模擬分析，以探討其振動特性及動態歷時反應。

3.1 無道碴軌道分析模型之分類

針對第二章所述無道碴軌道系統之各種型式，假設車體載重模擬為集中力之前提下，本研究將動力分析模型分成以下三種型式：

(一)軌道結構之配置依序為鋼軌、彈性扣件、基礎結構(含軌道版或基座)之單層離散黏彈性支承模型，如圖 3.1(a)及圖 3.1(b)所示。此分析模型適用於直座結構道床軌道、平版式道床軌道及混凝土基座道床軌道等系統。

(二)軌道結構之配置依序為鋼軌、彈性扣件、軌枕、彈性材、基礎結構(含軌道版)之雙層離散黏彈性支承模型(1)，如圖 3.2(a)及圖 3.2(b)所示。此分析模型適用於軌枕埋入式軌道及混凝土塊埋入式軌道等。

(三)軌道結構之配置依序為鋼軌、彈性扣件、軌道版、彈性材、基礎結構(含底層混凝土版)之雙層離散黏彈性支承模型(2)，如圖 3.3(a)及圖 3.3(b)所示。此分析模型則適用於浮動式道床軌道及日本框架式道床軌道等。

其中，單層離散黏彈性支承模型可視為兩種雙層離散黏彈性支承模型之簡化分析模型。此外，軌道系統之下部基礎結構分別考慮隧道及橋梁兩種狀況。

3.2 軌枕埋入式軌道分析模型之建立

軌道系統之力學分析理論，係以受力傳遞之行為作為基礎。以「軌枕埋入式軌道」而言，其傳力程序可分為車體、懸吊系統、車輪、鋼軌、彈性扣件組、軌枕、彈性材、道床版與基礎結構。模擬分析時可將車體視為列車簧上質量、懸吊系統視為離散黏彈性支承、車輪視為簧下質量、鋼軌視為梁、彈性扣件組視為離散黏彈性支承、軌枕視為剛體質量、彈性材視為離散黏彈性支承、再結合道床版及基礎結構，如此即可建立多層離散多自由度系統分析模型。上述之構件元素可依據分析精確度及效率的要求，適度予以簡化。

3.2.1 基本假設

本研究之分析主要基於以下假設條件：

(一) 車體、懸吊系統、車輪

列車構造主要由車體、懸吊系統及車輪所組成，通常將其視為移動力量(moving force)或移動質量(moving mass)。惟依據台鐵列車最高設計時速 130 公里，並參考『高速鐵路車-橋互制理論』乙書對於決定移動載重形式之說明：「在一般常速狀況(時速 150 公里以下)，當車身重量遠小於橋體重時，可將車身質量慣性效應忽略，此時列車可視為移動力量」〔8〕，故本研究將以等速移動力量模擬之。

(二) 鋼軌

鋼軌主要以 Bernoulli-Euler 梁或 Timoshenko 梁作為模擬分析之理論基礎，其差別在於 Bernoulli-Euler 梁僅考慮梁受純彎曲變形，未考慮剪切效應及旋轉慣性。一般而言，鋼軌為均質材料、細長比小，故可忽略其剪切效應。且



工程實務上，若能簡化計算過程且保有一定之精度，較易為工程師所採納使用，因此本研究將以 Bernoulli-Euler 梁理論建立鋼軌之分析模型。

軌道系統之鋼軌行為近似無限長結構。惟根據陳永祥等(2001)及 Ruta & Wojcicki (1999)之研究認為，鋼軌長度只要達 12m 以上即可充份掌握無限長軌道之特性 [10]。因此本研究假設鋼軌為 30m 以上之有限長度進行分析。

(三) 軌枕

軌道系統之軌枕多使用混凝土材質，其寬度小，且以固定間距進行配置，因此可忽略軌枕本身之彎曲變形，故吾人得以離散剛體質量模擬之。

(四) 鋼軌墊片及軌枕彈性材

軌道系統於列車作用下之垂直向位移量，除了鋼軌之變形外，主要由彈性扣件組之鋼軌墊片(橡膠)及軌枕彈性材(橡膠)之振動變形所造成。本研究將考慮以雙層離散黏彈性支承模擬之。

(五) 道床版及基礎結構

軌枕埋入式軌道系統常應用於隧道或橋梁段。如為隧道，由於其底版(明挖覆蓋箱型隧道)或仰拱(山岳隧道)之剛度甚大，因此不考慮其對於軌道振動特性之影響(即：假設底版或仰拱為剛性體)；若為橋梁，則會因橋梁構造型式不同或跨徑之不同而產生不同之振動模式，因此橋梁之振動模態亦將納入理論分析模型中。此外，由於道床版主要係以鋼筋或錨栓將其與基礎結構連結，因此可視為基礎結構的一部分。

3.2.2 分析模型建立

茲根據 3.2.1 節所述之基本假設條件，同時參考 2.3 節之軌枕埋入式軌道

之結構配置方式，建立軌道系統之動態分析模型如下：

(1)基礎結構為隧道之等速移動荷重分析模型，如圖 3.4 所示。

(2)基礎結構為簡支橋梁之等速移動荷重分析模型，如圖 3.5 所示。

3.3 軌道單元之有限元素模型

本節將建立軌枕埋入式軌道系統之有限元素模型，考慮鋼軌座落在黏彈性支承之情況進行推導。

3.3.1 隧道段軌道有限元素模型

首先取一小段梁元素進行分析，定義此一軌道元素之自由度及座標系統如圖 3.6 所示。本文只考慮系統垂直向及梁端轉角之振動反應，忽略系統水平向位移之影響，將軌枕視為一剛體質量，將每一小段軌道視為基本元素，每段元素包括兩個結點，共 5 個自由度，再依據拉格朗日方程式(Lagrange's equation)推導出軌道元素之運動方程式。

系統自由度

根據圖 3.6 所示之座標系統，鋼軌及軌枕之垂直向位移可表示如下：

$$u_r(x,t) = \sum_{i=1}^4 \phi_i(x)q_i(t) \quad \text{及} \quad u_s(t) \quad (3.1)$$

其中，

$u_r(x,t)$ ：鋼軌垂直向位移 $u_s(x,t)$ ：軌枕垂直向位移

$\phi_i(x)$ ：鋼軌形狀函數 $q_i(t)$ ：鋼軌形狀函數所對應之模態座標

系統動能

$$T = T_r + T_s \quad (T_r : \text{鋼軌之動能} ; T_s : \text{軌枕之動能})$$

$$T_r = \frac{1}{2} \left[\overline{m}_r \int_0^l \left(\dot{u}_r(x,t) \right)^2 dx + \overline{J}_r \int_0^l \left(\dot{u}'_r(x,t) \right)^2 dx \right]$$

$$T_s = \frac{1}{2} m_s \left(\dot{u}_s(t) \right)^2$$

將式(3.1)代入上式可得：

$$T = \frac{1}{2} \left[\overline{m}_r \int_0^l \left(\sum_{i=1}^4 \phi_i(x) \dot{q}_i(t) \right)^2 dx + \overline{J}_r \int_0^l \left(\sum_{i=1}^4 \phi'_i(x) \dot{q}_i(t) \right)^2 dx + m_s \left(\dot{u}_s(t) \right)^2 \right] \quad (3.2)$$

系統位能

$$U = U_r + U_{rs} + U_{ss} \quad (U_r : \text{鋼軌之擾曲變位能} ; U_{rs} : \text{鋼軌之彈性能} ; U_{ss} : \text{軌枕之彈性能})$$

$$U_r = \frac{1}{2} EI \int_0^l \left(u_r''(x,t) \right)^2 dx$$

$$U_{rs} = \frac{1}{2} k_1 \left(u_r(x,t) - u_s(t) \right)^2$$

$$U_{ss} = \frac{1}{2} k_2 \left(u_s(t) \right)^2$$

將式(3.1)代入上式可得：

$$U = \frac{1}{2} \left[EI \int_0^l \left(\sum_{i=1}^4 \phi_i''(x) q_i(t) \right)^2 dx + k_1 \left(\sum_{i=1}^4 \phi_i(x) q_i(t) - u_s(t) \right)^2 + k_2 \left(u_s(t) \right)^2 \right] \quad (3.3)$$

系統非保守能

$$W = W_e + W_c \quad (W_e : \text{外力所作之功} ; W_c : \text{阻尼力所作之功})$$

在不考慮鋼軌內在阻尼情況下：

$$W_e = p(x,t)u_r(x,t)$$

$$W_c = - \left[c_1 \left(\dot{u}_r(x,t) - \dot{u}_s(t) \right) \left(u_r(x,t) - u_s(t) \right) + c_2 \dot{u}_s(t) u_s(t) \right]$$

將式(3.1)代入上式可得：

$$W = p(x,t) \sum_{i=1}^4 \phi_i(x) q_i(t) - \left[c_1 \left(\sum_{i=1}^4 \phi_i(x) \dot{q}_i(t) - \dot{u}_s(t) \right) \left(\sum_{i=1}^4 \phi_i(x) q_i(t) - u_s(t) \right) + c_2 \dot{u}_s(t) u_s(t) \right] \quad (3.4)$$

Lagrange's equation

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{q}_i} \right) - \left(\frac{\partial T}{\partial q_i} \right) + \left(\frac{\partial U}{\partial q_i} \right) = \left(\frac{\partial W}{\partial q_i} \right) ; \quad i=1, \dots, 4 \quad (3.5)$$

其中，

T ：系統動能 W ：系統非保守能

U ：系統位能 q ：系統自由度

軌道元素運動方程式

將式(3.2)、(3.3)及(3.4)代入式(3.5)經整理可得：

$$m_s \ddot{u}_s + (c_1 + c_2) \dot{u}_s(t) + (k_1 + k_2) u_s(t) = c_1 \sum_{i=1}^4 \phi_i(x) \dot{q}_i(t) + k_1 \sum_{i=1}^4 \phi_i(x) q_i(t) \quad (3.6)$$

$$\begin{aligned}
& \left[\overline{m}_r \int_0^l \sum_{i,j=1}^4 \phi_i(x) \phi_j(x) dx + \overline{J}_r \int_0^l \sum_{i,j=1}^4 \phi_i'(x) \phi_j'(x) dx \right] \ddot{q}_i(t) + c_1 \sum_{i,j=1}^4 \phi_i(x) \phi_j(x) \dot{q}_i(t) \\
& + \left[EI \int_0^l \sum_{i,j=1}^4 \phi_i''(x) \phi_j''(x) dx + k_1 \sum_{i,j=1}^4 \phi_i(x) \phi_j(x) \right] q_i(t) \\
& = p(x,t) \sum_{i=1}^4 \phi_i(x) + c_1 \sum_{i=1}^4 \phi_i(x) \dot{u}_s(t) + k_1 \sum_{i=1}^4 \phi_i(x) u_s(t)
\end{aligned} \quad (3.7)$$

式(3.6)及(3.7)可進一步表示如下：

$$\left[m_r^* \ddot{q}_i(t) + m_s^* \ddot{u}_s(t) \right] + \left[c_r^* \dot{q}_i(t) + c_s^* \dot{u}_s(t) \right] + \left[k_r^* q_i(t) + k_s^* u_s(t) \right] = P^* \quad (3.8)$$

前述運動方程式可以矩陣型式表示如下：

$$M \ddot{z} + C \dot{z} + Kz = P \quad (3.9)$$

$$M = \begin{bmatrix} m_{11}^* & m_{12}^* & m_{13}^* & m_{14}^* & 0 \\ m_{21}^* & m_{22}^* & m_{23}^* & m_{24}^* & 0 \\ m_{31}^* & m_{32}^* & m_{33}^* & m_{34}^* & 0 \\ m_{41}^* & m_{42}^* & m_{43}^* & m_{44}^* & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_s^* \end{bmatrix} \text{為軌道單元之質量矩陣}$$

$$C = \begin{bmatrix} c_{11}^* & c_{12}^* & c_{13}^* & c_{14}^* & c_{s1}^* \\ c_{21}^* & c_{22}^* & c_{23}^* & c_{24}^* & c_{s2}^* \\ c_{31}^* & c_{32}^* & c_{33}^* & c_{34}^* & c_{s3}^* \\ c_{41}^* & c_{42}^* & c_{43}^* & c_{44}^* & c_{s4}^* \\ c_{s1}^* & c_{s2}^* & c_{s3}^* & c_{s4}^* & c_s^* \end{bmatrix} \text{為軌道單元之阻尼矩陣}$$

$$K = \begin{bmatrix} k_{11}^* & k_{12}^* & k_{13}^* & k_{14}^* & k_{s1}^* \\ k_{21}^* & k_{22}^* & k_{23}^* & k_{24}^* & k_{s2}^* \\ k_{31}^* & k_{32}^* & k_{33}^* & k_{34}^* & k_{s3}^* \\ k_{41}^* & k_{42}^* & k_{43}^* & k_{44}^* & k_{s4}^* \\ k_{s1}^* & k_{s2}^* & k_{s3}^* & k_{s4}^* & k_s^* \end{bmatrix} \text{為軌道單元之勁度矩陣}$$

$$Z = \begin{Bmatrix} q_1(t) \\ q_2(t) \\ q_3(t) \\ q_4(t) \\ u_s(t) \end{Bmatrix} \text{ 為軌道單元之廣義位移向量}$$

$$P = \begin{Bmatrix} P_1^* \\ P_2^* \\ P_3^* \\ P_4^* \\ 0 \end{Bmatrix} \text{ 為系統之外力擾動向量}$$

其中，

$$m_s^* = m_s$$

$$m_r^* = \sum_{i,j=1}^4 m_{ij}^* , m_{ij}^* = m_r \int_0^l \phi_i(x) \phi_j(x) dx + J_r \int_0^l \phi_i'(x) \phi_j'(x) dx$$

$$c_s^* = \sum_{i=1}^4 c_{si}^* + c_s , c_{si}^* = -c_1 \phi_i(x) , c_s = c_1 + c_2$$

$$c_r^* = \sum_{i,j=1}^4 c_{ij}^* + \sum_{i=1}^4 c_{si}^* , c_{ij}^* = c_1 \phi_i(x) \phi_j(x) , c_{si}^* = -c_1 \phi_i(x)$$

$$k_s^* = \sum_{i=1}^4 k_{si}^* + k_s , k_{si}^* = -k_1 \phi_i(x) , k_s = k_1 + k_2$$

$$k_r^* = \sum_{i,j=1}^4 k_{ij}^* + \sum_{i=1}^4 k_{si}^* , k_{ij}^* = EI \int_0^l \phi_i''(x) \phi_j''(x) dx + k_1 \phi_i(x) \phi_j(x)$$

$$k_{si}^* = -k_1 \phi_i(x)$$

$$P^* = \sum_{i=1}^4 P_i^* , P_i^* = p(x,t) \phi_i(x)$$

3.3.2 橋梁段軌道有限元素模型

同 3.3.1 節所述之方法，定義橋梁段軌道元素之自由度及座標系統，如圖 3.7 所示。將每一小段軌道(含橋梁)視為基本元素，每段元素包括兩個結點，共 9 個自由度，依據拉格朗日方程式(Lagrange, s equation)推導出橋梁段軌道元素之運動方程式。

系統自由度

根據圖 3.7 所示之座標系統，鋼軌及軌枕之垂直向位移可表示如下：

$$u_r(x,t) = \sum_{i=1}^4 \phi_i(x)q_{ri}(t) ; u_s(t) ; u_b(x,t) = \sum_{i=1}^4 \varphi_i(x)q_{bi}(t) \quad (3.10)$$

其中，

$u_r(x,t)$ ：鋼軌垂向位移 $u_s(t)$ ：軌枕垂向位移

$u_b(x,t)$ ：橋梁垂向位移

$\phi_i(x)$ ：鋼軌形狀函數 $\varphi_i(x)$ ：橋梁形狀函數

$q_{ri}(t)$ ：鋼軌形狀函數所對應之模態座標

$q_{bi}(t)$ ：橋梁形狀函數所對應之模態座標

系統動能

$$T = T_r + T_s + T_b$$

則系統動能可寫為：

$$T = \frac{1}{2} \left[\overline{m}_r \int_0^l \left(\sum_{i=1}^4 \phi_i(x) \dot{q}_{ri}(t) \right)^2 dx + \overline{J}_r \int_0^l \left(\sum_{i=1}^4 \phi_i'(x) \dot{q}_{ri}(t) \right)^2 dx \right] +$$

$$\frac{1}{2} \left[\overline{m}_b \int_0^l \left(\sum_{i=1}^4 \varphi_i(x) \dot{q}_{bi}(t) \right)^2 dx + \overline{J}_b \int_0^l \left(\sum_{i=1}^4 \varphi_i'(x) \dot{q}_{bi}(t) \right)^2 dx \right] + \frac{1}{2} m_s (\dot{u}_s(t))^2 \quad (3.11)$$

系統位能

$$U = U_r + U_{rs} + U_{ss} + U_b$$

則系統位能可寫為：

$$U = \frac{1}{2} \left[E_r I_r \int_0^l \left(\sum_{i=1}^4 \phi_i''(x) q_{ri}(t) \right)^2 dx + E_b I_b \int_0^l \left(\sum_{i=1}^4 \phi_i''(x) q_{bi}(t) \right)^2 dx \right] + \frac{1}{2} \left[k_1 \left(\sum_{i=1}^4 \phi_i(x) q_{ri}(t) - u_s(t) \right)^2 + k_2 \left(u_s(t) - \sum_{i=1}^4 \phi_i(x) q_{bi}(t) \right)^2 \right] \quad (3.12)$$

系統非保守能

$$W = W_e + W_c$$

在不考慮內在阻尼情況下，系統非保守能可寫為：

$$W = p(x, t) \sum_{i=1}^4 \phi_i(x) q_{ri}(t) - \left[c_2 \left(\dot{u}_s(t) - \sum_{i=1}^4 \phi_i(x) \dot{q}_{bi}(t) \right) \left(u_s(t) - \sum_{i=1}^4 \phi_i(x) q_{bi}(t) \right) \right] - \left[c_1 \left(\sum_{i=1}^4 \phi_i(x) \dot{q}_{ri}(t) - \dot{u}_s(t) \right) \left(\sum_{i=1}^4 \phi_i(x) q_{ri}(t) - u_s(t) \right) \right] \quad (3.13)$$

軌道元素運動方程式

將式(3.11)、(3.12)及(3.13)代入式(3.5)經整理可得：

$$\begin{aligned} & \left[\overline{m}_r \int_0^l \sum_{i,j=1}^4 \phi_i(x) \phi_j(x) dx + \overline{J}_r \int_0^l \sum_{i,j=1}^4 \phi_i'(x) \phi_j'(x) dx \right] \ddot{q}_{ri}(t) + c_1 \sum_{i,j=1}^4 \phi_i(x) \phi_j(x) \dot{q}_{ri}(t) + \\ & \left[E_r I_r \int_0^l \sum_{i,j=1}^4 \phi_i''(x) \phi_j''(x) dx + k_1 \sum_{i,j=1}^4 \phi_i(x) \phi_j(x) \right] q_{ri}(t) \\ & = p(x, t) \sum_{i=1}^4 \phi_i(x) + c_1 \sum_{i=1}^4 \phi_i(x) \dot{u}_s(t) + k_1 \sum_{i=1}^4 \phi_i(x) u_s(t) \end{aligned} \quad (3.14)$$

$$\begin{aligned}
& \left[\overline{m}_b \int_0^l \sum_{i,j=1}^4 \varphi_i(x) \varphi_j(x) dx + \overline{J}_b \int_0^l \sum_{i,j=1}^4 \varphi_i'(x) \varphi_j'(x) dx \right] \ddot{q}_{bi}(t) + c_2 \sum_{i,j=1}^4 \varphi_i(x) \varphi_j(x) \dot{q}_{bi}(t) \\
& \left[E_b I_b \int_0^l \sum_{i,j=1}^4 \varphi_i''(x) \varphi_j''(x) dx + k_2 \sum_{i,j=1}^4 \varphi_i(x) \varphi_j(x) \right] q_{bi}(t) \\
& = c_2 \sum_{i=1}^4 \varphi_i(x) \dot{u}_s(t) + k_2 \sum_{i=1}^4 \varphi_i(x) u_s(t)
\end{aligned} \tag{3.15}$$

$$\begin{aligned}
& m_s \ddot{u}_s(t) + (c_1 + c_2) \dot{u}_s(t) + (k_1 + k_2) u_s(t) \\
& = c_1 \sum_{i=1}^4 \phi_i(x) \dot{q}_{ri}(t) + c_2 \sum_{i=1}^4 \varphi_i(x) \dot{q}_{bi}(t) + k_1 \sum_{i=1}^4 \phi_i(x) q_{ri}(t) + k_2 \sum_{i=1}^4 \varphi_i(x) q_{bi}(t)
\end{aligned} \tag{3.16}$$

式(3.14)、(3.15)及(3.16)可進一步表示如下：

$$\begin{aligned}
& \left[m_r^* \ddot{q}_{ri}(t) + m_s^* \ddot{u}_s(t) + m_b^* \ddot{q}_{bi}(t) \right] + \left[c_r^* \dot{q}_{ri}(t) + c_s^* \dot{u}_s(t) + c_b^* \dot{q}_{bi}(t) \right] + \\
& \left[k_r^* q_{ri}(t) + k_s^* u_s(t) + k_b^* q_{bi}(t) \right] = P^*
\end{aligned} \tag{3.17}$$

前述運動方程式可以矩陣型式表示如下：

$$M \ddot{Z} + C \dot{Z} + KZ = P \tag{3.18}$$

$$M = \begin{bmatrix} m_{r11} & m_{r12} & m_{r13} & m_{r14} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ m_{r21} & m_{r22} & m_{r21} & m_{r24} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ m_{r31} & m_{r32} & m_{r33} & m_{r34} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ m_{r41} & m_{r42} & m_{r43} & m_{r44} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_s & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{b11} & m_{b12} & m_{b13} & m_{b14} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{b21} & m_{b22} & m_{b23} & m_{b24} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{b31} & m_{b32} & m_{b33} & m_{b34} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{b41} & m_{b41} & m_{b43} & m_{b44} \end{bmatrix}_{9 \times 9} \quad \text{為軌道單元之質量矩陣}$$

$$C = \begin{bmatrix} c_{r11} & c_{r12} & c_{r13} & c_{r14} & c_{sr1} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ c_{r21} & c_{r22} & c_{r21} & c_{r24} & c_{sr2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ c_{r31} & c_{r32} & c_{r33} & c_{r34} & c_{sr3} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ c_{r41} & c_{r42} & c_{r43} & c_{r44} & c_{sr4} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ c_{sr1} & c_{sr2} & c_{sr3} & c_{sr4} & c_s & c_{sb1} & c_{sb2} & c_{sb3} & c_{sb4} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & c_{sb1} & c_{b11} & c_{b12} & c_{b13} & c_{b14} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & c_{sb2} & c_{b21} & c_{b22} & c_{b23} & c_{b24} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & c_{sb3} & c_{b31} & c_{b32} & c_{b33} & c_{b34} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & c_{sb4} & c_{b41} & c_{b41} & c_{b43} & c_{b44} \end{bmatrix}_{9 \times 9}$$

為軌道單元之阻尼矩陣

$$K = \begin{bmatrix} k_{r11} & k_{r12} & k_{r13} & k_{r14} & k_{sr1} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ k_{r21} & k_{r22} & k_{r21} & k_{r24} & k_{sr2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ k_{r31} & k_{r32} & k_{r33} & k_{r34} & k_{sr3} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ k_{r41} & k_{r42} & k_{r43} & k_{r44} & k_{sr4} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ k_{sr1} & k_{sr2} & k_{sr3} & k_{sr4} & k_s & k_{sb1} & k_{sb2} & k_{sb3} & k_{sb4} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & k_{sb1} & k_{b11} & k_{b12} & k_{b13} & k_{b14} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & k_{sb2} & k_{b21} & k_{b22} & k_{b23} & k_{b24} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & k_{sb3} & k_{b31} & k_{b32} & k_{b33} & k_{b34} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & k_{sb4} & k_{b41} & k_{b41} & k_{b43} & k_{b44} \end{bmatrix}_{9 \times 9}$$

為軌道單元之勁度矩陣

$$Z = \begin{Bmatrix} q_{r1}(t) \\ q_{r2}(t) \\ q_{r3}(t) \\ q_{r4}(t) \\ u_s(t) \\ q_{b1}(t) \\ q_{b2}(t) \\ q_{b3}(t) \\ q_{b4}(t) \end{Bmatrix}_{9 \times 1}$$

為軌道單元之廣義位移向量

$$P = \begin{Bmatrix} P_1^* \\ P_2^* \\ P_3^* \\ P_4^* \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}_{9 \times 1} \quad \text{為系統之外力擾動向量}$$

其中，

$$m_r^* = \sum_{i,j=1}^4 m_{rij} \quad , \quad m_b^* = \sum_{i,j=1}^4 m_{bij} \quad , \quad m_s^* = m_s$$

$$m_{rij} = \overline{m_r} \int_0^l \phi_i(x) \phi_j(x) dx + \overline{J_r} \int_0^l \phi_i'(x) \phi_j'(x) dx$$

$$m_{bij} = \overline{m_b} \int_0^l \phi_i(x) \phi_j(x) dx + \overline{J_b} \int_0^l \phi_i'(x) \phi_j'(x) dx$$

$$c_r^* = \sum_{i,j=1}^4 c_{rij} + \sum_{i=1}^4 c_{sri} \quad , \quad c_b^* = \sum_{i,j=1}^4 c_{bij} + \sum_{i=1}^4 c_{sbi} \quad , \quad c_s^* = c_s + \sum_{i=1}^4 c_{sri} + \sum_{i=1}^4 c_{sbi}$$

$$c_{rij} = c_1 \phi_i(x) \phi_j(x) \quad , \quad c_{bij} = c_2 \phi_i(x) \phi_j(x)$$

$$c_s = c_1 + c_2 \quad , \quad c_{sri} = -c_1 \phi_i(x) \quad , \quad c_{sbi} = -c_2 \phi_i(x)$$

$$k_r^* = \sum_{i,j=1}^4 k_{rij} + \sum_{i=1}^4 k_{sri} \quad , \quad k_b^* = \sum_{i,j=1}^4 k_{bij} + \sum_{i=1}^4 k_{sbi} \quad , \quad k_s^* = k_s + \sum_{i=1}^4 k_{sri} + \sum_{i=1}^4 k_{sbi}$$

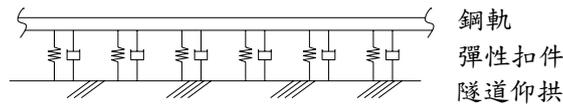
$$k_{rij} = E_r I_r \int_0^l \phi_i''(x) \phi_j''(x) dx + k_1 \phi_i(x) \phi_j(x)$$

$$k_{bij} = E_b I_b \int_0^l \varphi_i''(x) \varphi_j''(x) dx + k_2 \varphi_i(x) \varphi_j(x)$$

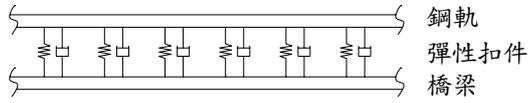
$$k_s = k_1 + k_2, \quad k_{sri} = -k_1 \phi_1(x), \quad k_{sbi} = -k_2 \varphi_i(x)$$

$$P_i^* = p(x, t) \phi_i(x)$$



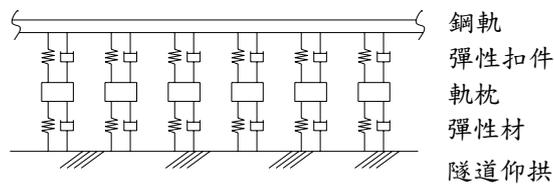


(a) 支承結構為隧道

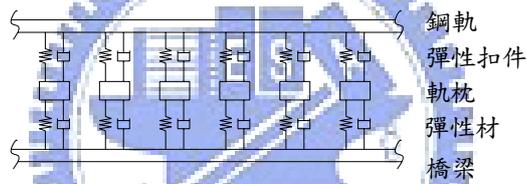


(b) 支承結構為橋梁

圖 3.1 單層離散黏彈性支承模型示意圖

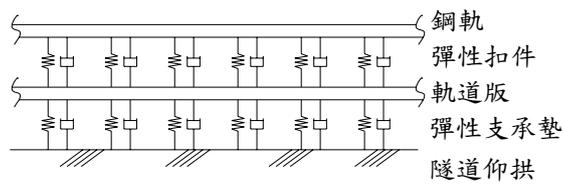


(a) 支承結構為隧道

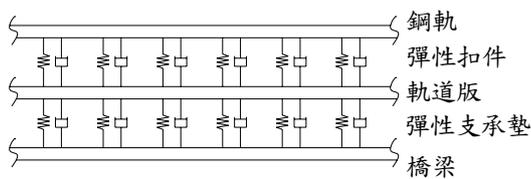


(b) 支承結構為橋梁

圖 3.2 雙層離散黏彈性支承模型示意圖(一)



(a) 支承結構為隧道



(b) 支承結構為橋梁

圖 3.3 雙層離散黏彈性支承模型示意圖(二)

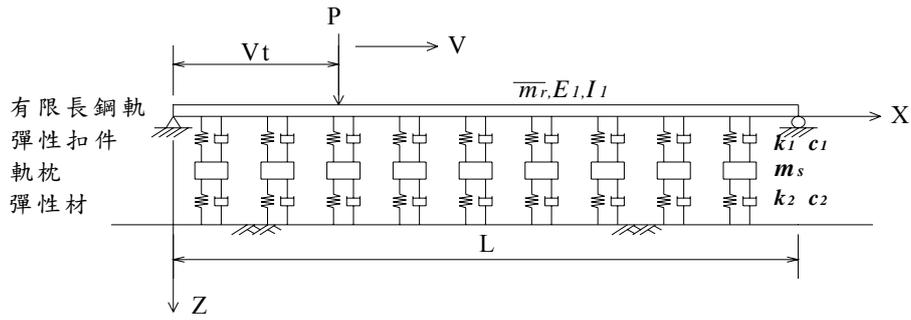


圖 3.4 隧道段軌道系統分析模型示意圖

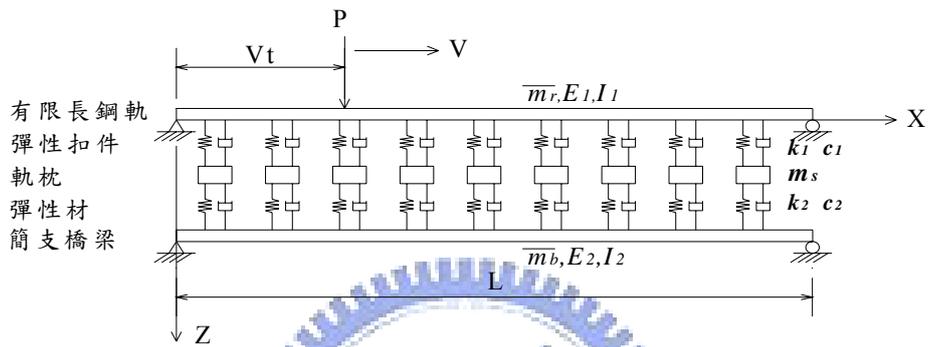
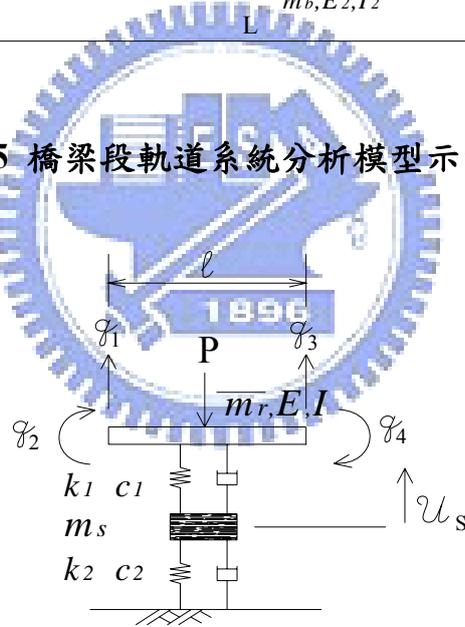


圖 3.5 橋梁段軌道系統分析模型示意圖



\bar{m}_r : 鋼軌單位長度質量

\bar{J}_r : 鋼軌單位長度轉動慣量

E : 鋼軌彈性係數

I : 鋼軌面積二次慣性矩

m_s : 軌枕質量

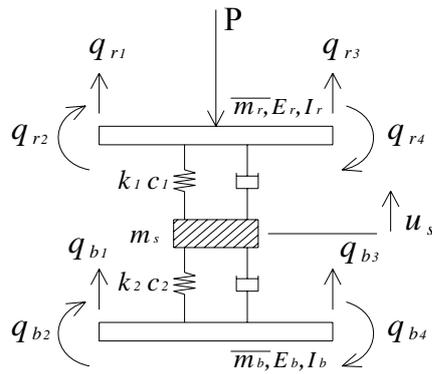
k_1 : 鋼軌墊片彈簧常數

c_1 : 鋼軌墊片阻尼係數

k_2 : 軌枕彈性材彈簧常數

c_2 : 軌枕彈性材阻尼係數

圖 3.6 隧道段軌道元素自由度示意圖



\overline{m}_r : 鋼軌單位長度質量

\overline{m}_b : 橋梁單位長度質量

E_r : 鋼軌彈性係數

I_r : 鋼軌面積二次慣性矩

E_b : 橋梁彈性係數

I_b : 橋梁面積二次慣性矩

k_1 : 鋼軌墊片彈簧常數

c_1 : 鋼軌墊片阻尼係數

k_2 : 軌枕彈性材彈簧常數

c_2 : 軌枕彈性材阻尼係數

m_s : 軌枕質量

圖 3.7 橋梁段軌道元素自由度示意圖

第四章 軌道系統之動力歷時分析

本研究擬以 SAP2000 程式做為分析工具。惟 SAP2000 並無直接模擬移動荷載之狀況，因此本文將發展移動荷載之位形空間—時間函數結合 SAP2000 軟體進行分析。

4.1 單一移動荷重模擬

本節係以軌道系統離散結點位形空間—時間函數之載重歷時組合，模擬連續性單一等速移動荷重，其模擬方式說明如下：

假設一有限長軌道系統總長為 L ，將其分成 $(n-1)$ 小段長度為 l 之軌道元素(即：軌道系統共設 n 個結點)，則系統各結點位置之載重歷時方程式可表示如式(4.1)，其第 m 結點位置之單位載重歷時如圖 4.1 所示。系統外力(單一移動荷重)可表示為各結點單位載重之組合如式(4.2)，可以時間、位置及荷重三維座標系表示，如圖 4.2 所示。

$$p_m(t) = \begin{cases} p \left(\frac{2}{\Delta t} (t - t_m) + 1 \right) & t_m - \frac{\Delta t}{2} < t < t_m \\ p \left(\frac{2}{\Delta t} (t_m - t) + 1 \right) & t_m < t < t_m + \frac{\Delta t}{2} \\ 0 & t \leq t_m - \frac{\Delta t}{2}, t \geq t_m + \frac{\Delta t}{2} \end{cases} ; \Delta t = 2l/V, m=1 \cdots n \quad (4.1)$$

其中，

$p_m(t)$ ：第 m 節點位置之載重歷時 t_m ：荷重移動至第 m 結點之時間

Δt ：荷重延時 n ：軌道分成 n 個節點

V ：移動荷重速度 p ：荷重大小

$$P = \begin{Bmatrix} p_1(t) \\ p_2(t) \\ \vdots \\ p_n(t) \end{Bmatrix}; \text{ 結點總數 } n = \left(\frac{L}{l} + 1\right) \quad (4.2)$$

4.2 SAP2000 程式初步分析結果驗證

為驗證本文提出之移動荷載分析模式之合理性，首先以 SAP2000 建立一有限長且受單一等速移動荷重作用下之「簡支離散黏彈性基礎軌道」分析模型，如圖 4.3 所示，求出其位移反應並與陳苡亦(2004)以四階 Runge-Kutta method 撰寫程式 RKCODE 分析「簡支連續彈性基礎軌道」(如圖 4.4 [25])所得之位移反應進行比較。

上述兩種分析模型之系統各項參數比較整理於表 4.1。計算 50 個模態及 100 個模態疊加之軌道中點位移歷時，分別如圖 4.5 及圖 4.7 所示；RKCODE 計算 50 個模態及 100 個模態疊加之軌道中點位移歷時則分別如圖 4.6 及圖 4.8 所示。由兩者之比較結果顯示，其振動趨勢相當接近，確認本研究以三角波函數模擬等速移動荷重，配合 SAP2000 分析模型之合理性，吾人將可應用其處理更複雜的軌道動力分析問題。

4.3 序列性移動荷重模擬

本節係以 4.1 節所述之單一移動荷重之模擬方式為基礎，推廣至序列性等速移動荷重分析模型之模擬。

假設一列車由連續 k 節台車聯結，每節台車各有前、後 2 個輪軸，以速度 V 通過總長為 L 之軌道系統，則視該列車輪軌接觸力為一序列性等速移動荷重，如圖 4.9 所示。以三角波函數模擬序列性等速移動荷重，則系統第 m 結點(假

設軌道系統共設 n 個結點)位置之單位載重歷時如圖 4.10 所示；系統外力(序列性移動荷)可以時間、位置及荷重三維座標系表示，如圖 4.11 所示。

依據上述模擬方式，吾人嘗試建立軌道系統於序列性等速移動荷重作用下之 SAP2000 分析模型。該模型係依台鐵北迴新線之版式軌道系統(軌枕埋入式)所建，其系統各項參數整理於表 4.2。系統擾動外力則模擬台鐵工務規章 K-18 設計活載重分佈，如圖 4.12 所示；其 SAP2000 結點單位載重歷時如圖 4.13 所示。

在假設 $V=0.01$ m/s 之條件下(近似靜態模擬)，本模型分析結果之鋼軌中點位移歷時如圖 4.14 所示，其求得之中點最大位移 1.953mm，並與鄒坤暘(2003)以 ANSYS 程式建立有限元素 3D 靜力分析模型模擬同型式軌道所求得之最大垂向位移 1.877mm [24]，僅相差 0.076mm(約 4%)。確認本研究所提之序列性移動荷重模擬方式之合理性。

4.4 軌枕埋入式軌道動力歷時分析

本節將運用前述之移動荷重模擬方法，並以 SAP2000 進行數值分析計算，以探討軌枕埋入式軌道受單一及序列性等速移動荷重作用下之動態反應。

首先依據 3.2.1 節之基本假設條件，並參考台鐵現行軌枕埋入式軌道系統結構配置，如圖 2.11 及圖 2.12 所示，分別建立隧道段及橋梁段軌道系統 SAP2000 之數值分析模型，如圖 4.15 及圖 4.16 所示。該分析模型之主要條件說明如下：

1. 將近似無限長之鋼軌假設為有限長，並設定邊界條件為簡支。
2. 橋梁段係以單跨簡支梁進行分析，並設定橋梁跨度小於鋼軌長度，如此較能符合實際情況。

3. 一般而言，隧道底版或仰拱之剛度甚大，因此分析時將忽略土壤反力之影響，以簡化分析模型。
4. 考量台鐵軌枕埋入式軌道系統之軌枕間距約 60cm，及數值計算時之效率問題，因此設定軌道元素長度為 30cm，以建立 SAP2000 有限元素分析模型。
5. 單一移動荷重大小，係以台鐵軌道設計之列車最大軸重 18 tf 進行分析。
6. 序列性移動荷重，係模擬台鐵現行推拉式(Push-Pull)自強號列車之軸重型式，使能符合實際情形。
7. 等速移動荷重之速度(車速)，係依據台鐵軌道設計最高速限 130 km/hr，採 37.5 m/s (135 km/hr) 進行分析。

有關本節建立之軌道系統分析模型，其隧道段軌道系統各項參數整理於表 4.3，橋梁段軌道系統各項參數整理於表 4.4。以 SAP2000 模擬自強號列車行駛時，輪軌接觸之軌道系統結點單位載重歷時(三角波函數)如圖 4.17 所示。列車之車箱構造及軸重資料如圖 4.18 所示。

4.4.1 隧道段軌道之歷時分析

依據 4.4 節建立之分析模型如圖 4.15 所示，假設系統為低阻尼比($\zeta \approx 0$)情況下，並取全部模態疊加，計算隧道段軌道系統受等速移動荷重作用下之動態反應，所求得之結果如下：

(一) 系統受單一移動荷重作用之動態反應

軌道系統 L/4、L/2 (中點)、3L/4 位置之鋼軌位移及加速度歷時，分別如圖 4.19 及圖 4.20 所示。其軌枕位移及加速度歷時，分別如圖 4.21 及圖 4.22 所示。

依據分析結果，軌道系統受單一移動荷重作用下，其 $L/4$ 、 $L/2$ (中點)、 $3L/4$ 位置之動態反應(位移及加速度)相當接近，確認本研究將近似無限長鋼軌假設為有限長簡支梁($L=36\text{m}$)之合理性，且與陳永祥等(2001)及 Ruta & Wojcicki (1999)研究認為鋼軌長度只要達 12m 以上即可充份掌握無限長軌道特性之結論一致 [10]。

(二) 系統受序列性移動荷重作用之動態反應

軌道系統 $L/4$ 、 $L/2$ (中點)、 $3L/4$ 位置之鋼軌位移及加速度歷時，分別如圖 4.23 及圖 4.24 所示。其軌枕位移及加速度歷時，分別如圖 4.25 及圖 4.26 所示。

本分析結果，軌道系統受序列性移動荷重作用下，其 $L/4$ 、 $L/2$ (中點)、 $3L/4$ 位置之動態反應(位移及加速度)相當接近。此亦符合單一移動荷重模擬之軌道系統動態反應趨勢，確認序列性移動荷重模擬方式之合理性。



4.4.2 橋梁段軌道之歷時分析

依據 4.4 節建立之分析模型如圖 4.16 所示，假設系統為低阻尼比($\zeta \approx 0$)情況下，並取全部模態疊加，計算單跨簡支橋軌道系統受等速移動荷重作用下之動態反應，並利用 MATLAB 軟體針對軌道系統加速度進行快速 Fourier 轉換，所求得之結果如下：

(一) 系統受單一移動荷重作用之動態反應

軌道系統 $L/4$ 、 $L/2$ (中點)、 $3L/4$ 位置之鋼軌位移及加速度歷時，分別如圖 4.27 及圖 4.28 所示。其軌枕位移及加速度歷時，分別如圖 4.29 及圖 4.30 所示。其橋梁位移及加速度歷時，分別如圖 4.31 及圖 4.32 所示。

(二) 系統受序列性移動荷重作用之動態反應

1. 軌道系統 $L/4$ 、 $L/2$ (中點)、 $3L/4$ 位置之鋼軌位移及加速度歷時，分別如圖 4.33 及圖 4.34 所示。其軌枕位移及加速度歷時，分別如圖 4.35 及圖 4.36 所示。其橋梁位移及加速度歷時，分別如圖 4.37 及圖 4.38 所示。
2. 軌道系統 $L/2$ (中點)位置之鋼軌、軌枕及橋梁加速度 FFT 分佈圖，分別如圖 4.39、圖 4.40 及圖 4.41 所示。

4.4.3 軌道系統歷時分析結果說明

依據 4.4.1 及 4.4.2 節隧道段及橋梁段軌道系統之數值計算結果，進行研判並比較其差異性如下：

1. 橋梁段軌道系統之位移反應明顯大於隧道段軌道系統，此乃鋼軌及橋梁互制產生之結果。
2. 橋梁段與隧道段軌道系統之鋼軌加速度反應並無顯著差別，係因鋼軌相較於橋梁屬高頻振動，橋梁產生之低頻反應對軌道系統加速度影響較小。
3. 依據序列性移動荷重模擬結果，鋼軌振動加速度峰值可達 $10g$ 以上，軌枕振動峰值約 $450gal$ ，橋梁振動峰值則在 $10\sim 20gal$ 之間振盪。此結果亦說明，列車行進時對旅客產生之不舒適感，主要因鋼軌振動造成。
4. 依據橋梁段軌道系統加速度 FFT 計算結果顯示，橋梁之主要振頻約 $5.84Hz$ (1st mode)；軌枕之主振頻介於 $10 Hz \sim 50 Hz$ 之間；鋼軌之振頻則超過 $90Hz$ ，最高可達 $2000 Hz$ 以上。
5. 吾人亦將橋梁段軌道系統加速度 FFT 計算結果與隧道段進行比較，發現兩者之振動頻率(鋼軌及軌枕)相當接近，此現象可推測不同下部基

礎結構對軌道系統之振動加速度影響甚小。

4.5 實例分析

鑑於現行台鐵高架橋段之軌枕埋入式軌道系統，其橋梁型式多為連續梁。因此，本節將模擬台鐵汐止高架段之三跨連續橋軌道系統，並配合自強號列車之軸重分佈及台鐵軌道設計最高速限 130 km/hr (本研究採用 135 km/hr > 130 km/hr) 進行數值分析，有助於瞭解台鐵列車行進於高架段之動態反應。有關三跨連續橋軌道系統之 SAP2000 之數值分析模型，如圖 4.42(a) 所示，系統各項參數整理於表 4.5。所求得結果如下：

1. 假設系統阻尼比 $\zeta=2.5\%$ ，並取系統頻率小於 1000 rad/sec 且模態參與質量比 99% 以上之振態疊加，求得連續橋各跨度中點位置之鋼軌位移及加速度歷時，再與單跨簡支橋軌道系統(分析模型如圖 4.42(b))之計算結果比較，分別如圖 4.43 及圖 4.44 所示。
2. 求得各跨度中點位置之橋梁位移歷時，再與單跨簡支橋計算結果比較，如圖 4.45 所示。各橋跨中點加速度歷時，分別如圖 4.46、圖 4.47 及圖 4.48 所示。系統中點位置(2nd span)與單跨簡支橋中點加速度歷時比較，如圖 4.49 所示。
3. 系統中點位置之鋼軌加速度 FFT 分佈圖，如圖 4.50 示。
4. 系統中點位置之橋梁加速度 FFT 分佈圖，如圖 4.51 示。

分析結果說明

1. 三跨連續橋軌道系統受列車作用下之鋼軌位移反應，以中間跨度(2nd span)最小，第一及第三跨度之差異不大。
2. 連續橋及簡支橋軌道系統之鋼軌加速度反應並無顯著差別，此結果亦符合前節分析結果之推測(詳本文 4.4.3 節動態反應分析結果說明 5.)，

亦即不同下部基礎結構對於軌道系統之互制效應主要影響其位移，至於振動加速度受支承結構振態之影響較小。

3. 連續橋各跨度中點位置之位移及加速反應，中間跨度(2nd span)略小於第一及第三跨度，而第一及第三跨度之差異不大。
4. 連續橋與簡支橋軌道系統之主振頻分佈差異不大。比較兩者之鋼軌加速度 FFT(如圖 4.39 及圖 4.50)，其振幅差異係因兩分析模型所假設之阻尼比不同且以不同模態數疊加計算所致。
5. 就行車安全性(位移反應)及舒適度(加速度反應)而言，在不考慮車橋共振效應情況下，僅需考量系統之位移合乎安全需求，軌枕埋入式軌道應適用於不同型式之下部基礎結構，且行車舒適度差異不大。

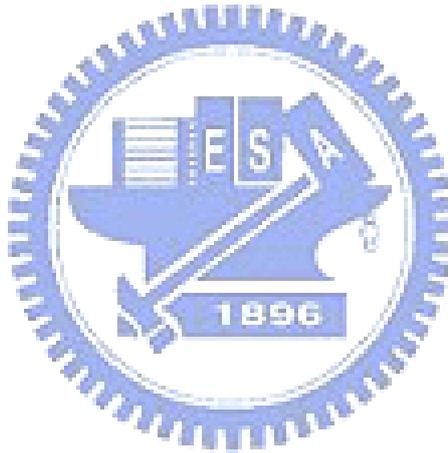


表 4.1 SAP2000 與 RKKODE 模型之系統參數比較表

	SAP2000	RKKODE
P (移動荷重大小)	100 kN	100 kN
V (荷重移動速度)	50 m/s	50 m/s
L (鋼軌長度)	80.4 m	80.0 m
ℓ (軌道元素長度)	0.30 m	—
黏彈性基礎間距	0.60 m	—
\bar{m}_r (鋼軌單位長度重量)	59.9 kgf/m	60.0 kgf/m
E (鋼軌彈性係數)	2.00E+8 kN/m ²	2.00E+8 kN/m ²
I (鋼軌面積二次矩)	3.04E-05 m ⁴	3.00E-05 m ⁴
\bar{k} (彈性基礎單位長度勁度)	—	200 MPa
k (黏彈性基礎彈簧常數)	1.20E+5 kN/m	—
c (鋼軌墊片阻尼係數)	1.0 kN-s/m	—

表 4.2 北迴新線軌枕埋入式軌道系統參數表

鋼軌長度	32.5 m
軌道元素長度	0.325m
黏彈性基礎間距	0.65m
鋼軌單位長度重量	50.4 kgf/m
鋼軌彈性係數	2.99E+10 kgf/m ²
鋼軌斷面積	6.47E-03 m ²
鋼軌面積二次矩	1.975E-05 m ⁴
鋼軌墊片彈簧常數	6.0E+6 kgf/m
軌枕重量	100 kgf
軌枕彈性材彈簧常數	3.3E+6 kgf/m
系統阻阻尼比	0.01

表 4.3 隧道段軌道系統參數表

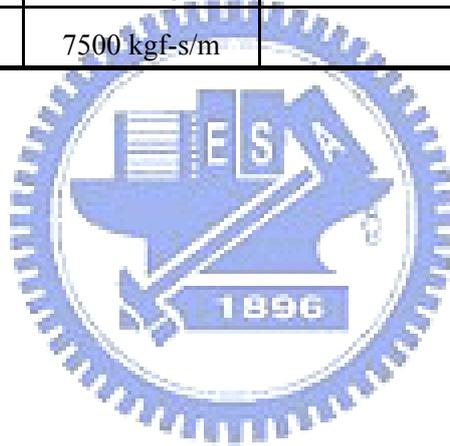
鋼軌長度	36 m
鋼軌單位體積重量	7862 kgf / m ³
鋼軌彈性係數	2.04E+10 kgf/m ²
鋼軌斷面積	7.63E-03 m ²
鋼軌面積二次矩	3.04E-05 m ⁴
鋼軌墊片彈簧常數	6.0E+6 kgf/m
鋼軌墊片阻尼係數	7500 kgf-s/m
軌枕重量	100 kgf
軌枕彈性材彈簧常數	1.5E+6 kgf/m
軌枕彈性材阻尼係數	7500 kgf-s/m
移動載重速度	37.5 m/s
軌道元素長度	0.3 m
軌枕間距	0.6 m

表 4.4 橋梁段軌道系統參數表

鋼軌長度	36 m	簡支梁跨度	24 m
鋼軌單位體積重量	7862 kgf / m ³	梁單位體積重量	2400 kgf / m ³
鋼軌彈性係數	2.04E+10 kgf/m ²	梁彈性係數	2.86E+9 kgf/m ²
鋼軌斷面積	7.63E-03 m ²	梁斷面積	2.80 m ²
鋼軌面積二次矩	3.04E-05 m ⁴	梁面積二次矩	1.46 m ⁴
鋼軌墊片彈簧常數	6.0E+6 kgf/m	系統阻尼比	0.0001
鋼軌墊片阻尼係數	7500 kgf-s/m	移動載重速度	37.5 m/s
軌枕重量	100 kgf	軌道元素長度	0.3 m
軌枕彈性材彈簧常數	1.5E+6 kgf/m	軌枕間距	0.6 m
軌枕彈性材阻尼係數	7500 kgf-s/m		

表 4.5 連續橋軌道系統參數表

鋼軌長度	78 m	連續梁跨度	24 m
鋼軌單位體積重量	7862 kgf / m ³	梁單位體積重量	2400 kgf / m ³
鋼軌彈性係數	2.04E+10 kgf/m ²	梁彈性係數	2.86E+9 kgf/m ²
鋼軌斷面積	7.63E-03 m ²	梁斷面積	2.80 m ²
鋼軌面積二次矩	3.04E-05 m ⁴	梁面積二次矩	1.46 m ⁴
鋼軌墊片彈簧常數	6.0E+6 kgf/m	系統阻尼比	0.025
鋼軌墊片阻尼係數	7500 kgf-s/m	移動載重速度	37.5 m/s
軌枕重量	100 kgf	軌道元素長度	0.3 m
軌枕彈性材彈簧常數	1.5E+6 kgf/m	軌枕間距	0.6 m
軌枕彈性材阻尼係數	7500 kgf-s/m		



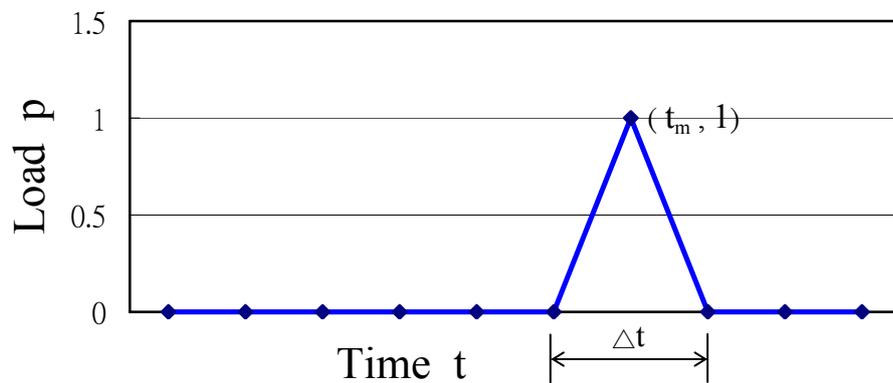


圖 4.1 單一移動荷重之單位載重歷時圖(第 m 結點位置)

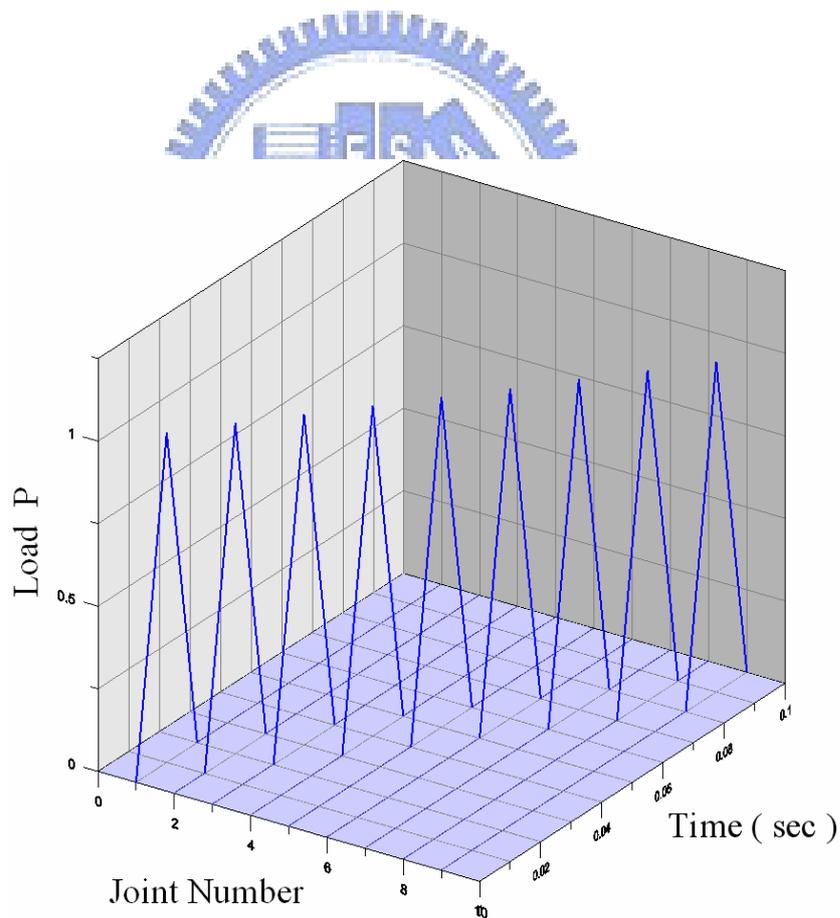


圖 4.2 單一移動載重之位置、時間及荷重 3D 圖

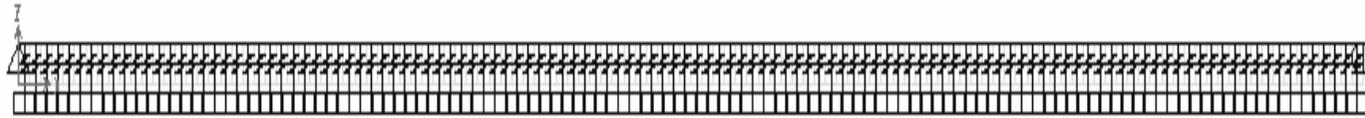


圖 4.3 SAP2000 離散黏彈性基礎軌道模型示意圖

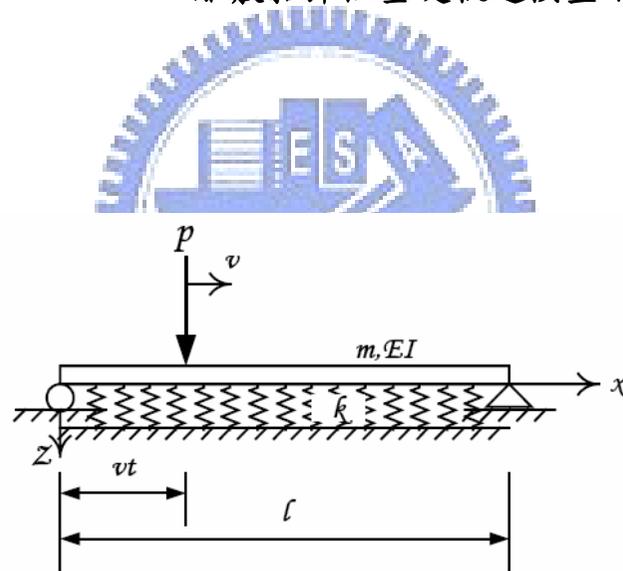


圖 4.4 RKC CODE 連續彈性基礎軌道模型示意圖

(摘自陳茲亦(2004)，浮式道床軌道動態模型之建立)

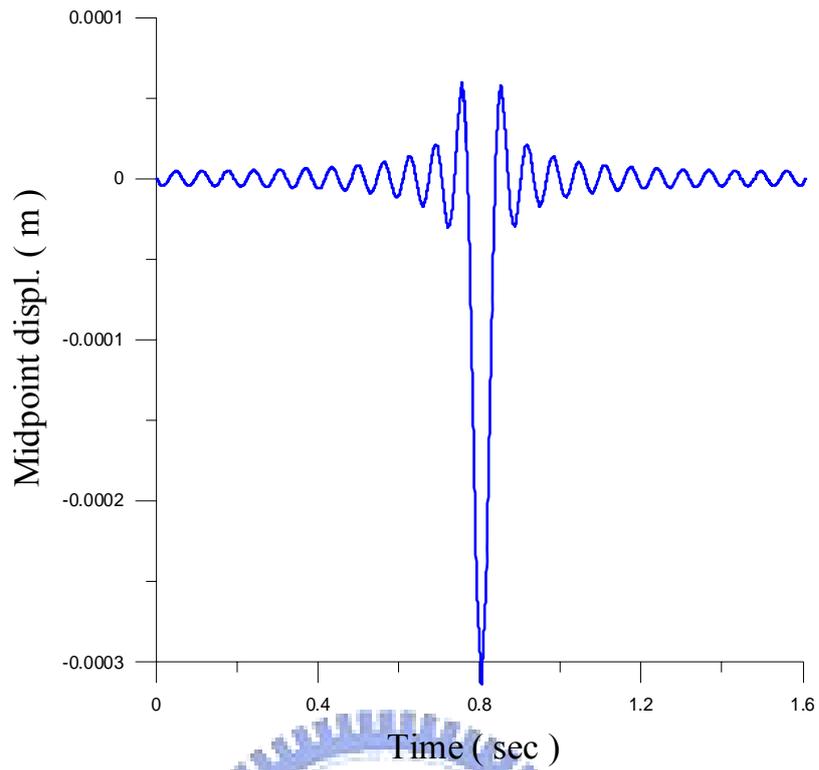


圖 4.5 SAP2000 考慮 50 modes 之位移歷時圖

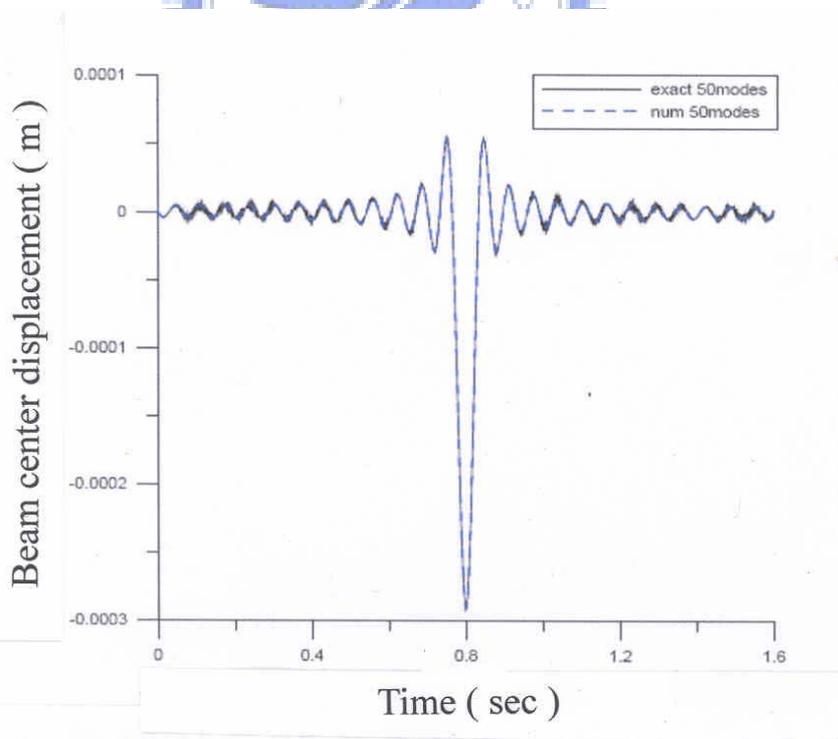


圖 4.6 RKC CODE 考慮 50 modes 之位移歷時圖
(摘自陳苡亦(2004)，浮式道床軌道動態模型之建立)

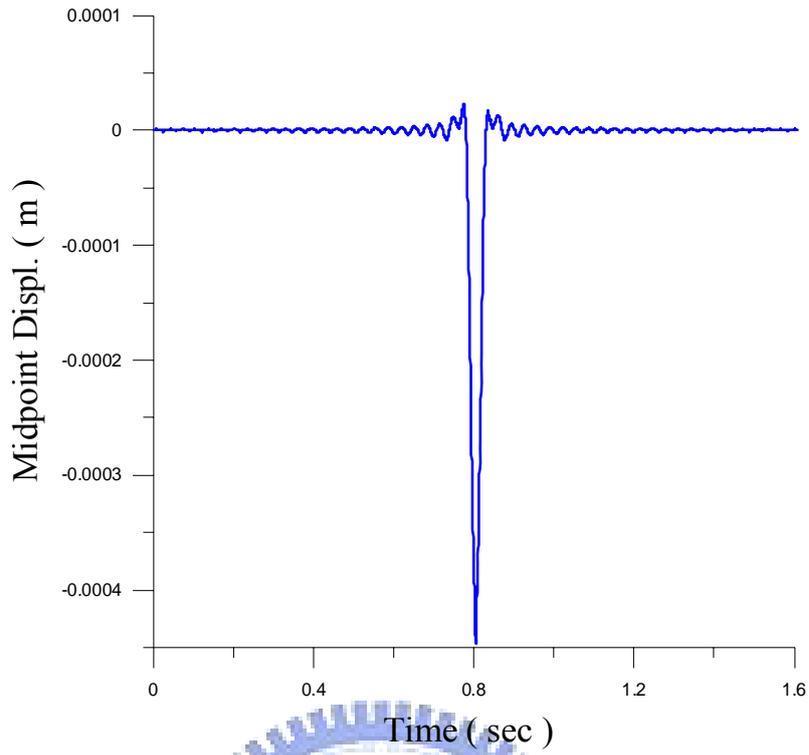


圖 4.7 SAP2000 考慮 100 modes 之位移歷時圖

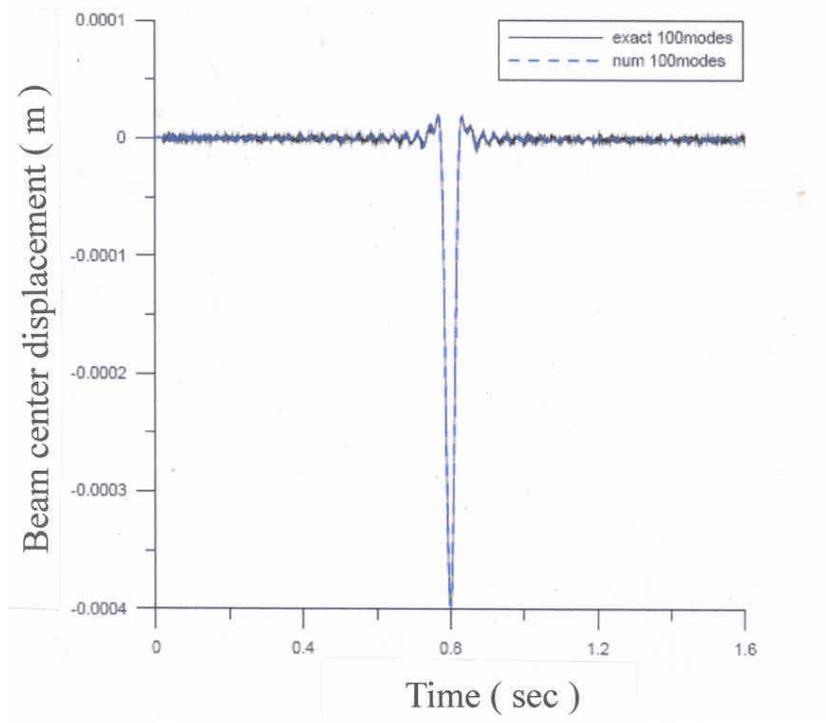


圖 4.8 RKC CODE 考慮 100 modes 之位移歷時圖
(摘自陳苡亦(2004), 浮式道床軌道動態模型之建立)

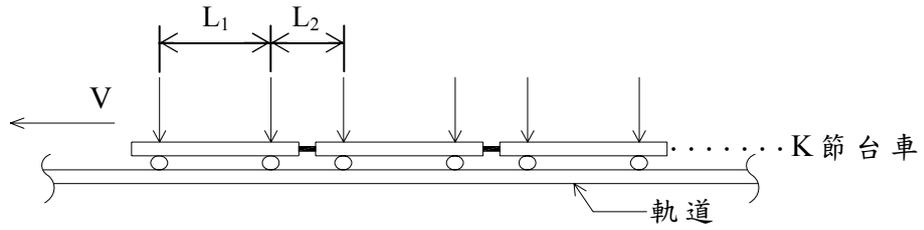


圖 4.9 序列性台車系統示意圖

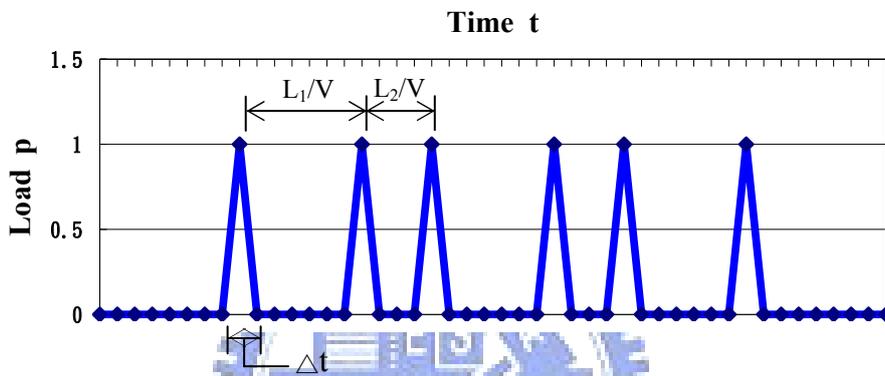


圖 4.10 序列性移動荷重之單位載重歷時圖(第 m 結點位置)

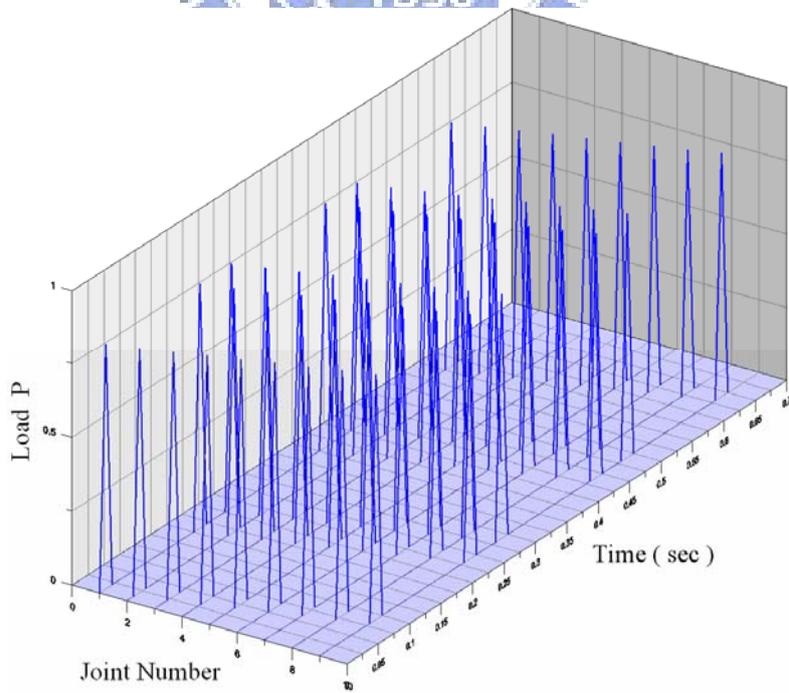


圖 4.11 序列性移動荷重之位置、時間及荷重 3D 圖

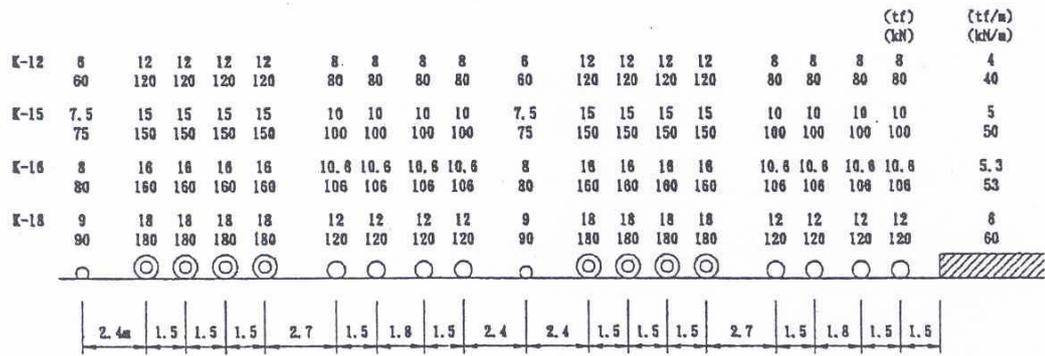


圖 4.12 台鐵 K-18 活載重分佈示意圖

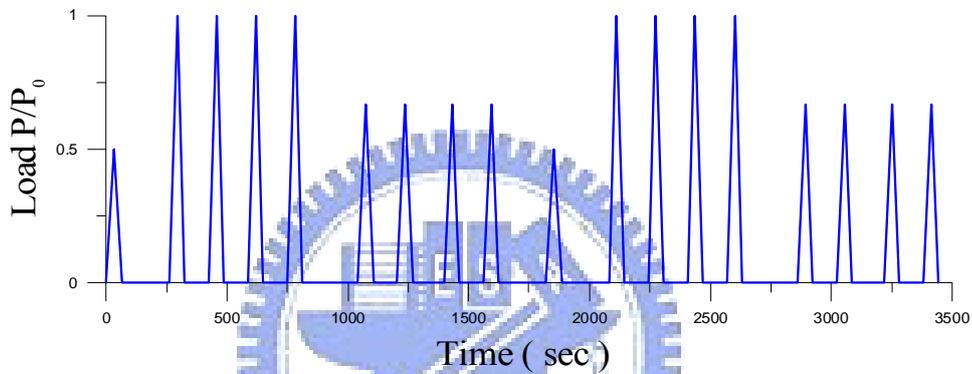


圖 4.13 SAP2000 結點單位載重歷時圖(K-18 活載重分佈)

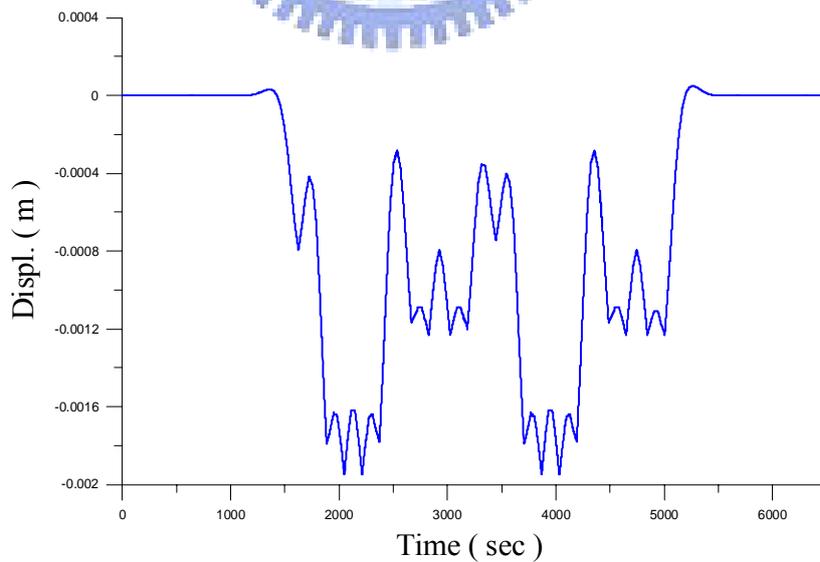


圖 4.14 北迴新線版式軌道位移歷時圖

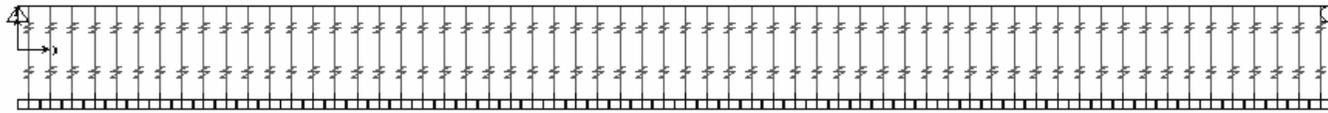


圖 4.15 隧道段軌道系統 SAP2000 分析模型示意圖

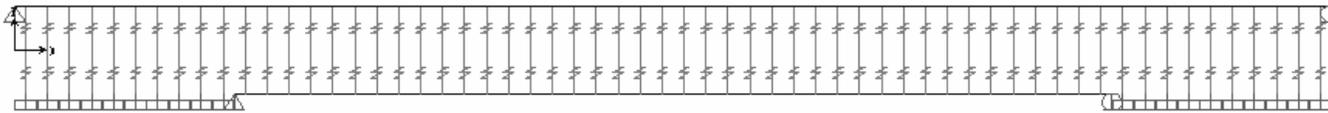


圖 4.16 橋梁段軌道系統 SAP2000 分析模型示意圖

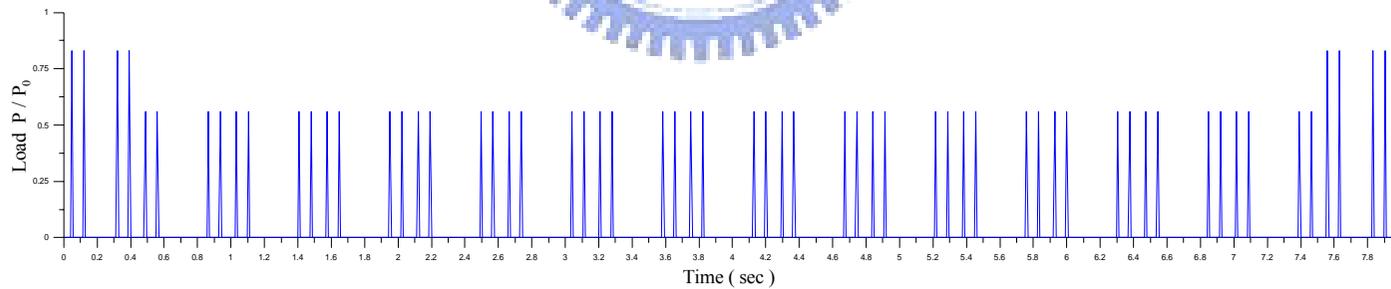
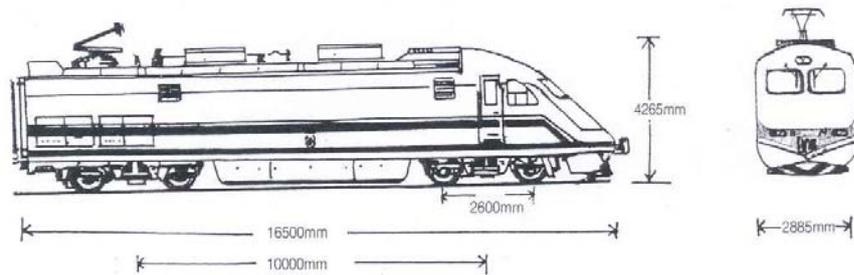
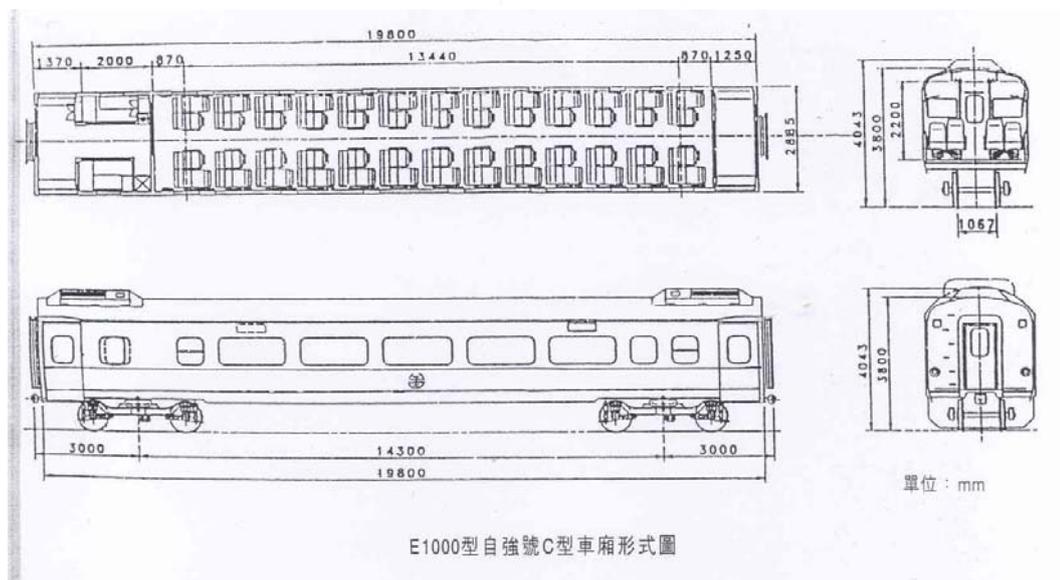


圖 4.17 SAP2000 結點單位載重歷時圖(自強號列車軸重分佈)



E1000型推拉式車頭形式圖



E1000型自強號C型車廂形式圖

推拉式電車組客車型式

	T型車	H型車	C型車
車輛之編號	PPT1001~1200	PPH1301~1368	PPC1401~1468
附設設備	一般客室，設有廁所	設有廁所、公共電話間和肢障者服務設施	設有車長室及服務人員室
座椅(坐臥兩用)數	52位	46位	52位
空重	約32500Kg	約32500Kg	約32500Kg

客車——技術規格

- 總重：32.5噸（H、C型）31.5噸（T型）
- 兩連結器距離：20.3m
- 軌面至車頂最大高度：4.04m
- 車身最大寬度：2.8m
- 轉向架中心距離：14.3m
- 客室地板距軌面高度：1.2m
- 剎車：電氣——空氣自動剎車系統

電力機車——技術規格

- 總重：60噸
- 最大軸重：15噸
- 未包含緩衝器車身全長：16.5m
- 軌面至車頂最大高度：4.265m
- 車身最大寬度：2.885m
- 轉向架中心距離：10m
- 轉向架輪距：2.6m

圖 4.18 自強號列車車廂型式及規格示意圖

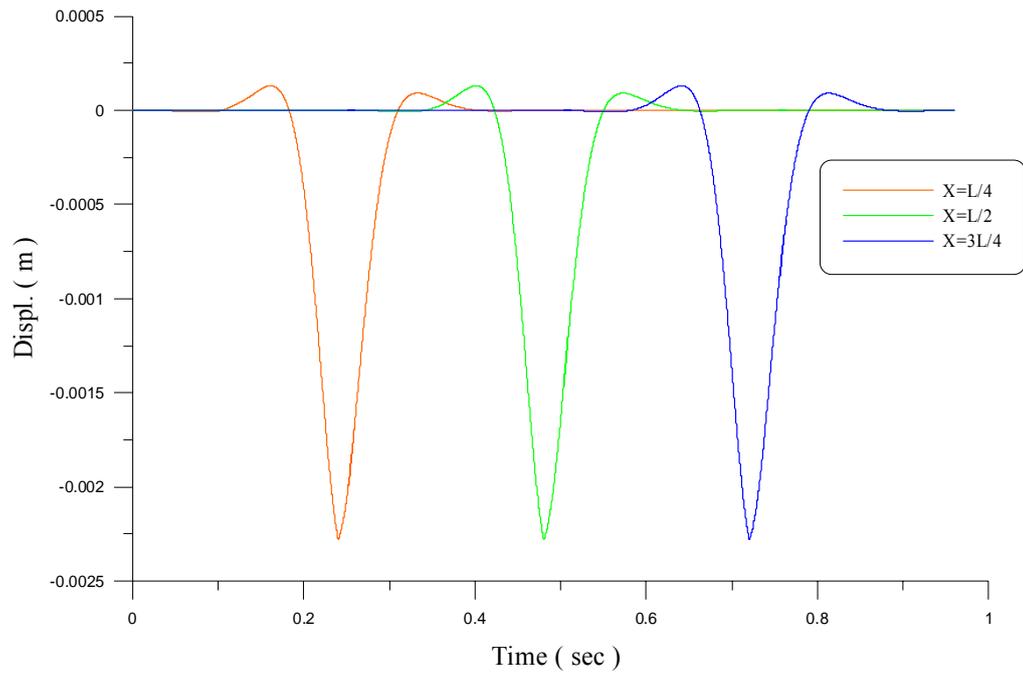


圖 4.19 隧道段—單一荷重—鋼軌位移歷時圖($\zeta=0$)

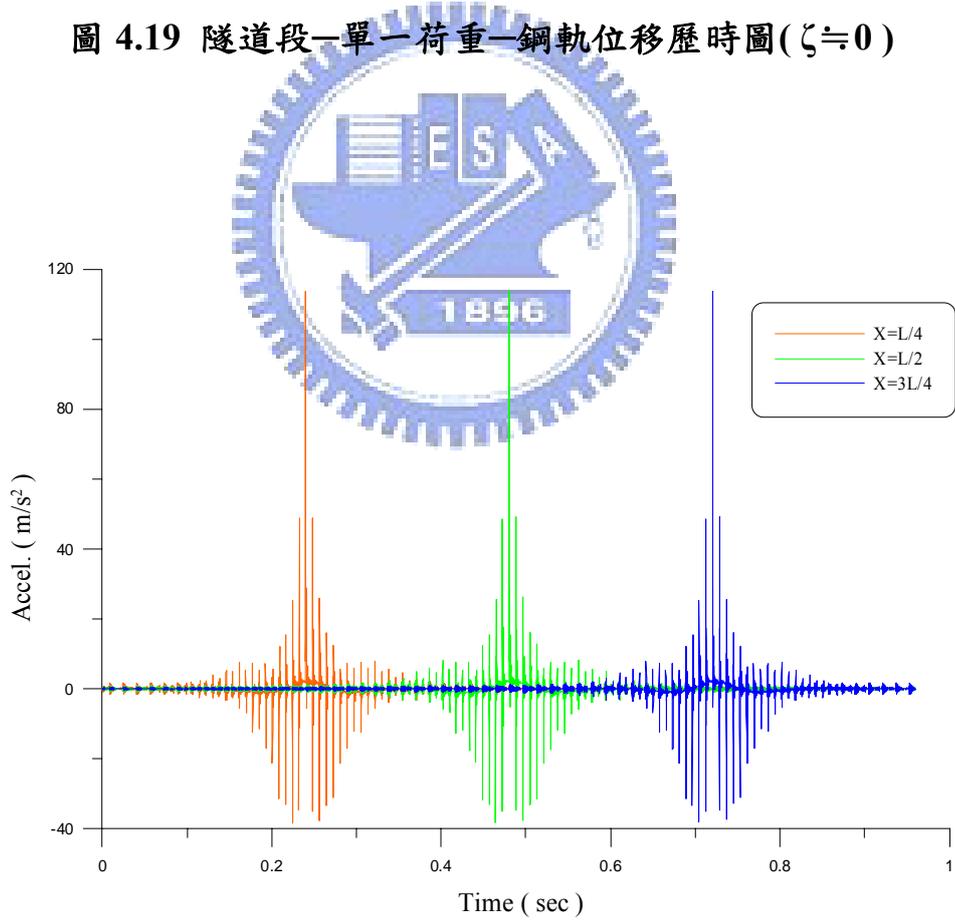


圖 4.20 隧道段—單一荷重—鋼軌加速度歷時圖($\zeta=0$)

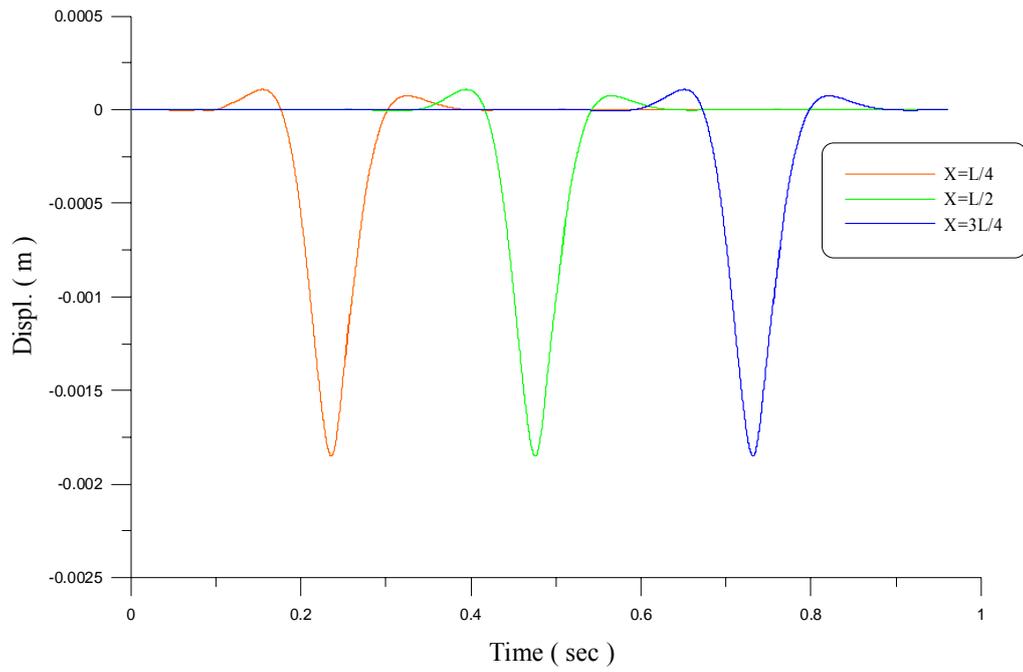


圖 4.21 隧道段—單一荷重—軌枕位移歷時圖($\zeta=0$)

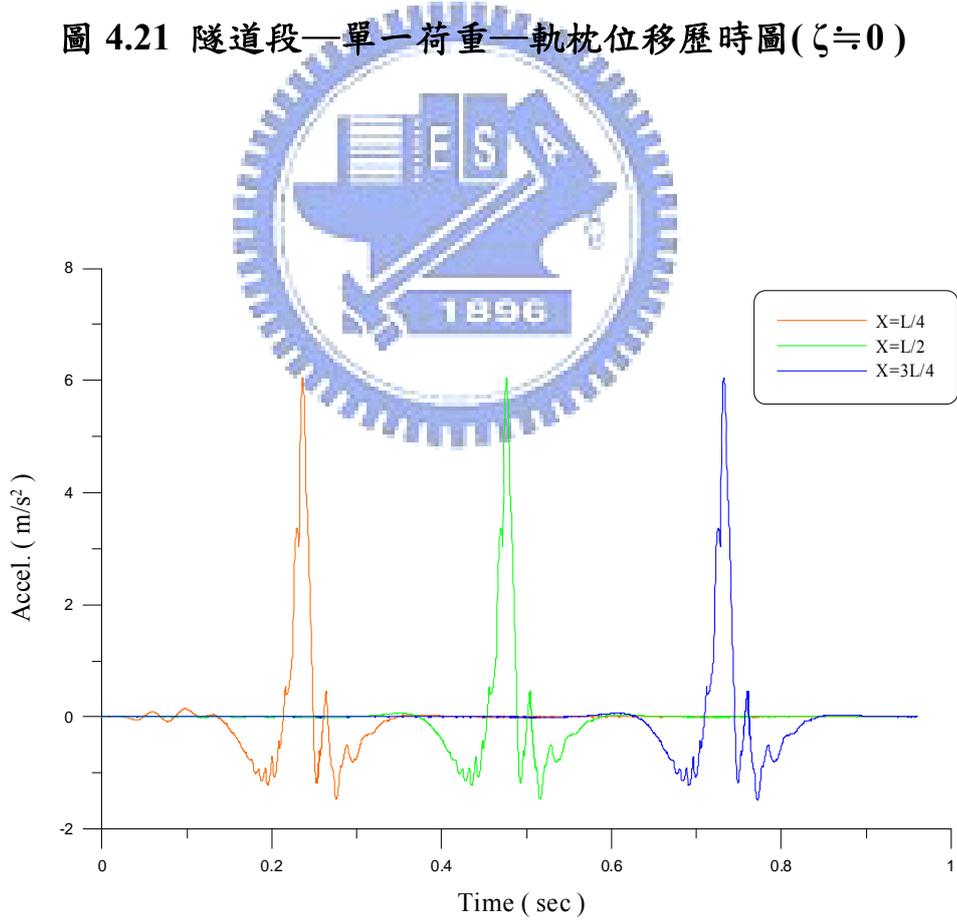


圖 4.22 隧道段—單一荷重—軌枕加速度歷時圖($\zeta=0$)

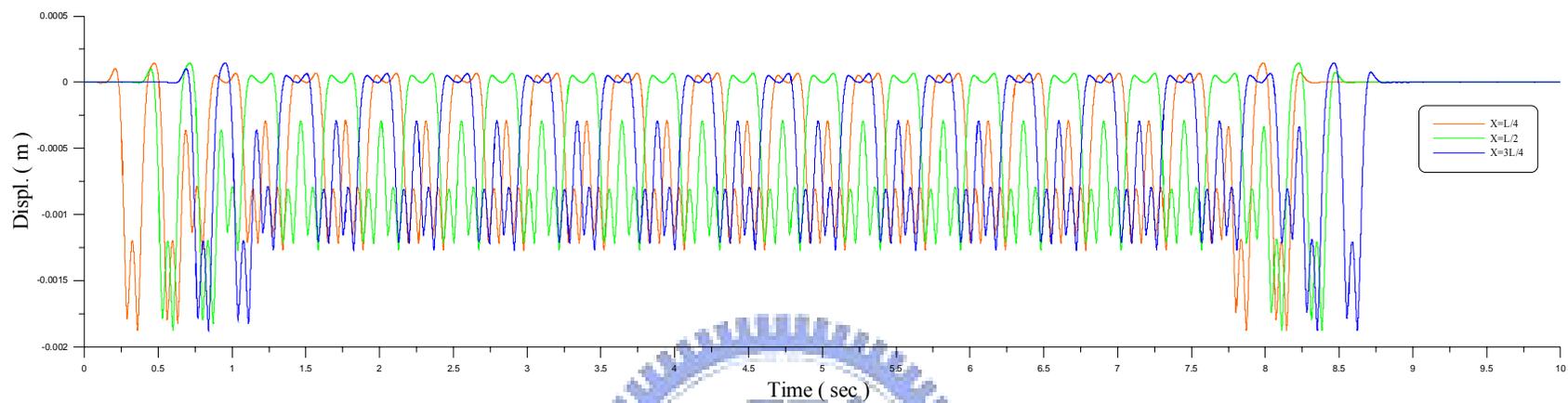


圖 4.23 隧道段—序列荷重—鋼軌位移歷時圖($\zeta=0$)

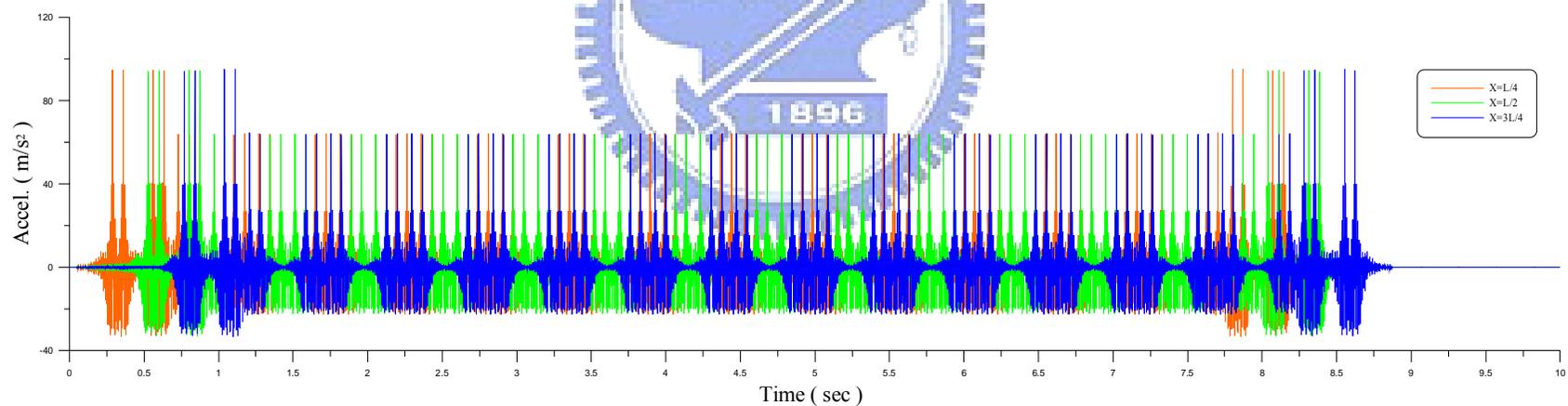


圖 4.24 隧道段—序列荷重—鋼軌加速度歷時圖($\zeta=0$)

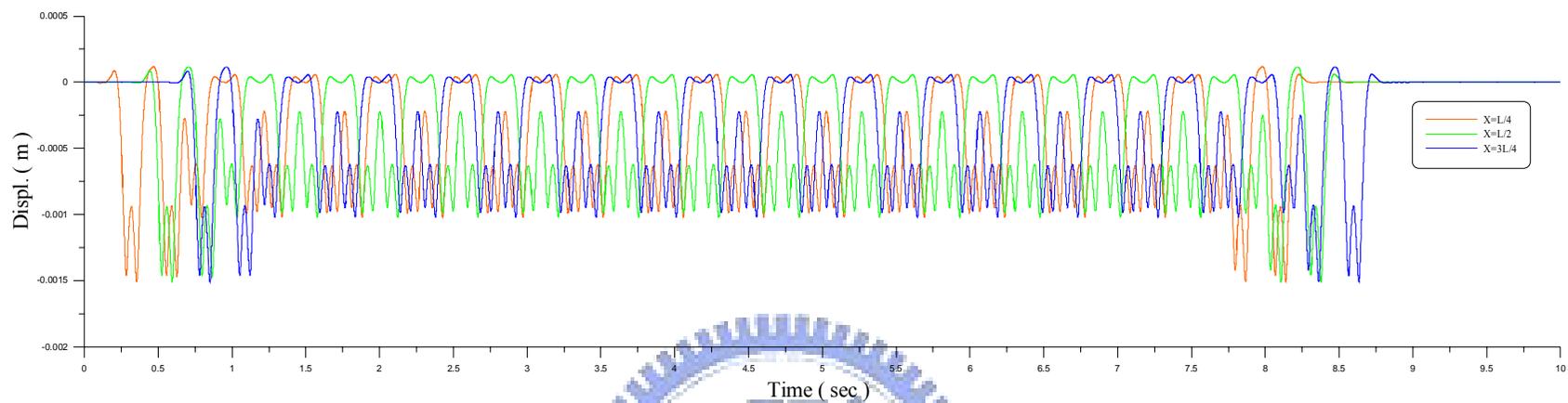


圖 4.25 隧道段—序列荷重—軌枕位移歷時圖($\zeta=0$)

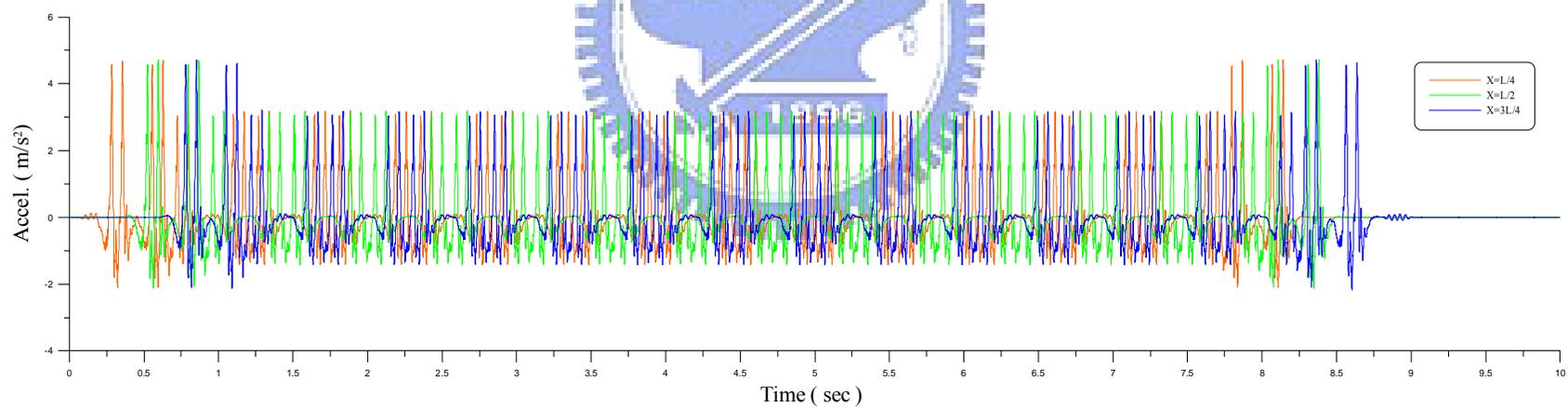


圖 4.26 隧道段—序列荷重—軌枕加速度歷時圖($\zeta=0$)

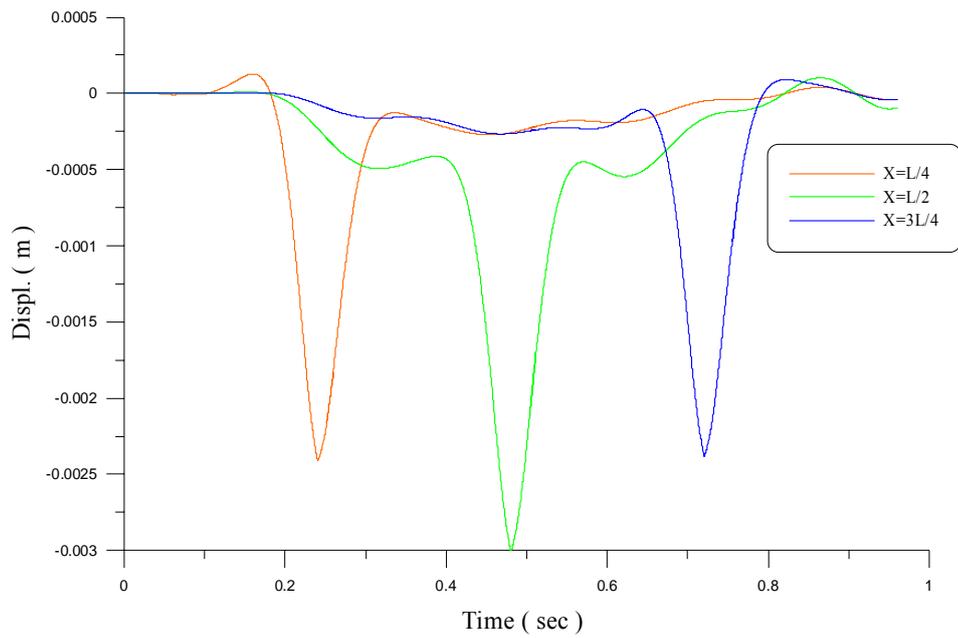


圖 4.27 簡支橋—單一荷重—鋼軌位移歷時圖($\zeta=0$)

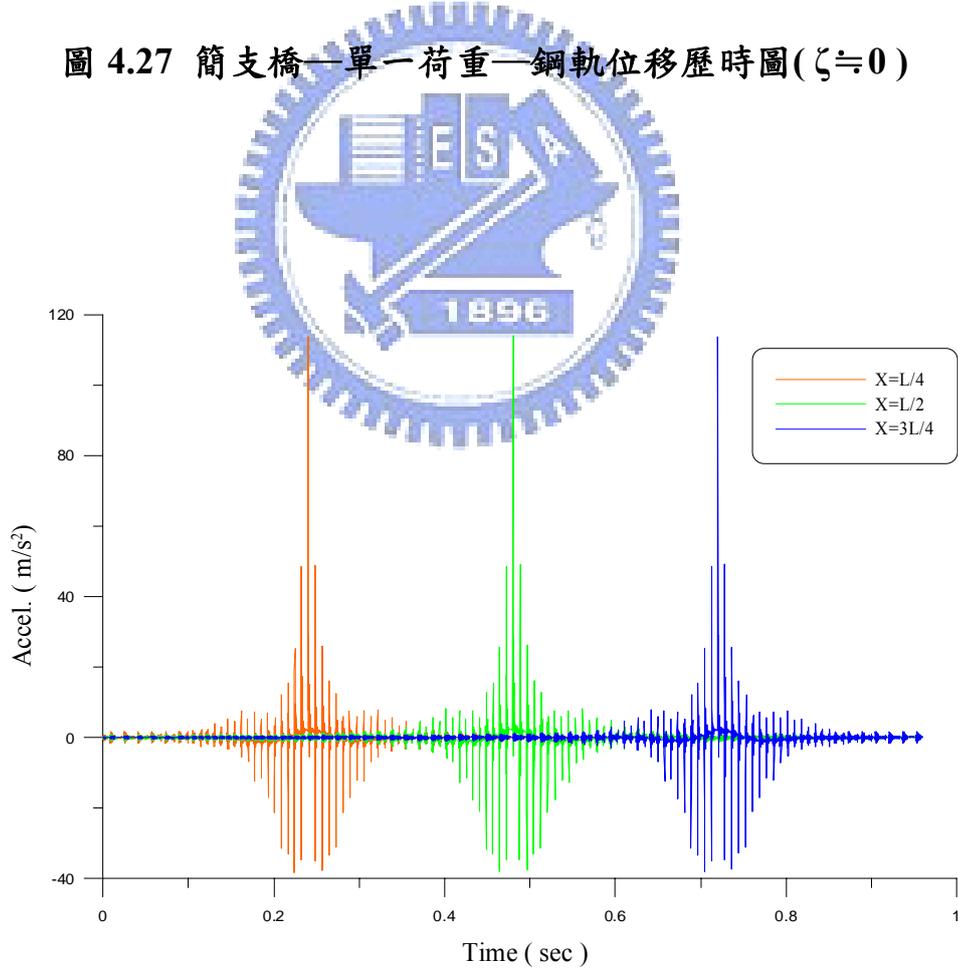


圖 4.28 簡支橋—單一荷重—鋼軌加速度歷時圖($\zeta=0$)

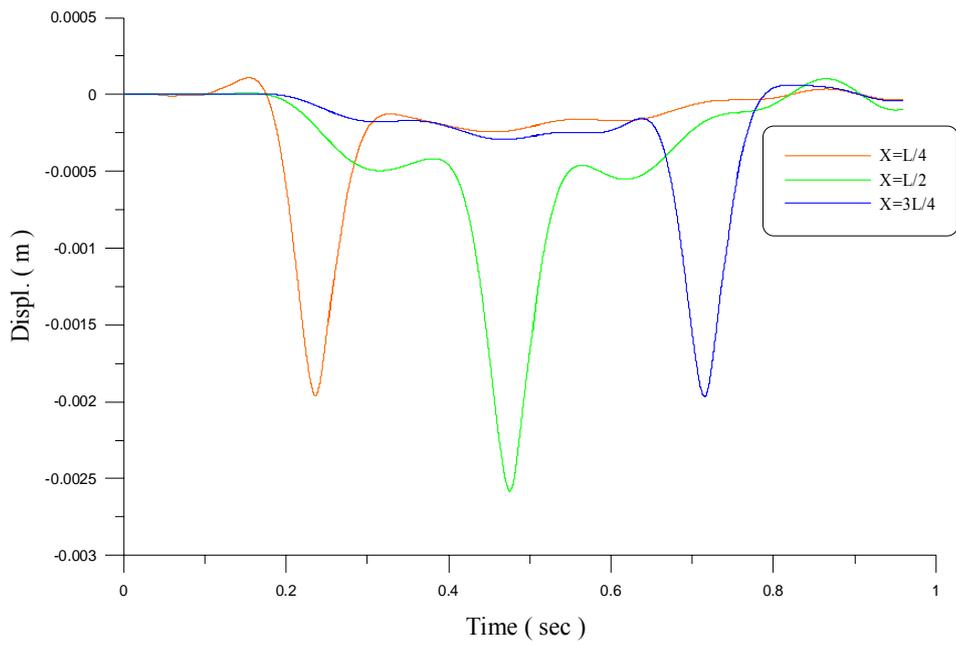


圖 4.29 簡支橋—單一荷重—軌枕位移歷時圖($\zeta \doteq 0$)

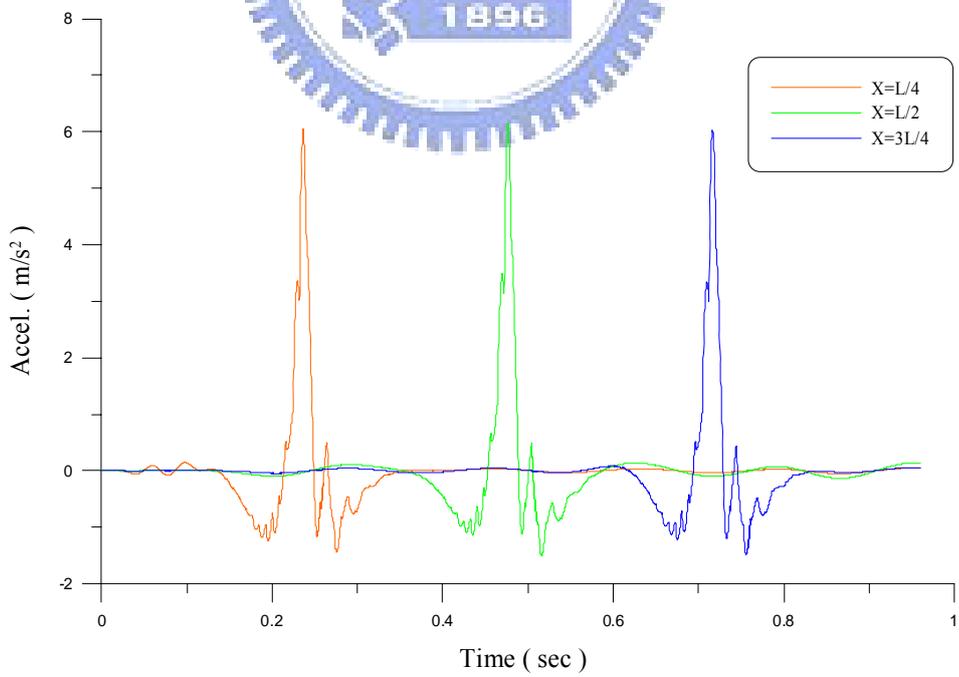


圖 4.30 簡支橋—單一荷重—軌枕加速度歷時圖($\zeta \doteq 0$)

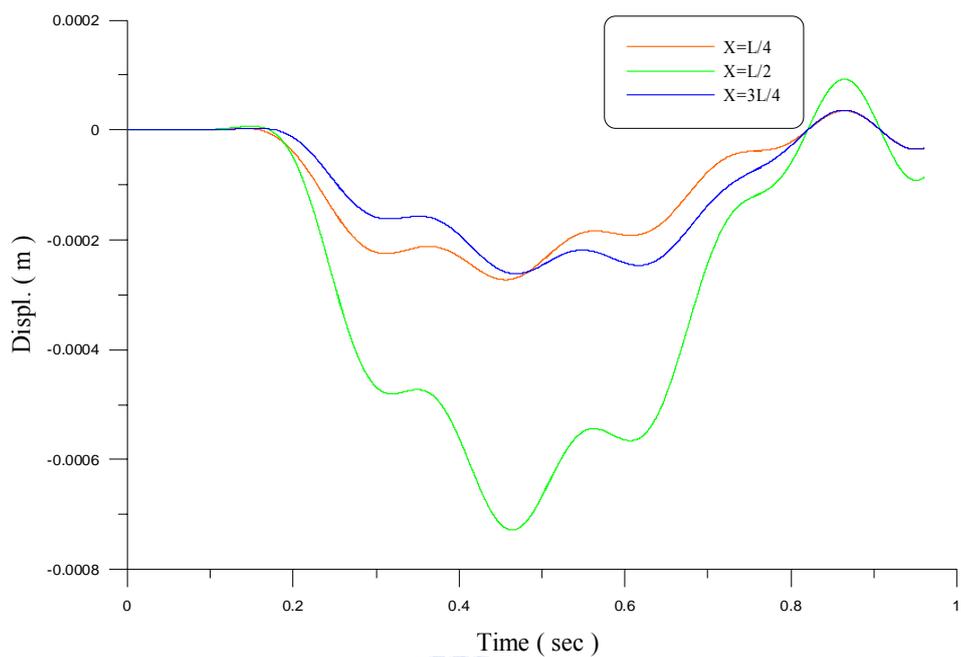


圖 4.31 簡支橋—單一荷重—橋梁位移歷時圖($\zeta \doteq 0$)

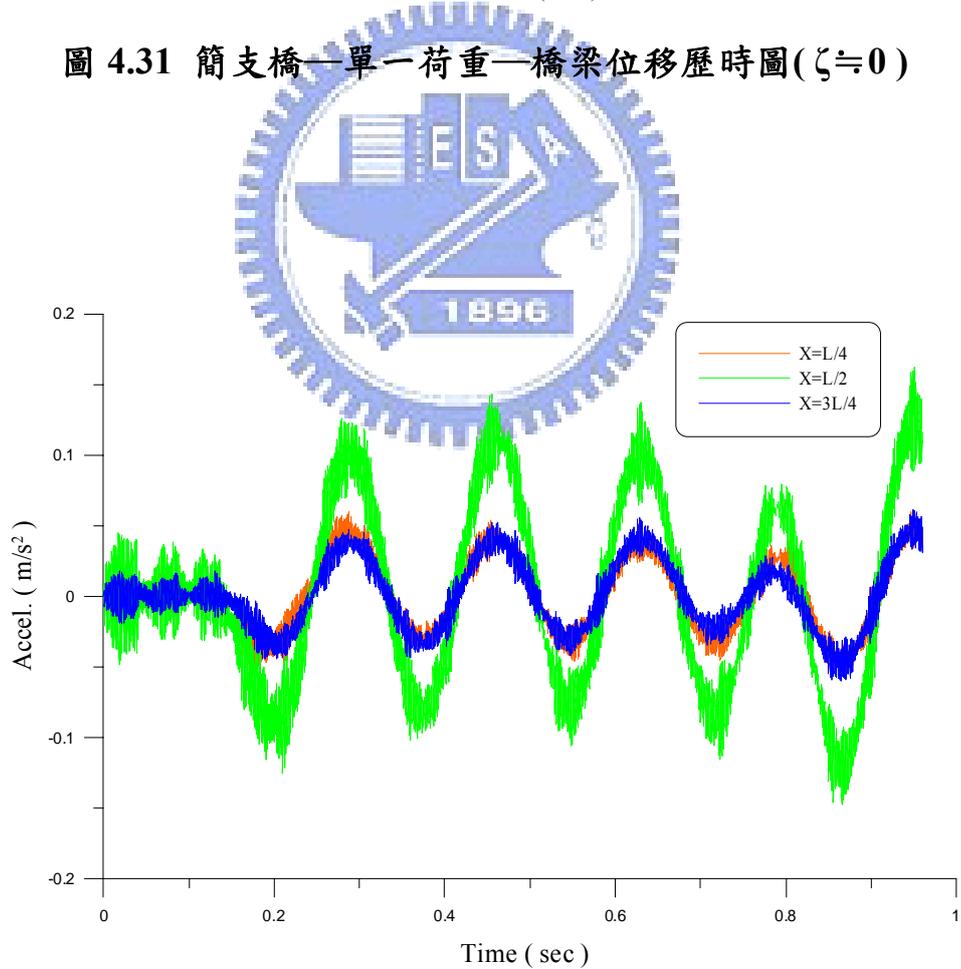


圖 4.32 簡支橋—單一荷重—橋梁加速度歷時圖($\zeta \doteq 0$)

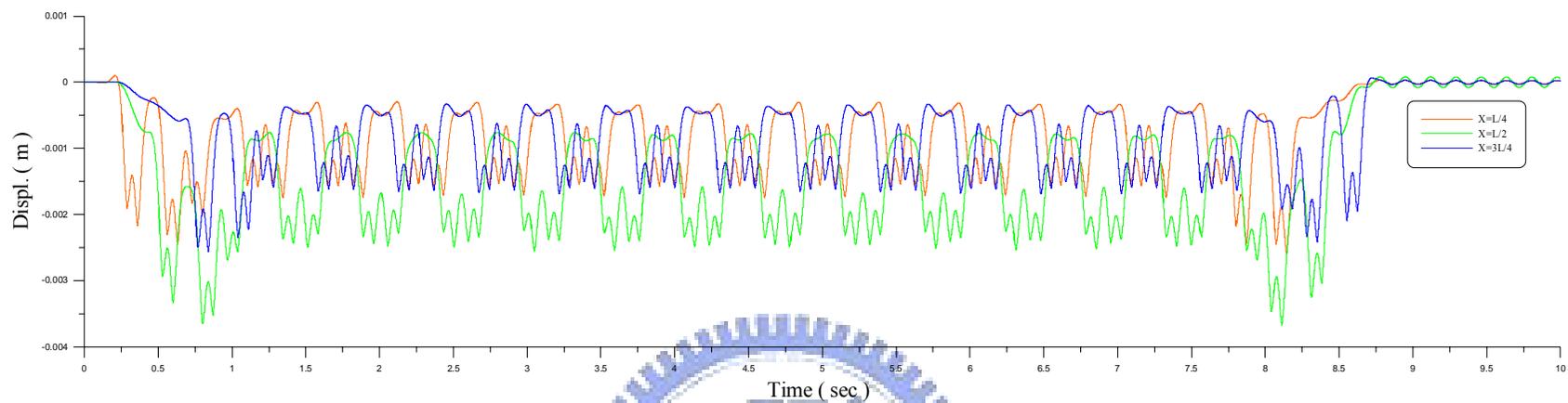


圖 4.33 簡支橋—序列荷重—鋼軌位移歷時圖($\zeta=0$)

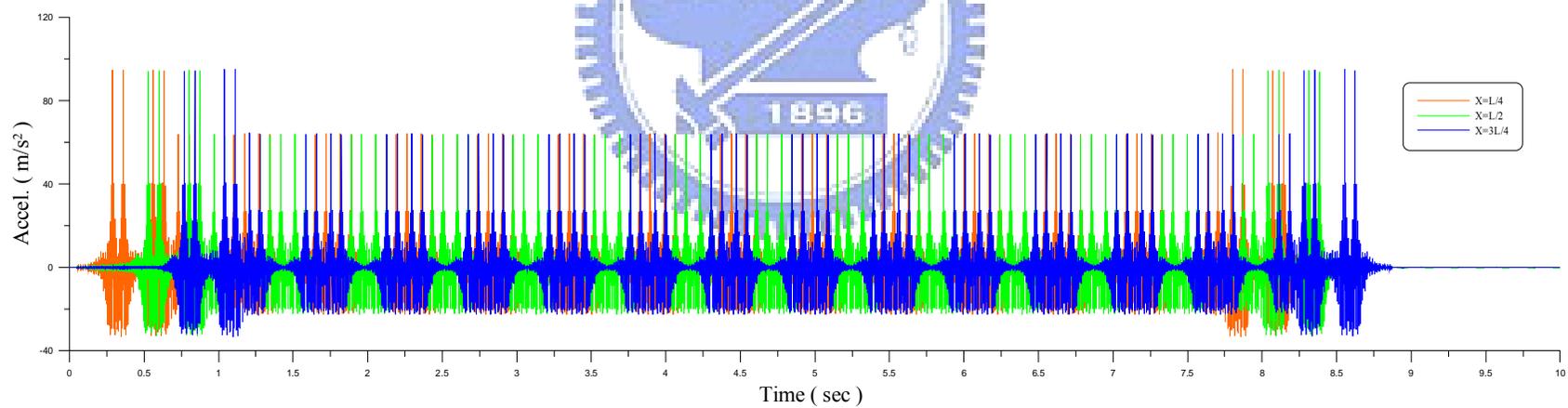


圖 4.34 簡支橋—序列荷重—鋼軌加速度歷時圖($\zeta=0$)

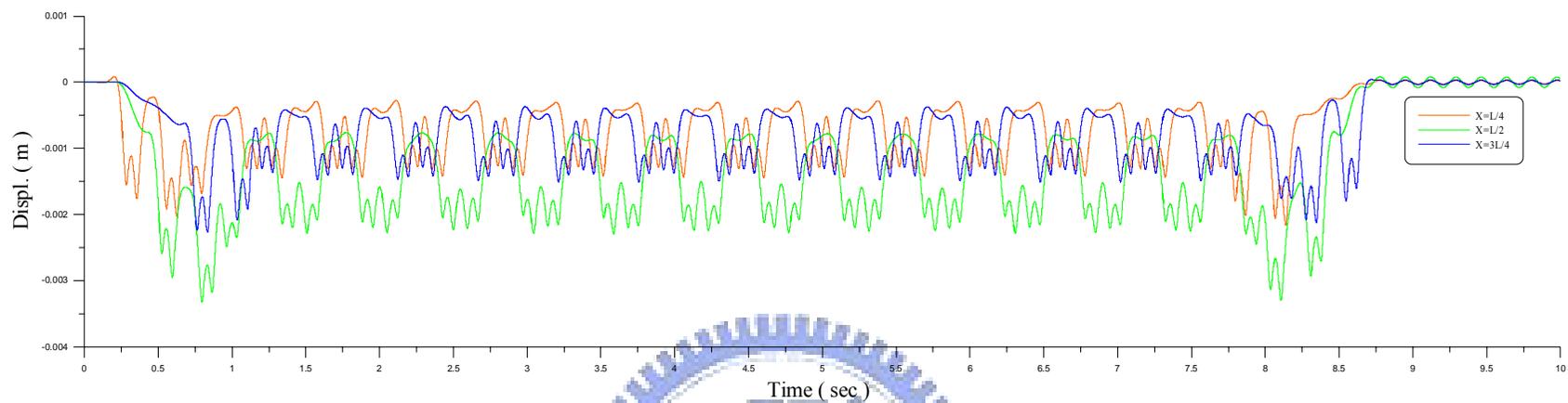


圖 4.35 簡支橋—序列荷重—軌枕位移歷時圖($\zeta=0$)

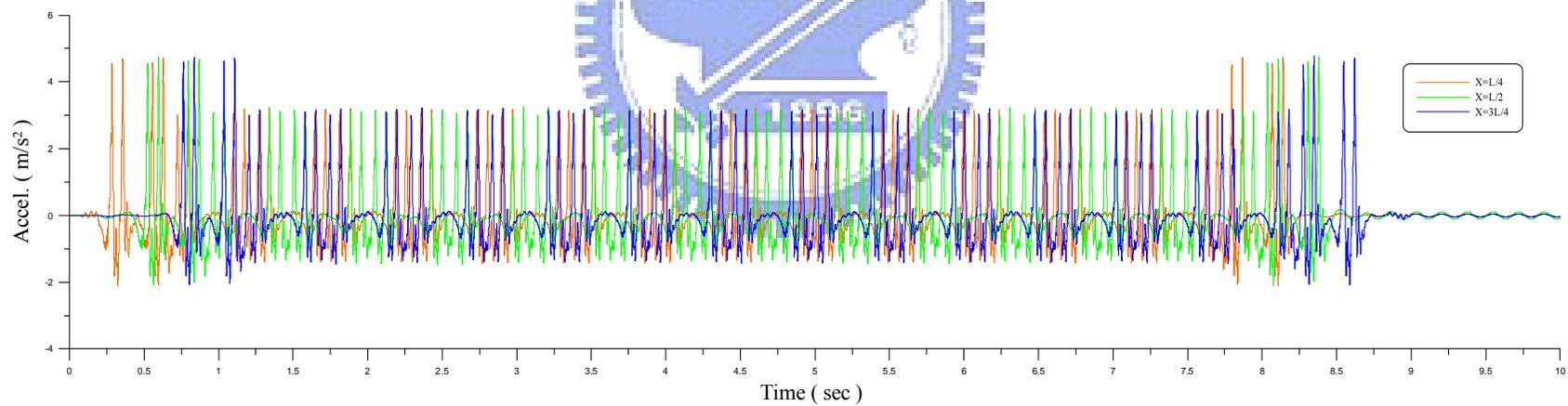


圖 4.36 簡支橋—序列荷重—軌枕加速度歷時圖($\zeta=0$)

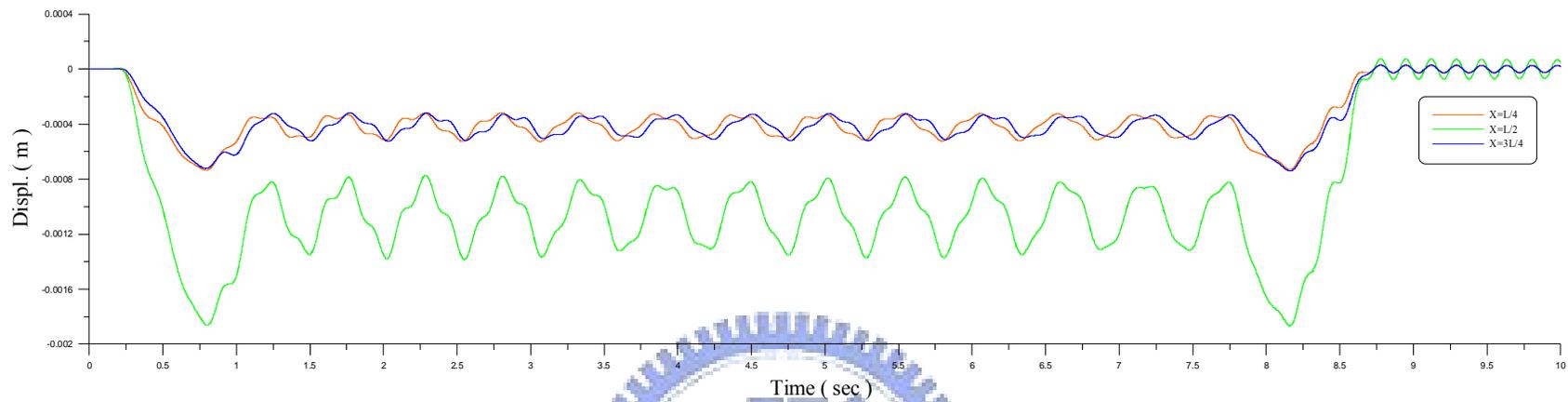


圖 4.37 簡支橋—序列荷重—橋梁位移歷時圖($\zeta=0$)

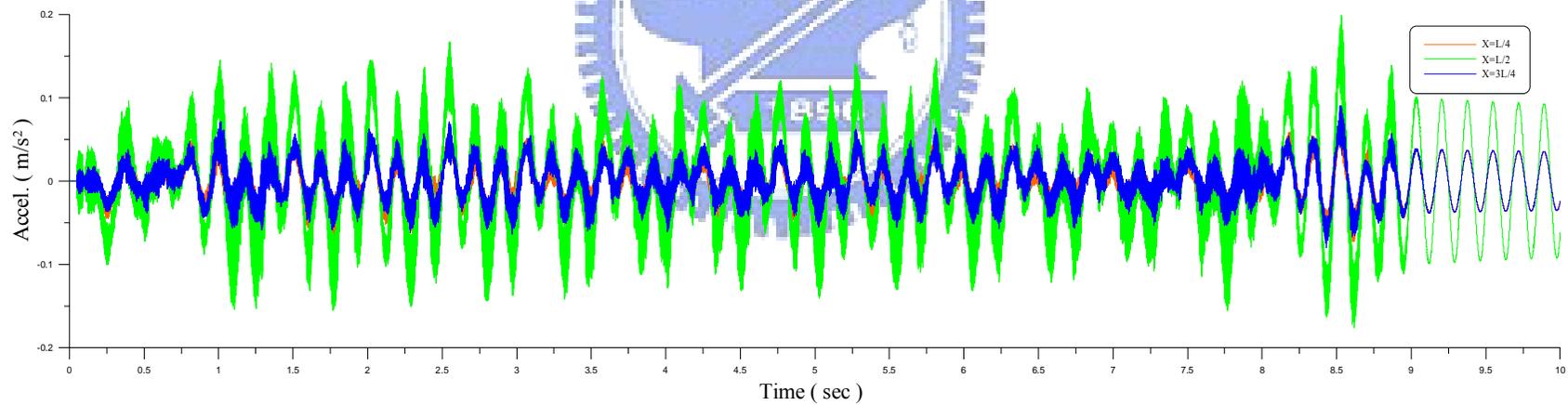


圖 4.38 簡支橋—序列荷重—橋梁加速度歷時圖($\zeta=0$)

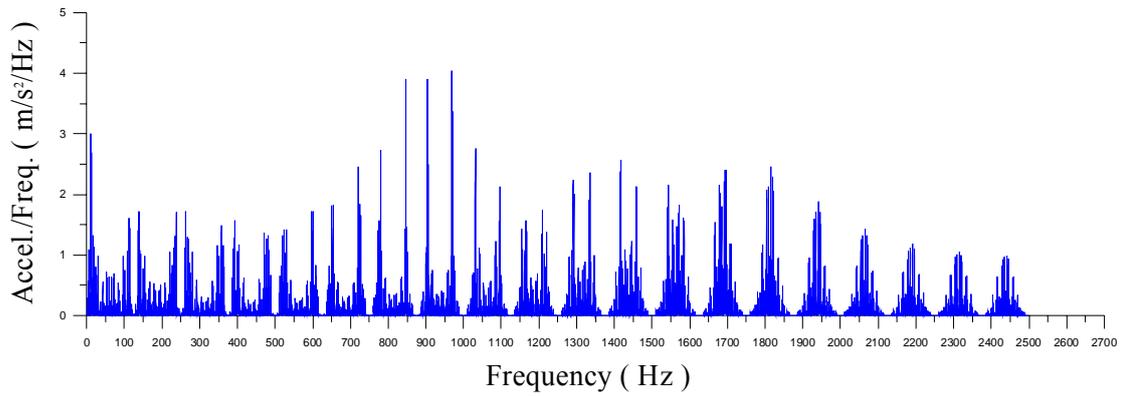


圖 4.39 簡支橋—序列荷重—鋼軌加速度 FFT 分佈圖($\zeta \doteq 0$)

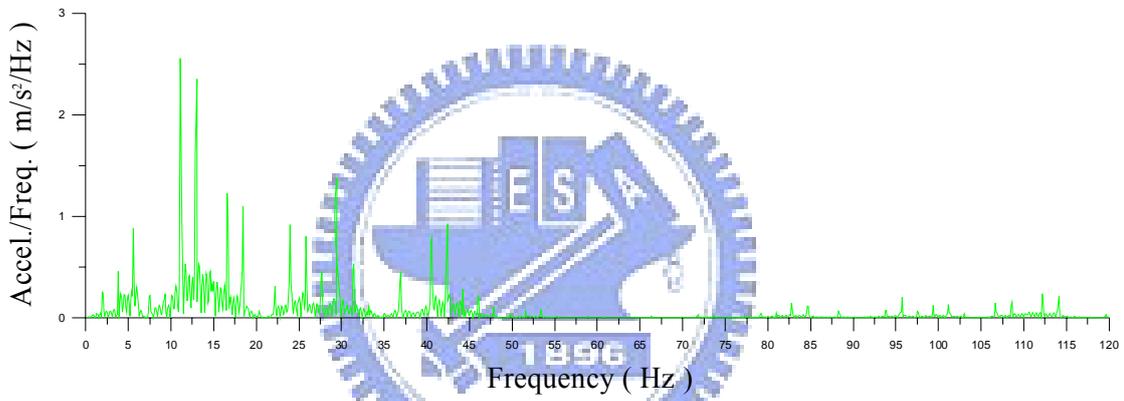


圖 4.40 簡支橋—序列荷重—軌枕加速度 FFT 分佈圖($\zeta \doteq 0$)

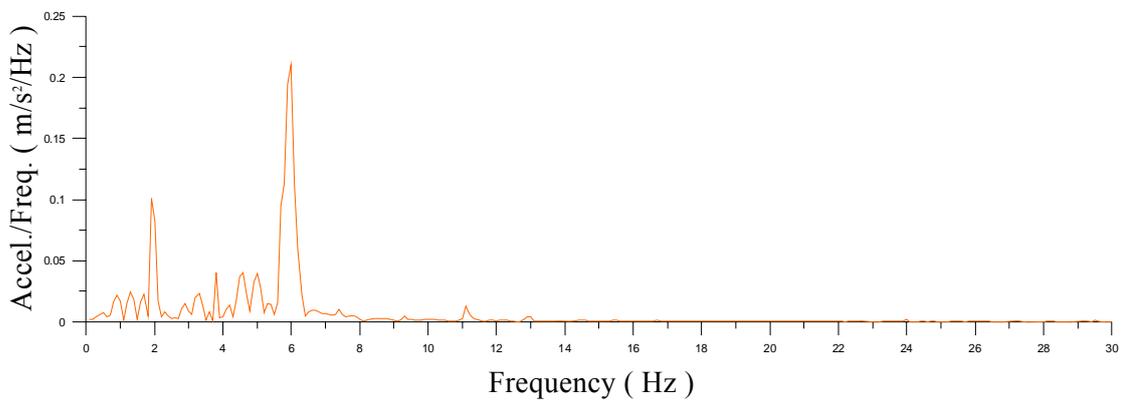


圖 4.41 簡支橋—序列荷重—橋梁加速度 FFT 分佈圖($\zeta \doteq 0$)

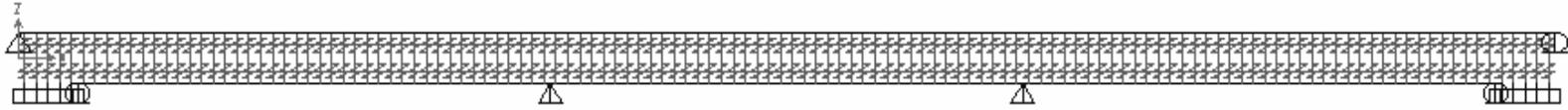


圖 4.42(a) 連續橋軌道系統 SAP2000 分析模型示意圖



圖 4.42(b) 簡支橋軌道系統 SAP2000 分析模型示意圖

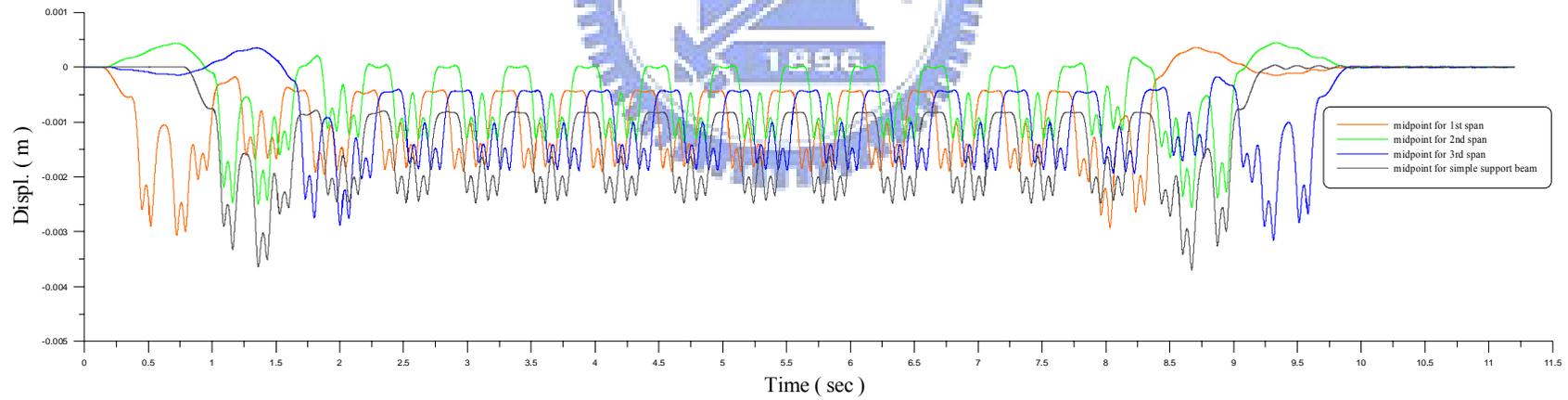


圖 4.43 連續橋—鋼軌位移歷時圖($\zeta = 0.025$)

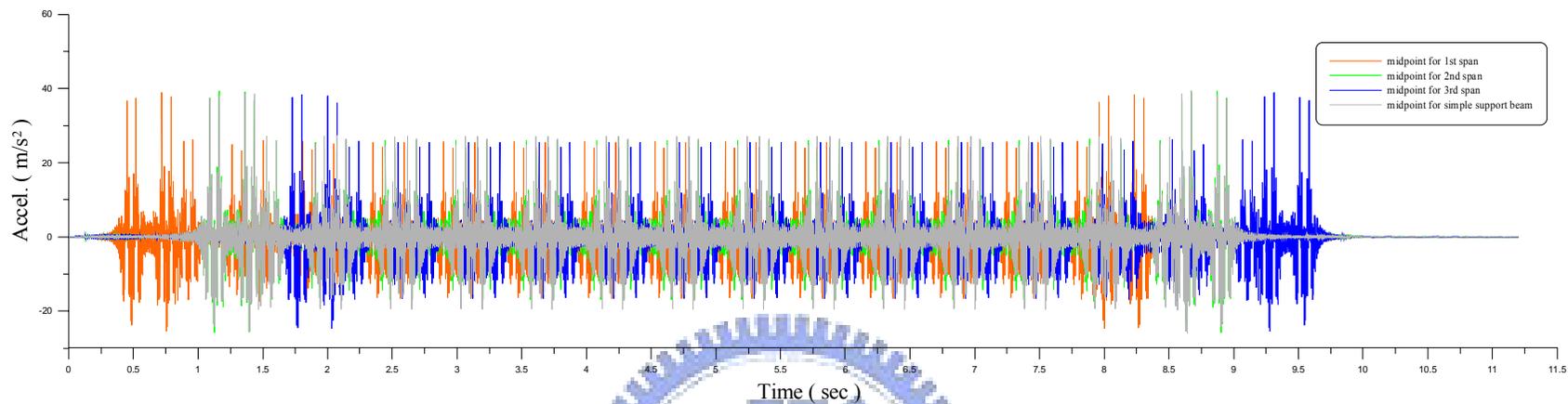


圖 4.44 連續橋—鋼軌加速歷時圖($\zeta = 0.025$)

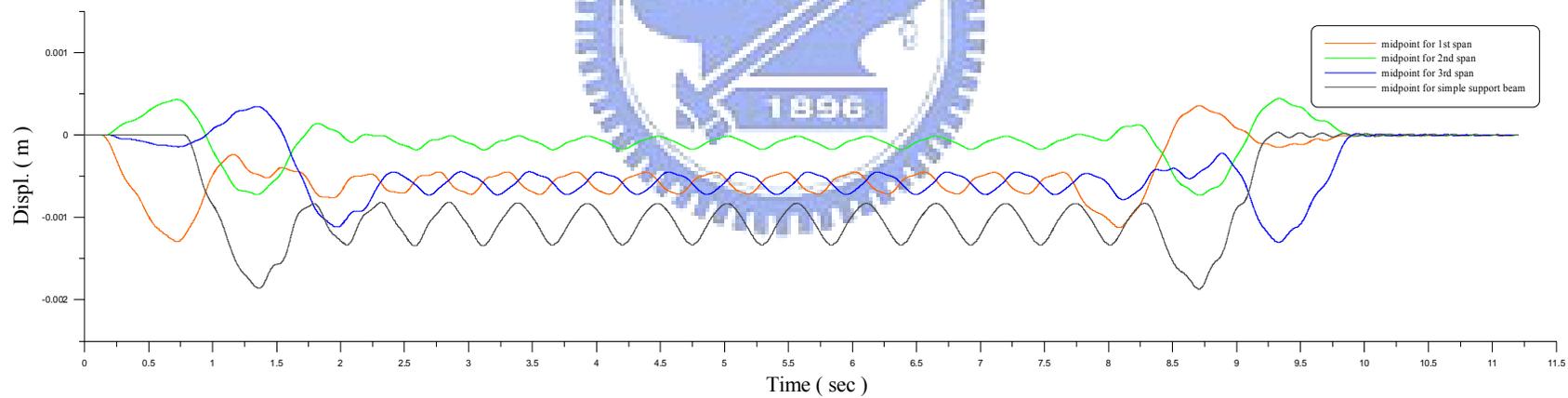


圖 4.45 連續橋—橋梁位移歷時圖($\zeta = 0.025$)

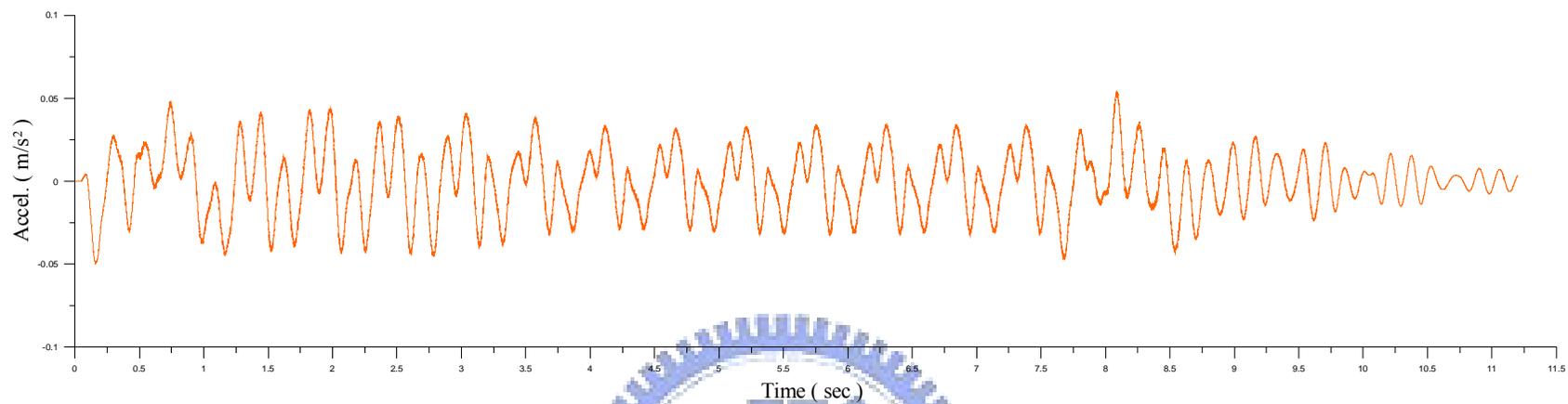


圖 4.46 連續橋—第一橋跨—橋梁中點加速度歷時圖($\zeta = 0.025$)

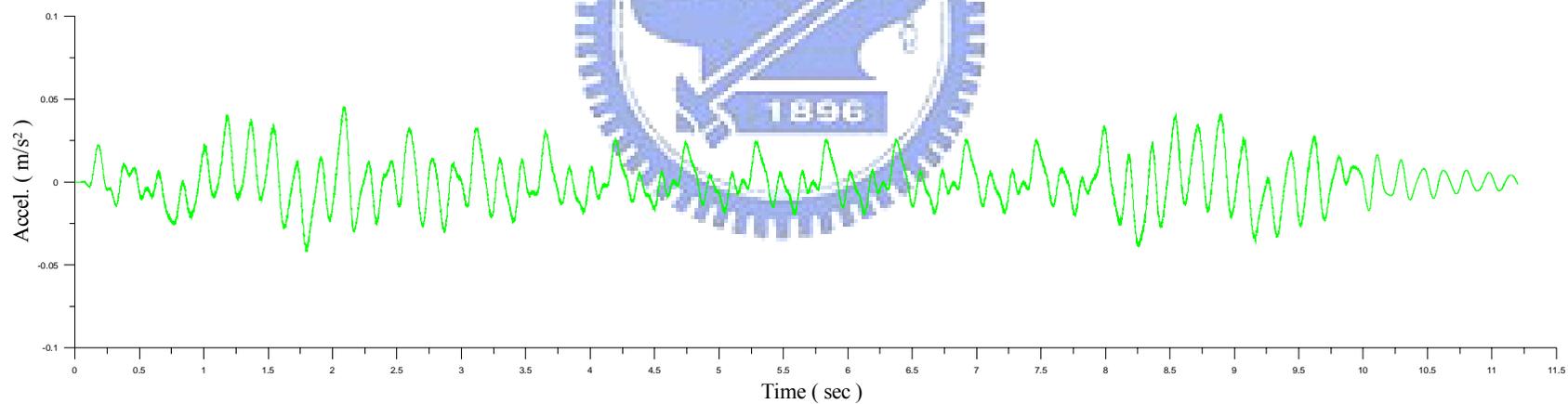


圖 4.47 連續橋—第二橋跨—橋梁中點加速度歷時圖($\zeta = 0.025$)

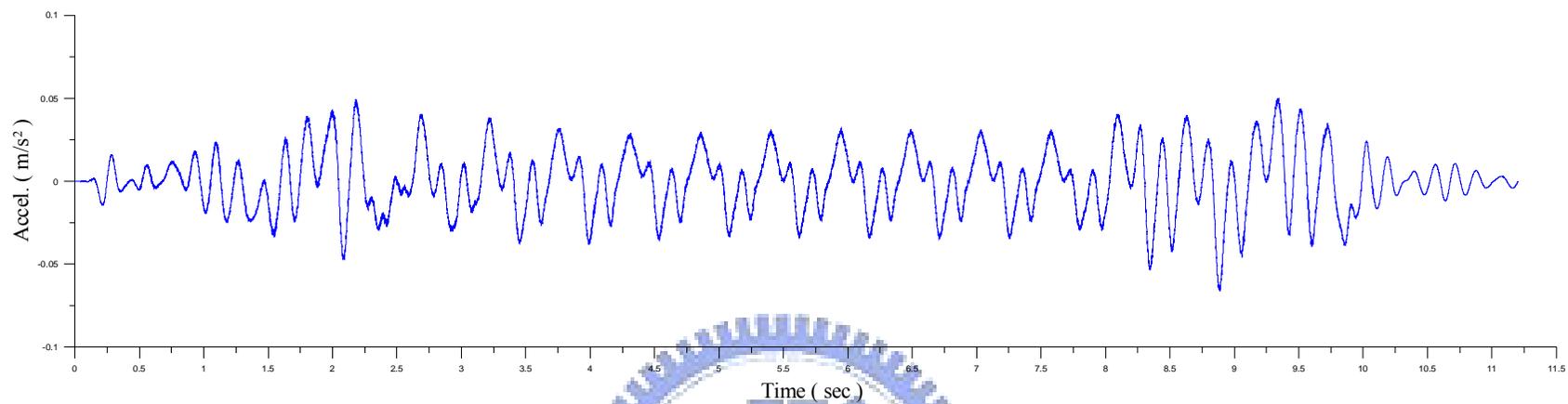


圖 4.48 連續橋—第三橋跨—橋梁中點加速度歷時圖($\zeta=0.025$)

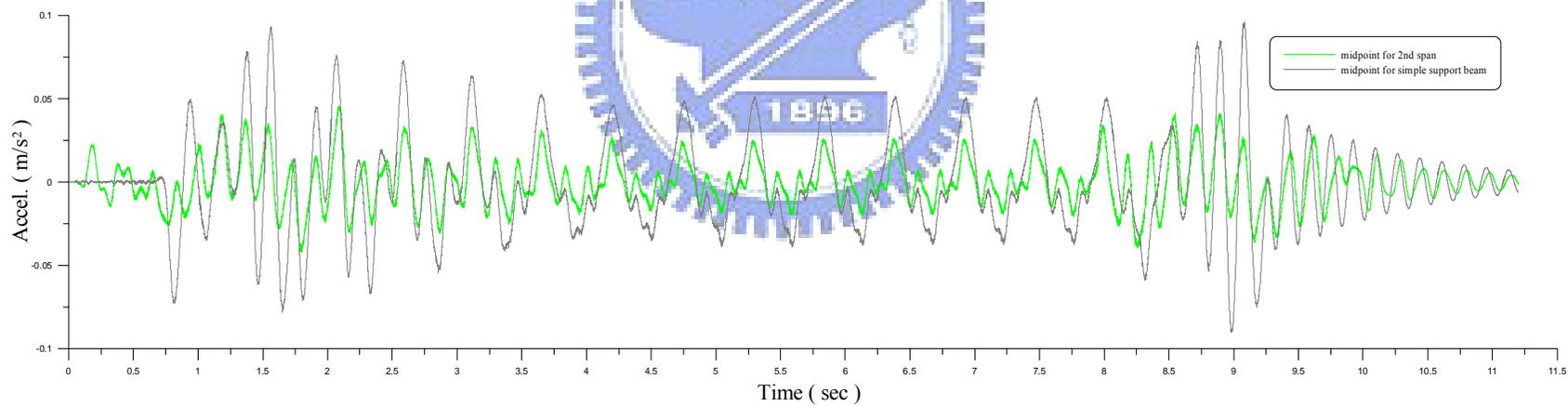


圖 4.49 連續橋與簡支橋中點加速度歷時比較圖($\zeta=0.025$)

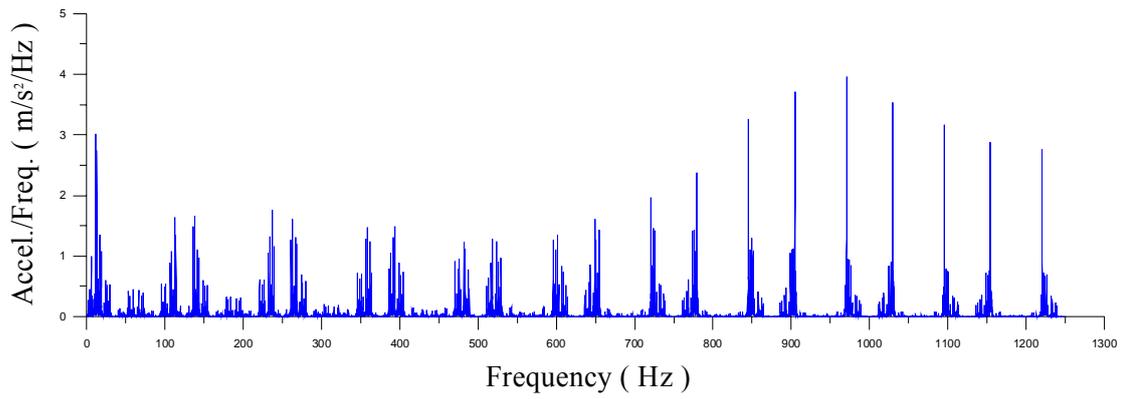


圖 4.50 連續橋—軌道系統中點鋼軌加速度 FFT 分佈圖($\zeta \doteq 0.025$)

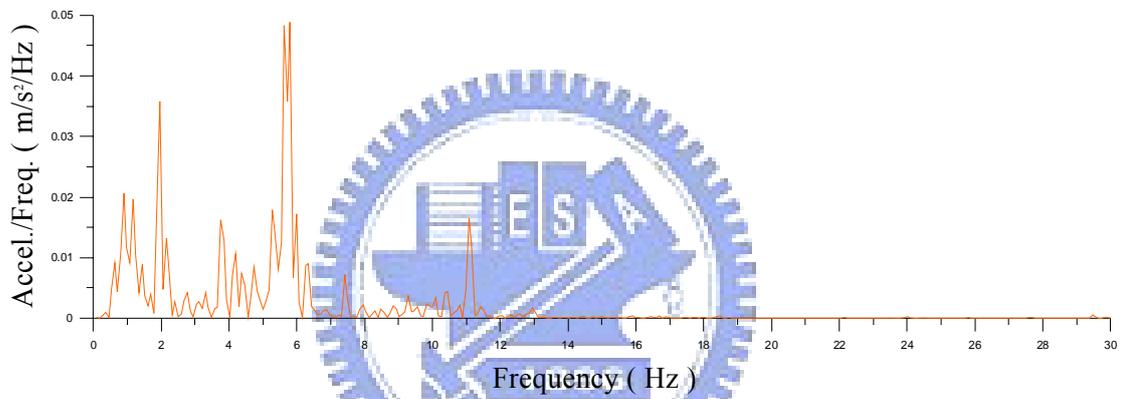


圖 4.51 連續橋—軌道系統中點橋梁加速度 FFT 分佈圖($\zeta \doteq 0.025$)

第五章 軌道系統之動態反應參數研究

就動力學角度而言，系統及外力擾動之頻率係主宰其動態反應之主要因子。而軌道系統之系統頻率，又與鋼軌、扣件系統及承托系統(詳本文 2.1 節)之勁度與質量息息相關，其外力擾動頻率則取決於列車行駛之車速及軸距等。另就工程實務之觀點，軌道系統之橋梁型式、軌枕型式、軌枕彈性材(rubber)及鋼軌墊片(rubber)之勁度等，較容易為工程師掌控。鑑於目前國內對於台鐵防振型軌道(軌枕埋入式)之動態反應研究，主要針對不同軌枕彈性材勁度之減振效益進行探討，如：洪振發(2005)、施光夏(2004)。因此，本章將探討軌枕質量、鋼軌墊片勁度及軌枕間距對其動態反應之影響。此外，亦就列車不同車速對於軌道系統造成之衝擊效應，一併進行分析說明。

5.1 軌枕質量對動態反應之影響

早期軌道系統普遍採用木枕，係因當時林木資源充裕，易於取得，惟鐵路多屬露天型式，日曬雨淋，歷經冬寒夏熱，對木質枕木實為一嚴苛考驗。而後鐵路因載客量大增及行車速率提升，安全需求等級高，且在維修人力及成本考量下，傳統木枕逐漸由混凝土軌枕取代，然而混凝土枕仍有安裝較不方便及軌道線形調整不易等缺點。現今因材料技術進步，輕量且硬度高之軌枕，已成為軌枕發展之趨勢。

前述之軌枕發展過程，均基於施工及養護方便性為考量。本節則由動力學的觀點出發，探討不同軌枕質量對軌道動態反應之影響，以期對於軌道工程技術有更深入了解。本節將以 4.4 節所建立之隧道及橋梁段軌道系統分析模型(如圖 4.15 及圖 4.16)，並改變軌枕質量參數，以 18t 單一移動荷重進行動態反應分析。軌道系統各項參數整理於表 5.1，所求得隧道及橋梁段軌道系統中點位

置之最大動態反應整理於表 5.2 及表 5.3。隧道段之鋼軌及軌枕最大位移分佈圖，如圖 5.1 及圖 5.2 所示；其最大加速度分佈圖，如圖 5.3 及圖 5.4 所示。橋梁段之鋼軌、軌枕及橋梁最大位移分佈圖，如圖 5.5、圖 5.6 及圖 5.7 所示；其最大加速度分佈圖，如圖 5.8、圖 5.9 及圖 5.10 所示。

分析結果說明

1. 軌道系統之位移(隧道段及橋梁段)，隨軌枕質量增加呈增加趨勢。
2. 橋梁之加速度隨軌枕質量增加呈減少趨勢。本研究分析結果(詳表 5.3)，軌枕重量由 50 kgf 增加至 350 kgf，橋梁加速度減少約 24 % ($\zeta=0.05$)，顯示重型軌枕對於橋梁之減振進而降低地傳振動，頗具貢獻度。
3. 軌枕之加速度隨軌枕質量增加呈減少趨勢。本研究分析結果(詳表 5.2 及表 5.3)，軌枕重量由 50 kgf 增加至 350 kgf，其加速度減少約 25 % (橋梁段、 $\zeta=0.05$)，顯示重型軌枕對於提升軌道承托系統之穩定性，頗具貢獻度。
4. 鋼軌之加速度(隧道段及橋梁段)並未隨軌枕質量增加而減少，反而略為增加約 1.5 % (橋梁段、 $\zeta=0.05$)。此現象可由 SAP2000 分析模型求得之隧道及橋梁段軌道系統模態頻率分佈說明。即：改變軌枕質量，則系統前 80 模態(頻率約 250Hz 以下)之變化較為明顯，超過 80 模態之系統頻率幾乎不變，而鋼軌振頻甚高(依據 4.4.2 節分析結果，最高振頻可達 2000Hz 以上)。因此吾人研判，軌枕質量之改變，對鋼軌加速度影響甚小。
5. 基於施工及養護方便性於軌道系統採用輕量型軌枕，亦可提升行車安全性(因軌道系統位移減少)，惟其振動加速度增加，不利承托系統(軌枕)之穩定性仍須列入考量。

5.2 鋼軌墊片勁度對動態反應之影響

鋼軌墊片(Rail pad)屬軌道扣件系中基版之一部分(詳本文 2.1 節)，而基版之目的為直接承載及均勻將列車荷重傳遞至軌道承托系統上，亦有保護承托系統之功能(可使縱向受力面積加大，減少單位面積受力)。現代化軌道系統基於環境污染防治之需求下，多利用橡膠墊片(含天然橡膠或合成橡膠)降低基版剛度，以達低噪音及減振之目地。

鑑於目前國內軌道工程所採用之鋼軌墊片，其勁度大多介於 60 tf/cm ~ 120 tf/cm 間，仍以 4.4 節所建立之隧道及橋梁段軌道系統分析模型(如圖 4.15 及圖 4.16)，並改變鋼軌墊片勁度參數(自 30 tf/cm ~ 110 tf/cm)，以 18t 單一移動荷重進行動態反應分析。軌道系統各項參數整理於表 5.4，所求得隧道及橋梁段軌道系統中點位置之最大動態反應整理於表 5.5 及表 5.6。隧道段之鋼軌及軌枕最大位移分佈圖，如圖 5.11 及圖 5.12 所示；其最大加速度分佈圖，如圖 5.13 及圖 5.14 所示。橋梁段之鋼軌、軌枕及橋梁最大位移分佈圖，如圖 5.15、圖 5.16 及圖 5.17 所示；其最大加速度分佈圖，如圖 5.18、圖 5.19 及圖 5.20 所示。

分析結果說明

1. 軌道系統之鋼軌及橋梁位移，隨鋼軌墊片勁度減少呈增加趨勢。其中以鋼軌位移增加量較大，橋梁位移之增加量甚小。
2. 降低鋼軌墊片勁度對鋼軌加速度(隧道段及橋梁段)之影響很小。本研究分析結果(詳表 5.5 及表 5.6)，墊片勁度由 110 tf/cm 減少至 30 tf/cm，鋼軌加速度略減少約 1.7 % (橋梁段、 $\zeta=0.05$)。
3. 軌枕加速度(隧道段及橋梁段)隨鋼軌墊片勁度減少呈減少趨勢。本研究分析結果(詳表 5.5 及表 5.6)，墊片勁度由 110 tf/cm 減少至 30 tf/cm，軌枕加速度減少約 31.5 % (橋梁段、 $\zeta=0.05$)，顯示低勁度鋼軌墊片對於

提升軌道承托系統之穩定性，頗具貢獻度。

4. 橋梁加速度並未因鋼軌墊片勁度之改變而有減少或增加之趨勢。本研究分析結果(詳表 5.6)，墊片勁度由 110 tf/cm 減少至 30 tf/cm，橋梁加速度約介於 8~12 gal($\zeta=0.05$)之間振盪，顯示低勁度鋼軌墊片對於橋梁之減振進而降低地傳振動並無幫助。

5.3 軌枕間距對動態反應之影響

在工程實務中，軌枕間距直接影響軌道建造成本及其施工之方便性，且其對於行車安全亦具關鍵性。因此，吾人運用本研究所建立之軌道系統動態模擬方法，針對軌枕間距對軌道系動態反應之影響，進行分析比較，以供實務參考。

本節係以橋梁段軌道系統分析模型(如圖 4.16)為基礎，假設系統阻尼比 $\zeta=0.05$ ，並分別建立軌枕間距為 0.4m、0.6m 及 0.8m 之 SAP2000 分析模型，以 18t 單一移動荷重進行動力歷時分析。軌道系統各項參數整理於表 5.7，所求得軌道系統中點之鋼軌及橋梁最大加速度比較，分別如圖 5.21 及圖 5.22 所示；其最大位移比較(鋼軌及橋梁)，分別如圖 5.23 及圖 5.24 所示。

分析結果說明

1. 軌道系統之鋼軌位移隨軌枕間距增大而大幅增加，其加速度亦隨之略增。
2. 改變軌枕間距對於橋梁之位移及加速度影響均很小。
3. 由 SAP2000 分析模型之軌道系統模態頻率比較發現，不同軌枕間距僅對於頻率介於 100~250 Hz 間之模態(鋼軌之低頻反應)影響較大。其他頻率範圍之模態則幾乎沒有改變，此情況亦可說明第 1、2 點所述之分析結果。
4. 就軌道系統而言，軌枕間距加大，系統單位長度之勁度減小(故鋼軌位

移增加)。惟其單位長度之軌枕質量亦隨之減少，此應為改變軌枕間距僅對系統頻率介於 100~250 Hz 間之模態影響較大之原因。

5. 加大軌枕間距雖可降低軌道建造成本，惟其較不利行車安全，且對軌道之減振亦無幫助，應審慎評估。

5.4 列車不同車速作用下之衝擊效應

本節係以數質分析的方式來探討軌道系統受車行之衝擊效應問題。姚忠達(2000)曾針對簡支型橋梁(含直梁及曲梁)受列車作用所造成之衝擊反應進行理論解析，其結果顯示，橋梁在序列性移動載重作用下，將會有共振及相消效應發生〔8〕，且依據本文第四章動力歷時分析結果，下部基礎結構型式對軌道系統之位移影響甚大。因此，本節將以序列性移動載重進行分析，來探討軌道系統於列車不同車速作用下之位移衝擊，並比較隧道段及橋梁段軌道受列車動態衝擊之差異性，以供參考。

5.4.1 衝擊係數之定義

在現行軌道工程設計中，是將車行之衝擊效應以衝擊係數 I 的方式併入活載重來考慮，其計算方式如下(參考“北二高跨越橋至大坑溪段永久軌軌道工程結構計算書”，交通部鐵路改建工程局)：

$$\text{活載重} = (1 + I) * \text{最大靜載重} \quad (5.1)$$

$$I = 0.3V/100 \quad ; \quad V = 130 \text{ km/hr (設計最大車速)}$$

為能夠反應出軌道系統受移動載重之最大絕對動態行為，本研究將參考姚忠達(2000)對橋梁衝擊係數之定義，如式(5.2)及(5.3)〔8〕，以計算橋梁段軌道系統受車行移動載重之垂向變位衝擊係數 I_{\perp} ，此定義恰可配合軌道設計之活載

重計算式(即：與軌道受活載重過程中被激盪之最大動力放大因子一致)，如式(5.1)。

$$I = \frac{R_d(x) - R_s(x)}{R_s(x)} = \frac{R_d}{R_s} - 1 \quad (5.2)$$

$$I_u = \frac{U_d(x) - U_s(x)}{U_s(x)} = \frac{U_d}{U_s} - 1 \quad ; \quad U_d = (1 + I_u) * U_s \quad (5.3)$$

其中：

$R_d(x)$ ：最大動態反應 $R_s(x)$ ：最大靜態反應

$U_d(x)$ ：最大動態垂向變位 $U_s(x)$ ：最大靜態垂向變位

5.4.2 軌道系統衝擊效應分析

本節係依據 5.2.1 節軌道系統垂向變位衝擊係數 I_u 之定義，並改變序列性移動載重之移動速度 V (車速)，以計算軌道系統受列車作用下之衝擊反應。仍以 4.4 節所建立之隧道及橋梁段軌道系統 SAP2000 數值分析模型(如圖 4.15 及圖 4.16)為基礎，序列性移動載重則模擬台鐵自強號列車之軸重分佈(如圖 4.17 及圖 4.18)，且為方便本分析計算，係假設車速很小時($V=0.001$ m/s)所求得之最大動態位移以近似最大靜態位移(依據本研究之分析結果兩者相當接近，詳本文 4.3 節)。本分析採用之軌道系統各項參數整理於表 5.8，所求得隧道及橋梁段軌道系統中點位置之最大位移及其衝擊係數 I_u ，整理於表 5.9 及表 5.10。隧道段及橋梁段軌道系統中點位置之鋼軌衝擊係數比較，如圖 5.25 所示。橋梁段軌道系統中點位置之鋼軌及橋梁衝擊係數比較，如圖 5.26 所示。

分析結果說明

1. 隧道段及橋梁段軌道系統受序列性移動載重作用下之鋼軌位移衝擊，均隨車速增加而呈增加趨勢。本研究分析結果(如圖 5.25)，在車速小於 180 km/hr 情況下，隧道段軌道之鋼軌最大位移衝擊係數約為 0.098($V = 73.98$ km/hr)；橋梁段軌道之鋼軌最大位移衝擊係數約為 0.458($V = 73.98$ km/hr)，其橋梁最大位移衝擊係數約為 0.712($V = 73.98$ km/hr)。
2. 隧道段軌道於 $V = 73.98$ km/hr 時，其鋼軌位移衝擊係數有突增(Peak)現象。此情況係因軌道系統受序列性移動載重作用下所產生之共振效應 [8] 所致，即：序列性移動載重因不同車速產生不同之外力擾動頻率，而當外力擾動頻率與軌道系統頻率接近或相同時，軌道系統之位移會發生放大現象(共振效應)。
3. 橋梁段軌道之鋼軌位移衝擊係數，有多處有突增(Peak)現象發生，即：有多個共振車速，其中以 $V = 73.98$ km/hr 及 $V = 151.67$ km/hr 時最為明顯。此情況係因橋梁與軌道之互制影響所造成，由於橋梁之系統頻率較低，較容易產生共振，因此鋼軌所受之衝擊則隨橋梁之衝擊係數放大而有突增現象(如圖 5.26)。
4. 在一般車速下(非共振車速)，序列性移動載重對隧道段軌道造成之衝擊高於橋梁段軌道。而當車速接近或到達共振車速時，其結果反之。
5. 本研究分析結果亦發現，軌道系統於序列性移動載重作用下，其衝擊係數有突然減少之現象發生，如：隧道段軌道於 $V = 151.67$ km/hr 之情況下(如圖 5.25)。吾人研判此現象應為序列性移動載重對軌道系統造成之相消效應所致 [8]。

表 5.1 隧道段/橋梁段軌道系統參數表(不同軌枕質量)

鋼軌長度	36 m	簡支梁跨度	24 m
鋼軌單位體積重量	7.862 tf/m ³	梁單位體積重量	2.4 tf/m ³
鋼軌彈性係數	2.04E+7 tf/m ²	梁彈性係數	2.86E+6 tf/m ²
鋼軌斷面積	7.63E-03 m ²	梁斷面積	2.80 m ²
鋼軌面積二次矩	3.04E-05 m ⁴	梁面積二次矩	1.46 m ⁴
軌枕重量	25~175 kgf	系統阻尼比	0.01/0.03/0.05
鋼軌墊片彈簧常數	60 tf/cm	移動載重速度	37.5 m/s
鋼軌墊片阻尼係數	7.5 tf-s/m	軌道元素長度	0.3 m
軌枕彈性材彈簧常數	15 tf/cm	軌枕間距	0.6 m
軌枕彈性材阻尼係數	7.5 tf-s/m		

表 5.2 隧道段—不同軌枕重量之軌道系統中點最大動態反應表

Sleeper Weight (kgf)	Sleeper Max. Accel. (m/s ²)			Rail Max. Accel. (m/s ²)		
	$\zeta=0.01$	$\zeta=0.03$	$\zeta=0.05$	$\zeta=0.01$	$\zeta=0.03$	$\zeta=0.05$
50	7.963	7.847	7.788	111.00	108.10	105.30
75	7.018	6.957	6.900	111.50	108.50	105.70
100	6.509	6.462	6.413	111.80	108.80	106.00
125	6.249	6.200	6.150	112.00	109.00	106.20
150	6.118	6.062	6.007	112.10	109.10	106.30
200	6.013	5.943	5.875	112.30	109.30	106.50
225	5.993	5.918	5.843	112.40	109.40	106.60
250	5.984	5.903	5.824	112.50	109.50	106.60
275	5.981	5.896	5.811	112.50	109.50	106.70
300	5.983	5.894	5.805	112.60	109.60	106.70
350	5.998	5.901	5.805	112.70	109.70	106.80
	Sleeper Max. Displ. (mm)			Rail Max. Displ. (mm)		
50	1.760	1.758	1.757	2.214	2.212	2.211
75	1.773	1.771	1.769	2.225	2.223	2.220
100	1.787	1.785	1.782	2.235	2.232	2.230
125	1.802	1.799	1.796	2.245	2.242	2.239
150	1.817	1.814	1.811	2.256	2.252	2.248
200	1.849	1.845	1.841	2.276	2.272	2.268
225	1.866	1.861	1.856	2.287	2.282	2.277
250	1.882	1.877	1.872	2.298	2.293	2.287
275	1.899	1.894	1.888	2.309	2.303	2.297
300	1.916	1.911	1.904	2.320	2.314	2.308
350	1.952	1.945	1.938	2.343	2.336	2.329

表 5.3 橋梁段—不同軌枕重量之軌道系統中點最大動態反應表

Sleeper Weight (kgf)	Bridge Max. Accel. (m/s ²)			Sleeper Max. Accel. (m/s ²)			Rail Max. Accel. (m/s ²)		
	$\zeta=0.01$	$\zeta=0.03$	$\zeta=0.05$	$\zeta=0.01$	$\zeta=0.03$	$\zeta=0.05$	$\zeta=0.01$	$\zeta=0.03$	$\zeta=0.05$
50	0.1626	0.1279	0.1076	7.982	7.896	7.811	111.00	108.10	105.30
75	0.1789	0.1408	0.1185	7.063	7.000	6.942	111.50	108.50	105.70
100	0.1594	0.1253	0.1054	6.557	6.506	6.454	111.80	108.80	106.00
125	0.1531	0.1216	0.1029	6.311	6.255	6.119	112.00	109.00	106.20
150	0.1420	0.1136	0.0977	6.193	6.127	6.064	112.20	109.20	106.40
200	0.1337	0.1101	0.1012	6.110	6.026	5.945	112.40	109.40	106.60
225	0.1063	0.0908	0.0832	6.098	6.006	5.918	112.50	109.50	106.60
250	0.1061	0.0910	0.0834	6.093	5.995	5.901	112.60	109.50	106.70
275	0.1049	0.0897	0.0822	6.096	5.992	5.894	112.60	109.60	106.70
300	0.1055	0.0899	0.0824	6.099	5.991	5.888	112.70	109.70	106.80
350	0.1043	0.0893	0.0818	6.112	5.997	5.886	112.80	109.70	106.90
Sleeper Weight (kgf)	Bridge Max. Displ. (mm)			Sleeper Max. Displ. (mm)			Rail Max. Displ. (mm)		
	$\zeta=0.01$	$\zeta=0.03$	$\zeta=0.05$	$\zeta=0.01$	$\zeta=0.03$	$\zeta=0.05$	$\zeta=0.01$	$\zeta=0.03$	$\zeta=0.05$
50	0.6939	0.6848	0.6779	2.420	2.421	2.421	2.864	2.867	2.869
75	0.6996	0.6901	0.6828	2.443	2.442	2.440	2.884	2.885	2.885
100	0.7044	0.6942	0.6863	2.468	2.463	2.459	2.906	2.904	2.901
125	0.7092	0.6985	0.6901	2.493	2.487	2.480	2.928	2.923	2.918
150	0.7134	0.7022	0.6934	2.520	2.510	2.501	2.950	2.942	2.935
200	0.7214	0.7094	0.6998	2.571	2.556	2.543	2.992	2.979	2.967
225	0.7249	0.7124	0.7025	2.595	2.578	2.563	3.012	2.997	2.983
250	0.7282	0.7153	0.7050	2.618	2.599	2.582	3.030	3.013	2.997
275	0.7305	0.7173	0.7067	2.640	2.620	2.602	3.049	3.029	3.012
300	0.7330	0.7195	0.7086	2.661	2.639	2.620	3.065	3.043	3.024
350	0.7369	0.7227	0.7113	2.698	2.675	2.654	3.093	3.069	3.048

表 5.4 隧道段/橋梁段軌道系統參數表(不同鋼軌墊片勁度)

鋼軌長度	36 m	簡支梁跨度	24 m
鋼軌單位體積重量	7.862 tf/m ³	梁單位體積重量	2.4 tf/m ³
鋼軌彈性係數	2.04E+7 tf/m ²	梁彈性係數	2.86E+6 tf/m ²
鋼軌斷面積	7.63E-03 m ²	梁斷面積	2.80 m ²
鋼軌面積二次矩	3.04E-05 m ⁴	梁面積二次矩	1.46 m ⁴
鋼軌墊片彈簧常數	30 tf/cm~ 120 tf/cm	系統阻尼比	0.01/0.03/0.05
鋼軌墊片阻尼係數	7.5 tf-s/m	移動載重速度	37.5 m/s
軌枕彈性材彈簧常數	15 tf/cm	軌道元素長度	0.3 m
軌枕彈性材阻尼係數	7.5 tf-s/m	軌枕間距	0.6 m
軌枕重量	100 kgf		

表 5.5 隧道段—不同鋼軌墊片勁度之軌道系統中點最大動態反應表

Rail Pad Stiff. (tf/cm)	Sleeper Max. Accel. (m/s ²)			Rail Max. Accel. (m/s ²)		
	$\zeta=0.01$	$\zeta=0.03$	$\zeta=0.05$	$\zeta=0.01$	$\zeta=0.03$	$\zeta=0.05$
30	4.686	4.623	4.560	111.50	108.50	105.70
40	5.269	5.200	5.131	111.80	108.80	106.00
50	5.696	5.626	5.556	112.10	109.10	106.20
60	6.013	5.942	5.876	112.30	109.30	106.50
70	6.250	6.185	6.119	112.50	109.50	106.70
80	6.431	6.370	6.309	112.80	109.70	106.90
90	6.570	6.516	6.460	113.00	109.90	107.10
100	6.680	6.633	6.583	113.20	110.10	107.20
110	6.775	6.733	6.689	113.40	110.20	107.40
	Sleeper Max. Displ. (mm)			Rail Max. Displ. (mm)		
30	1.761	1.756	1.751	2.576	2.572	2.567
40	1.804	1.799	1.759	2.427	2.423	2.419
50	1.831	1.827	1.822	2.337	2.333	2.328
60	1.849	1.845	1.841	2.276	2.272	2.268
70	1.862	1.858	1.854	2.233	2.228	2.224
80	1.871	1.868	1.864	2.199	2.195	2.191
90	1.878	1.875	1.871	2.173	2.169	2.165
100	1.884	1.880	1.877	2.152	2.148	2.144
110	1.888	1.885	1.881	2.135	2.131	2.126

表 5.6 橋梁段—不同鋼軌墊片勁度之軌道系統中點最大動態反應表

Rail Pad Stiff. (tf/cm)	Bridge Max. Accel. (m/s ²)			Sleeper Max. Accel. (m/s ²)			Rail Max. Accel. (m/s ²)		
	$\zeta=0.01$	$\zeta=0.03$	$\zeta=0.05$	$\zeta=0.01$	$\zeta=0.03$	$\zeta=0.05$	$\zeta=0.01$	$\zeta=0.03$	$\zeta=0.05$
30	0.10330	0.08691	0.07966	4.779	4.702	4.628	111.60	108.60	105.70
40	0.10490	0.08852	0.08119	5.363	5.280	5.200	111.90	108.90	106.00
50	0.11560	0.09520	0.08597	5.792	5.707	5.626	112.20	109.20	106.30
60	0.13370	0.11360	0.10120	6.110	6.026	5.945	112.40	109.40	106.60
70	0.10840	0.09040	0.08303	6.348	6.268	6.190	112.60	109.60	106.80
80	0.10900	0.09158	0.08325	6.530	6.454	6.381	112.80	109.80	107.00
90	0.15310	0.13030	0.11750	6.668	6.598	6.531	113.10	110.00	107.20
100	0.11020	0.09308	0.08534	6.780	6.717	6.655	113.20	110.20	107.30
110	0.11270	0.09536	0.08846	6.874	6.818	6.761	113.40	110.30	107.50
	Bridge Max. Displ. (mm)			Sleeper Max. Displ. (mm)			Rail Max. Displ. (mm)		
30	0.71900	0.70740	0.69820	2.479	2.464	2.451	3.289	3.277	3.266
40	0.72020	0.70840	0.69900	2.523	2.509	2.496	3.142	3.129	3.117
50	0.72090	0.70900	0.69940	2.552	2.537	2.524	3.052	3.039	3.028
60	0.72140	0.70940	0.69980	2.571	2.556	2.543	2.992	2.979	2.967
70	0.72180	0.70970	0.70000	2.584	2.570	2.557	2.949	2.935	2.924
80	0.72210	0.70990	0.70020	2.594	2.580	2.567	2.916	2.902	2.891
90	0.72230	0.71010	0.70030	2.602	2.587	2.574	2.890	2.877	2.865
100	0.72250	0.71020	0.70040	2.607	2.593	2.580	2.869	2.856	2.844
110	0.72260	0.71030	0.70050	2.612	2.597	2.585	2.852	2.839	2.827

表 5.7 橋梁段軌道系統參數表(不同軌枕間距)

鋼軌長度	36 m	簡支梁跨度	24 m
鋼軌單位體積重量	7.862 tf/m ³	梁單位體積重量	2.4 tf/m ³
鋼軌彈性係數	2.04E+7 tf/m ²	梁彈性係數	2.86E+6 tf/m ²
鋼軌斷面積	7.63E-03 m ²	梁斷面積	2.80 m ²
鋼軌面積二次矩	3.04E-05 m ⁴	梁面積二次矩	1.46 m ⁴
鋼軌墊片彈簧常數	60 tf/cm	系統阻尼比	0.05
鋼軌墊片阻尼係數	7.5 tf-s/m	移動載重速度	37.5 m/s
軌枕彈性材彈簧常數	15 tf/cm	軌道元素長度	0.2 m
軌枕彈性材阻尼係數	7.5 tf-s/m	軌枕間距	0.4m/0.6m/0.8m
軌枕重量	100 kgf		



表 5.8 隧道段/橋梁段軌道系統參數表(不同車速)

鋼軌長度	30 m	簡支梁跨度	24 m
鋼軌單位體積重量	7.862 tf/m ³	梁單位體積重量	2.4 tf/m ³
鋼軌彈性係數	2.04E+7 tf/m ²	梁彈性係數	2.86E+6 tf/m ²
鋼軌斷面積	7.63E-03 m ²	梁斷面積	2.80 m ²
鋼軌面積二次矩	3.04E-05 m ⁴	梁面積二次矩	1.46 m ⁴
鋼軌墊片彈簧常數	60 tf/cm	系統阻尼比	0.0001
鋼軌墊片阻尼係數	7.5 tf-s/m	軌道元素長度	0.3 m
軌枕彈性材彈簧常數	15 tf/cm	軌枕間距	0.6 m
軌枕彈性材阻尼係數	7.5 tf-s/m	移動載重速度	0~185 km/hr
軌枕重量	100 kgf		

表 5.9 隧道段軌道系統中點最大位移及衝擊係數表

Speed (km/hr)	Rail		Speed (km/hr)	Rail		Speed (km/hr)	Rail	
	Displ. (mm)	I_u		Displ. (mm)	I_u		Displ. (mm)	I_u
0.00	1.815	0.0000	72.00	1.838	0.0127	127.04	1.871	0.0309
10.80	1.817	0.0011	73.98	1.992	0.0975	129.60	1.873	0.0320
16.20	1.818	0.0017	75.53	1.839	0.0132	132.34	1.876	0.0336
18.90	1.818	0.0017	77.69	1.842	0.0149	135.00	1.877	0.0342
21.60	1.818	0.0017	79.99	1.843	0.0154	137.23	1.880	0.0358
24.34	1.819	0.0022	82.44	1.844	0.0160	139.36	1.881	0.0364
27.00	1.820	0.0028	84.38	1.845	0.0165	141.73	1.883	0.0375
29.70	1.820	0.0028	86.40	1.846	0.0171	144.00	1.884	0.0380
32.44	1.818	0.0017	89.24	1.848	0.0182	146.56	1.886	0.0391
36.00	1.822	0.0039	91.51	1.848	0.0182	148.97	1.890	0.0413
37.76	1.820	0.0028	94.75	1.850	0.0193	151.67	1.818	0.0017
40.46	1.822	0.0039	97.31	1.853	0.0209	152.96	1.892	0.0424
43.20	1.822	0.0039	100.01	1.853	0.0209	154.30	1.893	0.0430
46.15	1.821	0.0033	102.85	1.855	0.0220	156.53	1.895	0.0441
49.10	1.824	0.0050	104.87	1.856	0.0226	158.83	1.897	0.0452
51.44	1.825	0.0055	108.00	1.858	0.0237	161.23	1.899	0.0463
54.00	1.827	0.0066	109.08	1.873	0.0320	163.62	1.901	0.0474
56.84	1.828	0.0072	110.77	1.861	0.0253	166.14	1.903	0.0485
59.33	1.831	0.0088	113.69	1.862	0.0259	169.56	1.906	0.0501
62.06	1.832	0.0094	116.89	1.864	0.0270	172.80	1.909	0.0518
65.05	1.834	0.0105	120.53	1.866	0.0281	176.47	1.912	0.0534
67.50	1.836	0.0116	124.13	1.869	0.0298	180.00	1.914	0.0545
70.13	1.837	0.0121	125.57	1.871	0.0309	183.06	1.917	0.0562

表 5.10 橋梁段軌道系統中點最大位移及衝擊係數表

Speed (km/hr)	Rail		Bridge		Speed (km/hr)	Rail		Bridge		Speed (km/hr)	Rail		Bridge	
	Displ. (mm)	I_u	Displ. (mm)	I_u		Displ. (mm)	I_u	Displ. (mm)	I_u		Displ. (mm)	I_u	Displ. (mm)	I_u
0.00	3.625	0	1.815	0	72.00	3.638	0.0036	1.862	0.0259	127.04	3.728	0.0284	1.866	0.0281
10.80	3.627	0.0006	1.816	0.0006	73.98	5.284	0.4577	3.108	0.7124	129.60	3.711	0.0237	1.864	0.0270
16.20	3.628	0.0008	1.815	0.0000	75.53	3.654	0.008	1.820	0.0028	132.34	3.698	0.0201	1.861	0.0253
18.90	3.629	0.0011	1.816	0.0006	77.69	3.654	0.008	1.824	0.0050	135.00	3.678	0.0146	1.867	0.0287
21.60	3.629	0.0011	1.817	0.0011	79.99	3.659	0.0094	1.828	0.0072	137.23	3.728	0.0284	1.918	0.0567
24.34	3.630	0.0014	1.816	0.0006	82.44	3.670	0.0124	1.833	0.0099	139.36	3.672	0.013	1.865	0.0275
27.00	3.629	0.0011	1.819	0.0022	84.38	3.671	0.0127	1.832	0.0094	141.73	3.676	0.0141	1.920	0.0579
29.70	3.632	0.0019	1.817	0.0011	86.40	3.636	0.003	1.858	0.0237	144.00	3.752	0.035	1.947	0.0727
32.44	3.626	0.0003	1.819	0.0022	89.24	3.661	0.0099	1.827	0.0066	146.56	3.766	0.0389	1.887	0.0397
36.00	3.634	0.0025	1.817	0.0011	91.51	3.664	0.0108	1.833	0.0099	148.97	3.707	0.0226	1.897	0.0452
37.76	3.633	0.0022	1.818	0.0017	94.75	3.670	0.0124	1.840	0.0138	151.67	3.971	0.0954	3.009	0.6579
40.46	3.634	0.0025	1.819	0.0022	97.31	3.672	0.013	1.847	0.0176	152.96	3.723	0.027	1.913	0.0540
43.20	3.636	0.003	1.817	0.0011	100.01	3.671	0.0127	1.849	0.0187	154.30	3.787	0.0447	1.918	0.0567
46.15	3.636	0.003	1.820	0.0028	102.85	3.696	0.0196	1.846	0.0171	156.53	3.728	0.0284	1.964	0.0821
49.10	3.646	0.0058	1.825	0.0055	104.87	3.695	0.0193	1.852	0.0204	158.83	3.846	0.061	1.941	0.0694
51.44	3.646	0.0058	1.825	0.0055	108.00	3.637	0.0033	1.835	0.0110	161.23	3.720	0.0262	1.961	0.0804
54.00	3.643	0.005	1.827	0.0066	109.08	3.716	0.0251	1.824	0.0050	163.62	3.890	0.0731	2.004	0.1041
56.84	3.645	0.0055	1.829	0.0077	110.77	3.695	0.0193	1.835	0.0110	166.14	3.690	0.0179	1.943	0.0705
59.33	3.644	0.0052	1.828	0.0072	113.69	3.701	0.021	1.844	0.0160	169.56	3.728	0.0284	2.092	0.1526
62.06	3.667	0.0116	1.833	0.0099	116.89	3.709	0.0232	1.852	0.0204	172.80	3.887	0.0723	1.967	0.0837
65.05	3.668	0.0119	1.839	0.0132	120.53	3.705	0.0221	1.864	0.0270	176.47	3.781	0.043	1.930	0.0634
67.50	3.667	0.0116	1.844	0.0160	124.13	3.712	0.024	1.866	0.0281	180.00	3.791	0.0458	2.124	0.1702
70.13	3.684	0.0163	1.879	0.0353	125.57	3.709	0.0232	1.884	0.0380	183.06	3.785	0.0441	1.902	0.0479

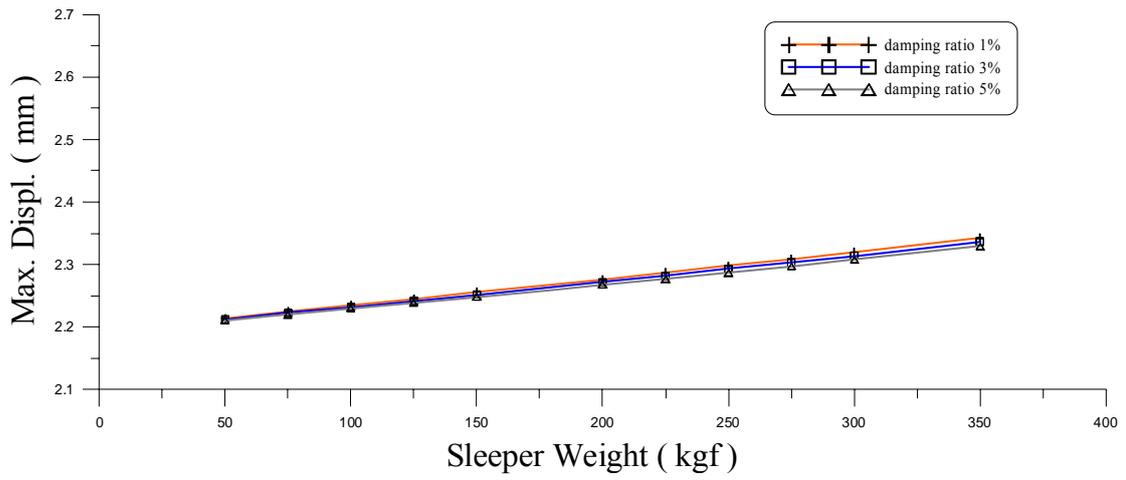


圖 5.1 隧道段—不同軌枕重量之軌道中點鋼軌最大位移圖

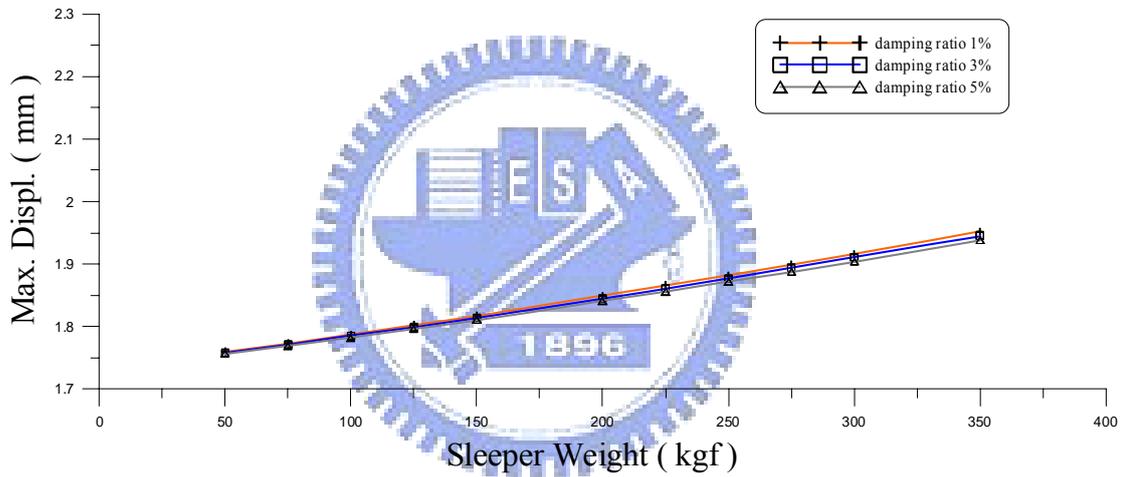


圖 5.2 隧道段—不同軌枕重量之軌道中點軌枕最大位移圖

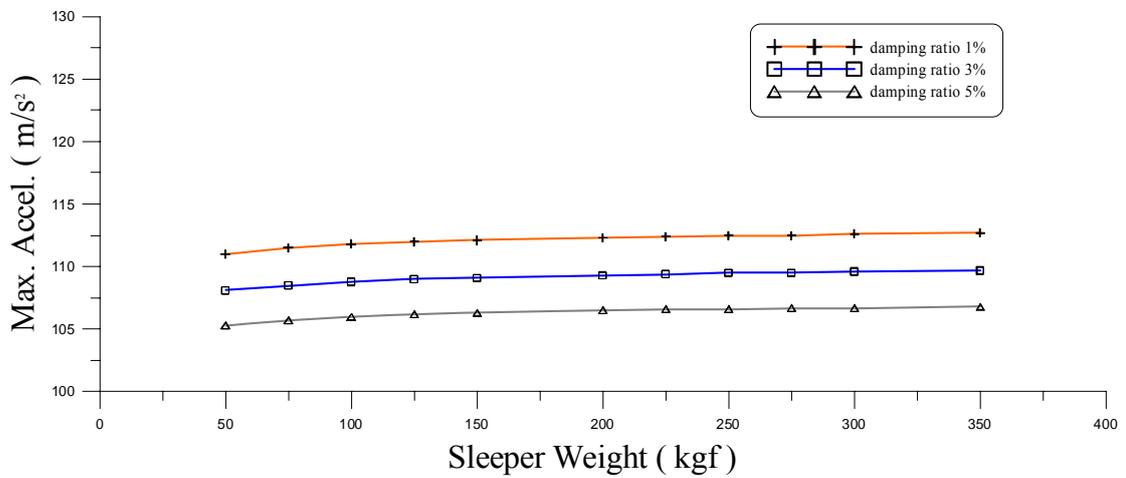


圖 5.3 隧道段—不同軌枕重量之軌道中點鋼軌最大加速度圖

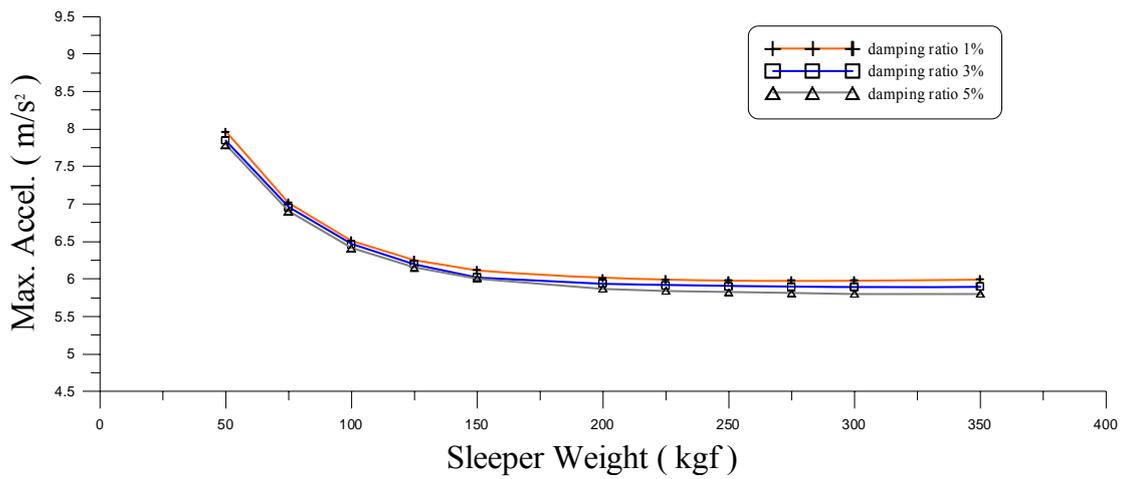


圖 5.4 隧道段—不同軌枕重量之軌道中點軌枕最大加速度圖

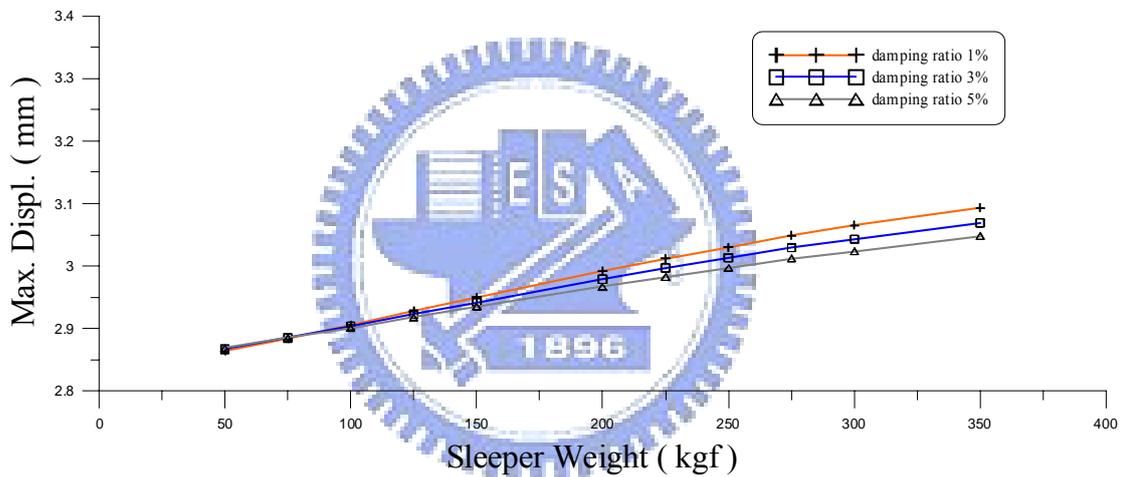


圖 5.5 橋梁段—不同軌枕重量之軌道中點鋼軌最大位移圖

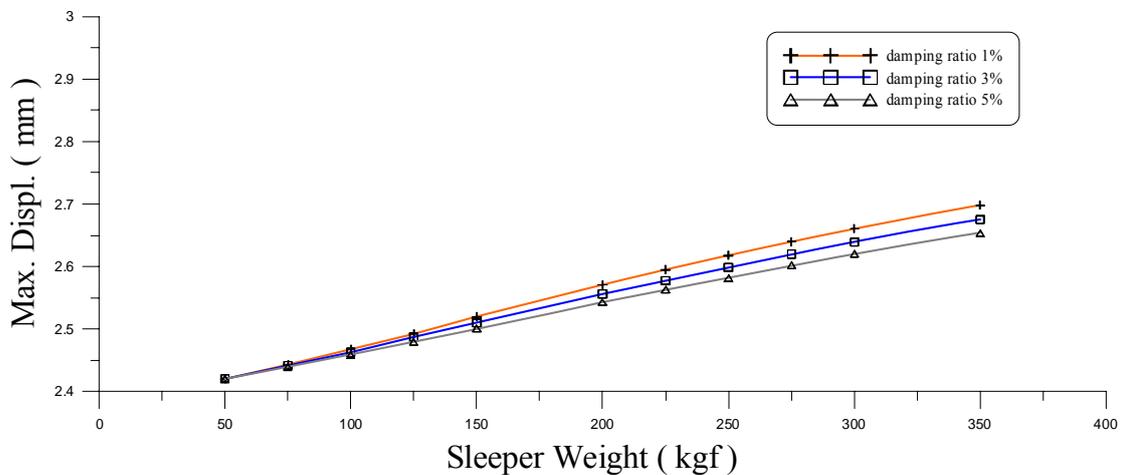


圖 5.6 橋梁段—不同軌枕重量之軌道中點軌枕最大位移圖

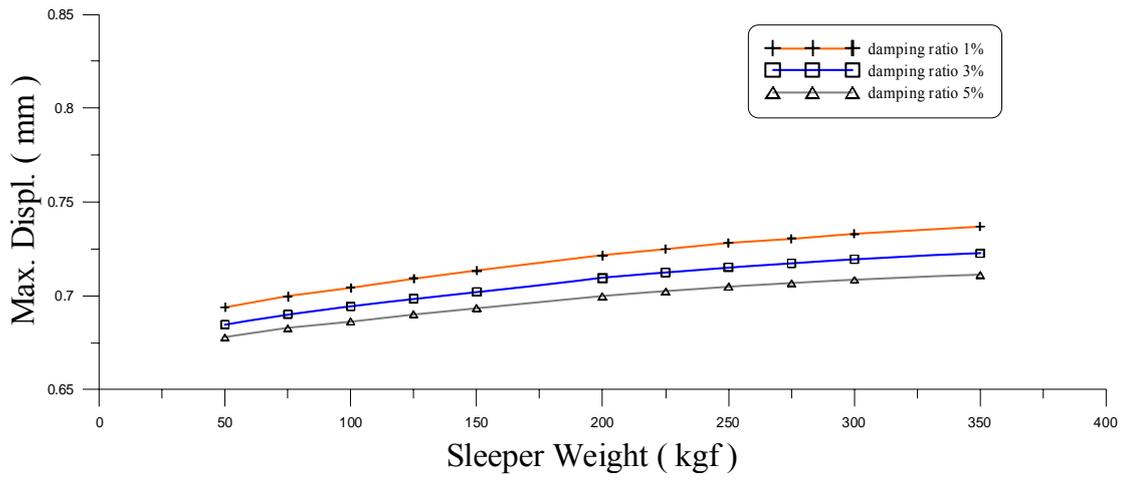


圖 5.7 橋梁段—不同軌枕重量之軌道中點橋梁最大位移圖

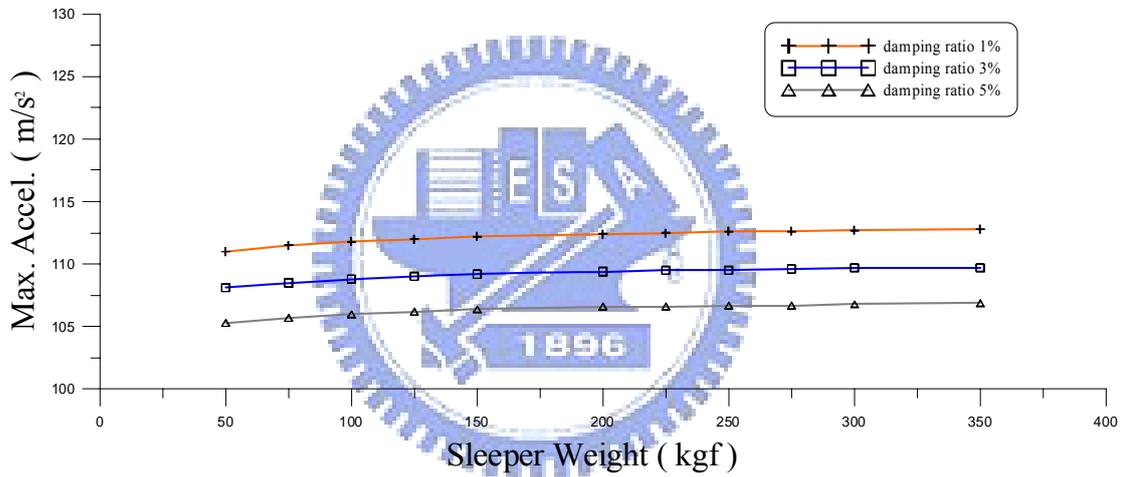


圖 5.8 橋梁段—不同軌枕重量之軌道中點鋼軌最大加速度圖

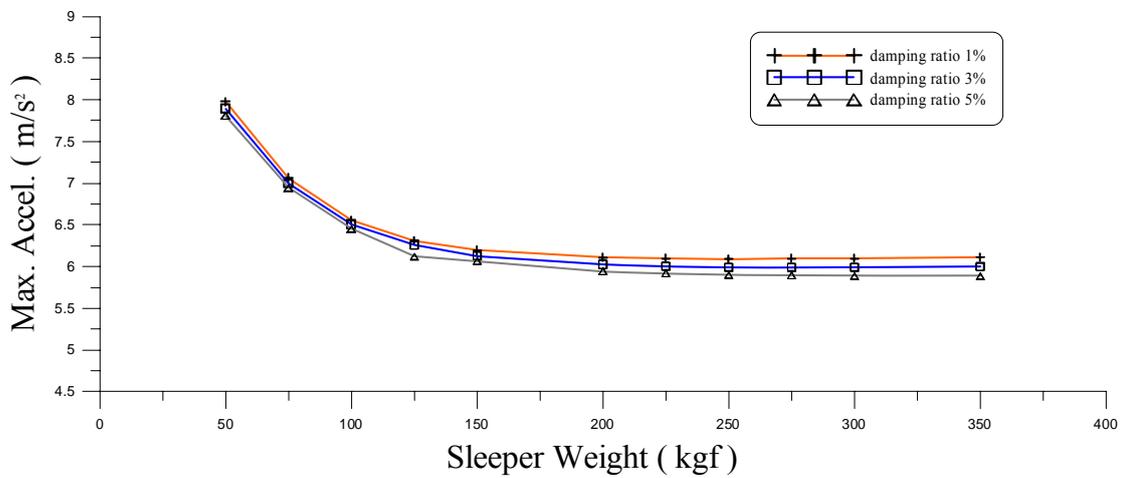


圖 5.9 橋梁段—不同軌枕重量之軌道中點軌枕最大加速度圖

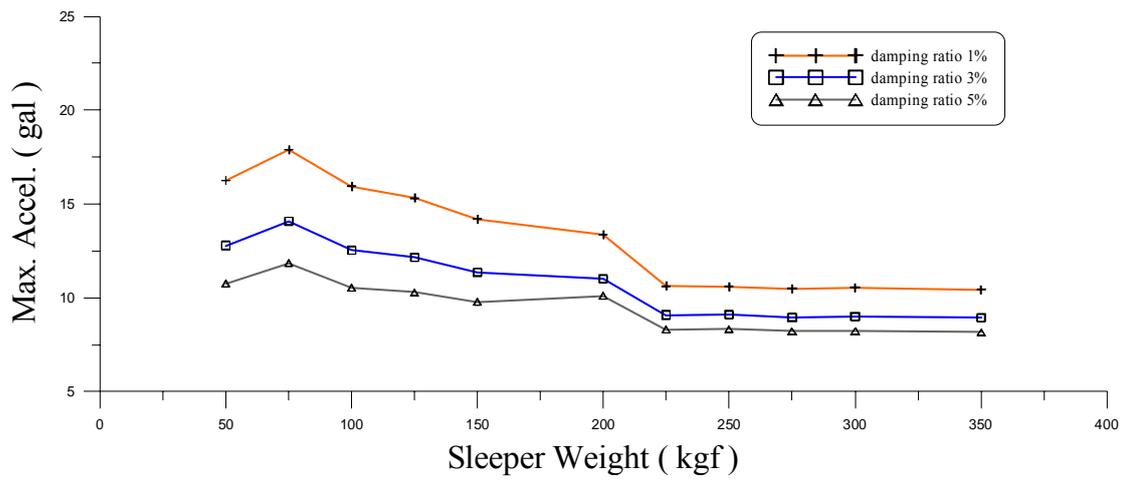


圖 5.10 橋梁段—不同軌枕重量之軌道中點橋梁最大加速度圖



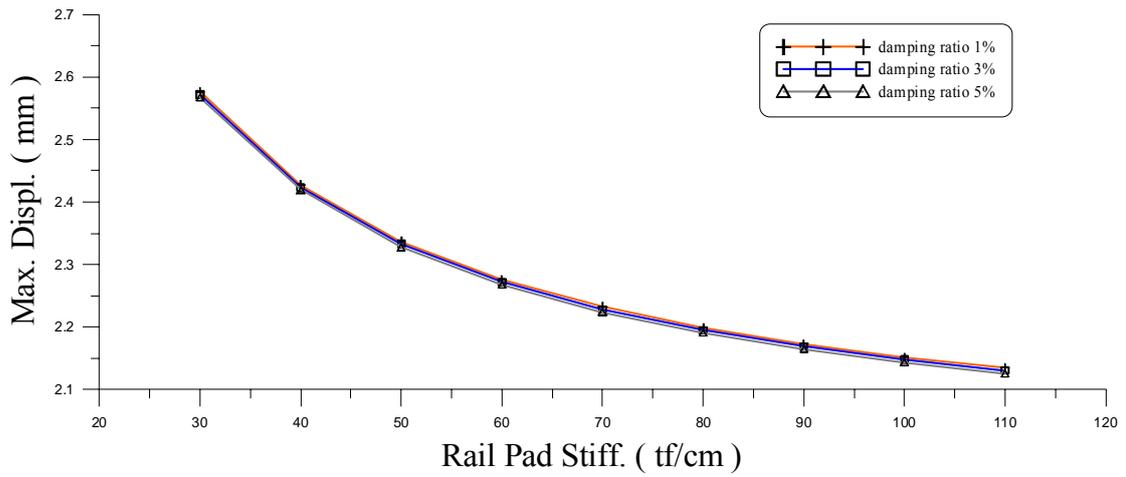


圖 5.11 隧道段—不同鋼軌墊片勁度之軌道中點鋼軌最大位移圖

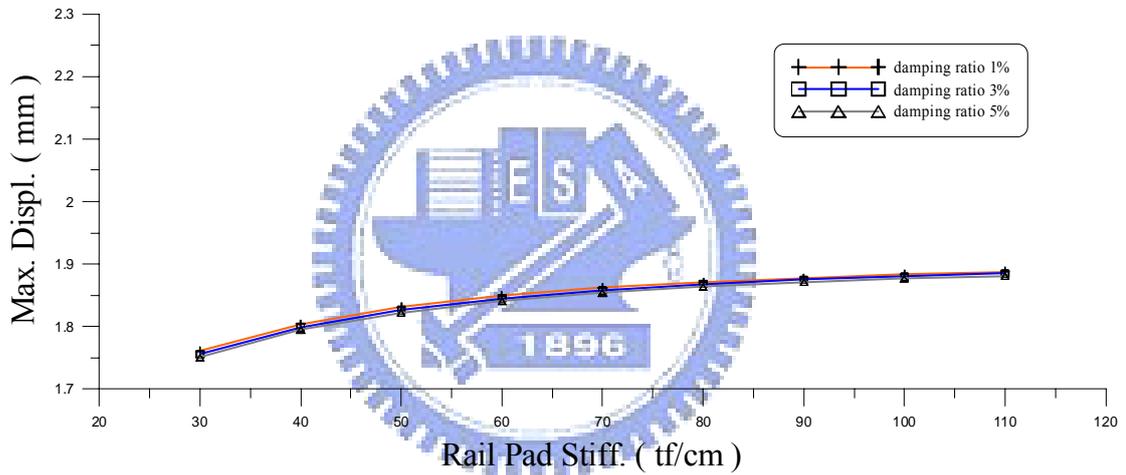


圖 5.12 隧道段—不同鋼軌墊片勁度之軌道中點軌枕最大位移圖

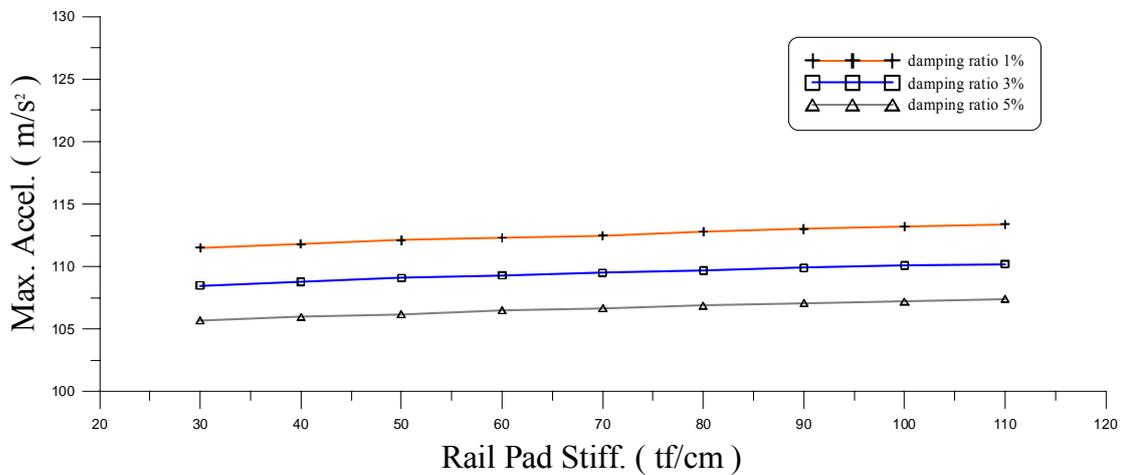


圖 5.13 隧道段—不同鋼軌墊片勁度之軌道中點鋼軌最大加速度圖

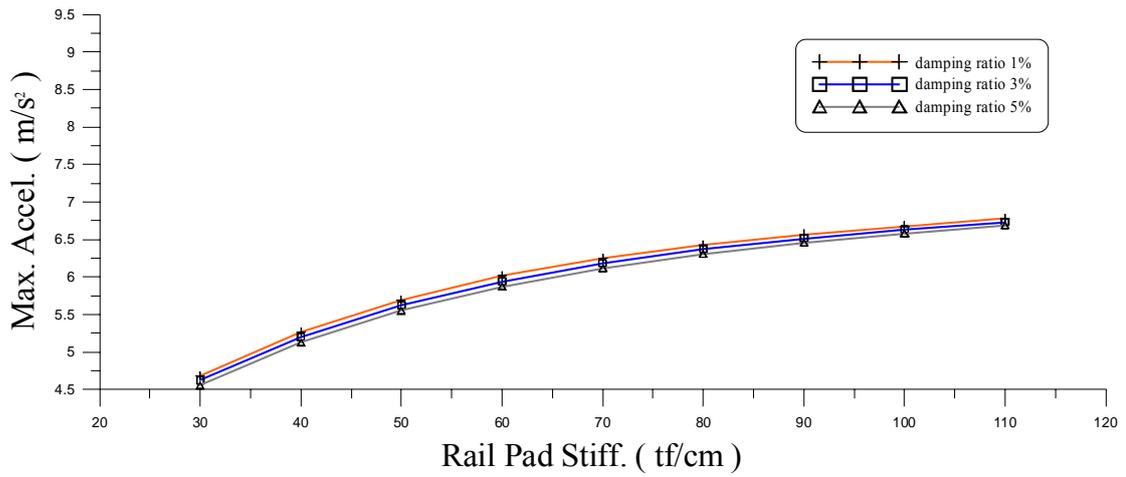


圖 5.14 隧道段—不同鋼軌墊片勁度之軌道中點軌枕最大加速度圖

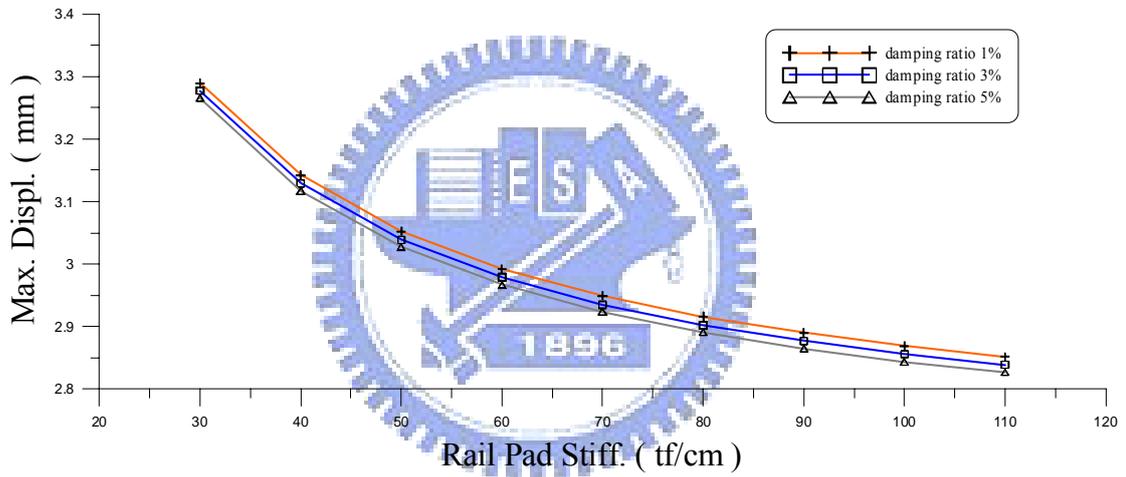


圖 5.15 橋梁段—不同鋼軌墊片勁度之軌道中點鋼軌最大位移圖

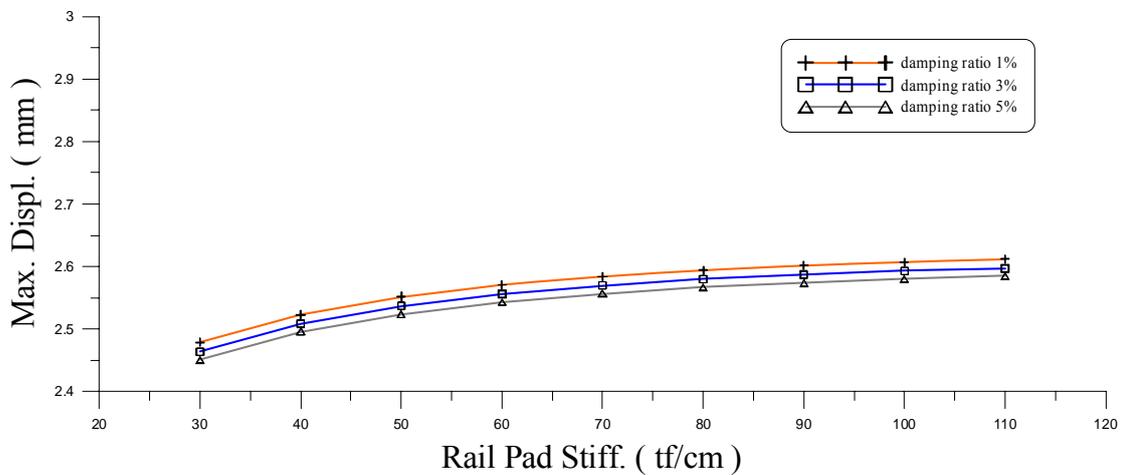


圖 5.16 橋梁段—不同鋼軌墊片勁度之軌道中點軌枕最大位移圖

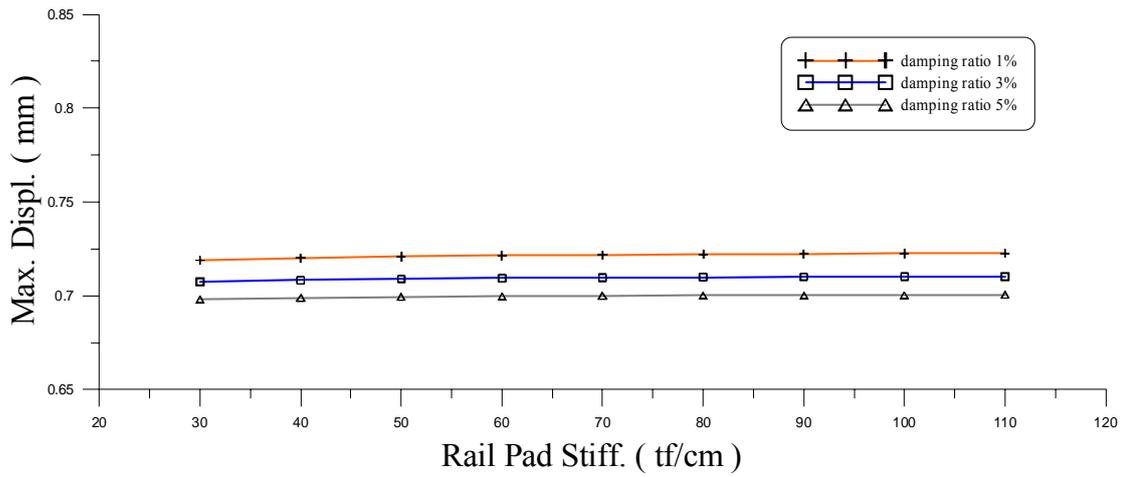


圖 5.17 橋梁段—不同鋼軌墊片勁度之軌道中點橋梁最大位移圖

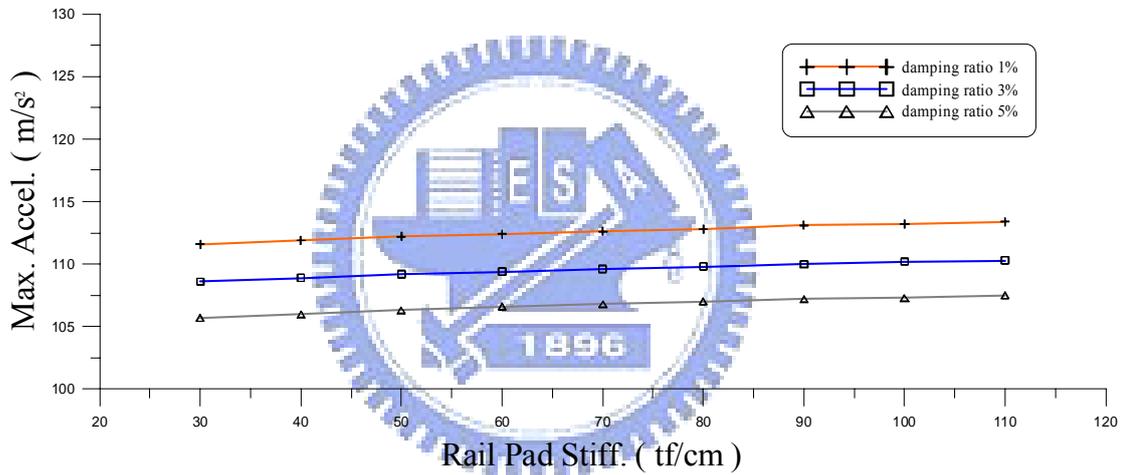


圖 5.18 橋梁段—不同鋼軌墊片勁度之軌道中點鋼軌最大加速度圖

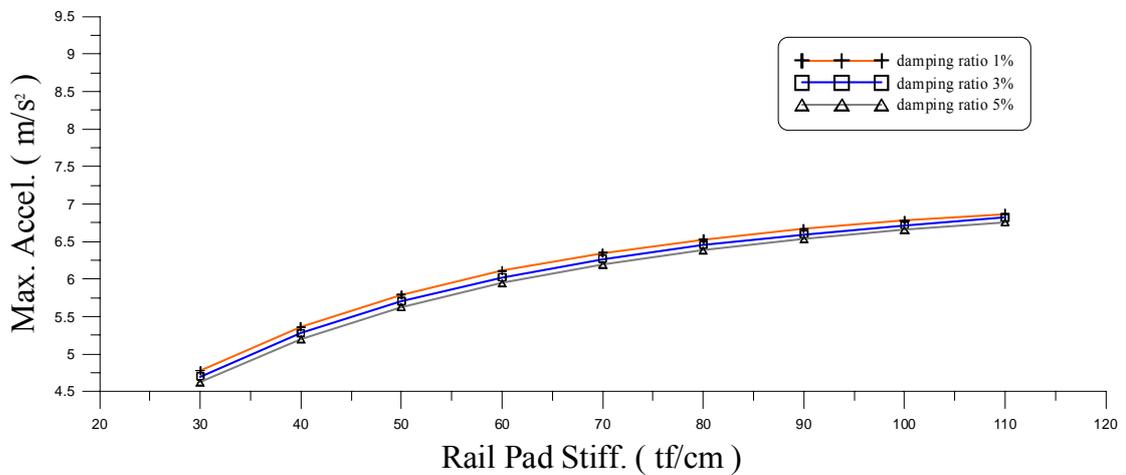


圖 5.19 橋梁段—不同鋼軌墊片勁度之軌道中點軌枕最大加速度圖

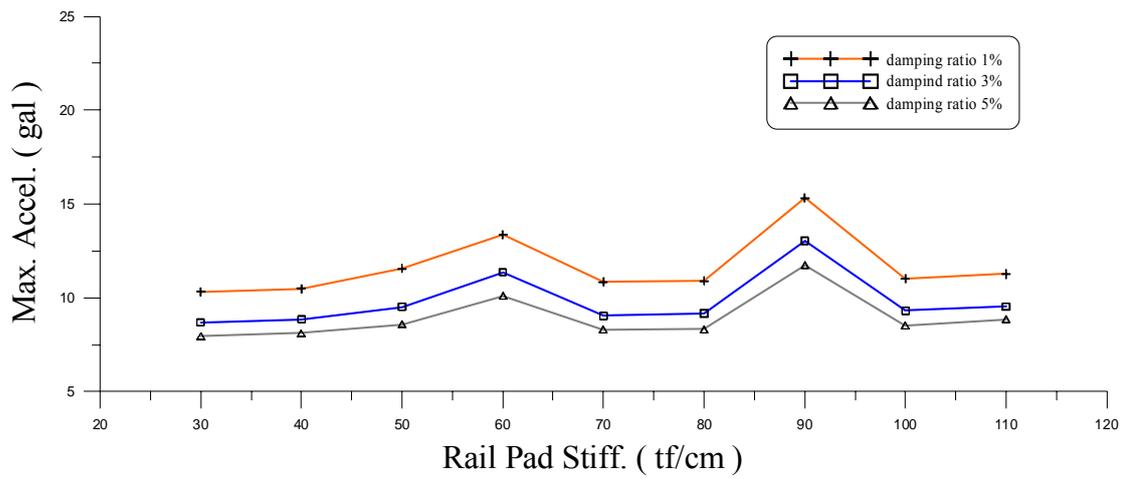


圖 5.20 橋梁段—不同鋼軌墊片勁度之軌道中點橋梁最大加速度圖



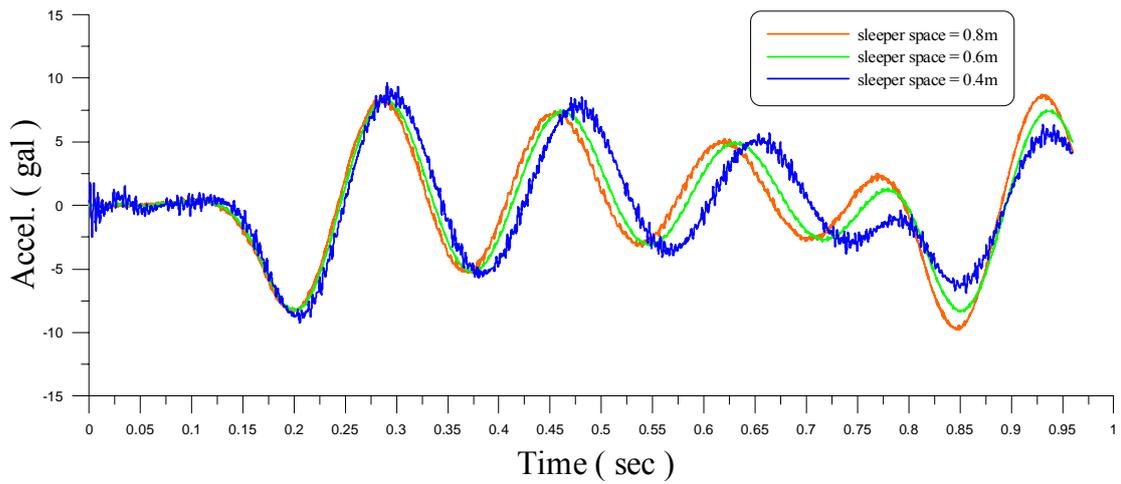


圖 5.21 橋梁段—不同軌枕間距之軌道中點橋梁加速度歷時圖

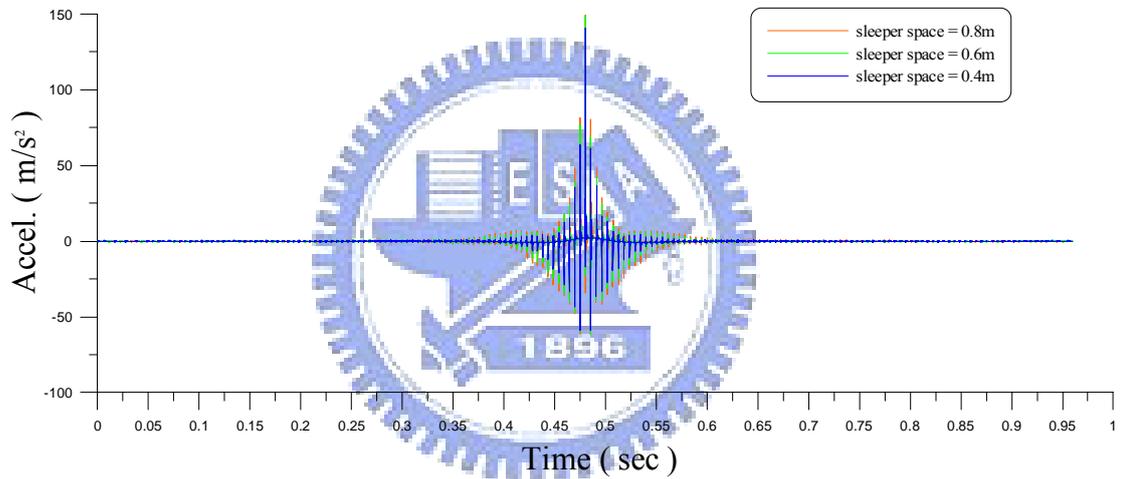


圖 5.22 橋梁段—不同軌枕間距之軌道中點鋼軌加速度歷時圖

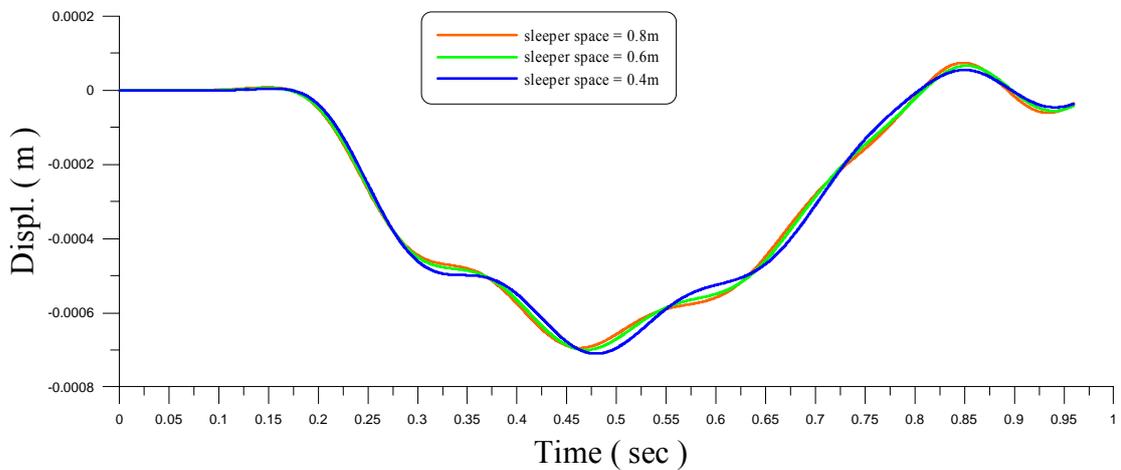


圖 5.23 橋梁段—不同軌枕間距之軌道中點橋梁位移歷時圖

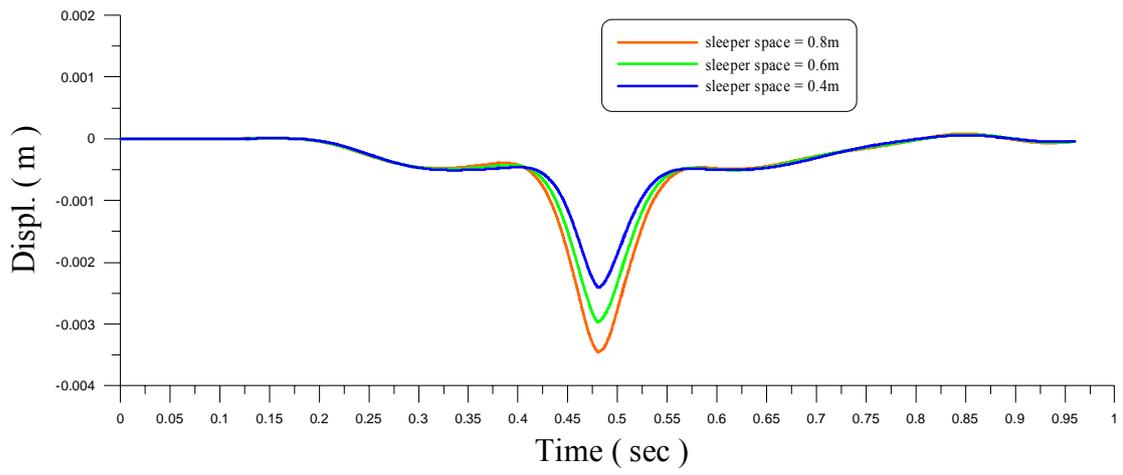


圖 5.24 橋梁段—不同軌枕間距之軌道中點鋼軌位移歷時圖



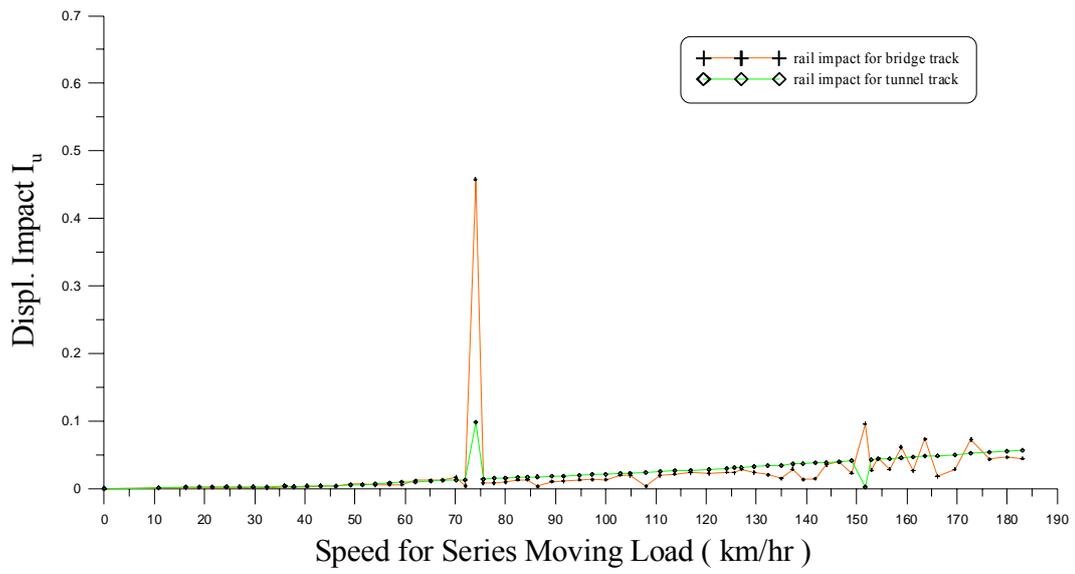


圖 5.25 軌道系統中點位置鋼軌衝擊係數圖

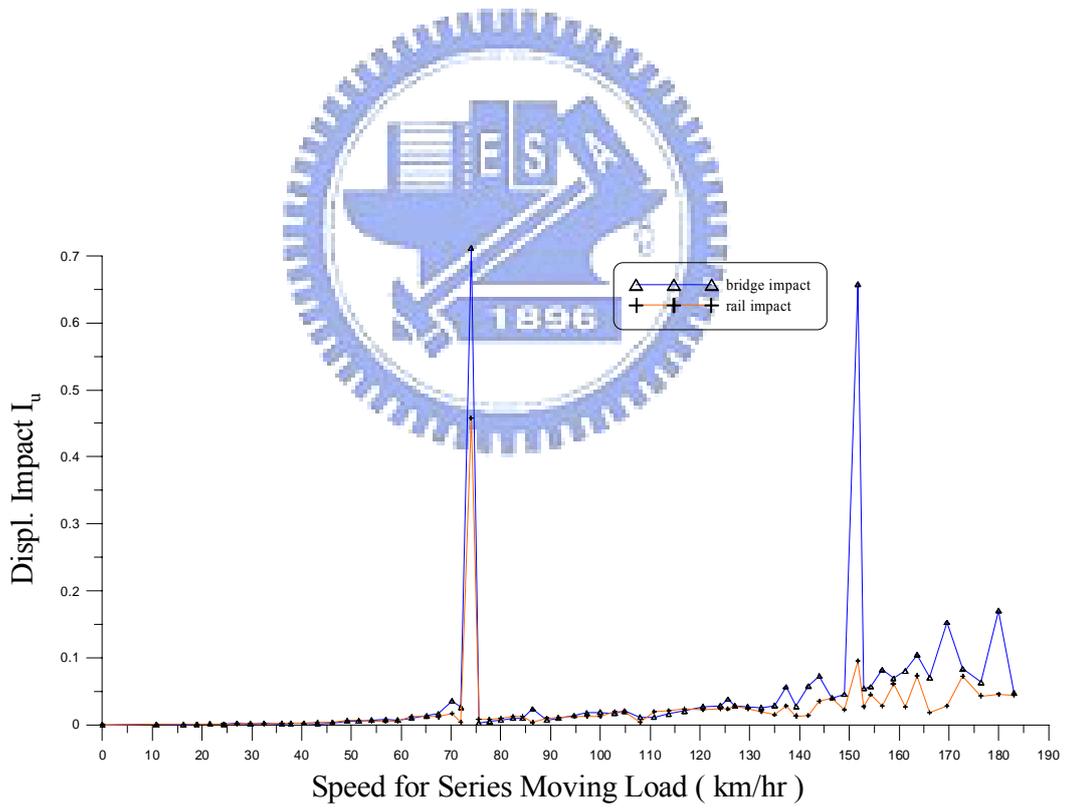


圖 5.26 橋梁段軌道系統中點位置衝擊係數圖

第六章 結論與建議

本研究針對台鐵防振型軌枕埋入式軌道(無道碴型式)之動力歷時分析及減振效益評估，提出一套方便工程師運用之數值計算方式，亦即運用商用軟體 SAP2000 進行動態模擬，以求得軌道系統受序列性移動載重(行駛列車)作用下之動態反應。依據本研究之模擬分析結果，歸納結論與建議如下：

1. 本研究以三角波函數模擬單一及序列性等速移動荷重(詳本文 4.1 及 4.3 節)，並運用 SAP2000 程式建立雙層離散黏彈性支承分析模型，以進行軌道系統動力歷時分析，其結果具合理性，可應用於條件更複雜的軌道系統動力分析。
2. 依據 SAP2000 分析結果顯示，在軌道系統與其支承結構互制效應下，下部基礎結構之剛度對於軌道系統之位移反應(行車安全性)影響甚大，而軌道系統之振動加速度(旅客舒適度)幾乎不受影響。
3. 採用較低勁度之鋼軌墊片及重型軌枕，對於軌道承托系統中軌枕之穩定性均有所助益。而對於減少下部基礎結構之振動加速度，則以重型軌枕之軌道系統較佳。
4. 本研究針對軌枕質量、鋼軌墊片勁度及軌枕間距等諸多情況，進行動力歷時分析結果發現，改變軌道系統參數對於鋼軌振動加速度之影響不大。此與洪振發(2005)針對同型式軌道系統進行動態反應分析結果認為軌枕彈性材勁度對鋼軌振動加速度影響不大〔14〕之結論一致。因此，若欲提升營運時之行車舒適度，建議宜由列車懸吊系統進行檢討，亦即視列車為移動懸浮質量之觀念進行動力分析著手。
5. 依據本研究之數值分析方法計算橋梁段(簡支梁)及隧道段軌道系統之垂向位移衝擊系數 I_u 分佈(不同車速情況下)，其結果顯示，在 $V \leq 130$ km/hr 情況下，鋼軌所承受之列車動態衝擊，因橋梁共振效應之影響，

其 I_u 值可放大至 0.458(隧道段之最大 I_u 僅 0.098), 橋梁之 I_u 可達 0.712, 均較現行軌道設計所採用之衝擊係數 $I=0.39$ 為大。因此目前之軌道工程設計, 在於橋梁段軌道可能低估其衝擊效應; 反之, 於隧道段軌道則可能高估其衝擊效應, 偏保守面。

6. 車行之共振效應, 於低速時也可能發生。依據本研究分析結果發現, 橋梁段及隧道段軌道於車速 $V = 73.98$ km/hr 時(此速度已小於台鐵最大設計速限 130 km/hr 及營運速限 110 km/hr), 即產生共振現象。因此, 以動力檢核方式取代現行靜力設計方法實有其必要性。
7. 目前台鐵營運所採用之列車型式眾多, 且其軸重分佈之差異性相當大。就動力學觀點, 不同型式列車之軸重分佈所激發共振效應之車速亦不相同, 此將不利營運時之行車安全。本研究雖已提供較容易為工程師所採用之分析方法, 惟僅以單一車種(自強號)進行模擬, 未來可將其他型式列車一併納入考量, 並評估台鐵高架段鐵路(橋梁段軌道)之最佳營運車速以供實務參考。
8. 以本研究之數值分析方法計算車行之共振效應, 仍可能因參與運算之車速不夠密集(樣本數不足), 而遺漏部分共振車速或低估衝擊係數。如能以簡易之解析方法先行解選可能之軌道共振車速範圍, 再併入 SAP2000 模型進行計算, 將更有實用價值。
9. 本研究之序列性移動載重模擬方法, 可用於進行其他不同型式軌道之減振效益評估。

參考文獻

1. Kenny, J. J. (1954). "Steady-state vibration of beam on elastic foundation for moving load" ,*Int. J. Mech. Sci.* ,14 ,66-73.
2. Chen, Y. H. (1987). "Generalized dynamic-stiffness matrix of a Timoshenko beam for transverse vibration" ,*Earthquake Eng. & Struct. Dyn.* ,15,391-402.
3. Duffy, D. G. (1990). "The response of an infinite railroad track to a moving vibrating mass" ,*Trans. of ASME* ,57,66-73.
4. Chen, Y. H. & Sheu, J. T. (1995). "Beam on viscoelastic foundation and layered beam" ,*J. Eng. Mech.* ,ASCE ,121,340-344.
5. Chen, Y. H. & Sheu, J. T. (1996). "Beam length and dynamic stiffness" ,*Comp. Meth. Appl. Mech. & Eng.* ,129,311-318.
6. Ruta, P. & Wojcicki Z. (1999). "The sensitivity problem in identification algorithm of railroad paramaters" ,*Structural Dynamic-EURODYN'99*, Fryba & Naprstek Eds. ,Balkema ,Rotterdam.
7. Chen, Y. H. & Huang, Y. H. (2000). "Dynamic stiffness of infinite Timoshenko beam on viscoelastic foundation in moving co-ordinate" ,*Int. J. Numer. Mech. Eng.* ,48,1-18.
8. 楊永斌、姚忠達(2000)，“高速鐵路車-橋互制理論”，圖文技術服務有限公司。
9. 鄭國雄、張思(2002)，“軌道工程：高鐵、捷運、輕軌、傳統鐵路”，大中國圖書公司。
10. 陳永祥、楊永斌等(2001)，“高鐵軌道振動特性研究”，交通部高速鐵路工程局。
11. 王隆昌等(2003)，“南港專案無道碴軌道執行方式委託技術研究設計工程”，交通部鐵路改建工程局。
12. 邱宇彰、張正欣、歐文爵(2005)，“彈性 PC 軌枕防振直結軌道與橋上長軌設計案例”，中華顧問工程司，中華技術 67 期。
13. 姚忠達、張嘉宏、胡俊明、楊永斌(1998)，“曲橋於高速列車下之動態反應兼談連續橋之振動效應”，中華民國第四屆結構工程會議。
14. 洪振發(2005)，“不同軌枕支撐勁度對無碴軌道動態特性之影響”，94 年施工技術座談會，交通部鐵路改建工程局。

- 15.何善杰(1995)，“承受移動荷重黏彈性基礎無限長提摩仙可梁之動力分析”，國立臺灣大學造船及海洋工程學系，碩士論文。
- 16.洪英哲(1997)，“高速鐵路軌道與高架橋之整體動力分析”，國立臺灣大學土木工程學系，碩士論文。
- 17.何仲騏(1999)，“高鐵有限長及無限長軌道之動力分析”，國立臺灣大學造船及海洋工程學系，碩士論文。
- 18.徐子明(2000)，“道版軌道之動力特性及其承受高速列車之動力反應”，國立臺灣大學造船及海洋工程學系，碩士論文。
- 19.許家郎(2000)，“動力吸收梁之應用 1.高鐵道版軌道之動力反應分析 2.平板之減振分析”，國立台灣大學土木工程學系，碩士論文。
- 20.陳志偉(2002)，“以有限元素法分析軌道結構於輪-軌互制作用下之反應”，國立成功大學土木工程學系，碩士論文。
- 21.楊崇孚(2002)，“以有限條元法分析直線形箱型樑橋受移動載重之動態反應”，國立台灣大學土木工程學系，碩士論文。
- 22.劉得立(2003)，“高速鐵路高架軌道之動力特性及反應”，國立臺灣大學工程科學與海洋工程學系，碩士論文。
- 23.潘濬璋(2003)，“以 ABAQUS 分析道碴軌道與車輛交互作用下之動態反應”，國立成功大學土木工程學系，碩士論文。
- 24.鄒坤暘(2003)，“無道碴防震軌道以有限元素法受力分析”，國立交通大學土木工程學系，碩士論文。
- 25.陳苡亦(2004)，“浮式道床軌道動態模型之建立”，國立成功大學土木工程學系，碩士論文。
- 26.陳家輝(2004)，“車輛-軌道之垂向與側滾耦合分析”，國立成功大學土木工程學系，碩士論文。
- 27.施光夏(2004)，“過渡段軌道之動態反應”，國立台灣大學工程科學及海洋工程學系，碩士論文。