

行政院國家科學委員會專題研究計畫 成果報告

橋梁功能性支承系統耐震性能設計與評估補強方法之研究- -總計畫暨子計畫:位移設計法於橋梁含功能性支承系統耐 震性能設計方法之研究(III) 研究成果報告(完整版)

計畫類別：整合型
計畫編號：NSC 95-2625-Z-002-029-
執行期間：95年08月01日至96年07月31日
執行單位：國立臺灣大學土木工程學系暨研究所

計畫主持人：張國鎮

計畫參與人員：碩士班研究生-兼任助理：陳威逸、廖垣銓

報告附件：國外研究心得報告

處理方式：本計畫可公開查詢

中華民國 96 年 10 月 03 日

行政院國家科學委員會補助專題研究計畫 成果報告
 期中進度報告

(計畫名稱)

橋梁功能性支承系統耐震性能設計與評估補強方法之研究-總計畫暨子
計畫：位移設計法於橋梁含功能性支承系統耐震性能設計方法之研究(Ⅲ)

計畫類別： 個別型計畫 整合型計畫

計畫編號：NSC95-2625-Z002-029

執行期間：95年08月01日至96年07月31日

計畫主持人：張國鎮

共同主持人：

計畫參與人員：陳威逸、劉光晏

成果報告類型(依經費核定清單規定繳交)： 精簡報告 完整報告

本成果報告包括以下應繳交之附件：

赴國外出差或研習心得報告一份

赴大陸地區出差或研習心得報告一份

出席國際學術會議心得報告及發表之論文各一份

國際合作研究計畫國外研究報告書一份

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

涉及專利或其他智慧財產權， 一年 二年後可公開查詢

執行單位：國立台灣大學

中華民國 96 年 8 月 14 日

摘要

本文旨在討論含功能性支承橋梁於地震下的行為。有鑑於國內現行橋梁耐震設計規範及修復補強策略，多偏重於橋柱塑鉸行為，但 921 集集大地震中並無明顯實例可供參考，若需符合規範要求，則政府單位須編列高額的橋梁補強經費。因此，本文由縮尺橋梁靜動態實驗與分析結果，探討橋梁使用功能性支承的成效。

本研究首先完成含橡膠支承縮尺單跨橋梁之擬動態與振動台實驗，根據實驗結果了解橋梁結構之力量傳遞路徑，並探討兩種試驗方式對描述橋梁動態行為的差異性。此外，本研究中採用非線性分析工具（SAP2000N）進行模擬，經實驗結果比對可獲致良好的結果，並針對磨擦係數與混凝土楊氏係數進行參數分析，量化支承滑動與橋柱勁度的影響。

為進一步了解多跨橋梁的動態行為，本研究執行含橡膠支承縮尺雙跨橋梁之振動台實驗。結果顯示，橡膠支承發生滑動後可降低橋面版加速度及橋柱剪力，有助於降低下部結構震害受損機會。因此，本研究建立合適的分析模型，能有效預測橋面版之最大位移與最大加速度反應，掌握落橋及橋柱損壞時機。

關鍵詞：功能性支承系統、橡膠支承、磨擦係數、擬動態實驗、振動台實驗

ABSTRACT

Study on the seismic behavior of the bridge with functional bearings is presented in this thesis. In Taiwan, only a few studies draw attention on the bearing until 1999 Chi-Chi earthquake. Before that researchers are putting much effort on the bridge column to minimize damages under large ground motion, according to the specification of seismic design of Highway bridges or seismic retrofit manual. However, with small amount of retrofitted bridges being proved available in the earthquakes and limited national budget placed on the retrofitting plan of bridges, it is important to provide an economical approach by entitling appropriate function to the bearing system. In this study, two experimental programs were carried out to understand friction/sliding mechanism for the bridge equipped with rubber bearing and PTFE-rubber bearing. Firstly, by examining the performance of same reduced-scale single span bridge from both pseudo-dynamic test and shaking table test, it is found the loading path from superstructure to substructure well satisfies the relationship of force balance at anytime, no matter the bridge is sliding or not. Meanwhile, sliding of bearing contributes a fuse-like function to protecting columns from suffering large shear force. The major difference of obtaining structure responses via those two methods is due to the velocity-related behavior of friction coefficient, giving a conservative estimation of force from the shaking table test and displacement from pseudo-dynamic test, respectively. In addition, analytical results by utilizing SAP2000N are well satisfied with the experimental data. It is useful to perform a better parametric analysis when dealing with friction coefficient and the Young's Modulus of concrete. The behavior of a reduced-scale two spans bridge with rubber bearings in the shaking table test was introduced in the second part of the study. From experimental data and analytical results, it can be found that the sliding of bearing could reduce the demand of inertial force of the girder, as a function of isolation by which the column shear force is largely reduced in the comparison of that from using an ideal hinge- and-roller bearing simulation. Finally, the proposed analytical model is useful to predict the maximum displacement. It is convenient to check the unseating length to avoid falling in a practical manner.

Key words: functional bearing system, rubber bearing, frictional coefficient, pseudo-dynamic test, shaking table test

目 錄

中文摘要	i
英文摘要	ii
第一章 緒論	1
1.1 研究動機	1
1.2 研究內容與架構	2
第二章 文獻回顧	4
2.1 前言	4
2.2 國內的橋梁設計規範	4
2.3 橋梁修復補強之策略	5
2.4 橡膠支承墊之性質與行為	7
2.4.1 橡膠支承墊之構造與特性	7
2.4.2 橡膠支承墊之垂直勁度	8
2.4.3 橡膠支承墊之水平勁度	9
2.4.4 橡膠支承墊之旋轉勁度	10
2.4.5 支承之磨擦性質	11
2.5 小結	14
第三章 含橡膠支承縮尺橋梁之擬動態試驗	15
3.1 前言	15
3.2 擬動態試驗簡介	15
3.3 縮尺理論	17
3.4 試體簡介與試驗配置	18
3.5 試驗規劃	19
3.6 試驗結果與說明	20
3.6.1 橋梁試體主要頻率	20
3.6.2 橋梁試體各構件反應	21
3.6.3 橋柱柱底剪力計算	25
3.6.4 橋梁試驗之力量傳遞路徑	27

3.7 建立橋梁數值分析模型	31
3.7.1 建立橋梁模型的基本概念	31
3.7.2 上部結構與下部結構	31
3.7.3 橡膠支承	32
3.7.4 止震鋼棒	34
3.7.5 分析結果與試驗結果之比較	35
3.8 小結	38
第四章 含橡膠支承縮尺雙跨橋梁之振動台試驗	39
4.1 前言	39
4.2 縮尺雙跨橋梁試體簡介	39
4.3 試驗配置	40
4.4 試驗規劃	41
4.5 試驗結果與說明	42
4.5.1 橋梁試體反應	42
4.5.2 橋梁試體主要頻率	43
4.5.3 橋梁構件之加速度歷時比較	43
4.5.4 橡膠支承墊之磨擦係數	44
4.6 建立橋梁數值分析模型	46
4.6.1 橋柱之剪力需求與剪力容量	47
4.6.2 橋面版加速度歷時比較	51
4.6.3 橋面版位移歷時比較	51
4.7 小結	53
第五章 結論與未來展望	54
5.1 結論	54
5.2 未來展望	55
參考文獻	56

表目錄

表 1.1 集集地震中支承損壞與下部結構損壞關係.....	59
表 1.2 集集地震中橋址 PGA 超過 400gal 之橋梁支承與下部結構損壞關係.....	59
表 2.1 Lindley 理論－橡膠硬度與彈性常數之關係表.....	60
表 2.2 民國 84 年公路橋梁耐震設計規範建議之活動支承磨擦係數.....	60
表 3.1 縮尺參數表.....	61
表 3.2 橋梁原型和縮尺模型的尺寸關係.....	61
表 3.3 擬動態試驗測試項目.....	61
表 3.4 在兩種試驗方式下柱底最大應變之比較.....	62
表 3.5 在兩種試驗方式下柱底最大剪力之比較.....	62
表 3.6 橋梁分析模型中所設定之參數.....	63
表 4.1 橋梁原型和縮尺模型的尺寸關係.....	64
表 4.2 地震歷時規劃表.....	64
表 4.3 六組試驗組別之支承磨擦係數.....	64

圖目錄

圖 1.1 損傷橋梁百分比	65
圖 1.2 橋梁破壞種類比例圖	65
圖 1.3 集集地震震害橋梁與地表加速度之關係	66
圖 1.4 橋梁功能性支承系統耐震性能設計與補強方法之研究	67
圖 2.1 合成橡膠支承墊示意圖	68
圖 2.2 橡膠支承墊平面尺寸示意圖	68
圖 2.3 橡膠支承墊端部旋轉示意圖	68
圖 2.4 磨擦機制模型	69
圖 2.5 滑動隔震支承典型遲滯迴圈	69
圖 2.6 不同磨擦界面對於磨擦係數的影響	69
圖 2.7(a) 動磨擦係數與壓應力的關係	70
圖 2.7(b) 動磨擦係數與速度的關係	70
圖 2.8(a) 在第 1 循環之磨擦遲滯迴圈	70
圖 2.8(b) 在第 15 循環之磨擦遲滯迴圈	70
圖 2.9 磨擦係數與試驗循環數之關係	70
圖 2.10(a) 在無收縮水泥砂漿面上，初始循環最大磨擦係數與速度之關係	71
圖 2.10(b) 在混凝土界面上，初始循環最大磨擦係數與速度之關係	71
圖 2.10(c) 在鋼板界面上，初始循環最大磨擦係數與速度之關係	71
圖 2.11 橡膠磨擦試驗典型的磨擦力軌跡圖	72
圖 2.12(a) RB 支承墊磨擦係數與滑動距離之關係	72
圖 2.12(b) PTFE 支承墊磨擦係數與滑動距離之關係	72
圖 2.13 玻璃轉變溫度對磨擦曲線的影響圖	72
圖 3.1 擬動態試驗流程圖	73
圖 3.2 縮尺橋梁試體之正視圖	74
圖 3.3 縮尺橋梁試體之側視圖	74
圖 3.4 擬動態試驗裝置與量測儀器配置圖	75
圖 3.5 EL700 PTFE w/o Bar 配置圖	75

圖 3.6 EL700 PTFE w/ Bar 配置圖	75
圖 3.7(a) 振動台試驗識別結果	76
圖 3.7(b) 擬動態試驗識別結果	76
圖 3.8(a) EL Centro 加速度歷時 (正規化至 1g)	77
圖 3.8(b) EL Centro 加速度反應譜	77
圖 3.8(c) EL Centro 位移反應譜	77
圖 3.9(a) EL200 RB w/o Bar 之千斤頂位移歷時圖	78
圖 3.9(b) EL200 RB w/o Bar 之千斤頂回復力歷時圖	78
圖 3.9(c) EL200 RB w/o Bar 之柱底應變歷時圖	78
圖 3.9(d) EL200 RB w/o Bar 之柱頂位移歷時圖	78
圖 3.9(e) EL200 RB w/o Bar 之橋面版與柱頂位移歷時比較圖	79
圖 3.9(f) EL200 RB w/o Bar 之支承相對位移歷時圖	79
圖 3.10(a) EL500 RB w/o Bar 之千斤頂位移歷時圖	80
圖 3.10(b) EL500 RB w/o Bar 之千斤頂回復力歷時圖	80
圖 3.10(c) EL500 RB w/o Bar 之柱底應變歷時圖	80
圖 3.10(d) EL500 RB w/o Bar 之柱頂位移歷時圖	80
圖 3.10(e) EL500 RB w/o Bar 之橋面版與柱頂位移歷時比較圖	81
圖 3.10(f) EL500 RB w/o Bar 之支承相對位移歷時圖	81
圖 3.11(a) EL700 PTFE w/o Bar 之千斤頂位移歷時圖	82
圖 3.11(b) EL700 PTFE w/o Bar 之千斤頂回復力歷時圖	82
圖 3.11(c) EL700 PTFE w/o Bar 之柱底應變歷時圖	82
圖 3.11(d) EL700 PTFE w/o Bar 之柱頂位移歷時圖	82
圖 3.11(e) EL700 PTFE w/o Bar 之橋面版與柱頂位移歷時比較圖	83
圖 3.11(f) EL700 PTFE w/o Bar 之支承相對位移歷時圖	83
圖 3.12(a) EL700 PTFE w/ Bar 之千斤頂位移歷時圖	84
圖 3.12(b) EL700 PTFE w/ Bar 之千斤頂回復力歷時圖	84
圖 3.12(c) EL700 PTFE w/ Bar 之柱底應變歷時圖	84
圖 3.12(d) EL700 PTFE w/ Bar 之柱頂位移歷時圖	84
圖 3.12(e) EL700 PTFE w/ Bar 之橋面版與柱頂位移歷時比較圖	85

圖 3.12(f) EL700 PTFE w/ Bar 之支承相對位移歷時圖	85
圖 3.12(g) EL700 PTFE w/ Bar 之止震鋼棒應變歷時圖	85
圖 3.13 擬動態試驗之力量傳遞路徑	86
圖 3.14 振動台試驗之力量傳遞路徑	86
圖 3.15(a) EL500 RB w/o Bar 在擬動態試驗中之左側橋柱遲滯迴圈	87
圖 3.15(b) EL500 RB w/o Bar 在擬動態試驗中之右側橋柱遲滯迴圈	87
圖 3.15(c) EL500 RB w/o Bar 在擬動態試驗中之左側支承遲滯迴圈	87
圖 3.15(d) EL500 RB w/o Bar 在擬動態試驗中之右側支承遲滯迴圈	87
圖 3.15(e) EL500 RB w/o Bar 在擬動態試驗中之橋梁左側力量比較	88
圖 3.15(f) EL500 RB w/o Bar 在擬動態試驗中之橋梁右側力量比較	88
圖 3.15(g) EL500 RB w/o Bar 在擬動態試驗中之橋梁整體力量比較	88
圖 3.16(a) EL700 PTFE w/o Bar 在擬動態試驗中之左側橋柱遲滯迴圈	89
圖 3.16(b) EL700 PTFE w/o Bar 在擬動態試驗中之右側橋柱遲滯迴圈	89
圖 3.16(c) EL700 PTFE w/o Bar 在擬動態試驗中之左側支承遲滯迴圈	89
圖 3.16(d) EL700 PTFE w/o Bar 在擬動態試驗中之右側支承遲滯迴圈	89
圖 3.16(e) EL700 PTFE w/o Bar 在擬動態試驗中之橋梁左側力量比較	90
圖 3.16(f) EL700 PTFE w/o Bar 在擬動態試驗中之橋梁右側力量比較	90
圖 3.16(g) EL700 PTFE w/o Bar 在擬動態試驗中之橋梁整體力量比較	90
圖 3.17(a) EL500 RB w/o Bar 在振動台試驗中之左側橋柱遲滯迴圈	91
圖 3.17(b) EL500 RB w/o Bar 在振動台試驗中之右側橋柱遲滯迴圈	91
圖 3.17(c) EL500 RB w/o Bar 在振動台試驗中之左側支承遲滯迴圈	91
圖 3.17(d) EL500 RB w/o Bar 在振動台試驗中之右側支承遲滯迴圈	91
圖 3.17(e) EL500 RB w/o Bar 在振動台試驗中之橋梁左側力量比較	92
圖 3.17(f) EL500 RB w/o Bar 在振動台試驗中之橋梁右側力量比較	92
圖 3.17(g) EL500 RB w/o Bar 在振動台試驗中之橋梁整體力量比較	92
圖 3.18(a) EL700 PTFE w/o Bar 在振動台試驗中之左側橋柱遲滯迴圈	93
圖 3.18(b) EL700 PTFE w/o Bar 在振動台試驗中之右側橋柱遲滯迴圈	93
圖 3.18(c) EL700 PTFE w/o Bar 在振動台試驗中之左側支承遲滯迴圈	93
圖 3.18(d) EL700 PTFE w/o Bar 在振動台試驗中之右側支承遲滯迴圈	93

圖 3.18(e) EL700 PTFE w/o Bar 在振動台試驗中之橋梁左側力量比較	94
圖 3.18(f) EL700 PTFE w/o Bar 在振動台試驗中之橋梁右側力量比較	94
圖 3.18(g) EL700 PTFE w/o Bar 在振動台試驗中之橋梁整體力量比較	94
圖 3.19 橋梁分析模型示意圖	95
圖 3.20 磨擦單擺元素	96
圖 3.21(a) EL700 PTFE w/o Bar 在擬動態試驗中之 RB 支承墊剪力歷時圖	96
圖 3.21(b) EL700 PTFE w/o Bar 在擬動態試驗中之 PTFE 支承墊剪力歷時圖	96
圖 3.22(a) EL700 PTFE w/o Bar 在振動台試驗中之 RB 支承墊剪力歷時圖	97
圖 3.22(b) EL700 PTFE w/o Bar 在振動台試驗中之 PTFE 支承墊剪力歷時圖	97
圖 3.23 模擬止震鋼棒所需之元素	97
圖 3.24(a) 橋梁分析模型	98
圖 3.24(b) 實體化橋梁分析模型	98
圖 3.25(a) EL200 RB w/o Bar 之橋面版加速度歷時比較圖	99
圖 3.25(b) EL200 RB w/o Bar 之橋面版位移歷時比較圖	99
圖 3.25(c) EL200 RB w/o Bar 之左側帽梁位移歷時比較圖	99
圖 3.25(d) EL200 RB w/o Bar 之右側帽梁位移歷時比較圖	100
圖 3.25(e) EL200 RB w/o Bar 之左側支承位移歷時比較圖	100
圖 3.25(f) EL200 RB w/o Bar 之右側支承位移歷時比較圖	100
圖 3.26(a) EL500 RB w/o Bar 之橋面版加速度歷時比較圖	101
圖 3.26(b) EL500 RB w/o Bar 之橋面版位移歷時比較圖	101
圖 3.26(c) EL500 RB w/o Bar 之左側帽梁位移歷時比較圖	101
圖 3.26(d) EL500 RB w/o Bar 之右側帽梁位移歷時比較圖	102
圖 3.26(e) EL500 RB w/o Bar 之左側支承位移歷時比較圖	102
圖 3.26(f) EL500 RB w/o Bar 之右側支承位移歷時比較圖	102
圖 3.27(a) EL700 PTFE w/o Bar 兩種試驗方式之橋面版加速度歷時比較圖	103
圖 3.27(b) EL700 PTFE w/o Bar 與擬動態試驗之橋面版加速度歷時比較圖	103
圖 3.27(c) EL700 PTFE w/o Bar 與振動台試驗之橋面版加速度歷時比較圖	103
圖 3.27(d) EL700 PTFE w/o Bar 兩種試驗方式之橋面版位移歷時比較圖	104
圖 3.27(e) EL700 PTFE w/o Bar 與擬動態試驗之橋面版位移歷時比較圖	104

圖 3.27(f) EL700 PTFE w/o Bar 與振動台試驗之橋面版位移歷時比較圖	104
圖 3.27(g) EL700 PTFE w/o Bar 兩種試驗方式之左側帽梁位移歷時比較圖	105
圖 3.27(h) EL700 PTFE w/o Bar 與擬動態試驗之左側帽梁位移歷時比較圖	105
圖 3.27(i) EL700 PTFE w/o Bar 與振動台試驗之左側帽梁位移歷時比較圖	105
圖 3.27(j) EL700 PTFE w/o Bar 兩種試驗方式之右側帽梁位移歷時比較圖	106
圖 3.27(k) EL700 PTFE w/o Bar 與擬動態試驗之右側帽梁位移歷時比較圖	106
圖 3.27(l) EL700 PTFE w/o Bar 與振動台試驗之右側帽梁位移歷時比較圖	106
圖 3.27(m) EL700 PTFE w/o Bar 兩種試驗方式之 RB 支承位移歷時比較圖	107
圖 3.27(n) EL700 PTFE w/o Bar 與擬動態試驗之 RB 支承位移歷時比較圖	107
圖 3.27(o) EL700 PTFE w/o Bar 與振動台試驗之 RB 支承位移歷時比較圖	107
圖 3.27(p) EL700 PTFE w/o Bar 兩種試驗方式之 PTFE 支承位移歷時比較圖	108
圖 3.27(q) EL700 PTFE w/o Bar 與擬動態試驗之 PTFE 支承位移歷時比較圖	108
圖 3.27(r) EL700 PTFE w/o Bar 與振動台試驗之 PTFE 支承位移歷時比較圖	108
圖 3.28(a) EL700 PTFE w/ Bar 兩種試驗方式之橋面版加速度歷時比較圖	109
圖 3.28(b) EL700 PTFE w/ Bar 與擬動態試驗之橋面版加速度歷時比較圖	109
圖 3.28(c) EL700 PTFE w/ Bar 與振動台試驗之橋面版加速度歷時比較圖	109
圖 3.28(d) EL700 PTFE w/ Bar 兩種試驗方式之橋面版位移歷時比較圖	110
圖 3.28(e) EL700 PTFE w/ Bar 與擬動態試驗之橋面版位移歷時比較圖	110
圖 3.28(f) EL700 PTFE w/ Bar 與振動台試驗之橋面版位移歷時比較圖	110
圖 3.28(g) EL700 PTFE w/ Bar 兩種試驗方式之左側帽梁位移歷時比較圖	111
圖 3.28(h) EL700 PTFE w/ Bar 與擬動態試驗之左側帽梁位移歷時比較圖	111
圖 3.28(i) EL700 PTFE w/ Bar 與振動台試驗之左側帽梁位移歷時比較圖	111
圖 3.28(j) EL700 PTFE w/ Bar 兩種試驗方式之右側帽梁位移歷時比較圖	112
圖 3.28(k) EL700 PTFE w/ Bar 與擬動態試驗之右側帽梁位移歷時比較圖	112
圖 3.28(l) EL700 PTFE w/ Bar 與振動台試驗之右側帽梁位移歷時比較圖	112
圖 3.28(m) EL700 PTFE w/ Bar 兩種試驗方式之 RB 支承位移歷時比較圖	113
圖 3.28(n) EL700 PTFE w/ Bar 與擬動態試驗之 RB 支承位移歷時比較圖	113
圖 3.28(o) EL700 PTFE w/ Bar 與振動台試驗之 RB 支承位移歷時比較圖	113
圖 3.28(p) EL700 PTFE w/ Bar 兩種試驗方式之 PTFE 支承位移歷時比較圖	114

圖 3.28(q) EL700 PTFE w/ Bar 與擬動態試驗之 PTFE 支承位移歷時比較圖	114
圖 3.28(r) EL700 PTFE w/ Bar 與振動台試驗之 PTFE 支承位移歷時比較圖	114
圖 4.1 橋梁工程標準圖—上部結構設計圖	115
圖 4.2 橋梁工程標準圖—剛架式橋墩設計圖	115
圖 4.3 縮尺橋梁下部結構設計圖	116
圖 4.4 縮尺橋梁上部結構設計圖	116
圖 4.5 外加载重配置圖	117
圖 4.6 橡膠支承墊構造圖	117
圖 4.7 量測儀器配置前視圖	118
圖 4.8 量測儀器配置後視圖	118
圖 4.9 RB 組配置示意圖	119
圖 4.10 PTFE 組配置示意圖	119
圖 4.11(a) EL Centro X 向加速度歷時 (正規化至 1g)	120
圖 4.11(b) EL Centro X 向加速度反應譜	120
圖 4.11(c) EL Centro X 向位移反應譜	120
圖 4.12(a) EL Centro Y 向加速度歷時 (正規化至 1g)	121
圖 4.12(b) EL Centro Y 向加速度反應譜	121
圖 4.12(c) EL Centro Y 向位移反應譜	121
圖 4.13(a) KOBE X 向加速度歷時 (正規化至 1g)	122
圖 4.13(b) KOBE X 向加速度反應譜	122
圖 4.13(c) KOBE X 向位移反應譜	122
圖 4.14(a) KOBE Y 向加速度歷時 (正規化至 1g)	123
圖 4.14(b) KOBE Y 向加速度反應譜	123
圖 4.14(c) KOBE Y 向位移反應譜	123
圖 4.15(a) TCU068 X 向加速度歷時 (正規化至 1g)	124
圖 4.15(b) TCU068 X 向加速度反應譜	124
圖 4.15(c) TCU068 X 向位移反應譜	124
圖 4.16(a) TCU068 Y 向加速度歷時 (正規化至 1g)	125
圖 4.16(b) TCU068 Y 向加速度反應譜	125

圖 4.16(c) TCU068 Y 向位移反應譜	125
圖 4.17(a) White Noise X100 南側上部結構識別結果	126
圖 4.17(b) White Noise X100 北側上部結構識別結果	126
圖 4.18(a) White Noise Y100 南側上部結構識別結果	127
圖 4.18(b) White Noise Y100 北側上部結構識別結果	127
圖 4.19(a) EL Centro X 向 RB 組之橋梁構件加速度歷時比較 (PGA=0.1g)	128
圖 4.19(b) EL Centro X 向 RB 組之橋梁構件加速度歷時比較 (PGA=0.4g)	128
圖 4.19(c) EL Centro X 向 RB 組之橋梁構件加速度歷時比較 (PGA=0.7g)	128
圖 4.20(a) EL Centro X 向 PTFE 組之橋梁構件加速度歷時比較 (PGA=0.1g)	129
圖 4.20(b) EL Centro X 向 PTFE 組之橋梁構件加速度歷時比較 (PGA=0.4g)	129
圖 4.20(c) EL Centro X 向 PTFE 組之橋梁構件加速度歷時比較 (PGA=0.7g)	129
圖 4.21(a) EL Centro X 向 RB 組之北側支承墊剪力歷時圖 (PGA=0.7g)	130
圖 4.21(b) EL Centro X 向 RB 組之南側支承墊剪力歷時圖 (PGA=0.7g)	130
圖 4.22(a) EL Centro X 向 PTFE 組之北側支承墊剪力歷時圖 (PGA=0.7g)	130
圖 4.22(b) EL Centro X 向 PTFE 組之南側支承墊剪力歷時圖 (PGA=0.7g)	131
圖 4.23(a) KOBE X 向 RB 組之北側支承墊剪力歷時圖 (PGA=0.6g)	131
圖 4.23(b) KOBE X 向 RB 組之南側支承墊剪力歷時圖 (PGA=0.6g)	131
圖 4.24(a) KOBE X 向 PTFE 組之北側支承墊剪力歷時圖 (PGA=0.6g)	132
圖 4.24(b) KOBE X 向 PTFE 組之南側支承墊剪力歷時圖 (PGA=0.6g)	132
圖 4.25(a) TCU068 X 向 RB 組之北側支承墊剪力歷時圖 (PGA=0.7g)	132
圖 4.25(b) TCU068 X 向 RB 組之南側支承墊剪力歷時圖 (PGA=0.7g)	133
圖 4.26(a) TCU068 X 向 PTFE 組之北側支承墊剪力歷時圖 (PGA=0.7g)	133
圖 4.26(b) TCU068 X 向 PTFE 組之南側支承墊剪力歷時圖 (PGA=0.7g)	133
圖 4.27(a) 橋梁分析模型	134
圖 4.27(b) 實體化橋梁分析模型	134
圖 4.28(a) 內側橋柱 X 向之彎矩曲率圖	135
圖 4.28(b) 內側橋柱 Y 向之彎矩曲率圖	135
圖 4.28(c) 外側橋柱 X 向之彎矩曲率圖	135
圖 4.28(d) 外側橋柱 Y 向之彎矩曲率圖	135

圖 4.29(a) EL Centro X 向 RB 組之最大柱底剪力圖	136
圖 4.29(b) EL Centro X 向 PTFE 組之最大柱底剪力圖	136
圖 4.30(a) KOBE X 向 RB 組之最大柱底剪力圖	136
圖 4.30(b) KOBE X 向 PTFE 組之最大柱底剪力圖	137
圖 4.31(a) TCU068 X 向 RB 組之最大柱底剪力圖	137
圖 4.31(b) TCU068 X 向 PTFE 組之最大柱底剪力圖	137
圖 4.32(a) EL Centro Y 向 RB 組之最大柱底剪力圖	138
圖 4.32(b) EL Centro Y 向 PTFE 組之最大柱底剪力圖	138
圖 4.33(a) KOBE Y 向 RB 組之最大柱底剪力圖	138
圖 4.33(b) KOBE Y 向 PTFE 組之最大柱底剪力圖	139
圖 4.34(a) TCU068 Y 向 RB 組之最大柱底剪力圖	139
圖 4.34(b) TCU068 Y 向 PTFE 組之最大柱底剪力圖	139
圖 4.35(a) EL Centro X 向 RB 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.1g)	140
圖 4.35(b) EL Centro X 向 RB 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.4g)	140
圖 4.35(c) EL Centro X 向 RB 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.7g)	140
圖 4.36(a) EL Centro X 向 PTFE 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.1g)	141
圖 4.36(b) EL Centro X 向 PTFE 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.4g)	141
圖 4.36(c) EL Centro X 向 PTFE 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.7g)	141
圖 4.37(a) KOBE X 向 RB 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.1g)	142
圖 4.37(b) KOBE X 向 RB 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.4g)	142
圖 4.37(c) KOBE X 向 RB 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.6g)	142
圖 4.38(a) KOBE X 向 PTFE 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.1g)	143
圖 4.38(b) KOBE X 向 PTFE 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.4g)	143
圖 4.38(c) KOBE X 向 PTFE 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.6g)	143
圖 4.39(a) TCU068 X 向 RB 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.1g)	144
圖 4.39(b) TCU068 X 向 RB 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.4g)	144
圖 4.39(c) TCU068 X 向 RB 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.7g)	144
圖 4.40(a) TCU068 X 向 PTFE 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.1g)	145
圖 4.40(b) TCU068 X 向 PTFE 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.4g)	145

圖 4.40(c) TCU068 X 向 PTFE 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.7g)	145
圖 4.41(a) EL Centro X 向 RB 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.1g)	146
圖 4.41(b) EL Centro X 向 RB 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.4g)	146
圖 4.41(c) EL Centro X 向 RB 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.7g)	146
圖 4.42(a) EL Centro X 向 PTFE 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.1g)	147
圖 4.42(b) EL Centro X 向 PTFE 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.4g)	147
圖 4.42(c) EL Centro X 向 PTFE 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.7g)	147
圖 4.43(a) KOBE X 向 RB 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.1g)	148
圖 4.43(b) KOBE X 向 RB 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.4g)	148
圖 4.43(c) KOBE X 向 RB 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.6g)	148
圖 4.44(a) KOBE X 向 PTFE 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.1g)	149
圖 4.44(b) KOBE X 向 PTFE 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.4g)	149
圖 4.44(c) KOBE X 向 PTFE 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.6g)	149
圖 4.45(a) TCU068 X 向 RB 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.1g)	150
圖 4.45(b) TCU068 X 向 RB 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.4g)	150
圖 4.45(c) TCU068 X 向 RB 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.7g)	150
圖 4.46(a) TCU068 X 向 PTFE 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.1g)	151
圖 4.46(b) TCU068 X 向 PTFE 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.4g)	151
圖 4.46(c) TCU068 X 向 PTFE 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.7g)	151

照片目錄

照片 3.1 橡膠支承墊直接放置在帽梁上.....	152
照片 3.2 止震鋼棒的配置.....	152
照片 3.3 橋柱頂端位移計的架設.....	153
照片 3.4 試體配置前側視圖.....	153
照片 3.5 試體配置後側視圖.....	154
照片 3.6 試驗過程中支承發生翹曲的現象.....	154
照片 3.7 支承墊在上部結構與帽梁處的滑動現象.....	155
照片 3.8 上部結構與帽梁的相對位移.....	155
照片 3.9 支承墊的位移量被止震鋼棒所限制.....	156
照片 3.10 上部結構之橫隔梁撞擊止震鋼棒.....	156
照片 3.11 試驗過後的止震鋼棒.....	157
照片 4.1 試體配置前視.....	157
照片 4.2 試體配置後視.....	158
照片 4.3 支承墊因滑動產生永久位移.....	158
照片 4.4 上部結構因支承墊磨擦而破損.....	159
照片 4.5 支承墊在無收縮水泥砂漿表面殘留的磨擦痕跡.....	159

第一章 緒論

1.1 研究動機

回顧二十世紀的最後十年，在世界上發生的多起地震，所引起的地震災害，讓民眾見識到地震可怕的威力，這些地震包括了 1989 年美國 Loma Prieta 地震 ($M_w=6.9$)、1994 年美國加州北嶺地震 ($M_w=6.7$)、1995 年日本神戶地震 ($M_w=6.9$)、1999 年台灣集集地震 ($M_w=7.6$) 等，地震規模是使用矩震級(moment magnitude scale)來作表示[USGS, 2007]。地震的發生，除了造成人員傷亡、房屋倒塌外，聯絡災區的道路也因為路基崩滑而交通中斷，更嚴重者甚至橋梁產生斷裂，附掛於橋梁上的維生管線也隨之癱瘓，對於急需救災資源的災區，這無疑是雪上加霜，增加救災上的困難。

根據「九二一集集大地震全面勘災報告—橋梁震害報告—」[張國鎮, 1999]之報告，在集集地震中，大部分的橋梁並未受損，但有將近 20% 之橋梁受到不同程度之損傷，如圖 1.1 所示，其中二十餘座被定義為嚴重損壞的橋梁，發生了落橋或主要結構桿件嚴重損壞，而必須封橋直到修復或重建完成為止。圖 1.2 為 1094 座所調查橋梁，含斷層線通過之破壞種類比例圖，圖中所示以橋面版、橋台與橋梁附屬設施的損壞比例為最高，而可能會造成落橋發生的橋柱損壞，相對來說所佔的比例是較少的。表 1.1 與表 1.2[張國鎮等, 2001]為集集地震中，橋梁支承損壞與下部結構損壞關係，其中受損橋梁與地表加速度的相對關係如圖 1.3[中華顧問工程司, 2002]所示，由表中可以發現，有將近七成的橋梁，其損壞模式為下部結構損壞程度高於支承；若是支承損壞程度較嚴重時，下部結構的損壞會呈現較輕微的趨勢，這時可將支承損壞當作是保險絲的功能來考量。

公路橋梁在地震過後的安全性以及使用性，對於災區的救援和恢復，有著決定性的影響。國內的橋梁設計規範，橋柱須進行韌性設計，以橋柱產生塑鉸機制消散地震能量為主，而支承則必須有足夠的強度使塑鉸得以順利發生；在橋梁耐震補強的邏輯上，是以補強橋柱、提高橋柱的耐震能力為主，相對來說基礎的耐震能力則可能有不足而須再進行基礎補強，這

種以橋柱為主要補強對象的修復策略，需要龐大的經費，補強的效果也尚未再經歷類似的強震考驗，其成效如何尚待觀察。而由集集地震中橋梁的損壞模式，文獻[郭拱源，2003]提出了功能性支承系統的概念，以改變橋梁的結構型式，讓橡膠支承發揮滑動磨擦消能，並增設防止落橋設施確保不落橋，來達到較經濟的設計與補強方式。

為了提供國內的橋梁規範在設計與耐震補強上，有不同於以往的設計與補強邏輯，因此名為「橋梁功能性支承系統耐震性能設計與補強方法之研究」之整合型計畫已於三年前開始著手進行，如圖 1.4 所示，其目的為導入性能設計與評估觀念，探討橋梁系統整體耐震力學機制與損壞驅動序列，建立本土化橋梁構件的實驗資料庫，研擬以性能為導向之橋梁規範。計畫的內容包括支承系統各部分結構元件實驗與力學模型建立、橋梁非線性數值模型分析、縮尺橋梁模型含支承系統之擬動態試驗等，對現存的橋梁規範作出檢討與建議，希望能建立合適於台灣地區橋梁的耐震性能設計與評估補強方法。

1.2 研究內容與架構

功能性支承系統的概念源自於集集地震中橋梁的損壞模式，在文獻[郭拱源，2003]中由支承損壞和橋柱產生塑鉸的先後順序，將支承分成強支承與弱支承，但弱支承之意義並非指刻意弱化或強度不足之支承，在賦予支承滿足功能性的表現之後，以功能性支承稱之。功能性支承具有下列特點：(1)限制位移—防止行車力致使上部結構滑動；(2)滑動磨擦消能—橡膠支承墊滑動磨擦；(3)最適止震塊—僅作橫向防落不傳遞地震力；(4)足夠的滑動位移—提供磨擦消能機制；(5)足夠防落長度—確保不落橋。本研究旨在探討功能性支承系統對橋梁耐震性能的影響，希冀能掌握含功能性支承橋梁的耐震性能，找出更經濟的設計與補強方式。

本論文架構如下。第一章簡要說明研究動機、內容與架構。第二章首先回顧國內的橋梁耐震設計規範，討論橋梁的韌性設計和耐震補強方式，由國內規範的演進，以及檢討橋梁於耐震補強後之有效性與經濟性，進而提出以功能性支承為支承系統的橋梁；對於國內橋梁常用來當作支承系統

的合成橡膠支承墊，介紹其基本性質與行為，包括力學行為、磨擦性質等。

第三章為含橡膠支承縮尺單跨橋梁的擬動態試驗介紹，檢討各試驗組別的橋梁構件反應，以及討論兩種試驗方式之力量傳遞路徑的差異性，再利用 SAP2000 建立橋梁的分析模型，介紹橋梁各構件的模擬方式，並改變構件的參數設定以觀察各參數對橋梁反應的影響；最後，經由比較兩種試驗方式的橋梁反應，可以整理出兩者對橋梁試驗的影響與差異。

第四章介紹含橡膠支承縮尺雙跨橋梁的振動台試驗，從試驗數據與分析結果中發現支承滑動的行為可以降低橋柱的受力現象；此外，提出將橋柱之剪力容量與剪力需求相比較的概念，對於橋柱之破壞可提供快速判斷的準則；再利用 SAP2000 建立橋梁的分析模型，討論不同的支承型式對橋柱受力的影響；最後，針對試驗中橋面版的反應進行模擬，並檢討分析結果在橋梁實務上有何助益。

最後，第五章將本研究成果作結論，並對未來研究方向提出建議。

第二章 文獻回顧

2.1 前言

在經歷九二一集集地震後，有關檢討橋梁耐震設計及修復補強的呼聲與日俱增，各界希望能研擬出符合本土環境的規範，以供遵循。本章首先回顧國內的橋梁設計規範，瞭解橋梁耐震設計的原理；其次，整理國內外有關橋梁受損的修復補強對策，探討其有效性；對於國內橋梁常用來當作支承系統的合成橡膠支承墊，介紹其性質與行為，包括了基本構造與特性、力學行為、磨擦性質等。

2.2 國內的橋梁設計規範

國內有關橋梁的耐震設計，最早可追溯到民國四十三年中國工程師學會台北分會所發行的袖珍工程手冊，當時將台灣劃分為兩種震度區域，建議的水平地震力係數為 0.1 和 0.15。在 1960 年交通部所頒佈的「公路橋梁工程設計規範」中，仍採用與袖珍工程手冊相同的水平地震力係數。直到 1987 年，由於舊有的規範已不符需求，因此交通部參照 1980 年日本道路協會出版的「道路橋示方書同解說 V 耐震設計編」，訂定了符合台灣本土環境的「公路橋梁設計規範」[交通部，1987]，其中有關地震力的規定，僅作綱要性的介紹，相關設計細節並未明文規定。有鑑於日本道路協會於 1990 年將耐震設計規範作全面的修正，而美國 AASHTO 也於 1992 年修訂新版的公路橋梁規範，再配合國內對於地震工程的研究成果，因此交通部於 1995 年頒佈「公路橋梁耐震設計規範」[交通部，1995]，以取代原有的耐震設計規定，於本版開始，引入橋梁的韌性設計概念。在經歷了 1999 年的九二一集集地震後，為了反應在地震中所蒐集到的地震資料，因此交通部委託國家地震工程研究中心對現行之橋梁耐震設計規範作修訂，並於 2001 年提出草案之研究，2003 年 3 月經交通部完成複審作業，唯該「公路橋梁耐震設計規範（草案）複審成果報告書」[交通部，2003]中的相關設計規定，經使用單位試用後仍有待研究，遂未正式頒佈。另外，由交通部高速鐵路工程局委託台灣大學地震工程研究中心於 2004 年 11 月間完成

之「鐵路橋梁耐震設計規範修訂草案之研究報告」[交通部，2004]中，在附錄一的部分提出了「鐵路橋梁耐震性能設計法」，此性能設計法是根據橋梁在各地震等級之下，須維持的耐震性能來作設計；此附錄並未強制要求橋梁設計者使用，而是就現階段有關橋梁工程性能設計法的相關規範與研究成果進行彙整，以供未來規範修訂參考之用。

橋梁耐震設計的基本原則，即是在不同的地震等級作用下，橋梁能維持其應有的性能，考慮三種地震等級，即：一、在中度地震（約 30 年回歸期）作用下，橋梁仍保持彈性，且不得有結構上的損壞，以避免常需修補；二、在設計地震（約 475 年回歸期）作用時，若仍要求橋梁保持在彈性範圍內，殊不經濟，因此容許橋梁產生塑性變形，並具有良好的韌性，藉以消散地震能量，降低橋梁所受之地震力，而這些產生塑性變形的地方，最好是在可檢視之處或容易修補的地方，以便在地震過後可以進行修復；三、在最大考量地震（約 2500 年回歸期）作用下，容許橋梁產生極限塑性變形，但要避免落橋或崩塌的情況發生，以維護用路人的生命安全及財產。對一般高韌性容量及長週期的橋梁而言，通常是由在中度地震作用下，橋梁仍維持彈性的設計地震力所控制。

依橋梁耐震設計規範所設計之橋梁，已考慮橋梁系統的靜不定度與韌性容量，因此才將彈性地震力經由地震力折減係數，折減成設計地震力，所以為了使橋梁能發揮韌性行為，構材的設計應符合韌性設計之要求，否則橋梁的耐震能力會偏低，造成在很小的地震作用下，就發生破壞的情況。如因構材的細部韌性設計不易施工，擬採用較不具韌性的細部設計時，則必須進行韌性容量之分析，以求得較大的設計地震力來作分析設計。

2.3 橋梁修復補強之策略

從國內外近年來的地震災害中，所統計的橋梁損壞原因，主要有下列幾點[張國鎮等，2002；James E. Roberts，2005]：

(1) 過於狹窄的支撐位置，或是梁端防落長度與支承強度不足時，將造成上部結構倒塌掉落。

(2) 懸掛部分因橋面板系統間的伸縮縫分離，而失去了支撐。

(3) 橋柱中的鋼筋與基礎的混凝土失去束制力，造成橋柱中的鋼筋被拔出且橋柱倒塌。

(4) 於塑鉸區的圍束箍筋量不足，或是在塑鉸區進行鋼筋搭接，導致橋柱之剪力容量小於產生塑鉸所需之剪力需求，橋柱產生剪力破壞。

(5) 帽梁底部鋼筋量不足，或是錨錠入梁柱接頭的搭接長度不足，皆會使帽梁的彎矩強度不足；而箍筋量不足則會造成帽梁剪力強度不足，發生接頭破壞。

(6) 土壤液化將會引致基樁土壤承载力不足或基樁結構體破壞，嚴重者將發生落橋情況。

對於橋柱的補強，可以採用外包鋼板、FRP、RC 包覆，來提高橋柱的剪力與韌性容量；對於梁柱接頭的補強，可以採用施拉預力、包覆補強與接頭替換等方式；為避免落橋發生，除了梁端要有足夠的防落長度外，須設置防止落橋之裝置，留設餘裕空間和可移動的距離，以免損害支承或其他防落裝置，確保防落裝置能發揮作用；有關土壤液化之防制對策，可以排水工法、動力夯實工法、化學固結工法等策略改進土壤特性，降低土壤液化之可能性[張國鎮等，2002]。

美國的橋梁型式為橋柱與上部結構剛接，補強策略為讓柱底產生塑性鉸消能，再以塑鉸產生時各細部桿件的應力來進行耐震補強；然而國內的橋梁大部分為簡支梁型式，橡膠支承墊放置在上部結構與下部結構之間，且不作任何固定措施，這與美國橋梁之型式有明顯不同。依照國內目前的橋梁耐震設計規範，現有橋梁之橋柱在韌性方面可能會有不足的情況產生，須要進行韌性的補強，以提高橋柱的耐震能力，但相對來說，基礎的耐震能力則會變的不足，因此須要再進行基礎的補強。而在國內少數已完成的橋梁耐震補強案例中，以橋柱補強為主軸的補強方式，已耗費掉龐大的經費，對於國內為數眾多的橋梁，若皆以此種補強策略進行補強，則在經濟上有其窒礙難行之處。因此本研究採用功能性支承系統的概念，以橋梁結構搭配橡膠支承墊的使用，並配合防止落橋等設施的裝設，以確保不落橋為最高原則，讓橋梁在經過少量的修復補強之後，即可馬上發揮運輸的功能。

2.4 橡膠支承墊之性質與行為

2.4.1 橡膠支承墊之構造與特性

橡膠支承墊 (Steel-reinforced Elastomeric Bearing, 亦稱 Rubber Bearing; RB), 是由薄鋼板與薄橡膠層相互堆疊黏結而成, 如圖 2.1 所示。橡膠支承墊中的鋼板, 主要的作用在於能束制橡膠層在受到垂直壓力下的側向膨脹, 使支承墊有足夠的垂直勁度承擔載重; 橡膠層不因鋼板的束制而無法作水平向的變形, 其仍保持原有的低水平勁度, 可在地震作用下延長週期, 減少地震力輸入上部結構。

茲將橡膠支承墊各組成元件的特性說明如下:

(1) 橡膠之特性[Koh and Kelly, 1987]

橡膠是一兼具高度非線性 (Highly Nonlinear)、黏彈性 (Viscoelastic)、黏塑性 (Viscoplastic) 及異向性 (Anisotropic) 等特性的結構元件。其材料特性會隨著時間、溫度、頻率及剪力應變呈非線性關係, 但是在一般實際應用的範圍內, 此材料特性均較穩定, 所以在大部分的情況下, 可以假設橡膠支承墊為線彈性 (Linear Elastic) 及均質 (Isotropic) 行為[黃震興, 1996]。

橡膠的特性整理如下:

1. 能量消散能力佳
2. 具有持續承受大變形的能力與優良的回復性
3. 具有良好的電絕緣性質
4. 對疲勞、磨損和腐蝕的抵抗能力極強
5. 力學行為容易模擬

(2) 鋼板之特性

橡膠支承墊在受到垂直載重作用下, 橡膠層會有側向膨脹的趨勢, 而鋼板的作用就是限制此側向膨脹, 在鋼板與橡膠層間因而產生了剪應力, 而鋼板此時是承受向外的拉應力。因此鋼板和橡膠層間的黏結材料, 必須有足夠的強度來抵抗兩者間的剪應力, 而鋼板本身也要能承受向外之拉應力, 以確保鋼板能發揮束制的功能, 提供支承墊足夠的垂直勁度。

(3) 橡膠支承墊之特性[Koh and Kelly, 1987]

橡膠支承墊能提供垂直勁度來承擔載重，也具有低水平勁度可側向變形。橡膠層的厚薄是以形狀因子（Shape Factor；S）來定義。

$$\text{形狀因子 } S = \frac{A_c}{A_f} \quad (2.1)$$

其中 A_c = 橡膠層受壓面積

A_f = 橡膠層可自由側膨脹（Buldge）之面積

例如：一矩形橡膠層之邊長為 $2a$ 與 $2b$ ，厚度為 t ，如圖 2.2 所示，則其形狀因子為

$$S = \frac{ab}{t(a+b)} \quad (2.2)$$

愈大的形狀因子表示橡膠層相對之厚度愈薄，則垂直勁度相對愈大。

2.4.2 橡膠支承墊之垂直勁度

在一般橋梁設計中，考慮到橋梁上部結構的重量相當巨大，所以在推導橡膠支承墊的垂直勁度時，通常假設橡膠支承墊僅承受壓力，而不考慮因結構上揚而產生張力的情形，因此本文所指之垂直勁度乃是指壓縮垂直勁度。橡膠支承墊的垂直勁度表示式為

$$K_v = \frac{P}{\Delta_c} = \frac{E_c A}{N t_i} = \frac{E_c A}{T} \quad (2.3)$$

其中 P = 垂直壓力

Δ_c = 垂直方向的變位

E_c = 橡膠之壓縮模數

A = 支承墊的截面積

N = 橡膠層數

t_i = 單一橡膠層的厚度

T = 橡膠支承墊之橡膠總厚度，等於 $N t_i$

而壓縮模數則可由下列研究成果來計算，在本文各研究成果將不詳細

介紹，只介紹兩種常用的方法，即簡化 Convery's Solution 和 Gent and Lindley Solution。

(1) Convery's Solution[Convery, 1967]

(2) 簡化 Convery's Solution[Convery, 1967]

簡化的 Convery's Solution 是假設橡膠支承墊為一不可壓縮的材料，即體積模數 $\kappa = \infty$ ，則各種形狀支承墊的壓縮模數如下：

$$\text{方形橡膠支承墊 } E_c = 6.75GS^2 \quad (2.4)$$

$$\text{條形橡膠支承墊 } E_c = 4GS^2 \quad (2.5)$$

其中 G = 橡膠之剪力模數，如表 2.1 所示

S = 形狀因子，依式(2.1)計算

(3) Gent and Lindley Solution[Gent and Lindley, 1959]

Gent and Lindley 對條形和圓形橡膠支承墊所推導的表示式為：

$$\text{圓形橡膠支承墊 } E_c = E(1 + 2S^2) \quad (2.6)$$

$$\text{條形橡膠支承墊 } E_c = \frac{4}{3}E(1 + S^2) \quad (2.7)$$

其中 E = 橡膠之彈性模數，如表 2.1 所示

S = 形狀因子，依式(2.1)計算

(4) 修正 Gent and Lindley Solution[Gent and Lindley, 1959]

(5) 英國規範的規定 (BE 1/76 及 BS 5400)

2.4.3 橡膠支承墊之水平勁度

橡膠支承墊的水平勁度推導，可分為不考慮垂直載重效應和考慮垂直載重效應的水平勁度。在本文將只介紹不考慮垂直載重效應的水平勁度，而考慮垂直載重效應的水平勁度則只列出研究理論。

(A) 不考慮垂直載重效應時，橡膠支承墊的水平勁度表示式為

$$K_h = \frac{GA}{T} \quad (2.8)$$

其中 G = 橡膠之剪力模數，如表 2.1 所示

A = 支承墊的截面積

T = 橡膠支承墊之橡膠總厚度

(B) 考慮垂直載重效應時，橡膠支承墊的水平勁度可分為下列兩種：

(1) Haringx's 理論[Haringx, 1948、1949]

(2) Koh and Kelly 理論[Koh and Kelly, 1987]

2.4.4 橡膠支承墊之旋轉勁度

一橡膠支承墊的端部旋轉角如圖 2.3 所示，其表示式為

$$\alpha_i = \frac{Mt_i}{E_r I} \quad (2.9)$$

其中 M = 橡膠支承墊承受之撓曲彎矩

t_i = 單一橡膠層的厚度

E_r = 橡膠支承墊的旋轉模數

I = 橡膠支承墊平面面積對旋轉軸之慣性矩

因此橡膠支承墊的旋轉勁度可表示為

$$K_r = \frac{E_r I}{T} \quad (2.10)$$

其中 E_r 可由下列理論公式求得，在本文只介紹簡化之 Conersy 研究和 Gent and Meninecke 理論。

(1) Conersy 理論[Conersy, 1967]

(2) 簡化之 Conersy 研究[Conersy, 1967]

將 Conersy 理論所求得之 E_r 再加上橡膠為不可壓縮的假設，可求得旋轉模數 E_r 和剪力模數 G 間的關係，再推導出條形和方形支承墊的旋轉模數公式，表示如下：

$$\text{條形橡膠支承墊} \quad E_r = 0.8GS^2 \quad (2.11)$$

$$\text{方形橡膠支承墊} \quad E_r = 2.23GS^2 \quad (2.12)$$

(3) Gent and Meninecke 理論[Gent and Meninecke, 1970]

Gent and Meninecke 對於不同形狀的橡膠支承墊，推導出旋轉模數的公式：

$$\text{條形橡膠支承墊} \quad E_r = E \left(\frac{4}{3} + \frac{1}{4} S^2 \right) \quad (2.13)$$

$$\text{方形橡膠支承墊} \quad E_r = E (1 + 0.742 S^2) \quad (2.14)$$

$$\text{圓形橡膠支承墊} \quad E_r = E \left(1 + \frac{2}{3} S^2 \right) \quad (2.15)$$

2.4.5 支承之磨擦性質

磨擦可以視為由挖掘效應 (digging effect) 和黏著效應 (adhesive effect) 所組成的結果，如圖 2.4 所示；在近年來有關磨擦學的研究中，黏著效應被認為是造成磨擦的最主要因素[Bowden, F.P. and Tabor, D., 1954]，而黏著力又與接觸的面積成正比。圖 2.5 為滑動支承（非橡膠支承）典型的力—位移關係曲線[M. Higashino et al, 2003]，從圖面中可以看到磨擦的遲滯行為是由靜磨擦係數、動磨擦係數以及初始勁度所定義，且壓應力和速度是影響磨擦係數的兩個主要參數。

影響橡膠磨擦性質的參數，整理如下[張國鎮等，2004；ISO 15113，2005；陳皇嘉，2005]：

(1) 粗糙度

在一非常粗糙的表面上，磨擦係數可能和其在平滑表面上所得到者差異很大，這種情形在潤滑的狀態下更為顯著。若是粗糙的程度足以在橡膠表面產生切割，則對觀察者而言，切割所做的功會被視作是抵抗磨擦所做的功，而這被觀測到的磨擦係數值將會高於切割作用未發生時的值。同樣地，若是粗糙度為波浪起伏的性質，則橡膠表面會承受反覆的變形，又由於橡膠為一黏彈性材料，能量會在變形與恢復的過程中損失，此能量損失對觀察者而言會被視作是抵抗磨擦所做的功，因此觀測到的磨擦係數值也會提高。橡膠因遲滯作用而損失的能量，不僅會提高橡膠的溫度，兩界面

之間的磨擦力同樣的也會增加，而磨擦係數值也會跟著改變。

在文獻[張國鎮等，2004]中針對不同的磨擦界面作了一系列的磨擦係數試驗，這些磨擦界面包括無收縮水泥砂漿、混凝土以及鋼板；試驗結果顯示，在相同的測試速度下，混凝土界面的磨擦係數值最大，其次為鋼板，而無收縮水泥砂漿界面的磨擦係數值則是最小的，如圖 2.6 所示。

(2) 正向力

磨擦力與實際接觸面積有很大的關係；當正向力增加時，實際接觸面積會增加，而磨擦力亦隨之增加。在一般的正向力範圍內，磨擦係數近乎保持常數；當實際接觸面積因非常高的正向力作用下而達到飽和時，無論正向力再如何持續地增加，磨擦力都將保持相當常數，這也就暗示著磨擦係數在非常高的正向力作用下將會減少。

而在文獻[M. Higashino et al, 2003]中也提到，在速度固定的條件下，131 個全比例但有不同直徑的支承，其正向力與動磨擦係數的關係如圖 2.7(a)所示；根據試驗的結果，可以迴歸出動磨擦係數與壓應力成-0.351 次方的比例。

(3) 速度與溫度

速度改變會影響橡膠的磨擦係數，當滑動速度增加時，磨擦界面的溫度也會提高，而磨擦係數將會產生變化。在正向力固定且忽略支承尺寸的情況下，文獻[M. Higashino et al, 2003]根據試驗的結果，迴歸出動磨擦係數與速度成 0.132 次方的比例，如圖 2.7(b)所示。

而在文獻[張國鎮等，2004]中所進行的磨擦係數試驗，試圖觀察在相同的磨擦界面上，不同的試驗速度對磨擦係數的影響；試驗結果顯示，在較低的試驗速度下，磨擦係數受滑動距離與磨擦界面的影響較大，磨擦係數隨滑動距離的增加而逐漸降低；而在較高的試驗速度下，磨擦力在初始循環時會有跳躍的現象，隨著循環數的增加，磨擦力漸趨穩定，如圖 2.8 所示；試驗速度的增加使得溫度的上升較快，磨擦係數會快速的增加，而在高速作用下磨擦界面的磨損也愈嚴重，因此磨擦係數在經過尖峰值後會有下降的趨勢，如圖 2.9 所示；將每組試驗組別的初始循環最大磨擦係數與速度的關係繪製成圖，並在圖面上標示迴歸式，如圖 2.10 所示，而此迴

歸式代表著磨擦係數與速度之關係，而從試驗數據來看，在高速的試驗條件下，支承的初始循環最大磨擦係數，已遠大於規範所規定的合成橡膠支承墊磨擦係數值，因此規範所建議者已偏不保守。

(4) 滑動時間（距離）

圖 2.11 為橡膠磨擦試驗的典型磨擦力軌跡圖，隨著滑動時間的增加，每一循環的磨擦力會逐漸降低。而橡膠表面很少完全地均勻，因此在測試過程中必然會有些微的改變；又橡膠是一黏彈性材料，需要時間才會反應出作用在其上的力量，此意味著磨擦力通常是相依於界面接觸的時間或是滑動開始之後的時間。

文獻[陳皇嘉，2005]中的磨擦試驗，是以滑動距離為變數，來觀察磨擦係數的趨勢。在試驗中使用了一般的橡膠支承墊（RB 支承墊）與單側表面附加鐵氟龍的橡膠支承墊（PTFE 支承墊），考慮的滑動距離有 6、9 與 12 公分三種，每組的正向力與試驗速度皆保持相同，試驗結果如圖 2.12 所示。從兩圖中皆可觀察到，滑動距離較短時，所測得的磨擦係數較大；反之若滑動距離增長時，磨擦界面因磨損嚴重，使得支承與磨擦基材的實際接觸面積減少，磨擦界面變的較為平滑，因此所測得的磨擦係數也會較小。

(5) 填充料

添加黑炭或是其他填充料於合成橡膠中，會影響磨擦係數。

(6) 玻璃轉變溫度

橡膠的玻璃轉變溫度對磨擦係數的影響如圖 2.13 所示，當玻璃轉變溫度較高時，為圖中的線 1，而當玻璃轉變溫度較低時，則為圖中的線 2。在室溫以及一般的試驗速度範圍內，大部分橡膠的磨擦係數都有隨速度增加而上升的特性，此特性對於汽車的傳動帶以及類似的應用是非常有效的。然而，在相對溫度較低的環境下，橡膠有相對較高的玻璃轉變溫度，此時橡膠就可能產生磨擦係數隨速度增加而下降的情況，這會造成汽車的傳動裝置有不穩定的現象。

有關橡膠支承的磨擦係數值，在 1995 年所頒佈的「公路橋梁耐震設計規範」[交通部，1995]中有規定，而在此版規範中是將橡膠支承歸類為活

動支承，而活動支承的磨擦係數如表 2.2 所示。而在「橋梁功能性支承系統耐震性能設計與補強方法之研究」之整合型計畫中，已進行一系列有關橡膠支承磨擦係數的試驗，試驗結果顯示橡膠支承的磨擦係數值會高於 0.15[張國鎮等，2004；陳皇嘉，2005；廖垣銓，2006]；因此，對於規範所建議的磨擦係數值是否偏不保守，還有待驗證。

2.5 小結

本章從國內橋梁耐震設計規範的演進介紹起，從最初的僅作綱要性解說，到目前是以韌性設計的概念來設計橋梁，而未來將以性能設計的方式來達到經濟的目的；其次，統整國內外有關橋梁修復補強的方式，並探討其有效性與經濟性；最後，對於橡膠支承墊的性質與行為作一簡單的整理，並討論各參數對磨擦性質的影響，以及檢討規範中所建議的磨擦係數值。

第三章 含橡膠支承縮尺橋梁之擬動態試驗

3.1 前言

名為“橋梁功能性支承系統耐震性能設計與補強方法之研究”之整合型計畫已進行三年有餘，橋梁配置功能性支承的試驗也已陸續完成，從早期的橡膠支承性質測試、含橡膠支承墊單自由度橋柱模擬，到同時配置橡膠支承墊與止震鋼棒之縮尺橋梁振動台試驗等。本章將介紹含橡膠支承縮尺橋梁之擬動態試驗，並和前期的振動台試驗結果做比較；除了觀察在相同的橋梁試體上，不同的試驗方式對橋梁整體行為和橡膠支承磨擦性質的影響，並探討包含支承滑動行為的橋梁結構，是否可利用靜態的擬動態試驗來取代動態的振動台試驗。

3.2 擬動態試驗簡介[王孔君，1997]

擬動態試驗方法混合了數值模擬分析以及結構實驗兩種原本在結構工程領域內常用的方法，以求出結構在受到各種外力作用下的動態反應。在擬動態試驗中，被測試的試體需要先經過空間上的離散化(spatial discretization)，亦即經由選取有限個具有代表性之自由度的方式來描述整體結構的反應。經過空間上的離散化之後，試體的運動方程式可以由一偏微分方程式，簡化成一常微分方程式，其表示式為

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = -[M]\{\ddot{X}_g\} \quad (3.1)$$

其中 $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ 分別代表試體的質量、阻尼與勁度矩陣；而 $\{\ddot{X}\}$ 、 $\{\dot{X}\}$ 、 $\{X\}$ 、 $\{\ddot{X}_g\}$ 分別為加速度、速度、位移與外力加速度之向量。

在擬動態試驗中，試驗的控制方程式可寫為

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [R] = -[M]\{\ddot{X}_g\} \quad (3.2)$$

上式中，結構的質量所造成的慣性力與結構本身的阻尼力是以解析模擬的方式在電腦中模擬，而結構桿件所造成的回復力 $[R]$ 則是由實體中直接量取而得。由結構實際位移反應所量得的真實回復力，直接代入運動方程

式中求取結構的反應歷時，可避免以解析方式求取結構反應時，回復力解析模型不準確所造成的解析誤差。

除了在空間上離散化之外，我們尚需對時間域作時間上的離散化 (temporal discretization)，意即我們只能在有限個時間點求取結構的反應；經由時間離散化的步驟，我們才可由逐步積分法 (step by step integration) 求取結構的反應歷時。而擬動態試驗的控制方程式 (式(3.2)) 經過時間上的離散化之後，可寫成下式

$$[M]\{a\}_{n+1} + [C]\{v\}_{n+1} + [R]_{n+1} = -[M]\{\ddot{X}_g\}_{n+1} \quad (3.3)$$

上式中 $\{a\}_{n+1}$ ， $\{v\}_{n+1}$ 及 $\{R\}_{n+1}$ 分別為 t_{n+1} 時刻真實的加速度、速度及回復力向量 $\{\ddot{d}\}_{n+1}$ ， $\{\dot{d}\}_{n+1}$ ， $\{R\}_{n+1}$ 的近似值。 $[M]$ 與 $[C]$ 是由我們所設定的，取決於欲分析試體的性質， $\{R\}_{n+1}$ 則是直接由實驗中量取而得。事實上，式(3.3) 中有三個未知數，但目前卻只有一個方程式，為了要解出式(3.3)，必須再引入另外兩個差分方程式，以提供該積分時段的初始條件及描述位移、速度及加速度三者之間的特定關係。此處以 Newmark explicit integration algorithm 作為說明，表示式如下：

$$\{d\}_{n+1} = \{d\}_n + \{v\}_n \Delta t + \frac{1}{2} \{a\}_n \Delta t^2 \quad (3.4)$$

$$\{v\}_{n+1} = \{v\}_n + \frac{1}{2} \{a\}_{n+1} \Delta t^2 \quad (3.5)$$

(1) 若已得知第 n 步，即 $n\Delta t$ 時刻的結構反應 (a_n 、 v_n 及 d_n)，則可以利用式(3.4) 求出 $(n+1)\Delta t$ 時刻的位移 d_{n+1} 。

(2) 將數位式 (digital) 的 d_{n+1} 經由 D/A 轉換為千斤頂控制器可解讀的類比式 (analog) 訊號，並將此類比式訊號送至千斤頂控制器以命令千斤頂移動至目標位移。

(3) 千斤頂達到目標位移之後，量取結構實際反力，並將此類比式訊號由 A/D 轉換成數位式訊號，然後傳給控制電腦。

(4) 電腦得到了結構反力，則可進行求解聯立方程組 (式(3.3)，(3.4)，(3.5)) 的工作，以求解 $(n+1)\Delta t$ 時刻的反應 a_{n+1} 、 v_{n+1} 。

(5) 此時， $(n+1)\Delta t$ 時刻的反應已完全解出，將步驟(1)中的 n 值以 $n+1$ 代入，重複步驟(1)至(4)，即可求解 $(n+2)\Delta t$ 時刻的反應。

擬動態試驗的流程如圖 3.1 所示。

由上述擬動態的試驗流程可以看出，欲求解出下一時刻的結構反應，必須要有此時刻結構反力的資料，結構反力的正確與否，將直接影響下一步命令位移的計算。亦即若是此步的結構反力有量測或是由於執行位移命令的不精確所造成的誤差，此誤差將會一直累積在整個逐步積分的過程內，而導致求解出不精確的結果。因此在擬動態試驗中，正確地執行目標位移以及精確地量取結構反力資料，將是能否以擬動態試驗求取到可信的結構反應之重要因素。

3.3 縮尺理論

縮尺試驗的目的，即是為了能透過縮尺模型的反應，來預測實際結構的反應。為了使縮尺模型能夠表現出實際結構的主要特性與反應，就必須使兩者在運動上相似，在相對應的物理量上，存在著一定的比例關係。相似的準則有以下所列：尤拉數、韋伯數、雷諾數、福祿數與馬赫數；若要使縮尺模型與實際結構完全相似，則以上所列相似準則皆須滿足；但要滿足所有相似準則是窒礙難行的，因此在試驗中，會針對特別重視之特性，選擇合適的相似準則來進行縮尺。

在本試驗中著重於慣性力與重力的探討，因此採用福祿數作為相似的準則，福祿數為慣性力與重力效應之比，關係式如下：

$$\left(\frac{U}{\sqrt{gL}} \right)_p = \left(\frac{U}{\sqrt{gL}} \right)_m \quad (3.6)$$

其中 U = 流體速度， L = 物體特徵長度， g = 重力加速度，
下標 p 代表原型，下標 m 代表模型

$$\lambda_L = \frac{L_m}{L_p} \quad (3.7)$$

$$\lambda_v = \frac{U_m}{U_p} = \sqrt{\frac{L_m}{L_p}} = \sqrt{\lambda_L} \quad (3.8)$$

$$\lambda_T = \frac{T_m}{T_p} = \frac{L_m V_p}{L_p V_m} = \lambda_L \times \frac{1}{\sqrt{\lambda_L}} = \sqrt{\lambda_L} \quad (3.9)$$

其中 λ_L = 長度比例， λ_v = 速度比例， λ_T = 時間比例。

其餘縮尺的相關參數，詳見表 3.1。

3.4 試體簡介與試驗配置

橋梁原型選定一跨度為 30 公尺，橋面淨寬為 9 公尺之 PCI 簡支梁橋，下部結構為懸臂式橋墩，橋柱高 11 公尺，帽梁尺寸為 8.5×2 公尺。單跨上部結構淨重 516 公噸，一座懸臂式橋墩淨重為 144.89 公噸。選定長度的縮尺比例為 7.5，來計算縮尺模型的尺寸。

橋柱原型為鋼筋混凝土柱，為避免混凝土在試驗中產生裂縫，造成勁度的折減，因此改採用鋼管混凝土柱；橋柱之鋼管外直徑為 21.63 公分，鋼管厚 0.8 公分，中空鋼管內填充混凝土，柱高依縮尺比例設計成 1.47 公尺，帽梁尺寸則為 1.13×0.27 公尺。上部結構為鋼筋混凝土構造，跨度為 4.4 公尺，橋面淨寬為 1.75 公尺。除了上部鋼筋混凝土構造本身的重量外，因為縮尺因素所造成的重量不足，則由外加鋼板的方式來提供；在上部結構放置三片的載重鋼板，量得的上部結構總重約為 10.365 公噸。橋梁原型和縮尺模型的尺寸關係詳見表 3.2，而橋梁試體的正視圖與側視圖如圖 3.2 和圖 3.3 所示[陳皇嘉，2005]。

在試驗中所使用的橡膠支承墊其長、寬、厚尺寸為 15×15×2.8 公分，內含三片 1 公釐厚的不鏽鋼鋼板，有兩種不同磨擦界面的橡膠支承墊在試驗中所使用，一種為純橡膠支承墊，表面沒有經過任何加工處理，在本文中簡稱為 RB 支承墊；另一種則是在 RB 支承墊的單側表面，再附加一層鐵氟龍，在本文中簡稱為 PTFE 支承墊。橡膠支承墊是直接放置在帽梁上，不作任何固定，如照片 3.1 所示。

為了模擬同時配置橡膠支承墊與止震裝置之橋梁，本試驗設計了止震鋼棒來當作止震裝置。在兩側的帽梁上各裝設兩根直徑 19 公釐，長度 23

公分的鋼棒，鋼棒鎖入帽梁上的接合鋼板孔位，而鋼棒與上部結構橫隔梁在縱向的距離為 2 公分。止震鋼棒的配置如照片 3.1 和照片 3.2 所示。

本試驗使用兩支水平向千斤頂來進行擬動態試驗，規格為 MTS50 噸動態千斤頂，其最大出力為±50 噸，配合適當的夾具與上部結構固定在一起，如圖 3.4 所示；在橋柱頂端的部分，架設位移計以量取柱頂位移，如圖 3.4 中的 D1 與 D2 所示；在每根橋柱上又分別黏貼三個應變計，如圖 3.4 中的 S 所示，代號後面的數字為儀器的編號。

試體的配置如照片 3.3 至照片 3.5 所示。

3.5 試驗規劃

擬動態試驗是將原本多自由度的結構，簡化成具有代表性自由度之結構；在橋梁的擬動態試驗中，我們可以將橋梁試體當作是一單自由度的結構，給定單自由度的重量為 10365 公斤，也就是質量為 $10.566 \text{ kg} \cdot \text{s}^2/\text{cm}$ ，而固有阻尼比假設為 0.05，換算成阻尼係數則為 $23.236 \text{ kg} \cdot \text{s}/\text{cm}$ 。

在縮尺試驗中，與試驗相關的參數均應適當的進行縮尺；根據表 3.1，時間的縮尺為長度縮尺比例的開根號，也就是實際歷時的時間特性為縮尺歷時的 $\sqrt{\lambda_L}$ 倍；實際的地震歷時間隔為 0.005 秒，則在擬動態試驗中，使用的縮尺地震歷時間隔為 $0.005/\sqrt{7.5} = 0.001826$ 秒。

本試驗測試的歷時為 EL Centro 地震歷時，只在橋梁試體縱向的方向輸入，測試的最大地表加速度分成 200gal、500 gal 和 700gal 三種；根據支承墊的配置型式，可分為上部結構兩端皆由 RB 支承墊所支撐，與一端由 PTFE 支承墊、另一端由 RB 支承墊所支撐兩種；依止震鋼棒的設置與否分成未加止震鋼棒與有加止震鋼棒兩種；測試的項目如表 3.3 所列，其中 EL200 RB w/o Bar 與 EL500 RB w/o Bar 這兩組，所代表的是兩端皆由 RB 支承墊所支撐且未加止震鋼棒，最大地表加速度分別為 200gal 與 500 gal；而 EL700 PTFE w/o Bar 所代表的是上部結構左側由 PTFE 支承墊、右側由 RB 支承墊所支撐且未加止震鋼棒，最大地表加速度為 700gal，如圖 3.5 所示；EL700 PTFE w/ Bar 與 EL700 PTFE w/o Bar 一樣使用兩種支承墊，但是這組在上部結構的左側是由 RB 支承墊、右側由 PTFE 支承墊所支撐，

並有加止震鋼棒，最大地表加速度為 700gal，如圖 3.6 所示。

3.6 試驗結果與說明

本小節將介紹縮尺橋梁模型在擬動態試驗的數據處理結果，首先識別出橋梁試體的主要頻率，討論橋梁試體各構件反應，計算橋柱底的剪力值並探討橋梁結構的力量傳遞路徑。

3.6.1 橋梁試體主要頻率

識別試體的主要頻率可以用來檢核分析模型的建立是否合理。識別主要頻率常用的方法，是透過白訊試驗(White Noise Test)來測試，其原理為利用一包含不同頻率但等振幅的白訊去激發試體，將輸入的加速度當作輸入訊號，電腦所演算的單自由度加速度當作輸出訊號，將以上兩者經由轉換函數(Transfer Function)轉換，可得到不同頻率下振幅之比值，其中振幅比值較突出者，代表試體在此頻率作用下會有較明顯的反應，則此頻率即為試體的主要頻率。

圖 3.7(a)為振動台試驗識別結果，圖 3.7(b)為擬動態試驗識別結果，兩種試驗使用的橋梁試體是相同的；根據圖 3.7(a)與文獻[陳皇嘉，2005]中的解讀，此橋梁試體的主要頻率為 3.5Hz，也就是週期約為 0.286 秒；然而在擬動態試驗的識別結果中，卻發現圖面上有多個峰值且訊號雜亂，頻率在靠近 3Hz 的地方有多個幾乎等大小的振幅比值，從圖面上無法直接判斷橋梁試體的主要頻率，因此另外使用了 ARX(Auto regressive model)的系統識別方法，來判斷橋梁試體的主要頻率，經由識別之後，此橋梁試體的主要頻率約為 2.74Hz，也就是週期約為 0.365 秒。

在兩種試驗方式下所識別出來的橋梁主要頻率會有差異，可能的原因包括了千斤頂的質量沒有納入考量、橋柱底板的固定方式有差別以及兩次試驗的施工品質不一等，以上因素都可能造成週期的延長。

本試驗所測試的 EL Centro 地震歷時，其加速度歷時和反應譜繪於圖 3.8，圖面上並加註兩種試驗所識別出來的橋梁試體週期，可以瞭解週期的改變對於加速度以及位移的影響。

3.6.2 橋梁試體各構件反應

每組試驗組別包含六張基本圖。

(1) 千斤頂之位移歷時圖

從此圖可以看到電腦所解析模擬的結構位移歷時。

(2) 千斤頂之回復力歷時圖

從此圖可以看到千斤頂所量測到的結構回復力歷時。

(3) 左右兩側柱之柱底應變歷時圖

由柱底應變歷時的觀察，可以瞭解左右兩側柱的受力情形。

(4) 左右兩側柱之柱頂位移歷時圖

從圖中可以觀察到由上部結構所傳遞下來的力量，對柱頂位移的影響。

(5) 橋面版與柱頂之位移歷時比較圖

比較橋面版與柱頂的位移，可以看出在地震歷時作用下橋梁各構件的位移反應。

(6) 左右支承之相對位移歷時圖

此圖可用來計算支承最大的剪力變形量，以及判斷是否已發生了滑動的現象。

(7) 止震鋼棒之應變歷時圖

該圖只有在 EL700 PTFE w/ Bar 這組才有繪製，可觀察止震鋼棒在碰撞後的受力情形。

試驗組別：EL200 RB w/o Bar

由圖 3.9(a)可以看到，千斤頂之位移歷時圖有回復到零值，代表此單自由度結構於此地震歷時作用下並沒有產生永久變形的情况。而由圖 3.9(b)中，觀察到千斤頂所量測到的最大回復力約等於 13kN，這力量相當於在此地震歷時作用下，橋柱柱底所受到的最大剪力。圖 3.9(c)為左右兩側柱的柱底應變圖，從圖面中可以看到兩側橋柱所受到的力量幾乎相同，但是最終會有一個永久拉應變的產生，代表橋柱於試驗完畢之後，有側向變形的殘留，但是由圖 3.9(d)的左右兩側柱柱頂位移歷時可以看到，於試驗完畢

之後，橋柱柱頂位移有回復到零值，代表沒有永久變形的產生，因此判斷在此組試驗當中，柱底的應變計可能有發生損壞的情況。圖 3.9(e)為橋面版與橋柱柱頂的位移歷時比較，可以發現兩者的位移相位為同向，但是橋面版的位移大於橋柱柱頂的位移。最後由圖 3.9(f)，觀察到兩側之支承墊變形的行為相同且皆未發生滑動的現象，因支承的相對位移有回復到零值，所以沒有永久變形的產生，而支承的最大相對位移達到 3.7mm，佔支承高度 28mm 的 13%，也就是支承所承受的最大剪應變只有 13%，因此也可以確定支承確實未發生滑動。

試驗組別：EL500 RB w/o Bar

從圖 3.10(a)與圖 3.10(b)可以看到，單自由度所在的橋面版最大位移量將近 20mm，且沒有產生永久變位的產生，而橋柱柱底所受到的最大剪力約等於 26kN。由圖 3.10(c)與圖 3.10(d)可以得知，因為左右兩側柱的柱頂位移相近，因此柱底應變也會非常接近，此兩側柱的受力相同，而柱頂位移歷時與柱底應變歷時最終皆有回復到零值，沒有像 EL200 RB w/o Bar 組中一樣有永久應變的情況產生。圖 3.10(e)是比較橋面版與橋柱柱頂的位移歷時，兩者的位移相位為同向，且橋面版的位移大於橋柱柱頂的位移。最後由圖 3.10(f)觀察兩側的支承墊變形，兩側支承墊皆未滑動且沒有永久變形的產生，支承的最大相對位移達到 16mm，佔支承高度的 57%，也就是支承所承受的最大剪應變為 57%，因此也可以確定支承未發生滑動的現象；照片 3.6 為支承墊在試驗過程中發生翹曲的現象，雖然支承未發生滑動，但是仍可能因剪變形的增加而發生翹曲的行為。

試驗組別：EL700 PTFE w/o Bar

此組試驗配置為上部結構一端由 RB 支承墊所支撐，另一端由 PTFE 支承墊所支承，試驗配置如圖 3.5 所示。從圖 3.11(a)中可以發現，千斤頂之位移歷時產生一永久位移的情況，代表橋面版於此地震歷時作用下有永久變位的行為，最大位移量達到 76mm。而由圖 3.11(b)可知，橋柱柱底於此地震歷時作用下，所受到的最大剪力約等於 20kN；比較圖 3.10(b)與圖

3.11(b)，在 PGA 等於 500gal 的歷時作用下，橋柱柱底所受到的剪力反而大於 PGA 等於 700gal 時的作用，原因可能是因為在 EL500 RB w/o Bar 這組中，兩端支承皆是 RB 支承墊且未發生滑動，而在 EL700 PTFE w/o Bar 這組中，上部結構的一端已置換成 PTFE 支承墊，因此將會發生滑動的現象，滑動之後力量的傳遞最大只達到支承的磨擦力而已，所以才會有在較大的 PGA 作用下反而有較小的柱底剪力之現象。圖 3.11(c)為左右兩側柱的柱底應變圖，因為左側柱的帽梁上放的是 PTFE 支承墊，而右側柱的帽梁上放的是 RB 支承墊，兩種支承墊的磨擦係數不同，支承滑動之後傳遞下來的力量就會受磨擦係數影響；由於 PTFE 支承墊的磨擦係數較小，因此圖中的左側柱受力較小且柱底應變也較小，而 RB 支承墊因磨擦係數較大，所以會傳遞較多的力量到柱底，柱底應變也會較大。在圖 3.11(d)中也有類似的情況，因為 PTFE 支承墊所能傳遞的力量較少，所以放置支承墊的帽梁處，位移也會比較小；而 RB 支承墊傳遞的力量較多，橋柱受到的側向力也較大，所以橋柱柱頂位移也會跟著變大。從圖 3.11(e)中可以看到橋面版與橋柱柱頂的位移差異很大，因在試驗中電腦所解析的單自由度有永久位移，橋面版隨著地震歷時的作用下越來越偏向某一側，無法回復到零值，所以橋柱柱頂位移跟最大位移達到 76mm 的橋面版位移相比之下小上許多。而在計算左右兩側支承的相對位移時，是利用橋面版位移減去左右兩側柱頂位移的方法，但是因為橋面版位移與柱頂位移相差甚大，所以造成磨擦係數不同的兩種支承墊，卻有幾乎一樣的相對位移，如圖 3.11(f)所示，這跟一般我們所認知的 PTFE 支承墊因磨擦係數較小而有較大的滑動位移，RB 支承墊因磨擦係數較大而有較小的滑動位移，似乎不太相符；而在圖 3.11(f)中也可以看到，在大約 2 秒的時候，有一將近 30mm 的位移量，此時支承的剪應變達到 107%，過了這個峰值之後，支承的位移沒辦法再回復到零值，這就表示支承發生了滑動的現象，而最終會有 70mm 的永久位移量。

照片 3.7 為試驗過程中某一時刻支承的滑動情形，可以看到支承墊不僅會在與帽梁接觸的界面發生滑動，與上部結構的接觸界面也會產生滑動的現象，照片中支承在帽梁處的滑動距離約為 30mm，但上部結構與帽梁

的相對位移卻達到 50mm。而照片 3.8 顯示在試驗完成之後，上部結構與帽梁的相對位移量約為 70mm，即是圖 3.11(f)中位移歷時後半段持平的部分。

試驗組別：EL700 PTFE w/ Bar

此組試驗配置與 EL700 PTFE w/o Bar 類似，皆是上部結構一端由 RB 支承墊所支撐，另一端由 PTFE 支承墊所支承，差別的地方在於兩側放置的支承類型對調，如圖 3.6 所示；在此組中有規劃止震鋼棒的設置，分別在兩側的帽梁上皆裝設兩根止震鋼棒，鋼棒與上部結構橫隔梁在縱向的預留距離為 20mm，但是因為試驗配置上的問題，所以只有右側帽梁處的止震鋼棒會有碰撞的情形發生，而左側帽梁的止震鋼棒碰撞不到，止震鋼棒的配置如照片 3.1 和照片 3.2 所示。

從圖 3.12(a)中可以看到除了幾個比較大的位移反應有超過 20mm 外，橋面版最終的位移被限制在 20mm 處，這是因為止震鋼棒與上部結構橫隔梁所預留的距離只有 20mm，因此橋面版的位移不會超過此限制值。而從圖 3.12(b)中觀察到在相對於圖 3.12(a)中位移超過 20mm 的時刻，因為撞擊止震鋼棒的關係，所以千斤頂會量測到碰撞的力量，造成橋柱柱底的剪力最大達到 38kN。圖 3.12(c)為兩側柱的柱底應變圖，左側柱的帽梁上放的是 RB 支承墊，而右側柱的帽梁上放的是 PTFE 支承墊，理論上左側柱的柱底應變會大於右側柱，但是因為試驗配置上的問題，所以只有右側的止震鋼棒會被撞擊，而橋面版撞擊鋼棒的力量會往下傳遞到柱底，因此右側柱的柱底應變才會大於左側柱。在橋面版與止震鋼棒碰撞之後，瞬間所產生的巨大側向力往下傳遞到橋柱，而橋柱柱頂也因側向力的作用而產生明顯的側向變形，如圖 3.12(d)所示。圖 3.12(e)中比較的是橋面版與右側柱的柱頂位移，可以觀察到兩者的差異很大。而將橋面版位移減去左右兩側柱的柱頂位移之後，即可得圖 3.12(f)中的左右支承相對位移；從 EL700 PTFE w/o Bar 這組的數據我們可以得知，在擬動態試驗中，不同的支承類型計算所得的相對位移幾乎一樣；但是在含有止震鋼棒的組別中，因為右側柱的止震鋼棒會被撞擊，其相對位移將會被限制在 20mm，如圖 3.12(f)中的

PTFE 支承線條，而在左側帽梁處的 RB 支承墊，因為沒有碰撞的情形發生，因此支承的相對位移不會被限制住，如圖 3.12(f)中的 RB 支承線條。圖 3.12(g)則是止震鋼棒的應變歷時圖，雖然左側的止震鋼棒有黏貼應變計，但是因為沒有被撞擊，所以在圖面中沒有畫出，而右側的止震鋼棒則會因為位移超過了預留距離，而發生了四次的碰撞現象。

照片 3.9 顯示支承的滑動因止震鋼棒的限制，只有 20mm 的位移量。照片 3.10 則是上部結構之橫隔梁撞擊止震鋼棒的情形，止震鋼棒受碰撞後會彎曲，而黏貼在鋼棒上的應變計也會量到突減的應變反應，如圖 3.12(g)所示。照片 3.11 是試驗完畢之後拆卸下來的止震鋼棒，可以看到鋼棒彎曲的形狀，而上部結構撞擊到止震鋼棒後也會殘留混凝土碎屑於鋼棒上。

3.6.3 橋柱柱底剪力計算

在試驗中所量得的柱底應變，在實際應用上是比較沒有意義的，因為應變值只能讓我們觀察到橋柱受力變形的趨勢；因此，為了瞭解橋柱柱底的受力多寡，有必要去計算橋柱柱底的剪力值。以下將介紹橋柱柱底的剪力公式。

因為在試驗中所使用的橋柱是鋼管混凝土柱，為一複合斷面的橋柱，為了計算上的簡便，利用轉換斷面法，將原本的鋼管混凝土柱，轉換成直徑為 27.43cm 的混凝土橋柱，其關係式表示如下：

$$\sigma = E_s \varepsilon \quad (3.10)$$

$$\sigma = \frac{nMy_t}{I_t} \quad (3.11)$$

$$M = Vh \quad (3.12)$$

由式(3.10)、(3.11)、(3.12)整理後即可得橋柱柱底的剪力公式：

$$V = \frac{E_s \varepsilon I_t}{nhy_t} \quad (3.13)$$

其中 σ = 橋柱柱底的彎矩應力

ε = 橋柱柱底的彎矩應變

E_s = 橋柱鋼材的楊氏係數

n = 轉換因數，為鋼材楊氏係數與混凝土楊氏係數的比值

M = 橋柱柱底的彎矩

y_i = 轉換斷面最外緣到中性軸的距離，即轉換斷面直徑的一半

I_i = 轉換斷面的慣性矩

V = 橋柱柱底的剪力

h = 支承墊頂端到橋柱柱底應變計中心的距離（假設橋柱在縱向可簡化成一懸臂梁）

試驗中橋柱鋼管部分所使用的鋼料為 A36 等級，因此鋼的降伏應力約為 250MPa，將此數值帶入式(3.13)可得當柱底鋼材降伏時，所受到的降伏剪力約為 51.6kN。

由於本試驗所使用的試體與前期振動台試驗所使用的是同一座，因此可以將之前振動台的試驗結果整理，並和本次試驗做比較，以觀察不同的試驗方式對橋梁整體行為的影響。先將 3.6.2 小節所介紹的四組試驗之柱底最大應變統計起來，並和振動台的成果作比較，整理成表 3.4；然後再利用式(3.13)計算橋柱柱底所受到的最大剪力，整理成表 3.5；觀察橋梁在不同的試驗方式下，橋柱的受力情形。

表 3.4 為兩種試驗方式下柱底最大應變之比較，因為 EL200 RB w/o Bar 與 EL500 RB w/o Bar 這兩組皆只有使用 RB 支承墊，所以只列出兩根橋柱柱底應變的最大值，而 EL700 PTFE w/o Bar 與 EL700 PTFE w/ Bar 這兩組則分別列出放置 RB 支承墊與放置 PTFE 支承墊側橋柱的柱底應變最大值。比較擬動態試驗與振動台試驗的數據，可以發現在相同的支承類型與試驗條件下，振動台試驗的最大柱底應變皆大於擬動態試驗的值，只有 EL700 PTFE w/ Bar 這組中的 PTFE 支承墊側柱底應變，因為撞擊止震鋼棒的關係，所以柱底最大應變才會大於振動台試驗的結果。再利用式(3.13)，將表 3.4 中的柱底最大應變換算成柱底最大剪力，即可得表 3.5，從此表中可以觀察到，所有的柱底剪力皆小於降伏剪力 51.6kN，因此橋柱在兩種試驗方式測試下，皆未發生降伏的情況。

3.6.4 橋梁試驗之力量傳遞路徑

從 3.6.3 小節中，可以得知在擬動態試驗中的柱底剪力，皆小於振動台的試驗結果，為了探討在兩種試驗方式下，造成柱底剪力差異的原因，因此對於兩種試驗方式的力量傳遞路徑，需要作進一步瞭解。下列將介紹擬動態試驗與振動台試驗的力量傳遞路徑，以及利用在兩種試驗方式下的兩組試驗組別數據，來驗證力量傳遞路徑的正確性。

為了簡化分析，假設不考慮橋柱與支承墊的阻尼力，因此可以將橋柱跟支承視為兩個含有側向勁度的彈簧，橋梁結構單邊的勁度是由橋柱勁度與支承勁度串聯而成，橋梁結構整體的勁度又是由兩側單邊的勁度並聯而成，所以在上部結構兩側都由相同支承類型所支承，且沒有滑動現象產生時，兩邊橋柱所受到的力量會是相同的。

首先介紹擬動態試驗的力量傳遞路徑，圖 3.13 為擬動態試驗單邊的力量傳遞模式，在真實試體左側的藍色線條是單邊橋梁的簡化模型，為一包含兩個自由度與兩側向勁度的模型，在上部結構兩側皆使用相同的支承類型與沒滑動現象發生的條件下，單邊結構的力量傳遞路徑如下所示：

$$\frac{1}{2}F_r = K_b \delta_b = K_c \delta_c = V \quad (3.14)$$

其中 F_r = 千斤頂所量測到的回復力

K_b = 支承之側向勁度

δ_b = 上部結構相對於帽梁的位移，也就是支承的相對位移

K_c = 橋柱之側向勁度

δ_c = 帽梁相對於地表的位移

V = 由式(3.13)計算所得的單邊柱底剪力

在擬動態試驗中，橋梁整體的反應近似於靜態的行為，上部結構與帽梁在試驗中都不會產生加速度，因此也就沒有額外的慣性力產生。當上部結構兩側由相同的支承類型所支撐時，單邊橋梁結構將分配到一半的回復力，又因為是串聯的系統，所以在整個單邊結構中的力量皆保持定值，而此力量會使支承與橋柱產生相對應的側向變形。

其次為介紹振動台試驗的力量傳遞路徑，圖 3.14 為振動台試驗單邊的力量傳遞模式，在真實試體左側的藍色線條是單邊橋梁的簡化模型，為一包含兩個自由度與兩側向勁度的模型，單邊結構的力量傳遞路徑如下所示：

$$m_1 a_1 + m_2 a_2 = K_c \delta_c = V \quad (3.15)$$

其中 m_1 = 單邊上部結構之質量

a_1 = 上部結構之絕對加速度

m_2 = 帽梁之質量

a_2 = 帽梁之絕對加速度

K_c = 橋柱之側向勁度

δ_c = 帽梁相對於地表的位移

V = 由式(3.13)計算所得的單邊柱底剪力

在振動台試驗中，橋梁結構會受到真實的地震歷時作用，在上部結構與帽梁的部分皆會產生加速度，所產生的慣性力需計入力量平衡中；又由於帽梁處會產生慣性力，所以支承所受到的側向力將只有 $V - m_2 a_2$ ，因此不能使用支承的勁度乘上支承的側向位移來表示橋柱柱底所受到的剪力。以下將利用在兩種試驗方式下，試驗條件相同的兩組試驗組別，來驗證力量傳遞路徑。

在式(3.14)與式(3.15)中，唯一的未知數是橋柱與支承的側向勁度，因此在使用式(3.14)與式(3.15)之前，要先畫出橋柱與支承的遲滯迴圈，以求得側向勁度。圖 3.15 至圖 3.18 每張之前頁為橋柱與支承的遲滯迴圈，圖面上並標示此遲滯迴圈所迴歸出來的線性方程式，即可求得橋柱與支承的側向勁度；將此側向勁度代入式(3.14)與式(3.15)計算，並與柱底剪力比較，可繪製兩側單邊與整體橋梁結構的力量比較，如圖 3.15 至圖 3.18 每張之後頁所示。茲就使用兩種試驗方式的兩組試驗組別作討論：

試驗組別：EL500 RB w/o Bar 在擬動態試驗中

從圖 3.15(a)至圖 3.15(d)可以觀察到橋柱與支承皆未產生永久性的位移，左右兩根橋柱的側向勁度平均值為 3.69kN/mm，兩個支承並聯的側向

勁度平均值則為 1.14 kN/mm，這比利用式(2.8)計算所得的 1.7 kN/mm 還要小，原因可能是因為利用支承的遲滯迴圈所迴歸得的側向勁度，會受到支承較大的剪力變形影響，因此勁度值較低。

將上述的側向勁度數值代入式(3.14)中，並和一半的千斤頂回復力與由柱底應變計算所得的柱底剪力比較，可得圖 3.15(e)至圖 3.15(g)。圖面右上角的標籤中，S 代表由各編號柱底應變計量得的應變，所計算的柱底剪力； F_r 為千斤頂的回復力；Column Fs 是由橋柱之側向勁度乘上側向位移，即是以 $K_c \delta_c$ 所求得的力量；Bearing Fs 一樣是由支承之側向勁度乘上側向位移，是以 $K_b \delta_b$ 所算得的力量。圖 3.15(e)至圖 3.15(g)的上面兩張圖，是橋梁結構的兩側單邊力量比較，而最後一張圖則是上面兩張圖的疊加，可以觀察整體橋梁的力量平衡。

從三張圖面中可以看到， F_r 與另外三種力比較有些微的延遲，這是因為在試驗中，資料接收器有時會發生資料沒有接收的情況，所以計算得的柱底剪力、橋柱與支承側向力，其產生的峰值會比 F_r 提前出現。整體來說，除了支承側向力在某些時刻會大於另外三者，大部分時刻橋梁單邊結構與整體結構的力量皆符合式(3.14)的力量傳遞路徑。

試驗組別：EL700 PTFE w/o Bar 在擬動態試驗中

在此組試驗中，橋柱與支承皆有產生永久位移；從圖 3.11(d)可以看到橋柱柱頂有大約 1mm 的永久位移，所以兩側橋柱的遲滯迴圈所迴歸出來的方程式，皆未通過原點，如圖 3.16(a)與圖 3.16(b)所示，側向勁度的平均值為 3.39kN/mm；而由圖 3.11(f)中可以發現支承的滑動現象，這在圖 3.16(c)與圖 3.16(d)同樣可以看到，支承產生了四到五個滑動遲滯迴圈，因為每一滑動遲滯迴圈的側向勁度幾乎相同，因此取第一個滑動遲滯迴圈來作迴歸，可得兩個支承並聯的側向勁度平均值為 0.95 kN/mm。

因為在此組試驗之下，支承已發生滑動，此時支承處的力量不僅僅是由支承的側向力所組成，更包含了支承因磨擦所產生的磨擦力，因此在圖 3.16(e)至圖 3.16(g)之中，將只列出三種力量的比較。由於橋柱柱頂的永久性位移與柱底的永久應變，因此使用柱底應變與柱頂位移來計算的柱底剪

力與橋柱側向力，在歷時結束時力量不會回復到零值，剔除歷時後半段產生誤差的部分不看，橋梁單邊結構與整體結構的力量在歷時前半段，皆符合式(3.14)的力量傳遞路徑。

試驗組別：EL500 RB w/o Bar 在振動台試驗中

這組跟擬動態試驗中的 EL500 RB w/o Bar 試驗配置完全相同，差別只在於是用振動台來作測試。圖 3.17(a)至圖 3.17(d)為橋柱與支承的遲滯迴圈，由迴歸式可知橋柱的側向勁度平均值為 3.94kN/mm，兩個支承並聯的側向勁度平均值則為 1.43kN/mm。從圖 3.17(e)至圖 3.17(g)可以看到三種力量的比較，右上角標籤中的 F_i 是上部結構的慣性力，因為此組試驗中支承並沒有發生滑動，因此上部結構的慣性力各分配一半到左右側結構；從這三張圖中可以發現，無論是橋梁單邊的結構，亦或是橋梁整體的結構，由三種計算方式求得的力量幾乎完全相同，因此可以驗證式(3.15)的力量傳遞路徑是合理的。

試驗組別：EL700 PTFE w/o Bar 在振動台試驗中

圖 3.18(a)與圖 3.18(b)為橋柱的遲滯迴圈，由迴歸式通過原點可知橋柱沒有產生永久位移，側向勁度的平均值為 3.63kN/mm。而從圖 3.18(c)與圖 3.18(d)之中可以發現，支承並沒有像在擬動態試驗中一樣，產生明顯的滑動遲滯迴圈，而是呈現比較雜亂的形式，因此由此遲滯迴圈所估算的側向勁度沒有代表意義，所以在圖面中並沒有標註迴歸方程式。

在此組試驗的配置上，上部結構的兩端是由不同的支承類型所支撐，所以在兩側帽梁處所產生的加速度並不完全相同，故在圖 3.18(e)與圖 3.18(f)中，分成了左側結構與右側結構所實際承受的慣性力，最後再如圖 3.18(g)所示，將兩側力量相加作比較。從這三張圖也可以確認式(3.15)的力量傳遞路徑。

式(3.14)與式(3.15)說明了在兩種試驗方式下的力量傳遞路徑，簡單來說擬動態試驗的柱底剪力即是千斤頂所量測到的回復力值，而此力量會等於上部結構之質量，去乘上電腦所解析得的上部結構加速度，也就是上部

結構慣性力；至於振動台試驗的柱底剪力可由上部結構慣性力與帽梁慣性力相加所得。

雖然在振動台試驗下，柱底剪力多了帽梁慣性力這一項，但是此力量相較於上部結構慣性力是非常小的，因此造成兩種試驗的柱底剪力值不同，主要還是因為上部結構慣性力在大小上有所差異；上部結構之質量在兩種試驗方式下是相同的，會造成在振動台試驗中的柱底剪力值大於擬動態試驗，是因為在振動台試驗中上部結構的加速度較大，此原因可由圖 3.8(b)來解釋，由於週期的延長，因此在擬動態試驗中的上部結構加速度反應會小於振動台試驗，計算所得的上部結構慣性力也會較小，因此橋柱受到的剪力值當然也就比較少。

3.7 建立橋梁數值分析模型

執行本擬動態試驗的目的，除了想觀察配置橡膠支承墊與止震鋼棒的橋梁行為之外，也藉由比較前期的振動台試驗成果，來討論兩種試驗方式所造成的試驗結果差異。本小節將介紹如何利用 SAP2000 程式來建立橋梁分析模型，並將分析結果與兩種試驗方式的結果作比較，對於三者之間的差異性提出合理的解釋。

3.7.1 建立橋梁模型的基本概念

圖 3.19 為橋梁分析模型的示意圖[劉光晏，2006]，其中，將上部結構的重量與質量集中在上部結構重心高度之節點，帽梁的重量與質量同樣地設定在帽梁重心高度的節點上；在上部結構重心線至支承頂端、支承底端至帽梁重心線、帽梁重心線至橋柱頂端與橋柱塑鉸區域，皆使用剛性桿作連接，如圖 3.19 中的灰線所示，此連接區域的運動行為類似於一剛體；而在橋柱底塑鉸區域的部分，會多設置一塑鉸，以模擬橋柱發生非線性行為的情況。圖中的黑線是用等值彈性梁柱元素來模擬，而紅線則是代表支承。

3.7.2 上部結構與下部結構

一般上部結構多要求保持在彈性狀態，因此使用等值彈性梁柱元素來

作模擬。由於在試驗中使用的橋柱為鋼管混凝土柱，所以在分析模型中採用 SD Section 來建立複合斷面，按照實際的尺寸來建立橋柱斷面，鋼管之外直徑為 21.63 公分，厚 0.8 公分，材料為 A36 等級的鋼，而中心則為直徑 20.03 公分的實心混凝土。

3.7.3 橡膠支承

橡膠支承的模擬，在程式中是使用磨擦單擺隔震器(Friction-Pendulum Isolator)，此元素的遲滯行為是採用 Wen 等人的理論[Park, Wen and Ang, 1986]，並由 Constantinou 等人建議使用在基礎隔震的分析上[Nagarajaiah, Reinhorn and Constantinou, 1991]；單擺的行為則是採用 Zayas 等人的理論[Zayas and Low, 1990]。此元素是由輸入支承勁度、磨擦係數與滑動曲面半徑來決定橡膠支承的力量傳遞與變形滑動行為。

圖 3.20 為 SAP2000 程式中磨擦單擺元素的示意圖，此元素在兩水平方向上提供了包含磨擦性質的剪力變形、擁有後滑動勁度的單擺滑動曲面，在垂直方向上則有純受壓元素(Gap)的行為。磨擦力與擺錘力是正比於作用於元素上的軸壓力，此軸力總是非線性的。若是在剪力變形的兩方向上皆是非線性的行為，則此兩方向上的剪力會由磨擦力與擺錘力所組成；其中，磨擦力與磨擦係數成正比關係，而在程式中的磨擦係數是一相依於速度的參數，其表示式如下[CSI, 2005]：

$$\mu = fast - (fast - slow)e^{-rv} \quad (3.16)$$

$$v = \sqrt{\dot{d}_{u2}^2 + \dot{d}_{u3}^2} \quad (3.17)$$

$$r = \frac{rate2\dot{d}_{u2}^2 + rate3\dot{d}_{u3}^2}{v^2} \quad (3.18)$$

其中 $slow$ = 在速度為零時之磨擦係數，也可以解釋為靜態磨擦係數

$fast$ = 在速度最快時之磨擦係數，也可以解釋為動態磨擦係數

v = 兩方向上滑動速度的合成量，如式(3.17)所示

r = 為一有效的反向速度，如式(3.18)所示

$\dot{d}_{u2}^2, \dot{d}_{u3}^2$ = 在兩方向上的滑動速度

$rate2, rate3 =$ 反向的特徵滑動速度

由式(3.16)可以看到，若是 $fast = slow$ ，則在程式中將只考慮支承的最大磨擦係數，且磨擦係數不會隨著速度的變化而改變，是一定磨擦係數的性質；而若是將 $slow$ 與 $fast$ 在程式中設定成不同的數值，且 r 值是一非零的值，則支承的磨擦係數就會隨著速度而改變，是一變磨擦係數的性質。擺錘力則是因在單擺的曲面上滑動所產生，其力量一位移關係可表示如下：

$$f_{up} = -P \frac{d_u}{radius} \quad (3.19)$$

其中 $radius =$ 單擺滑動曲面的半徑

當 $radius$ 設定成零值時，則表示支承是在一平面上滑動，其相對應的剪力也就不列入計算。

本試驗所使用的支承墊，在前期已先作過橡膠支承的剪力模數與壓縮勁度測試，因此可以得到橡膠支承的壓縮模數為 107.113Mpa，剪力模數為 0.8667Mpa[陳皇嘉，2005]，代入式(2.3)與式(2.8)，即可求得支承之垂直勁度 K_v 為 86.38kN/mm，水平勁度 K_h 為 0.72kN/mm。

在磨擦係數的設定部分，因為 EL200 RB w/o Bar 與 EL500 RB w/o Bar 這兩組的支承沒有發生滑動的現象，所以磨擦係數在程式中並不會被列入計算；但是 EL700 PTFE w/o Bar 與 EL700 PTFE w/ Bar 這兩組在上部結構兩側放置不同種類的支承墊，且皆有滑動的現象產生，因此需要設定合理的磨擦係數值。當支承在滑動時，磨擦力會趨於一定值，也就是在支承的剪力歷時圖面上會出現等大小的力量峰值；因此在本論文中，估算磨擦係數的方式是先將支承所受到的剪力歷時圖畫出，然後觀察整體歷時的力量峰值是否皆相同，此等大小的值即是支承墊的磨擦力上限值，或許在某些時刻支承的剪力會超出此磨擦力上限值，這可能是因為磨擦界面的改變或是支承墊對軸力的變動較敏感所致，但整體來說支承墊滑動時所產生的磨擦力皆小於此上限值，因此將此磨擦力除於支承所受到的正向力，就是支承滑動時的磨擦係數。

在文獻[張國鎮等，2004]中，經由比較支承在兩種固定方式下的位移

歷時，可以歸納出無論是單面滑動或是雙面滑動，支承之磨擦行為會有類似的結果，這也就表示若是磨擦基材相同，則支承以上端固定時所測得的磨擦係數，可適用於上下端均未固定時的情況。在本試驗中，支承是直接放置在帽梁的平台上且不作任何固定，屬於雙面滑動的情況，但是在支承的下方是鋼板界面，上方則是混凝土界面，因此由上述方式所估算出來的磨擦係數，並不能代表橡膠支承與這兩種磨擦界面任一種的磨擦係數，只能代表是橡膠支承在這兩種磨擦界面之間一等效的磨擦係數。

兩種試驗方式在磨擦係數的設定上並不相同；在擬動態試驗中，試驗過程是接近靜態的，因此支承墊的磨擦係數不受速度變化的影響，只需要考慮支承在滑動時的磨擦係數即可；圖 3.21(a)與圖 3.21(b)為兩種支承墊在擬動態試驗中的剪力歷時圖，經由上述的方式可以定出磨擦力的上限值，如圖面中的粉紅色虛線所示，將磨擦力除上支承所承受的正向力之後，就可以得到兩種支承墊的磨擦係數值；在擬動態試驗下，RB 支承墊的磨擦係數設為 0.2，而 PTFE 支承墊的磨擦係數則設為 0.15。在振動台試驗中，橋梁整體結構的運動是即時的，而支承墊所受到的速度也是每一時刻皆不相同，所以必須考慮不同速度下支承的磨擦係數；圖 3.22(a)與圖 3.22(b)為兩種支承墊在振動台試驗中的剪力歷時圖，一樣可以由上述的方式決定磨擦係數值；在此種試驗方式下，RB 支承墊的動態磨擦係數設為 0.4，PTFE 支承墊的動態磨擦係數則為 0.25，而兩種支承墊的靜態磨擦係數皆設為動態磨擦係數值的一半，*rate* 設為 0.1，輸入這些值來定義支承的滑動性質。

又由於橡膠支承墊是平放在帽梁的平台上方，因此可以將單擺滑動曲面的半徑設為 0。

3.7.4 止震鋼棒

本試驗使用了止震鋼棒來當作止震裝置，止震鋼棒是由塑性元素 (Plastic-wen) 的雙線性元素來模擬，碰撞的行為則是將純受壓元素 (Gap) 與純受拉元素 (Hook) 並聯後來作模擬，碰撞後的非線性勁度與止震鋼棒受剪力方向的勁度相同，以上三種元素如圖 3.23 為所示。而由試驗結果可知，有一側的止震鋼棒並不會有碰撞的情況產生，所以在分析模型中，將只有

在有碰撞發生的那一側，利用上述三種元素來模擬止震鋼棒。

3.7.5 分析結果與試驗結果之比較

含橡膠支承的單跨橋梁分析模型如圖 3.24 所示。在 EL200 RB w/o Bar 與 EL500 RB w/o Bar 這兩組中，因為支承還未發生滑動現象，所以只將分析的結果與擬動態試驗和振動台試驗的結果作比較，除了比較兩種試驗對於橋梁結構反應的影響之外，也觀察分析結果跟哪種試驗結果較符合；而在 EL700 PTFE w/o Bar 與 EL700 PTFE w/ Bar 這兩組中，支承皆會發生滑動的現象，所以磨擦係數的設定就變的非常重要；在分析結果中，一種情況為不考慮磨擦係數受速度變化的影響，也就是考慮定磨擦係數，而另外一種情況則是考慮磨擦係數受速度變化的影響，當速度大時，磨擦係數會變大，反之亦反。另外，為了瞭解橋柱中混凝土可能發生的開裂現象，對於橋梁結構反應的影響，所以也試著改變混凝土的楊氏係數，來當作另一項變數。表 3.6 為在分析模型中各組別所設定之參數。以下將就各試驗組別介紹分析的結果：

試驗組別：EL200 RB w/o Bar 和 EL500 RB w/o Bar

由於這兩組都屬於支承未滑動的組別，且分析結果接近，所以放在一起討論。圖 3.25 與圖 3.26 為 EL200 RB w/o Bar 和 EL500 RB w/o Bar 這兩組分析結果與試驗結果的比較，比較的項目包含橋面版的加速度歷時、位移歷時，兩側帽梁和兩側支承的位移歷時；而圖面中共有三條線，青藍色粗實線為擬動態試驗的結果，藍色虛線為振動台試驗的結果，粉紅色細實線為分析的結果。

首先觀察橋面版的加速度反應，從圖 3.25(a)與圖 3.26(a)皆可以看出分析的結果與振動台試驗的結果非常符合，而擬動態的試驗結果卻較小，其原因即是因為週期的延長，造成橋面版的加速度反應會小於振動台試驗。橋面版的位移反應如圖 3.25(b)與圖 3.26(b)所示，因為在振動台試驗中橋面版的慣性力較大，所以位移量也會較擬動態試驗的結果大，在歷時的前半段模擬情況良好，但是在歷時的後半段分析結果會稍大於試驗結果。

再來比較左右兩側帽梁的位移反應，振動台試驗的帽梁因為受到較大的力量傳遞下來，所以位移量也會較擬動態試驗大，而分析結果較接近擬動態的試驗結果。最後觀察左右兩側支承的位移反應，一樣擬動態試驗的位移量會小於振動台試驗，而分析結果在歷時前半段與振動台試驗結果相符，後半段歷時同樣會有模擬結果稍大的情況產生。

試驗組別：EL700 PTFE w/o Bar 和 EL700 PTFE w/ Bar

這兩組試驗組別在上部結構兩端使用不同種類的支承墊來支撐，且兩側支承皆有產生滑動的現象。圖 3.27 與圖 3.28 為其分析與試驗比較的結果，討論的項目一樣包含橋面版的加速度與位移歷時、兩側帽梁和兩側支承的位移歷時共六種，每種項目又由三張圖所組成，第一張圖為在兩種試驗方式下的橋梁反應比較；第二張圖為分析結果與擬動態試驗結果的比較，其中分析結果可分為不考慮混凝土的楊氏係數折減與考慮混凝土的楊氏係數折減兩種，以瞭解折減混凝土的楊氏係數對於橋梁結構反應的影響；第三張圖為分析結果與振動台試驗結果的比較，其中分析結果又可分為忽略速度變化對磨擦係數的影響與考慮速度變化對磨擦係數的影響兩種，以瞭解磨擦係數的設定對分析結果的影響。

首先觀察橋面版的加速度反應，從圖 3.27(a)與圖 3.28(a)可以看到在兩種試驗方式下橋面版的加速度大小差異不大，且相位一致；而從圖 3.27(b)與圖 3.28(b)可以發現，改變混凝土的楊氏係數對於橋梁的加速度反應不會產生影響，分析結果與試驗結果符合；再看到圖 3.27(c)與圖 3.28(c)，考慮磨擦係數受速度變化與不考慮者相差不多，只會在某些時刻產生突增的加速度反應，整體來說，兩種分析結果與試驗結果皆相符。

圖 3.27(d)與圖 3.28(d)為兩種試驗的橋面版位移歷時比較，可以發現振動台的試驗結果在兩試驗組別中皆不會產生永久位移，而擬動態試驗在 EL700 PTFE w/o Bar 這組中，最大滑動量達到了 76mm，而在 EL700 PTFE w/ Bar 這組中，因為設置有止震鋼棒，所以位移量會被限制在 20mm 處。在圖 3.27(e)中，分析結果與試驗結果有較大的差距產生，這可能是因為在支承的設定方面，水平勁度值給的太高或是磨擦係數給的太大，才會造成

橋面版的位移分析結果沒有如試驗中那麼大，而在圖 3.28(e)中，因為止震鋼棒會發揮限制位移的作用，所以在歷時前半段的模擬結果還可以，但是最終橋面版的永久位移量並沒有辦法模擬到。從圖 3.27(f)與圖 3.28(f)中可以看到兩種分析結果在歷時前半段與試驗結果相符，橋面版的最大位移量能夠模擬的到，但是在歷時的後半段會得到橋面版有永久位移的分析結果。在兩種試驗方式下，橋面版的位移產生較大的差距，其原因推測應該是支承墊的磨擦係數所造成的；在擬動態試驗中，試驗過程是接近靜態的，支承墊所受到的速度幾乎等於零，但在振動台試驗中，支承墊每一時刻都會受到不同速度的作用，所以磨擦係數會比較高。這結論也可以由分析結果中看出，在擬動態試驗的分析模型中，我們給定的是定磨擦係數且數值較小，所以分析結果偏向擬動態的試驗結果；而在振動台試驗的分析模型中，我們給定的是會隨速度變化的磨擦係數，且數值較大，所以分析結果會偏向振動台的試驗結果。

圖 3.27(g)、圖 3.27(j)、圖 3.28(g)與圖 3.28(j)為兩種試驗的帽梁位移歷時比較，除了圖 3.28(j)之外，大致上振動台的試驗結果皆大於擬動態的試驗結果，因為在 EL700 PTFE w/ Bar 這組試驗組別中，橋面版與止震鋼棒有發生碰撞的現象，而碰撞所產生的力量會使帽梁的位移產生大幅度的增量。從圖 3.27(h)、圖 3.27(k)、圖 3.28(h)與圖 3.28(k)中就可以看出折減橋柱中混凝土的楊氏係數對橋梁反應的影響，當分析模型中不考慮混凝土的楊氏係數折減，則帽梁位移的分析結果與試驗結果會有明顯的差異，但是若是將混凝土的楊氏係數作一折減之後，則分析結果就能更符合試驗中的帽梁位移。而圖 3.27(i)、圖 3.27(l)、圖 3.28(i)與圖 3.28(l)為分析結果與振動台試驗結果的比較，可以看到改變磨擦係數的設定對於帽梁的位移反應沒有影響。

最後是左右支承位移歷時的比較，如圖 3.27(m)、圖 3.27(p)、圖 3.28(m)與圖 3.28(p)所示，一樣地在振動台試驗下的支承並不會產生永久位移量，但是擬動態試驗卻會產生。從圖 3.27(n)、圖 3.27(q)、圖 3.28(n)與圖 3.28(q)可以發現改變混凝土的楊氏係數對於支承的位移量沒有影響，兩種分析結果差別不大，最終的永久位移量皆無法模擬到。而從圖 3.27(o)、圖 3.27(r)、

圖 3.28(o)與圖 3.28(r)中，觀察到改變磨擦係數的設定對分析結果影響不大，在歷時前半段的分析結果還可以接受，但是最終會產生永久位移。

由以上的分析與試驗結果比較中，可以發現在兩種試驗方式下，橋梁反應的主要差別在於橋面版的加速度與位移不同；在橋面版的加速度方面，振動台試驗的加速度反應較大，造成柱底剪力值較高，因此振動台試驗對於柱底剪力較保守；而在橋面版的位移部分，擬動態試驗的位移反應較大，因此在位移方面較保守。也由於速度對磨擦係數的影響，當支承的磨擦係數值較小時，橋面版的位移反應會偏向擬動態試驗；反之，橋面版的位移反應會偏向振動台試驗。

3.8 小結

本章介紹了含橡膠支承單跨橋梁的擬動態試驗，檢討四組試驗組別的橋梁各構件反應。為了瞭解擬動態試驗與振動台試驗在試驗結果上所產生的差異，因此提出了柱底剪力的計算公式，討論兩種試驗方式之力量傳遞路徑，並由試驗數據驗證了柱底剪力公式的正確性，與橋梁結構力量傳遞路徑的合理性。再利用 SAP2000 建立分析模型，先討論各橋梁構件在程式中是使用何種元素來作模擬，其參數又是如何作設定，後續再改變橋梁各構件元素的參數設定，以觀察各參數對橋梁反應的影響；最後，經由比較兩種試驗方式的橋梁反應，可以發現在橋面版的加速度與位移反應方面會有差異。

第四章 含橡膠支承縮尺雙跨橋梁之振動台試驗

4.1 前言

為了瞭解含橡膠支承之橋梁於地震下的反應，因此利用自由度較多的雙跨橋梁來進行振動台試驗，希望較單跨橋梁更能模擬到真實橋梁的行為。根據前台灣省交通處公路局在民國八十年十二月所編定的橋梁工程標準圖，選定一簡支型式之標準橋梁來當作橋梁原型，並擇定長度縮尺比例為 7.5 來製作縮尺橋梁模型。本章將介紹縮尺雙跨橋梁的模型製作、試驗的配置與規劃、試驗結果的整理與比較，希望藉由試驗結果的說明，對於含橡膠支承的橋梁於地震下之行為能更清楚。

4.2 縮尺雙跨橋梁試體簡介[廖垣銓，2006]

本論文根據前台灣省交通處公路局所編定的「橋梁工程標準圖」[台灣省交通處公路局，1985，1991]，選定一跨度為 20 公尺，橋面淨寬為 12 公尺之 PCI 簡支梁橋，作為縮尺橋梁的原型，標準圖內容如圖 4.1 和圖 4.2 所示。該橋梁之橋面版厚度為 20 公分，大梁深度 115 公分，下部結構為剛架式橋墩，橋柱高 7.1 公尺，斷面直徑 1.7 公尺，帽梁深 1.8 公尺。單跨上部結構淨重 313 公噸，一座剛架式橋墩淨重為 160.22 公噸；考慮鄰跨效應，則需將三跨的上部結構和三座剛架式橋墩之淨重納入計算，可得雙跨橋梁原型的總重為 1419.66 公噸。

利用振動台做縮尺模型的試驗，其模型的尺寸選擇會受限於振動台的性能和尺寸，主要的限制有以下三點：

(1) 振動台承载力之限制：振動台可承載試體的最大重量為 50 公噸，因此縮尺模型的重量不得超過此限制；一般來說，試體的重量以不超過 30 公噸為原則。

(2) 振動台平面尺寸之限制：振動台的尺寸為 5 公尺乘 5 公尺的正方形，縮尺模型的長度不可超出振動台過多，以免外懸部分產生多餘的振動，發生在實際結構上非預期的行為。

(3) 取樣頻率之限制：受限於油壓致動器的性能，振動台地震歷時的

取樣頻率不得大於 1000Hz。

由於以上的限制條件，因此選定長度的縮尺比例為 7.5，來計算縮尺模型的各種尺寸。

在本試驗中須測試多組地震歷時，為避免橋柱在試驗中產生降伏，造成勁度改變，因此將橋梁原型的鋼筋混凝土柱，改以鋼材來製作橋柱。橋柱使用 A572 Gr.50 等級的鋼材，鋼材經由單軸拉伸試驗，可測得其楊氏係數為 204GPa，降伏強度約為 400.7MPa，降伏應變約為 1964 μ 。橋柱的斷面尺寸長、寬、厚為 17×12×0.8 公分，柱高依縮尺比例設計成 94 公分；帽梁深 24 公分，為 4 公分高的無收縮水泥砂漿平台與 20 公分深、內灌混凝土的帽梁組合而成，外伸鋼板則是為了防止試體在測試中發生落橋的情況所設計的，下部結構的設計如圖 4.3 所示。

上部結構為鋼筋混凝土構造，跨度為 2.5 公尺，橋面淨寬為 2.4 公尺，橋面版厚度設為 20 公分，上部結構的設計如圖 4.4 所示。除了上部鋼筋混凝土構造本身的重量外，因為縮尺因素所造成的重量不足，則由外加鋼板和載重塊來提供。本試體下部結構總重約為 1.67 公噸，上部鋼筋混凝土構造重 8.17 公噸，每跨再各放置三片的載重鋼板以及二十組的載重塊，量得的上部結構總重約為 23.32 公噸，外加鋼板和載重塊的配置如圖 4.5 所示，載重鋼板的長、寬、厚尺寸為 175×250×2.5 公分，圖中載重塊上的數字代表載重塊的組數。

橋梁原型和縮尺模型的尺寸關係詳見表 4.1。

在試驗中所使用的支承系統為橡膠支承墊，其長、寬、厚尺寸為 15×15×1.5 公分，內含兩片 1 公釐厚的不鏽鋼鋼板，其構造如圖 4.6 所示。橡膠支承墊的磨擦界面不同，所傳遞的力量也會不同，試驗中使用了兩種不同磨擦界面的橡膠支承墊，一種為內含兩片不鏽鋼鋼板的橡膠支承墊，表面沒有經過任何加工處理，在本文中簡稱為 RB 支承墊；另一種則是在 RB 支承墊的單側表面，再附加一層鐵氟龍，在本文中簡稱為 PTFE 支承墊。橡膠的材質為合成橡膠，硬度為 60±5。

4.3 試驗配置

本試驗之試體是經由橋柱的底板鎖在振動台的平台上，橡膠支承墊直接放置在 4 公分高的無收縮水泥砂漿平台上，不作任何固定，然後再將上部鋼筋混凝土構造放置在橡膠支承墊上；在兩跨的上部結構之間，留有 2 公分的距離，以模擬伸縮縫的配置；外加载重的部分，是經由上部結構預留的孔位和鋼板以及載重塊鎖在一起，以免產生不必要的晃動；另外，為了避免在試驗中因上部結構晃動過大，而發生上部結構掉落撞擊到振動台的情形，除了在原先的帽梁設有外伸鋼板外，在試體的前後兩側設置了防落鋼架，以作為防止落橋的最後一道防線，試體的配置如照片 4.1 和照片 4.2 所示。

本試驗的一個研究重點在於瞭解當上部結構受到地震的擾動時，產生的慣性力會傳遞多少到橋柱，因此上部結構和帽梁的加速度資訊就變的非常重要，將量得的加速度記錄乘上質量，即可估算大致的慣性力；而在橋柱上貼上應變計，所測得的橋柱彎矩應變，可由材料力學和幾何配置的關係，推導得柱底的剪力公式，所獲得的柱底剪力可和上部結構與帽梁的慣性力作比較，瞭解力量的傳遞行為。為了避開應力集中的區域，因此將應變計黏貼在距離柱端加勁版一個柱寬距離(17 公分)的中心線上。

支承的相對位移在本試驗中也是一重要的觀察項目，在上部結構和帽梁處皆裝上位移計，經過後續資料的處理，即可得橡膠支承的相對位移。

圖 4.7 和圖 4.8 是量測儀器在試體上的配置圖，其中的 A 代表加速度規，V 代表速度計，D 代表位移計，S 代表應變計，各代號後面的數字為儀器的編號，縱代表量測縱向的資料，橫代表量測橫向的資料，相對則是代表量測上部結構與帽梁的相對資料。

4.4 試驗規劃

本試驗規劃了兩種支承墊的配置型式，一種為各跨上部結構兩端皆由 RB 支承墊所支撐，行為類似於半固定式的橋梁，在本文中稱為 RB 組，如圖 4.9 所示；另一種是在各跨上部結構的南側，由 PTFE 支承墊支撐，而上部結構的北側則由 RB 支承墊所支撐，行為近似於簡支梁型式的橋梁，在本文中稱為 PTFE 組，如圖 4.10 所示。

在縮尺試驗中，與試驗相關的參數均應適當的進行縮尺；根據表 3.1，時間的縮尺為長度縮尺比例的開根號，也就是實際歷時的時間特性為縮尺歷時的 $\sqrt{\lambda_L}$ 倍；實際的地震歷時間隔為 0.005 秒，則在振動台試驗中，使用的縮尺地震歷時間隔為 $0.005/\sqrt{7.5} = 0.001826$ 秒。

本試驗測試的歷時包括 EL Centro、KOBÉ 與 TCU068 三組地震歷時，每組歷時又分成南北向（X 向）和東西向（Y 向）兩個方向的輸入，其加速度歷時和反應譜如圖 4.11 至圖 4.16 所示。在 X 向最大地表加速度由 100gal 到 700gal，每次增量 100gal，若是兩跨的上部結構有嚴重的碰撞情形產生，即停止該組地震歷時繼續增量；在 Y 向最大地表加速度由 100gal 到 300gal，每次增量 50gal；考量振動台在 Y 向的最大容許位移只有 10 公分，但 TCU068 歷時所產生的最大位移較另外兩組歷時大上許多，因此此組地震歷時在 Y 向的最大地表加速度只做到 200gal。地震歷時的規劃整理成表 4.2。

4.5 試驗結果與說明

本小節將介紹縮尺橋梁模型在試驗過程的反應，以及支承墊的情況；為了瞭解雙跨橋梁在地震下的反應與力學行為，因此將量測到的資料進行數據處理，可以識別出試體的主要頻率，比較帽梁與上部結構的加速度，計算支承墊的磨擦係數。討論的組別包括 EL Centro、KOBÉ 與 TCU068 三組地震歷時，X 向與 Y 向兩個方向的歷時輸入，RB 與 PTFE 兩種支承墊配置組合，總共十二種組合。

4.5.1 橋梁試體反應

橡膠支承墊在試驗過程中，會因傳遞的慣性力大於支承墊的磨擦力，而有滑動的現象產生；照片 4.3 為支承墊滑動的情形，照片中的正交黑線為支承墊原始放置的位置，在試驗結束後支承墊離開了原始的位置，產生了永久位移的現象。在滑動的過程中，支承墊和上部結構的大梁底端來回磨擦，使得大梁底端產生坑坑洞洞的破損情形，又因支承墊承載著上部結構的重量，因此這些坑坑洞洞會壓印在支承墊的表面上，使支承墊的表面

凹凸不平，如照片 4.4 和照片 4.5 所示；而支承墊和無收縮水泥砂漿表面之間的互相磨擦，會殘留下大片類似橡膠材質的磨擦痕跡，如照片 4.5 所示，這些殘留的磨擦痕跡使得放置支承墊的平台表面變的更為平滑，上部結構放置在支承墊上，也因為更容易滑動而發生碰撞。在 TCU068 的地震歷時作用下，X 向的最大地表加速度在 600gal 和 700gal 時，兩跨上部結構會發生碰撞；在碰撞發生時，兩跨上部結構會量測到突然的加速度尖峰值，而此碰撞力會經由支承墊傳遞到帽梁，使帽梁的加速度產生明顯的震盪現象。

4.5.2 橋梁試體主要頻率

在振動台的試驗中，首要工作為識別出試體的主要頻率，此主要頻率可以幫助我們檢核分析模型的建立是否合理。識別主要頻率所採用的方法為白訊試驗(White Noise Test)，為了不讓支承墊發生滑動的現象，造成在識別主要頻率時產生難以判讀的結果，因此本試驗只測試了 PGA 為 50gal 和 100gal 的白訊，而 PGA 為 50gal 的白訊，在識別主要頻率的轉換圖上，會產生多個峰值且訊號較雜亂，在判讀上較困難，因此本文將只展示 PGA 為 100gal 的白訊識別成果，其轉換的結果如圖 4.17 和圖 4.18 所示。

圖 4.17 為 X 向的主要頻率識別結果，從兩張圖中可以看到，無論是哪一側的上部結構，在頻率為 3.125Hz 時，都有一明顯的峰值，因此可以確定橋梁試體在 X 向的週期約為 0.32 秒。圖 4.18 為 Y 向的主要頻率識別結果，兩張圖面上皆顯示多個峰值且訊號雜亂，圖 4.18(a)為南側上部結構的識別結果，可以看到頻率在 4.8Hz 時，有一最大的峰值；而圖 4.18(b)為北側上部結構的識別結果，頻率在靠近 4Hz 的地方有多個幾乎等大小的振幅比值；比較兩圖，可以得知兩側的上部結構在 Y 向的主要頻率是不同的，這可能是因為兩側上部結構在重量上有些微的差距，或是在無收縮水泥砂漿平台上的磨擦界面磨損程度不同，才會造成此差異；因此另外使用了 ARX(Auto regressive model)的系統識別方法，經由識別之後可以判斷出 Y 向的主要頻率約為 4Hz，也就是週期約為 0.25 秒。

4.5.3 橋梁構件之加速度歷時比較

圖 4.19 與圖 4.20 為橋梁各構件之加速度歷時比較圖，包括了地表處、帽梁與橋面版的加速度歷時。在帽梁的部分因自成一振動系統，所以其加速度將會被放大，會稍高於地表輸入的加速度；而橋面版的部分，因為置放於支承墊上的關係，會產生類似隔震的效果，橋面版的加速度歷時曲線會比較平滑，且峰值較地表輸入加速度歷時遲些時刻才會出現。

圖 4.19(a)與圖 4.20(a)為最大地表加速度等於 100gal 時，橋梁構件的加速度反應，在此地震等級之下，支承還未發生滑動的現象，所以橋面版的加速度歷時會大於地表輸入的加速度。隨著最大地表加速度的增加，帽梁相對於地表處仍然是一單自由度系統，其加速度反應皆會高於地表所輸入者，但是橋面版的加速度反應卻會逐漸地低於地表所輸入者，到最大地表加速度等於 700gal 時，因為支承發生了滑動，所以橋面版的加速度歷時會明顯低於地表與帽梁處的加速度，如圖 4.19(c)與圖 4.20(c)所示。從這幾張圖面上就可以清楚的看到，使用橡膠支承作為支承系統之橋梁，當支承開始滑動之後，上部結構的加速度反應會被降低，會有類似隔震的效果產生。

4.5.4 橡膠支承墊之磨擦係數

在振動台試驗中，有關橋梁結構之力量傳遞路徑，已於 3.6.4 小節闡述並驗證過，其表示式可寫成式(3.15)。根據力量平衡的關係，在支承處所受到的剪力會等於柱底剪力減去帽梁處所產生的慣性力，而當支承開始滑動之後，上部結構的力量最多也只能傳遞支承墊的磨擦力到下部結構來，因此在支承處的剪力此時會等同於支承墊的磨擦力。

當支承墊發生滑動時，在固定的正向力作用下，磨擦力會趨於一定值，也就是在支承的剪力歷時圖上會出現力量的平台。在本小節中，估算磨擦係數的方式與 3.7.3 小節所介紹者相同，即是先判斷支承有無發生滑動的現象，若是沒有滑動，則在支承的剪力歷時圖面上不會有明顯的力量平台產生，所估算出來的磨擦係數也就沒有意義；若是支承發生了滑動，則在支承的剪力歷時圖面上就可以看到力量的平台，將這些等大小的力量峰值當作是支承墊的磨擦力上限值，再除於支承所承受的正向力，即是支承在滑動時的磨擦係數。

圖 4.21 至圖 4.26 為六組試驗組別的支承剪力歷時圖。這裡只列出 X 向的試驗結果，因為在 Y 向的六組試驗組別中，支承皆未發生滑動的情形，因此估算 Y 向的支承磨擦係數是沒有意義的，所以 Y 向的支承剪力歷時圖就不列出。而在 X 向的最大地表加速度選擇方面，考量到支承發生滑動之後所估算的磨擦係數才有意義，因此皆選擇各試驗組別中的最大 PGA 等級來繪圖，因為在此地震等級作用之下，支承都已產生滑動的情形。因為在 PTFE 組的中側柱帽梁處，放置的是兩塊 RB 支承墊與兩塊 PTFE 支承墊，在滑動之後兩種類型的支承所受到的剪力不相同，而中側柱的柱底剪力又是由這兩種支承的剪力相加而成，在數據處理上並沒有辦法分離兩種支承所個別受到的力量，造成在估算磨擦係數上會變的比較麻煩，因此不列出中側支承墊的剪力歷時圖。

表 4.3 為六組試驗組別所估算的支承磨擦係數。在 RB 組中，各跨上部結構的兩端皆由 RB 支承墊所支撐，所以南北兩側支承墊所估算出來的磨擦係數，皆是 RB 支承墊在滑動時的磨擦係數；而在 PTFE 組中，因為各跨上部結構的北側是由 RB 支承墊支撐，南側是由 PTFE 支承墊支撐，所以由北側支承墊的剪力歷時圖會得到 RB 支承墊的磨擦係數，反之，從南側支承墊的剪力歷時圖則會得到 PTFE 支承墊的磨擦係數。

根據文獻[廖垣銓，2006]中磨擦係數的計算方式，所求得各試驗組別的磨擦係數值，會隨著最大地表加速的增加而持續的增大，文中的解釋為支承在試驗中所受到的速度非常的高，因此磨擦係數當然也會較大；但是從文獻[M. Higashino et al，2003；張國鎮等，2004]中的試驗結果又可以發現，支承墊的磨擦係數在試驗速度較低時受速度的影響較大，容易隨著速度的增加而增大；但是當支承開始滑動後，磨擦係數在高速試驗下受速度的影響就不是那麼顯著，其增加的趨勢會漸趨平緩且維持在一範圍內。而在本試驗中，支承所受到的試驗速度在 EL Centro 地震歷時作用下最高達到 39cm/s，在 KOBE 地震歷時下最高達到 48cm/s，在 TCU068 地震歷時下最高達到 43cm/s，支承所受到的最大速度與文獻[廖垣銓，2006]中的最大速度差異不大，但本試驗所估算出來的磨擦係數卻沒有過大的數值產生，因此在文獻[廖垣銓，2006]中所求得的磨擦係數值，是否真有那麼高有待

商榷。

4.6 建立橋梁數值分析模型

為了模擬含橡膠支承之雙跨橋梁在地震下的行為與反應，本小節將利用 SAP2000 程式來建立橋梁分析模型，並和振動台試驗的結果作比較；在確定分析模型可適當地模擬到橋梁在地震下的反應後，進一步就可以在分析模型中改變支承的型式，討論橋梁在配置不同支承型式之下，橋梁的整體反應。

有關建立橋梁分析模型的細節，在 3.7 節已有詳細的介紹，就不再累述，這邊只針對雙跨橋梁與單跨橋梁在設定上的差異作出說明。在縮尺雙跨橋梁的試驗中，兩跨上部結構之間留有 2 公分的距離，以模擬伸縮縫的裝置，當兩跨上部結構在行車向（X 向）的位移過大時，就可能發生碰撞的情況；因此本小節使用程式中的純受壓元素(Gap)來模擬上部結構之間的伸縮縫裝置，藉此表現上部結構間因互相碰撞所產生的力量傳遞行為，其中純受壓元素的勁度設定，是以上部結構軸向勁度的 2 倍來作計算。

在本試驗中所使用的支承墊，其橡膠材質的硬度為 60 ± 5 ，參考表 2.1 可決定 G 值為 106N/cm^2 ，再代入式(2.3)與式(2.8)，可得支承之垂直勁度 K_v 為 150.9kN/mm ，水平勁度 K_h 為 1.59kN/mm 。在磨擦係數的設定部分，由第三章的分析結果可以知道，考慮變磨擦係數的設定方式對分析結果影響不大，而將支承的磨擦性質設定成隨速度變化，在 SAP2000 分析程式中執行非線性歷時分析時，所花費的時間通常較長，因此本小節的分析是採用定磨擦係數的方式，也就是不考慮磨擦係數隨速度變化的特性，而各試驗組別之分析模型所使用的磨擦係數，皆是參考表 4.3 來作設定。

含橡膠支承之雙跨橋梁分析模型如圖 4.27 所示。

橋梁分析模型在行車向（X 向）的週期約為 0.313 秒，而利用白訊試驗所識別出來的橋梁試體在行車向之週期約為 0.32 秒，分析結果與試驗結果非常接近；另外在垂直行車向（Y 向）的分析週期約為 0.284 秒，這和白訊試驗所識別出來的週期 0.25 秒有所差距，研判可能的因素為磨擦界面的性質已非當初所預期，但分析模型卻沒辦法把這因素考慮進去，因此才

會造成差異。

4.6.1 橋柱之剪力需求與剪力容量

當橋梁配置橡膠支承作為支承系統時，橋柱的受力情形是我們所關心的，因此獲得橋柱底的剪力值就顯得非常重要；跟 3.6.3 小節的概念一樣，可以利用材料力學和幾何配置的關係，來推導橋柱底的剪力公式，其表示式如下[廖垣銓，2006]：

$$V = \frac{E\varepsilon I}{hy} \quad (4.1)$$

其中 V = 橋柱柱底的剪力

E = 橋柱鋼材的楊氏係數

ε = 橋柱柱底的彎矩應變

I = 橋柱斷面的慣性矩

h = 支承墊頂端到橋柱柱底應變計中心的距離（假設橋柱在 X 向可簡化為一懸臂梁），或是橋柱反曲點到橋柱柱底應變計中心的距離（假設橋柱在 Y 向可簡化為一門型構架）

y = 欲求取應力之位置到橋柱斷面中性軸的距離

由式(4.1)所計算出來的最大柱底剪力，可視為橋柱在各地震等級之下，其所承受的剪力需求；而在各地震歷時作用之下，橋柱在多大的地震等級之下會發生降伏是重要的課題，因此，求出此橋柱斷面所擁有的剪力容量就顯的非常重要。

要獲得橋柱的剪力容量，首先須求出此斷面的降伏彎矩，在本文是使用 XTRACT 斷面曲率分析程式來計算斷面的降伏彎矩。將由單軸拉伸試驗所獲得的鋼料性質，輸入 XTRACT 程式中，並考慮內側橋柱跟外側橋柱所受到的軸力是不相同的，分別針對內、外側橋柱作斷面曲率分析，分析結果如圖 4.28 所示。由這四張圖中可以發現，雖然內側橋柱與外側橋柱所受到的軸力不相同，但是因為有相同的橋柱斷面，所以其彎矩曲率曲線幾乎相同，各曲線在初始降伏時的彎矩標示在圖面上；有了橋柱的降伏彎矩之

後，將此降伏彎矩除上相對應的力臂，即可獲得橋柱的剪力容量。

圖 4.29 至圖 4.34 為十二組試驗組別的最大柱底剪力與最大地表加速度關係圖，同時將上述所求得的橋柱剪力容量也繪於圖面上，只要將剪力需求曲線和剪力容量曲線相比，即可得知橋柱是否產生了降伏的現象；另外，在橋梁分析模型中，將原先的橡膠支承先以相同水平勁度的線性(Linear)元素取代，此元素類似於一只能側向變形的彈簧，不會有滑動磨擦的性質，觀察橋梁配置此種支承型式時橋柱的受力情形，和試驗結果的柱底剪力值相比，即可瞭解實際配置橡膠支承之橋梁對於橋柱受力的保護現象；以下針對各試驗組別作介紹。

試驗組別：EL Centro 地震歷時作用在 X 向

圖 4.29(a)與圖 4.29(b)為 EL Centro 地震歷時作用在 X 方向上，兩種支承配置型式的結果。圖 4.29(a)為 RB 組的試驗結果，可以看到中側柱的最大柱底剪力明顯高於另外兩側柱，這是因為中側柱承擔了兩跨上部結構各將近一半的重量，相對來說上部結構的慣性力也會較多，而另外兩側柱因為只需承擔單跨上部結構一半的重量，因此橋柱所承受的上部結構慣性力當然也就較中側柱少。

根據文獻[廖垣銓，2006]中的判別方法，當支承開始發生滑動時，最大柱底剪力在圖面上會出現轉折點，過此轉折點之後力量將不再持續增加或是增加得較緩慢。在圖 4.29(a)中，三側柱皆無明顯的轉折點，試驗數據也顯示只有在最大地表加速度達到 700gal 時，支承墊才有些微的滑動現象產生。

圖面最上方的線條，代表的是內側橋柱的剪力容量，因為內、外兩側橋柱的降伏彎矩幾乎相同，所以只取內側橋柱的較小降伏彎矩來計算橋柱的剪力容量，將降伏彎矩除上相對應的力臂後，可得橋柱的剪力容量約為 66kN，遠大於在此地震歷時作用下的橋柱最大柱底剪力，因此橋柱皆未降伏。

另外由內、外側柱的柱底剪力分析結果可以看到，當支承型式為線性彈簧時，柱底剪力會呈線性持續增加，若是在橋梁試體上確實設置此支承

系統，則內側橋柱在最大地表加速度達到 500gal 時會開始降伏，超過此地震等級之後橋柱就會產生破壞的現象，例如混凝土破碎或是柱中主筋斷裂等；與試驗結果的柱底剪力相比，可以發現試驗中的柱底剪力值較小且增加趨勢漸緩，在較大的地震等級之下，支承發生滑動的現象能降低上部結構的反應，所以柱底實際承受的剪力會比支承模擬成彈簧時小上許多。

圖 4.29(b)為 PTFE 組的試驗結果，此組和 RB 組的差別在於各跨上部結構的南側已置換成 PTFE 支承墊，北側仍是 RB 支承墊，如圖 4.10 所示。因為 PTFE 支承墊的磨擦係數較 RB 支承墊小，因此會比 RB 支承墊早發生滑動，滑動之後最大也只能傳遞磨擦力到下部結構來，所以圖面中南側柱的最大柱底剪力明顯小於 RB 組中的南側柱底剪力。北側柱因為上方的帽梁仍然是放置 RB 支承墊，所以橋柱所受到的力量和 RB 組並不會差異太大。中側柱的帽梁上同時放置 RB 支承墊與 PTFE 支承墊，力量較 RB 組中的中側柱底剪力小，線條也沒有明顯的轉折點，一直到最大地表加速度等於 700gal 時，支承墊才發生滑動的現象。而此組中之支承若也模擬成彈簧，則內側柱一樣會在最大地表加速度達到 500gal 時開始降伏。

試驗組別：KOBÉ 地震歷時作用在 X 向

圖 4.30(a)與圖 4.30(b)為 KOBÉ 地震歷時作用在 X 方向上，兩種支承配置型式的結果。圖 4.30(a)為 RB 組的試驗結果，可以發現南、北兩側橋柱的柱底剪力，在最大地表加速度等於 400gal 之前，都呈現持續上升的趨勢，但是當最大地表加速度等於 500gal 與 600gal 時，力量卻不再增加，這裡就可以明顯的看到滑動的現象，支承墊在 500gal 與 600gal 時有大量的滑動且有永久位移產生。中側柱的柱底剪力也因為支承墊滑動的關係，所以在最大地表加速度等於 400gal 時，有一明顯的轉折點。此組試驗的橋柱在 KOBÉ 地震歷時作用下，橋柱皆未產生降伏。

從內、外側柱的柱底剪力分析結果可以發現，當支承型式為線性彈簧時，內側柱在最大地表加速度等於 300gal 時就會開始降伏，而外側柱也在最大地表加速度達到 600gal 時進入降伏狀態，而試驗中的柱底剪力值較小且橋柱確實未降伏，所以配置橡膠支承之橋梁的確可以降低橋柱的受力情

形。

圖 4.30(b)為 PTFE 組的試驗結果，和 RB 組的結果相比，可以發現力量少了不少，而且增加的趨勢不是那麼明顯。從圖面中南、北兩側橋柱的線條並沒有辦法判定支承墊何時發生了滑動的現象，而中側橋柱的線條在最大地表加速度等於 500gal 時，有一轉折點，試驗的數據也顯示支承墊在最大地表加速度達到 500gal 時才開始滑動。

試驗組別：TCU068 地震歷時作用在 X 向

圖 4.31(a)與圖 4.31(b)為 TCU068 地震歷時作用在 X 方向上，兩種支承配置型式的結果。圖 4.31(a)為 RB 組的試驗結果，可以看到三側柱的柱底剪力都持續的增加，沒有較明顯的轉折點，而此組試驗的橋柱在 TCU068 的地震歷時作用下，橋柱皆未發生降伏的現象。而在此組地震歷時作用下，若橋梁配置彈簧作為支承系統，則在最大地表加速度達到 500gal 時，內側橋柱將進入降伏狀態。

圖 4.31(b)為 PTFE 組的試驗結果，圖面中的南側柱柱底剪力明顯小於 RB 組中的南側柱底剪力，而中、北兩側柱則與 RB 組中的柱底剪力值差不多。於最大地表加速度達到 600gal 時，在中側柱的線條上有一轉折點，判斷此組試驗之支承墊在此地震等級之下發生了滑動的現象。

試驗組別：EL Centro 地震歷時作用在 Y 向

圖 4.32(a)與圖 4.32(b)為 EL Centro 地震歷時作用在 Y 方向上，兩種支承配置型式的結果。可以發現兩組試驗組別的最大柱底剪力差異不大，而且都持續的再增加，這可能是因為在 Y 方向上，最大地表加速度只增量到 300gal，在此地震等級之下，支承墊皆不會發生滑動的情況，所以無論是哪一種類型的支承墊，其所傳遞的力量皆是相同的。

圖面最上方的線條，一樣是代表內側橋柱的剪力容量，此剪力容量約為 144kN，遠大於在此地震歷時作用下的橋柱最大柱底剪力；而當支承型式是以彈簧元素取代時，柱底剪力的分析結果皆呈現直線上升的趨勢，又因為在 Y 向的地震等級最大只到 300gal，因此橋柱皆不會進入降伏狀態。

試驗組別：KOBE 地震歷時作用在 Y 向

圖 4.33(a)與圖 4.33(b)為 KOBE 地震歷時作用在 Y 方向上，兩種支承配置型式的結果。兩組試驗結果的最大柱底剪力值差異不大，此組試驗的橋柱在 KOBE 的地震歷時作用下，橋柱皆未發生降伏。而內側柱的柱底剪力分析結果，最大也只達到 95kN，離橋柱之剪力容量還有一段差距。

試驗組別：TCU068 地震歷時作用在 Y 向

圖 4.34(a)與圖 4.34(b)為 TCU068 地震歷時作用在 Y 方向上，兩種支承配置型式的結果。因為須考量振動台在 Y 向的最大容許位移只有 10 公分，所以在此組地震歷時測試下，最大地表加速度只增量到 200gal。兩張圖面上皆顯示三側橋柱的柱底剪力非常接近，在此地震等級之下支承都不會產生滑動，力量會持續的增加。而此組試驗的橋柱無論是使用橡膠支承或是彈簧支承，在 TCU068 的地震歷時作用下皆未發生降伏。

4.6.2 橋面版加速度歷時比較

圖 4.35 至圖 4.40 為六組試驗組別的橋面版加速度歷時比較，因為行車向的橋梁反應在實務設計上是比較重要的，且在本試驗中只有在行車向上才會發生支承滑動的情形，因此只列出 X 向的分析結果。從圖面上可以看到，無論在多大的地震等級之下，在 EL Centro、KOBE、TCU068 三種地震歷時作用下，橋面版的加速度反應皆模擬良好，和試驗的結果相當符合，且橋面版的最大加速度值也能夠預測的到。

當橋面版的最大加速度值可以從分析中獲得，則上部結構的慣性力在分析模型中就能夠合理地被計算，傳遞到橋柱底的剪力值也能夠從分析模型中得知；而當橋柱的斷面確定之後，又可經由斷面曲率分析的方式來求解出橋柱之剪力容量。因此，只要將橋柱之剪力需求與剪力容量相比較之後，即可快速地判斷橋柱有無發生降伏或破壞的現象。

4.6.3 橋面版位移歷時比較

圖 4.41 至圖 4.46 為六組試驗組別的橋面版位移歷時比較。從圖面上可

以看到在最大地表加速度等於 100gal 時，在 EL Centro、KOBE、TCU068 這三種地震歷時作用下，橋面版的位移反應和試驗結果相符情況良好，這是因為在此地震等級之下，支承皆未發生滑動的現象，因此分析模型中支承的磨擦性質還未被考慮進去；而當最大地表加速度持續增加時，分析結果與試驗結果就會有比較大的差異產生。

兩種支承配置型式的組別在 EL Centro 地震歷時作用下，橋面版之位移反應在最大地表加速度達到 700gal 時，歷時相位符合但在某些時刻上分析結果過小，這可能是因為在分析模型中，我們將支承的磨擦係數設成定磨擦係數，而隨速度變化的磨擦係數值實際上並沒有定磨擦係數值那麼大，因此才會在某些時刻上有位移過小的情況產生。

在 KOBE 與 TCU068 這兩組地震歷時作用下，當最大地表加速度達到 400gal 時，分析上會產生永久位移的現象，這與試驗結果並不相符，推測可能的原因也是磨擦係數的設定問題，在分析模型中所給定的定磨擦係數值過大，在經歷一個較大的加速度作用之後，橋面版達到了最大位移量，但皆下來的加速度反應變的較小，而支承的磨擦係數值卻沒有跟著變小，因此橋面版的位移反應就會呈現回不到零值的情況，也就產生了永久位移；而當地震等級達到最大時，有些試驗組別可以模擬到橋面版的永久位移量，有些組別卻不行，觀察這之間的差異性，可以發現 RB 組的試驗結果會有較大的位移反應，且分析模型可以模擬的到，反而比較容易滑動的 PTFE 組其位移量較小，與分析結果會產生比較大的差距，這與我們所認知的 PTFE 支承墊因磨擦係數較小而有較大的位移量有明顯的落差，研判造成此現象的因素為在經歷過多組的試驗之後，支承墊和上部結構的大梁底端因來回地磨擦，造成大梁底端產生坑坑洞洞的破損情形，而這些坑坑洞洞會壓印在支承墊的表面上，使支承墊的表面凹凸不平，如照片 4.4 和照片 4.5 所示，所以在支承墊與大梁底端的界面之間，不僅存在磨擦的作用，更包含了兩界面之間緊密吸附的作用，才會造成在 PTFE 組中橋面版的位移量較小的情況。

在橋面版位移反應的模擬方面，雖然沒有像加速度的模擬結果那麼良好，但是最大位移量卻可以預測的到，而在實務上若是能知道橋面版的最

大位移量，就有把握能判斷落橋發生的情況；因此，本小節的分析模型雖然在較大地震等級之下，會得到橋面版產生永久位移的結果，但是在預測最大位移量方面，本分析模型仍有可利用之處。

4.7 小結

本章討論了含橡膠支承雙跨橋梁在振動台試驗下的反應，從試驗數據與分析結果中可以發現，在支承滑動後對於橋柱的受力有折減的現象，因此，此支承系統對於橋柱確有保護的作用。另外，介紹將剪力容量與剪力需求相比較的概念，對於橋柱之破壞可提供快速的判斷準則；又利用分析程式中的線性元素，將支承改以彈簧的型式來作模擬，和配置橡膠支承的柱底剪力相比即可瞭解兩者在受力上的差異。最後，由橋面版的分析結果可以知道，當分析模型能夠適當地預測橋面版之最大加速度與最大位移反應時，則在橋柱損壞與落橋判斷上都能更有把握。

第五章 結論與未來展望

5.1 結論

1. 從擬動態試驗與振動台試驗的結果中，可以發現橋柱皆未產生降伏，反而是觀察到支承滑動的現象，這與九二一集集地震中橋梁破壞的模式不謀而合。使用橡膠支承墊作為支承系統之橋梁，在支承滑動之後，不僅能降低橋面版的加速度反應，也能減少橋柱受到的剪力；因此，支承滑動的現象類似於保險絲的功能，可避免下部結構遭受嚴重的損害。

2. 對於橋梁結構在擬動態試驗與振動台試驗下的力量傳遞行為，本文建立簡易的模型來說明，並由試驗數據驗證了無論支承是否發生滑動，力量的平衡關係皆能滿足，日後對於橋梁各構件在兩種試驗方式下所受到的力量都能合理地計算。

3. 對於支承磨擦係數的估算，在本文中是先判斷支承有無發生滑動的現象，若已發生了滑動，則繪出此支承的剪力歷時圖，觀察整體歷時有無出現等大小的力量峰值，將此力量平台的值當作支承在滑動時所傳遞的磨擦力，再除上相對應的正向力之後即可得支承之磨擦係數，但此磨擦係數只能代表是橡膠支承在兩種不同磨擦界面之間的等效磨擦係數。

4. 由於速度對磨擦係數的影響，因此擬動態試驗對於位移反應較保守，而振動台試驗對於柱底剪力較保守；從本文之試驗結果來看，使用傳統擬動態之試驗方式會犧牲掉結構的動態反應，目前仍無法取代振動台試驗，未來若是採用即時擬動態之試驗方式，或許可以反應出橋梁結構在地震作用下的動態行為。

5. 在振動台的分析模型中，使用定磨擦係數與變磨擦係數兩種設定方式，對分析結果的影響不大；因此，在分析模型中採用定磨擦係數的設定方式，可以良好地預測橋面版的最大加速度與最大位移反應，對於橋梁結構在地震作用下的反應能作初步的評估，在判斷橋柱損壞與落橋等方面都能更有把握。

5.2 未來展望

1. 從整合型計畫一系列的試驗結果與本文所估算的磨擦係數值，可以發現皆高於規範所建議的橡膠支承墊磨擦係數值，未來可將支承墊放在符合橋梁實際施工情況的滑動界面來進行磨擦係數試驗，以檢討現行規範所建議的磨擦係數值是否偏不保守。

2. 從單跨橋梁之擬動態試驗與振動台試驗的結果可以發現，橋梁試體的週期在前後兩次試驗是不相同的，但試驗數據顯示橋柱的勁度並無改變；因此，造成週期延長的原因，可能與試驗技術以及施工品質有關，這部分還有待後續作進一步探究。

3. 在橋面版的位移反應模擬方面，會出現跟試驗結果不相符的永久位移，此部分仍有改進的空間；若是在分析模型中考慮速度與磨擦係數的關係，適當地設定靜態與動態磨擦係數值，或許在位移模擬方面會有更佳的分析結果。

4. 目前的量測設備仍無法提供足夠的資訊去判斷支承滑動的時機與支承開始滑動時的剪力變形量；在下一階段的橋梁試驗中，對於支承在試驗過程中的剪力變形量與滑動量，應規劃量測之方式，並研究支承發生滑動時之判斷準則。

5. 在本文中並未考慮垂直地震力對橋梁反應的影響，假如有考慮的話，則橋面版與支承就有可能在強震下發生分離，而因支承抬起所造成的磨擦力降低與防落長度增加等現象，有必要進行研究。

6. 有關含橡膠支承之直橋在地震下的行為已有初步之瞭解，針對國內含橡膠支承之斜橋，其在支承滑動後的反應目前的研究成果並不多，因此後續應進行含功能性支承的斜橋研究。

參考文獻

Computers and Structures, Inc. (2005), “CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, and SAFE” University of California at Berkeley, California, USA.

ISO 15113 (2005), “Rubber—Determination of frictional properties” , ISO.

James E. Roberts. (2005), “Caltrans structural control for bridges in high-seismic zones.” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.34, Issue4-5, pp.449-470.

M. Higashino, H. Hamaguchi, S. Minewaki and S. Aizawa (2003), “Basic Characteristics and Durability of Low-Friction Sliding Bearings for Base Isolation.” Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Vol.4, No.1, pp.95-105.

USGS. (2007), <http://earthquake.usgs.gov/regional/world/historical.php>

台灣省交通處公路局 (1985), “橋梁工程標準圖—重力式橋墩·懸臂式橋墩·剛架式橋墩”。

交通部 (1987), “公路橋梁設計規範”, 交通技術標準規範公路類公路工程, 交技 (76) 字第 01466 號, 幼獅文化事業公司。

台灣省交通處公路局 (1991), “橋梁工程標準圖—預力混凝土簡支梁橋 (PCI 型梁橋)”。

交通部 (1995), “公路橋梁耐震設計規範”, 交通技術標準規範公路類公

路工程部，交技（84）字第 000256 號，幼獅文化事業公司。

黃震興、張國鎮、蔡孟豪（1996），“隔震橡皮墊之設計與試驗研究”，研究報告 CSSE 84-03A，中華民國結構工程學會。

王孔君（1997），“即時擬動態試驗研究”，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文，蔡克銓教授、張順益博士指導。

張國鎮（1999），“九二一集集大地震全面勘災報告—橋梁震害報告—”，報告編號：NCREE-99-055，國家地震工程研究中心。

張國鎮、張荻薇、宋裕祺、劉光晏、蔡孟豪、林子剛（2001），“公路橋梁編碼及類神經網路橋梁震害預測系統簡介”，土木技術，第 37 期，第 82-94 頁。

中華顧問工程司（2002），“921 大地震橋梁震害分析與補強研究成果報告書”，中華顧問工程司。

張國鎮、鍾立來、黃世建、李有豐、黃震興、蔡克銓、張順賓（2002），“公路橋梁耐震評估及補強研究”，橋梁耐震評估補強工程技術，第 109-130 頁，台灣營建研究院。

交通部（2003），“公路橋梁耐震設計規範（草案）複審成果報告書”，財團法人中華顧問工程司。

郭拱源（2003），“由集集地震震害探討公路橋梁耐震補強策略”，國立台灣大學土木工程學研究所博士論文，張國鎮教授指導。

交通部（2004），“鐵路橋梁耐震設計規範修訂草案之研究”，報告編號：

2-0-93-05-02-1398，交通部高速鐵路工程局。

張國鎮、吳秉憲、劉光晏(2004)，“橋梁功能性支承系統參數之研究－橡膠支承墊力學行為與摩擦係數之測定”，報告編號：NCREE-04-027，國家地震工程研究中心。

陳皇嘉(2005)，“裝設橡膠支承墊於橋梁縮尺模型之試驗與分析”，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文，張國鎮教授指導。

廖垣銓(2006)，“裝設橡膠支承墊於縮尺雙跨橋梁模型之試驗與分析”，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文，張國鎮教授指導。

劉光晏(2006)，“橋梁功能性支承系統耐震性能設計與評估補強方法之研究”，國立台灣大學土木工程學研究所博士論文，張國鎮教授指導。

表 1.1 集集地震中支承損壞與下部結構損壞關係

支承 損壞程度	下部結構損傷程度(橋柱、橋台、基礎)					小計
	F (落橋)	A (嚴重)	B (中度)	C (輕微)	D (無)	
F (落橋)	7 (77.78%)	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	2 (22.22%)	9 (100%)
A (嚴重)	0 (0%)	2 (66.67%)	1 (33.33%)	0 (0%)	0 (0%)	3 (100%)
B (中度)	0 (0%)	0 (0%)	2 (50%)	1 (25%)	1 (25%)	4 (100%)
C (輕微)	0 (0%)	0 (0%)	8 (18.18%)	14 (31.82%)	22 (50%)	44 (100%)
D (無)	0 (0%)	0 (0%)	6 (0.58%)	60 (5.80%)	968 (93.62%)	1034 (100%)
總計	7 (0.64%)	2 (0.18%)	17 (1.55%)	75 (6.86%)	993 (90.77%)	1094 (100%)

表 1.2 集集地震中橋址 PGA 超過 400gal 之橋梁支承與下部結構損壞關係

支承損壞 程度	下部結構 損壞程度	數量(座)	說明
C	D	7 (12.96%)	支承損壞程度高於下部結構
C~D	B~C	37(68.52%)	下部結構損壞程度高於支承
F	F	10 (18.52%)	支承與下部結構同樣嚴重
F：落橋，A：嚴重損壞，B：中度損壞，C：輕度損壞，D：無損壞			

表 2.1 Lindley 理論—橡膠硬度與彈性常數之關係表

橡膠硬度 IRHD±2	彈性模數 E (N/cm ²)	剪力模數 G (N/cm ²)	修正因子 k
30	92	30	0.93
35	118	37	0.89
40	150	45	0.85
45	180	54	0.80
50	220	64	0.73
55	325	81	0.64
60	445	106	0.57
65	585	137	0.54
70	735	173	0.53
75	940	222	0.52

表 2.2 民國 84 年公路橋梁耐震設計規範建議之活動支承磨擦係數

支承類型	滾承 搖動支承	TFE 板支承	滑板支承	鑄鋼線支承	合成橡膠 支承墊
磨擦係數	0.05	0.10	0.15	0.25	0.15

表 3.1 縮尺參數表

參數	模型/原型
長度 L	λ_L
慣性矩 I	λ_L^4
頻率 n	$\frac{1}{\sqrt{\lambda_L}}$
時間 T	$\sqrt{\lambda_L}$
密度 ρ ，應力 σ ，應變 ε ，彈性模數 E，加速度 A	1
面積 A，質量 M，力量 F	λ_L^2

表 3.2 橋梁原型和縮尺模型的尺寸關係

	Prototype	Model(理論值)
跨度(m)	30	4.4 (4)
橋面淨寬(m)	9	1.75 (1.2)
橋柱高(m)	11	1.47 (1.47)
帽梁斷面(m×m)	8.5×2	1.13×0.27 (1.13×0.27)
上部結構總重(tonf)	516	10.365 (9.173)
下部結構總重(tonf)	289.78	0.667 (5.15)

表 3.3 擬動態試驗測試項目

測試項目	歷時間隔(sec)	歷時長度(sec)	PGA (gal)
EL200 RB w/o Bar	0.005	15	196
EL500 RB w/o Bar	0.005	15	509
EL700 PTFE w/o Bar	0.005	15	746
EL700 PTFE w/ Bar	0.005	15	696

表 3.4 在兩種試驗方式下柱底最大應變之比較

試驗組別	EL200 RB	EL500 RB	EL700 PTFE		EL700 PTFE	
	w/o Bar	w/o Bar	w/o Bar		w/ Bar	
支承類型	RB	RB	RB	PTFE	RB	PTFE
擬動態試驗 最大應變(μ)	182	348	406	299	307	825
振動台試驗 最大應變(μ)	279	652	724	524	671	517
支承類型為 RB 代表橋柱帽梁上放置的是 RB 支承墊， PTFE 代表橋柱帽梁上放置的是 PTFE 支承墊。						

表 3.5 在兩種試驗方式下柱底最大剪力之比較

試驗組別	EL200 RB	EL500 RB	EL700 PTFE		EL700 PTFE	
	w/o Bar	w/o Bar	w/o Bar		w/ Bar	
支承類型	RB	RB	RB	PTFE	RB	PTFE
擬動態試驗 最大剪力(kN)	7.6	14.5	16.9	12.5	12.8	34.4
振動台試驗 最大剪力(kN)	11.6	27.2	30.2	21.9	28.0	21.6
支承類型為 RB 代表橋柱帽梁上放置的是 RB 支承墊， PTFE 代表橋柱帽梁上放置的是 PTFE 支承墊。						

表 3.6 橋梁分析模型中所設定之參數

試驗組別	EL200 RB	EL500 RB	EL700 PTFE		EL700 PTFE	
	w/o Bar	w/o Bar	w/o Bar		w/ Bar	
比較的試驗 類型*			Pseudo Dynamic	Shaking Table	Pseudo Dynamic	Shaking Table
支承水平勁度 (kN/mm)	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72
RB 支承墊 磨擦係數	0.4**	0.4**	0.2	0.2 → 0.4***	0.2	0.2 → 0.4***
PTFE 支承墊 磨擦係數	—	—	0.15	0.125 → 0.25***	0.15	0.125 → 0.25***
Rate	0	0	0	0.1	0	0.1
混凝土楊氏係 數的折減率	—	—	0.5	—	0.5	—
<p>*：在 EL700 PTFE w/o Bar 與 EL700 PTFE w/ Bar 這兩組中，分別和擬動態試驗與振動台試驗的結果相比，而兩種試驗的分析模型在參數設定上是不相同的，所以必須分開討論。</p> <p>**：在 EL200 RB w/o Bar 與 EL500 RB w/o Bar 這兩組中，因為支承不會發生滑動的現象，所以磨擦係數的設定並不影響分析結果。</p> <p>***：第一個磨擦係數值代表靜態磨擦係數，第二個磨擦係數值代表動態磨擦係數。</p>						

表 4.1 橋梁原型和縮尺模型的尺寸關係

	Prototype	Model(理論值)
跨度(m)	20	2.5 (2.67)
橋面淨寬(m)	12	2.4 (1.6)
橋柱高(m)	7.1	0.94 (0.947)
帽梁深(m)	1.8	0.24 (0.24)
上部結構總重(tonf)	939	23.32 (16.69)
下部結構總重(tonf)	480.66	1.67 (8.545)

表 4.2 地震歷時規劃表

地震歷時	EL Centro	KOBE	TCU068
X 向輸入最小 PGA (gal)	100	100	100
X 向輸入最大 PGA (gal)	700	600	700
X 向每次增量 PGA (gal)	100	100	100
Y 向輸入最小 PGA (gal)	50	50	50
Y 向輸入最大 PGA (gal)	300	300	200
Y 向每次增量 PGA (gal)	50	50	50

表 4.3 六組試驗組別之支承磨擦係數

地震歷時	RB 支承墊 磨擦係數	PTFE 支承墊 磨擦係數
EL Centro X 向 RB 組	0.45	—
EL Centro X 向 PTFE 組	0.35	0.3
KOBE X 向 RB 組	0.35	—
KOBE X 向 PTFE 組	0.3	0.3
TCU068 X 向 RB 組	0.35	—
TCU068 X 向 PTFE 組	0.3	0.2

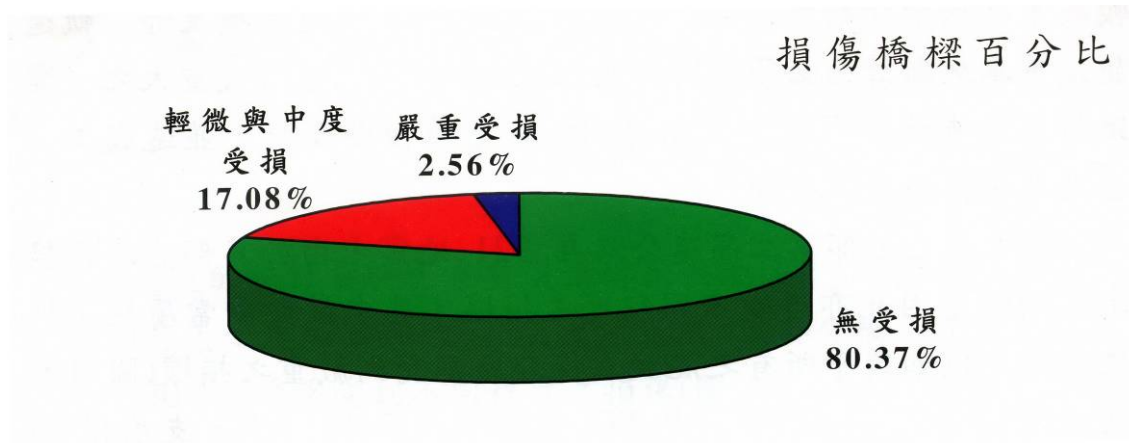


圖 1.1 損傷橋梁百分比 [張國鎮，1999]

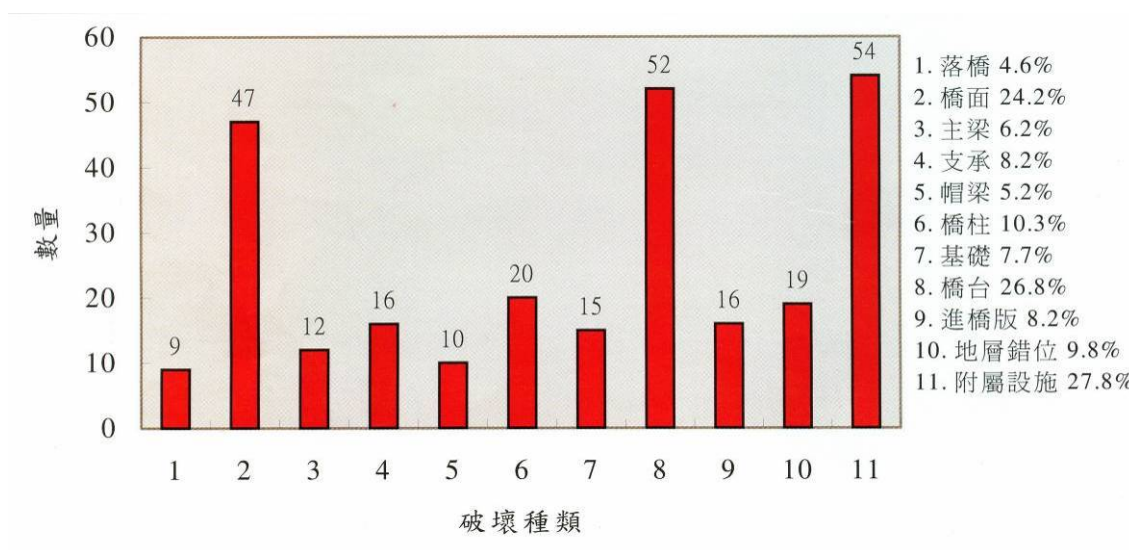


圖 1.2 橋梁破壞種類比例圖 [張國鎮，1999]

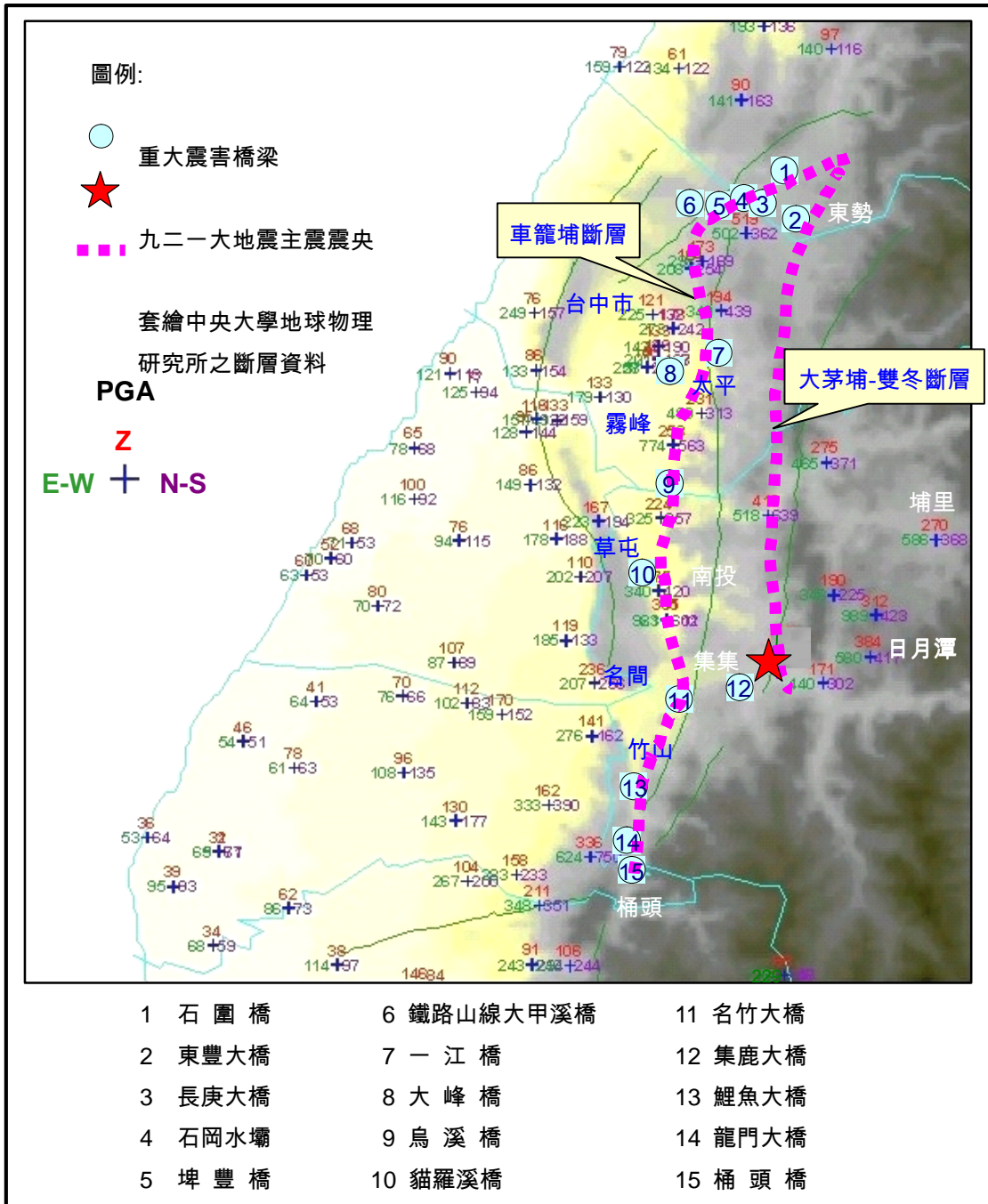


圖 1.3 集集地震震害橋梁與地表加速度之關係 [中華顧問工程司，2002]

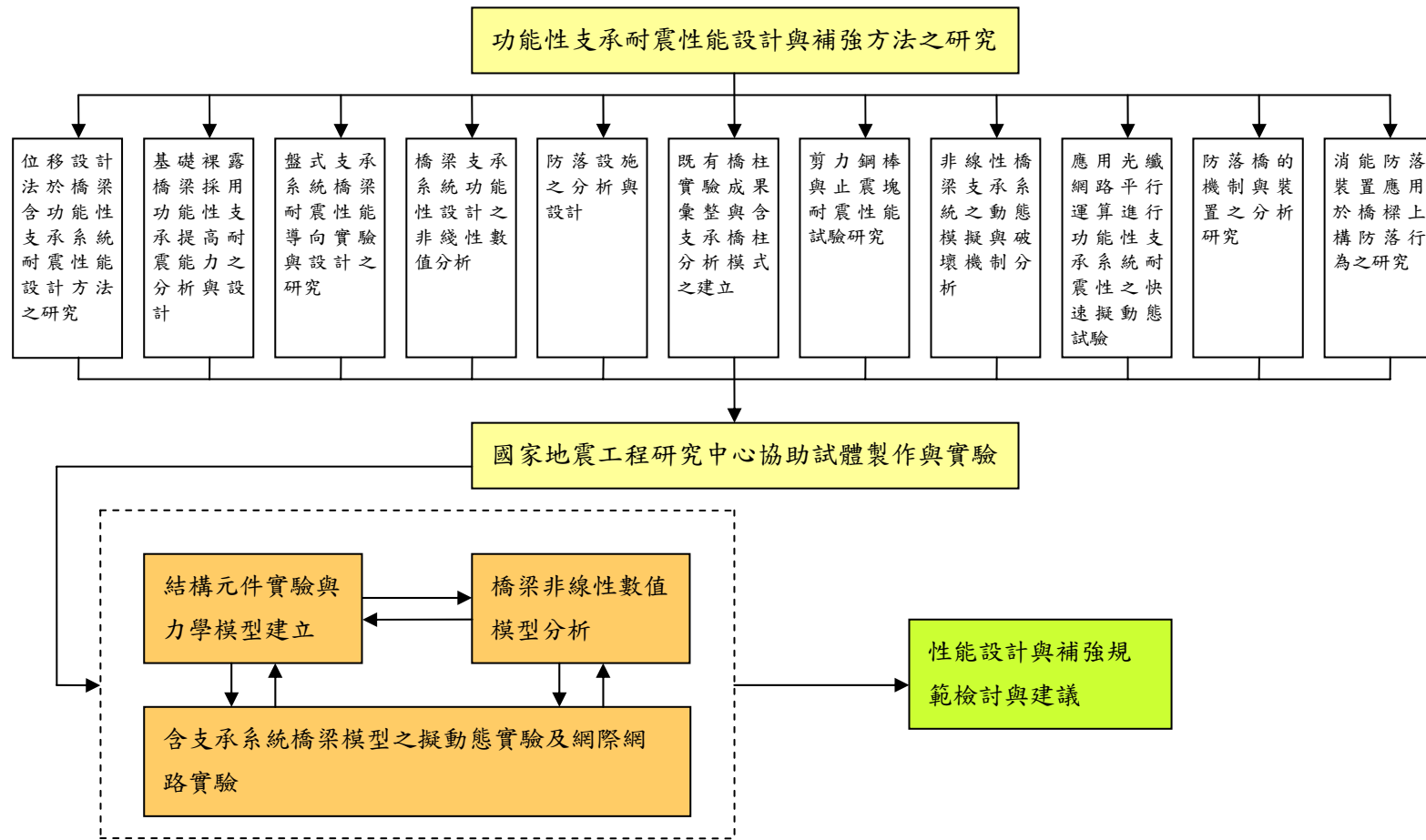


圖 1.4 橋梁功能性支承系統耐震性能設計與補強方法之研究

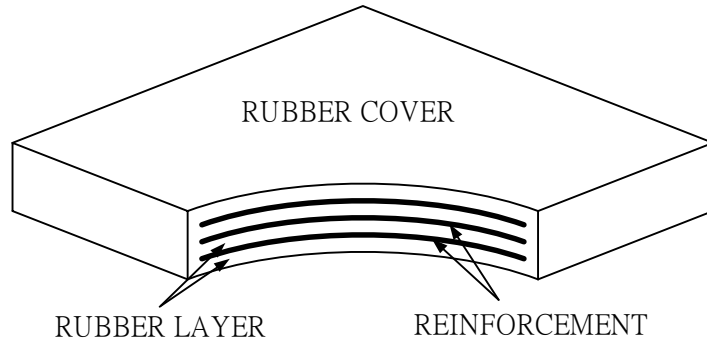


圖 2.1 合成橡膠支承墊示意圖

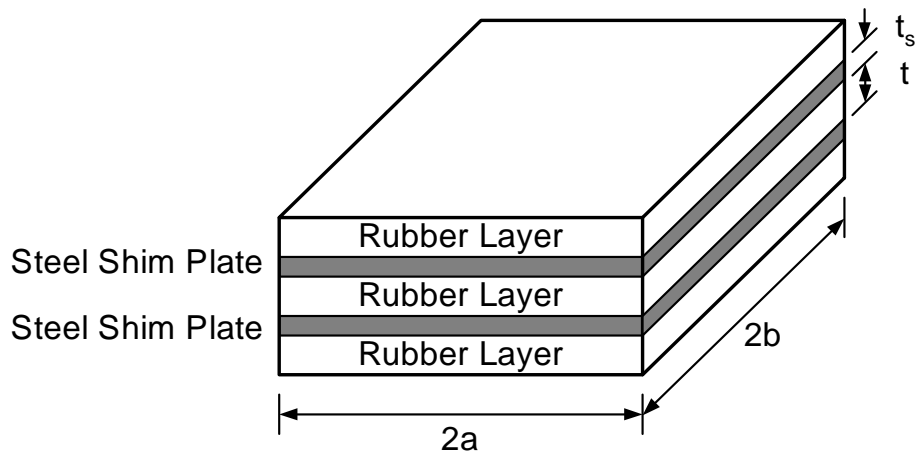


圖 2.2 橡膠支承墊平面尺寸示意圖

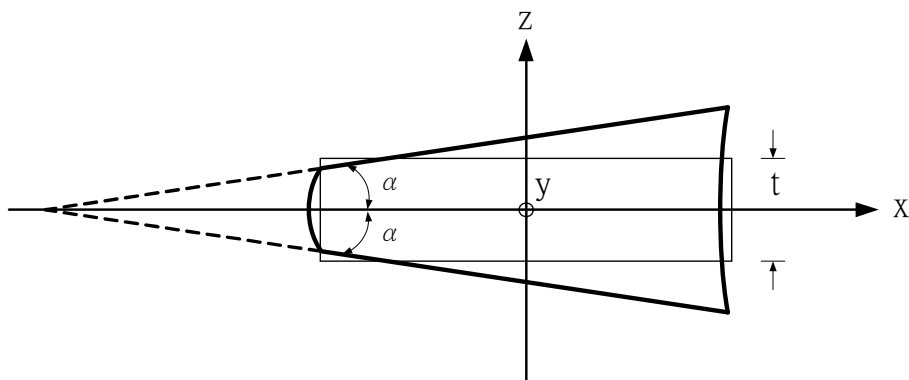


圖 2.3 橡膠支承墊端部旋轉示意圖

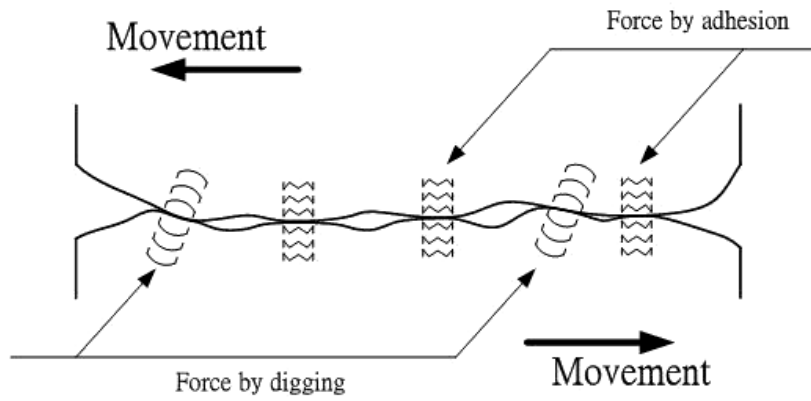


圖 2.4 磨擦機制模型 [Bowden, F.P. and Tabor, D. , 1954]

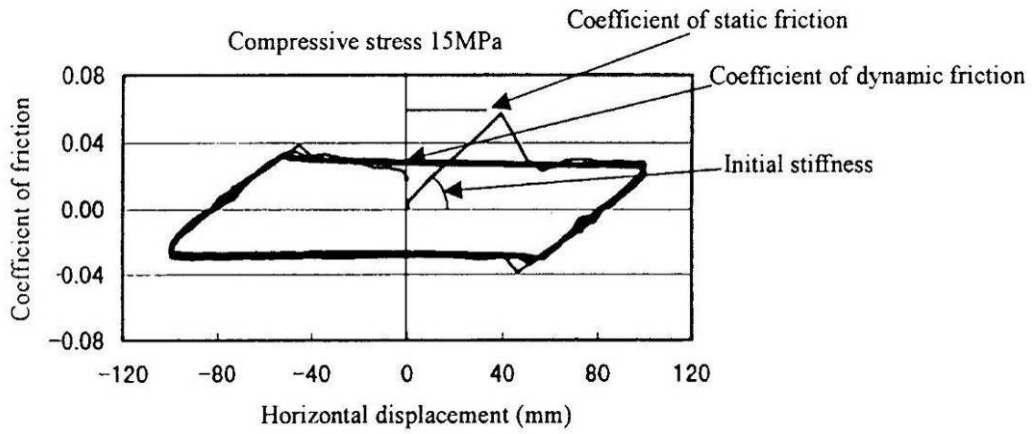


圖 2.5 滑動隔震支承典型遲滯迴圈 [M. Higashino et al , 2003]

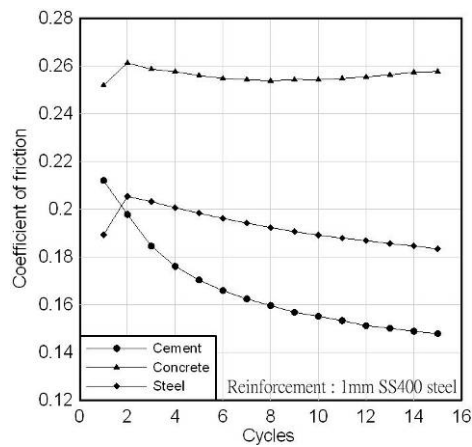


圖 2.6 不同磨擦界面對於磨擦係數的影響 [張國鎮等 , 2004]

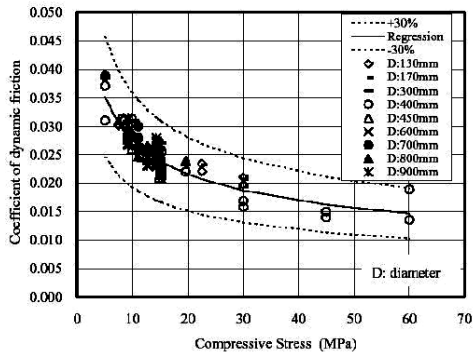


圖 2.7(a) 動磨擦係數與壓應力的關係

[M. Higashino et al , 2003]

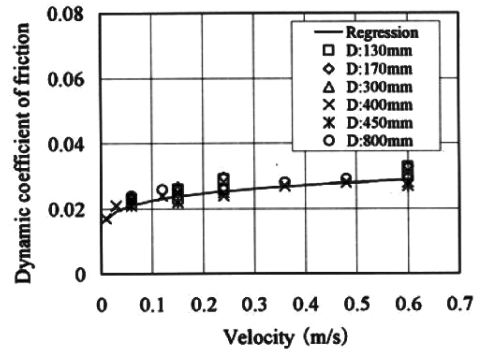


圖 2.7(b) 動磨擦係數與速度的關係

[M. Higashino et al , 2003]

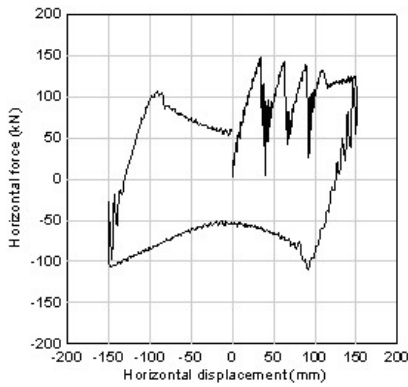


圖 2.8(a) 在第 1 循環之磨擦遲滯迴圈

[張國鎮等，2004]

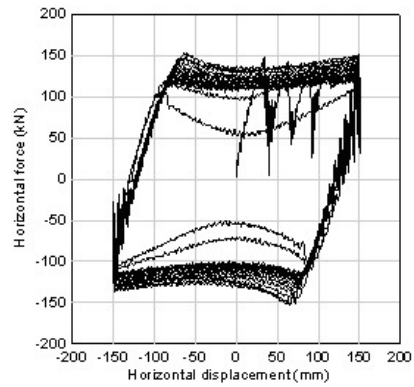


圖 2.8(b) 在第 15 循環之磨擦遲滯迴圈

[張國鎮等，2004]

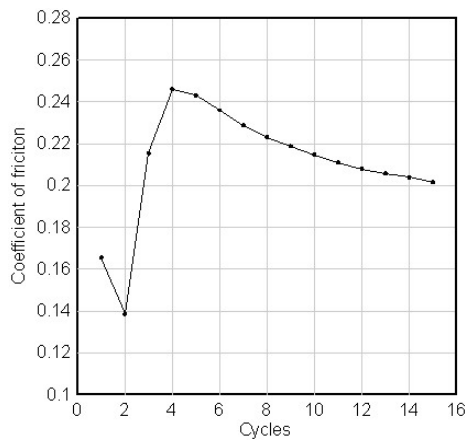


圖 2.9 磨擦係數與試驗循環數之關係 [張國鎮等，2004]

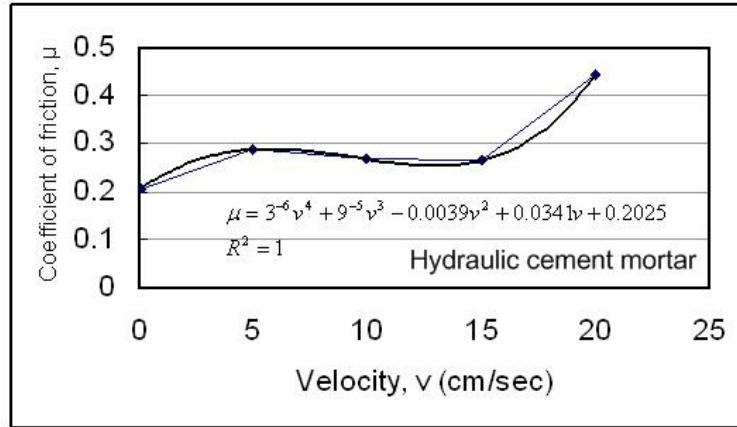


圖 2.10(a) 在無收縮水泥砂漿面上，初始循環最大磨擦係數與速度之關係

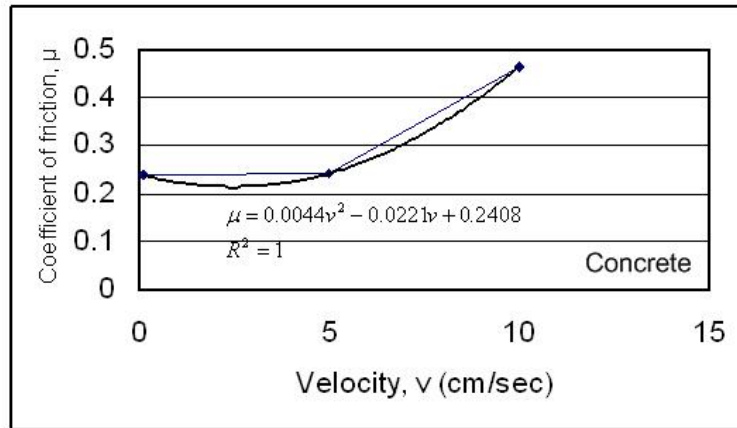


圖 2.10(b) 在混凝土界面上，初始循環最大磨擦係數與速度之關係

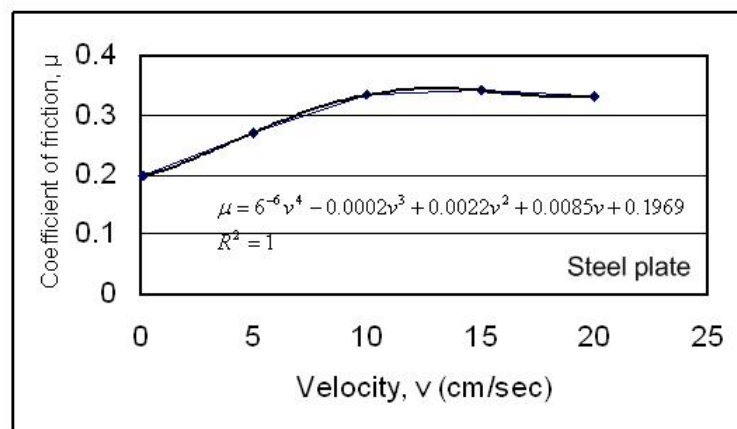


圖 2.10(c) 在鋼板界面上，初始循環最大磨擦係數與速度之關係

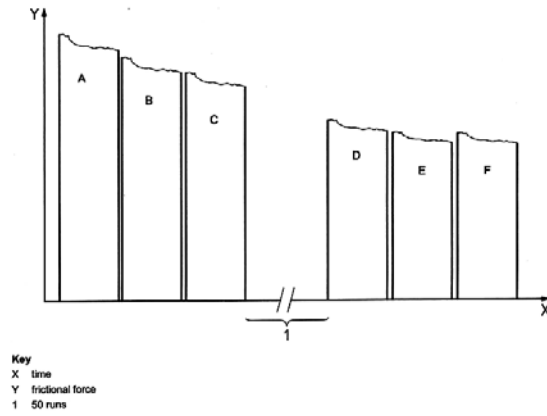


圖 2.11 橡膠磨擦試驗典型的磨擦力軌跡圖 [ISO 15113, 2005]

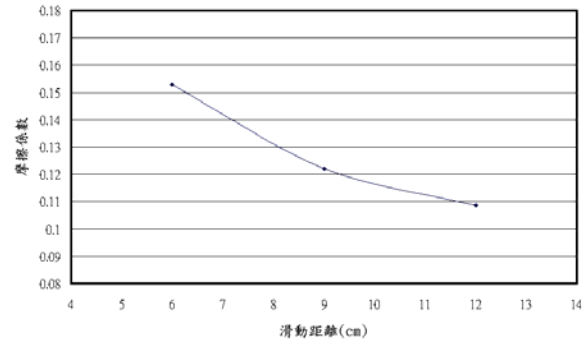
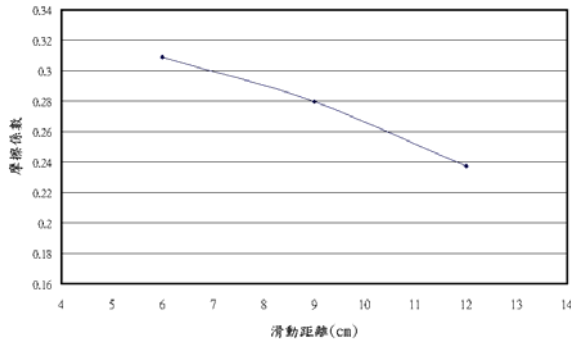


圖 2.12(a) RB 支承墊磨擦係數與滑動

圖 2.12(b) PTFE 支承墊磨擦係數與滑

距離之關係

動距離之關係

[陳皇嘉, 2005]

[陳皇嘉, 2005]

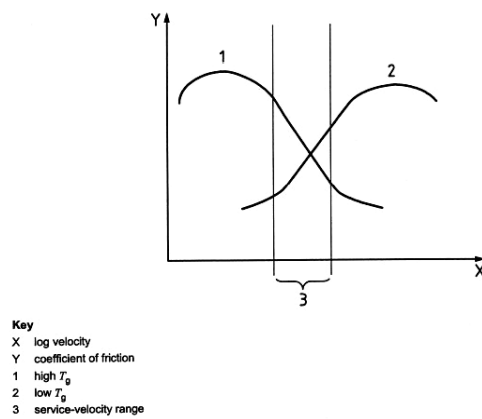


圖 2.13 玻璃轉變溫度對磨擦曲線的影響圖 [ISO 15113, 2005]

DT2801/5716A
A/D,D/A card

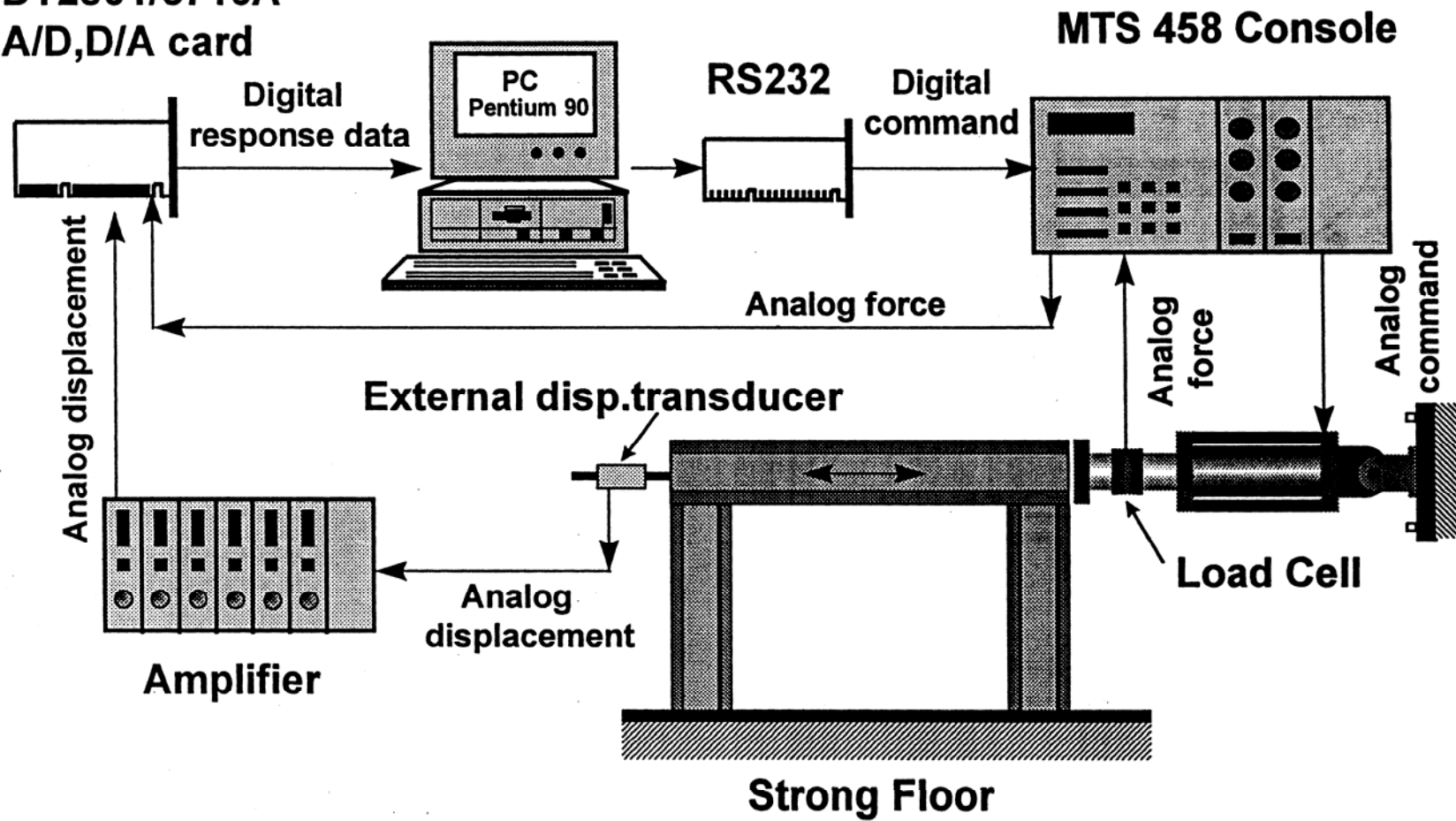


圖 3.1 擬動態試驗流程圖 [王孔君，1997]

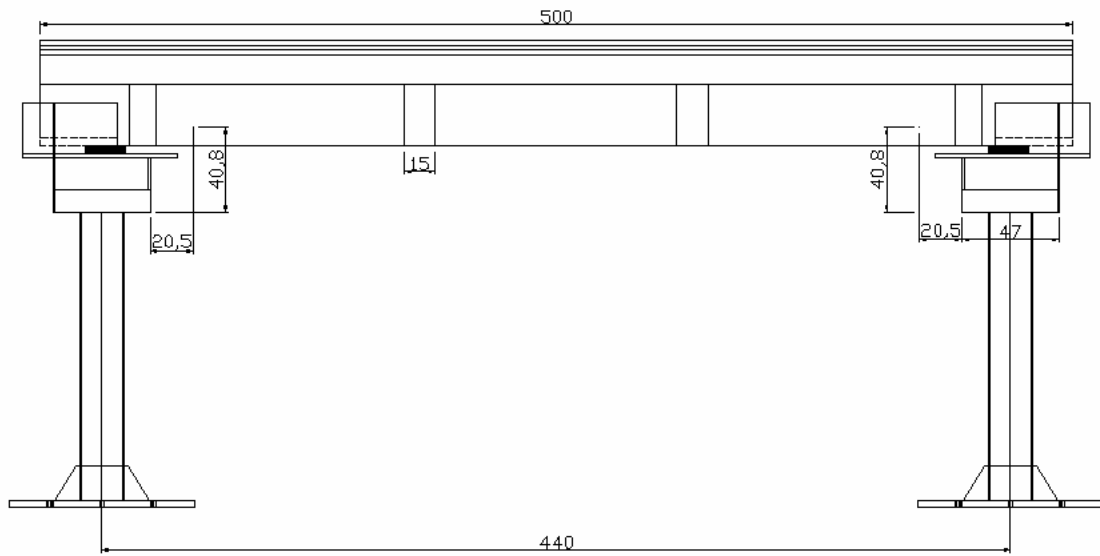


圖 3.2 縮尺橋梁試體之正視圖 [陳皇嘉，2005]

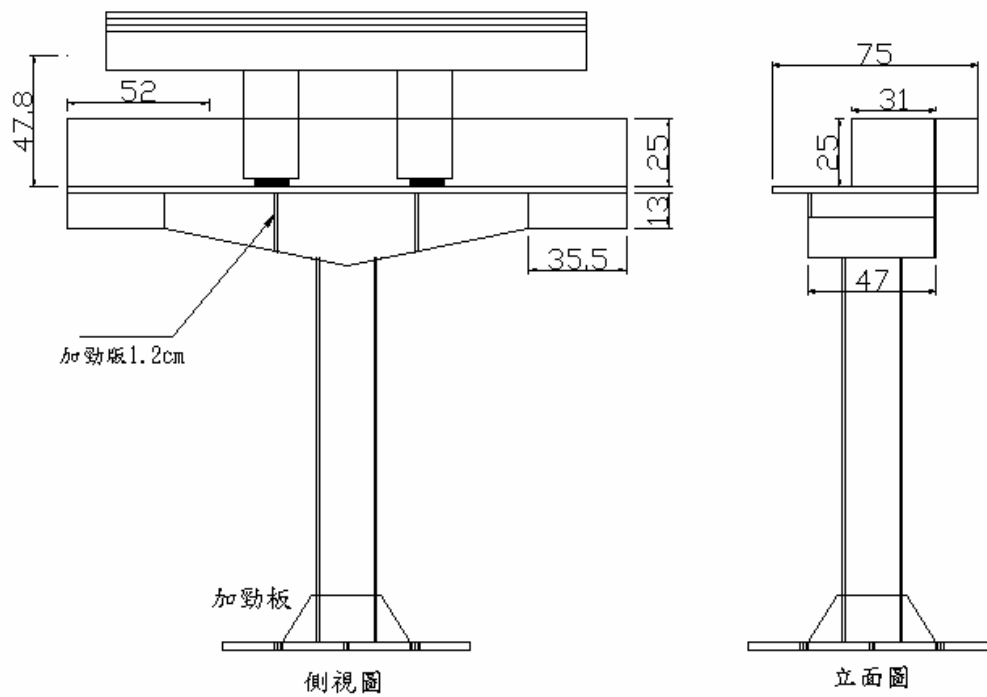


圖 3.3 縮尺橋梁試體之側視圖 [陳皇嘉，2005]

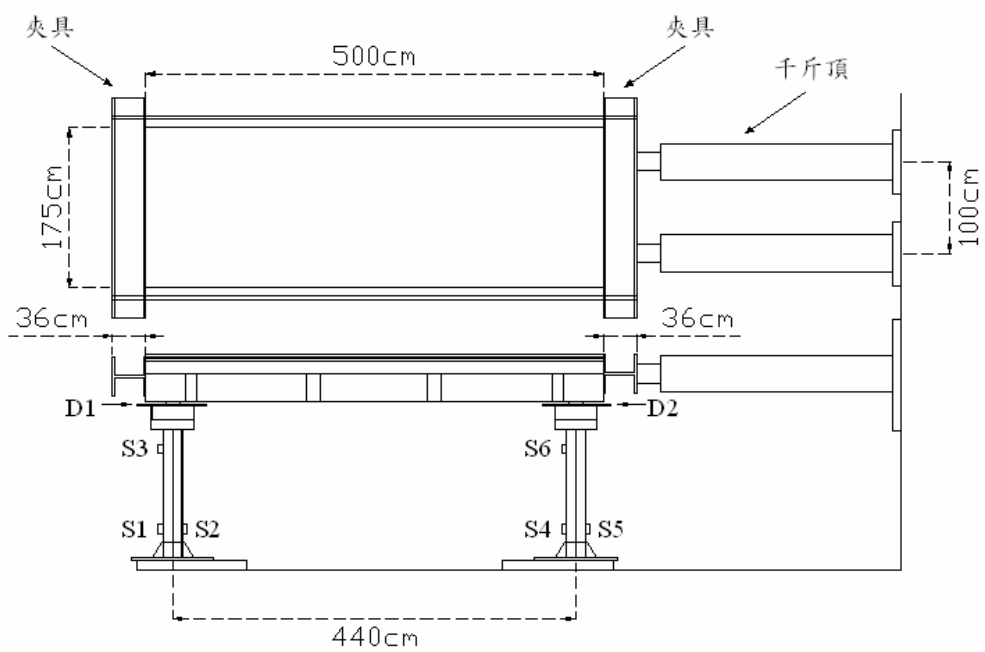


圖 3.4 擬動態試驗裝置與量測儀器配置圖

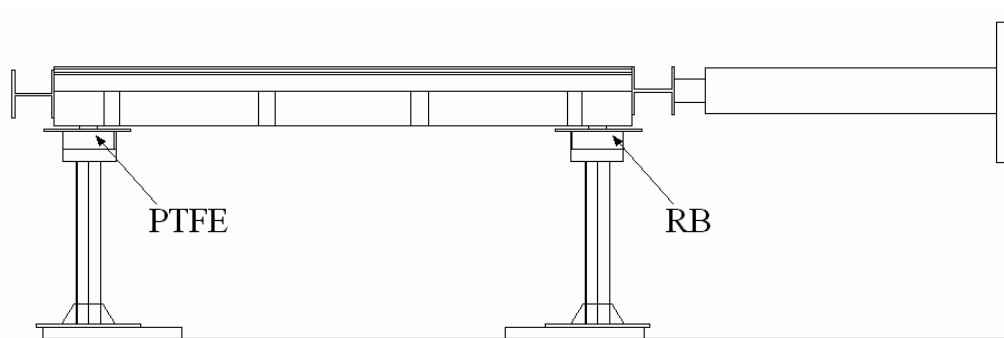


圖 3.5 EL700 PTFE w/o Bar 配置圖

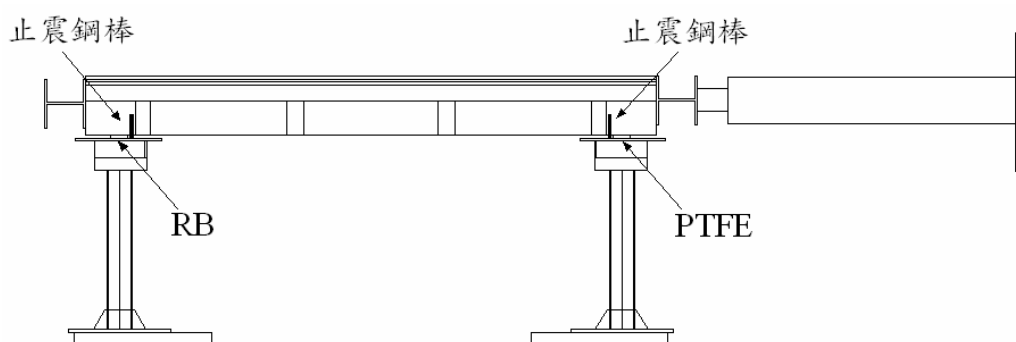


圖 3.6 EL700 PTFE w/ Bar 配置圖

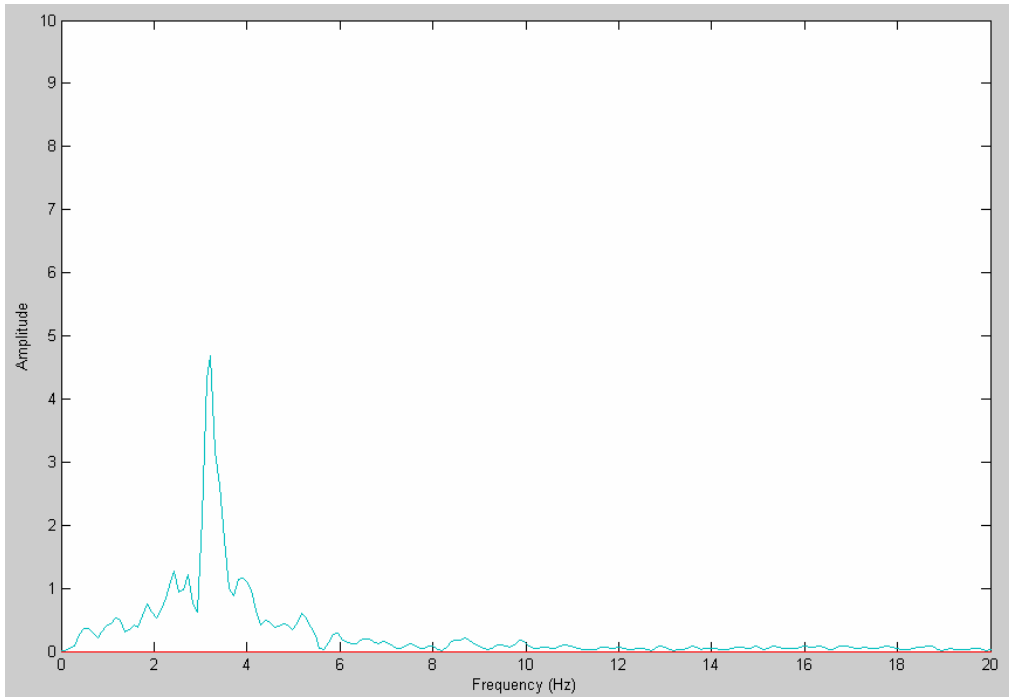


圖 3.7(a) 振動台試驗識別結果 [陳皇嘉，2005]

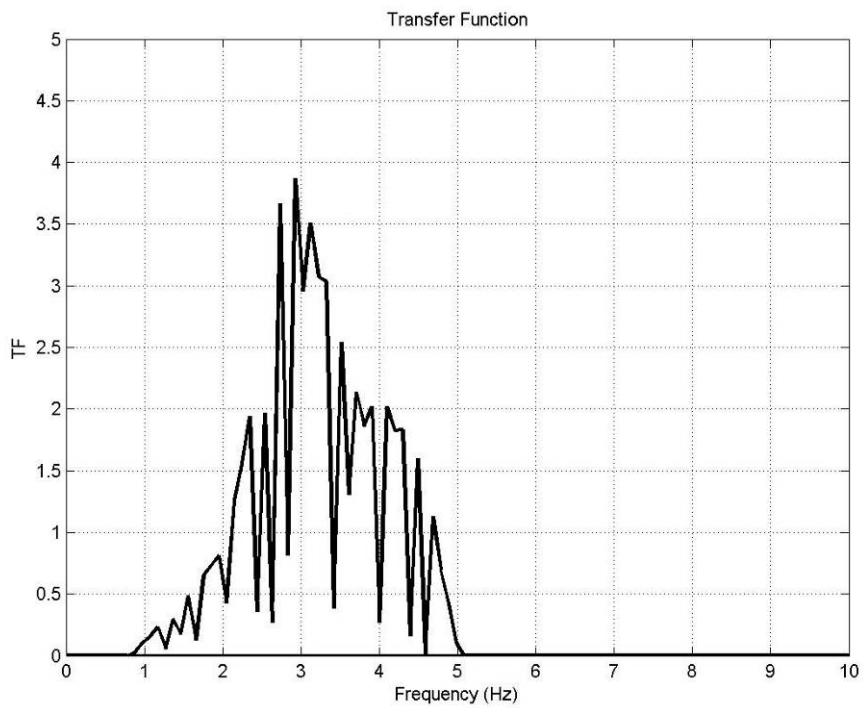


圖 3.7(b) 擬動態試驗識別結果

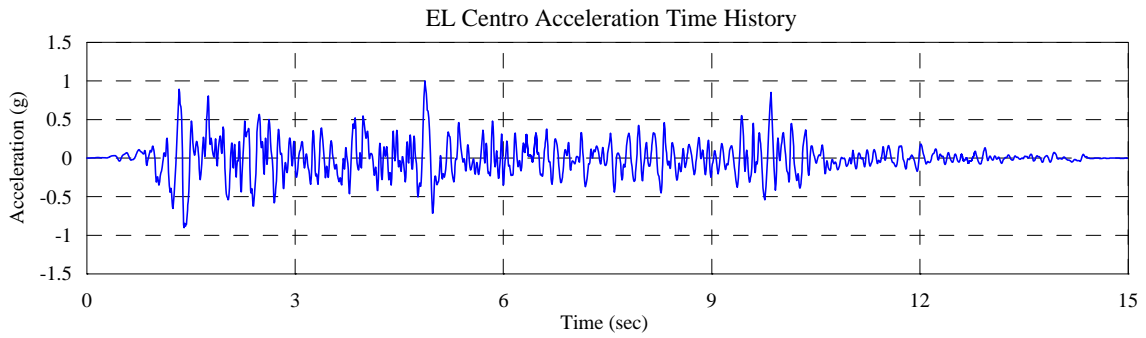


圖 3.8(a) EL Centro 加速度歷時 (正規化至 1g)

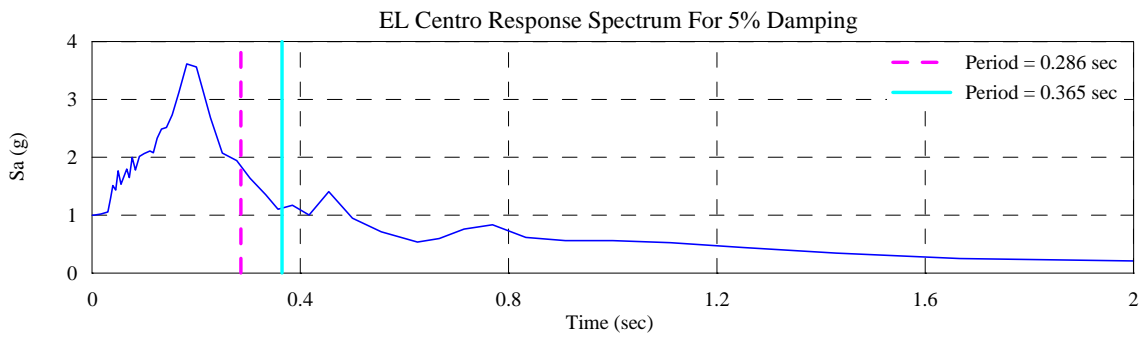


圖 3.8(b) EL Centro 加速度反應譜

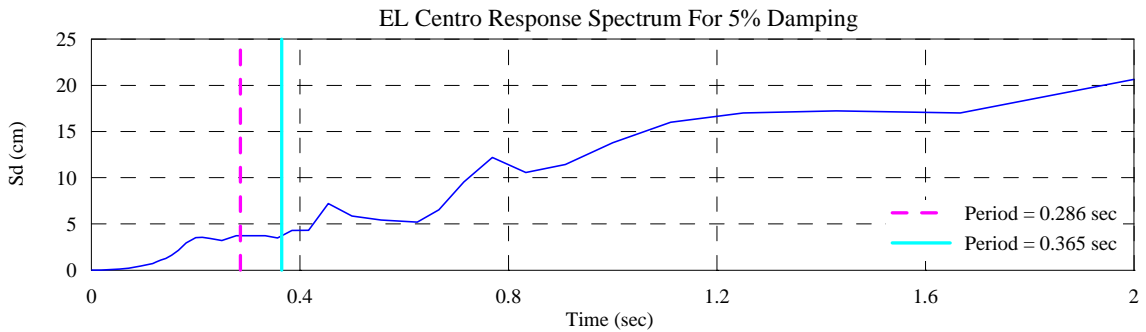


圖 3.8(c) EL Centro 位移反應譜

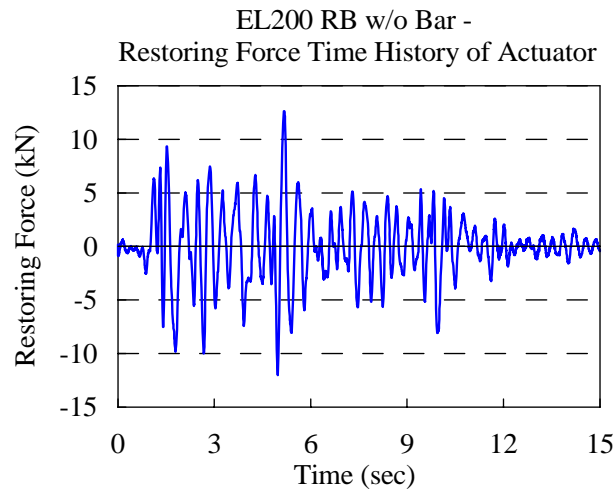
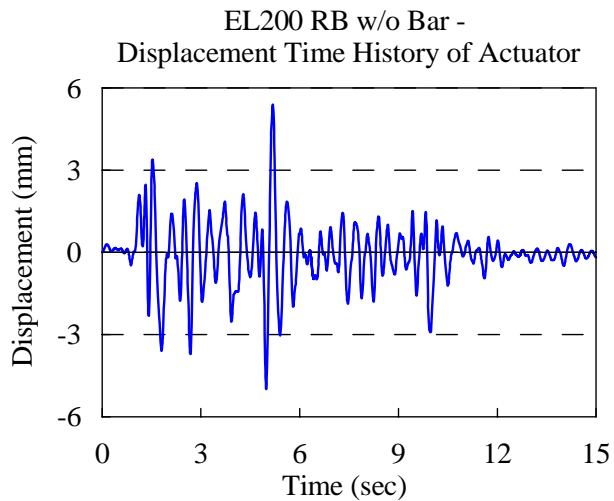


圖 3.9(a) EL200 RB w/o Bar 之千斤頂

圖 3.9(b) EL200 RB w/o Bar 之千斤頂

位移歷時圖

回復力歷時圖

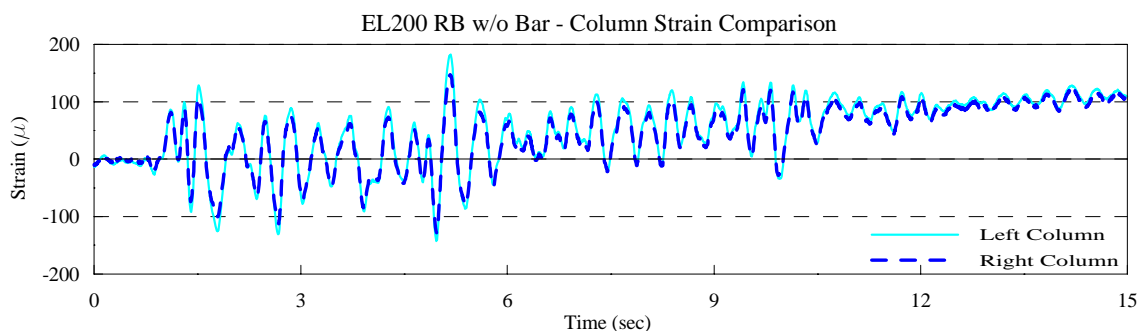


圖 3.9(c) EL200 RB w/o Bar 之柱底應變歷時圖

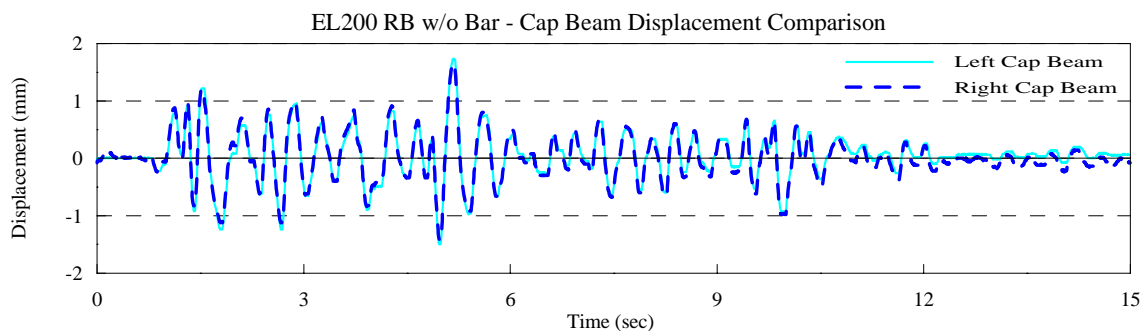


圖 3.9(d) EL200 RB w/o Bar 之柱頂位移歷時圖

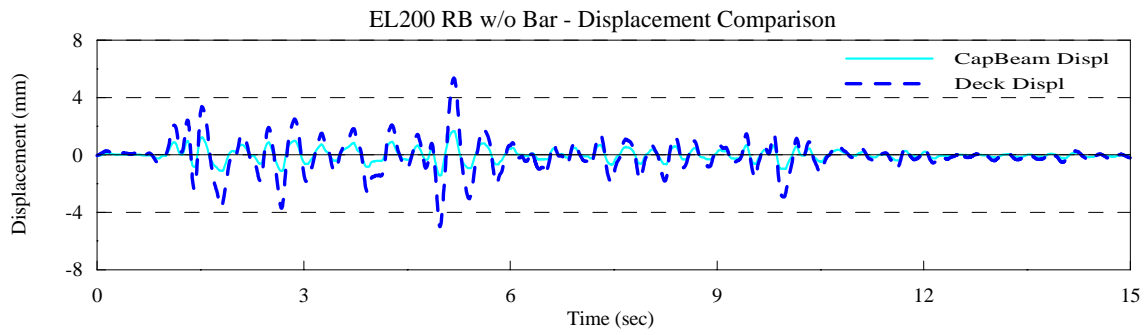


圖 3.9(e) EL200 RB w/o Bar 之橋面版與柱頂位移歷時比較圖

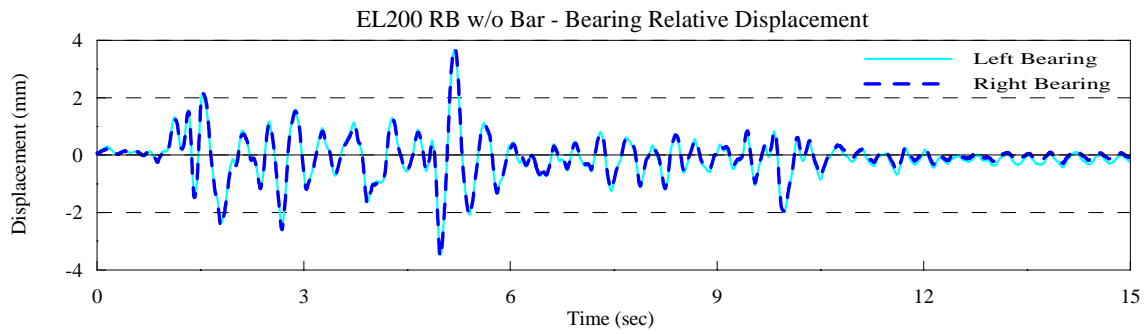


圖 3.9(f) EL200 RB w/o Bar 之支承相對位移歷時圖

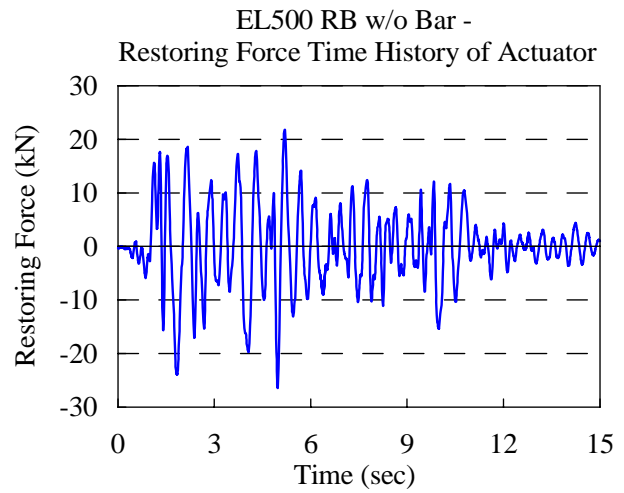
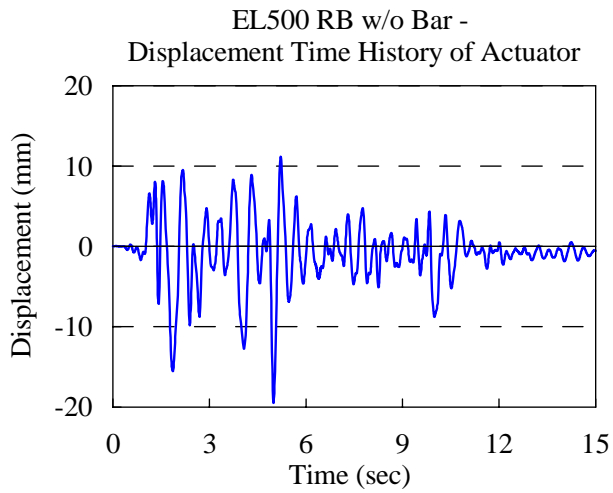


圖 3.10(a) EL500 RB w/o Bar 之千斤頂 圖 3.10(b) EL500 RB w/o Bar 之千斤頂

位移歷時圖

回復力歷時圖

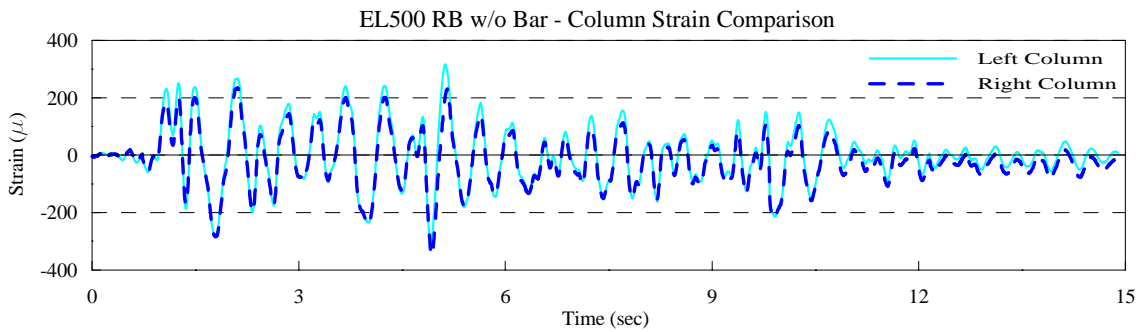


圖 3.10(c) EL500 RB w/o Bar 之柱底應變歷時圖

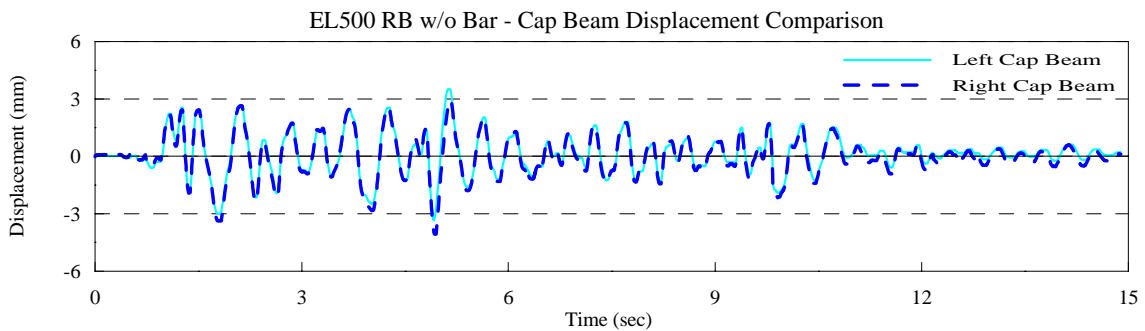


圖 3.10(d) EL500 RB w/o Bar 之柱頂位移歷時圖

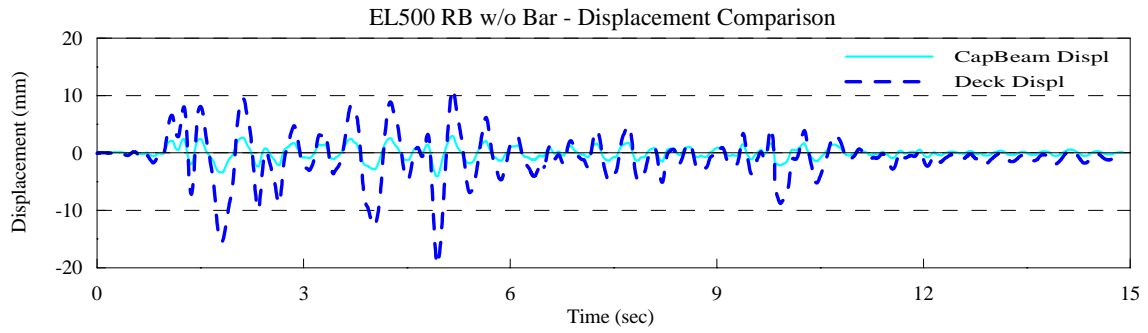


圖 3.10(e) EL500 RB w/o Bar 之橋面版與柱頂位移歷時比較圖

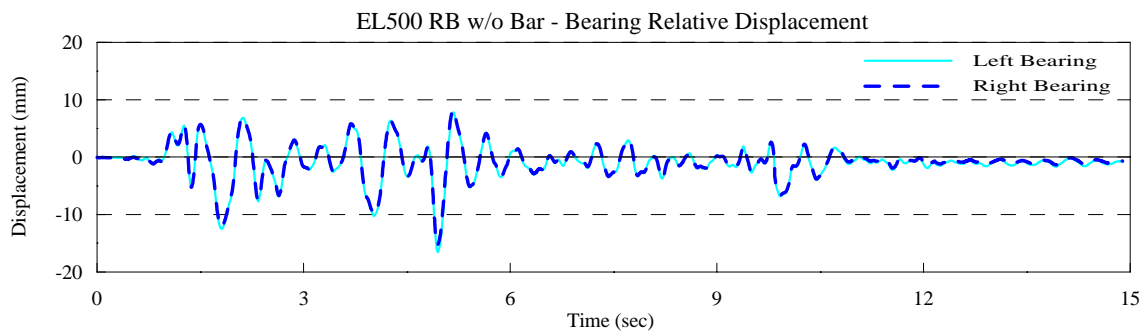


圖 3.10(f) EL500 RB w/o Bar 之支承相對位移歷時圖

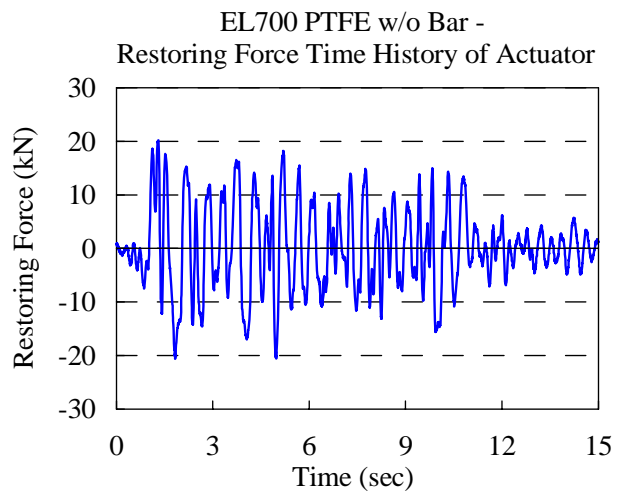
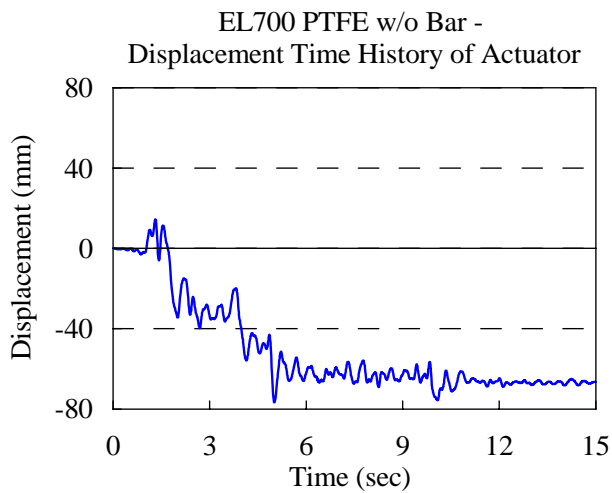


圖 3.11(a) EL700 PTFE w/o Bar 之千

圖 3.11(b) EL700 PTFE w/o Bar 之千斤

斤頂位移歷時圖

頂回復力歷時圖

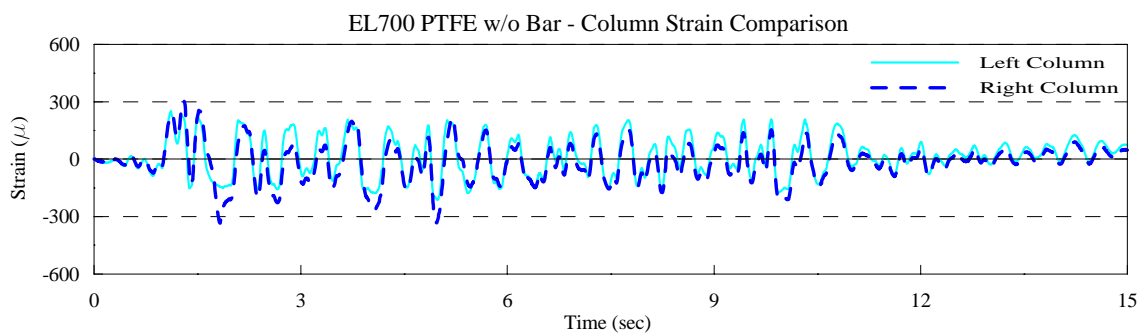


圖 3.11(c) EL700 PTFE w/o Bar 之柱底應變歷時圖

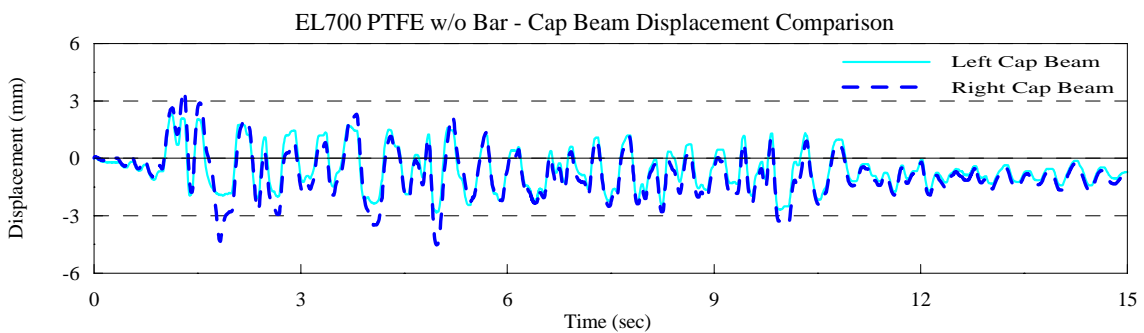


圖 3.11(d) EL700 PTFE w/o Bar 之柱頂位移歷時圖

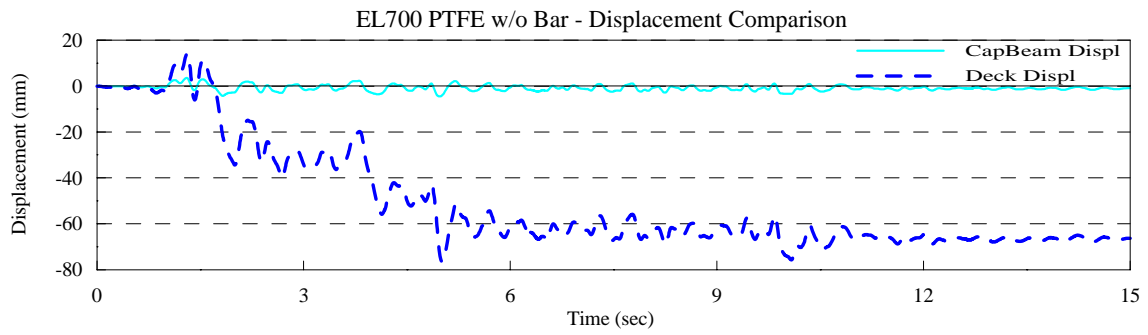


圖 3.11(e) EL700 PTFE w/o Bar 之橋面版與柱頂位移歷時比較圖

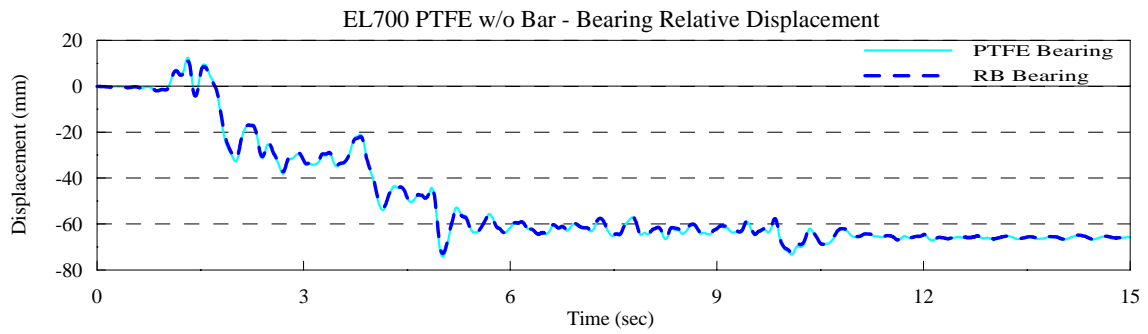


圖 3.11(f) EL700 PTFE w/o Bar 之支承相對位移歷時圖

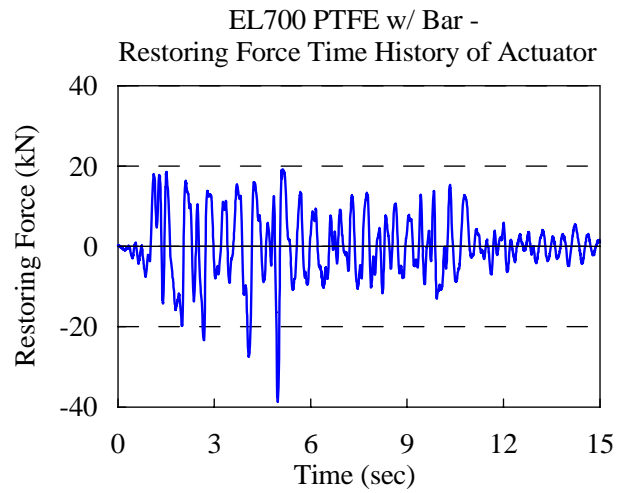
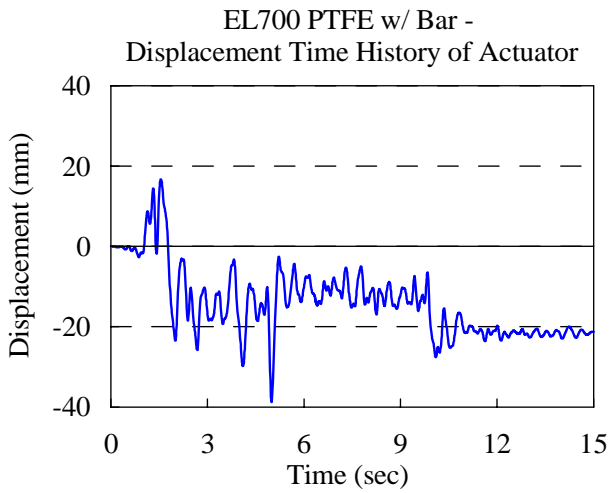


圖 3.12(a) EL700 PTFE w/ Bar 之千斤

圖 3.12(b) EL700 PTFE w/ Bar 之千斤

頂位移歷時圖

頂回復力歷時圖

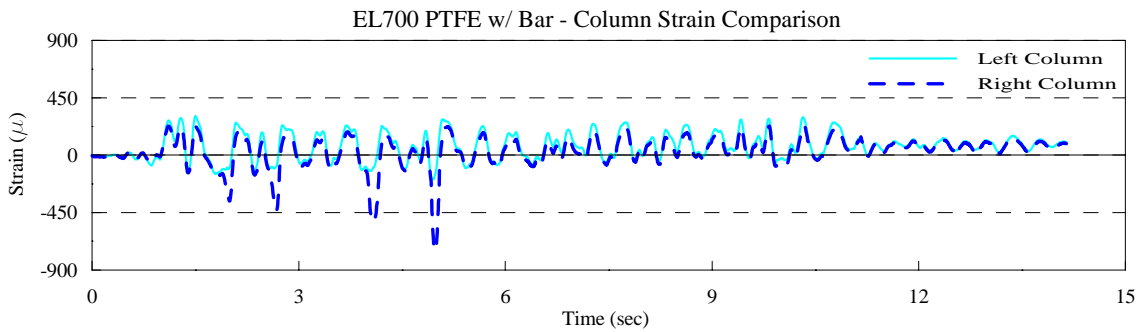


圖 3.12(c) EL700 PTFE w/ Bar 之柱底應變歷時圖

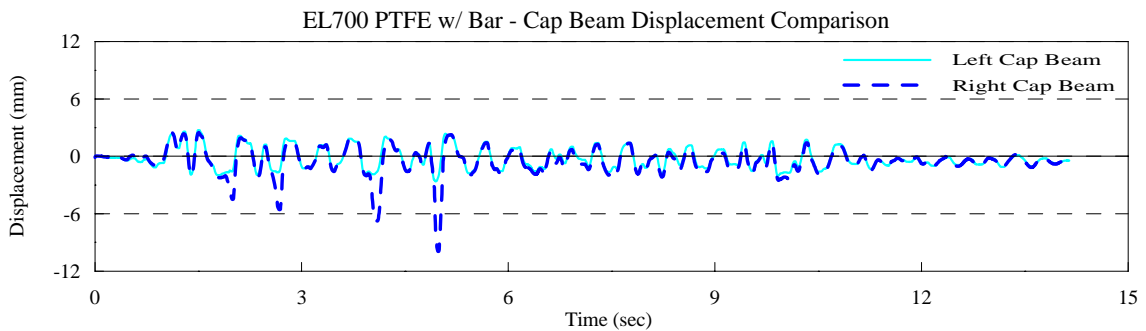


圖 3.12(d) EL700 PTFE w/ Bar 之柱頂位移歷時圖

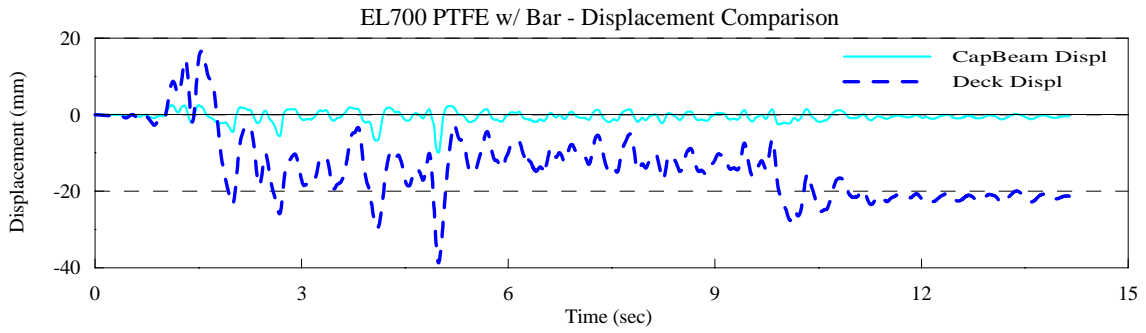


圖 3.12(e) EL700 PTFE w/ Bar 之橋面版與柱頂位移歷時比較圖

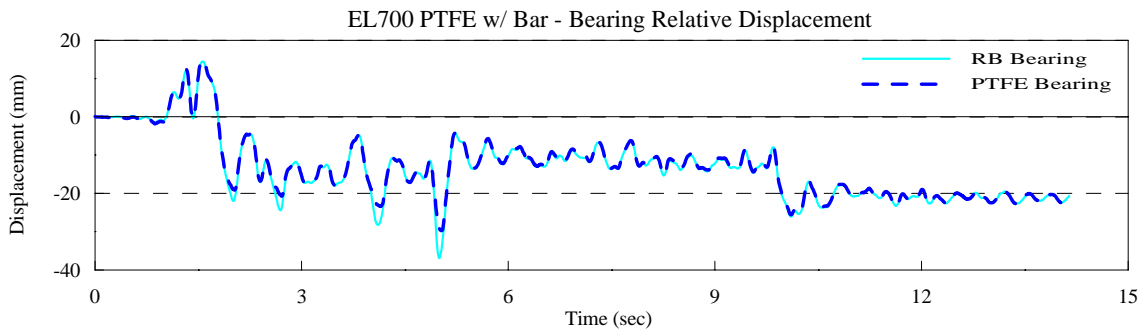


圖 3.12(f) EL700 PTFE w/ Bar 之支承相對位移歷時圖

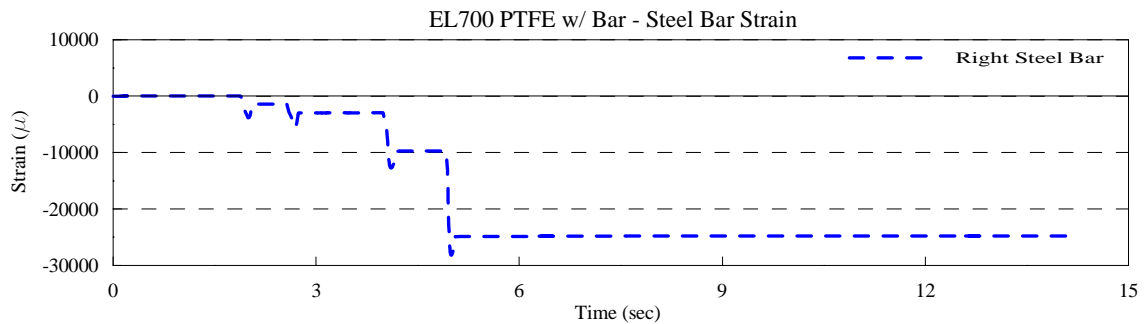


圖 3.12(g) EL700 PTFE w/ Bar 之止震鋼棒應變歷時圖

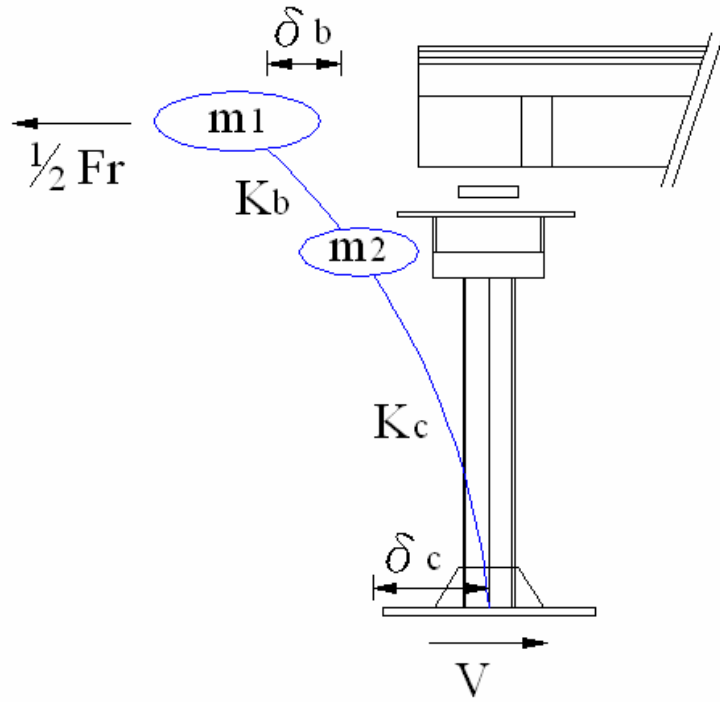


圖 3.13 擬動態試驗之力量傳遞路徑

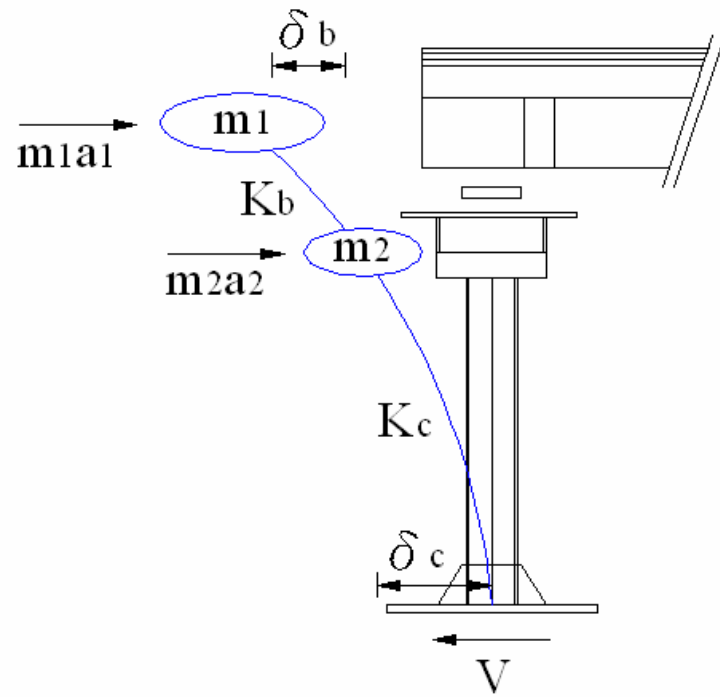


圖 3.14 振動台試驗之力量傳遞路徑

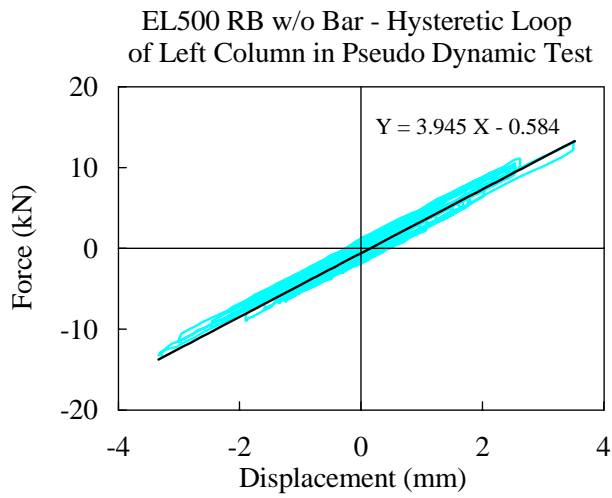


圖 3.15(a) EL500 RB w/o Bar 在擬動

態試驗中之左側橋柱遲滯迴圈

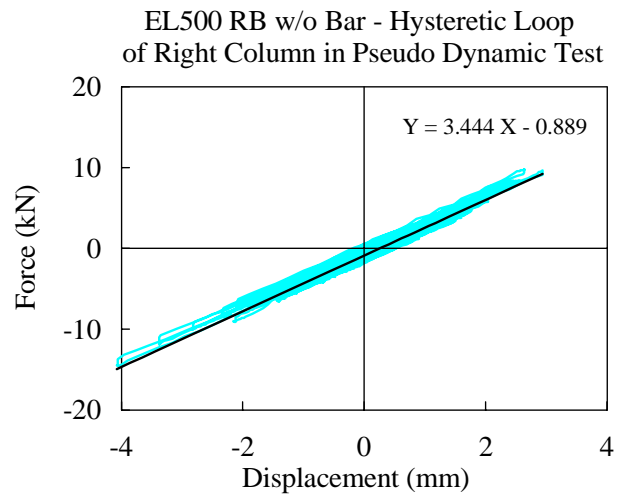


圖 3.15(b) EL500 RB w/o Bar 在擬動

態試驗中之右側橋柱遲滯迴圈

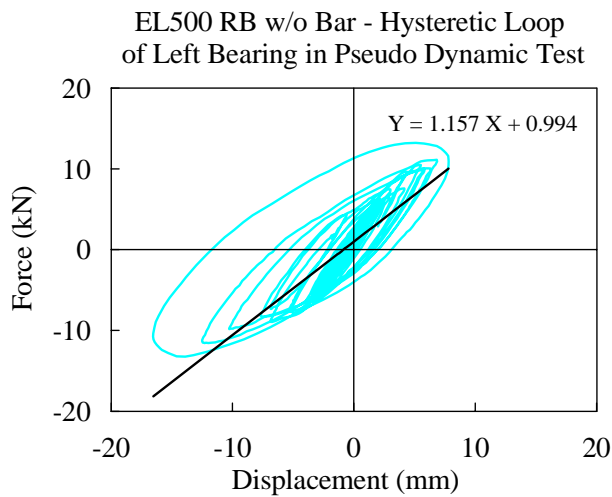


圖 3.15(c) EL500 RB w/o Bar 在擬動

態試驗中之左側支承遲滯迴圈

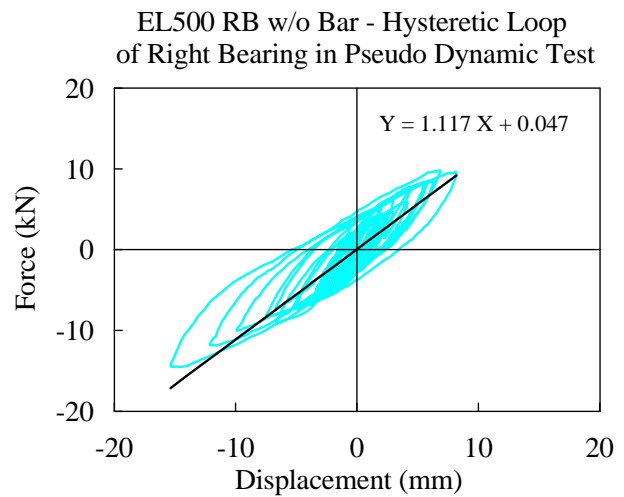


圖 3.15(d) EL500 RB w/o Bar 在擬動

態試驗中之右側支承遲滯迴圈

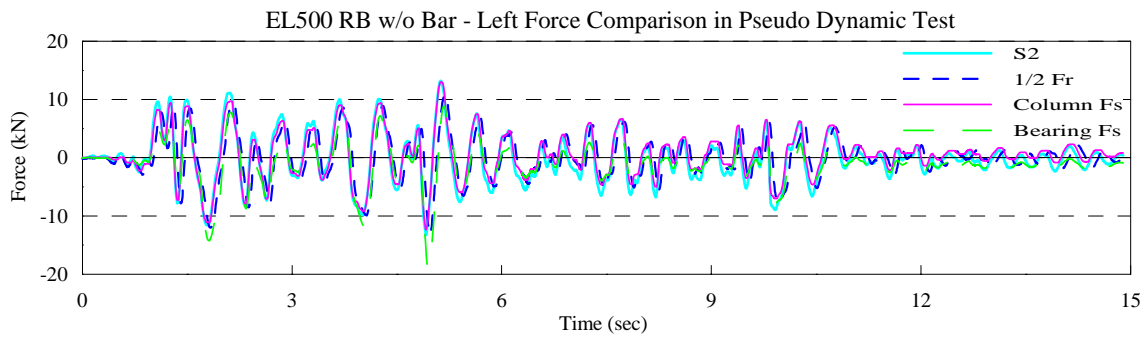


圖 3.15(e) EL500 RB w/o Bar 在擬動態試驗中之橋梁左側力量比較

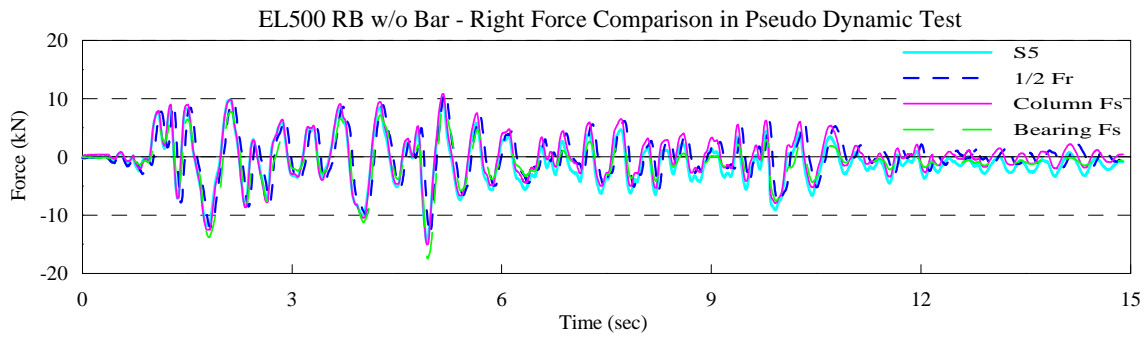


圖 3.15(f) EL500 RB w/o Bar 在擬動態試驗中之橋梁右側力量比較

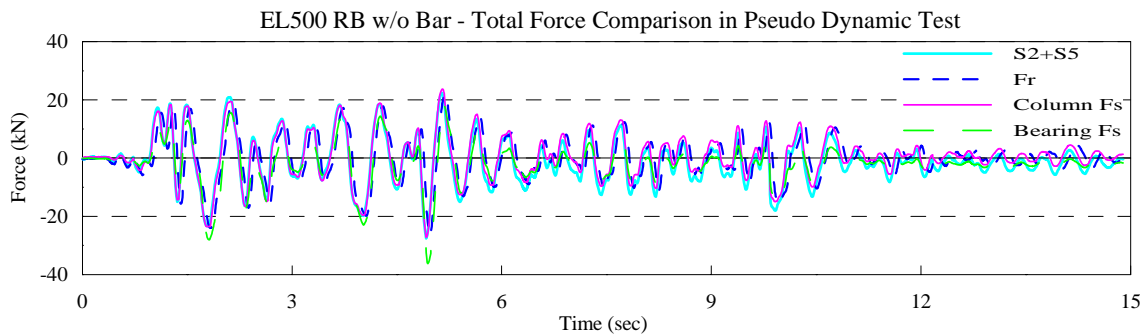


圖 3.15(g) EL500 RB w/o Bar 在擬動態試驗中之橋梁整體力量比較

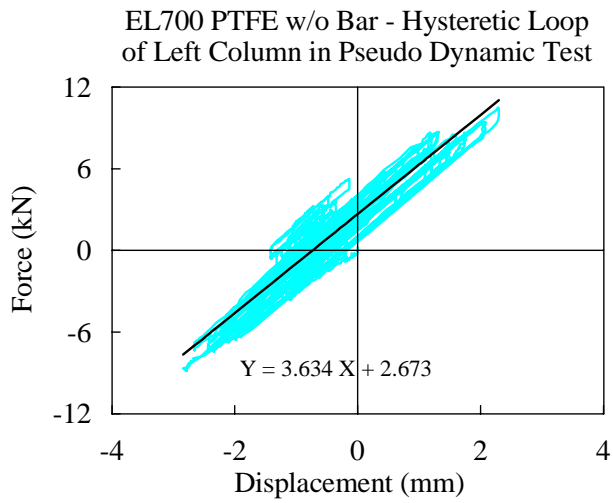


圖 3.16(a) EL700 PTFE w/o Bar 在擬動

態試驗中之左側橋柱遲滯迴圈

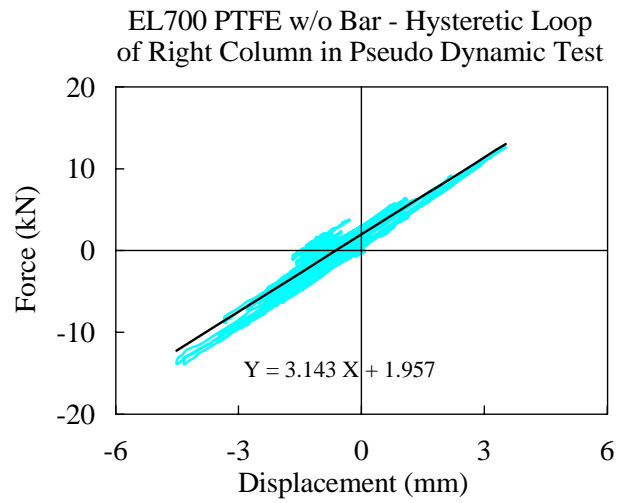


圖 3.16(b) EL700 PTFE w/o Bar 在擬動

態試驗中之右側橋柱遲滯迴圈

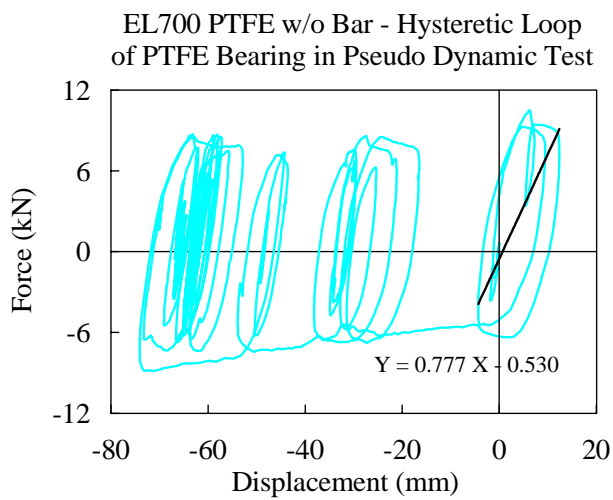


圖 3.16(c) EL700 PTFE w/o Bar 在擬動

態試驗中之左側支承遲滯迴圈

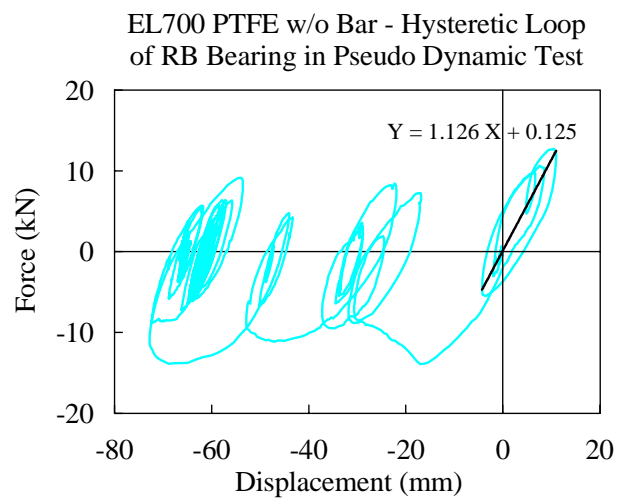


圖 3.16(d) EL700 PTFE w/o Bar 在擬動

態試驗中之右側支承遲滯迴圈

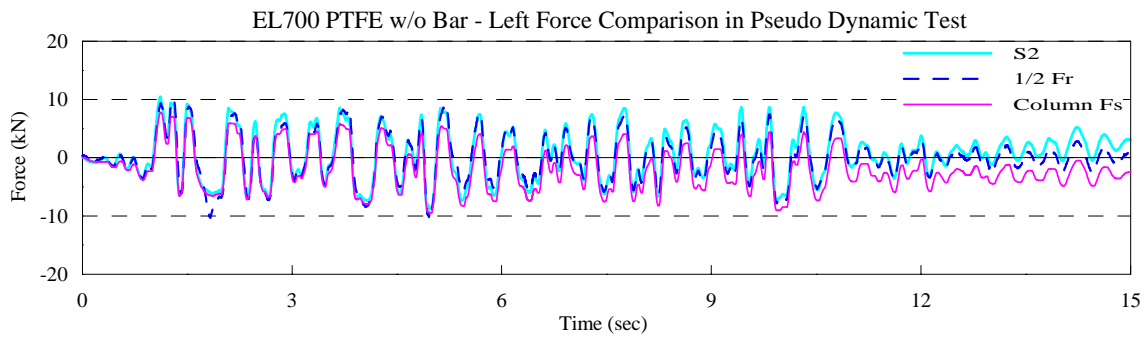


圖 3.16(e) EL700 PTFE w/o Bar 在擬動態試驗中之橋梁左側力量比較

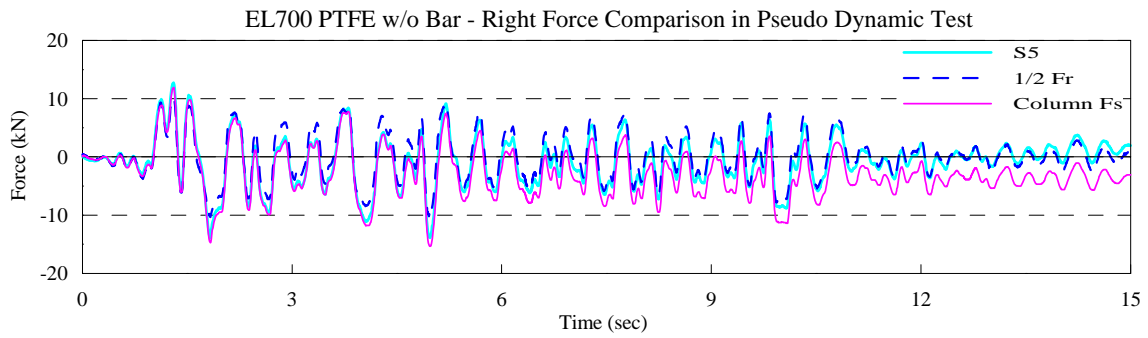


圖 3.16(f) EL700 PTFE w/o Bar 在擬動態試驗中之橋梁右側力量比較

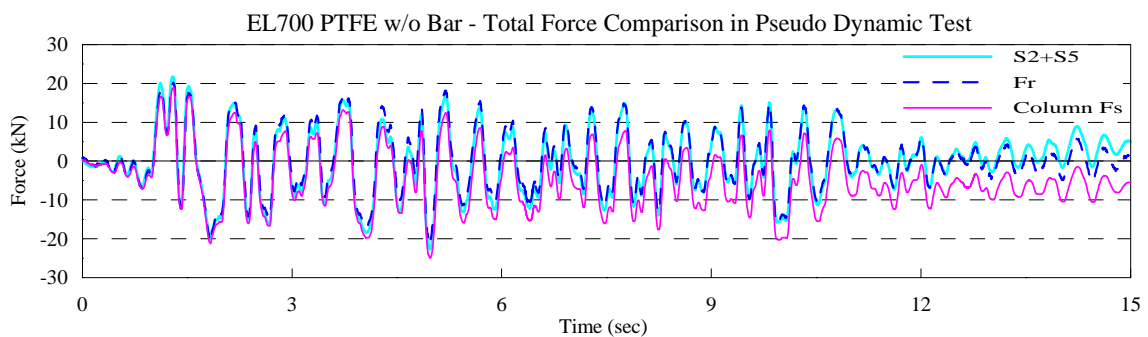


圖 3.16(g) EL700 PTFE w/o Bar 在擬動態試驗中之橋梁整體力量比較

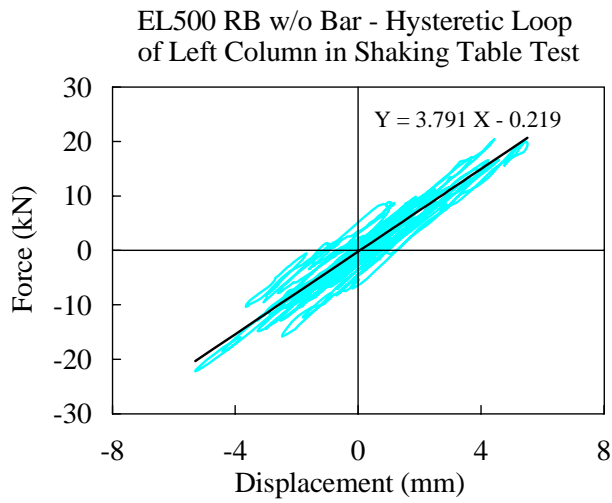


圖 3.17(a) EL500 RB w/o Bar 在振動

台試驗中之左側橋柱遲滯迴圈

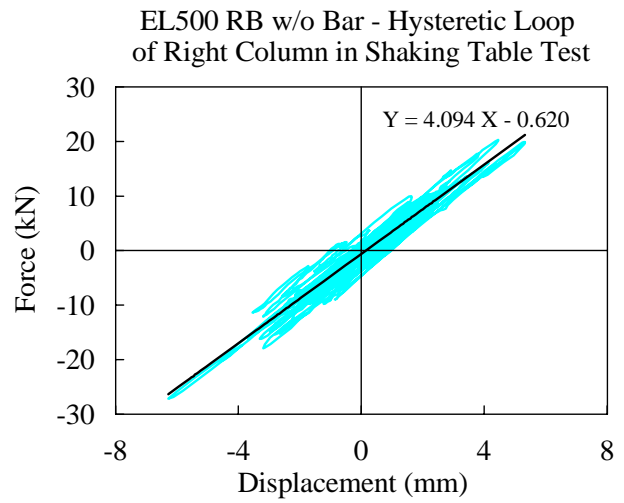


圖 3.17(b) EL500 RB w/o Bar 在振動

台試驗中之右側橋柱遲滯迴圈

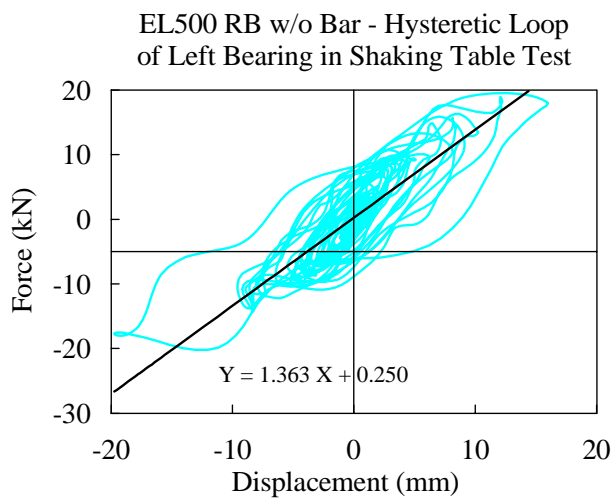


圖 3.17(c) EL500 RB w/o Bar 在振動

台試驗中之左側支承遲滯迴圈

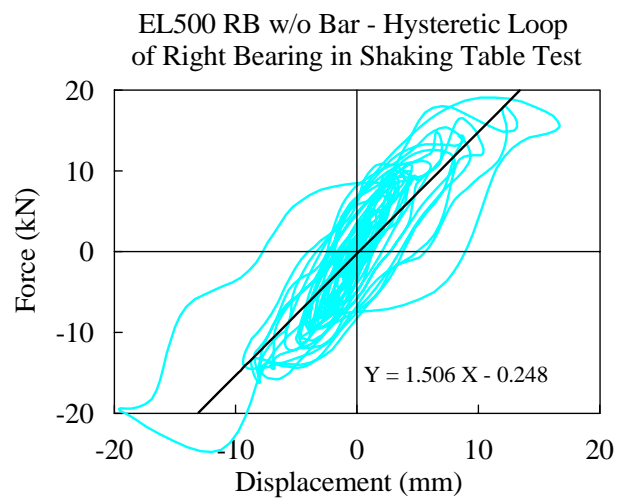


圖 3.17(d) EL500 RB w/o Bar 在振動

台試驗中之右側支承遲滯迴圈

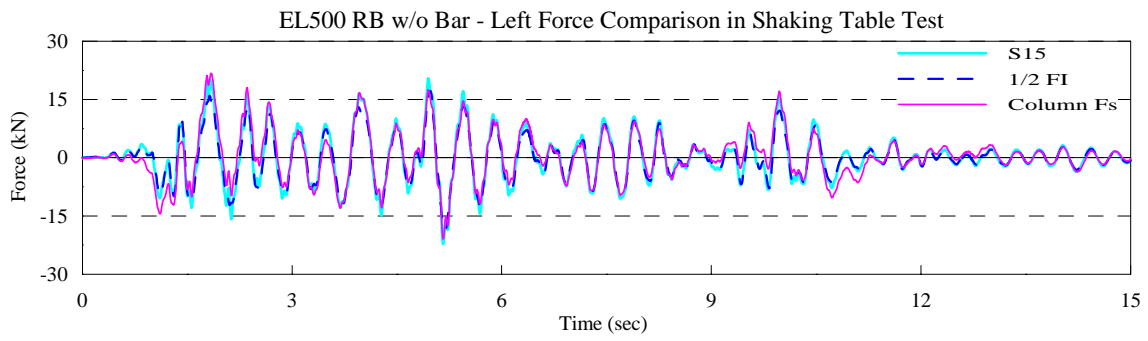


圖 3.17(e) EL500 RB w/o Bar 在振動台試驗中之橋梁左側力量比較

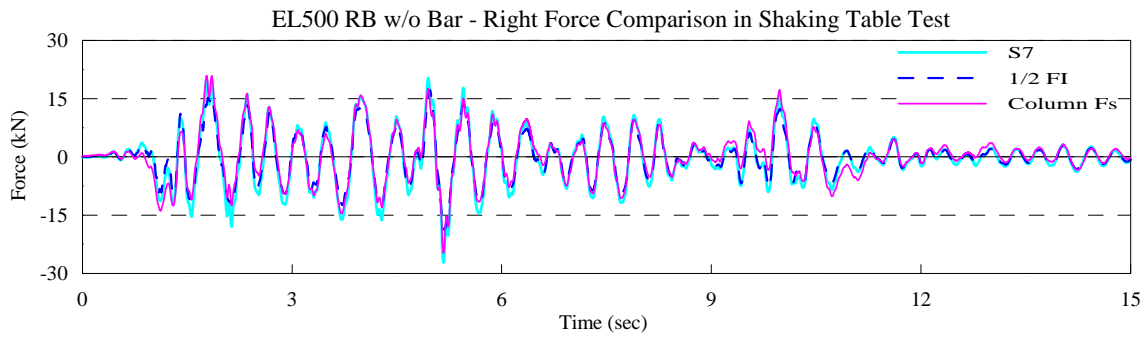


圖 3.17(f) EL500 RB w/o Bar 在振動台試驗中之橋梁右側力量比較

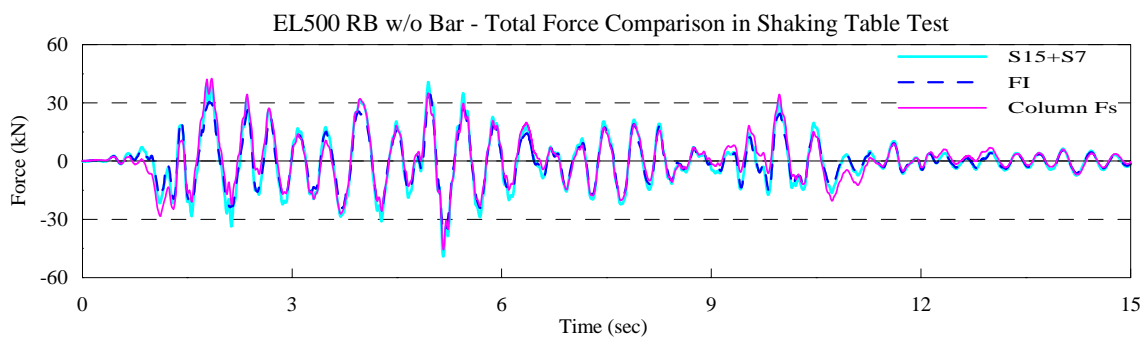


圖 3.17(g) EL500 RB w/o Bar 在振動台試驗中之橋梁整體力量比較

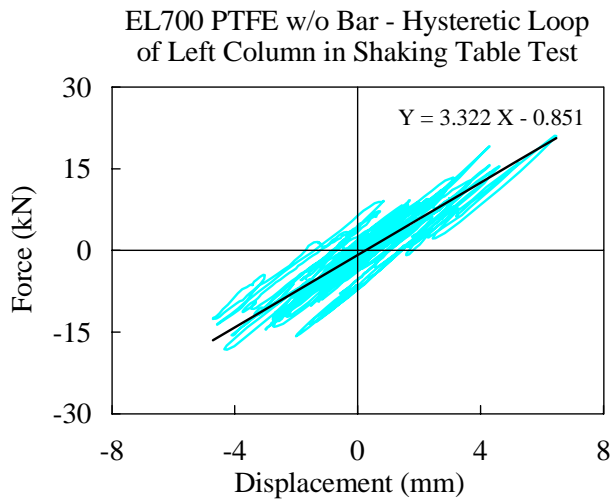


圖 3.18(a) EL700 PTFE w/o Bar 在振動

台試驗中之左側橋柱遲滯迴圈

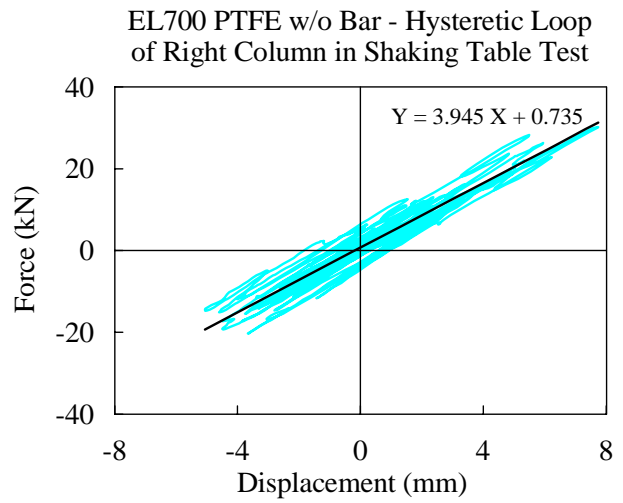


圖 3.18(b) EL700 PTFE w/o Bar 在振動

台試驗中之右側橋柱遲滯迴圈

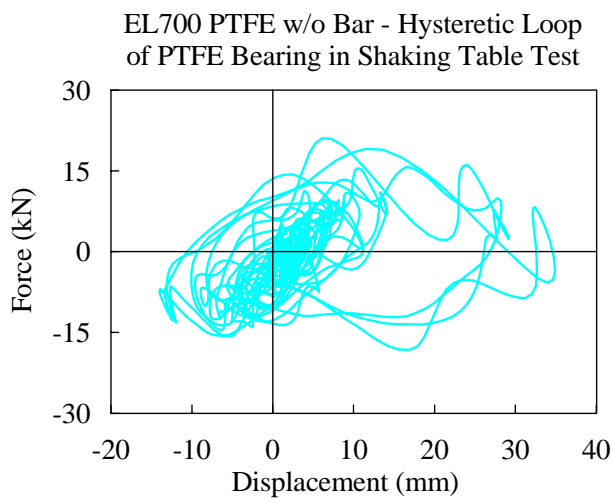


圖 3.18(c) EL700 PTFE w/o Bar 在振動

台試驗中之左側支承遲滯迴圈

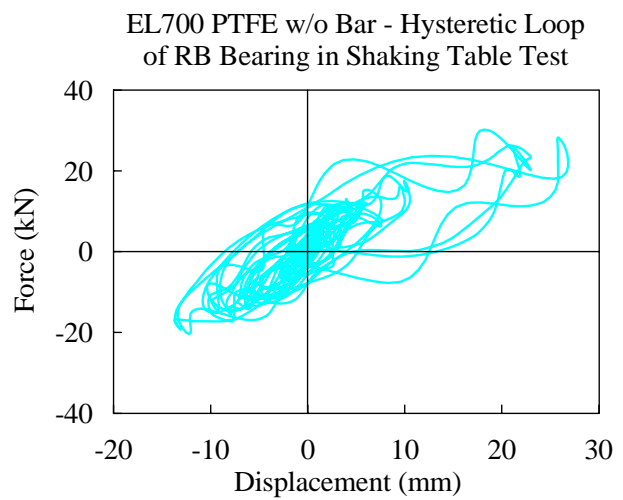


圖 3.18(d) EL700 PTFE w/o Bar 在振動

台試驗中之右側支承遲滯迴圈

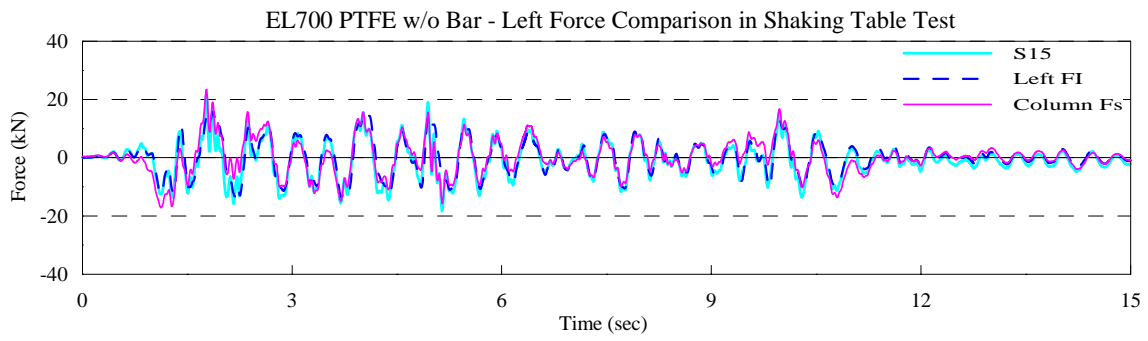


圖 3.18(e) EL700 PTFE w/o Bar 在振動台試驗中之橋梁左側力量比較

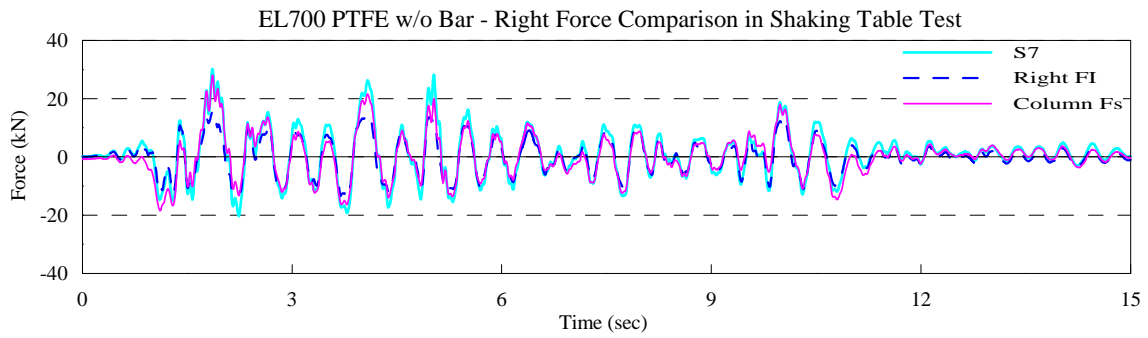


圖 3.18(f) EL700 PTFE w/o Bar 在振動台試驗中之橋梁右側力量比較

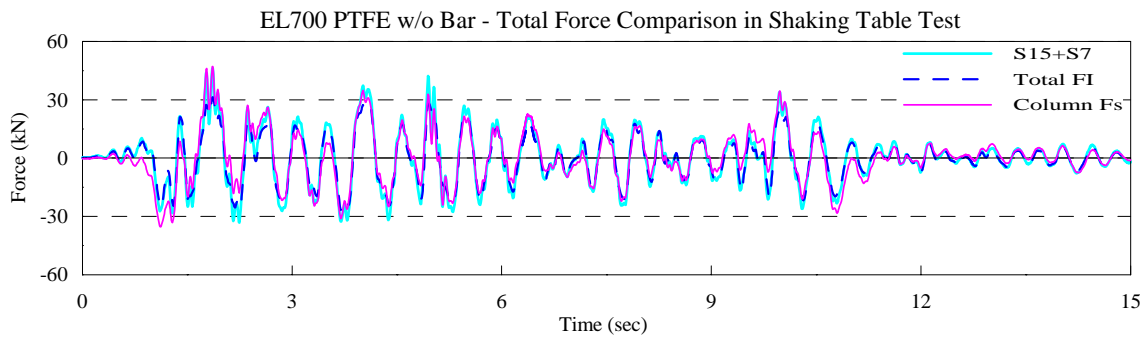


圖 3.18(g) EL700 PTFE w/o Bar 在振動台試驗中之橋梁整體力量比較

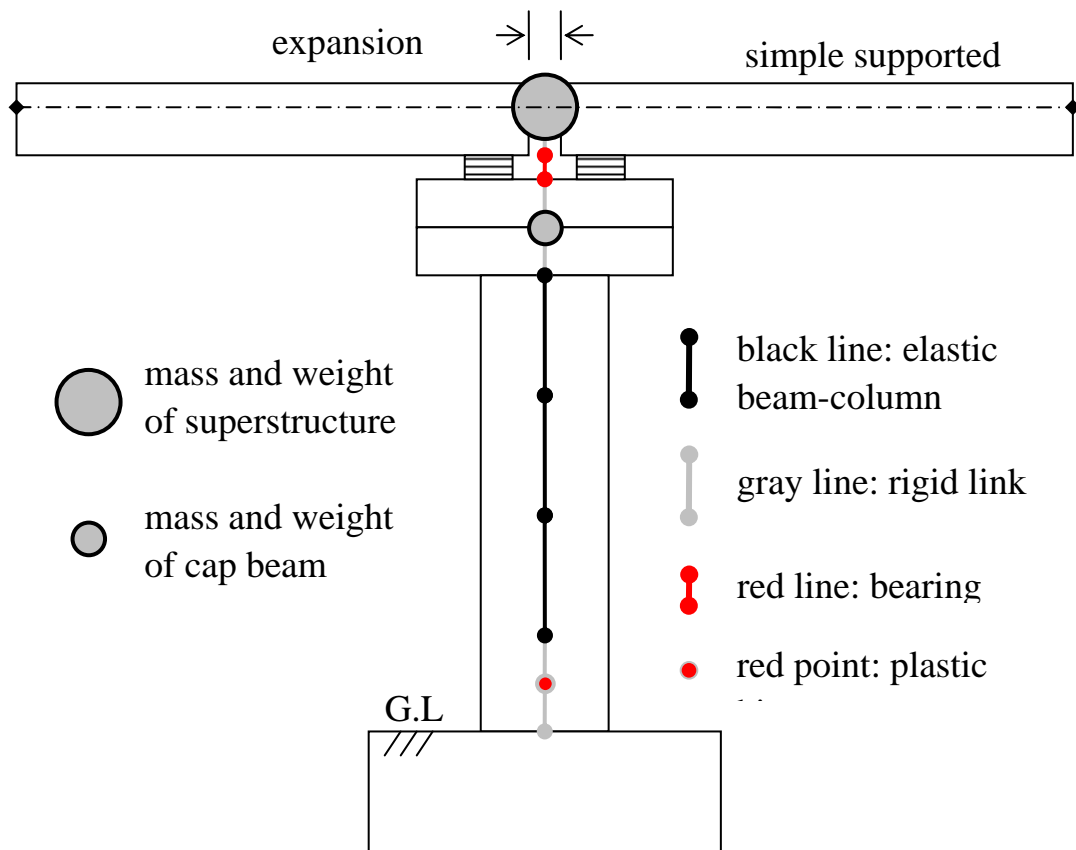


圖 3.19 橋梁分析模型示意圖 [劉光晏，2006]

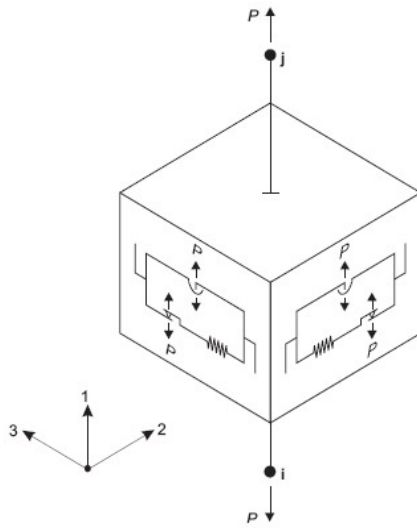


圖 3.20 磨擦單擺元素 [SAP2000，2005]

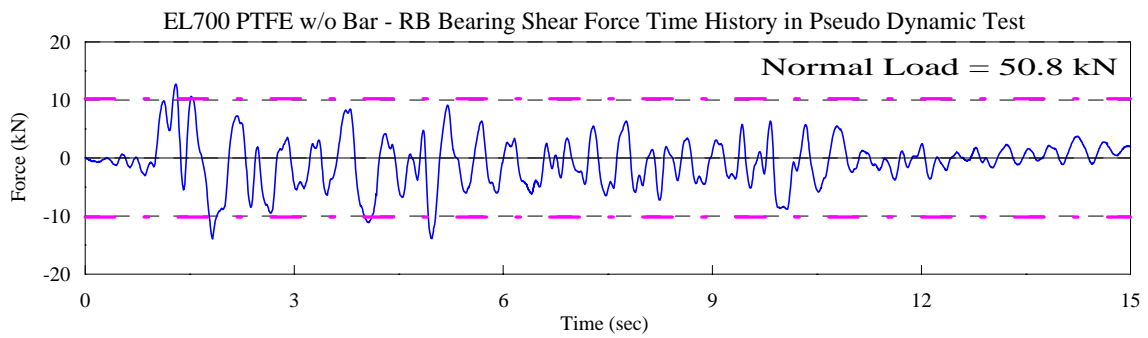


圖 3.21(a) EL700 PTFE w/o Bar 在擬動態試驗中之 RB 支承墊剪力歷時圖

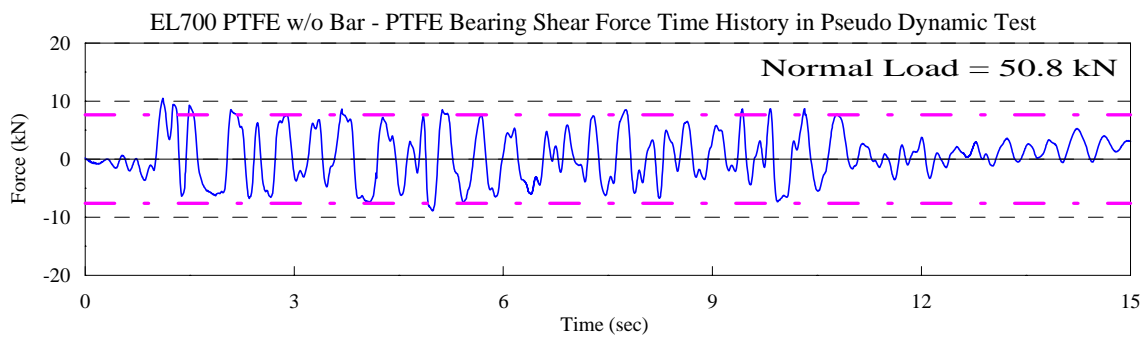


圖 3.21(b) EL700 PTFE w/o Bar 在擬動態試驗中之 PTFE 支承墊剪力歷時圖

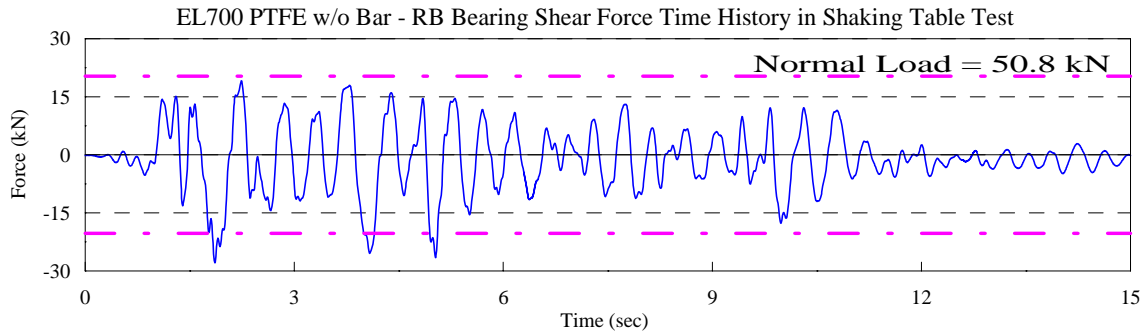


圖 3.22(a) EL700 PTFE w/o Bar 在振動台試驗中之 RB 支承墊剪力歷時圖

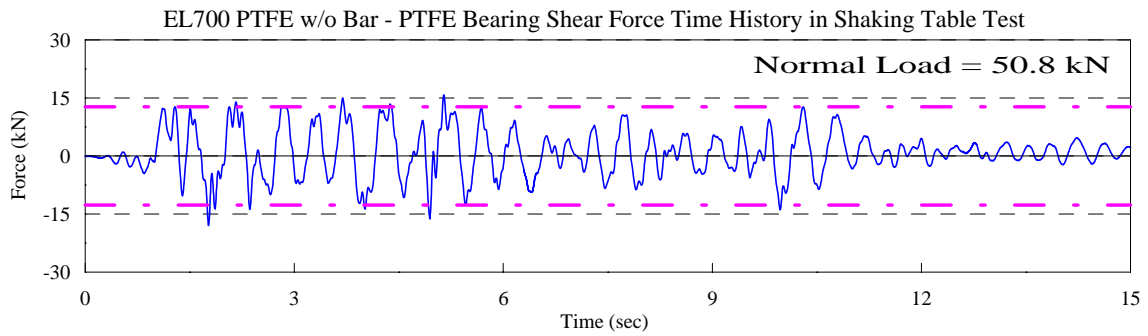
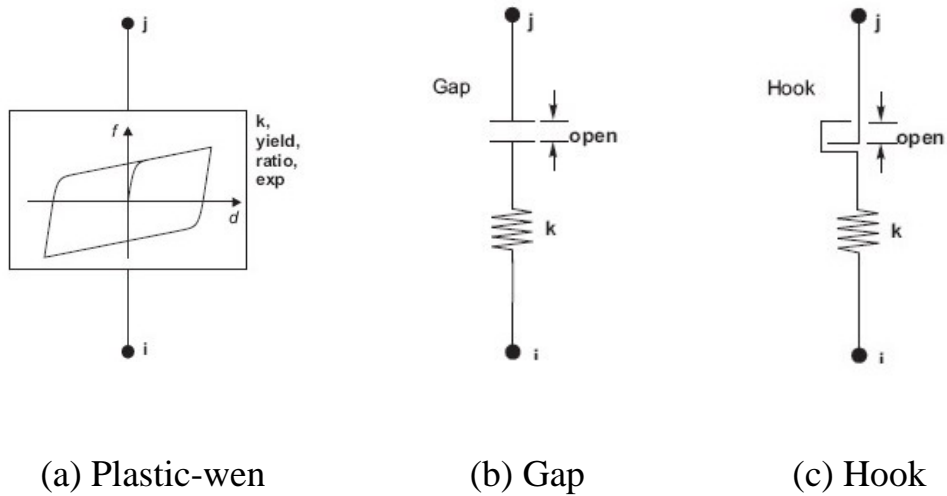


圖 3.22(b) EL700 PTFE w/o Bar 在振動台試驗中之 PTFE 支承墊剪力歷時圖



(a) Plastic-wen

(b) Gap

(c) Hook

圖 3.23 模擬止震鋼棒所需之元素 [SAP2000, 2005]

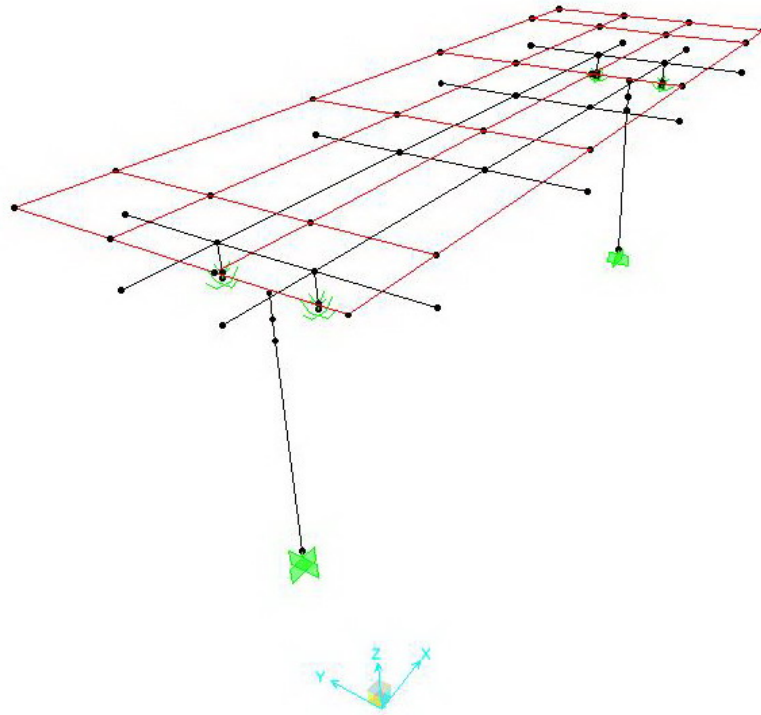


圖 3.24(a) 橋梁分析模型

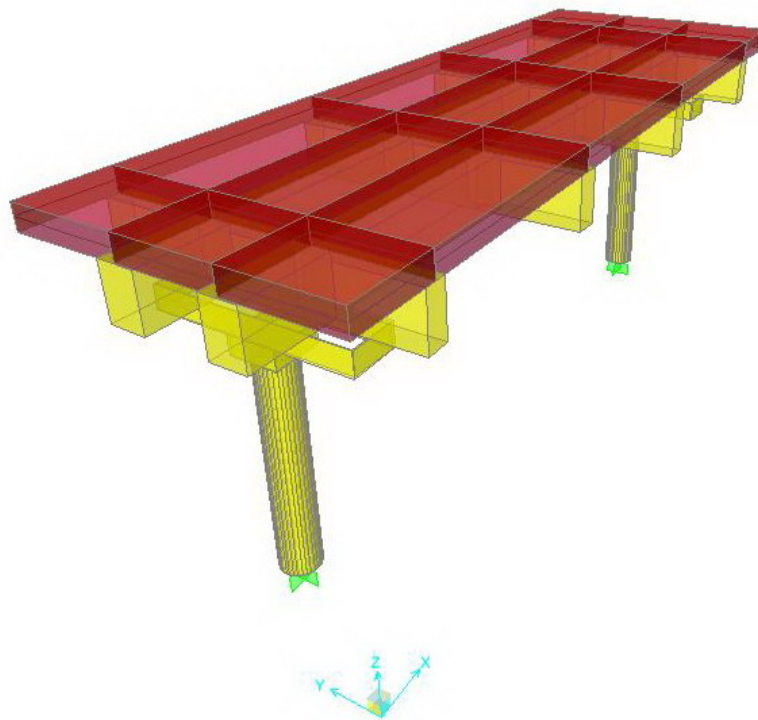


圖 3.24(b) 實體化橋梁分析模型

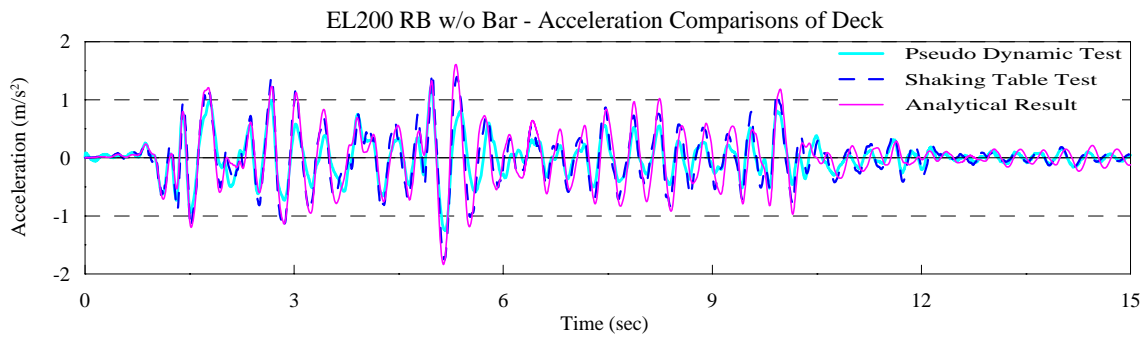


圖 3.25(a) EL200 RB w/o Bar 之橋面版加速度歷時比較圖

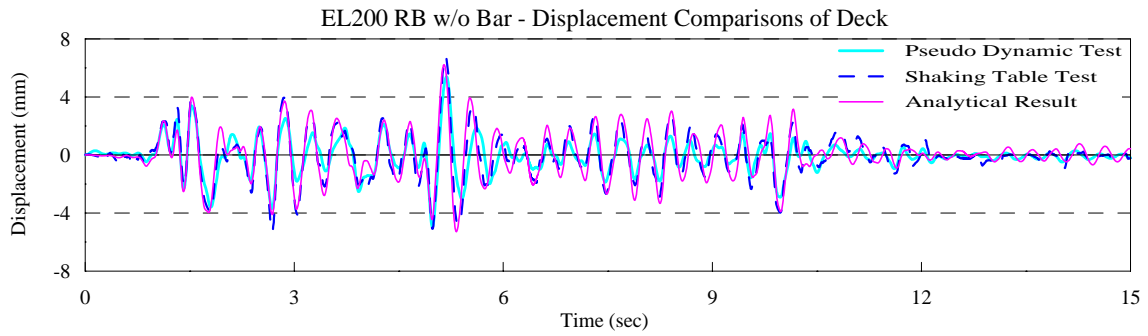


圖 3.25(b) EL200 RB w/o Bar 之橋面版位移歷時比較圖

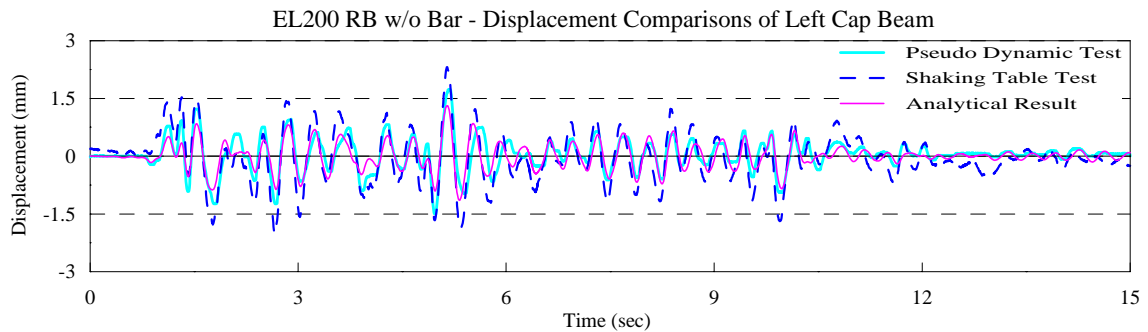


圖 3.25(c) EL200 RB w/o Bar 之左側帽梁位移歷時比較圖

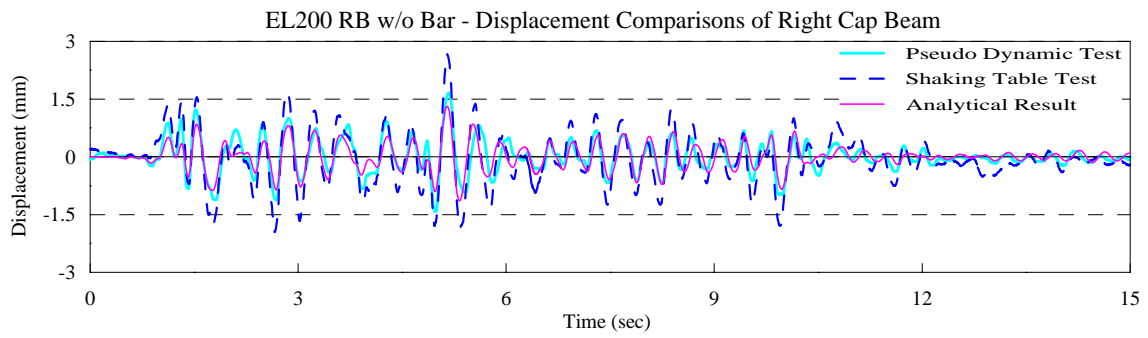


圖 3.25(d) EL200 RB w/o Bar 之右側帽梁位移歷時比較圖

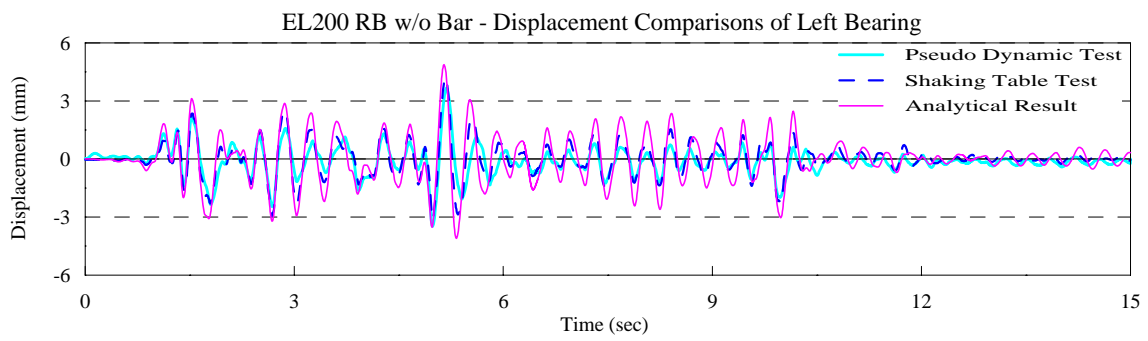


圖 3.25(e) EL200 RB w/o Bar 之左側支承位移歷時比較圖

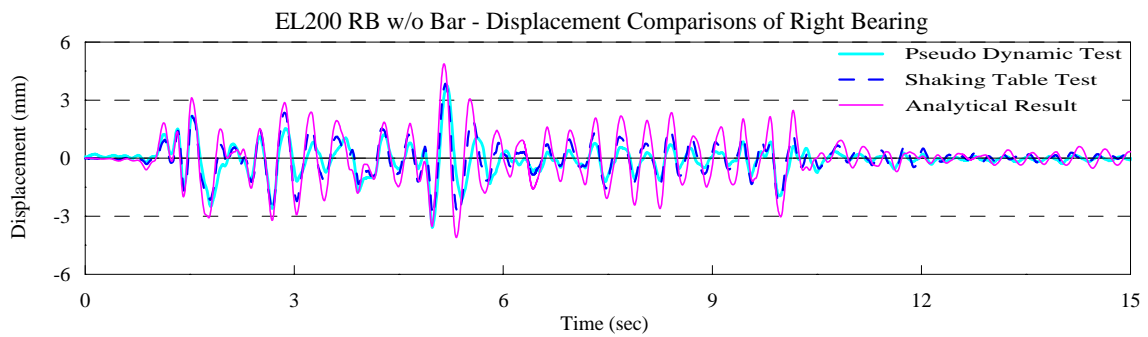


圖 3.25(f) EL200 RB w/o Bar 之右側支承位移歷時比較圖

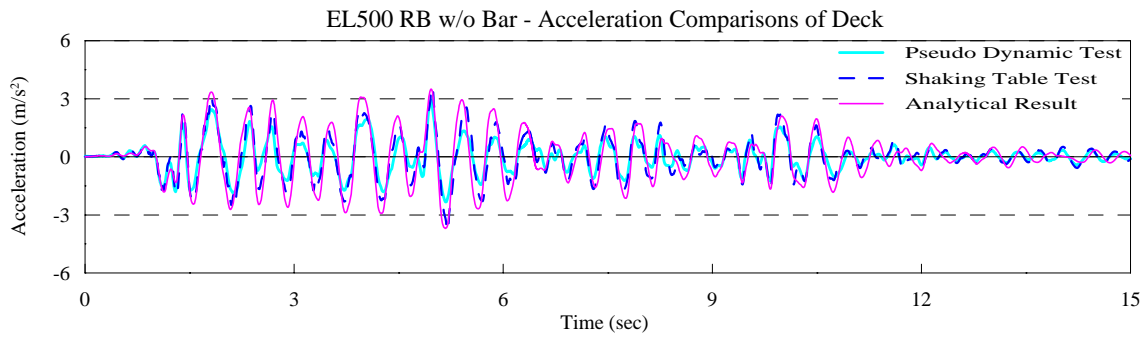


圖 3.26(a) EL500 RB w/o Bar 之橋面版加速度歷時比較圖

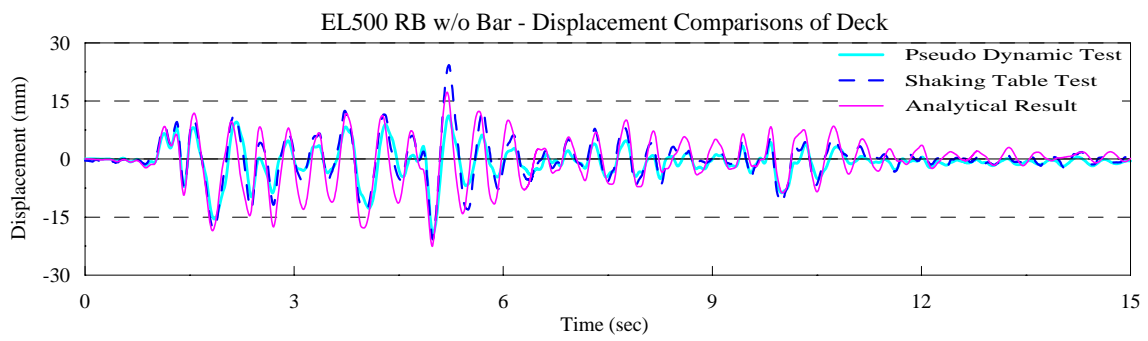


圖 3.26(b) EL500 RB w/o Bar 之橋面版位移歷時比較圖

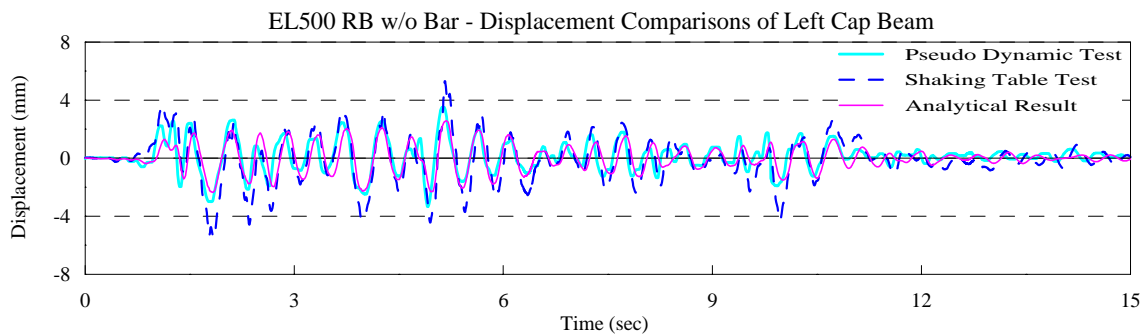


圖 3.26(c) EL500 RB w/o Bar 之左側帽梁位移歷時比較圖

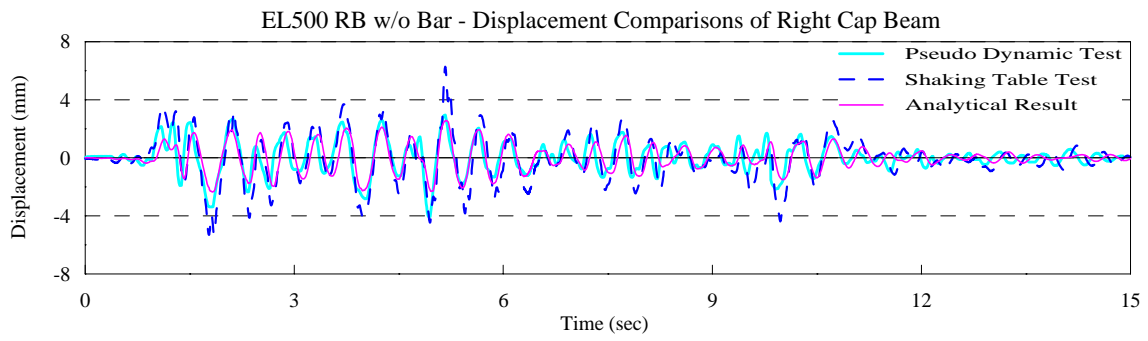


圖 3.26(d) EL500 RB w/o Bar 之右側帽梁位移歷時比較圖

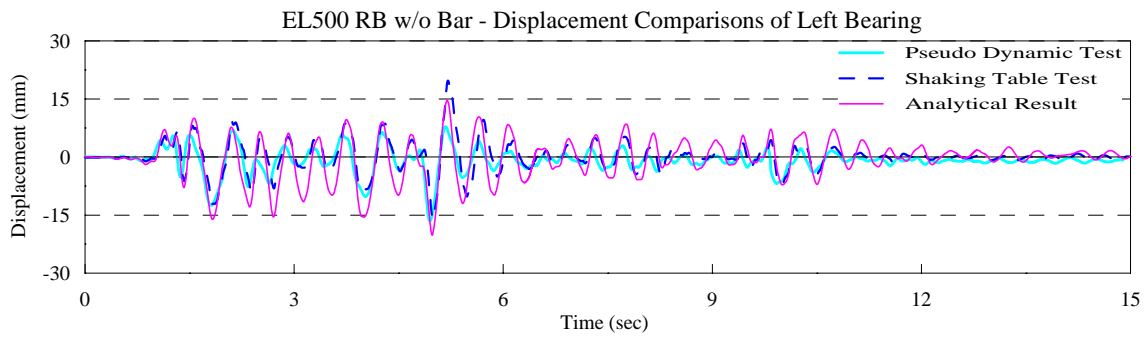


圖 3.26(e) EL500 RB w/o Bar 之左側支承位移歷時比較圖

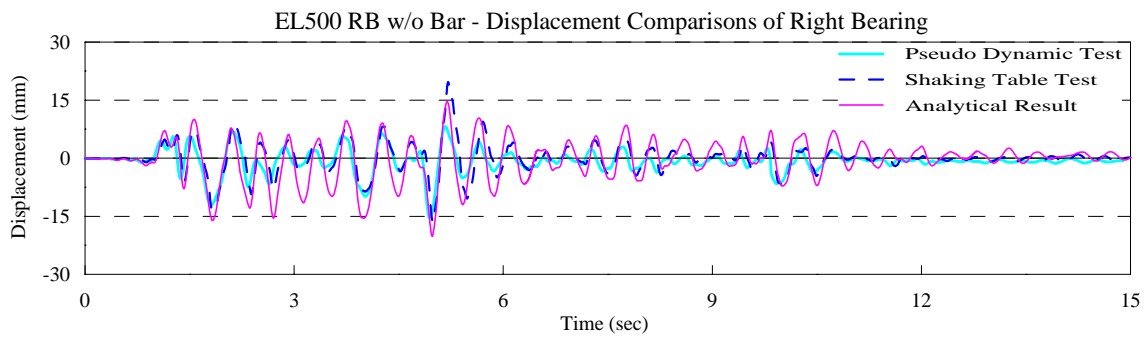


圖 3.26(f) EL500 RB w/o Bar 之右側支承位移歷時比較圖

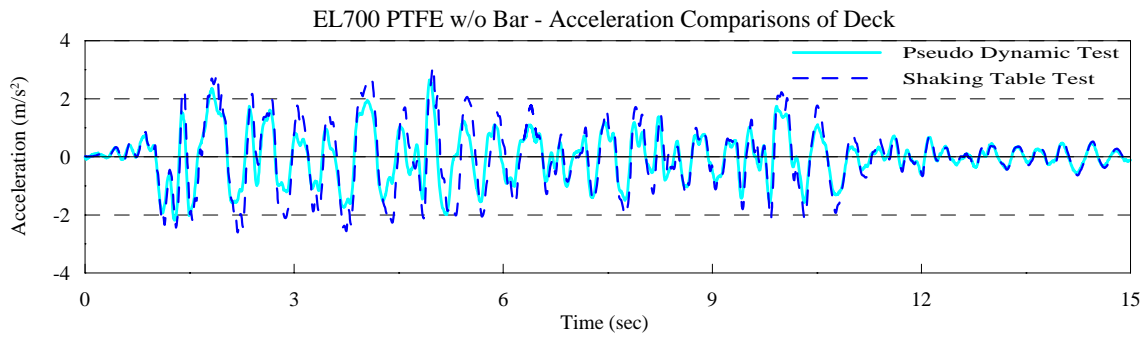


圖 3.27(a) EL700 PTFE w/o Bar 兩種試驗方式之橋面版加速度歷時比較圖

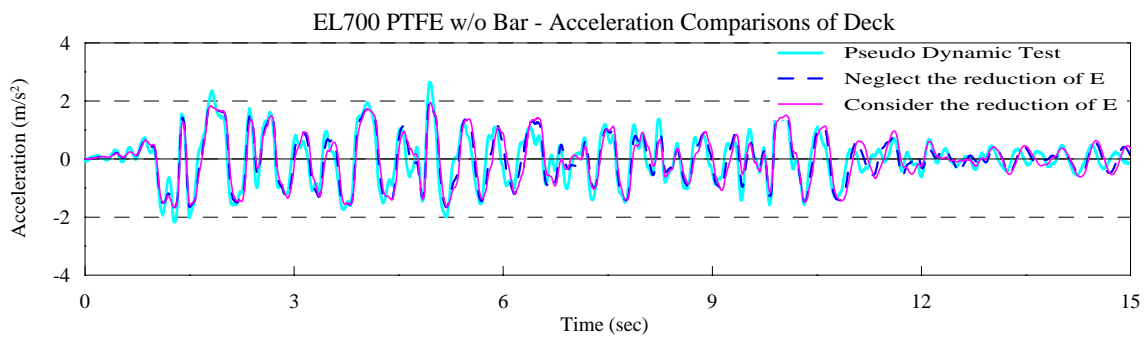


圖 3.27(b) EL700 PTFE w/o Bar 與擬動態試驗之橋面版加速度歷時比較圖

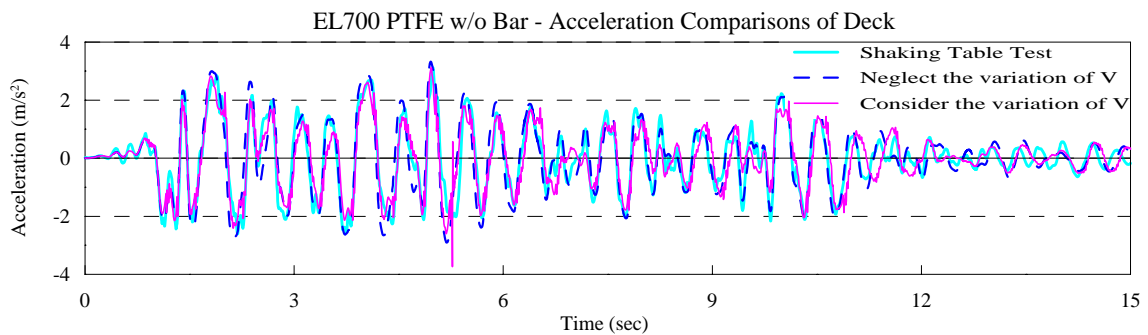


圖 3.27(c) EL700 PTFE w/o Bar 與振動台試驗之橋面版加速度歷時比較圖

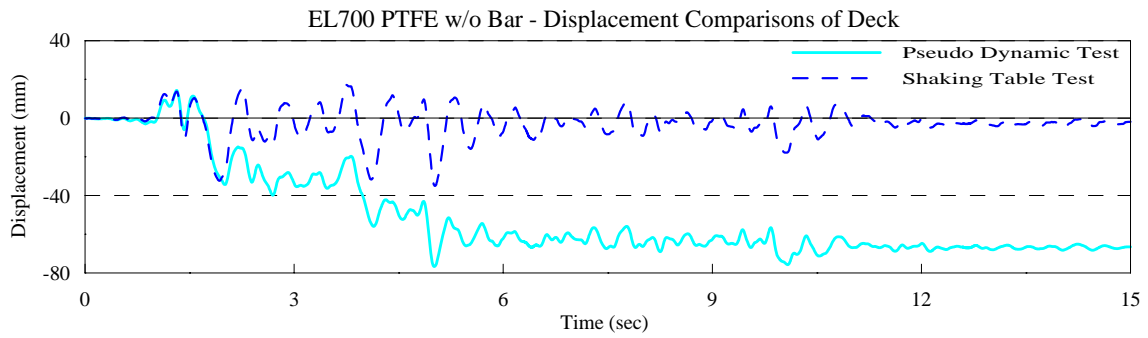


圖 3.27(d) EL700 PTFE w/o Bar 兩種試驗方式之橋面版位移歷時比較圖

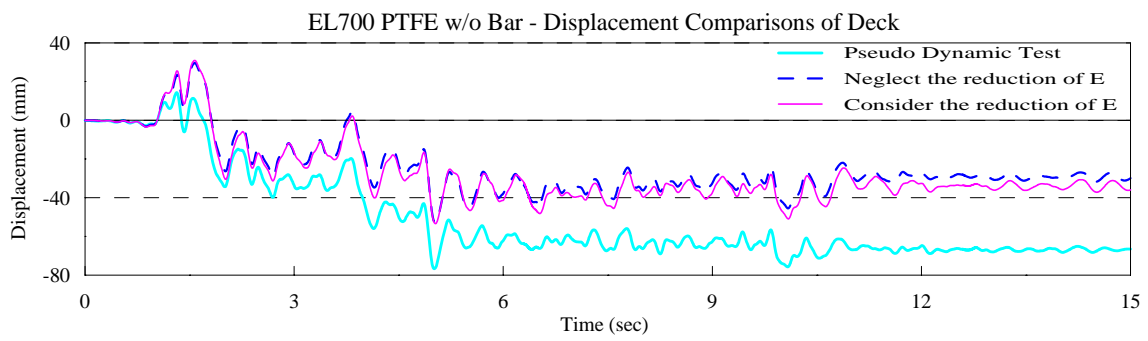


圖 3.27(e) EL700 PTFE w/o Bar 與擬動態試驗之橋面版位移歷時比較圖

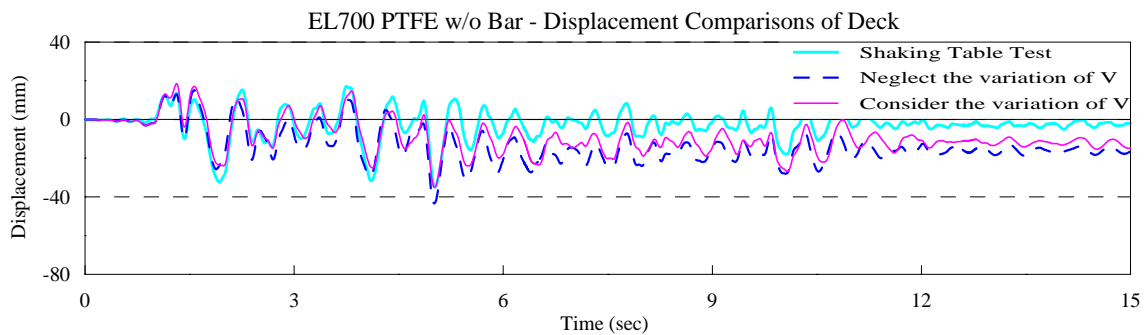


圖 3.27(f) EL700 PTFE w/o Bar 與振動台試驗之橋面版位移歷時比較圖

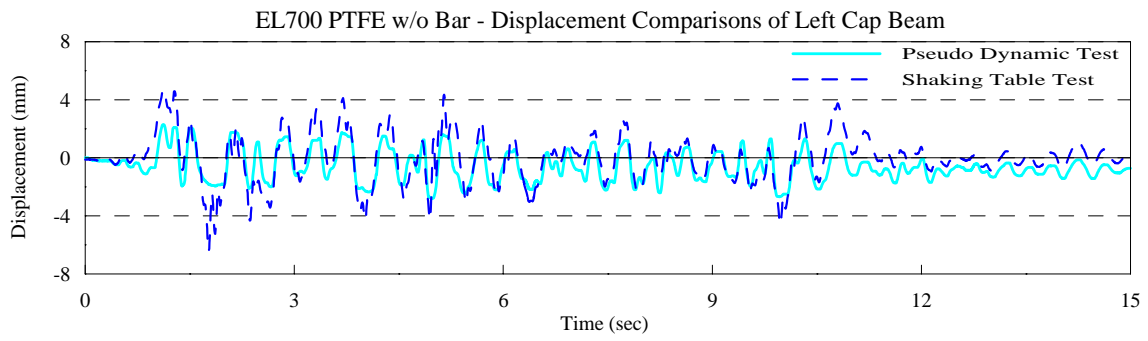


圖 3.27(g) EL700 PTFE w/o Bar 兩種試驗方式之左側帽梁位移歷時比較圖

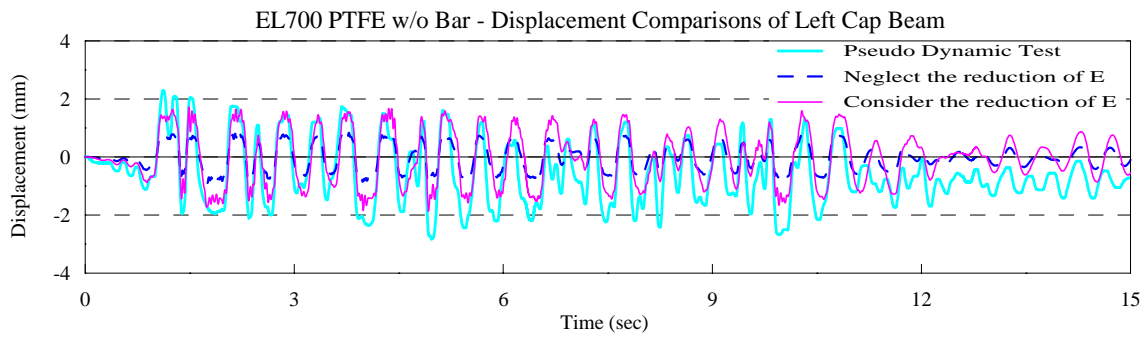


圖 3.27(h) EL700 PTFE w/o Bar 與擬動態試驗之左側帽梁位移歷時比較圖

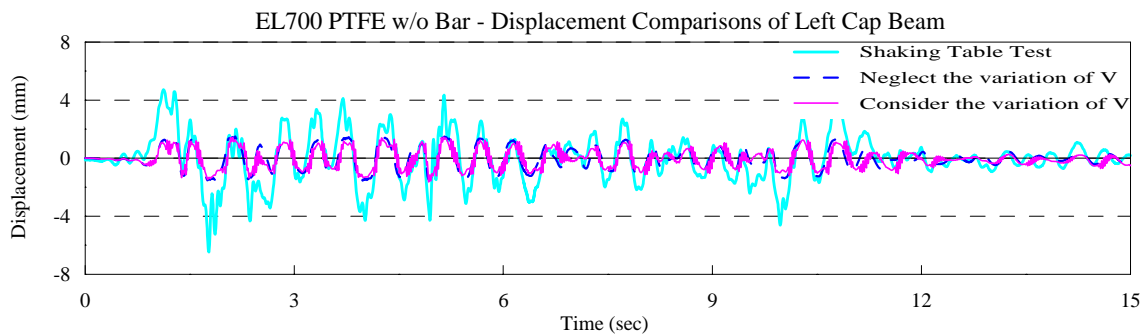


圖 3.27(i) EL700 PTFE w/o Bar 與振動台試驗之左側帽梁位移歷時比較圖

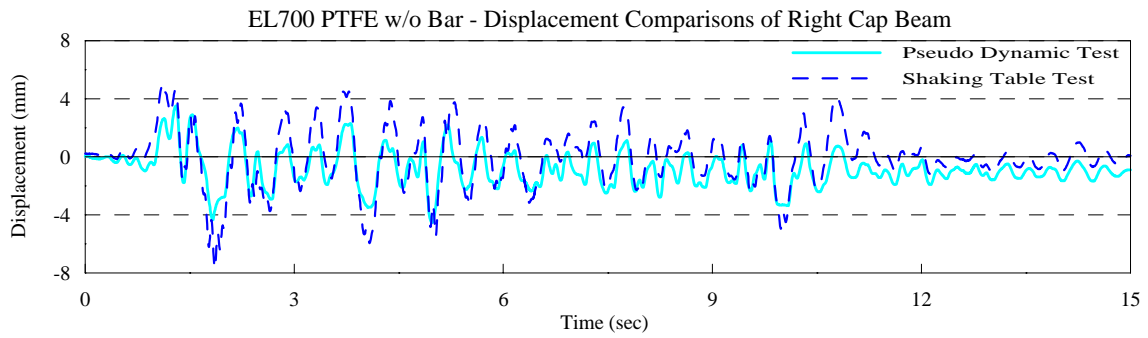


圖 3.27(j) EL700 PTFE w/o Bar 兩種試驗方式之右側帽梁位移歷時比較圖

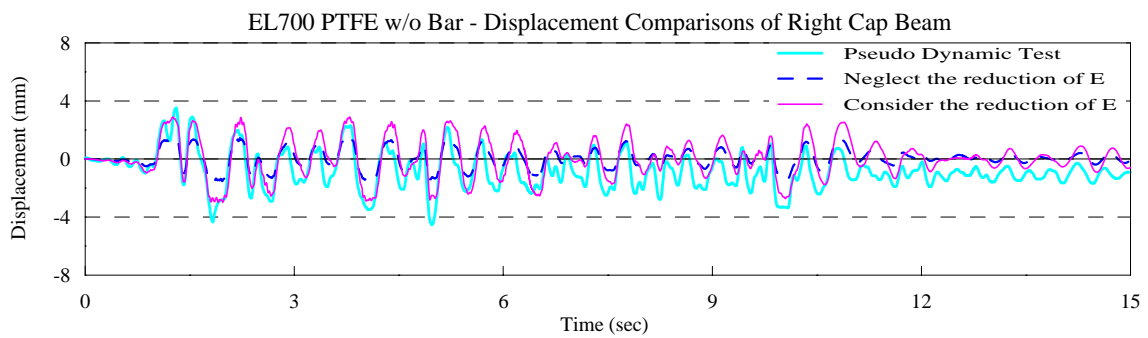


圖 3.27(k) EL700 PTFE w/o Bar 與擬動態試驗之右側帽梁位移歷時比較圖

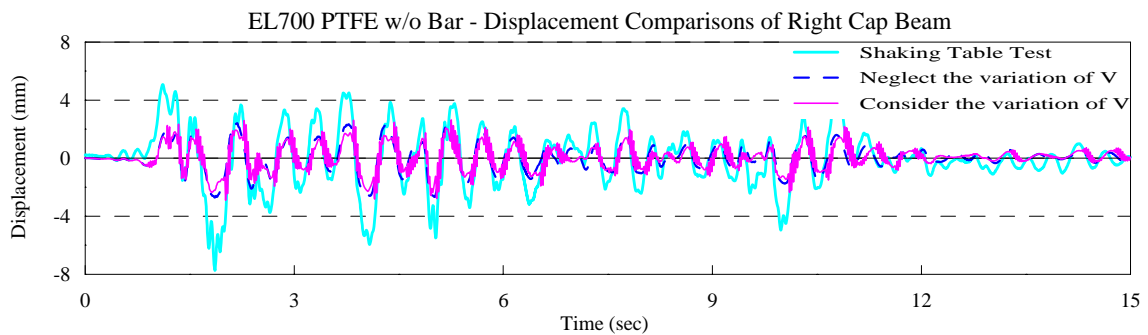


圖 3.27(l) EL700 PTFE w/o Bar 與振動台試驗之右側帽梁位移歷時比較圖

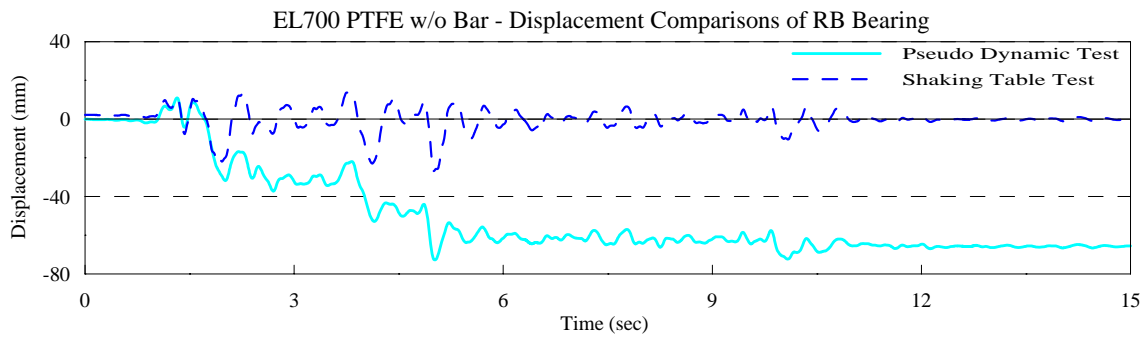


圖 3.27(m) EL700 PTFE w/o Bar 兩種試驗方式之 RB 支承位移歷時比較圖

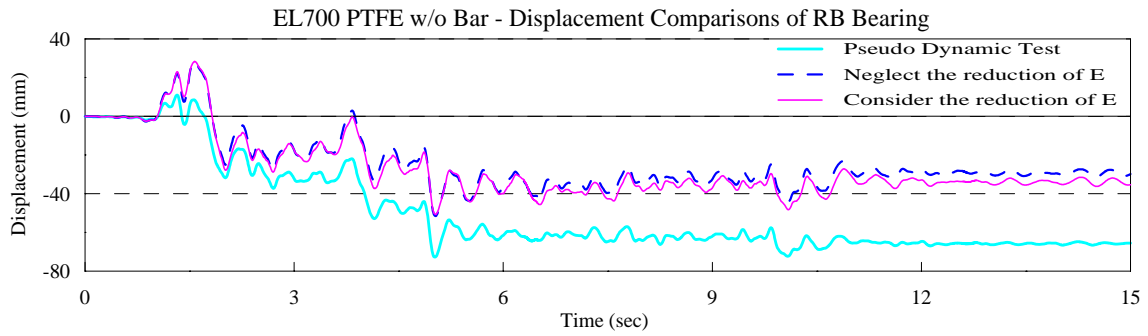


圖 3.27(n) EL700 PTFE w/o Bar 與擬動態試驗之 RB 支承位移歷時比較圖

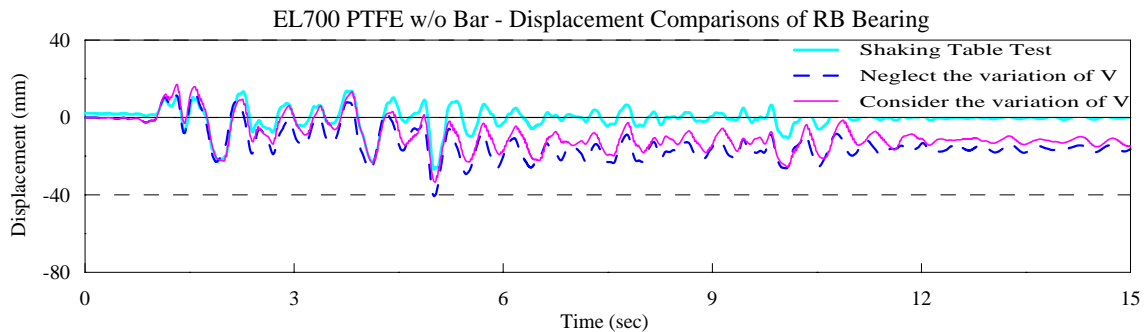


圖 3.27(o) EL700 PTFE w/o Bar 與振動台試驗之 RB 支承位移歷時比較圖

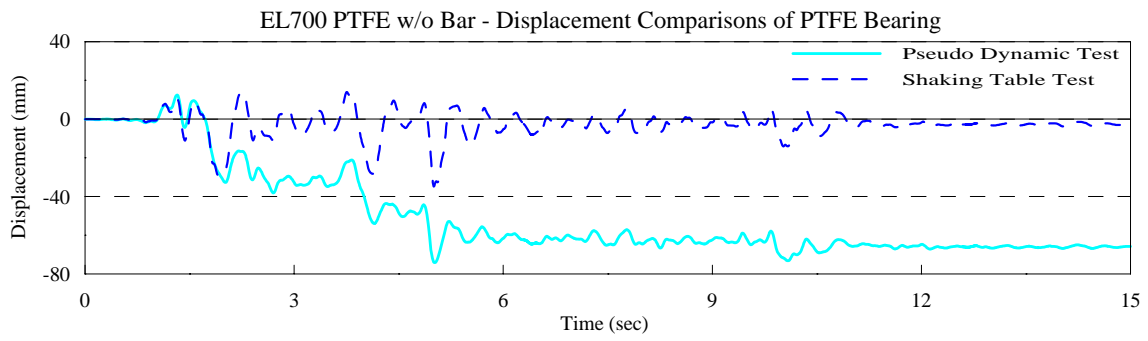


圖 3.27(p) EL700 PTFE w/o Bar 兩種試驗方式之 PTFE 支承位移歷時比較圖

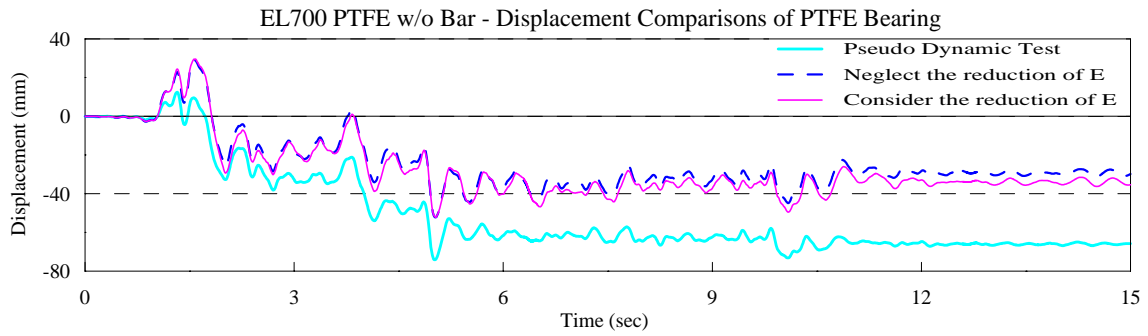


圖 3.27(q) EL700 PTFE w/o Bar 與擬動態試驗之 PTFE 支承位移歷時比較圖

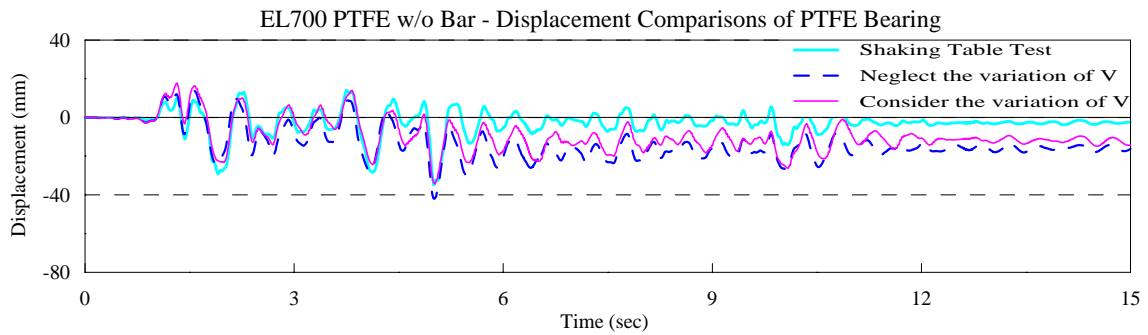


圖 3.27(r) EL700 PTFE w/o Bar 與振動台試驗之 PTFE 支承位移歷時比較圖

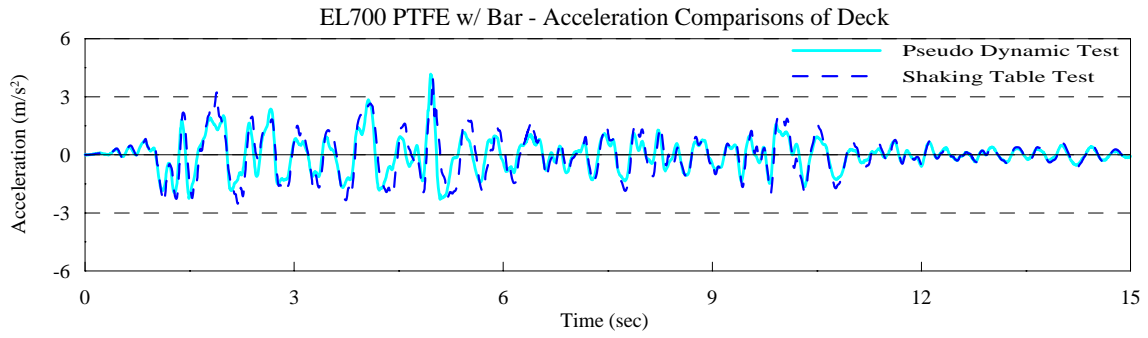


圖 3.28(a) EL700 PTFE w/ Bar 兩種試驗方式之橋面版加速度歷時比較圖

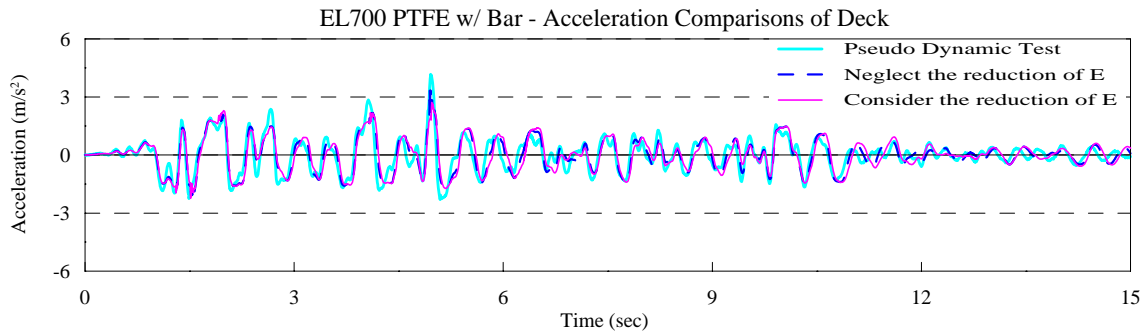


圖 3.28(b) EL700 PTFE w/ Bar 與擬動態試驗之橋面版加速度歷時比較圖

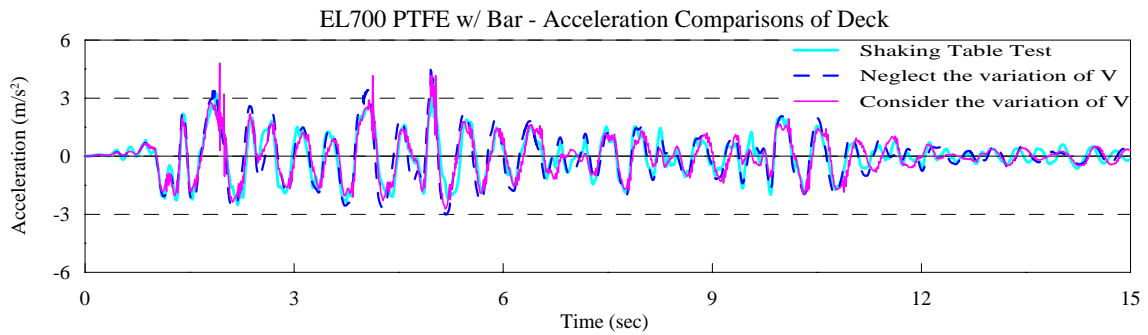


圖 3.28(c) EL700 PTFE w/ Bar 與振動台試驗之橋面版加速度歷時比較圖

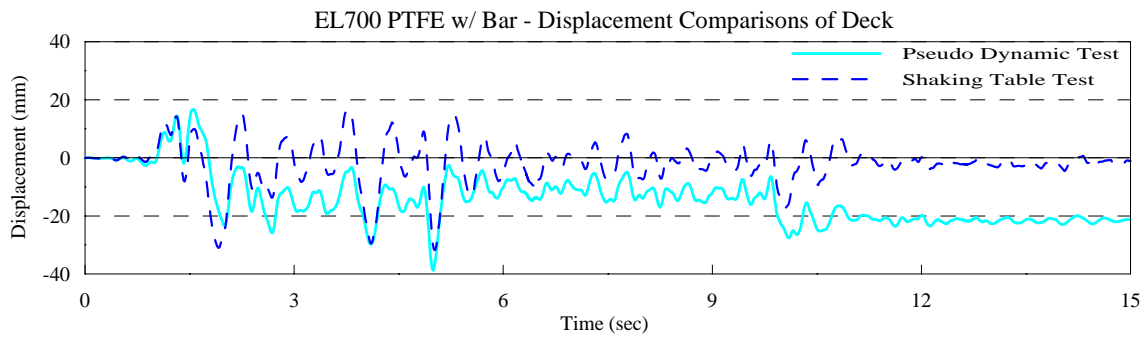


圖 3.28(d) EL700 PTFE w/ Bar 兩種試驗方式之橋面版位移歷時比較圖

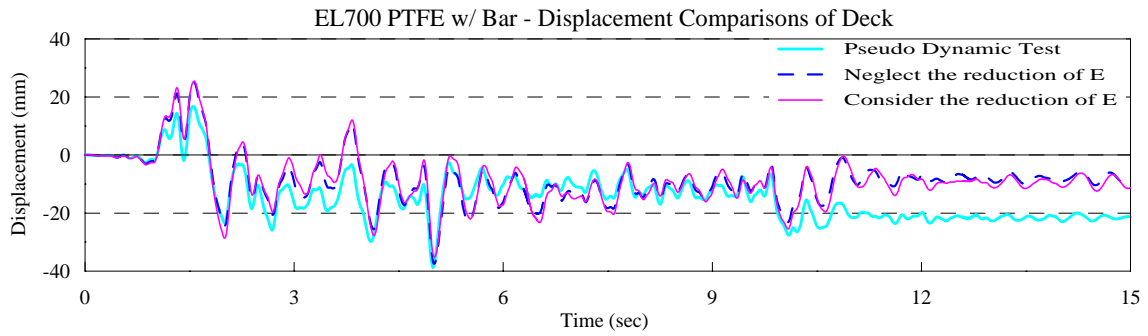


圖 3.28(e) EL700 PTFE w/ Bar 與擬動態試驗之橋面版位移歷時比較圖

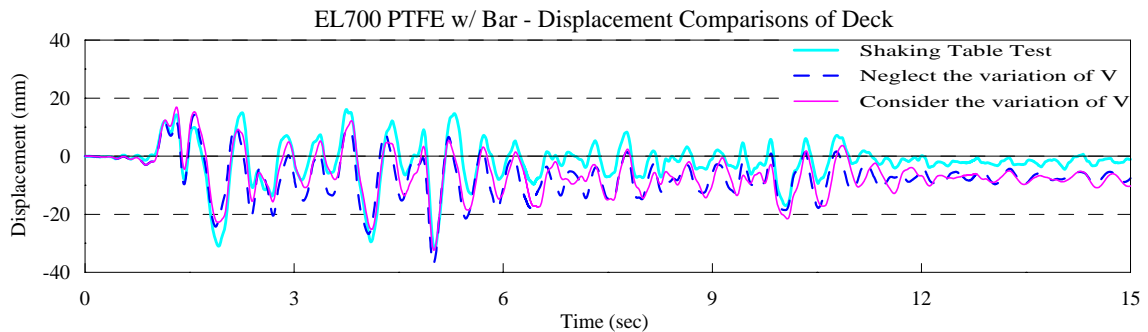


圖 3.28(f) EL700 PTFE w/ Bar 與振動台試驗之橋面版位移歷時比較圖

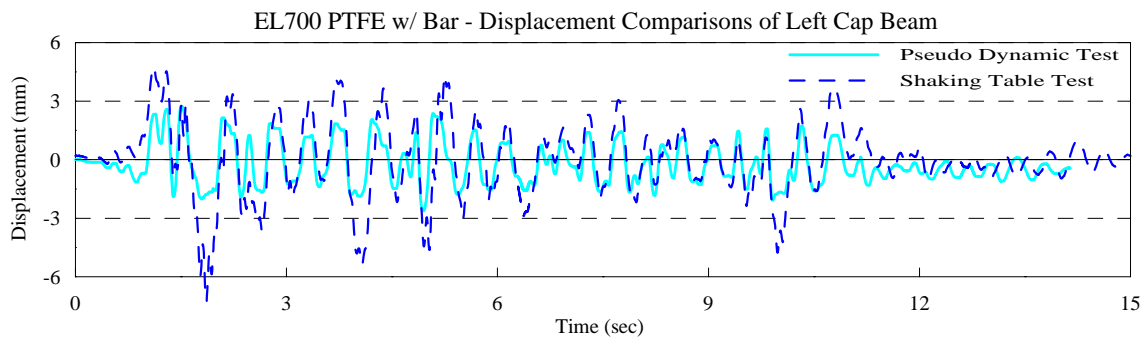


圖 3.28(g) EL700 PTFE w/ Bar 兩種試驗方式之左側帽梁位移歷時比較圖

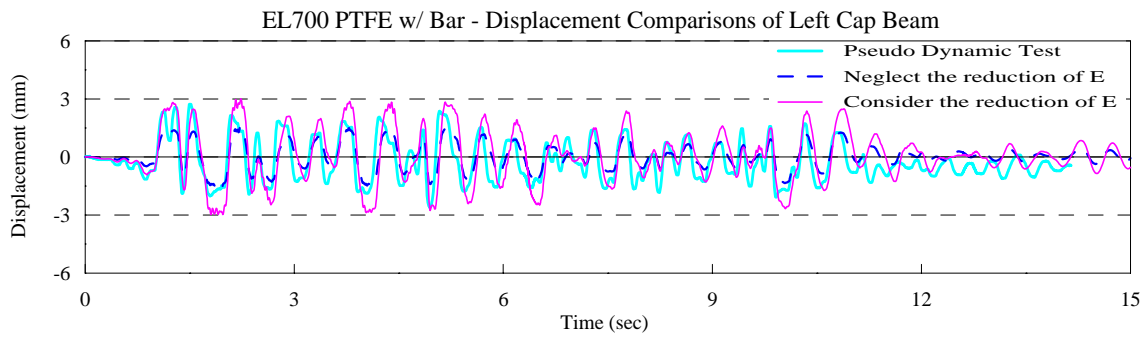


圖 3.28(h) EL700 PTFE w/ Bar 與擬動態試驗之左側帽梁位移歷時比較圖

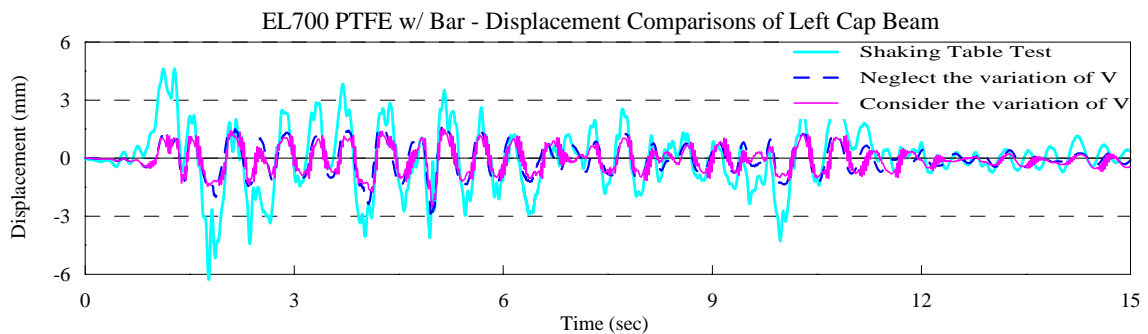


圖 3.28(i) EL700 PTFE w/ Bar 與振動台試驗之左側帽梁位移歷時比較圖

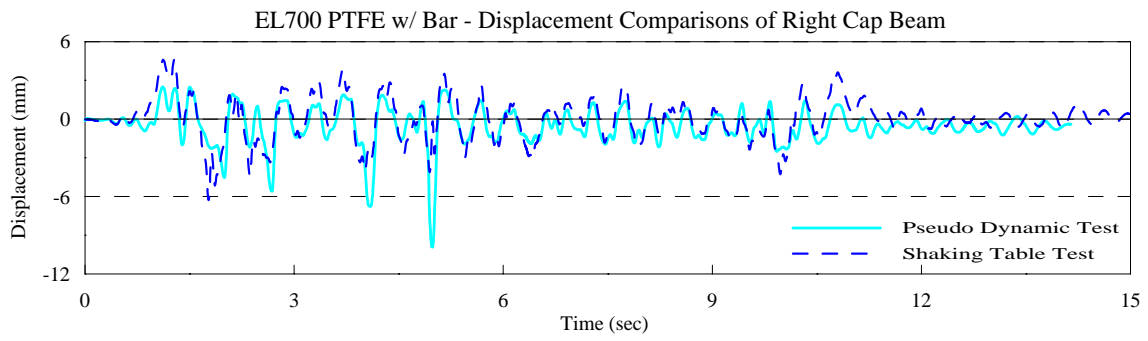


圖 3.28(j) EL700 PTFE w/ Bar 兩種試驗方式之右側帽梁位移歷時比較圖

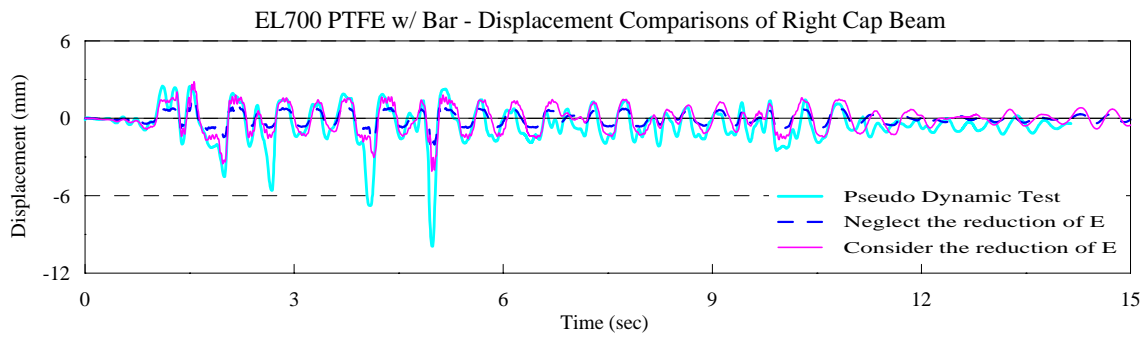


圖 3.28(k) EL700 PTFE w/ Bar 與擬動態試驗之右側帽梁位移歷時比較圖

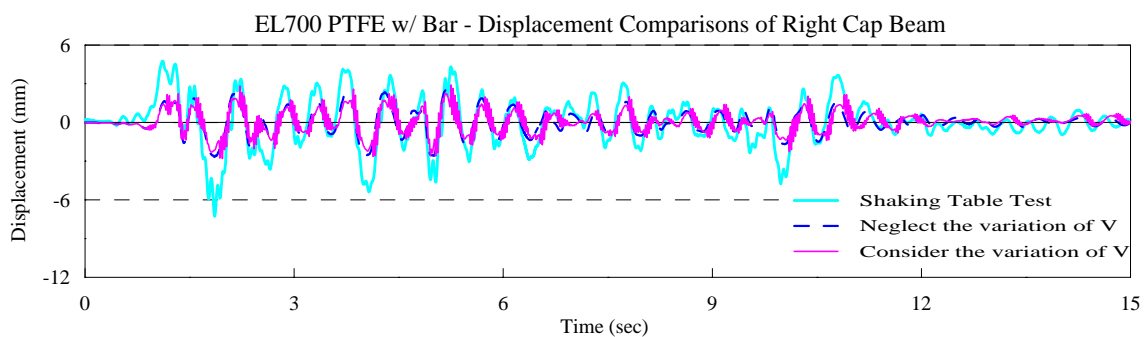


圖 3.28(l) EL700 PTFE w/ Bar 與振動台試驗之右側帽梁位移歷時比較圖

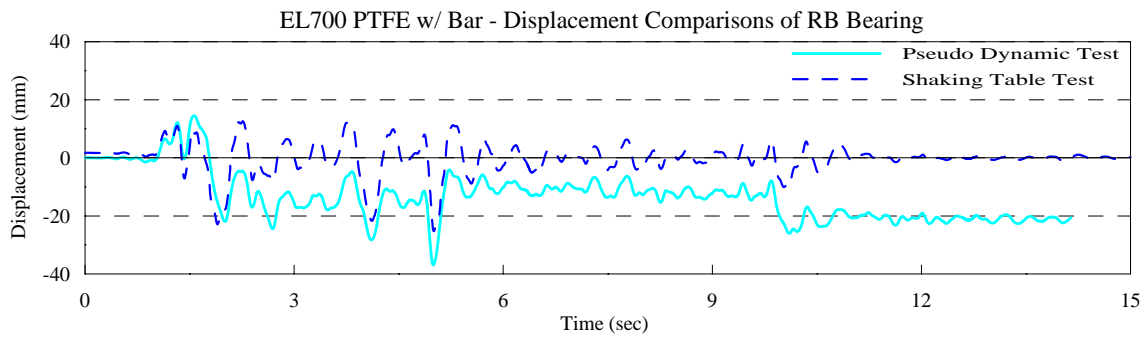


圖 3.28(m) EL700 PTFE w/ Bar 兩種試驗方式之 RB 支承位移歷時比較圖

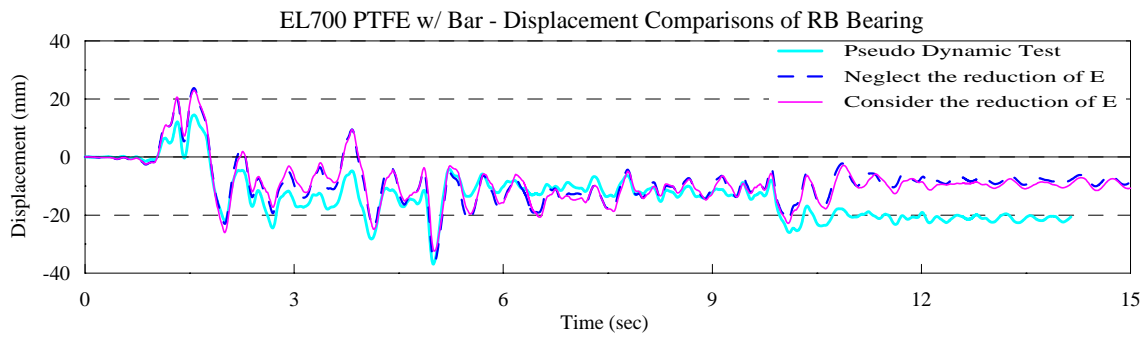


圖 3.28(n) EL700 PTFE w/ Bar 與擬動態試驗之 RB 支承位移歷時比較圖

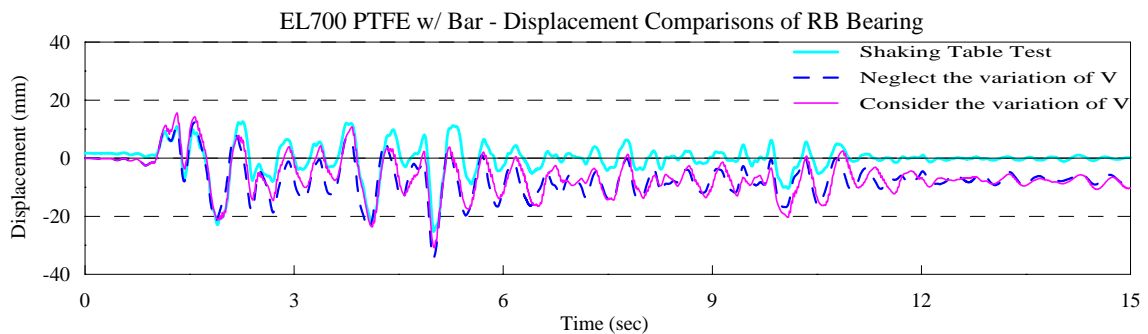


圖 3.28(o) EL700 PTFE w/ Bar 與振動台試驗之 RB 支承位移歷時比較圖

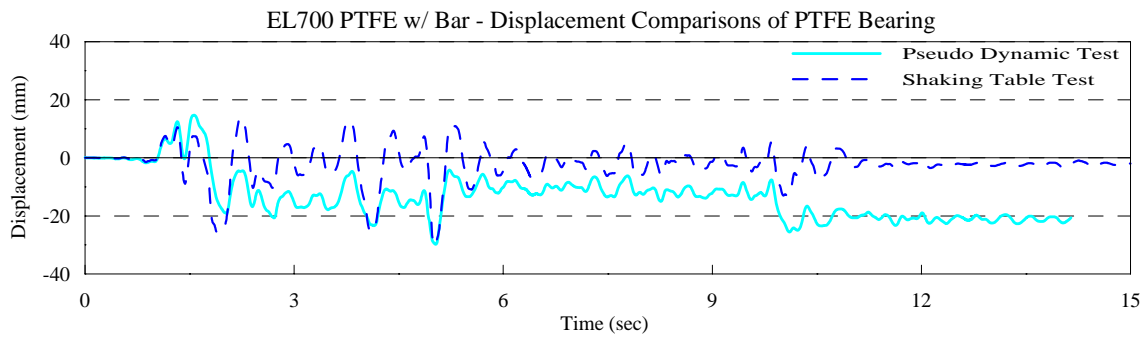


圖 3.28(p) EL700 PTFE w/ Bar 兩種試驗方式之 PTFE 支承位移歷時比較圖

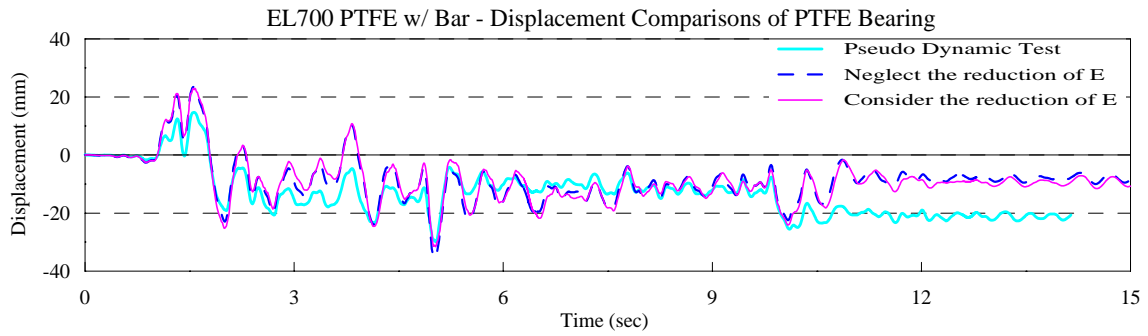


圖 3.28(q) EL700 PTFE w/ Bar 與擬動態試驗之 PTFE 支承位移歷時比較圖

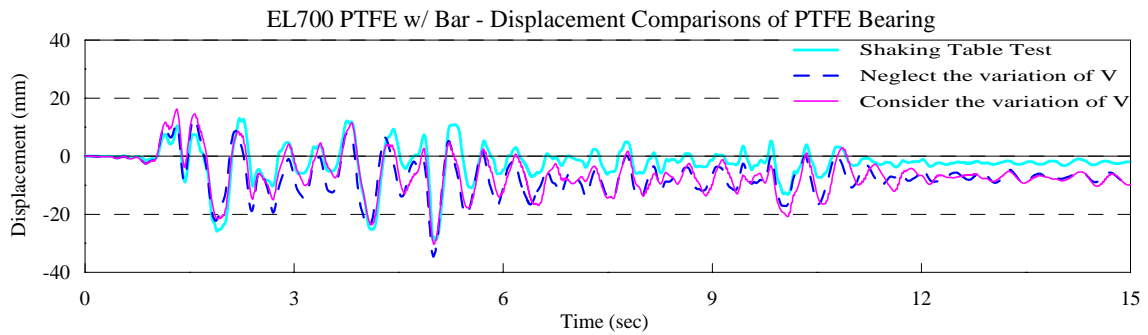


圖 3.28(r) EL700 PTFE w/ Bar 與振動台試驗之 PTFE 支承位移歷時比較圖

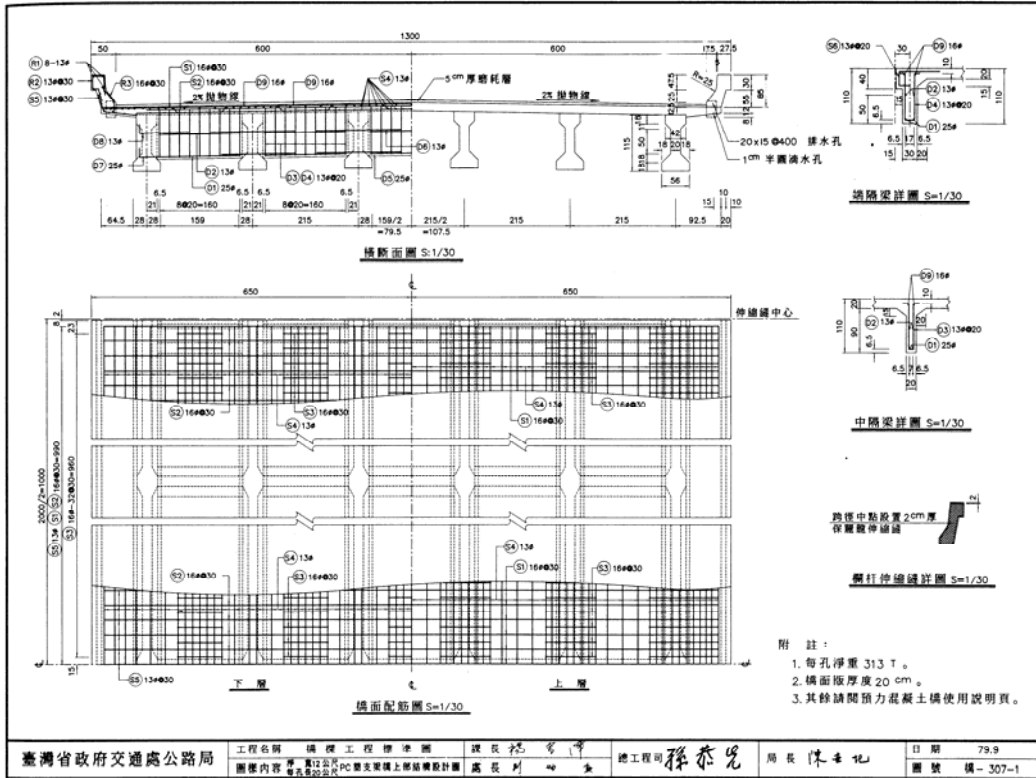


圖 4.1 橋梁工程標準圖—上部結構設計圖 [台灣省交通處公路局，1991]

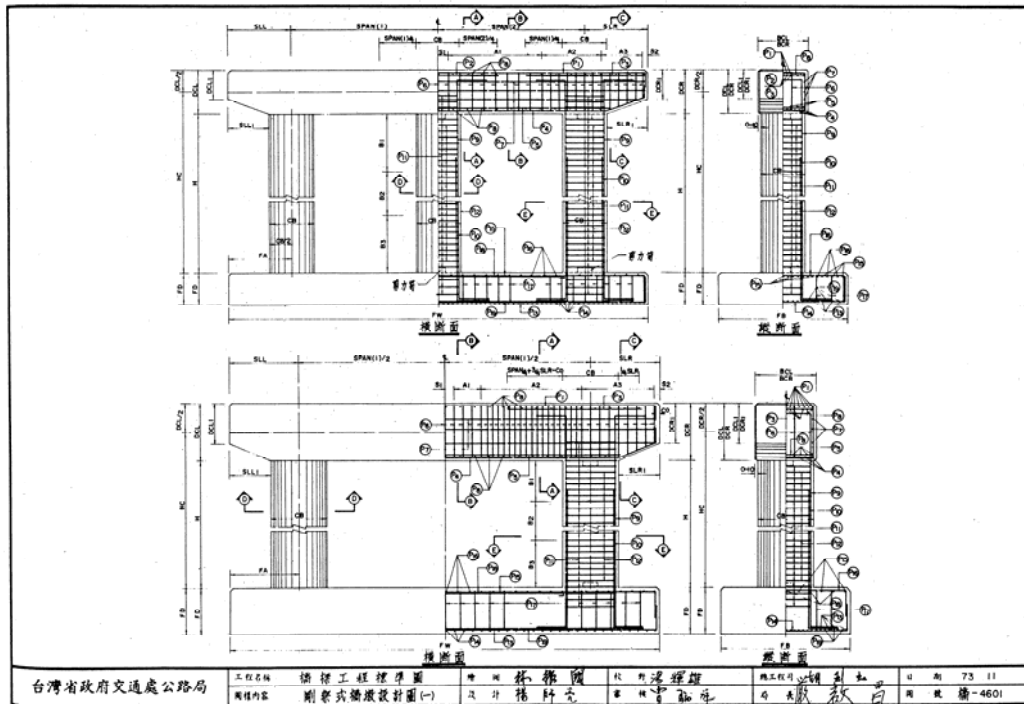


圖 4.2 橋梁工程標準圖—剛架式橋墩設計圖 [台灣省交通處公路局，1985]

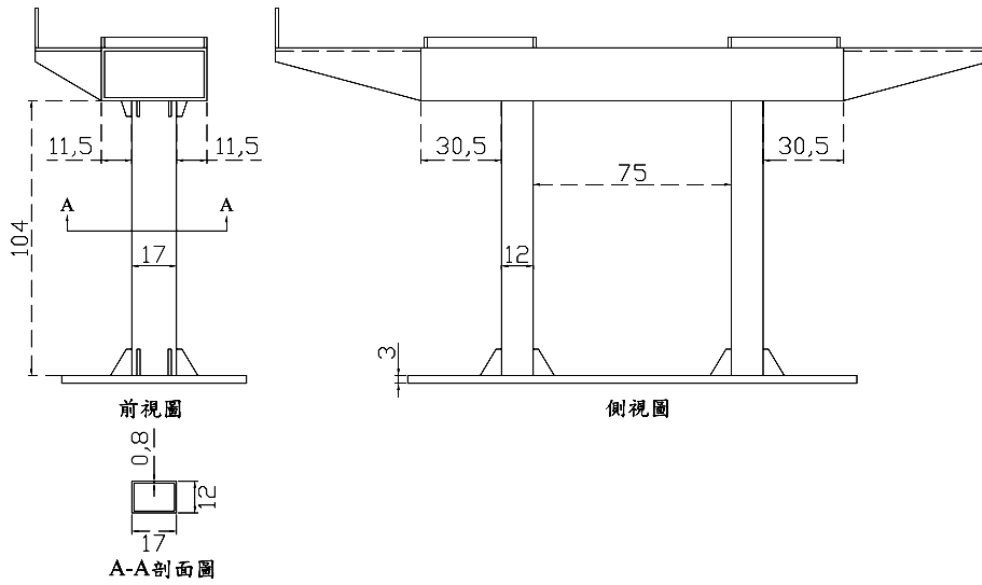


圖 4.3 縮尺橋梁下部結構設計圖 [廖垣銓，2006]

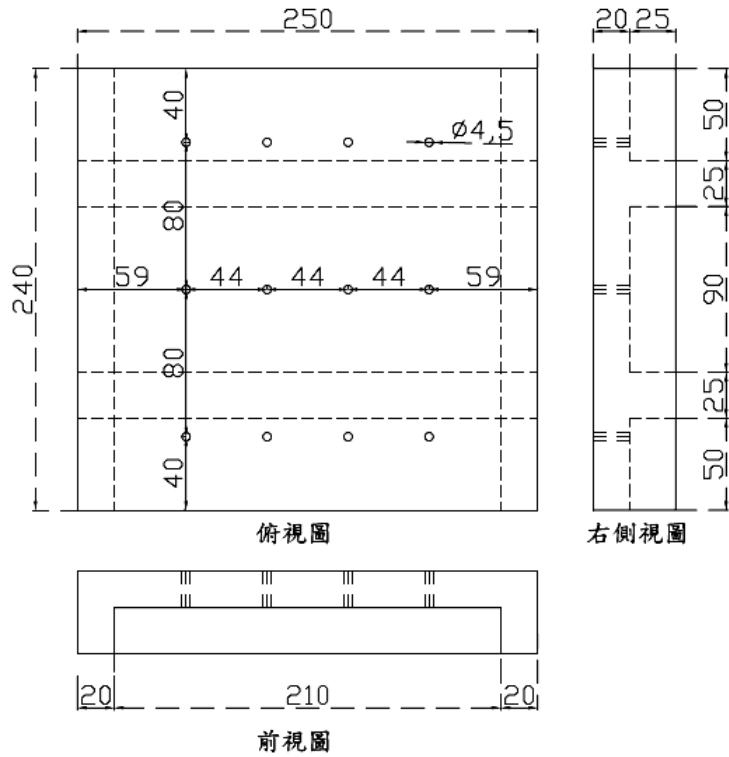


圖 4.4 縮尺橋梁上部結構設計圖 [廖垣銓，2006]

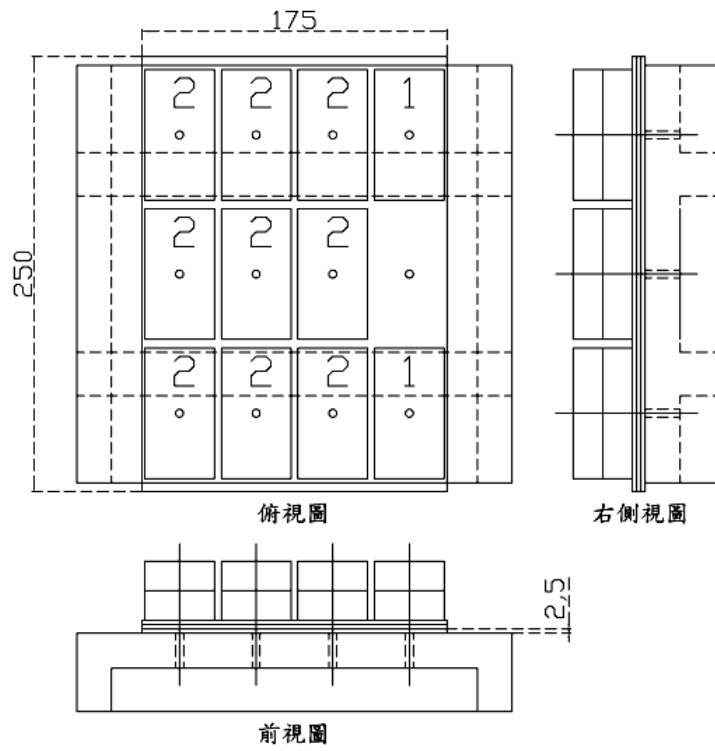


圖 4.5 外加載重配置圖

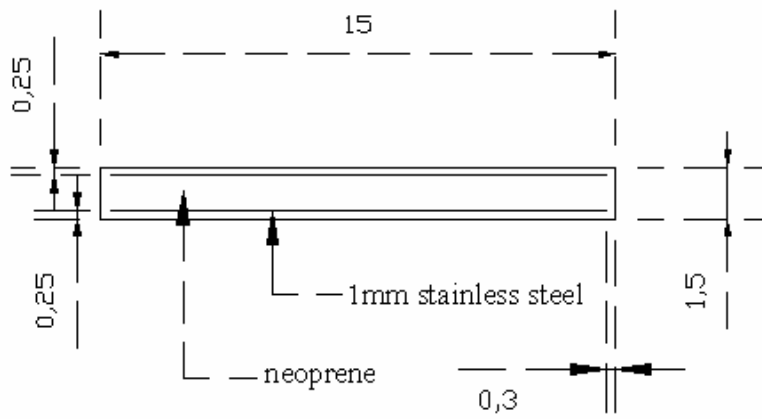


圖 4.6 橡膠支承墊構造圖

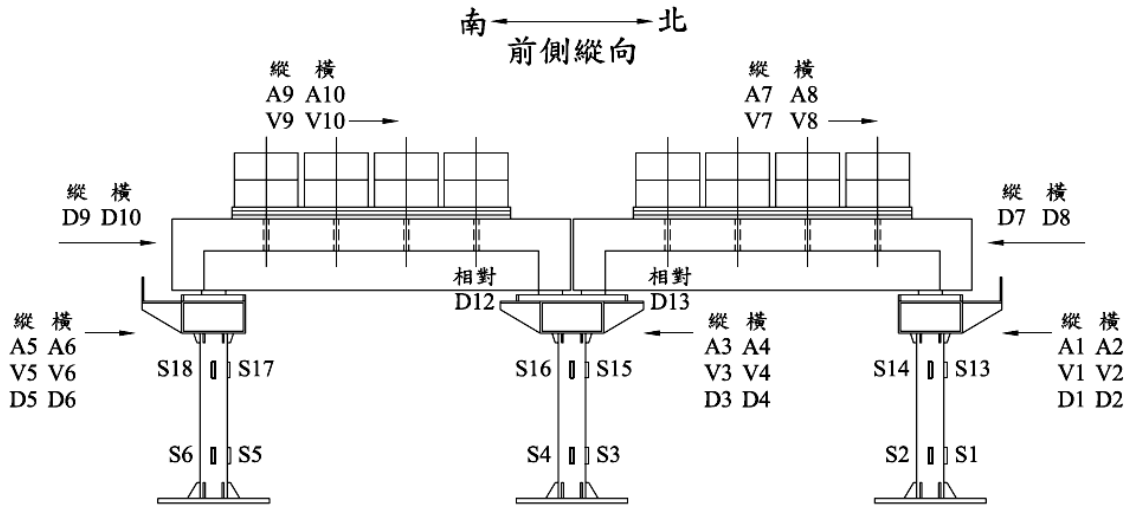


圖 4.7 量測儀器配置前視圖

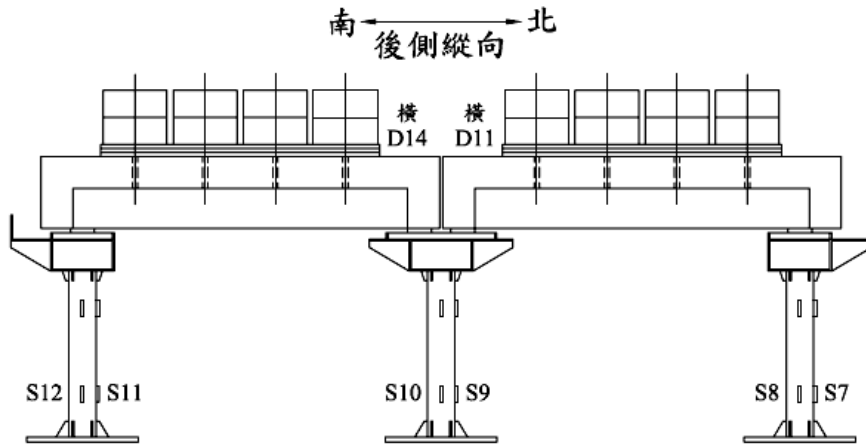


圖 4.8 量測儀器配置後視圖

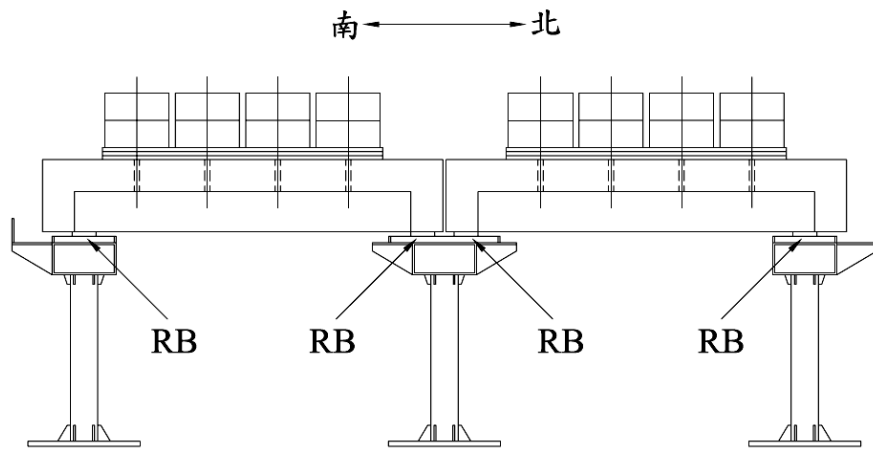


圖 4.9 RB 組配置示意圖

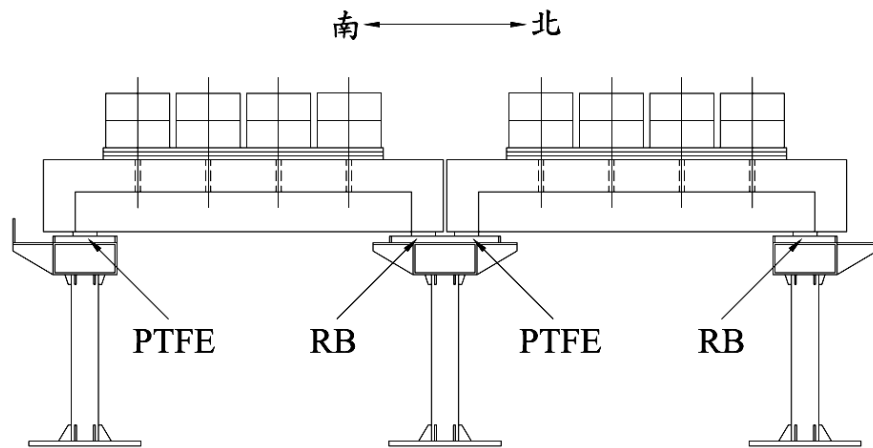


圖 4.10 PTFE 組配置示意圖

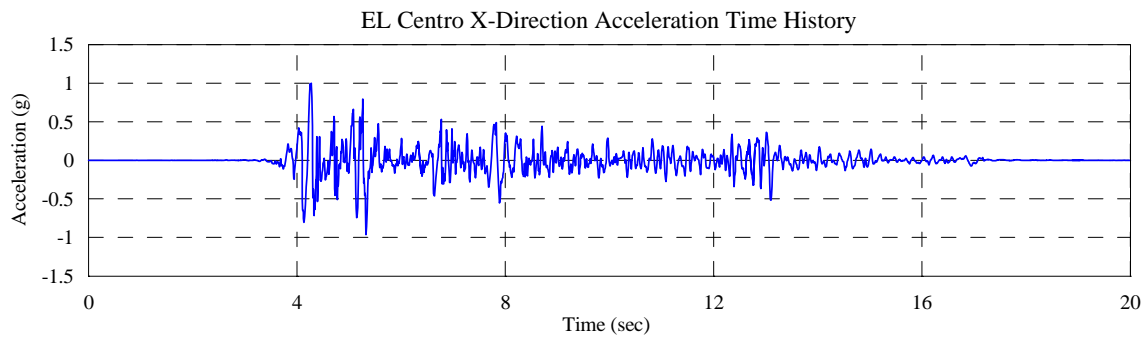


圖 4.11(a) EL Centro X 向加速度歷時 (正規化至 1g)

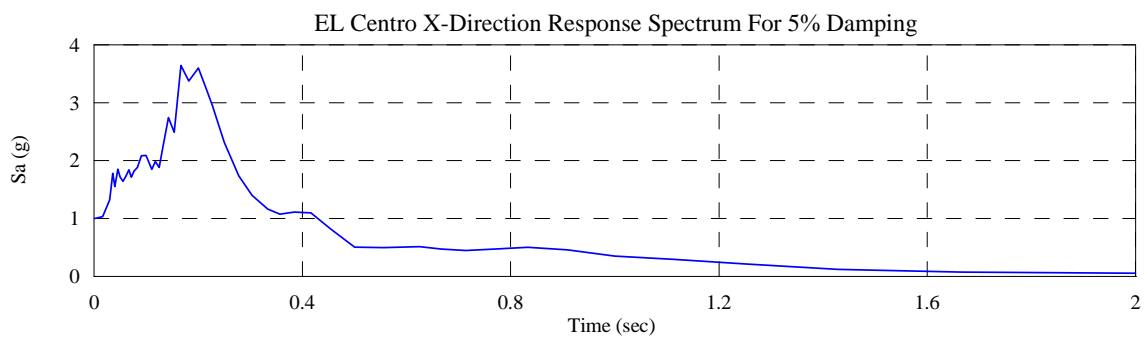


圖 4.11(b) EL Centro X 向加速度反應譜

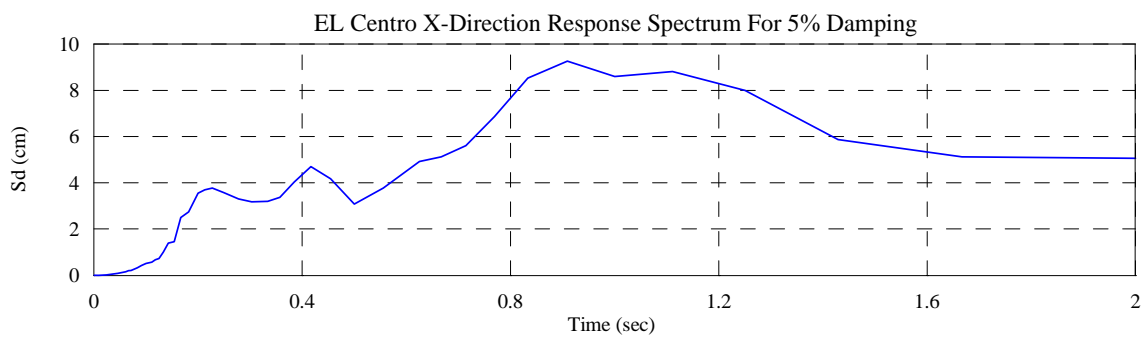


圖 4.11(c) EL Centro X 向位移反應譜

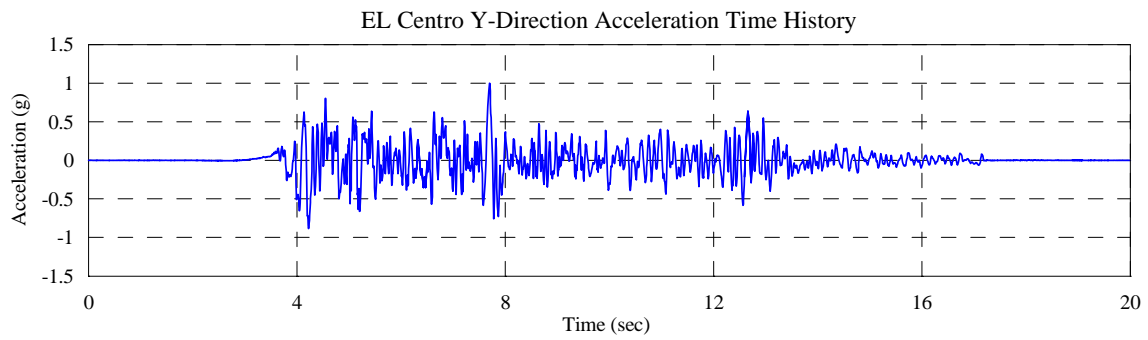


圖 4.12(a) EL Centro Y 向加速度歷時 (正規化至 1g)

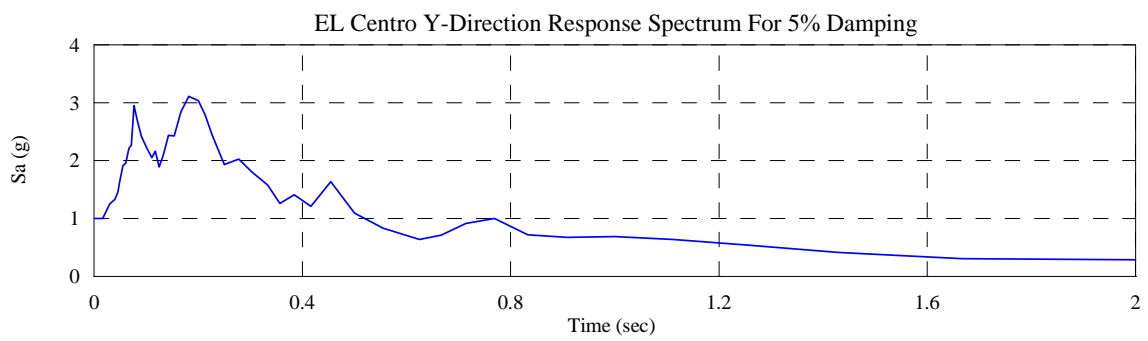


圖 4.12(b) EL Centro Y 向加速度反應譜

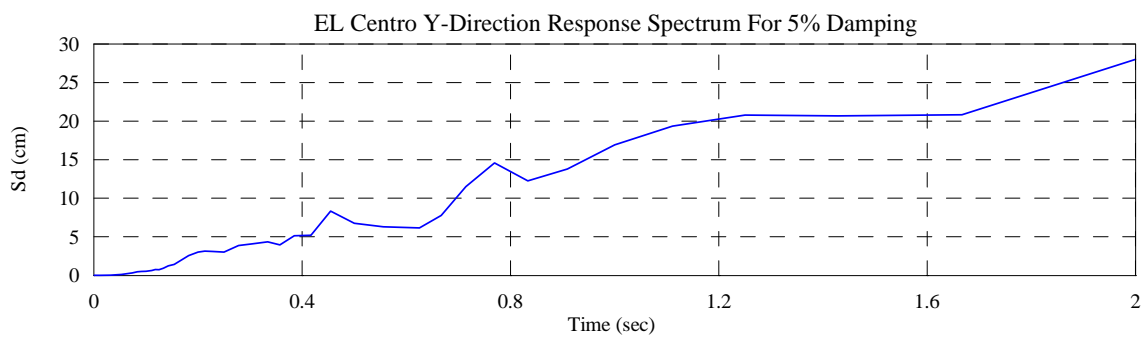


圖 4.12(c) EL Centro Y 向位移反應譜

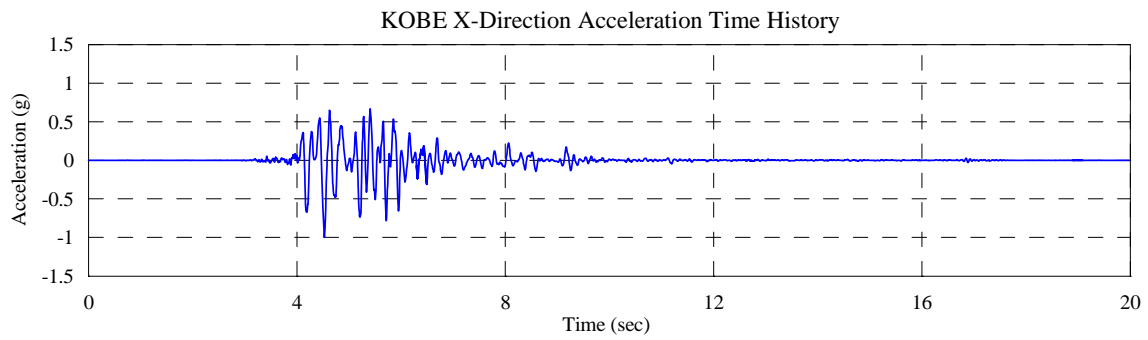


圖 4.13(a) KOBE X 向加速度歷時 (正規化至 1g)

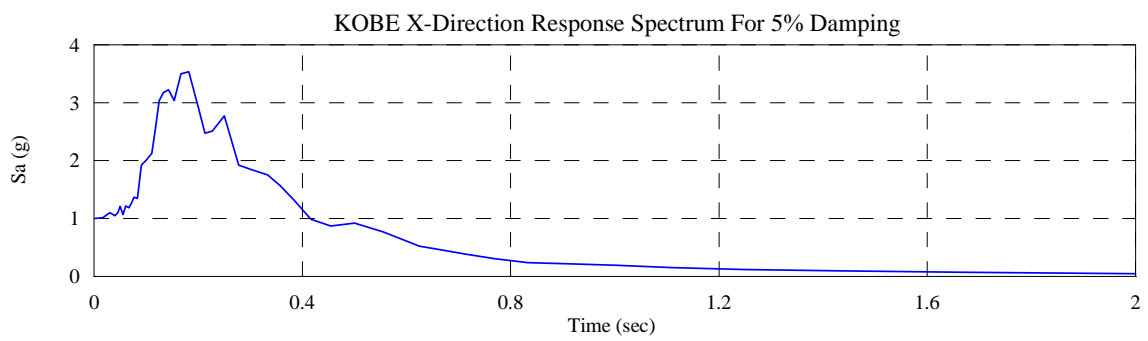


圖 4.13(b) KOBE X 向加速度反應譜

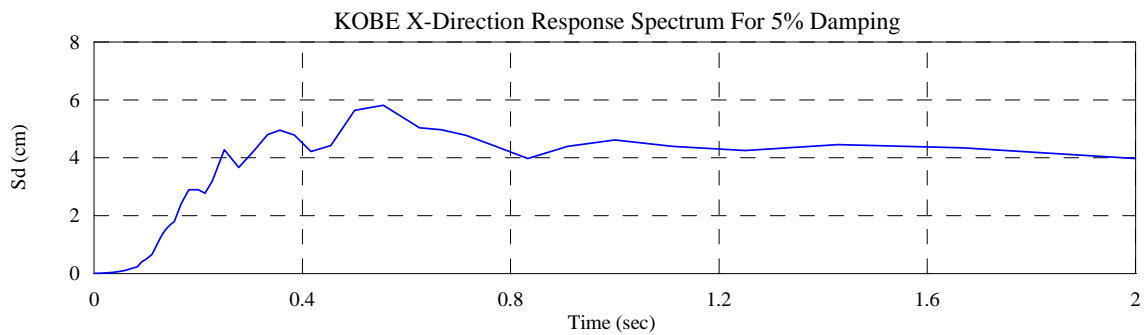


圖 4.13(c) KOBE X 向位移反應譜

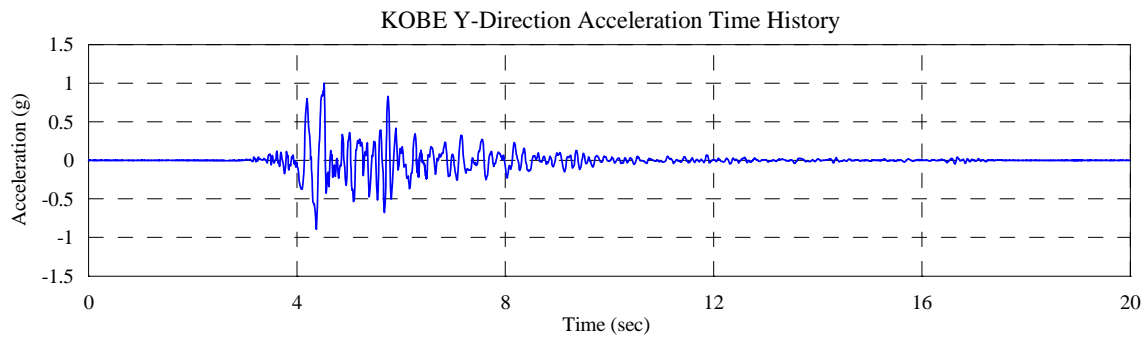


圖 4.14(a) KOBE Y 向加速度歷時 (正規化至 1g)

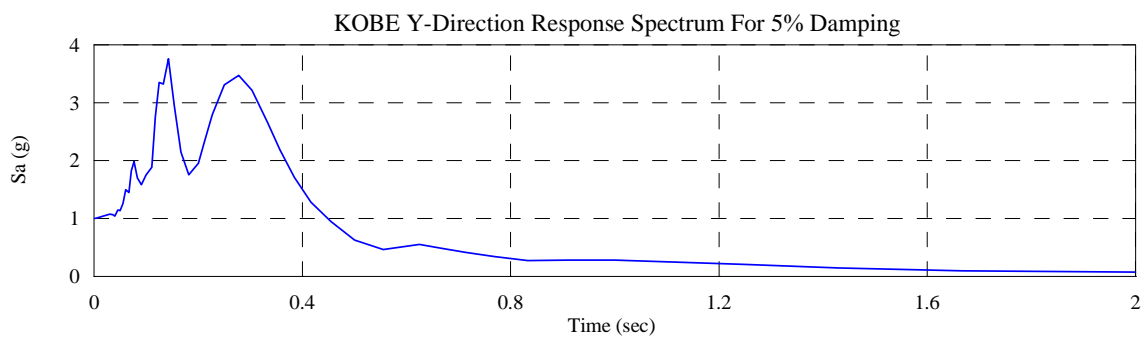


圖 4.14(b) KOBE Y 向加速度反應譜

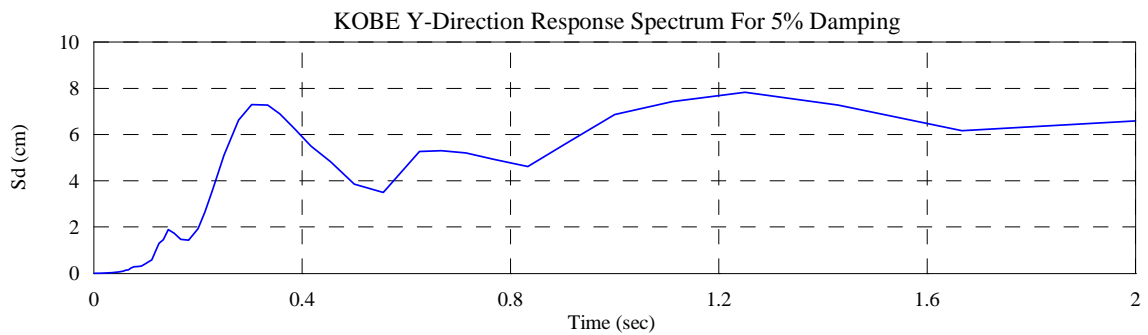


圖 4.14(c) KOBE Y 向位移反應譜

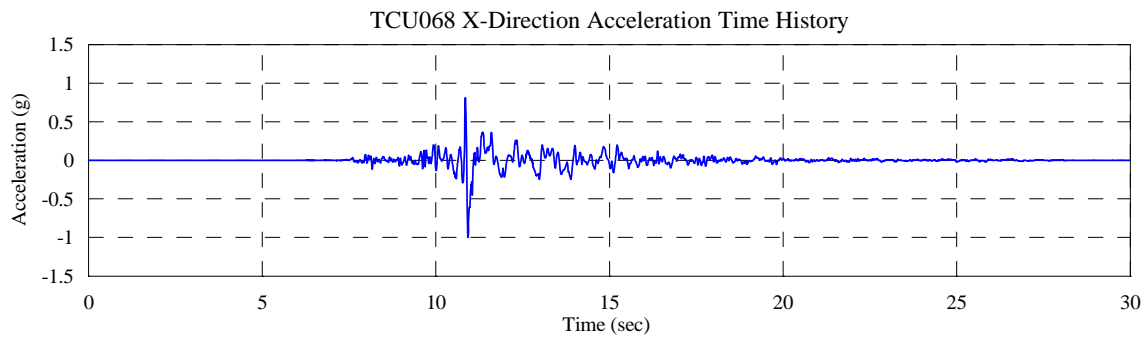


圖 4.15(a) TCU068 X 向加速度歷時 (正規化至 1g)

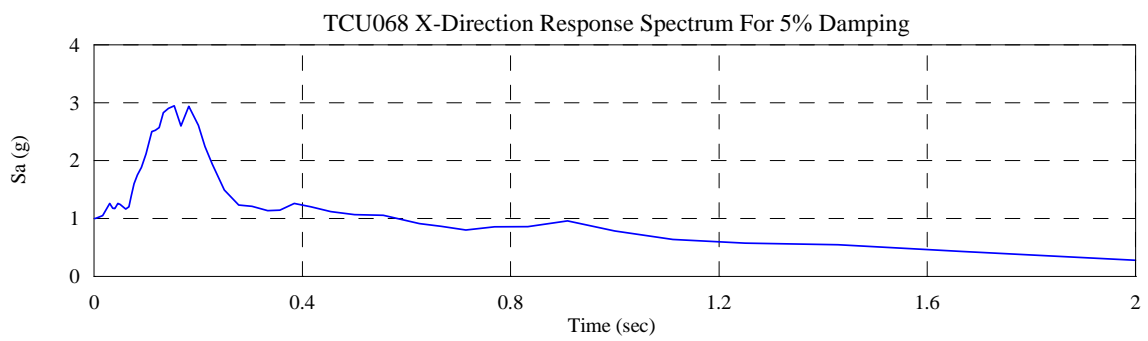


圖 4.15(b) TCU068 X 向加速度反應譜

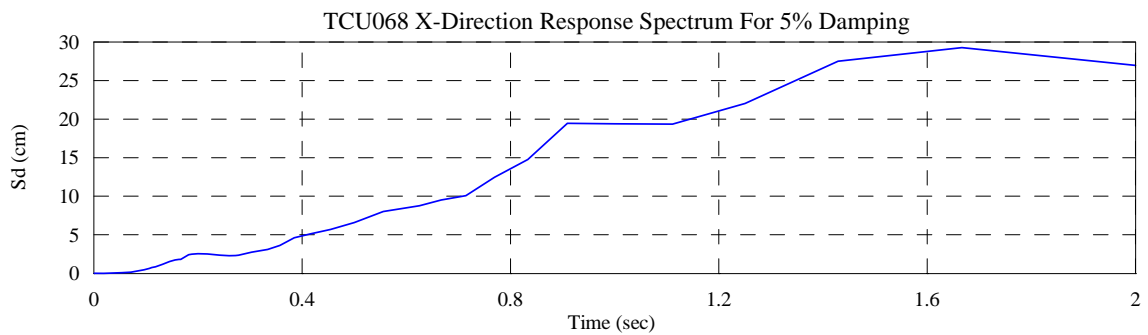


圖 4.15(c) TCU068 X 向位移反應譜

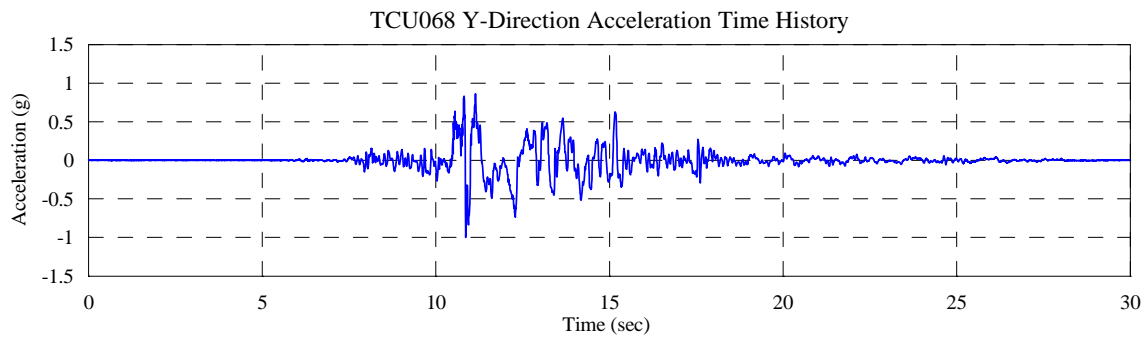


圖 4.16(a) TCU068 Y 向加速度歷時 (正規化至 1g)

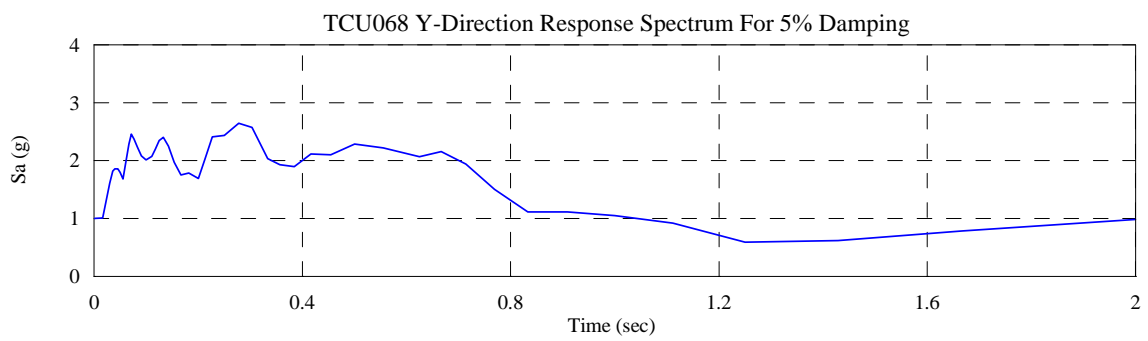


圖 4.16(b) TCU068 Y 向加速度反應譜

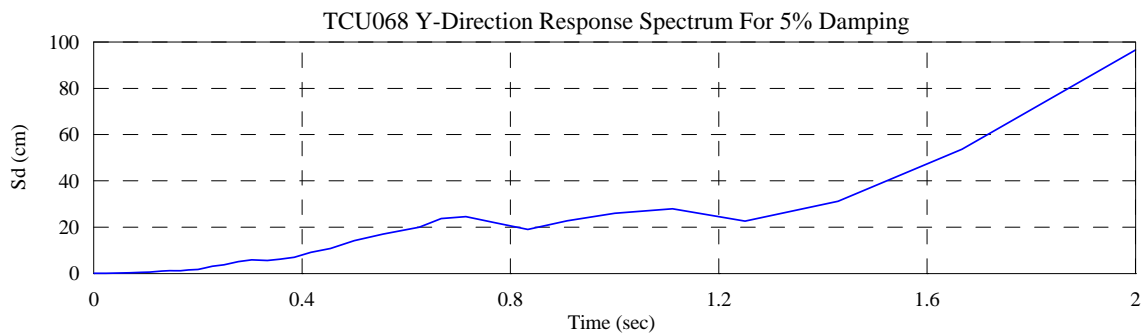


圖 4.16(c) TCU068 Y 向位移反應譜

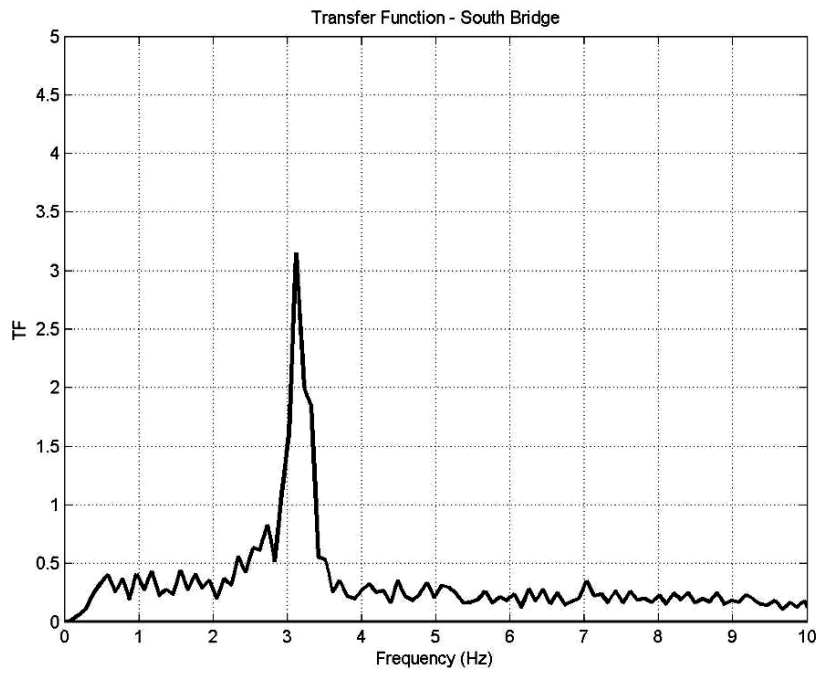


圖 4.17(a) White Noise X100 南側上部結構識別結果

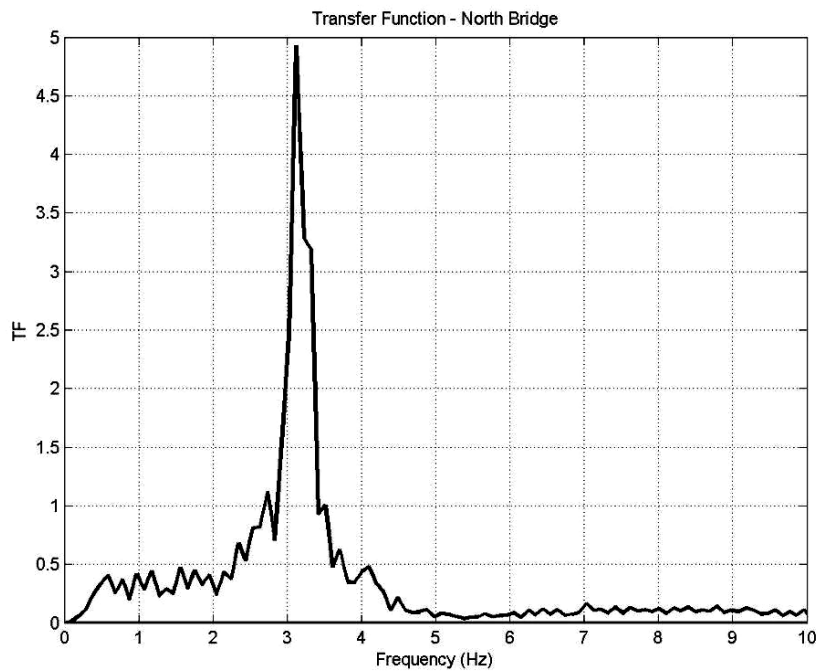


圖 4.17(b) White Noise X100 北側上部結構識別結果

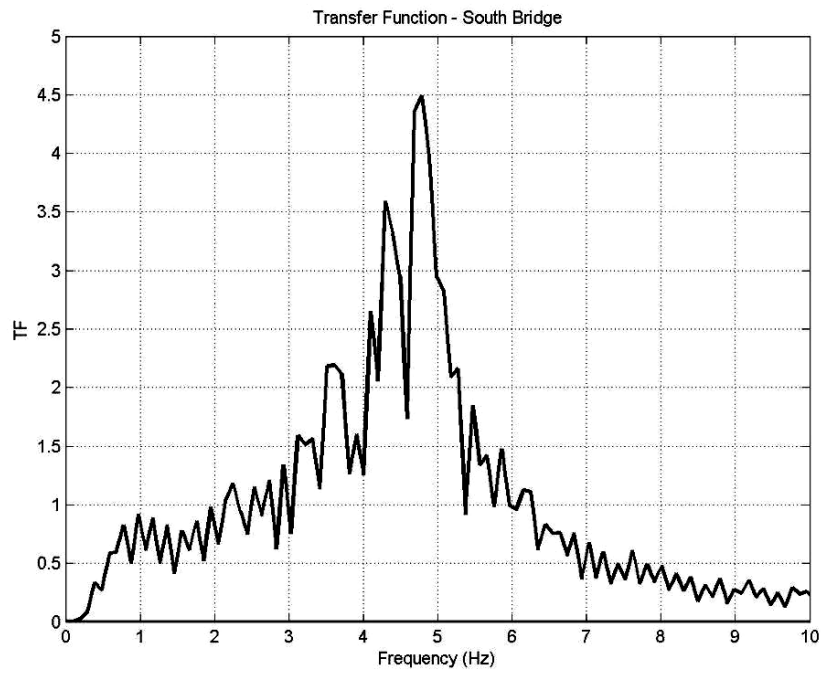


圖 4.18(a) White Noise Y100 南側上部結構識別結果

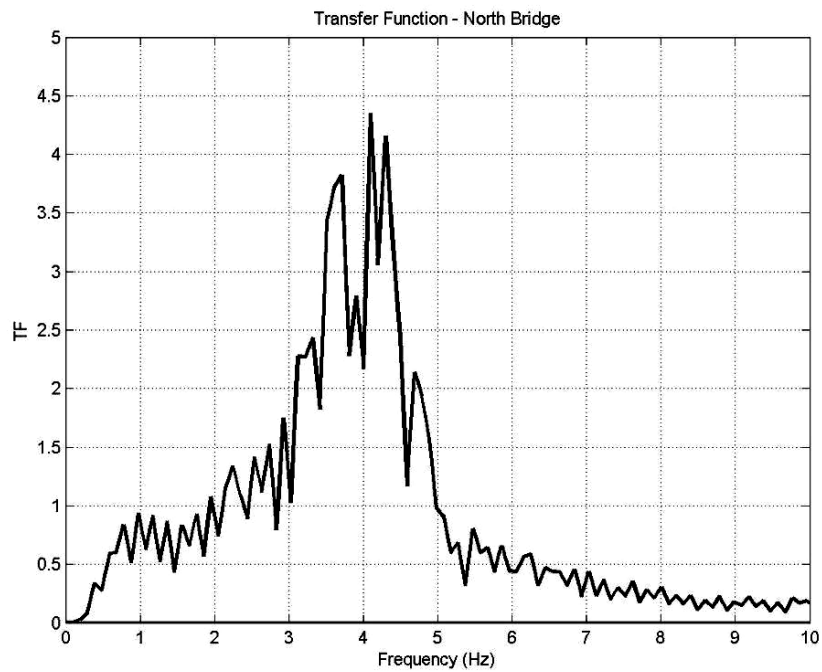


圖 4.18(b) White Noise Y100 北側上部結構識別結果

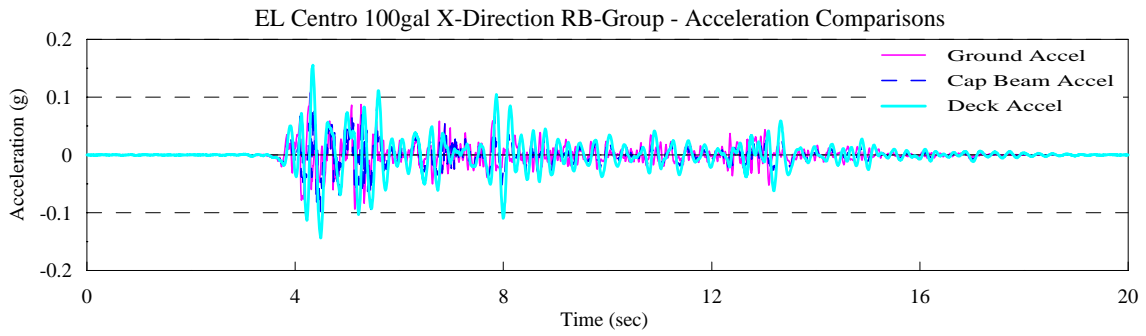


圖 4.19(a) EL Centro X 向 RB 組之橋梁構件加速度歷時比較 (PGA=0.1g)

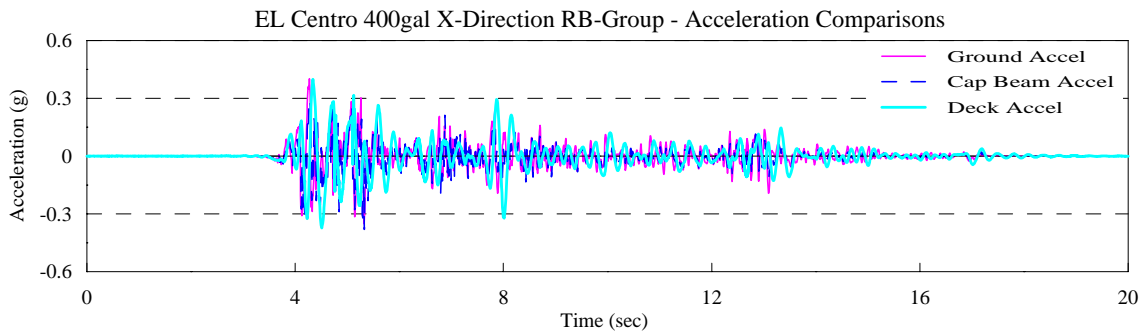


圖 4.19(b) EL Centro X 向 RB 組之橋梁構件加速度歷時比較 (PGA=0.4g)

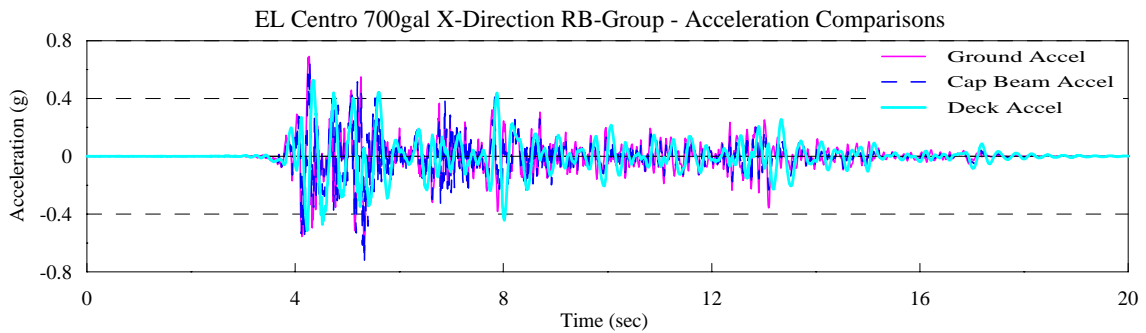


圖 4.19(c) EL Centro X 向 RB 組之橋梁構件加速度歷時比較 (PGA=0.7g)

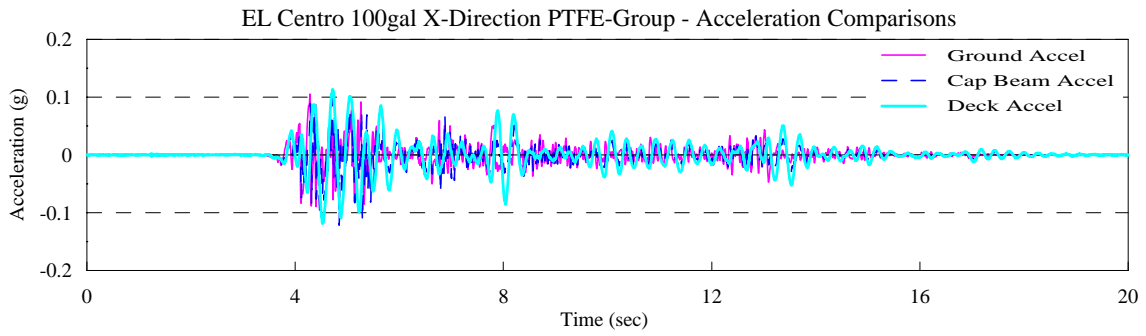


圖 4.20(a) EL Centro X 向 PTFE 組之橋梁構件加速度歷時比較 (PGA=0.1g)

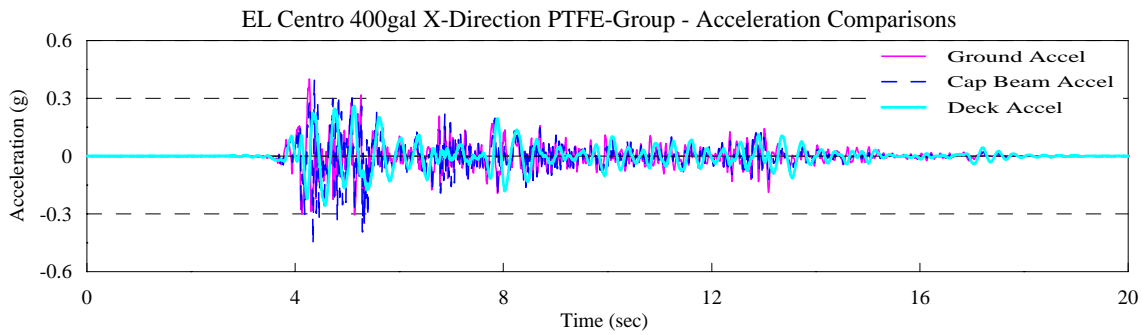


圖 4.20(b) EL Centro X 向 PTFE 組之橋梁構件加速度歷時比較 (PGA=0.4g)

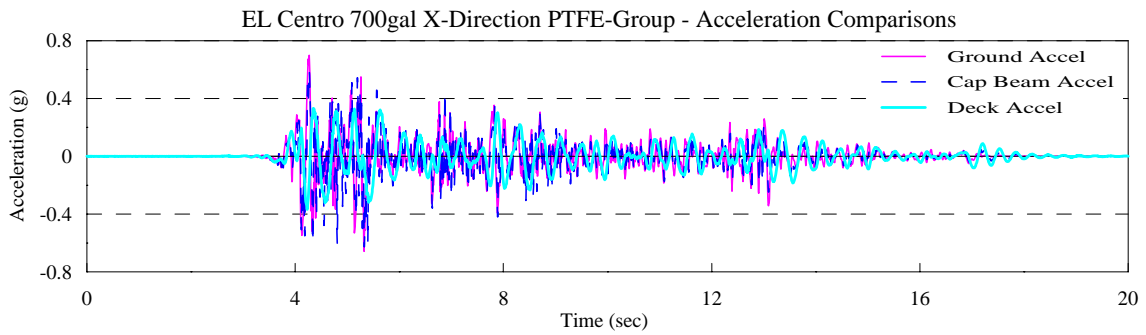


圖 4.20(c) EL Centro X 向 PTFE 組之橋梁構件加速度歷時比較 (PGA=0.7g)

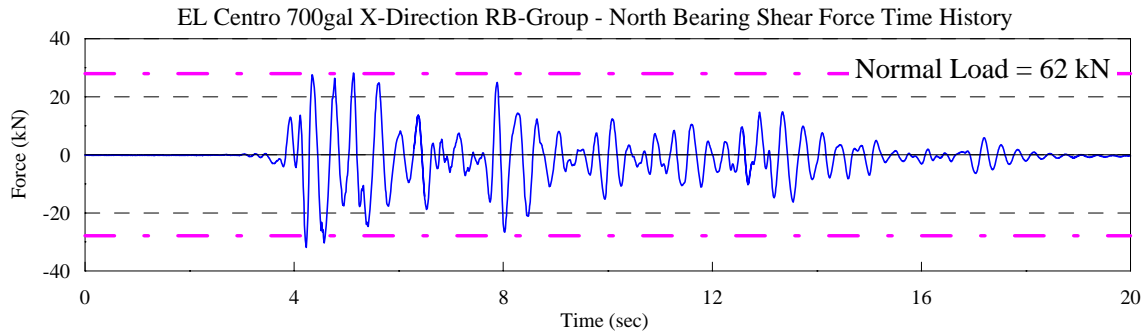


圖 4.21(a) EL Centro X 向 RB 組之北側支承墊剪力歷時圖 (PGA=0.7g)

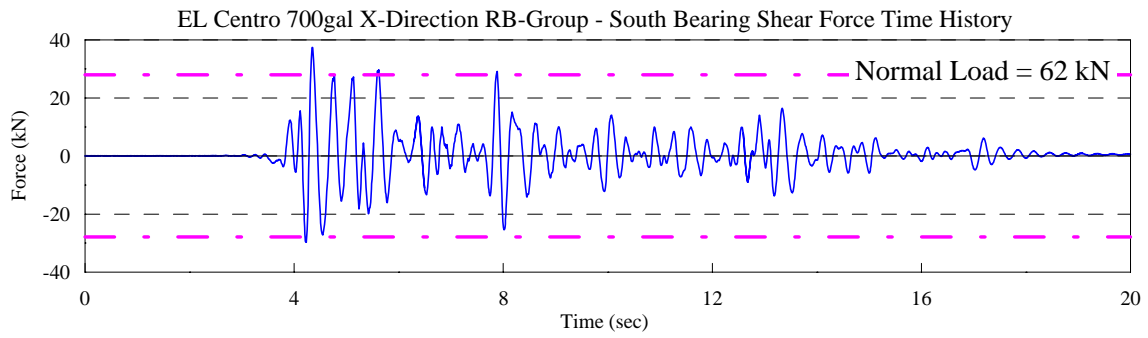


圖 4.21(b) EL Centro X 向 RB 組之南側支承墊剪力歷時圖 (PGA=0.7g)

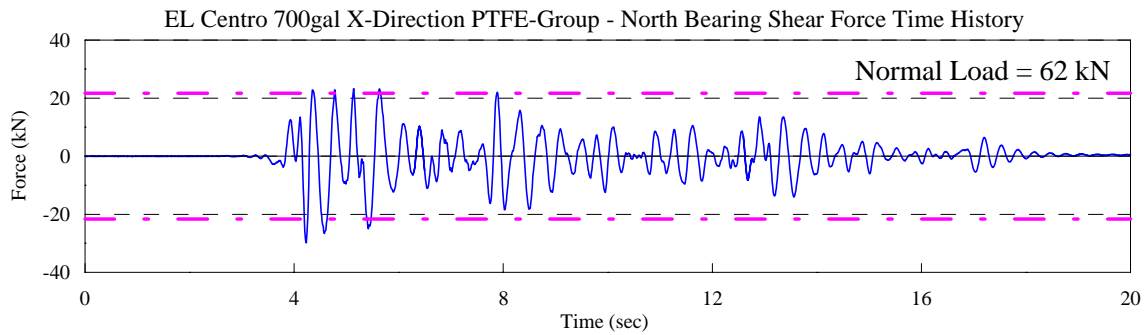


圖 4.22(a) EL Centro X 向 PTFE 組之北側支承墊剪力歷時圖 (PGA=0.7g)

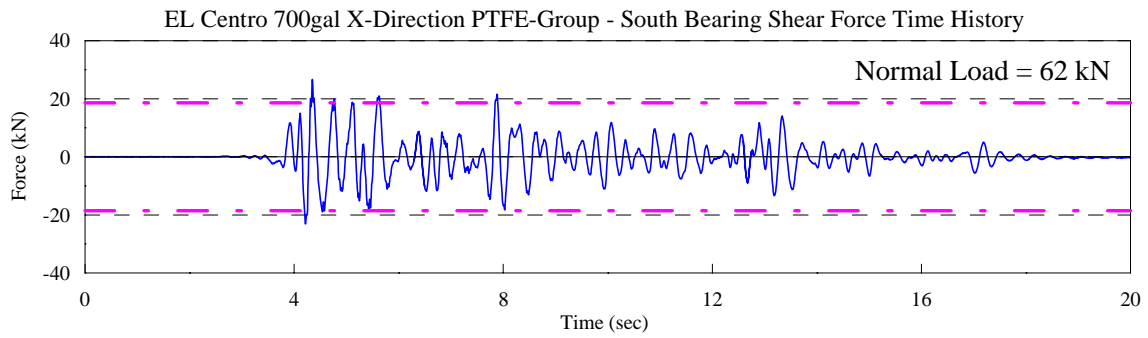


圖 4.22(b) EL Centro X 向 PTFE 組之南側支承墊剪力歷時圖 (PGA=0.7g)

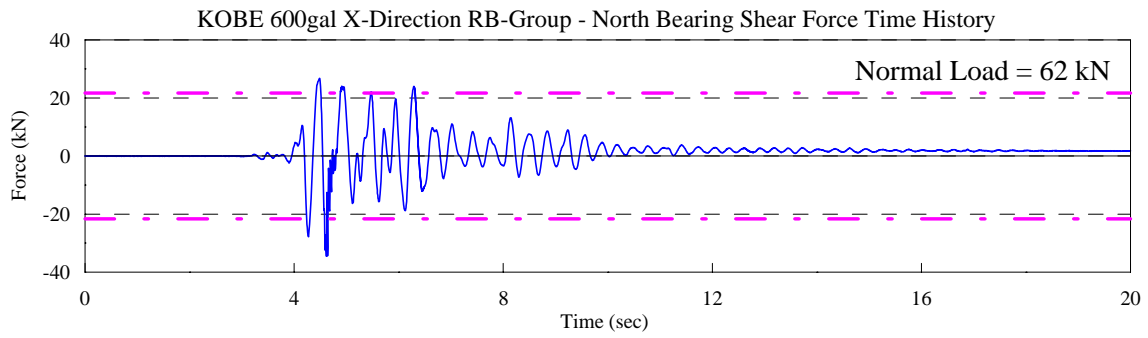


圖 4.23(a) KOBE X 向 RB 組之北側支承墊剪力歷時圖 (PGA=0.6g)

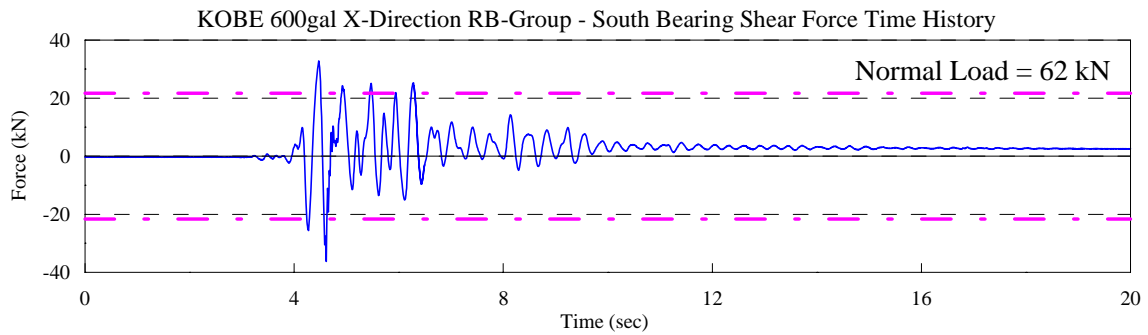


圖 4.23(b) KOBE X 向 RB 組之南側支承墊剪力歷時圖 (PGA=0.6g)

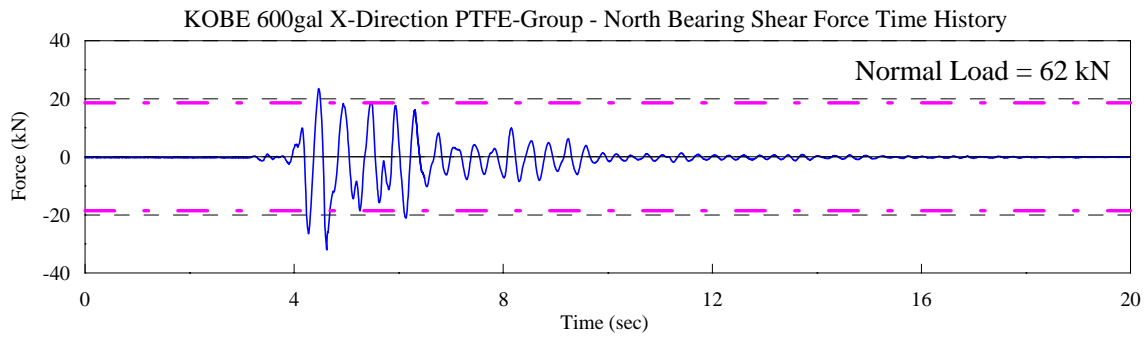


圖 4.24(a) KOBE X 向 PTFE 組之北側支承墊剪力歷時圖 (PGA=0.6g)

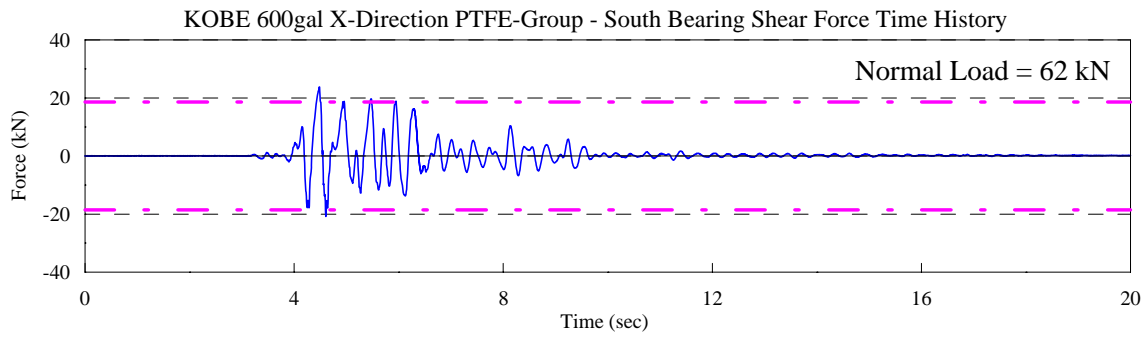


圖 4.24(b) KOBE X 向 PTFE 組之南側支承墊剪力歷時圖 (PGA=0.6g)

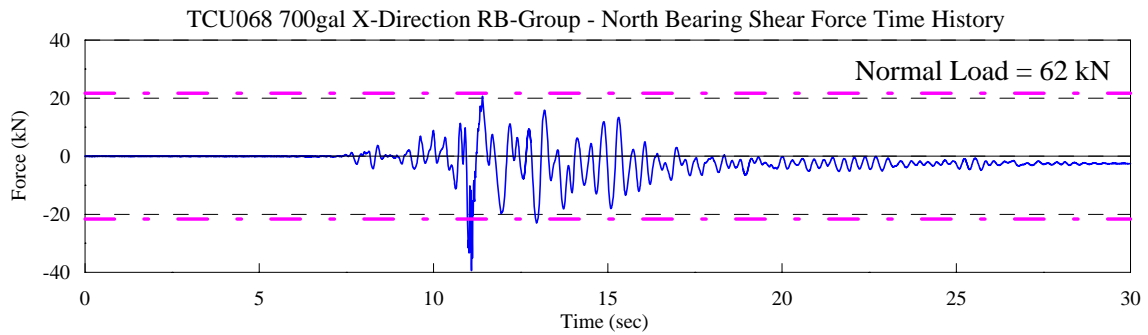


圖 4.25(a) TCU068 X 向 RB 組之北側支承墊剪力歷時圖 (PGA=0.7g)

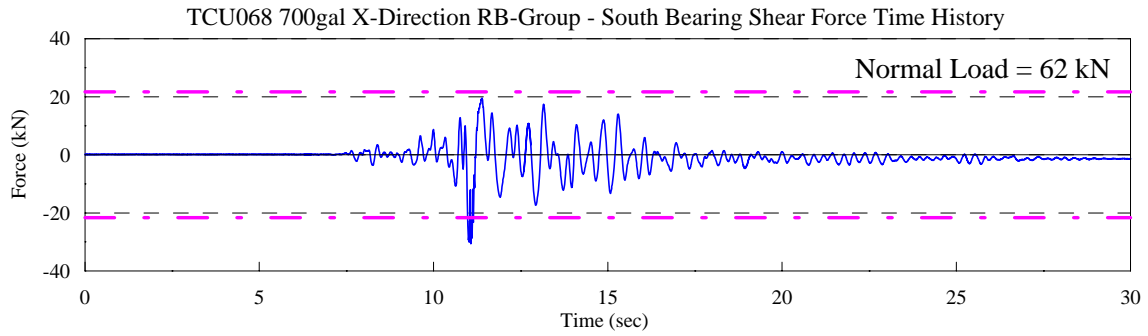


圖 4.25(b) TCU068 X 向 RB 組之南側支承墊剪力歷時圖 (PGA=0.7g)

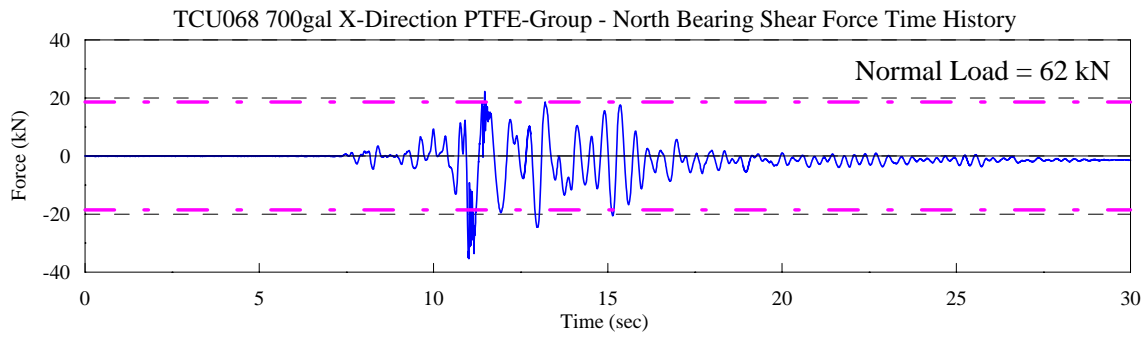


圖 4.26(a) TCU068 X 向 PTFE 組之北側支承墊剪力歷時圖 (PGA=0.7g)

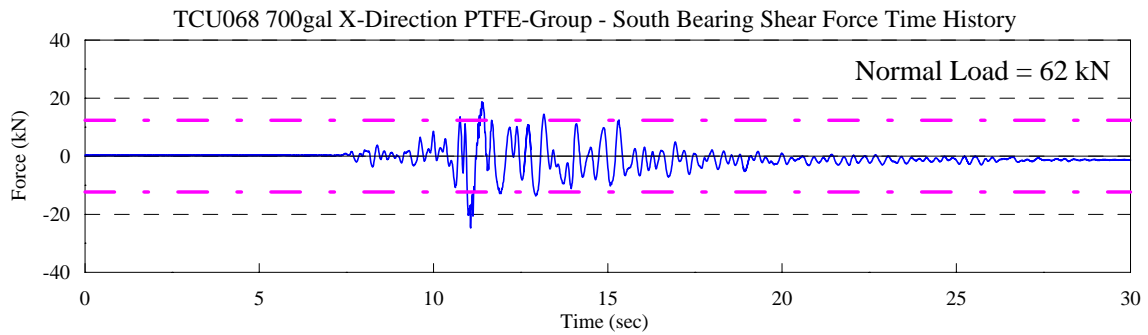


圖 4.26(b) TCU068 X 向 PTFE 組之南側支承墊剪力歷時圖 (PGA=0.7g)

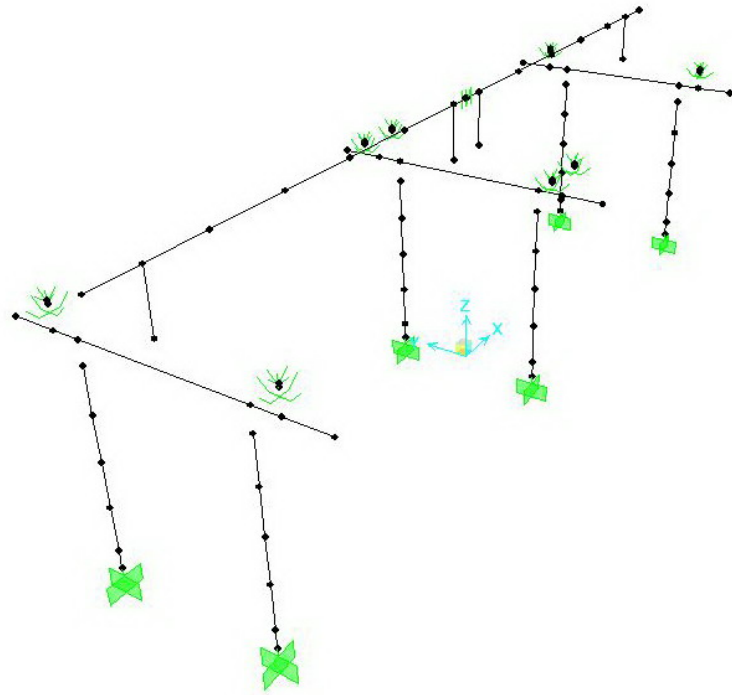


圖 4.27(a) 橋梁分析模型

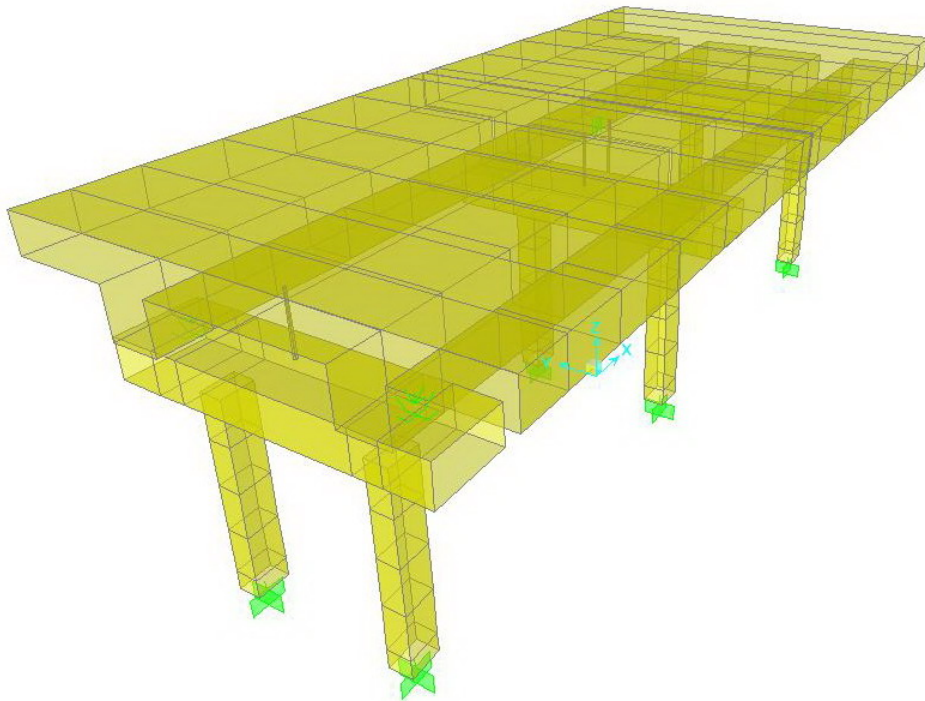


圖 4.27(b) 實體化橋梁分析模型

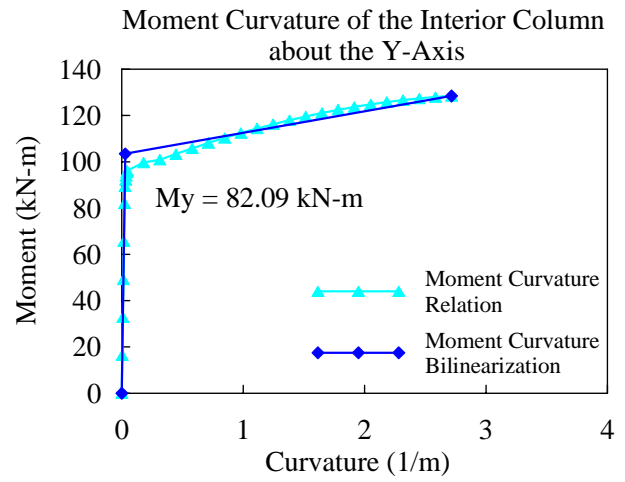
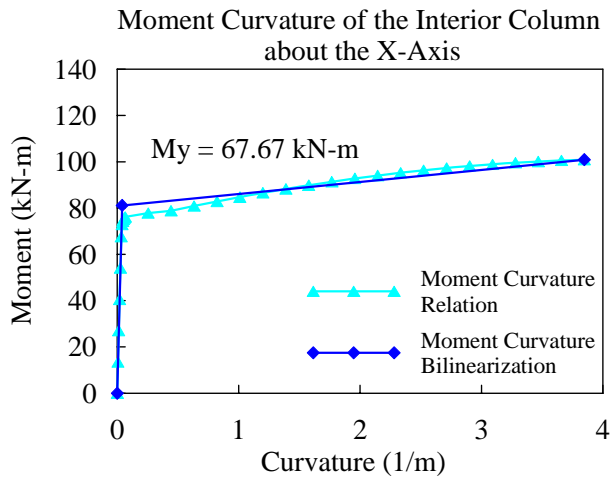


圖 4.28(a) 內側橋柱 X 向之彎矩曲率圖

圖 4.28(b) 內側橋柱 Y 向之彎矩曲率圖

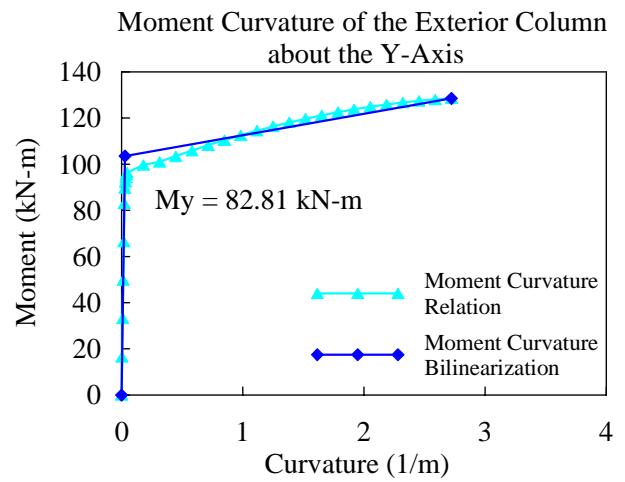
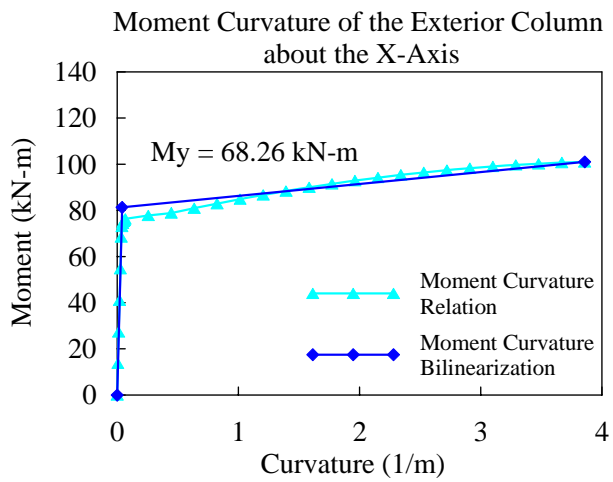


圖 4.28(c) 外側橋柱 X 向之彎矩曲率圖

圖 4.28(d) 外側橋柱 Y 向之彎矩曲率圖

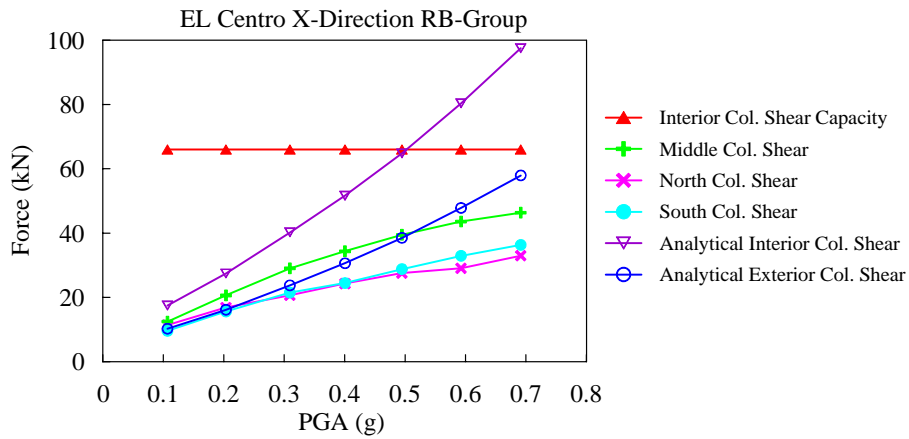


圖 4.29(a) EL Centro X 向 RB 組之最大柱底剪力圖

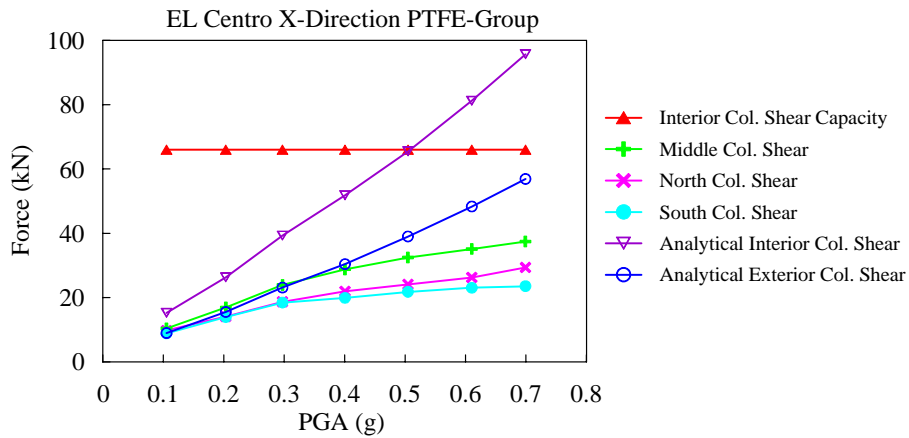


圖 4.29(b) EL Centro X 向 PTFE 組之最大柱底剪力圖

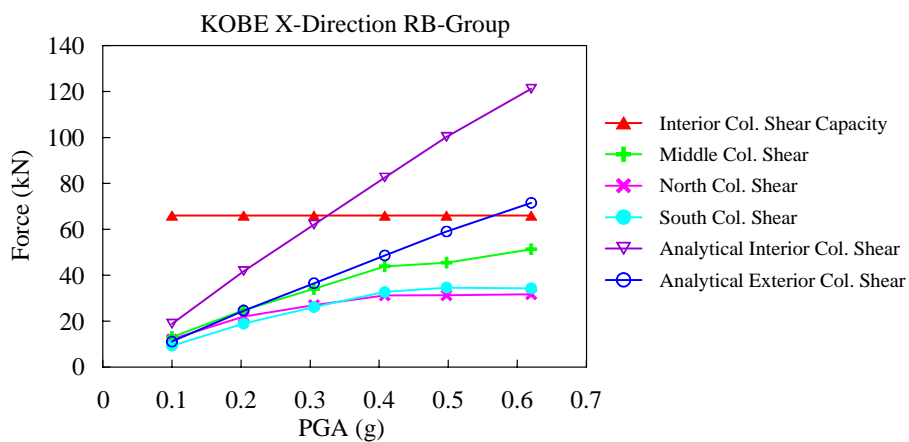


圖 4.30(a) KOBE X 向 RB 組之最大柱底剪力圖

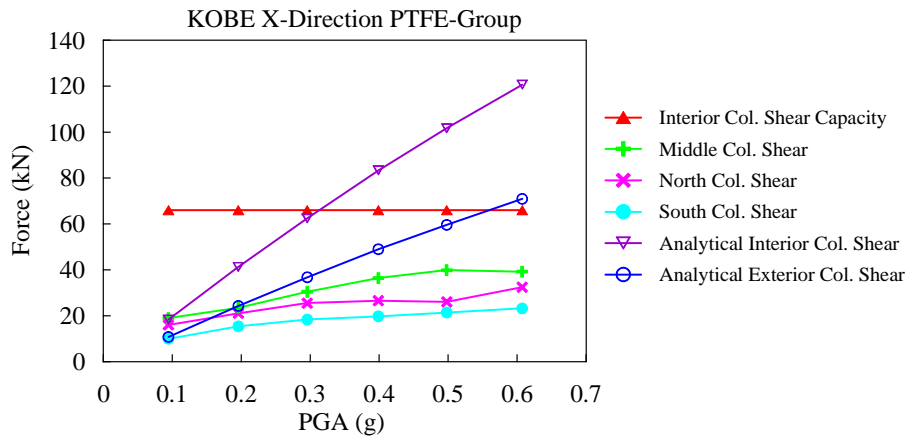


圖 4.30(b) KOBE X 向 PTFE 組之最大柱底剪力圖

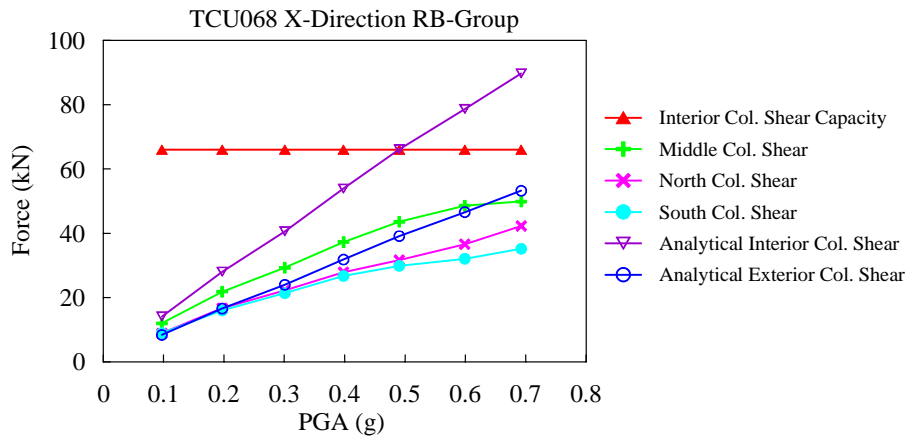


圖 4.31(a) TCU068 X 向 RB 組之最大柱底剪力圖

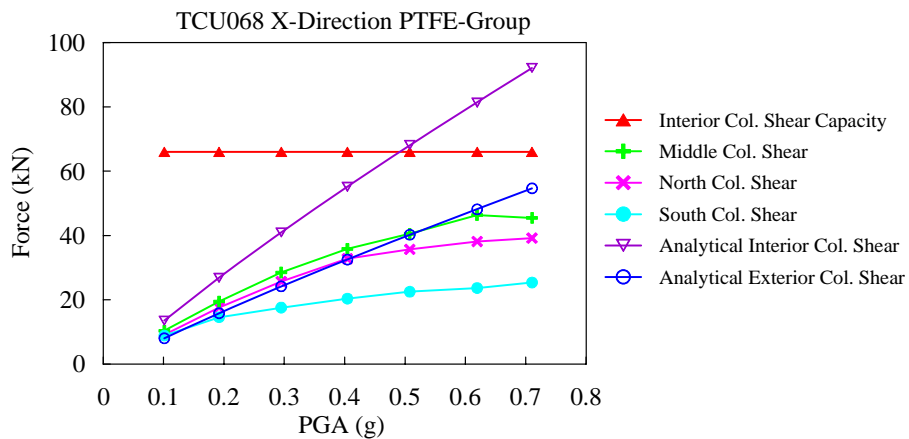


圖 4.31(b) TCU068 X 向 PTFE 組之最大柱底剪力圖

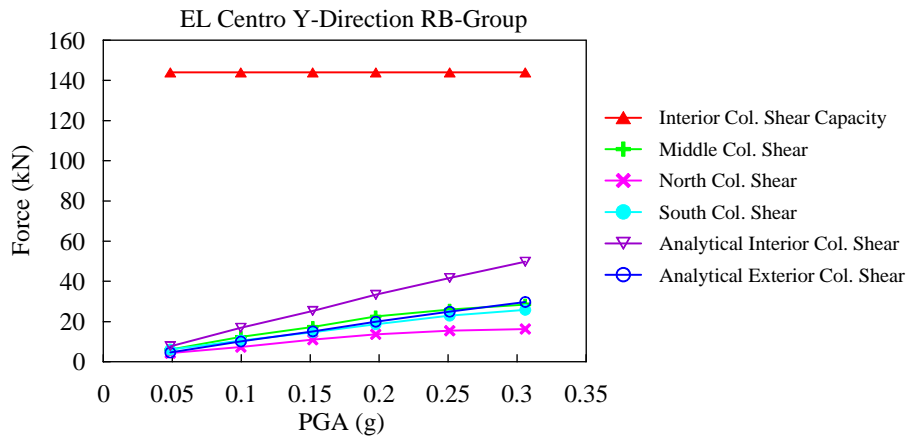


圖 4.32(a) EL Centro Y 向 RB 組之最大柱底剪力圖

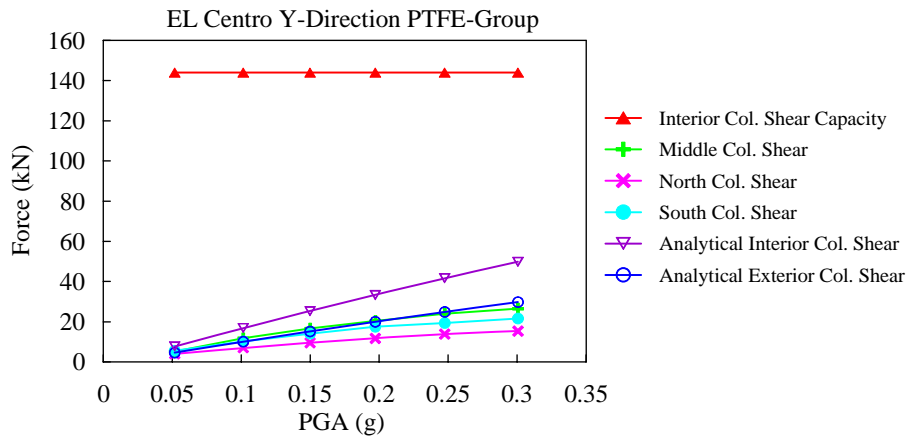


圖 4.32(b) EL Centro Y 向 PTFE 組之最大柱底剪力圖

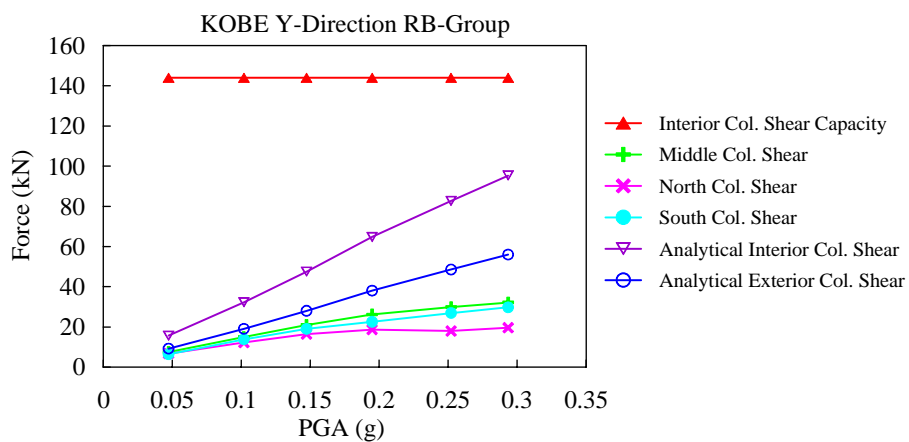


圖 4.33(a) KOBE Y 向 RB 組之最大柱底剪力圖

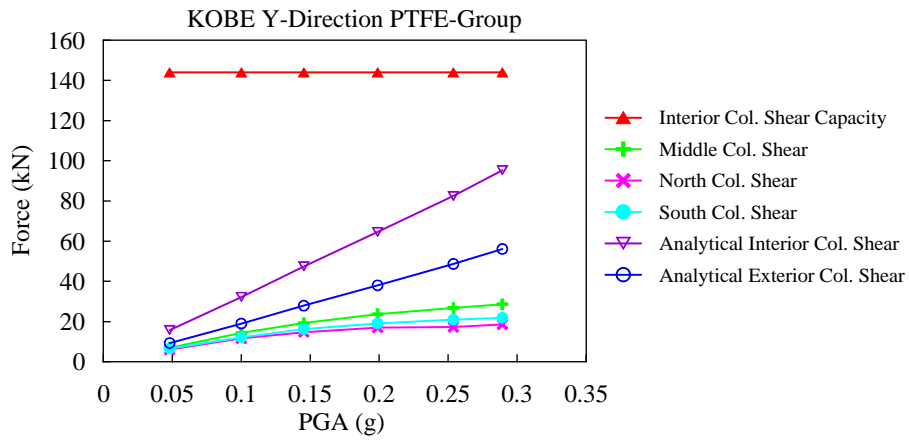


圖 4.33(b) KOBE Y 向 PTFE 組之最大柱底剪力圖

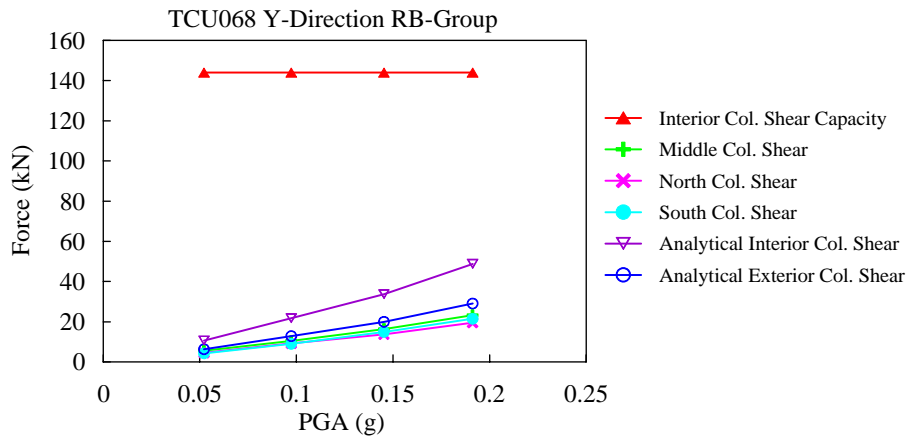


圖 4.34(a) TCU068 Y 向 RB 組之最大柱底剪力圖

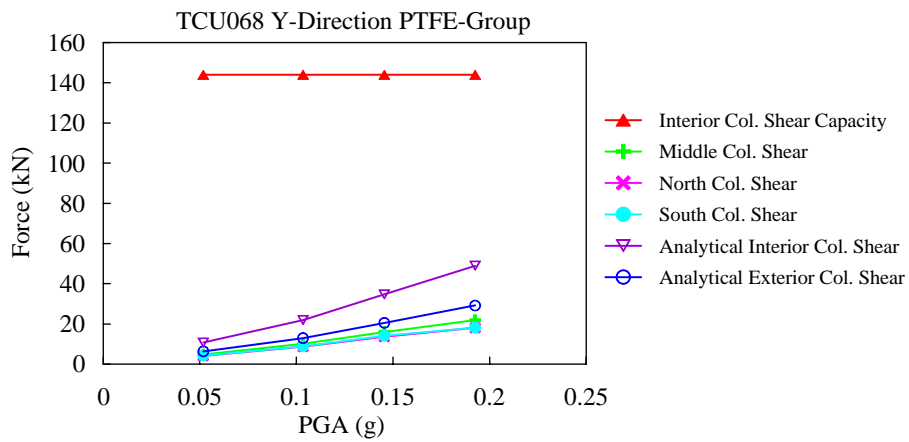


圖 4.34(b) TCU068 Y 向 PTFE 組之最大柱底剪力圖

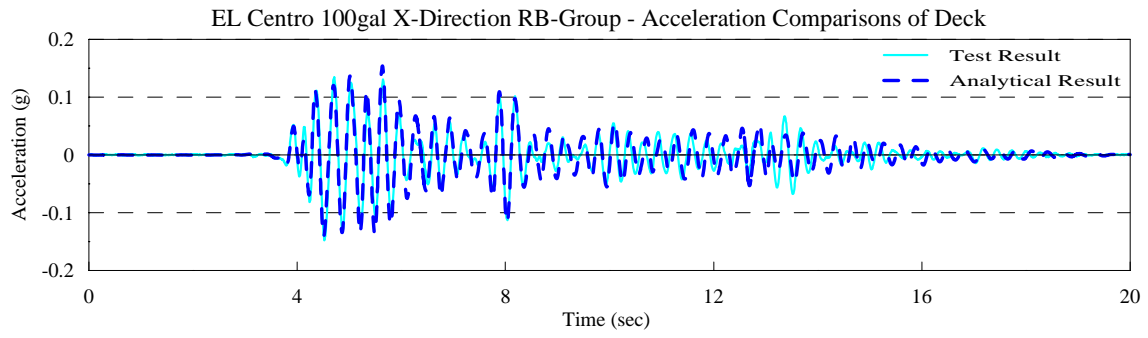


圖 4.35(a) EL Centro X 向 RB 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.1g)

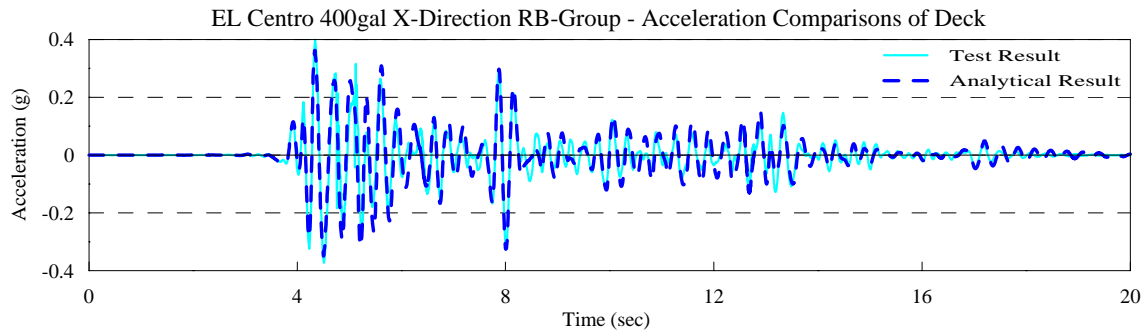


圖 4.35(b) EL Centro X 向 RB 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.4g)

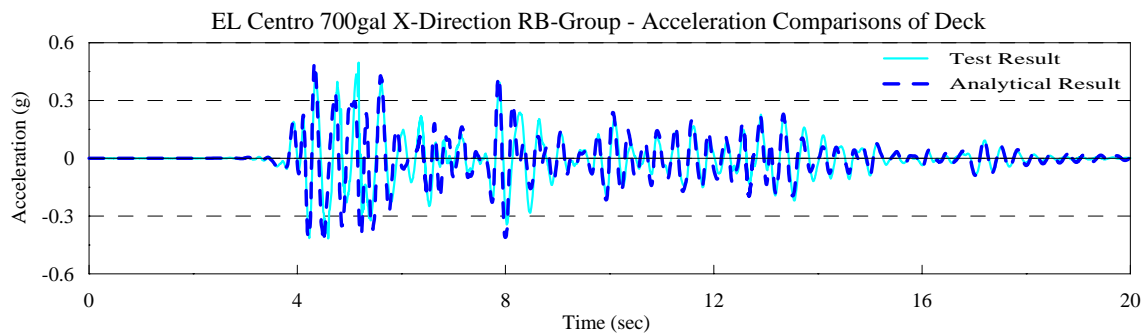


圖 4.35(c) EL Centro X 向 RB 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.7g)

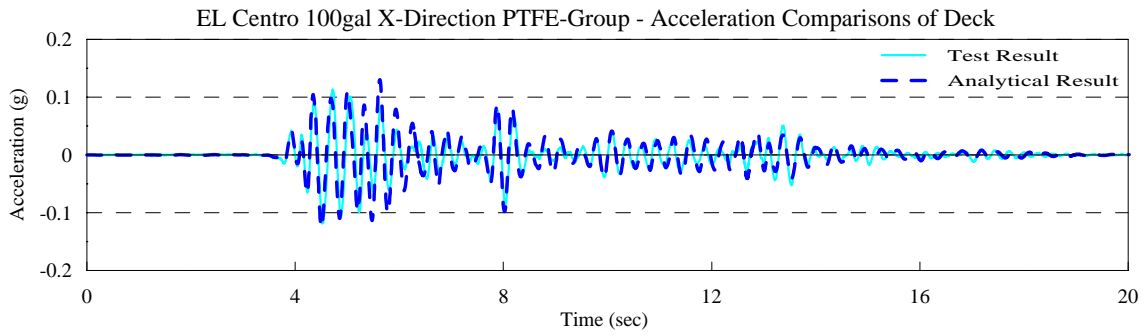


圖 4.36(a) EL Centro X 向 PTFE 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.1g)

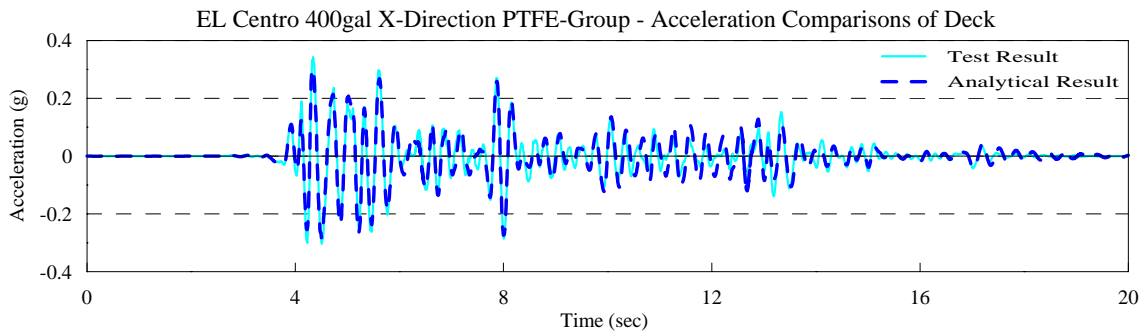


圖 4.36(b) EL Centro X 向 PTFE 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.4g)

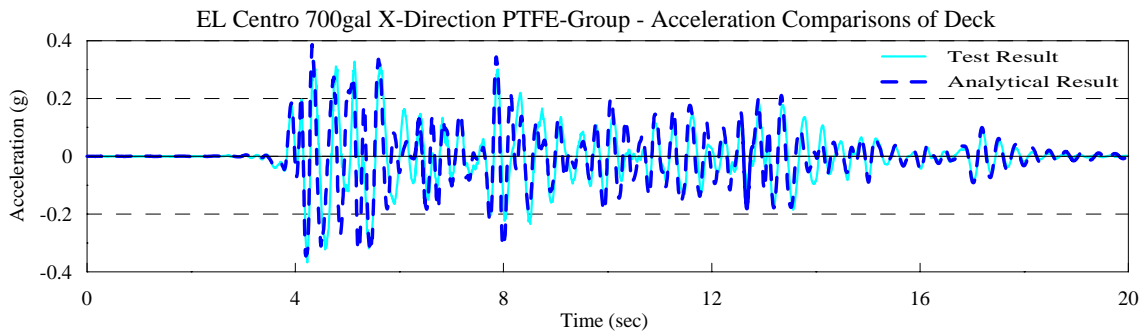


圖 4.36(c) EL Centro X 向 PTFE 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.7g)

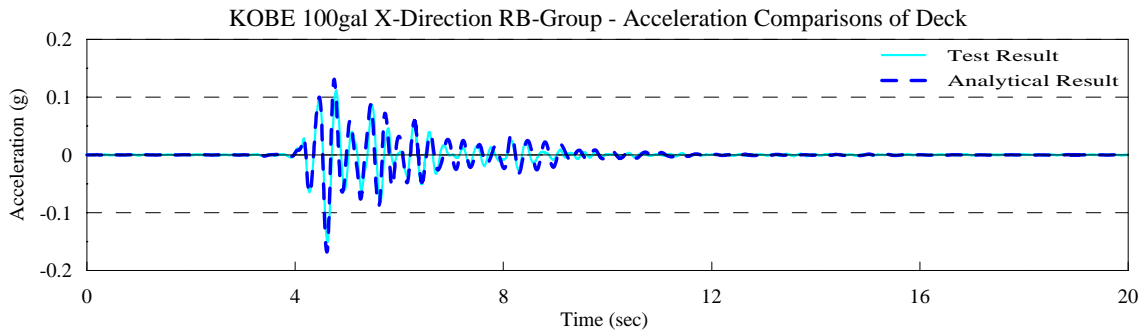


圖 4.37(a) KOBE X 向 RB 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.1g)

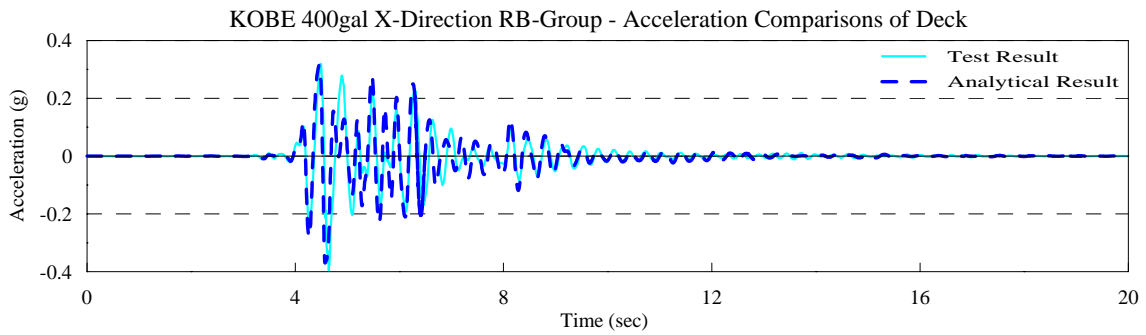


圖 4.37(b) KOBE X 向 RB 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.4g)

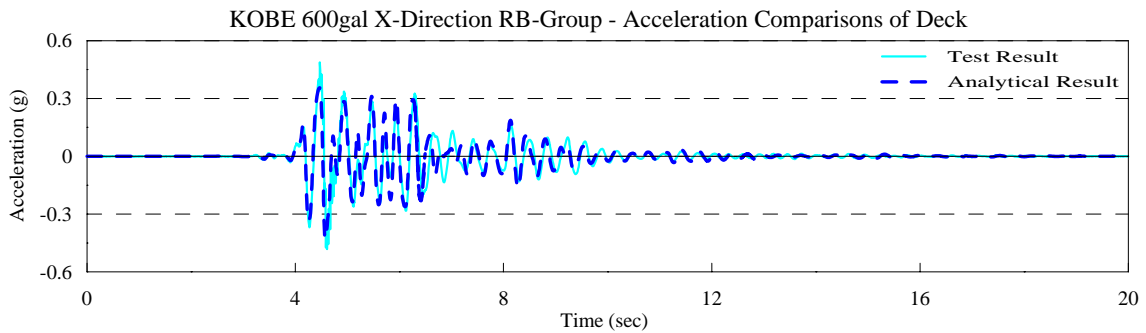


圖 4.37(c) KOBE X 向 RB 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.6g)

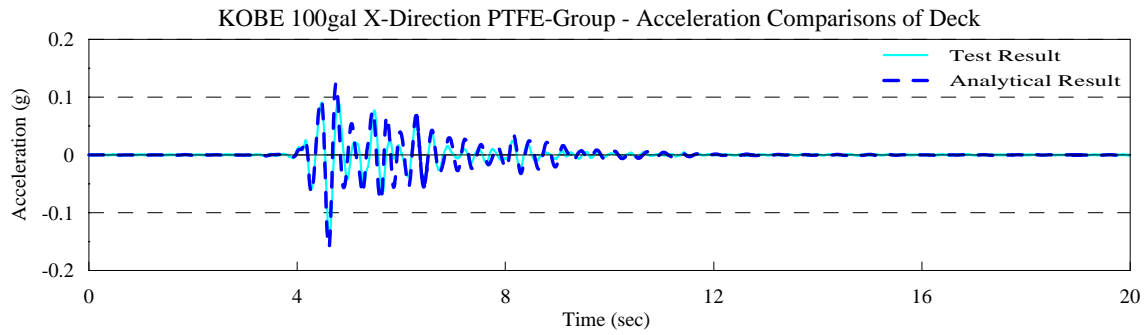


圖 4.38(a) KOBE X 向 PTFE 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.1g)

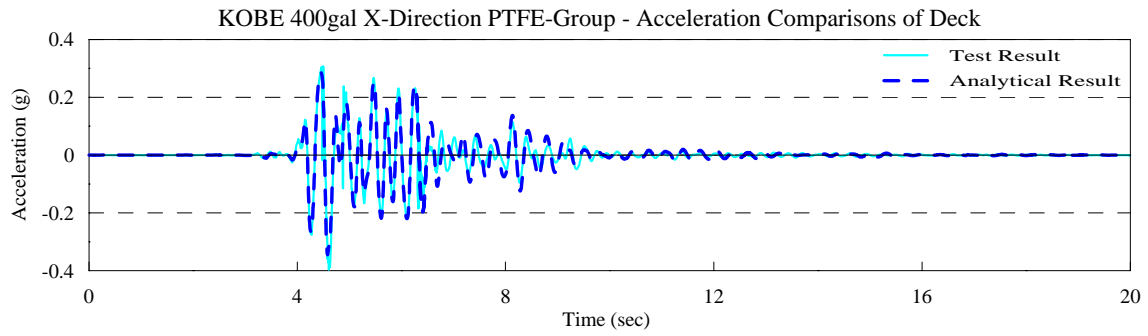


圖 4.38(b) KOBE X 向 PTFE 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.4g)

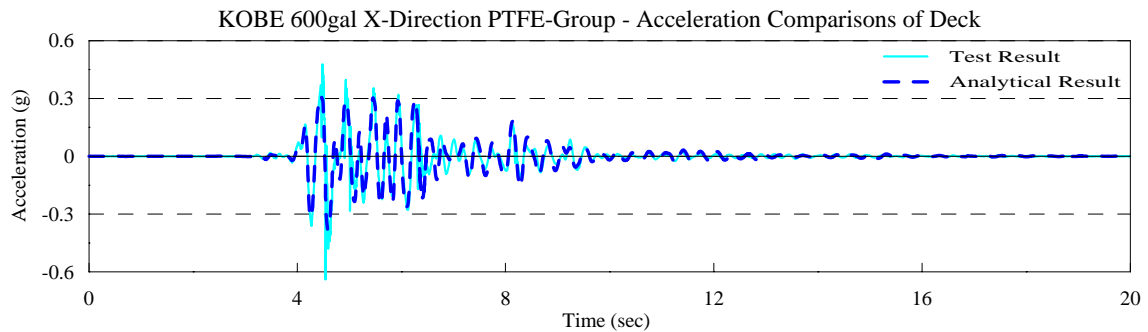


圖 4.38(c) KOBE X 向 PTFE 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.6g)

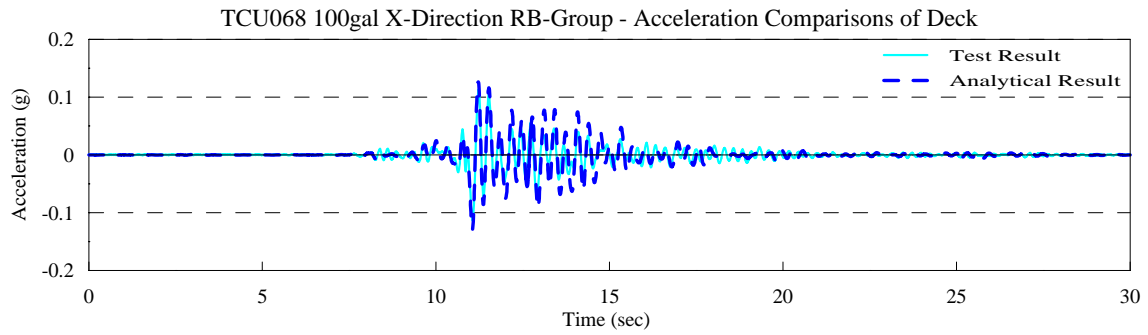


圖 4.39(a) TCU068 X 向 RB 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.1g)

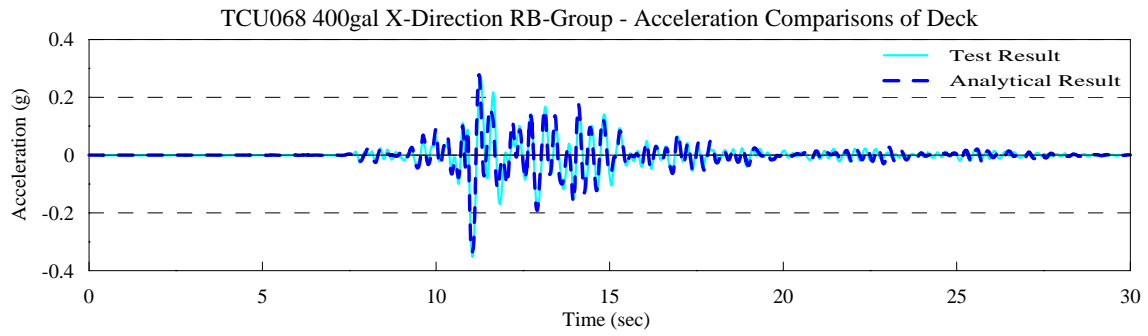


圖 4.39(b) TCU068 X 向 RB 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.4g)

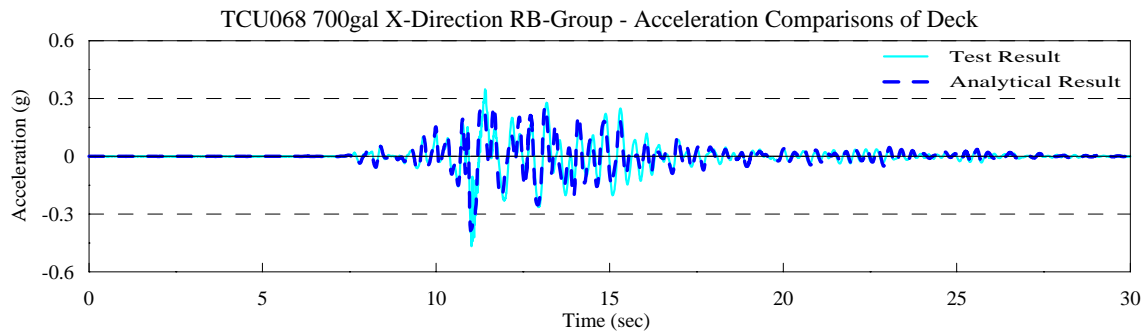


圖 4.39(c) TCU068 X 向 RB 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.7g)

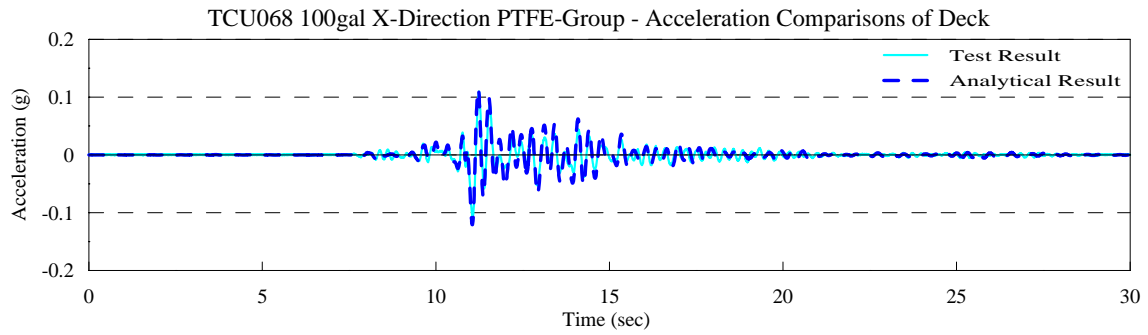


圖 4.40(a) TCU068 X 向 PTFE 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.1g)

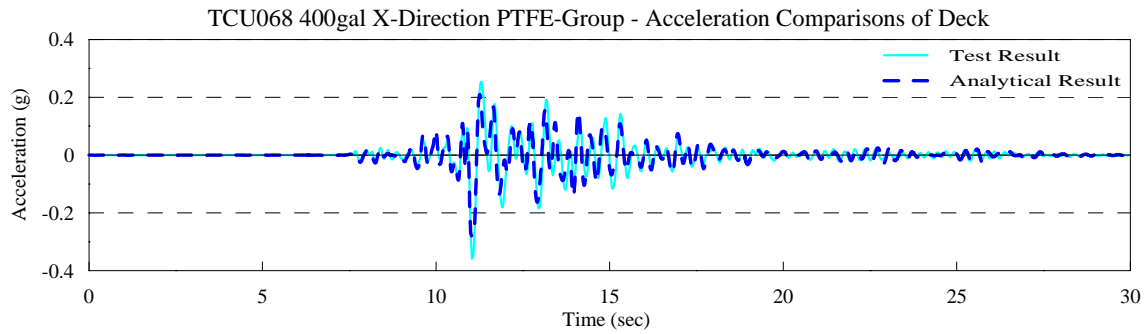


圖 4.40(b) TCU068 X 向 PTFE 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.4g)

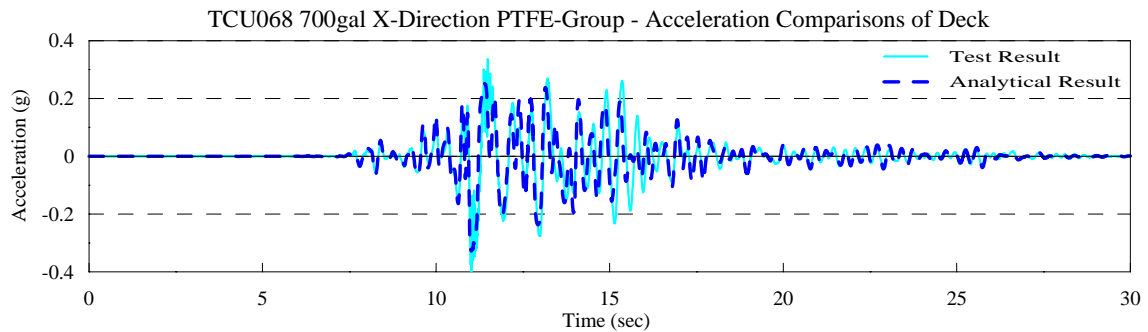


圖 4.40(c) TCU068 X 向 PTFE 組之橋面版加速度歷時比較圖 (PGA=0.7g)

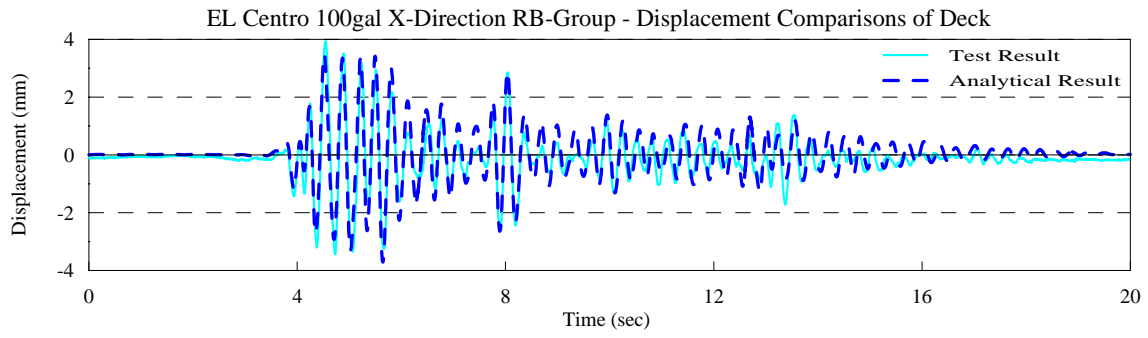


圖 4.41(a) EL Centro X 向 RB 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.1g)

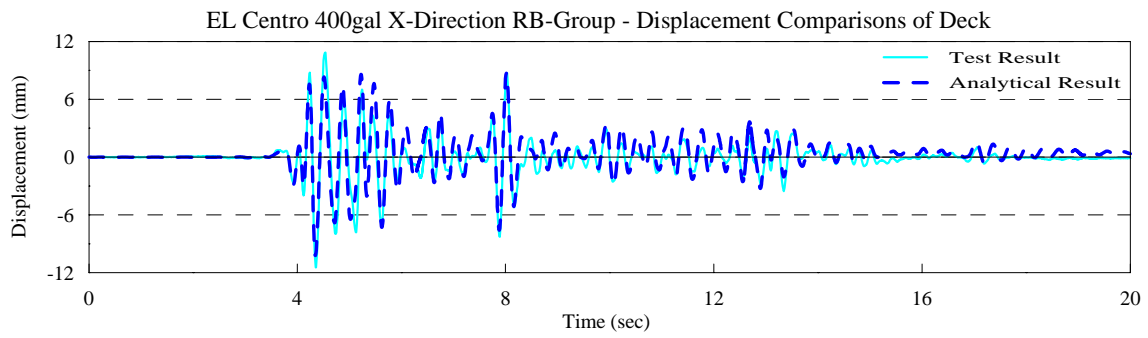


圖 4.41(b) EL Centro X 向 RB 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.4g)

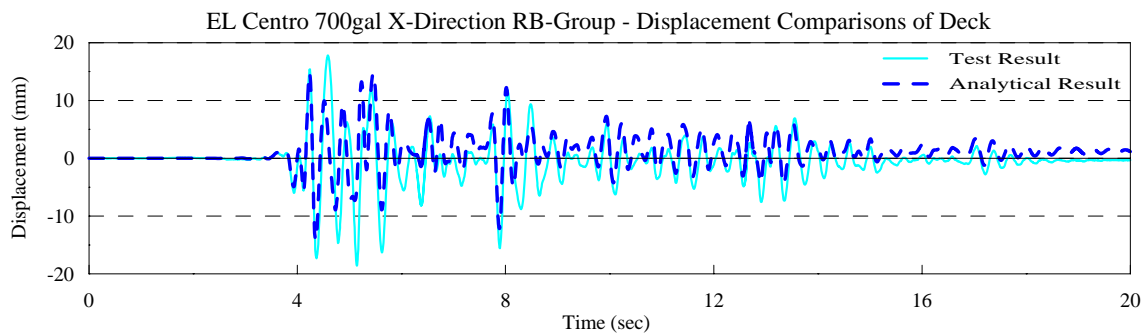


圖 4.41(c) EL Centro X 向 RB 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.7g)

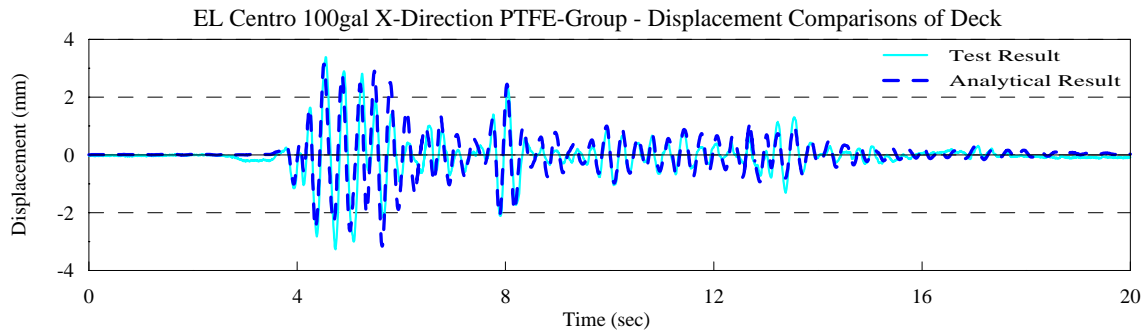


圖 4.42(a) EL Centro X 向 PTFE 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.1g)

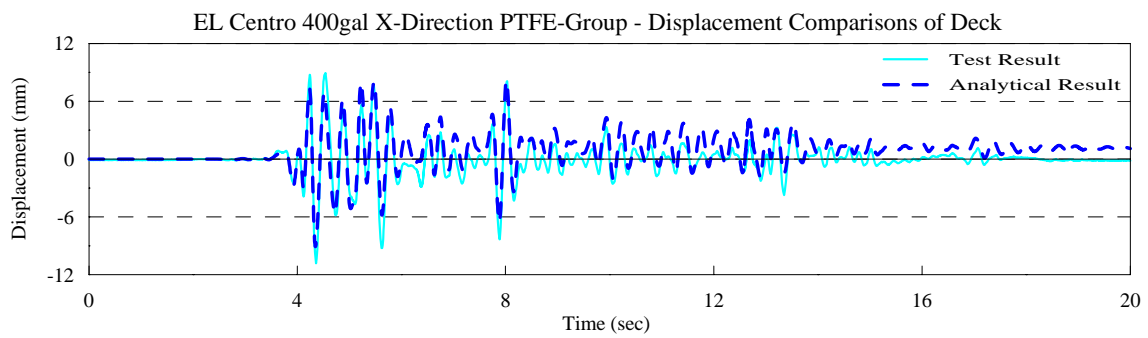


圖 4.42(b) EL Centro X 向 PTFE 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.4g)

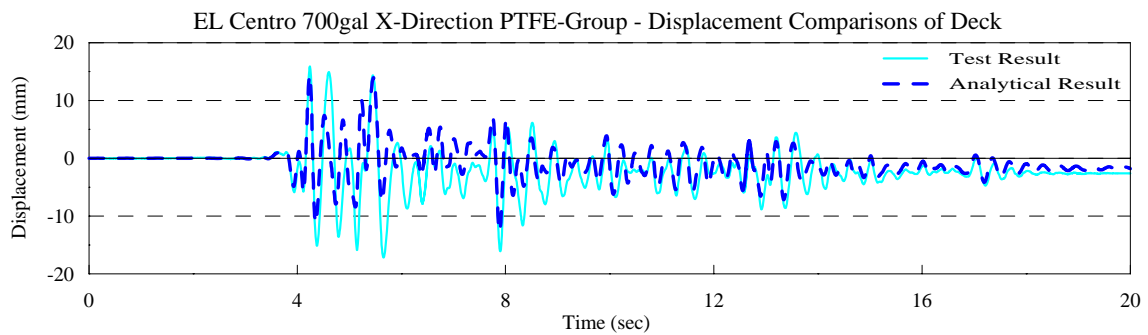


圖 4.42(c) EL Centro X 向 PTFE 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.7g)

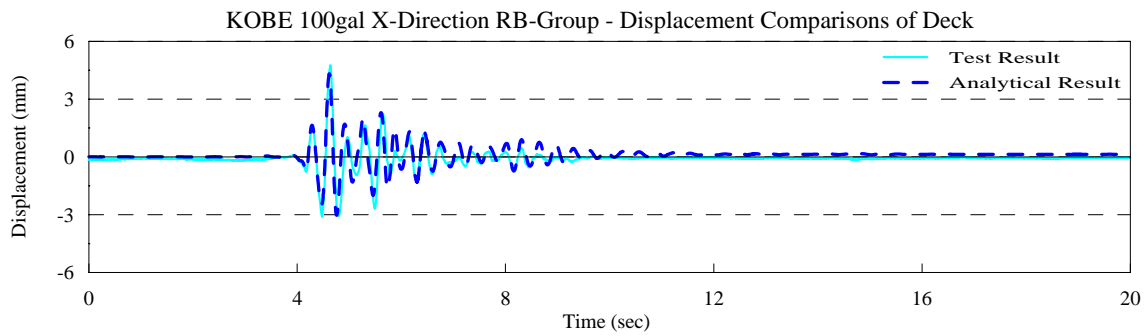


圖 4.43(a) KOBE X 向 RB 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.1g)

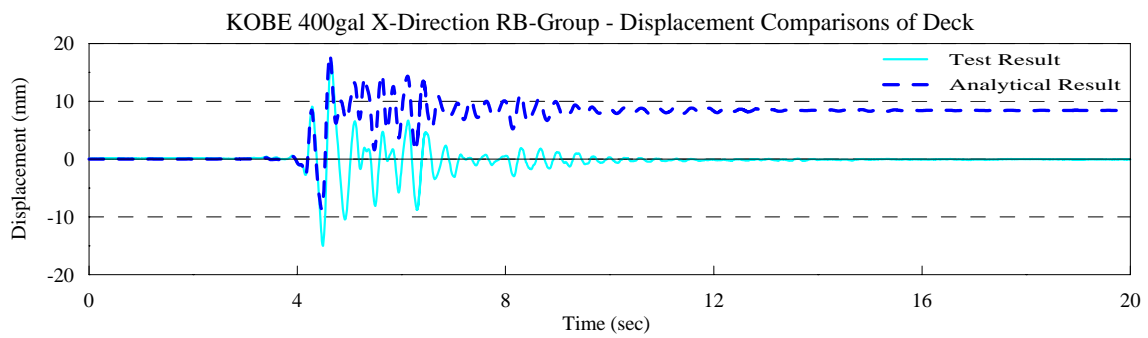


圖 4.43(b) KOBE X 向 RB 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.4g)

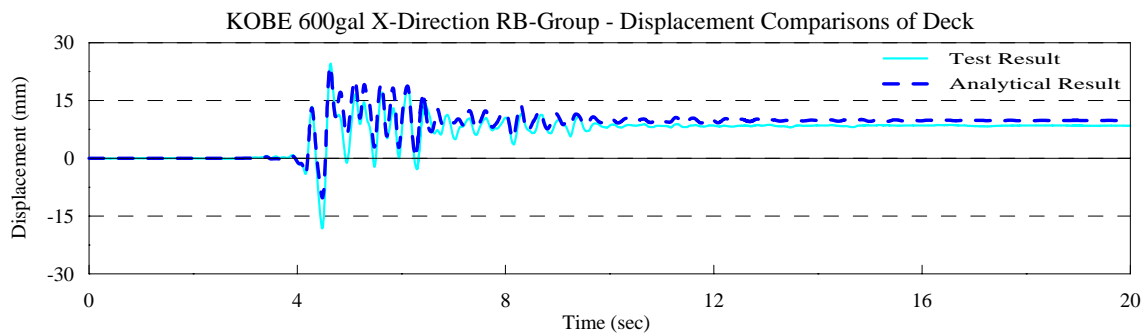


圖 4.43(c) KOBE X 向 RB 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.6g)

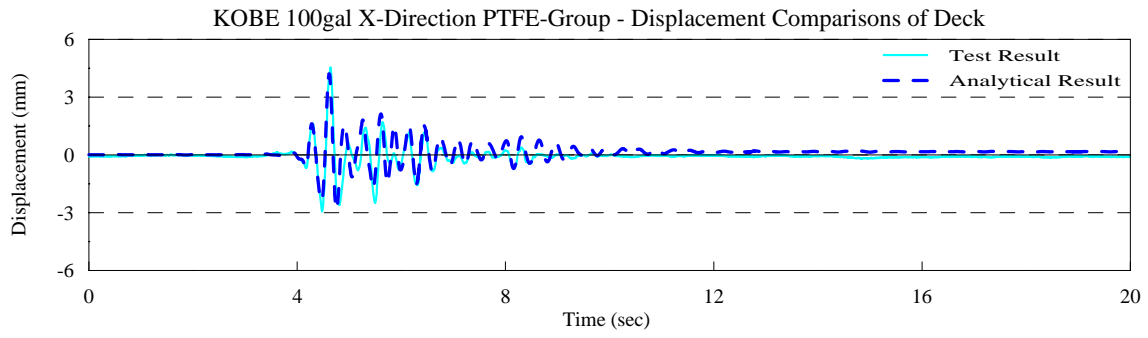


圖 4.44(a) KOBE X 向 PTFE 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.1g)

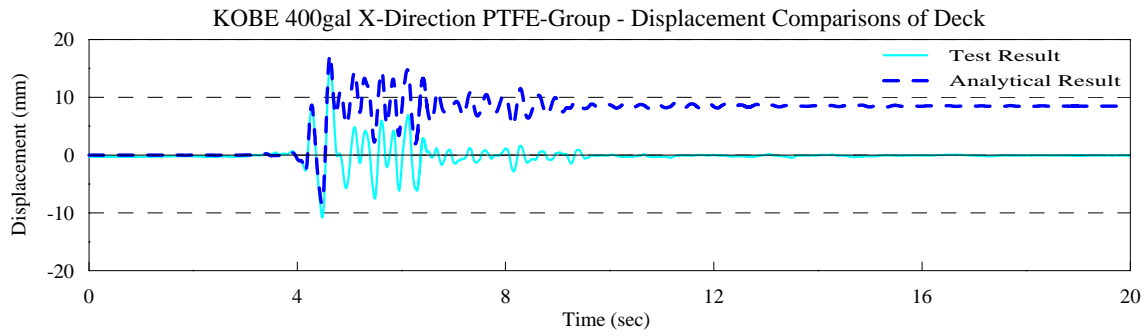


圖 4.44(b) KOBE X 向 PTFE 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.4g)

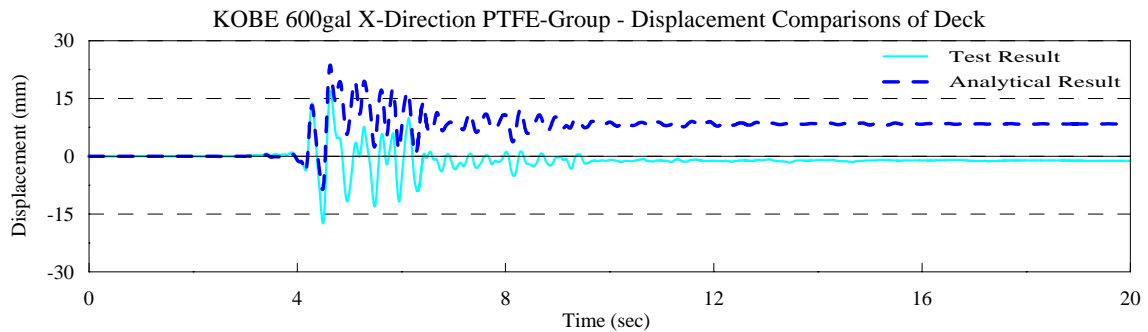


圖 4.44(c) KOBE X 向 PTFE 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.6g)

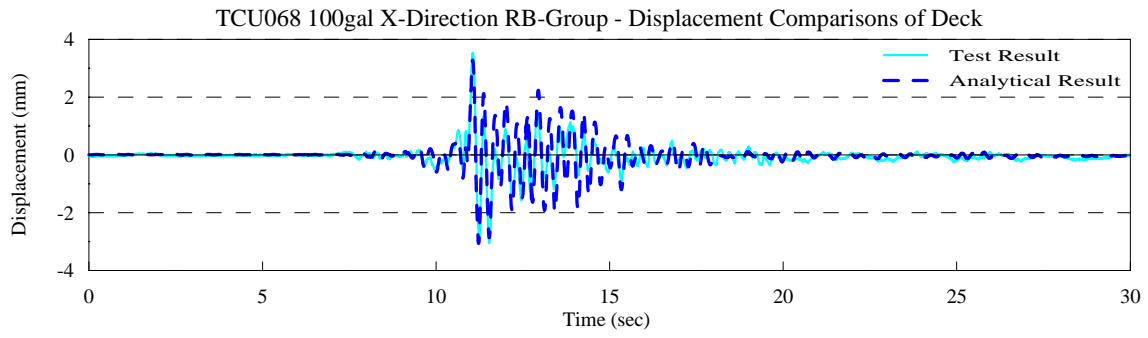


圖 4.45(a) TCU068 X 向 RB 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.1g)

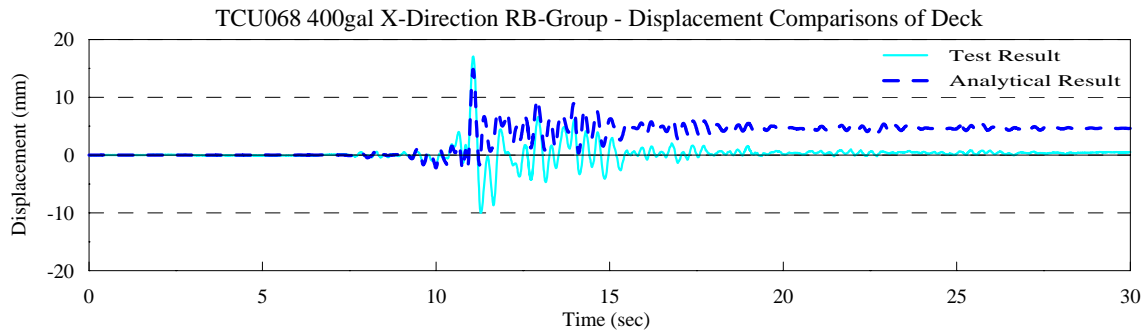


圖 4.45(b) TCU068 X 向 RB 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.4g)

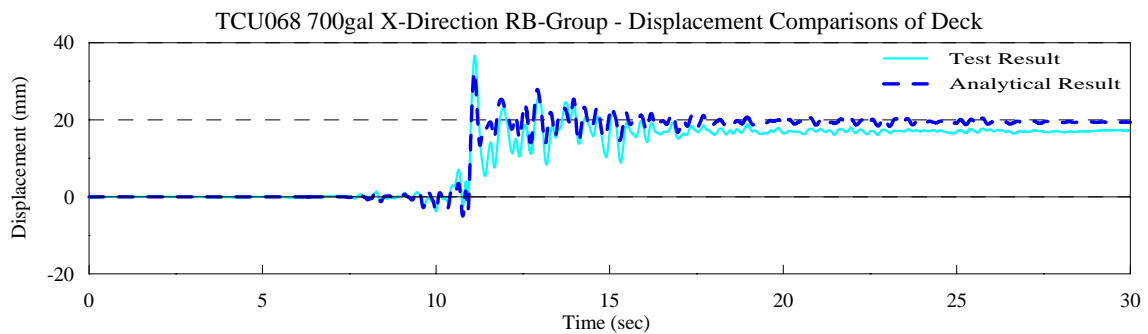


圖 4.45(c) TCU068 X 向 RB 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.7g)

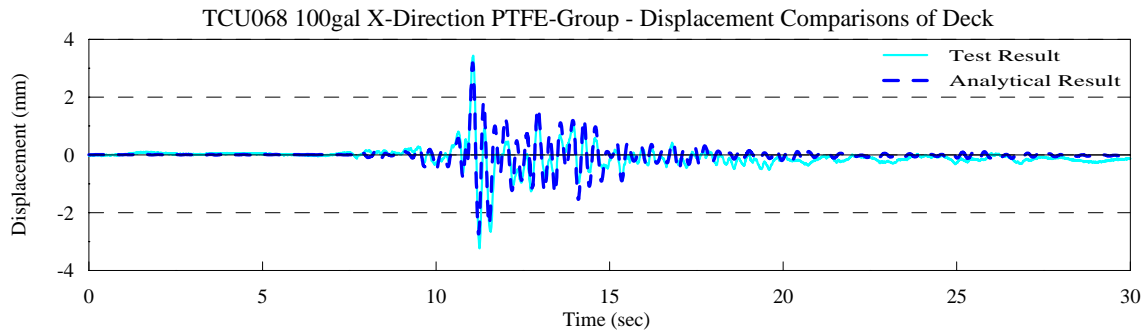


圖 4.46(a) TCU068 X 向 PTFE 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.1g)

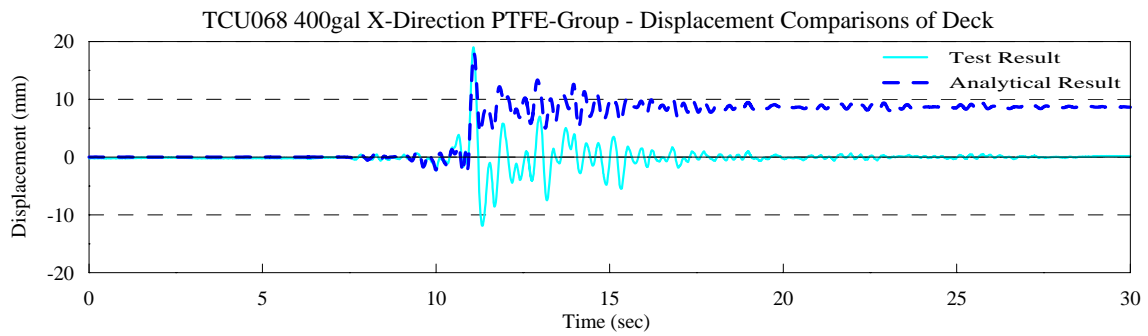


圖 4.46(b) TCU068 X 向 PTFE 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.4g)

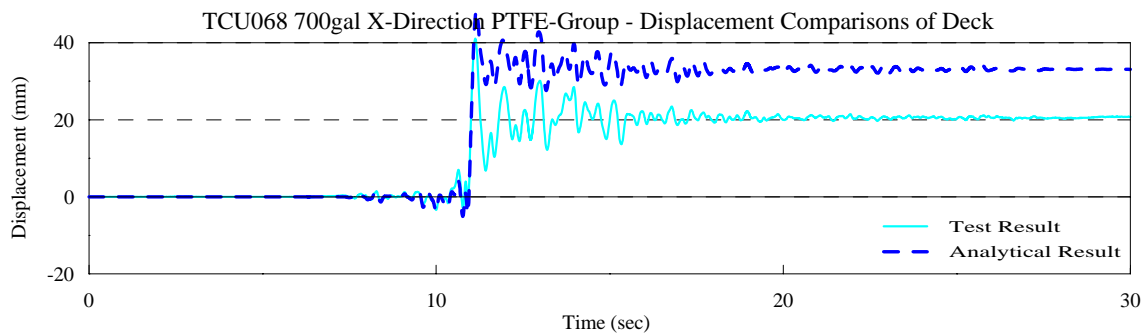
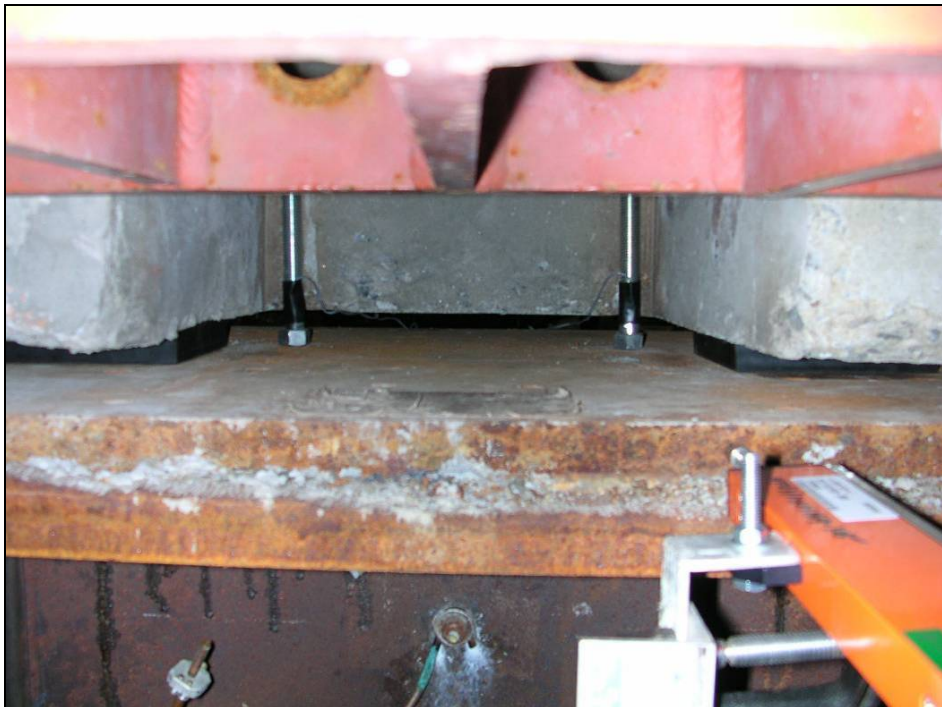


圖 4.46(c) TCU068 X 向 PTFE 組之橋面版位移歷時比較圖 (PGA=0.7g)



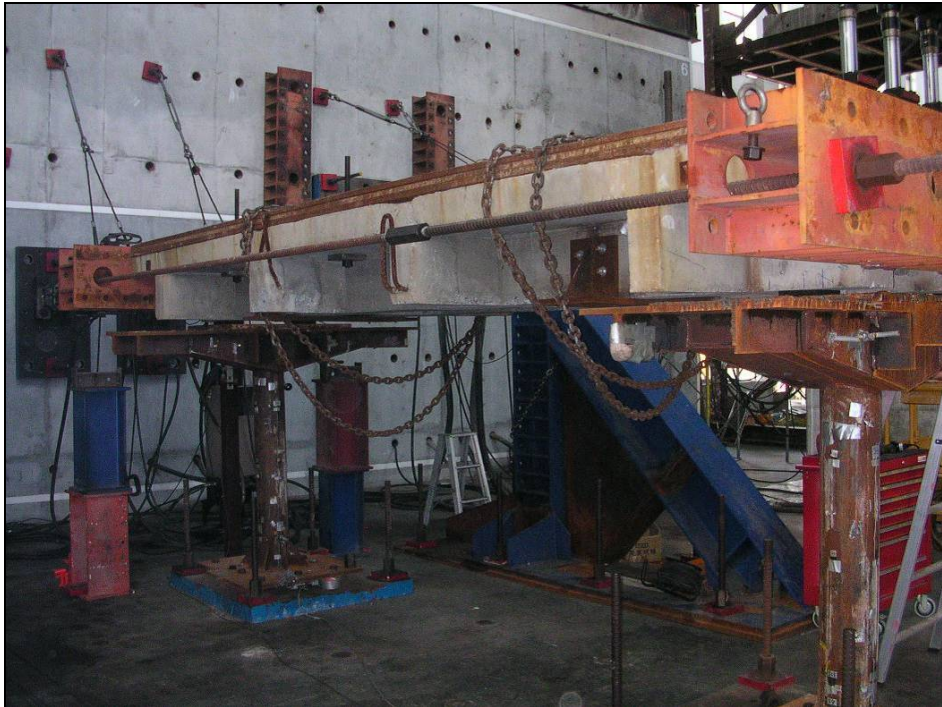
照片 3.1 橡膠支承墊直接放置在帽梁上



照片 3.2 止震鋼棒的配置



照片 3.3 橋柱頂端位移計的架設



照片 3.4 試體配置前側視圖



照片 3.5 試體配置後側視圖



照片 3.6 試驗過程中支承發生翹曲的現象



照片 3.7 支承墊在上部結構與帽梁處的滑動現象



照片 3.8 上部結構與帽梁的相對位移



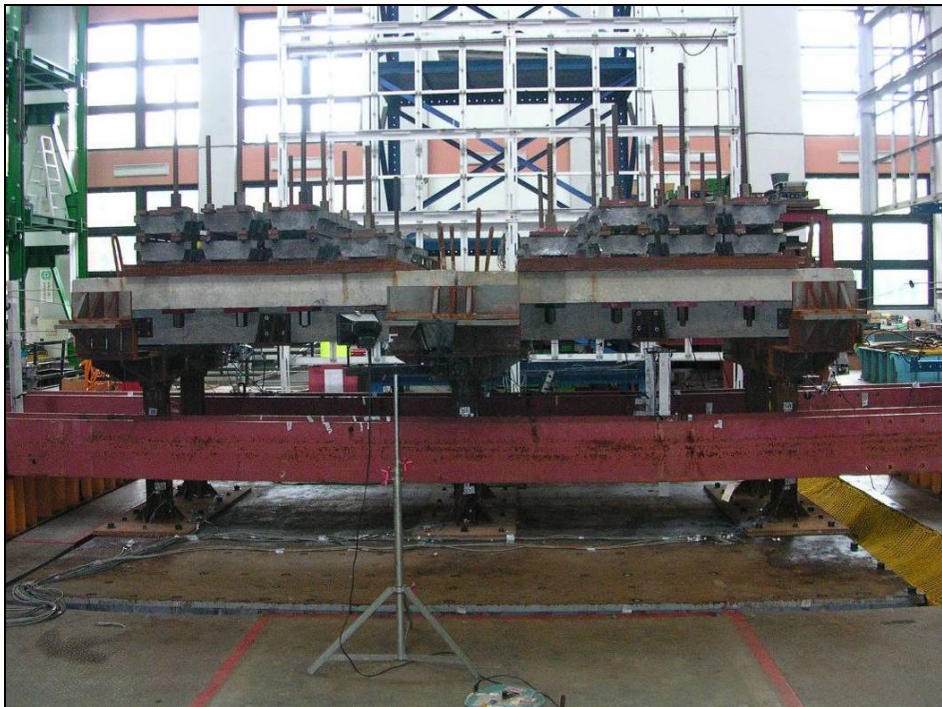
照片 3.9 支承墊的位移量被止震鋼棒所限制



照片 3.10 上部結構之橫隔梁撞擊止震鋼棒



照片 3.11 試驗過後的止震鋼棒



照片 4.1 試體配置前視



照片 4.2 試體配置後視



照片 4.3 支承墊因滑動產生永久位移



照片 4.4 上部結構因支承墊磨擦而破損



照片 4.5 支承墊在無收縮水泥砂漿表面殘留的磨擦痕跡

第 5 屆美國橋樑地震工程研討會

(5th U.S. National Seismic Conference and Workshop for Bridges and Highways,
5NSC)

報告人 張國鎮 台大土木系

一、參加會議經過

第五屆美國地震工程研討會於西元 2006 年 9 月 18 日至 20 日於美國加州救舊金山(San Francisco)市舉行三天。此研討會雖以美國為名，但世界其他國家橋樑及地震工程之專家學者參與者甚眾，包括來自我國、日本、韓國等共兩佰餘人參與。本研討會每三年召開一次，為地震工程界重要之盛會之一。

本研討會由美國 Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER)及美國聯邦工陸總署(FHWA)共同主辦。會議除每天早上有專題演講外，並有包括多主題一百餘篇論文報告以及現場展示等，內容十分豐富。本人受邀於 9 月 20 日上午於會議中發表 Key-note lecture “Seismic Assessments of Bridges with Rubber Bearings during 1999 Taiwan Chi-Chi Earthquake”，報告了台灣橋梁在民國 88 年 9 月 21 日集集大地震之反應及新發現，獲得與會專家熱烈之討論。

二、與會心得

本研討會最主要的特色之一為由三個美國國家科學基金會(NSF)所成立之地震中心(PEER,MAE 及 MCREE)主任報告其中心主要研究

方向及預期目標，可供我國家地震中心未來發展之參考。另外一重要特為介紹由 NSF 耗資千萬美金之網路地震工程實驗系統，NEES Program，將為未來世界地震工程研究之主流之一，值得我們更深入之研究。

三、建議

由本研討會之內容可看出，地震工程之研究已由過去單獨領域之研究擴大為多領域之整合研究，包括資訊科技之應用及社會層面之影響等。國內應有能力發展類似 NEES Program 之計畫，以資訊科技整合國家地震中心及各公私立大學之實驗及分析研究，使我國地震工程水準更往上提昇。

Title: Seismic Assessments of Bridges with Rubber Bearings
during 1999 Taiwan Chi-Chi Earthquake

Authors: Kuo-Chun Chang (Contact person and Presenter)
Department of Civil Engineering, National Taiwan University
No.1, Sec. 4, Roosevelt Road, Taipei, 106 Taiwan
Phone: +886-2-2363-8608
Fax: +886-2-2363-2975
E-Mail: ciekuo@ntu.edu.tw

Seismic Assessments of Bridges with Rubber Bearings during 1999 Taiwan Chi-Chi Earthquake

Kuo-Chun Chang¹

ABSTRACT

The 921 Taiwan Chi-Chi Earthquake incurred tremendous disaster to the central region of the island. It was noticed that for those major damaged highway bridges located on or very close to the Chelungpu fault, they experienced collapsed spans in most cases. However, investigations from 1094 bridges in this area revealed that most bridge columns suffered none-to-minor damages while few are severe damaged due to large surface rupture passed through. One of the reasons for this unexpected performance is the construction method of rubber bearing – an unbolted design on the simply-supported bridge structure. Parameter studies have shown that the function of the bearing system, including rubber bearing, pot bearing, RC shear key and restrainer, plays an important role for the performance of the bridges during the earthquake. Therefore, this study proposes a three-year project started from 2004 to understand the influence of the bearing system on the seismic behavior of the bridge structure. Basic mechanical behaviors and performance levels in each bearing component and the interrelationship among the different components were tested to provide appropriate analytical models for numerical simulations. Besides, this project also applied the discrete-time state-space numerical integration processes to build up a real-time bridge simulator. Combined with the performance-based design concept, this project will develop design methodologies to provide sufficient capacity on the existing bridges and limit the damage level to be acceptable under a given seismic demand.

INTRODUCTION

¹ Professor and Chairman, National Taiwan University, Department of Civil Engineering

A devastating earthquake with the magnitude of $ML = 7.3$ struck the central region of Taiwan in the early morning on September 21, 1999. It was known as the 921 or Chi-Chi Earthquake (NCREE, 1999). There are approximately 1,000 highway bridges spread on the provincial and county routes in Taichung, Nantou, Changhua, and Yunlin counties. Most of the bridges escaped from serious damage (Table I), while approximately 20% of them suffered minor-to-major damage due to fault rupturing, collapsed spans, landslides, soil settlement, slope failures, flexural and/or shear failures, and liquefaction. The construction completion dates of those bridges range from 1960 through 1999.

According to the preliminary bridge-disaster reconnaissance reports (A reconnaissance report 1999, A preliminary 1999), major damaged highway bridges have simply-supported, reinforced or prestressed concrete slab-and-girder superstructures. Total of 26 bridges in the reports are regarded as severe damaged bridges, of which the peak ground accelerations (PGAs) measured in the east of or close to the Chelungpu fault are in the range of 400 gal to 980 gal.

Figure 1. shows a summary of comparison among 11 different damage modes. It is seen that the ratios of damage of auxiliary facility (35.6%), abutment (32.5%), deck (26.3%), and approach slab (21.1%) are significantly larger than those of columns/pier (10.8%), and foundation (7.2%). For damage modes with high percentage, those can be related to the superstructure, and so to the bearing performance, since the “unbolt rubber bearing” (Figure 2 and 3) has been verified through an assessment of YanFeng bridge (Chang et al., 2004) with well agreements to the field observations in the Chi-Chi earthquake, and is taken as the main mechanism allowing friction/sliding movement of superstructure to pound on abutments, approach slabs and/or bridge decks. Moreover, the shear strength of bearing is found to be an important factor to explain the damages on the column – the minor cracks mainly appeared in the transverse direction rather longitudinal (Figure 4). Compared to the case with fixed boundary condition, bridge with unbolt rubber bearing, which provide a fuse-like function, can prevent column from failure because of little inertial force translated to the substructure. However, large movement induced by the friction movement should be limited.

TABLE I. DAMAGE LEVEL OF BRIDGE COMPONENT IN CHI-CHI EARTHQUAKE

Position	Damage Level					Sum
	As	A	B	C	D	
	(falling)	(major)	(moderate)	(slight)	(none)	
Superstructure	10 (0.9%)	3 (0.3%)	5 (0.5%)	58 (5.3%)	1018 (93.1%)	1094 (100%)
Bearing system	10 (0.9%)	3 (0.3%)	4 (0.4%)	44 (4.0%)	1033 (94.4%)	1094 (100%)
Sub structure	8 (0.7%)	2 (0.2%)	17 (1.6%)	75 (6.8%)	992 (90.7%)	1094 (100%)

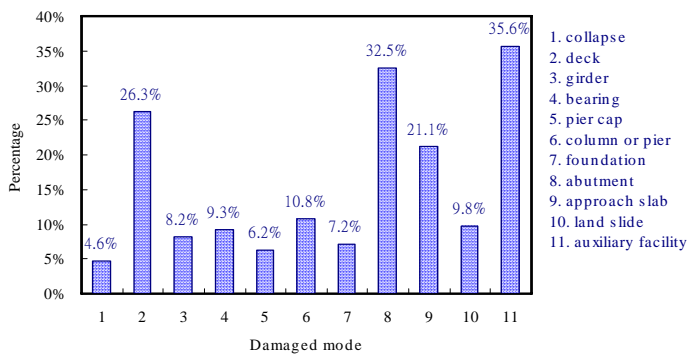


Figure 1. Percentage distribution of the 11 damaged modes

Figure 2. Construction for the rubber bearing



Figure 3. Bearing damage on Yeng-Feng bridge in Chi-Chi earthquake (sliding out of the pad seat)

Figure 4. Column damages on Chi-Lu bridge in Chi-Chi earthquake (cracks on the transversal direction)

A three-year (2004.8-2007.7) integrated project named “Seismic Assessment and Study of Bridges with Functional Bearing Systems” was proposed to understand the influence of bearing systems on the bridge structure. Experiments about rubber bearing in the friction coefficient test and pseudo-dynamic test were carried out and corresponding results were verified to provide appropriate numerical models, as well as the unseating prevention devices, such as shear key and restrainer in the cyclic loading tests. Based on this project, it is hope to reduce the seismic risk and repair/retrofit cost of highway bridges in future years in Taiwan.

EXPERIMENT PROGRAM

Friction Coefficient Test

Figure 5(a) shows the test setup of the friction coefficient test. In order to use same bearings on the bridge model in shaking table test, the dimension of Steel-Reinforced Elastomeric Bearing specimen is determined to be 150mm×150mm×28mm. The Hardness IRHD of the rubber material is 60, and shape factor is 3.6. SS400 is used for the inner steel plate (144mm×144mm×1mm) inside of the bearing.

Total of six cases shown in Table II are divided into two groups according to the contact material: group1 without PTFE and group2 with PTFE material on the top of the rubber bearing. For each group, three target displacements from 60mm, 90mm, to 120mm are selected as major parameter. The friction coefficient test was carried out according to the prEN-1337-5 and AASHTO 17th version. Two vertical hydraulic actuators provide 26.6kN axial forces upon the two specimens, while friction force is measured through one horizontal hydraulic actuator as bearing slides against concrete pad in 15 cycles. The pad is made of concrete with compression strength equals to 25.51MPa. To get accurate friction force, a shear measuring device (Chang and Chen, 2005) with six steel plates is installed below each bearing pad. By measuring twelve strain gages, the friction force resulting from axial and bending force can be recalculated with an assumption the steel plate is only in elastic range.

TABLE II. SPECIMENS AND TEST RESULTS OF FRICTION COEFFICIENT TEST

Group	Case	Rubber size (mm)	Velocity (mm/sec)	Displacement (mm)	Friction coefficient
1 (RB)	1	150×150×28	1.27	± 60	0.2871~0.3089
	2			± 90	0.2210~0.2297
	3			± 150	0.1601~0.2373
2 (RB-PTFE)	4			± 60	0.0907~0.1529
	5			± 90	0.0877~0.1220
	6			± 150	0.0833~0.1087

Figure 5(b) and Figure 5(c) show the test results. The definition of friction coefficient is getting the sum of absolute force values (both positive and negative) on the force platform when corresponding displacement is close to zero, and then divided by the applied axial force. In Table.1, the friction coefficient ranges from 0.2 to 0.3 in group1 and 0.09 to 0.11 in group2, respectively. Compared with the friction coefficient for the moveable type of bearing in seismic design specification of bridge in Taiwan, test results will lead to a higher horizontal force to design the substructure.

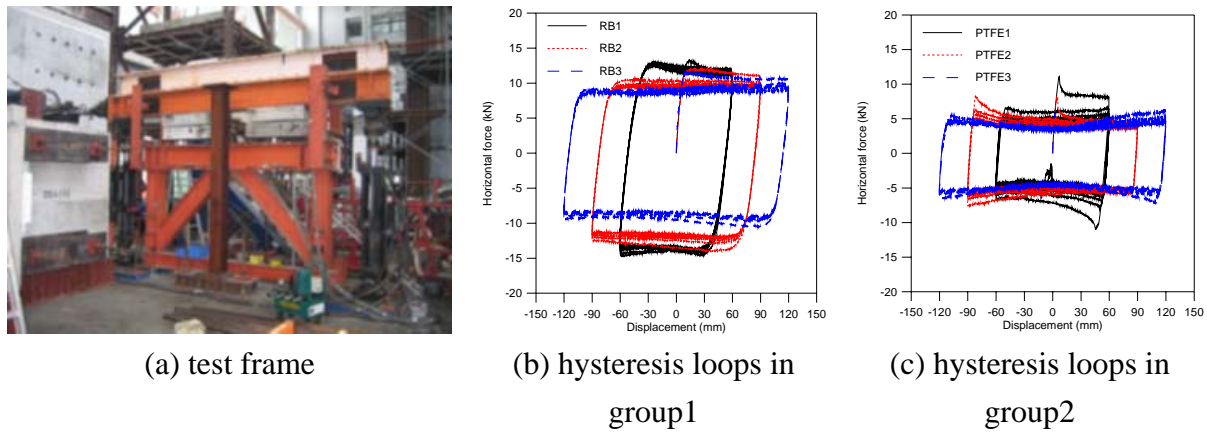


Figure 5. Test setup of friction coefficient test

Pseudo-Dynamic Test (PDT)

In this study, pseudo dynamic tests are performed to simulate the friction under seismic wave. Test frame in [Figure 6](#) is similar to that in the friction coefficient test in case1 to case6 ([Chang et al., 2004](#)), but with the new implementation of steel bars in case 7 to case 14([Chang and Chen, 2005](#)), to represent the concrete shear keys. This frame is regarded as a single degree of freedom (SDOF) system with mass $\{M\}$, transmitted from vertical loads of two hydraulic jackets, damping force $\{C\}$ taken value zero in the numerical model, and restoring force $\{R\}$, measured from the horizontal hydraulic jacket. To simulate the construction practices in most existing PCI-girder bridges in Taiwan, the test is divided by the boundary conditions: two-side-free for bearing placed directly between two substrate blocks (no any bolts on the upper or bottom face of the bearing), and one-side-free condition as used in the friction coefficient test. The diameter and yielding stress for each steel bar are 22mm and 274.68MPa, respectively. The gap spacing between steel bar and bearing pad is 40mm. Newmark explicit integration algorithm is adapted to solve the equation of motion of this SDOF system. As regard to the input ground motions, acceleration record in TCU070 and EL-Centro are selected and adjusted to six PGA levels as shown in [TABLE III](#).

[Figure 9](#) shows the test results. Obviously, only a few differences exist between these two boundary conditions. That is, the friction coefficient used in the analytical model can be obtained directly from the friction coefficient test. For the case with same PGA, it is found bearing with PTFE is more likely to induce large displacement due to its low friction coefficient. In comparison with case 11 and 13, after installing the steel bars can reduce 50% displacement demand, for the reason of impact effect shown in [Figure 8](#) and [Figure 10](#). The horizontal force turns to flat because bearings are sliding,

but impact force due to yielding at steel bar also provides additional force on the structure.

The test results are compared with the simulated results from an analytical model. In this model, bearing, steel bar, and gap are simulated by the nonlinear elements with appropriate material and section properties. Modification factor, say 0.8 to 0.85 for thicker bearing (case1 to 6, 38mm) and 0.9 to 0.95 for thinner bearing (case7 to 14, 25mm), about the nonlinear shear stiffness is needed to account for the warping effect (Figure 7) in large displacement of bearing. The friction coefficient is 0.205, 0.207, and 0.208, corresponding to the peak ground acceleration equals to 0.1g, 0.33g, and 0.4g. The friction coefficients for case 8 to 10 are 0.2988, 0.2407, and 0.1806; for case 12 to 14 are 0.1083, 0.0996 and 0.0902, respectively. In Figure 11, the propose analysis model can well predict the maximum displacement after bearings are sliding. It's important to get this information and satisfies the support seat length in bridge design.

Table III. EXPERIMENTAL CASES IN PSEUDO-DYNAMIC TEST

Case	Bearing type	Name	Input ground motion	PGA (gal)	Steel bar	Boundary condition
1	RB	1F-010	TCU070	98.1	w/o	one-side-free
2		1F-033		324		
3		1F-040		392		
4		2F-010		98.1		two-side-free
5		2F-033		324		
6		2F-040		392		
7	RB	RB	EL-Centro	500	w/o	two-side-free
8		RB-BAR1		300	w/	
9		RB-BAR2		500		
10		RB-BAR3		800		
11	PTFE-RB	PTFE	EL-Centro	500	w/o	
12		PTFE-BAR1		300	w/	
13		PTFE-BAR2		500		
14		PTFE-BAR3		800		



Figure 6. Test frame of the PDT

Figure 7. Warping of the bearing

Figure 8. Impact of the steel bar

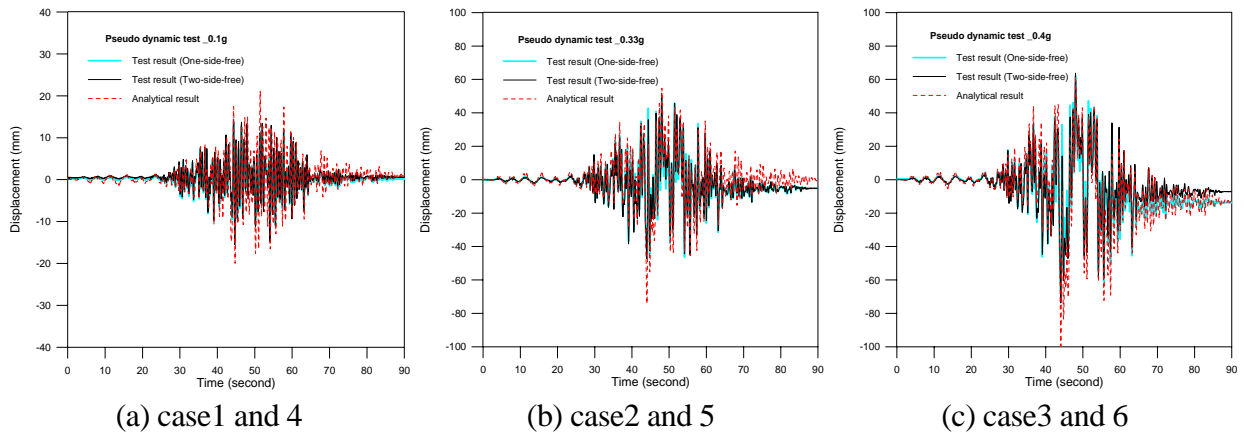


Figure 9. Test and analytical results in the PDT (case1 to 6)

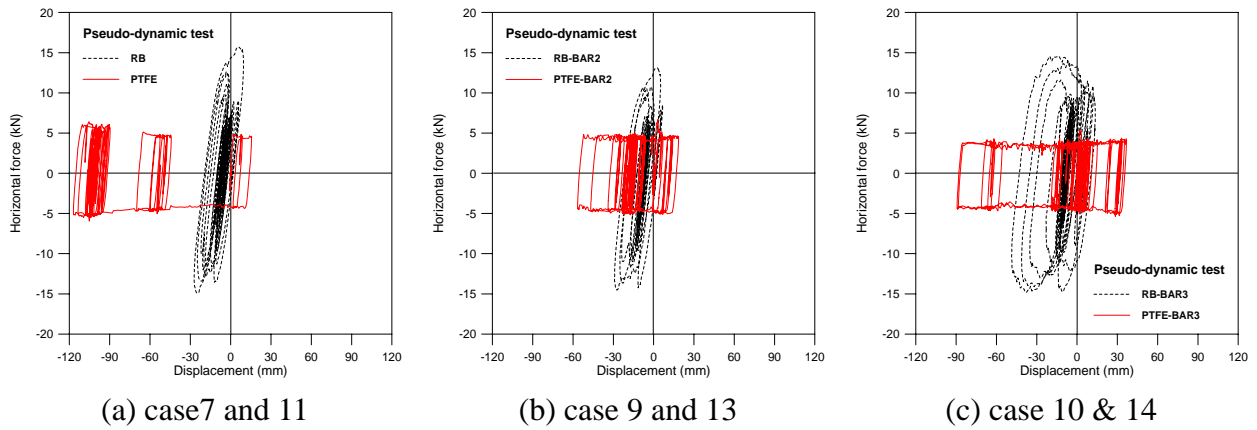


Figure 10. Hysteresis curves in the PDT (case 7 to 14)

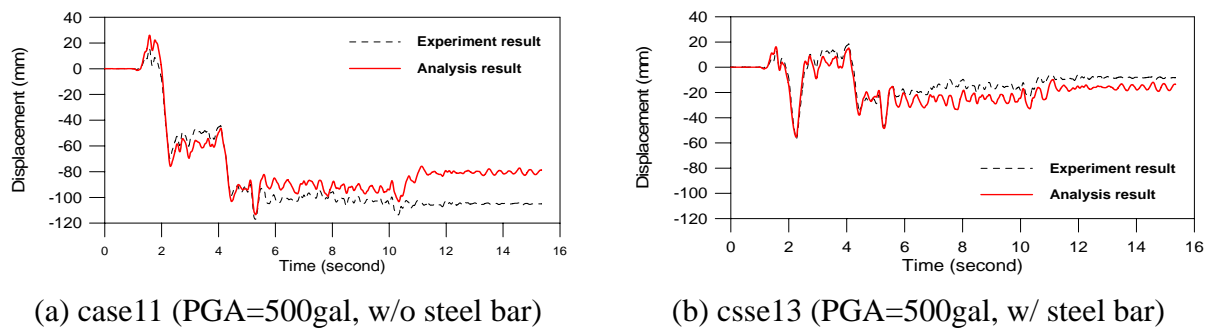


Figure 11. Analysis results in the PDT

Shaking Table Test

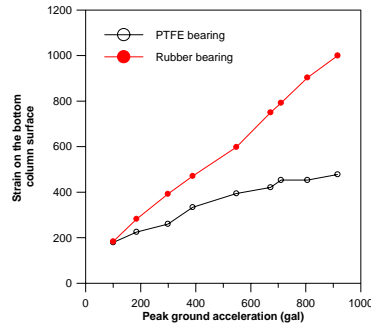
Shaking table test was carried out in 2005 and 2006 to get realistic dynamic performance from two scale-down simply-supported bridge models, as shown in [Figure 12](#) and [Figure 14](#).

For the one-span bridge model ([Chang and Chen, 2005](#)), the superstructure consists of two girders and four diaphragms, supported by two CFT columns. PTFE-rubber bearings are placed on one column top to simulate the roller support, while the other column is equipped with rubber bearing as the hinge support. In addition, two steel bars representing a stopper are placed in front of the end-diaphragm about 20 to 25mm. The input ground motion is EL-Centro with its PGA ranges from 100 to 900 gal. [Figure 12\(b\)](#) shows the test results. With its low friction coefficient, PTFE-rubber bearing is more likely to slide than the rubber bearing since small PGA, and transfer little shear force to the column. However, the extensive large displacement resulted from the small friction force should be limited. After installing steel bars, in [Figure 12\(c\)](#), the distribution of girder displacement has a turning point around 500 or 600gal. Though impact force on the steel bars will cause permanent displacement, they are capable of prohibiting superstructure from unseating in large earthquake event. [Figure 13](#) shows the analysis results when PGA equals 700 gal. Similar trend can be found from pseudo-dynamic test. The prediction of maximum displacement is better than the residual displacement. However, both velocity and acceleration results well satisfy the experiment results.

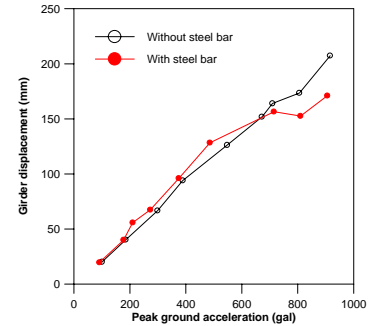
Two-span bridge model is similar to the previous one except of using shorter span of girders supported by three steel bents. [Figure 14](#) shows the test specimen. Bent1 and bent3 are equipped with rubber and PTFE-rubber bearing, respectively. Only at bent2 can find both two types of bearings. The influence of using different kinds of bearings and distribution of superstructure weight can be found in [Figure 14\(b\)](#). The vertical axis represents the maximum strain on the side surface at the bottom end. Clearly, bent2 carries more weight and takes higher shear force than bent1 and bent3 does, phenomenon that gives highest values. On the other hand, the strain on bent3 is the lowest among three because of the PTFE-rubber bearing used as a roller bearing. When PGA level is greater than 400gal, there is a plateau in black line. As regard to the bent1, the stain distribution is linear, that is, the rubber bearing may stick to the concrete pad without any sliding even the PGA is 700gal. Other than that, both strains in bent1 and bent3 are almost the same under small PGAs. [Figure 14\(c\)](#) shows the analysis results when PGA equals 700 gal. The prediction of maximum displacement is better than the residual displacement.



(a) test frame

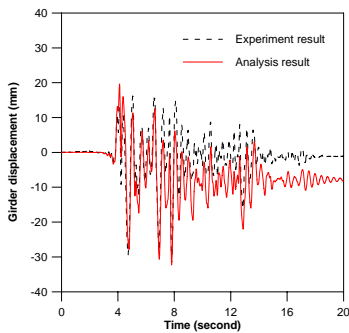


(b) strain on the columns

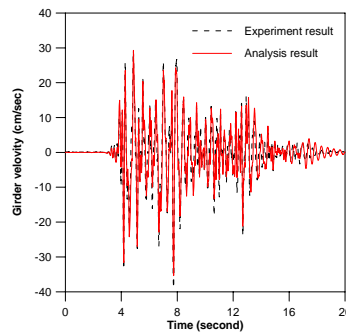


(c) girder displacement

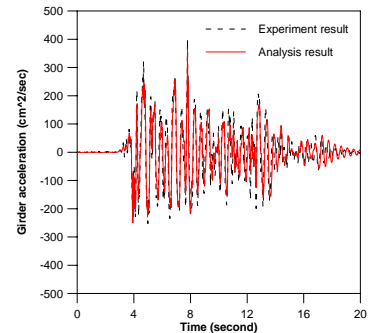
Figure 12. shaking table test of the scaled-down one-span bridge



(a) displacement



(b) velocity

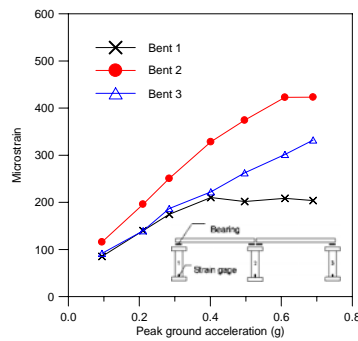


(c) acceleration

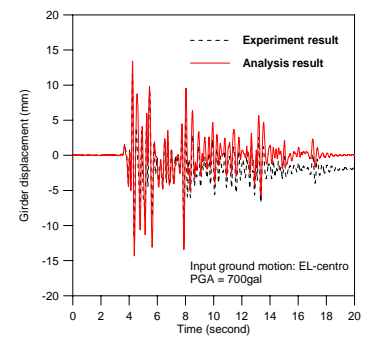
Figure 13. Analysis results of girder (EL CENTRO, X=700gal, Z=100gal, with steel bar)



(a) test specimen



(b) strain distribution



(c) girder displacement

Figure 14. shaking table test of the scaled-down two-span bridge

PROPOSED SIMPLIFIED SEISMIC EVALUATION METHOD

A simplified seismic evaluation method (Liu et al., 2006) to estimate maximum displacement on the girder is proposed in this paper based on the experiment results described above and Capacity-Spectrum Method (CSM) in ATC-40. The accuracy of the proposed method is also verified through the nonlinear dynamic analysis.

Seismic Demands

Total of seven ground acceleration records are chosen from Chi-Chi earthquake, and made them compatible with the design response spectrum in the draft Seismic Design Provision and Commentary for Highway Bridges in Taiwan, with PGA equals to 0.28g and 0.36g, corresponding to design level (DE) and maximum considerable earthquake (MCE) level, respectively.

TABLE IV. BASIC PARAMATERS FOR STRONG GROUND MOTION STATIONS

Strong ground motion stations	S_S^D	S_1^D	F_a	F_v	N_A		N_v	
					DE	MCE	DE	MCE
TCU059, TCU061, TCU072, TCU074, TCU078, TCU079,TCU109	0.7	0.4	1.0	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0

Structural Capacity

The pushover curve which combines the friction and hinge mechanism is generated first and is transferred to the capacity spectrum later. **Figure 15** shows the analytical bridge model, a two-degrees-of-freedom system, in which the bearing is moveable controlled by the friction force, and the column hinge follows the pivot hysteresis rule that defines the strength degradation, stiffness reduction, and pinching effect. Moreover, to find the maximum displacement, the bearing is sliding without the presence of any displacement-restrained device. The friction coefficient is assumed 0.2. The fundamental period of this model is 1.168sec. Because friction force is smaller than the column yielding force, the pushover curve tends to be an elastic-perfect-plastic curve.

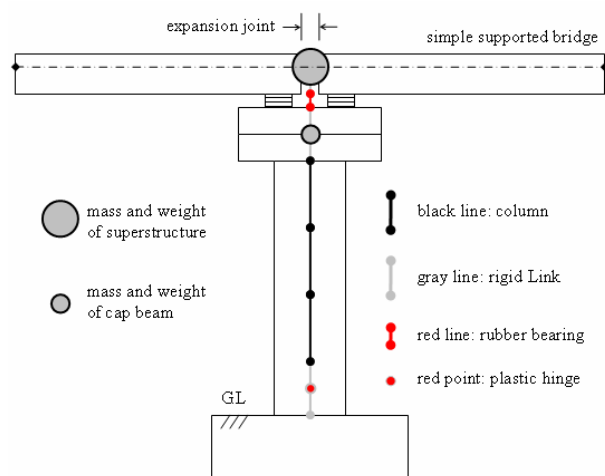


Figure 15. Analytical model for NDA

Nonlinear Dynamic Analysis (NDA)

Total of 14 cases in two PGA levels are analyzed. For each PGA level, the mean value shown in **Table V** about the maximum displacement on the girder from seven nonlinear cases is used as a reference to compare the results from proposed method.

Proposed Equivalent Friction Damping

Currently, the equivalent damping model in the CSM represents the energy dissipation ability resulted from the yielding of structure members. For rubber bearing, an approach is developed to determine equivalent friction damping β_{fri} . Once the pushover curve of the bridge is governed by the friction force, ideally, the base shear is unchanged as top displacement increase. Therefore, according to the definition of equivalent damping, the expression can be simplified in the ADRS format, resulting in an equation which is only a displacement-related function. The unknown variables are displacements at yielding d_y and performance point d_p . The total effective damping β_{eff} is sum of inherent damping β_{fri} , 5% for instance, and the friction damping in **Equ 1**. The spectrum reduction factors are shown in **Equ 2 and 3** according to the regression analysis of data in Chi-Chi Earthquake.

$$\beta_{fri} = \frac{1}{4\pi} \times \frac{W_D}{W_s} = \frac{1}{4\pi} \times \frac{4(d_p - d_y) \times a_y}{1/2 \times d_p \times a_y} = \frac{2}{\pi} \times \frac{(d_p - d_y)}{d_p} \quad (1)$$

$$SR_A = \frac{1}{B_s} = 1.329 - 0.231 \ln(\beta_{eff} (\%)); \quad SR_V = \frac{1}{B_1} = 1.299 - 0.219 \ln(\beta_{eff} (\%)) \quad (2) \text{ and } (3)$$

Estimation of the Performance Point

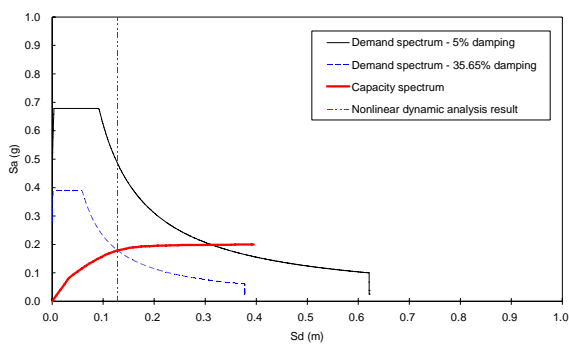
Table V and **Figure 16** show the numerical results by the proposed simplified seismic evaluation method and nonlinear dynamic analysis (NDA). The propose method predicts the displacement demand with good accuracy, of which the difference in smaller than 5%. It is useful to determine the unseating length for the superstructure.

TABLE V ANALYTICAL RESULTS IN THE NDA AND CSM
LONGITUDINAL DIRECTION

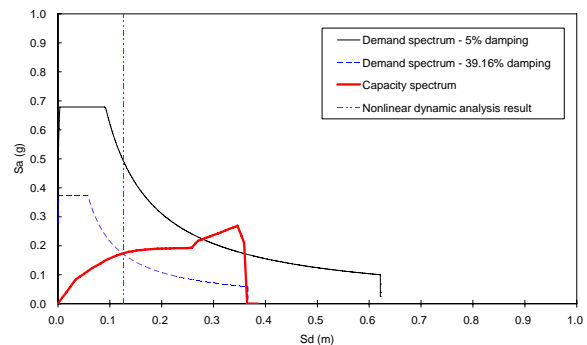
Earthquake level	Displacement (mean value)	Displacement	Difference	Difference percentage	Equivalent damping
	NDA	Proposed method (friction coefficient = 0.2)			
	m	m	m	%	%
DE (0.28g)	0.1306	0.1307	0.0001	0.10	35.65
MCE (0.36g)	0.1745	0.1659	-0.0086	-4.91	44.03

TRANSVERSE DIRECTION

Earthquake level	Displacement (mean value)	Displacement	Difference	Difference percentage	Equivalent damping
	NDA	Proposed method (Gap spacing = 0.2m)			
	m	m	m	%	%
DE (0.28g)	0.1306	0.1306	0	0	39.16
MCE (0.36g)	0.1745	0.1658	-0.0087	5.00	46.64



(a) DE level in the longitudinal direction



(b) DE level in the transverse direction

Figure 16 Analysis results of the proposed CSM method compared with NDA

PARAMETRIC STUDY OF BRIDGE PERFORMANCE RETROFITTED BY UNSEATING PREVENTION DEVICES

The major parameters studied in this paper include the design force and gap spacing for restrainers or concrete shear key, with allowable column damage in terms of displacement ductility under near-fault type earthquake events (Liu and Chang, 2006). As listed in Table VI, the parameters of the restrainers and shear key were varied in the case study to examine the sensitivity and effectiveness of these pounding mitigation measures. Figure 17 and Figure 18 show the definition of the gap spacing. The design strength for the restrainer was varied with a bearing reaction from $1.0\mu R_d$, $1.0R_d$, to $1.5R_d$. The design strength for the shear key was assigned from $1/4$, $1/2$, to 1 plastic shear force of the column.

TABLE VI PARAMETERS OF UNSEATING PREVENTION DEVICE

No.	Longitudinal direction				Transverse direction	
	Restrainer		Concrete shear key		Concrete shear key	
	Tension strength	gap spacing	Shear strength	gap spacing	Shear strength	gap spacing
	tonf	m	Tonf	m	tonf	m
1	1.0Rd	0.10 (0.15N)	1/4Vp	0.10 (0.15N)	1/4Vp	0.02
2	1.5Rd		1/2Vp		1/2Vp	
3	1.5 μ Rd		1/1Vp		1/1Vp	
4	1.0Rd	0.30 (0.45N)	1/4Vp	0.30 (0.45N)	1/4Vp	0.10
5	1.5Rd		1/2Vp		1/2Vp	
6	1.5 μ Rd		1/1Vp		1/1Vp	
7	1.0Rd	0.50 (0.7N)	1/4Vp	0.50 (0.7N)	1/4Vp	0.20
8	1.5Rd		1/2Vp		1/2Vp	
9	1.5 μ Rd		1/1Vp		1/1Vp	

Note: $V_p = 3071.7\text{kN}$; $N = 0.5 + 0.25L + H = [50 + 0.25(40) + 10]/100 = 0.7\text{m}$; $R_d = 39.63\text{kN}$; $\mu = 0.2$

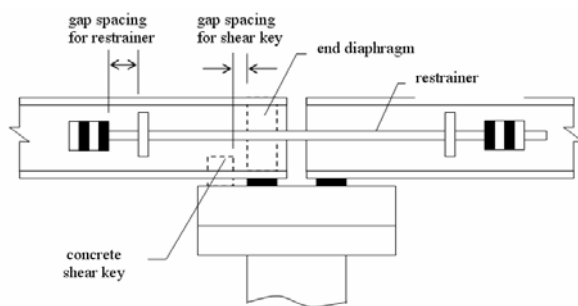


Figure 17 Definition of gap for restrainer

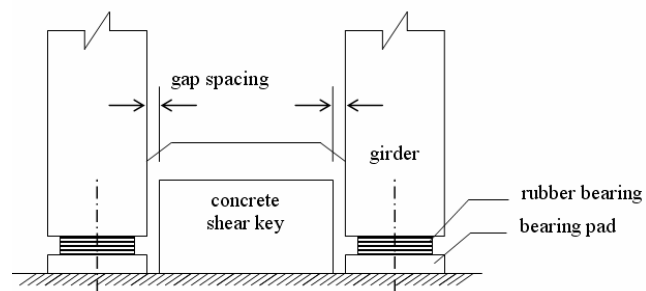


Figure 18 Definition of gap for concrete shear key

INPUT GROUND MOTIONS

Total of 7 near-fault type acceleration records were selected as the input ground motions from Chi-Chi earthquake. Based on the draft for a bridge site located in central Taiwan, the peak ground acceleration of each seismic wave was adjusted to 0.36g for the DE and 0.45g for MCE. Numerical results use the average value from each group.

Modeling of the Bridge

A typical simply-supported PCI-girder bridge approximately 40m in length and 10m in width with weighing 777.6kN was chosen as the benchmark model. The piers were designed according to the 1983 AASHTO Specifications for Highway Bridges with assumed height of substructure, diameter, nominal design strengths of concrete, longitudinal reinforcement and transverse reinforcement to be 10m, 2.5m, 20.6 MPa,

412.02 MPa, and 274.68 MPa, respectively. In this paper, a friction-pendulum model of the rubber bearings was adopted for the supports of the bridge both in the longitudinal and transverse directions. The friction coefficient μ is 0.2 with a modification factor of 0.85 for the nonlinear shear stiffness. A pivot moment hinge model for the bridge column can be determined by considering cracking, yielding, and the ultimate point on the moment-rotation curve. The length of the plastic hinge zone is about 1m. Unseating prevention devices were simulated as bilinear models. The fundamental period of the analysis model is 0.9862 second.

Effect of Restrainer in the Longitudinal Direction

Figure 19 shows the results of the numerical analyses. The definition of strain ratio is the difference of maximum girder displacement and gap spacing, divided by the length of the restrainer. For steel type A36 used in the restrainer, the ultimate strain was about 2.45%. If the ratio was larger than this limit, unseating or breaking of restrainers may happen when the impact force on the restrainer causes a large displacement, which exceeds its breaking strain. For the case in this study, the suitable combination was to use a gap spacing of 0.3m and a design force ratio of 1.0. Moreover, to ensure the safety, sufficient unseating length will be needed always.

Effect of Concrete Shear Key in the Transverse Direction

Concrete shear keys are usually installed in the transverse direction a short distance, say 2cm, to the girder and attached by rubber bumpers to absorb the impact force. Clearly, in **Figure 20**, with shorter gap spacing or larger shear strength, the ductility demand of the column will increase. The proper combination can be determined while ductility demand drops to 1.0. In this study, a gap spacing of 0.2m and shear key strength of 25% of the column plastic shear force achieves good results for limiting damage on the girders and columns.

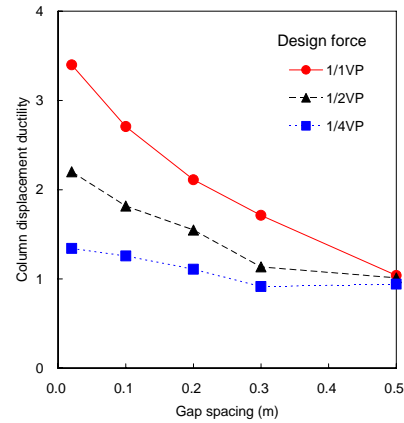
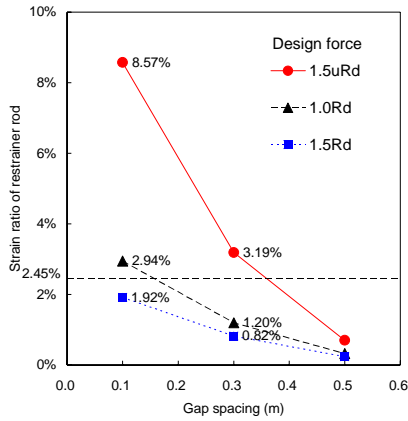


Figure 19 analysis results for restrainer Figure 20 analysis results for concrete shear key

CONCLUSION

Based on recent investigations of existing bridges damaged from major earthquakes, particular in the 1999 Chi-Chi Earthquake, it is found that the bearing system of the bridge, including the movements of the bearing, shear keys and restrainers, plays a vital role for the behavior of the bridge during a major earthquake. This study proposes a three-year project to understand the effect of bridge bearing systems and to propose simplified and economical seismic retrofit methods for existing bridges based the bearing systems. Basic mechanical behaviors and performance levels in each bearing component and the interrelationship among the different components will be tested to provide appropriate analytical models for numerical simulations. In addition, combining with the performance-based design concept, this study will develop design methodologies to provide sufficient capacity on the existing bridges and limit the damage level to be acceptable under a given seismic demand.

REFERENCES

- Chang, K.C., Wu, B.S., and Liu, K.Y., (2004), "Studies on the Steel-reinforced Elastomeric Bearing from Friction coefficient test and SDOF pseudo-dynamic test," Report No. NCREC-04-027, Taipei, Taiwan.
- Chang, K.C., Chen, H.C., (2005), "The bridge model tests with rubber bearings," Report No. NCREC-05-030, Taipei, Taiwan.
- K.C Chang, K.Y Kuo, K.Y Liu, and C.H Lu, (2004), "On Seismic Retrofit Strategies of Highway Bridges - Experiences Learned from Chi-Chi Earthquake", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 639.
- K.Y Liu, and K.C Chang., (2006), "Parametric Study on Performance of Bridge Retrofitted by

Unseating Prevention Devices,” Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol.5, No.1, June, 2006, pp.111-118

Kuang-Yen, Liu, Kuo-Chun, Chang, and Bing-Xian, Wu, “The Role of Rubber Bearings of the Bridge During the 1999 Taiwan Chi-Chi Earthquake”, 8NCEE-100th Anniversary Earthquake Conference, San Francisco, US, Paper No. 412, April 18-22, 2006.

National Center for Research on Earthquake Engineering., (1999), “Reconnaissance report of the 921 Chi-Chi Earthquake for bridges and transportation facilities,” Report No. NCREE -99-055, Taipei, Taiwan.