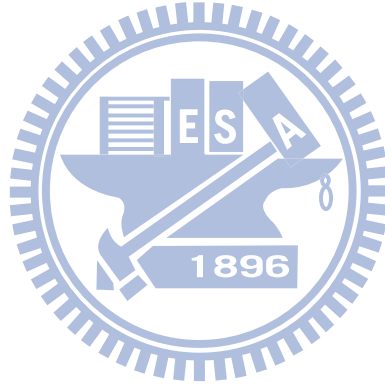


國立交通大學
土木工程研究所
碩士論文

以子結構時間序列模型診斷剪力構架之損傷
Damage Diagnosis of a Shear Building via Sub-Structural

Time Series



研究生：林宛臻

指導教授：黃炯憲博士

中華民國一百年一月

以子結構時間序列模型診斷剪力構架之損傷
**Damage Diagnosis of a Shear Building via Sub-Structural
Time Series**

研究生：林宛臻

Student : Wan-Chen Lin

指導教授：黃炯憲 博士

Advisor : Dr. Chiung-Shiann Huang

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

A Thesis

Submitted to Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Chiao Tung University

in Partial Fulfillment of the Requirements

for the Degree of

Master

in

Civil Engineering

January 2011

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國一百年一月

以子結構時間序列模型診斷剪力構架之損傷

研究生：林宛臻

指導教授：黃炯憲 博士

國立交通大學土木工程學系碩士班

摘要

本研究最主要的目的是提供簡單、有效的研究法方來偵測建築物哪一層樓的系統特性改變。藉由損傷前後子結構頻率的改變量判斷可能發生損傷的樓層；透過未損傷構架之子結構之動力反應建立子結構之 ARX 模型求得預測反應，比較量測反應與預測反應的改變量亦可判斷損傷之樓層。利用加速度和速度之動力反應建立剪力構架之子結構 ARX 模型，透過連續小波轉換識別 ARX 模型之系統參數以估算子結構頻率及阻尼比。數值模擬六層樓剪力構架之地震及微動量測反應，藉一個或兩個樓層發生不同程度的損傷驗證本研究方法之可行性，並探討含雜訊的影響。經模擬結果證明相較於 COMAC 及 FRFCM，使用本研究之評估方法較能準確診斷系統參數改變的情形。將本研究方法應用至五層樓鋼構架之震動台試驗，皆能準確地判別三種構架系統特性差異的樓層。

Damage Diagnosis of a Shear Building via Sub-Structural Time Series

Student : Wan-Chen Lin

Advisor : Dr. Chiung-Shiann Huang

Department of Civil Engineering National Chiao-Tung University

Abstract

The main purpose of this work is to propose simple and efficient approaches to locate the stories whose properties may change in a building. The stories that are possibly damaged are determined by comparing natural frequencies of sub-structures in different stages (undamaged and damaged stages). The damaged stories can be also located by comparing the differences between the measured sub-structural responses and the responses predicted by the ARX model constructed using the dynamic responses of an undamaged building. ARX models for sub-structures of a shear building are established from sub-structural dynamic responses in term of one of acceleration and velocity. The parameters of an ARX model are identified through the continuous wavelet transform, and natural frequencies and damping ratios of sub-structures can be estimated directly through the identified parameters. The validity of the proposed procedure is confirmed using numerically simulated earthquake responses and ambient vibration responses of a six-story shear building having one-site or two-site damages with different levels. The effect of noise on the accuracy of the proposed approach is also investigated. It is also demonstrated that the proposed approach is superior to COMAC and a frequency response function curvature method in locating damaged stories. The proposed procedure is further applied to process the dynamic responses of three five-story steel frames, which are certainly not shear buildings, from shaking table test. The stories with different material properties in three frames are accurately located.

誌謝

承蒙指導教授 黃炯憲博士在研究期間悉心指導，本文才得以順利完成。老師對於學術研究之嚴謹與執著令人佩服，在此僅致最高之敬意及由衷的感謝。

論文口試期間，承蒙 洪士林教授與鄭復平副教授百忙之中蒞臨指導，並提供許多寶貴的意見與指正，使本文能更臻完善，特此感謝。

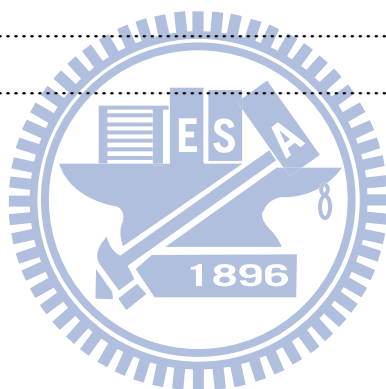
感謝威智學長、明儒學長、存峰學長、志偉學長、政寧學長、靖俞學長、政淵學長、榕師學長的照顧與關心。感謝學弟妹中原、鈞誠、維莘、博然在口試期間的幫忙。論文研究及撰寫期間，特別感謝威智學長不厭其煩的教導，在研究上給予極大的幫助。感謝大學及研究所同窗好友嫻糧的陪伴。感謝最可愛的室友阿烈、立琚、芸臻、耀萱、嫻嫻以及多年摯友綱威給我的精神支持。

最後，感謝我的家人和志儒，你們的支持給予我力量繼續往前邁進，願一切的喜樂都能與你們分享。

目錄

摘要.....	i
Abstract.....	ii
誌謝.....	iii
目錄.....	iv
表目錄.....	vi
圖目錄.....	vii
第一章 緒論.....	1
1.1 研究動機與目的.....	1
1.2 文獻回顧.....	2
1.3 論文架構.....	7
第二章 利用連續小波轉換於線性系統識別.....	8
2.1 前言.....	8
2.2 連續小波轉換之簡介.....	8
2.3 動態特性之識別程序.....	11
2.3.1 結構系統動態特性估算.....	14
2.3.2 利用 Meyer 小波進行識別.....	15
2.3.3 系統損壞指標.....	16
2.4 子結構系統識別.....	18
2.5 隨機遞減訊號與自由衰減振動反應.....	23
2.5.1 隨機遞減之步驟.....	23
2.5.2 隨機遞減法之數學基礎.....	24
第三章 數值模擬驗證.....	27
3.1 前言.....	27
3.2 模型概述.....	27
3.3 利用模態參數之損傷評估 - 以地震反應為例.....	28
3.3.1 整體動態識別.....	28
3.3.2 局部識別結果及損傷診斷.....	30
3.3.3 比較不同損傷評估.....	32
3.3.4 雜訊之影響.....	33
3.3.5 雜訊之處理.....	35
3.4 利用模態參數之損傷評估 - 以微動量測反應為例.....	38
3.4.1 整體動態識別.....	38
3.4.2 局部識別及損傷診斷.....	39

3.5 利用預測誤差之損傷評估	40
3.5.1 預測誤差	40
3.5.2 損傷診斷	41
3.5.3 雜訊之影響	42
3.5.3 雜訊之處理	46
第四章 應用於震動台試驗	50
4.1 五層樓鋼構架振動台試驗	50
4.1.1 待測結構物介紹	50
4.1.2 輸入之地震力	51
4.2 利用模態參數診斷系統參數之改變	51
4.2.1 整體動態識別	52
4.2.2 局部識別	53
4.3 利用預測誤差診斷系統參數之改變	56
第五章 結論與建議	58
5.1 結論	58
5.2 建議	59
參考文獻	169



表目錄

表 2.1 第 n-1 子結構之系統參數.....	60
表 2.2 第二子結構之系統參數.....	61
表 3.1 結構損傷案例.....	62
表 3.2 六層樓剪力建築之系統動態特性之識別結果.....	63
表 3.3 六層樓剪力建築之系統動態特性之理論值.....	64
表 3.4 MAC 值.....	65
表 3.5 子結構之理論值.....	66
表 3.6 六層樓剪力建築之子結構識別結果(NSR=0%).....	67
表 3.7 COMAC 及 FRFCM 值.....	68
表 3.8 六層樓剪力建築之子結構識別結果(NSR=5%).....	69
表 3.9 六層樓剪力建築之子結構識別結果(NSR=20%).....	70
表 3.10 除噪之子結構識別結果(NSR=5%).....	71
表 3.11 除噪之子結構識別結果(NSR=20%).....	72
表 3.12 微動反應之整體識別.....	73
表 3.13 微動反應動態參數之 MAC 值.....	74
表 3.14 微動反應之子結構識別結果.....	75
表 3.15 COMAC 與 FRFCM 損傷指標.....	76
表 4.1 桿件斷面.....	77
表 4.2 不同性質鋼構架之模態參數.....	78
表 4.3 MAC 值.....	79
表 4.4 局部識別.....	80

圖目錄

圖 2.1 小波函數.....	81
圖 2.2 多層剪力建築.....	82
圖 2.3 隨機遞減曲線.....	83
圖 3.1 六層樓剪力建築.....	84
圖 3.2 集集地震輸入之歷時圖及傅氏譜.....	85
圖 3.3 各自由度之加速度反應歷時圖.....	86
圖 3.4 各自由度之傅氏譜.....	87
圖 3.5 無勁度折減之子結構識別結果(NSR=0%).....	88
圖 3.6 Case 1 之子結構識別結果(NSR=0%).....	89
圖 3.7 Case 3 之子結構識別結果(NSR=0%).....	90
圖 3.8 Case 4 之子結構識別結果(NSR=0%).....	91
圖 3.9 Case 7 之子結構識別結果(NSR=0%).....	92
圖 3.10 Case 8 之子結構識別結果(NSR=0%).....	93
圖 3.11 損傷評估方法之比較.....	94
圖 3.12 地震輸入歷時圖及其傅氏譜(NSR=5%).....	95
圖 3.13 各樓層反應之歷時圖(NSR=5%).....	96
圖 3.14 各樓層反應之傅氏譜(NSR=5%).....	97
圖 3.15 標準構架之子結構識別結果(NSR=5%).....	98
圖 3.16 Case 1 之子結構識別結果(NSR=5%).....	99
圖 3.17 Case 3 之子結構識別結果(NSR=5%).....	100
圖 3.18 Case 4 之子結構識別結果(NSR=5%).....	101
圖 3.19 Case 7 之子結構識別結果(NSR=5%).....	102
圖 3.20 Case 8 之子結構識別結果(NSR=5%).....	103
圖 3.21 地震輸入歷時圖及其傅氏譜(NSR=20%).....	104
圖 3.22 各樓層反應之歷時圖(NSR=20%).....	105
圖 3.23 各樓層反應之傅氏譜(NSR=20%).....	106
圖 3.24 無勁度折減之局部識別結果(NSR=20%).....	107
圖 3.25 Case 1 之局部識別結果(NSR=20%).....	108
圖 3.26 Case 3 之局部識別結果(NSR=20%).....	109
圖 3.27 Case 4 之局部識別結果(NSR=20%).....	110
圖 3.28 Case 7 之局部識別結果(NSR=20%).....	111

圖 3.29 Case 8 之局部識別結果(NSR=20%).....	112
圖 3.30 除噪各樓層反應之歷時圖(NSR=5%)	113
圖 3.31 除噪後各樓層反應之傅氏譜(NSR=5%)	114
圖 3.32 除噪後無勁度折減之局部識別結果(NSR=5%)	115
圖 3.33 Case 1 除噪後之局部識別結果(NSR=5%).....	116
圖 3.34 Case 3 除噪後之局部識別結果(NSR=5%).....	117
圖 3.35 Case 4 除噪後之局部識別結果(NSR=5%).....	118
圖 3.36 Case 7 除噪後之局部識別結果(NSR=5%).....	119
圖 3.37 Case 8 除噪後之局部識別結果(NSR=5%).....	120
圖 3.38 除噪各樓層反應之歷時圖(NSR=20%)	121
圖 3.39 除噪後各樓層反應之傅氏譜(NSR=20%)	122
圖 3.40 標準構架除噪後之局部識別結果(NSR=20%)	123
圖 3.41 Case 1 除噪後之局部識別結果(NSR=20%).....	124
圖 3.42 Case 3 除噪後之局部識別結果(NSR=20%).....	125
圖 3.43 Case 4 除噪後之局部識別結果(NSR=20%).....	126
圖 3.44 Case 7 除噪後之局部識別結果(NSR=20%).....	127
圖 3.45 Case 8 除噪後之局部識別結果(NSR=20%).....	128
圖 3.46 隨機遞減速度曲線(標準構架).....	129
圖 3.47 Case 1 隨機遞減速度曲線.....	130
圖 3.48 Case 2 隨機遞減速度曲線.....	131
圖 3.49 Case 3 隨機遞減速度曲線.....	132
圖 3.50 Case 4 隨機遞減速度曲線.....	133
圖 3.51 Case 5 隨機遞減速度曲線.....	134
圖 3.52 Case 6 隨機遞減速度曲線.....	135
圖 3.53 Case 7 隨機遞減速度曲線.....	136
圖 3.54 Case 8 隨機遞減速度曲線.....	137
圖 3.55 Case 1~Case 8 之NPE值(NSR=0%)	138
圖 3.56 Case 1~Case 8 之NPE值(NSR=5%)	139
圖 3.57 輸入歷時圖與傅氏譜(NSR=10%)	140
圖 3.58 各樓層反應之歷時圖(NSR=10%)	141
圖 3.59 各樓層反應之傅氏譜(NSR=10%)	142
圖 3.60 Case 1~Case 8 之NPE值(NSR=10%)	143
圖 3.61 Case 1~Case 8 之NPE值(NSR=20%)	144
圖 3.62 除噪後Case 1~Case 8 之NPE值(NSR=5%)	145

圖 3.63 除噪各樓層反應之歷時圖(NSR=10%)	146
圖 3.64 除噪後各樓層反應之傅氏譜(NSR=10%)	147
圖 3.65 除噪後Case 1~Case 8 之NPE值(NSR=10%)	148
圖 3.66 除噪後Case 1~Case 8 之NPE值(NSR=20%)	149
圖 4.1 國家地震工程研究中心之五層樓鋼構架.....	150
圖 4.2 五層樓鋼構架立體圖.....	151
圖 4.3 五層頭鋼構架俯視圖及立面圖.....	152
圖 4.4 三種型態之鋼構架(a) std構架 (b) add_m構架(c) add_k構架.....	153
圖 4.5 20%之EL Centro地震輸入之歷時圖及傅氏譜.....	154
圖 4.6 10%與 60%Kobe地震下最底層柱之應變歷時圖	155
圖 4.7 60% Kobe地震輸入之歷時圖及傅氏譜.....	156
圖 4.8 “std” 構架各樓層之反應歷時圖	157
圖 4.9 “add_m” 構架各樓層之反應歷時圖	158
圖 4.10 “add_k” 構架各樓層之反應歷時圖	159
圖 4.11 “std_yield” 構架各樓層之反應歷時圖	160
圖 4.12 “std” 構架各樓層之傅氏譜	161
圖 4.13 “add_m” 構架各樓層之傅氏譜	162
圖 4.14 “add_k” 構架各樓層之傅氏譜	163
圖 4.15 “std_yield” 構架各樓層之傅氏譜	164
圖 4.16 “std” 構架及 “add_k” 構架之第三模態	165
圖 4.17 五樓之頻率響應函數.....	166
圖 4.18 損傷評估方法之比較圖.....	167
圖 4.19 不同型態鋼構架之NPE值	168

第一章 緒論

1.1 研究動機與目的

隨著都市快速發展和科學的進步，越來越多的高樓大廈林立及超高建築物興建，而人類的活動都在這些建築物內。建築物經年累月受地震危害，加上結構施工的品質控管不良或維護工作不確實，天災發生時往往無法發揮抵禦的功能。

我國大部分的基礎建設皆於五六十年代所建造的，經過數十年的使用，建築物逐漸老化，或許外觀並沒有巨大的變化，但結構可能已經產生局部破壞。尤其台灣位處地震頻繁的地震帶，地震對我們的威脅不會停止，震後建築物之動力特性是否受到影響，人們所居住及活動的建築物能否抵擋一次又一次的強震；倘若再受到大規模的地震，結構物極可能產生破壞、倒塌的情形，甚者危害到人們的生命與財產。結構物的興建是一項龐大複雜且耗費資源的工作，若能及時發現受損情況加以修復，亦可大幅降低人命的傷亡。

結構損傷診斷方法的發展起源於軍事、航空以及機械領域，近二十年逐漸擴展到其他領域，近期於建築土木工程領域亦有逐漸增加之趨勢。結構物受到劇烈的衝擊或強大的地震都可能造成其內部材料嚴重受損而產生破壞，Rytter [1]將結構物的健康診斷分為四個階段：

第一階段：檢測破壞的存在。

第二階段：損傷位置的判別。

第三階段：損傷程度之評估。

第四階段：預測該結構剩餘可使用的年限。

Chang et al. [2]依監測或量測方法可分為全域健康監測及局部健康監測，本研究即使用全域監測量測建築物地震反應，發展一套可靠的檢測方法，診斷建築物損傷的樓層。希望在樓層勁度減少 10%時，即可準確判斷出損傷樓層。本研究將一剪力構架分成以兩層或三層為一單位之子結構，利用該子結構之動態反應建立一子結構 ARX 模式，透過連續小波轉換識別該模式之係數，估算該子結構之自然振動頻率。當該子結構有損傷時，其自然振動頻率會改變。為保障結構物的安全性，以及延長建築物的使用壽命，適時且及時地進行檢測和監測是必要的。

1.2 文獻回顧

Natke [3]在 1988 年文獻回顧的文章，除了針對各種有限元素模型修正之方法作簡略的介紹外，並探討如何由量測之輸出及輸入反應應用於頻域的分析模型修正。Imregun 和 Visser [4]回顧現有的分析模型修正技術文獻，說明各種模型修正方法潛在的問題點，並建議未來可再進一步發展的模型修正領域。Mottershead 和 Friswell [5]之回顧

調查提供關於模型修正的知識。Salawu [6]針對應用頻率進行損傷識別，指出透過長期的監測與定期的振動量測，可有效地由頻率的變化得知結構是否有損傷存在。Doebbling et al. [7]針對利用振動參數的各種損傷識別法作了一系列介紹。從 Doebbling et al. [7]、Farra et al. [8]、Chang et al. [2]、Brownjohn [9]文獻回顧的文章，可知利用全域監測反應進行結構損傷評估之方法大致可分為兩大類：(一)模式修正理論(model updating)，(二)損傷指標方法(damage index method)。

使用模式修正理論，一般是與有限元素模式結合，透過最優化法尋找最能符合現況結構反應之有限元素模式，再與損傷前之有限元素模式比較，評估有無損傷及損傷於何處，甚者損傷程度。此類方法可再蓋分為三小類 [10]：(i)直接修正法(direct updating methods)：透過吻合現況結構之自然振動頻率與振形，直接(不需迭代)修正質量或勁度矩陣。如 Berman 和 Nagy [11]所提解析模式改良流程(analytical model improvement procedure)，Caesar 和 Peter [12]的直接矩陣修正法(direct matrix update method)，Kammer [13]的投影矩陣法，Kenigsbuch 和 Halevi [14]的一般參考基底法(generalized reference basis approach)，Chang et al. [15]的類神經網路法；(ii)參數修正法：為迭代修正質量或勁度矩陣之方法(parameter updating methods)。如 Minas and Inman [16]，Zimmerman and Kaouk [17]，與 James et al. [18]使用

不同指定特徵結構技巧，Adelman 和 Haftka [19]與 Alvin [20]則提出不同之敏感度法，Beck 和 Katafygiotis [21]的 Bayesian statistical approach；(iii)使用頻率域數據之模式修正法(model updating methods using the frequency domain data)：Friswell 和 Penny [22]與 Arora et al. [23]使用頻率反應函數。使用模式修正理論進行評估，分析上比較複雜，因其必需建立無損傷及有損傷之結構有限元素模式。另外，由於量測之不完整、雜訊之存在或識別模態參數之不完整及誤差，導致較難使用此類方法進行實際結構物之損傷評估。

損傷指標方法目的於判斷結構物是否損傷以及判別損傷位置。建立指標參考之依據可類分為 (a)使用自然振動頻率：1979 年 Cawley 和 Adams [24]利用自然振動頻率結合有限元素法來分析裂縫位置，由實驗測得自然振動頻率來計算裂縫大小；Hearn 和 Tesla [25]與 Friswell et al. [26]研究自然頻率之變化作為偵測梁裂縫之非破壞檢測之方法，Messina et al. [27]提出不同方法。由於自然振動頻率為結構系統之整體特性參數，對局部損傷不敏感，且高模態自然振動頻率不易識別，因此單依據模態頻率無法準確判斷結構物損壞的位置。Zapico 和 Gonzalez [28]與 Jeyasehar 和 Sumangala [29]則透過類神經網路識別損傷區域與程度。(b)使用振動模態：許多學者試圖建立以振態為基礎的損傷指標。Allemang 和 Brown [30]提出模態確認指標 (Modal

Assurance Criterion, MAC) 判斷系統是否損傷；Lieven 和 Ewins [31] 提出座標模態確認準則 (Coordinate Modal Assurance Criterion, COMAC) 判別損傷位置；Chen 和 Garba [32] 提出將結構損傷前後之模態應變能 (Modal Strain Energy, MSE) 應用於結構損傷診斷；Stubbs 和 Kim [33] 驗證以應變能判別破壞前後損傷位置之正確性，Hu et al. [34] 以應變能之準確解成功地預測複合材料疊層板上表面裂縫之位置改變判斷結構損傷位置；Law et al. [35] 提出 Elemental Energy Quotient (EEQ)，利用元素的應變能之改變判斷結構損傷位置；Hsu and Loh [36] 提出修正模態應變能 (modified Modal Strain Energy Change, M-MSEC)。若欲求得 MSE，EEQ 及 M-MSEC 惟有先估算結構之勁度矩陣，但實際上要求得真實結構的勁度有其困難度。雖然 MAC 可用來檢視結構有無損傷，但無法判斷損傷於何處。雖然振型或者振型的曲率對局部損傷之敏感度較自然振動頻率高，但其於高模態不易識別，精度亦較自然振動頻率差，故於實際應用之可靠度尚待評估。(c) 使用自然振動頻率與模態：Lin [37] 提出建構柔度矩陣、Pandey 和 Biawas [38] 使用損傷前後之結構柔度矩陣法判別結構損傷位置。(d) 使用其他：Szewczyk 和 Hajela [39] 利用類神經網路連結靜態位移與桿件勁度之關係；Sampaio et al. [40] 使用損傷前後的頻率響應函數曲率 (frequency response function curvature method, FRFCM) 之絕對誤

差判斷損傷位置；Sohn 和 Law[41]則使用 experimental Ritz vector；Bernal [42]使用 load vector；Huang et al. [43]利用類神經網路建構類似 NARX 模式，萃取模態參數判斷建築物是否損傷，再利用類神經網路預估反應與量測之差值，判斷建築物損傷於哪一樓層；Liu et al. [44]則利用頻率反應函數之形狀。

Koh et al. [45]提出在時間域利用子結構的方法，將整體結構切割成多個子結構，透過擴展之卡式過濾器以識別局部之勁度與阻尼比。Zhao et al. [46]有鑑於多自由度的大量計算，在頻率域建構子結構系統並估算局部之勁度及阻尼。Yun and Bahng [47]採用于結構法來減少待識別參數數量，建構類神經網路模型，在預先判斷可能損傷的範圍，對該子結構進行識別損傷。Yang and Huang[48]考量實際感測計數量之限制，提出“sequential nonlinear least-square estimation method”估算未知的輸入及輸出，以子結構的方法識別結構損傷的位置。

本研究建立子結構 ARX 模型，轉換至小波域中估算該模態之參數。本研究數值模擬一六層樓剪力屋架，首先以地震反應為輸入，對數個各損傷案例進行識別，並比較使用子結構頻率與其他損傷指標的效果。加入 5%、10%，及 20%之雜訊，視其對識別頻率有何影響。再使用本研究提供之除噪方法，提昇識別結果。另外，處理微振量測反應，對各損傷案例進行分析，探討不同環境下使用模態參數作為健

康診斷之工具。本研究另提出使用預測誤差對地震反應進行結構損傷之診斷，並比較除噪前後的差異。最後應用於五層樓鋼構架之振動台試驗，使用模態參數對不同型態之鋼構架進行識別，比較使用子結構頻率與其他損傷指標的效果，另使用預測誤差判斷各型態鋼構架系統改變之樓層。

1.3 論文架構

本論文共分為五章，其組織內容概述如下：

第一章 緒論。主要內容為研究動機與目的及文獻介紹。

第二章 利用連續小波轉換於線性系統識別。內容包含連續小波轉換之理論基礎簡介，子結構 ARX 模式之建立與如何應用連續小波轉換於子結構系統之動態特性識別。

第三章 利用結構模態參數與預測誤差做為損傷評估。探討數值地震與微振動量測之識別結果，另外亦考慮噪訊之影響及透過除噪後改善的效果。比較不同損傷評估方法用於結構健康診斷的效果。

第四章 將本研究之識別方法應用於五層樓鋼構架之振動台試驗數據分析。

第五章 結論與建議。總結此研究之分析結果。

第二章 利用連續小波轉換於線性系統識別

2.1 前言

本章主要是介紹本研究所使用之線性系統之模態識別方法；此方法主要是透過連續小波轉換，將量測之訊號轉換至小波域中；在小波域中利用最小平方差法架構所量測系統之 ARX 模型，再進一步估算系統模態。2.2 節介紹連續小波轉換之理論基礎。2.3 節則介紹識別流程，將 ARX 模型轉換至小波域，並於小波域中架構 ARX 模型，利用 ARX 模型估算動態參數。2.4 節介紹子結構運用於剪力建築物之識別方法。2.5 節介紹利用隨機遞減法將微動反應轉換至自由衰減反應，再利用連續小波結合 ARX 模型識別出該結構系統的動態特性。

2.2 連續小波轉換之簡介

小波轉換為近年來熱門的研究主題，目前已廣泛地應用於信號處理、通信系統等不同研究的領域，其中最常使用於影像壓縮與資料壓縮等，取代了傳統之 Fourier 轉換。小波分析的起源於 1981 年法國地球物理學 Morle[49]在分析地震波的局部性質時，發現傳統的傅立葉轉換有其不足之處；因此提出與傅立葉轉換相似的小波概念於信號分析。小波轉換保留了傅立葉轉換的優點；因此，小波轉換可視為傅立

葉轉換之改良。任一函數 $f(t) \in L^2$ ，其連續小波轉換定義如下[50]

$$W_f(a,b) = \frac{1}{\sqrt{|a|}} \int_{\mathbb{R}} f(t) \bar{\Psi}\left(\frac{t-b}{a}\right) dt = \langle f, \Psi_{(a,b)} \rangle, \quad (2.1)$$

其中， $\Psi(t)$ 為母小波函數 (mother wavelet)， $\bar{\Psi}(t)$ 為 $\Psi(t)$ 之共軛函數； $\Psi_{(a,b)}$ 為小波函數，乃經由母小波函數 $\Psi(t)$ 伸縮和平移所形成，定義為

$$\Psi_{(a,b)}(t) = \frac{1}{\sqrt{|a|}} \Psi\left(\frac{t-b}{a}\right), \quad (2.2)$$

a 與 b 分別為尺度因子 (Scaling Factor) 與平移因子 (Translation Factor)。

小波轉換之逆轉換定義為

$$f(t) = \frac{1}{C_\psi} \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{1}{a^2} W_f(a,b) \Psi\left(\frac{t-b}{a}\right) da db, \quad (2.3)$$

其中

$$C_\psi = \int_{\mathbb{R}} \frac{|\hat{\Psi}(\omega)|^2}{\omega} d\omega < \infty, \quad (2.4)$$

$\hat{\Psi}(\omega)$ 為 $\Psi(t)$ 之傅立葉轉換。小波轉換之母小波函數有多種選擇，但必須符合兩條件：一為小波函數必須為平方可積 (Square Integrable) 或函數具有有限能量；二為小波函數及其各階倒數在 $t \rightarrow \infty$ 處急遽下降收斂至零，即為有限支撐長度。

母小波函數 $\Psi(t)$ 在時間域可視為中心為 t^* ，寬度為 2Δ 之窗函數；

t^* 及 Δ 之定義分別為：

$$t^* = \frac{1}{\|\Psi\|^2} \int_{-\infty}^{\infty} t |\Psi(t)|^2 dt, \quad (2.5)$$

$$\Delta = \frac{1}{\|\Psi\|} \left\{ \int_{-\infty}^{\infty} (t-t^*)^2 |\Psi(t)|^2 dt \right\}^{\frac{1}{2}}, \quad (2.6)$$

其中 $\|\Psi\|^2 = \int_{-\infty}^{\infty} |\Psi(t)|^2 dt$ 。依以上定義式 (2.2) 小波函數 $\Psi_{a,b}(t)$ 之中心為 $b+at^*$ ，半徑為 $a\Delta$ ；即表示小波函數於時間域上的視窗範圍為：

$$[b+at^*-a\Delta, b+at^*+a\Delta], \quad (2.7)$$

類似於式 (2.5) 及 (2.6) 之定義，母小波函數 $\Psi(t)$ 在頻率域亦可視為中心為 ω^* 及半徑為 $\hat{\Delta}$ 之窗函數，其中

$$\omega^* = \frac{1}{\|\hat{\Psi}\|^2} \int_{-\infty}^{\infty} \omega |\hat{\Psi}(\omega)|^2 d\omega, \quad (2.8)$$

$$\hat{\Delta} = \frac{1}{\|\hat{\Psi}\|} \left[\int_{-\infty}^{\infty} (\omega-\omega^*)^2 |\hat{\Psi}(\omega)|^2 d\omega \right]^{\frac{1}{2}}, \quad (2.9)$$

依式(2.2)之傅立葉轉換，可得

$$\frac{1}{2\pi} \hat{\Psi}_{(a,b)}(\omega) = \frac{a}{2\pi\sqrt{a}} e^{ib\omega} \hat{\Psi}(a\omega). \quad (2.10)$$

若對式 (2.1) 進行傅立葉轉換，可得

$$|\hat{W}_f(a, \omega)| = \sqrt{a} |\hat{\Psi}(a\omega)| |\hat{f}(\omega)|, \quad (2.11)$$

其中 $\hat{W}_f(a, \omega)$ 代表 $W_f(a, b)$ 之傅立葉轉換。根據上式可定義小波函數 $\Psi_{a,b}(t)$ 於頻率域之視窗範圍為[50]：

$$\left[\frac{\omega^*}{a} - \frac{\hat{\Delta}}{a}, \frac{\omega^*}{a} + \frac{\hat{\Delta}}{a} \right], \quad (2.12)$$

此小波函數的頻率中心為 ω^*/a ，寬度為 $2\hat{\Delta}/a$ 。

整合上述結果，利用式 (2.1) 做小波轉換，其提供一時間頻率窗：

$$[b+at^*-a\Delta, b+at^*+a\Delta] \times \left[\frac{\omega^*}{a} - \frac{\hat{\Delta}}{a}, \frac{\omega^*}{a} + \frac{\hat{\Delta}}{a} \right], \quad (2.13)$$

$\Psi_{a,b}(t)$ 所定義之時間—頻率窗口之矩形形狀，隨伸縮因子 a 變動而改

變。當 a 值大時，時間視窗較寬而頻率視窗變窄，適合分析低頻信號；而當 a 值小時，時間視窗較窄而頻率視窗寬，適合偵測高頻現象，所以能偵測出極高頻率訊號發生得時間。因此小波函數 $\Psi(t)$ 實際是一個帶通濾波器，其隨伸縮因子 a 之變動， $\Psi_{a,b}(t)$ 即對應不同的視窗中心及視窗半徑。

依小波轉換之定義，可證明連續小波轉換具有以下重要性質[51]：

1. 線性：一個多分量信號之小波轉換等於各分量小波轉換之和。
2. 自相似性：對應不同尺度參數 a 和不同平移參數 b 之連續小波轉換之間是自相似。
3. 平移不變性：若 $f(t)$ 之小波轉換為 $W_f(a,b)$ ，則 $f(t-\tau)$ 之小波轉換為 $W_f(a,b-\tau)$ 。
4. 伸縮共變性：若 $f(t)$ 之小波轉換為 $W_f(a,b)$ ，則 $f(ct)$ 之小波轉換為 $W_f(ca,cb)/\sqrt{c}$ ，其中 $c > 0$ 。

2.3 動態特性之識別程序

由於結構系統通常很龐大，由於量測經費之限制上，實際量測通常無法得到系統所有自由度的反應，只能量測到部分加速度與速度的反應。在線性系統中，可將量測自由度（或測站）間之反應表示成[52]

$$\mathbf{y}(t) = \sum_{i=1}^l \Phi_i \mathbf{y}(t - i\Delta t) + \sum_{j=0}^J \Theta_j \mathbf{f}(t - j\Delta t), \quad (2.14)$$

其中 $\mathbf{y}(t)$ 為量測動力反應歷時向量（位移、速度、或加速度）；以下假

設該向量亦有 n 個分量)； $\mathbf{f}(t)$ 為系統外力向量歷時； Φ_i 與 Θ_j 待係數矩陣， Δt 為量測反應之取樣時間間隔； I 及 J 為輸入輸出之延時。以上之離散化運動方程式與多變數 ARX 之時間序列模型十分相似，式(2.12)為不考慮雜訊(或誤差)之 ARX 模式。

依 Huang[53]及林[54]之經驗，當量測自由度比系統自由度少很多或有雜訊時，需用很大之 I 及 J 方能得到較準確之離散化運動方程。但當採用很大之 I 及 J ，於利用最小平方差估算式(2.14)中之 Φ_i 與 Θ_j 時，常會造成數值困難。另外，採用越大之 I 會造成越多之虛假模態，增加判斷真正系統模態之困難度。因此，若將式(2.14)進行小波轉換，於小波空間估算 Φ_i 與 Θ_j ；如此，某程度上地降低該數值困難；且可順便進行濾波，以較小之 I 及 J 進行估算。

將式(2.14)依式(2.1)做小波轉換，可將式(2.14)表示成

$$(\overline{W}_y)(a,b) = \sum_{i=1}^I \Phi_i (\overline{W}_y)(a,b-i\Delta t) + \sum_{j=1}^J \Theta_j (\overline{W}_f)(a,b-j\Delta t), \quad (2.15)$$

式(2.15)可視為小波域中之 ARX 模式。傳統時域下之 ARX 模式僅可藉由調整模型項數(I, J)以求得最適當之模型；而小波域下之 ARX 模式除了透過模型項數之外，可藉由選擇適當之小波函數與調整伸縮因子 a 以獲得適當之模型。

在建立式(2.15)時，可利用連續小波轉換之平移不變性；計算 $\mathbf{y}(t)$ 與 $\mathbf{f}(t)$ 之小波轉換，可同時得 $\mathbf{y}(t-i\Delta t)$ 與 $\mathbf{f}(t-j\Delta t)$ 之小波轉換函數。依

小波轉換之特性，於式 (2.15) 中取不同之 a 值，代表取某一頻率窗內之反應建立 ARX 模式，即同時對反應或輸入力進行適當濾波。

為了簡化表示式， $(\overline{W}_y)(a, b - i\Delta t)$ 與 $(\overline{W}_f)(a, b - j\Delta t)$ 分別記為 $y_{\overline{w}}(a, \bar{b} - i)$ 與 $f_{\overline{w}}(a, \bar{b} - j)$ 。取特定之 a 與不同之 \bar{b} 建構式 (2.15)，可整理得

$$[Y^{(0)}] = [C] \begin{bmatrix} [Y] \\ [F] \end{bmatrix}, \quad (2.16)$$

其中， $[Y] = [Y^{(1)}]^T \ [Y^{(2)}]^T \ \dots \ [Y^{(I)}]^T$ ； $[F] = [F^{(0)}]^T \ [F^{(1)}]^T \ \dots \ [F^{(J)}]^T$ ，

$$[Y^{(i)}] = [y_{\overline{w}}(a, \max-i) \ y_{\overline{w}}(a, \max-i+1) \ \dots \ y_{\overline{w}}(a, \max-i+M)],$$

$$[C] = [\Phi_1 \ \Phi_2 \ \dots \ \Phi_I \ \Theta_0 \ \Theta_1 \ \dots \ \Theta_J],$$

$$\max = \max(I, J),$$

$[F^{(i)}]$ 之定義類似 $[Y^{(i)}]$ 。

若欲分析較廣頻率區域內之量測反應，可同時取數個 a 值，則 Y 矩陣

則可改寫為：

$$[Y^{(i)}] = \begin{bmatrix} y_{\overline{w}}(a_1, \max-i) & y_{\overline{w}}(a_1, \max-i+1) & \dots & y_{\overline{w}}(a_1, \max-i+M) \\ y_{\overline{w}}(a_2, \max-i) & y_{\overline{w}}(a_2, \max-i+1) & \dots & y_{\overline{w}}(a_2, \max-i+M) \\ y_{\overline{w}}(a_3, \max-i) & y_{\overline{w}}(a_3, \max-i+1) & \dots & y_{\overline{w}}(a_3, \max-i+M) \ \dots \\ y_{\overline{w}}(a_N, \max-i) & y_{\overline{w}}(a_N, \max-i+1) & \dots & y_{\overline{w}}(a_N, \max-i+M) \end{bmatrix}, \quad (2.17)$$

而 $[F^{(i)}]$ 之定義亦類似 $[Y^{(i)}]$ ；式 (2.14) 中 $[C]$ 之最小二乘方解為

$$[C] = [Y^{(0)}] \begin{bmatrix} [Y] \\ [F] \end{bmatrix}^+, \quad (2.18)$$

其中“+”代表廣義逆矩陣。

小波轉換應用於不同領域，其伸縮因子通常有不同的選擇。但是

應用於結構系統之模態識別上仍然有其脈絡可尋。以連續小波轉換進行分析，將可針對吾人感興趣之頻率區間選擇適當的伸縮因子。若 $\|\hat{\Psi}(\omega)\|$ 代表母小波函數 $\Psi(t)$ 傅立葉轉換之振幅，可根據此振幅函數定出小波函數於之集中頻帶 ($f_L \leq f \leq f_U$)；對任意 a 值小波函數 $\Psi\left(t-\frac{b}{a}\right)$ 之傅立葉轉換之振幅為 $\|a\hat{\Psi}(a\omega)\|$ ，而其頻率集中區間則為 $f_L \leq af \leq f_U$ 。由此可知， a 值同時也決定了小波函數能量集中之頻率區間，則可由吾人感興趣之頻帶決定出適當之 a 值。此外，連續小波轉換中之平移因子 $b \in R$ ，處理離散資料時，可取 $b = \bar{b}\Delta t$ $\bar{b} = 0, 1, 2, \dots, M$ 。因此，應用於式(2.15)中之 $y(t-i\Delta t)$ 與 $f(t-j\Delta t)$ 之小波轉換將可利用平移不變性獲得。



2.3.2 結構系統動態特性估算

利用 ARX 模型來描述結構系統之動力反應，可進一步識別結構系統之動態特性。結構系統之動態特性是指自然振動頻率、模態阻尼比以及振形。欲估算此動態特性，依式 (2.14) 知其決定於係數矩陣 Φ_i ($i=1, 2, \dots, l$)。依黃[52]之推導知，若從 Φ_i 建構矩陣

$$[G] = \begin{bmatrix} [0] & [I] & [0] & [0] & \dots & [0] \\ [0] & [0] & [I] & [0] & \dots & [0] \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ [0] & [0] & [0] & [0] & \dots & [I] \\ \Phi_l & \Phi_{l-1} & \Phi_{l-2} & \Phi_{l-3} & \dots & \Phi_1 \end{bmatrix}, \quad (2.19)$$

其中， $[0]$ 與 $[I]$ 分別代表維度為 $N_d \times N_d$ 之零矩陣與單位矩陣， N_d 為量

測自由度。 $[G]$ 之特徵值及特徵向量相關於該結構系統之動態特性。

令 $\lambda_k = a_k + ib_k$ ， $[G]$ 之第 k 特徵值，則該結構系統之第 k 模態自然振動頻率 ω_k 及模態阻尼比 ξ_k 為

$$\omega_k = \sqrt{\alpha_k^2 + \beta_k^2} ; \xi_k = -\alpha_k / \beta_k , \quad (2.20)$$

$$\text{其中 } \alpha_k = \frac{1}{2\Delta t} \ln(a_k^2 + b_k^2) ; \beta_k = \frac{1}{\Delta t} \tan^{-1} \left(\frac{-\alpha_k}{\beta_k} \right) 。$$

令 \mathbf{g}_k 為 $[G]$ 之第 k 振形，將 \mathbf{g}_k 表示成

$$\mathbf{g}_k = \begin{Bmatrix} \{\psi\}_1 \\ \{\psi\}_2 \\ \vdots \\ \{\psi\}_l \end{Bmatrix}_k , \quad (2.21)$$

其中 $\{\psi\}_i$ 含 N_d 個分量。由於 $[G]$ 之特殊結構，可證明

$$\{\psi\}_i = \lambda_k \{\psi\}_{i-1} , \quad (2.22)$$

即不同之 i ， $\{\psi\}_i$ 彼此間互相平行，故任一 $\{\psi\}_i$ 均對應於結構系統之第 k 模態之振形。

2.3.3 利用 Meyer 小波進行識別

小波分析方法與傳統傅立葉轉換相較之下更顯優越，傅立葉轉換所用到的函數只有 $\sin(\omega t)$ 、 $\cos(\omega t)$ 或 $\exp(\omega t)$ ，具有唯一性；小波分析可藉由選擇適當之尺度因子以對有興趣之頻帶進行分析，然而選擇小波函數通常是透過經驗及不同試驗比照分析而來，因此也成為研究的熱門問題。本章選用 Meyer 小波函數，因其具有頻率轉換函數之數學

表示式，且具有很類似帶通濾波器（band-pass filter）之特性。Meyer 母小波函數 $\Psi_M(t)$ 如圖 2.1a 所示，其定義於頻率域，表示式為：

$$\hat{\Psi}_M(\omega) = \begin{cases} (2\pi)^{-1/2} e^{i\omega/2} \sin\left(\frac{\pi}{2} v\left(\frac{3}{2\pi}|\omega|-1\right)\right) & \frac{2\pi}{3} \leq |\omega| \leq \frac{4\pi}{3} \\ (2\pi)^{-1/2} e^{i\omega/2} \cos\left(\frac{\pi}{2} v\left(\frac{3}{4\pi}|\omega|-1\right)\right) & \frac{4\pi}{3} \leq |\omega| \leq \frac{8\pi}{3} \\ 0 & |\omega| \notin \left[\frac{2\pi}{3}, \frac{8\pi}{3}\right] \end{cases}, \quad (2.23)$$

其中， $v(s)$ 為構造 Meyer 小波之輔助函數：

$$v(s) = s^4(35 - 84s + 70s^2 - 20s^3) \quad s \in [0,1], \quad (2.24)$$

$\hat{\Psi}_M(\omega)$ 之各頻率分量如圖 2.1b 所示，為有限支撐長度之正交小波。因此，配合此小波函數之“主要頻率保留區間”，即可決定出適當之 a 值。

由式 (2.23) 顯示， $\hat{\Psi}_M(\omega)$ 在 $2\pi/3 \leq \omega \leq 8\pi/3$ 之區間才有值。若定義頻率分量為最大者之 90% 以上之頻率區間為“主要頻率保留區間”，由式 (2.23) 可得此範圍為 $[0.5348, 0.9311]$ 。因此， $\Psi\left(\frac{t-b}{a}\right)$ 的“主要頻率保留區間”範圍為 $[0.5348/a, 0.9311/a]$ 。因此，除非選擇 a 值所對應之“主要頻率保留區間”含蓋欲識別之振動頻率，否則將難以獲取準確之結果。

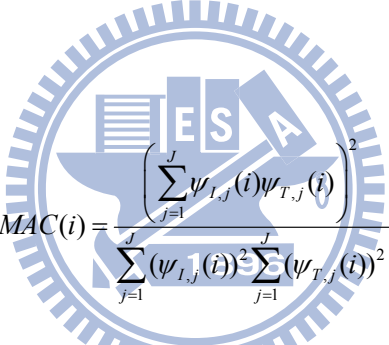
2.3.4 系統損壞指標

傳統上，模態改變常用於判別系統是否損傷；其中最常用者為 MAC[55] 及 COMAC[31]。其定義如下：

$$MAC(\psi_{it}, \psi_{it}) = \frac{|\{\psi_{it}\}^T \{\psi_{it}\}|^2}{\{\psi_{it}\}^T \{\psi_{it}\} \{\psi_{it}\}^T \{\psi_{it}\}}, \quad (2.25)$$

其中 $\{\psi_{it}\}$ 與 $\{\psi_{it}\}$ 分別為識別與理論之第 i 模態。由以上之定義式可看出，當兩模態完全一致時， $MAC=1$ 。但當兩模態差異甚大時，則 MAC 值越接近於 0。

模態座標確認準則 $COMAC$ 是 1988 年由 Lieven and Ewins[31] 兩位學者針對 MAC 指標提出進一步的應用，將座標位置引用至指標中，藉由計算各振型間相關位置的總合差異量，達到損傷定位能力。 $COMAC$ 值是比較特定自由度之識別模態與理論模態之吻合程度，其定義如下：



$$COMAC(i) = \frac{\left(\sum_{j=1}^J \psi_{I,j}(i) \psi_{T,j}(i) \right)^2}{\sum_{j=1}^J (\psi_{I,j}(i))^2 \sum_{j=1}^J (\psi_{T,j}(i))^2}, \quad (2.26)$$

其中 J 是總模態數， i 是自由度， $\psi_{I,j}(i)$ 為第 j 模態於第 i 自由度所識別之值， $\psi_{T,j}(i)$ 為第 j 模態於第 i 自由度之理論值。由以上定義可知 $COMAC=1$ 時，表示理論與識別在第 i 自由度之所有模態完全一致。反之兩者於第 i 自由度之所有模態越不吻合則 $COMAC$ 愈趨近於 0。

頻率響應函數曲率 (Frequency Response Function Curvature Method, FRFCM) 延續了 Pandey 等人[38] 的評估方法，利用 FRF 資料求得每一頻率之曲率，藉由損傷前與損傷後曲率的絕對誤差，診斷結構損傷的位置，其定義如下：

其中

$$\alpha = \frac{m_j}{\Delta t^2} + \frac{c_{jj}}{2\Delta t}$$

$$\phi_1 = \frac{2m_j/\Delta t^2 - k_{j+1} - k_j}{\alpha}$$

$$\phi_2 = -\frac{m_j/\Delta t^2 - c_{jj}/2\Delta t}{\alpha}$$

$$\theta_0 = -\frac{-c_{(j+1)j}/2\Delta t}{\alpha}$$

$$\theta_1 = \frac{k_{j+1}}{\alpha}$$

$$\theta_2 = \frac{-c_{(j+1)j}/2\Delta t}{\alpha}$$

$$\beta_0 = -\frac{c_{j(j-1)}/2\Delta t}{\alpha}$$

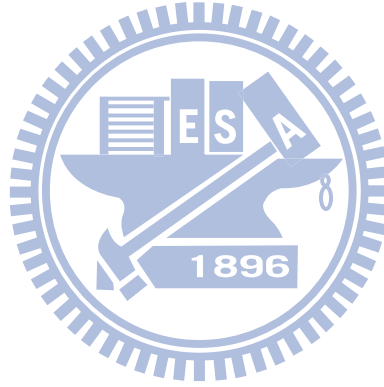
$$\beta_1 = \frac{k_j}{\alpha}$$

$$\beta_2 = \frac{c_{j(j-1)}/2\Delta t}{\alpha}$$

$$\gamma_0 = -\frac{m_j/\Delta t^2}{\alpha}$$

$$\gamma_1 = -\frac{2m_j/\Delta t^2}{\alpha}$$

$$\gamma_2 = -\frac{m_j/\Delta t^2}{\alpha}$$



以下探討子結構系統唯一性，第 n 自由度之運動方程式為：

$$m_n \ddot{x}_n(t) + c_{nn} \dot{x}_n(t) + k_n x_n(t) = -c_{n(n-1)} \dot{x}_{n-1}(t) + k_n x_{n-1}(t) - m_n \ddot{x}_g(t), \quad (2.36)$$

第 $n-1$ 自由度之運動方程式為：

$$m_{n-1} \ddot{x}_{n-1}(t) + c_{(n-1)(n-1)} \dot{x}_{n-1}(t) + (k_n + k_{n-1}) x_{n-1}(t) = -c_{n(n-1)} \dot{x}_n(t) - c_{(n-1)(n-2)} \dot{x}_{n-2}(t) + k_n x_n(t) + k_{n-1} x_{n-2}(t) - m_{n-1} \ddot{x}_g(t), \quad (2.37)$$

令式(2.36)及式(2.37)相加，可得

$$m_{n-1}\ddot{x}_{n-1}(t) + (c_{(n-1)(n-1)} + c_{n(n-1)})\dot{x}_{n-1}(t) + k_{n-1}x_{n-1}(t) = -m_n\ddot{x}_n(t) - (c_{n(n-1)} + c_{nn})\dot{x}_n(t) - c_{(n-1)(n-2)}\dot{x}_{n-2}(t) + k_{n-1}x_{n-2}(t) - (m_n + m_{n-1})\ddot{x}_g(t) \quad , \quad (2.38)$$

利用中央差分，

$$\begin{aligned} & \frac{m_{n-1}}{\Delta t^2} [x_{n-1}(i+1) - 2x_{n-1}(i) + x_{n-1}(i-1)] + \frac{(c_{(n-1)(n-1)} + c_{n(n-1)})}{2\Delta t} [x_{n-1}(i+1) - x_{n-1}(i-1)] + k_{n-1}x_{n-1}(i) \\ & = -\frac{m_n}{\Delta t^2} [x_n(i+1) - 2x_n(i) + x_n(i-1)] - \frac{(c_{n(n-1)} + c_{nn})}{2\Delta t} [x_n(i+1) - x_n(i-1)] \quad , \quad (2.39) \\ & -\frac{c_{(n-1)(n-2)}}{2\Delta t} [x_{n-2}(i+1) - x_{n-2}(i-1)] + k_{n-1}x_{n-2}(i) - (m_n + m_{n-1}) [x_g(i+1) - 2x_g(i) + x_g(i-1)] \end{aligned}$$

整理可得

$$\begin{aligned} & \left[\frac{m_{n-1}}{\Delta t^2} + \frac{(c_{(n-1)(n-1)} + c_{n(n-1)})}{2\Delta t} \right] x_{n-1}(i+1) = \left[\frac{2m_{n-1}}{\Delta t^2} - k_{n-1} \right] x_{n-1}(i) - \left[\frac{m_{n-1}}{\Delta t^2} - \frac{(c_{(n-1)(n-1)} + c_{n(n-1)})}{2\Delta t} \right] x_{n-1}(i-1) \\ & - \left[\frac{m_n}{\Delta t^2} + \frac{(c_{n(n-1)} + c_{nn})}{2\Delta t} \right] x_n(i+1) + \frac{2m_n}{\Delta t^2} x_n(i) - \left[\frac{m_n}{\Delta t^2} - \frac{(c_{n(n-1)} + c_{nn})}{2\Delta t} \right] x_n(i-1) - \frac{c_{(n-1)(n-2)}}{2\Delta t} x_{n-2}(i+1) \quad , \quad (2.40) \\ & + k_{n-1}x_{n-2}(i) + \frac{c_{(n-1)(n-2)}}{2\Delta t} x_{n-2}(i-1) - (m_n + m_{n-1}) [x_g(i+1) - 2x_g(i) + x_g(i-1)] \end{aligned}$$

上式運動方程式對等於第 n-1 子結構之 ARX 模式

$$x_{n-1}(i+1) = \bar{\phi}_1 x_{n-1}(i) + \bar{\phi}_2 x_{n-1}(i-1) x_g + \bar{\theta}_0 x_n(i+1) + \bar{\theta}_1 x_n(i) + \bar{\theta}_2 x_n(i-1) + \bar{\beta}_0 x_{n-2}(i+1) \quad , \quad (2.41) \\ + \bar{\beta}_1 x_{n-2}(i) + \bar{\beta}_2 x_{n-2}(i-1) + \bar{\gamma}_0 x_g(i+1) + \bar{\gamma}_1 x_g(i) + \bar{\gamma}_2 x_g(i-1)$$

將式(2.35)之 j 取 n-1，其與式(2.41)皆為第 n-1 子結構之 ARX 模型，

兩者之輸入與輸出相同，欲估算的系統參數不相同(參看表 2.1)，因

此無法得知所識別的頻率是對應於哪一系統。

第 2 自由度之運動方程式為：

$$m_2\ddot{u}_2 + c_{22}\dot{u}_2 + (k_3 + k_2)u_2 = -c_{32}\dot{u}_3 - c_{21}\dot{u}_1 + k_3u_3 + k_2u_1 - m_2\ddot{u}_g \quad , \quad (2.42)$$

第 1 自由度之運動方程式為：

$$m_1\ddot{u}_1 + c_{11}\dot{u}_1 + (k_2 + k_1)u_1 = -c_{21}\dot{u}_2 + k_2u_2 - m_1\ddot{u}_g \quad , \quad (2.43)$$

令式(2.42)及式(2.43)相加，可得

$$m_2 \ddot{u}_2 + (c_{22} + c_{21}) \dot{u}_2 + k_3 u_2 = -m_1 \ddot{u}_1 - c_{32} \dot{u}_3 - (c_{21} + c_{11}) \dot{u}_1 + k_3 u_3 - k_1 u_1 - (m_2 + m_1) \ddot{u}_g, \quad (2.44)$$

利用中央差分，

$$\begin{aligned} & \frac{m_2}{\Delta t^2} [x_2(i+1) - 2x_2(i) + x_2(i-1)] + \frac{(c_{22} + c_{21})}{2\Delta t} [x_2(i+1) - x_2(i-1)] + k_2 x_2(i) \\ &= -\frac{m_1}{\Delta t^2} [x_1(i+1) - 2x_1(i) + x_1(i-1)] - \frac{(c_{21} + c_{11})}{2\Delta t} [x_1(i+1) - x_1(i-1)] \quad , \quad (2.45) \\ & -\frac{c_{32}}{2\Delta t} [x_3(i+1) - x_3(i-1)] + k_1 x_1(i) - k_3 x_3(i) \\ & - (m_2 + m_1) [x_g(i+1) - 2x_g(i) + x_g(i-1)] \end{aligned}$$

整理可得

$$\begin{aligned} & \left[\frac{m_2}{\Delta t^2} + \frac{(c_{22} + c_{21})}{2\Delta t} \right] x_2(i+1) = \left[\frac{2m_2}{\Delta t^2} + k_2 \right] x_2(i) - \left[\frac{m_2}{\Delta t^2} - \frac{(c_{22} + c_{21})}{2\Delta t} \right] x_2(i-1) \\ & - \left[\frac{m_1}{\Delta t^2} + \frac{(c_{21} + c_{11})}{2\Delta t} \right] x_1(i+1) + \left[\frac{2m_1}{\Delta t^2} + k_1 \right] x_1(i) - \left[\frac{m_1}{\Delta t^2} + \frac{(c_{21} + c_{11})}{2\Delta t} \right] x_1(i-1) \quad , \quad (2.46) \\ & - \frac{c_{32}}{2\Delta t} x_3(i+1) - k_3 x_3(i) - \frac{c_{32}}{2\Delta t} x_3(i-1) - (m_2 + m_1) [x_g(i+1) - 2x_g(i) + x_g(i-1)] \end{aligned}$$

上式運動方程式對等於第二子結構之 ARX 模式

$$\begin{aligned} x_2(i+1) &= \tilde{\phi}_1 x_2(i) + \tilde{\phi}_2 x_2(i-1) + \tilde{\theta}_0 x_1(i+1) + \tilde{\theta}_1 x_1(i) + \tilde{\theta}_2 x_1(i-1) \quad , \quad (2.47) \\ & + \tilde{\beta}_0 x_3(i+1) + \tilde{\beta}_1 x_3(i) + \tilde{\beta}_2 x_3(i-1) + \tilde{\gamma}_0(i+1) + \tilde{\gamma}_1 x_g(i) + \tilde{\gamma}_2 x_g(i-1) \end{aligned}$$

將式(2.35)之 j 取 2，其與式(2.47)皆為第二子結構之 ARX 模型，兩者之輸入與輸出相同，欲估算的系統參數不同(參看表 2.2)，因此無法得知所識別的頻率是對應於哪一系統。

上述第 n-1 及第二子結構系統之唯一性問題，於本研究可透過結構的幾何特性設定，使得參數之估算結果對應於欲求之子結構系統。

2.5 隨機遞減訊號與自由衰減振動反應

結構物受到微振擾動時，產生如位移、速度、加速度等之隨機振動反應，這些反應包含結構本身及外力的頻率，其振動無一明顯規律。Code[56]首先提出隨機遞減 (Random Decrement) 的方法，利用平均樣本去除反應中之隨機訊號，獲得自由振動反應之訊號。

2.5.1 隨機遞減之步驟

考慮一線性結構系統受一平均值為零的白訊隨機外力，其運動方程式如下：

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = F(t), \quad (2.48)$$

經由下列步驟處理，可得類似自由衰減訊號之曲線：

1. 選定一固定門檻值 x_s ，通常會取該量測反應信號之標準差，令 $x(t)$ 在 $t_1, t_2 \dots t_n$ 等時間點通過 x_s 。
2. 訂定延時時間 τ ，通常 τ 值為該頻率寬帶最長週期的五倍左右，以使擷取信號能表示結構之動態特性。
3. 由 t_1, t_2 開始依序擷取 τ 時間長之量測訊號。一般而言，當訊號相繼累加超過 500 次 (即 $N \geq 500$) 時，可得一穩定的特徵曲線，如圖 2.3 所示， $\delta(\tau)$ 即為系統之隨機遞減曲線 (random decrement signature)。

2.5.2 隨機遞減法之數學基礎

假設 $x(t)$ 及 $y(t)$ 為兩隨機樣本，經隨機遞減法後之訊號可定義為：

$$\delta_{xx}(\tau) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x(t_i + \tau) , \quad (2.49)$$

$$\delta_{xy}(\tau) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N y(t_i + \tau) , \quad (2.50)$$

其中，Bedewi[57]定義 $\delta_{xx}(\tau)$ 及 $\delta_{xy}(\tau)$ 分別稱為自方(auto-randomdec signature)及互方(cross-randomdec signature)隨機遞減訊號。若 N 趨近於無窮大，則上式可表示成：

$$\delta_{xx}(t_1, t_2) = E[x(t+\tau) | x(t) = x_s] , \quad (2.51)$$

$$\delta_{xy}(t_1, t_2) = E[y(t+\tau) | x(t) = x_s] , \quad (2.52)$$

其中 $E[]$ 代表平均運算子。Vandiver 等人[58]及 Bedewi[57]證明若 $x(t)$ 、 $y(t)$ 為穩定高斯隨機反應且外力平均值為零，則

$$\delta_{xx}(\tau) = \frac{R_{xx}(\tau)}{R_{xx}(0)} x_s , \quad (2.53)$$

$$\delta_{xy}(\tau) = \frac{R_{xy}(\tau)}{R_{xx}(0)} x_s , \quad (2.54)$$

其中 $R_{xx}(\tau)$ 稱為自相關函數， $R_{xy}(\tau)$ 為互相關函數，即為系統之隨機遞減訊號和自由衰減振動反應之關係式。

考慮一自由度為 n 之線性結構系統，其於 t_i 時刻之運動平衡方程式可表示為：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t_i) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t_i) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t_i) = \mathbf{F}(t_i) , \quad (2.55)$$

平移時間 τ 後，可得：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t_i + \tau) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t_i + \tau) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t_i + \tau) = \mathbf{F}(t_i + \tau) , \quad (2.56)$$

經 N 個不同時間歷時反應疊加後可得：

$$\sum_{i=1}^N \mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t_i + \tau) + \sum_{i=1}^N \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t_i + \tau) + \sum_{i=1}^N \mathbf{K}\mathbf{x}(t_i + \tau) = \sum_{i=1}^N \mathbf{F}(t_i + \tau) , \quad (2.57)$$

將上式除以 N

$$\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t_i + \tau) + \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t_i + \tau) + \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \mathbf{K}\mathbf{x}(t_i + \tau) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \mathbf{F}(t_i + \tau) , \quad (2.58)$$

$$\mathbf{M}\ddot{\boldsymbol{\delta}}(\tau) + \mathbf{C}\dot{\boldsymbol{\delta}}(\tau) + \mathbf{K}\boldsymbol{\delta}(\tau) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \mathbf{F}(t_i + \tau) , \quad (2.59)$$

其中

$$\ddot{\boldsymbol{\delta}}(\tau) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \ddot{\mathbf{x}}(t_i + \tau) , \quad (2.60a)$$

$$\dot{\boldsymbol{\delta}}(\tau) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \dot{\mathbf{x}}(t_i + \tau) , \quad (2.61b)$$

$$\boldsymbol{\delta}(\tau) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \mathbf{x}(t_i + \tau) , \quad (2.62c)$$

假設外力為一平均值為零的高斯白訊，當 $N \rightarrow \infty$ 時，則 $\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \mathbf{F}(t_i + \tau)$ 趨

近於零，則式(2.59)可改寫成

$$\mathbf{M} \sum_{i=1}^N \ddot{\boldsymbol{\delta}}(\tau) + \mathbf{C} \sum_{i=1}^N \dot{\boldsymbol{\delta}}(\tau) + \mathbf{K} \sum_{i=1}^N \boldsymbol{\delta}(\tau) = \mathbf{0} , \quad (2.63)$$

黃等人[59]推廣至多自由度相關函數之間的關係，證明若外力為一平均值為零的高斯白訊向量過程，則位移訊號及速度訊號經隨機遞減法處理後之特徵曲線，對等於該系統之自由衰減振動反應，雖然此

方法不適用於加速度訊號，但其於頻率域仍可某程度上地表現出該系統之動態特性。



第三章 數值模擬驗證

3.1 前言

本章主要為利用一六層樓剪力建築之數值地震反應及微動反應驗證本研究所提損傷評估方法之可行性。3.2 節描述六層樓鋼構數值模型與輸入之地震反應。3.3 節利用識別子結構系統動態參數之改變診斷損傷發生的位置，比較不同損傷評估的方法，並於地震輸入及各樓層之反應加入不同噪訊比之白噪雜訊，探討雜訊對子結構識別之影響；進一步提出一簡易消除雜訊之方法。3.4 節以白噪模擬微動量測為例。3.5 節則利用預測誤差之方法來判斷損傷發生的位置。

3.2 模型概述

用於數值模擬之六層樓剪力建築如圖 3.1a 所示。自由度之編號由底部樓層至頂樓依序排列，假設 $[M]$ 為集中質量(lumped mass)矩陣， $[K]$ 為三對角(tridiagonal)矩陣。此剪力屋架可簡化如圖 3.1b 所示之離散系統。 $[M]$ 及 $[K]$ 表示成

$$[M] = \begin{bmatrix} 0.1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.1 \end{bmatrix} \text{ton} ,$$

$$[K]=\begin{bmatrix} 40 & -40 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -40 & 80 & -40 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -40 & 80 & -40 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -40 & 80 & -40 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -40 & 80 & -40 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -40 & 80 \end{bmatrix} kN/m ,$$

假設系統阻尼為雷利阻尼(Rayleigh Damping)，滿足 $[C]=\alpha[M]+\beta[K]$ ，

取 $\alpha=0.5 \text{ sec}^{-1}$ 及 $\beta=0.001 \text{ sec}$ 。因此，所得之阻尼矩陣為

$$[C]=\begin{bmatrix} 0.09 & -0.04 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -0.04 & 0.13 & -0.04 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -0.04 & 0.13 & -0.04 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -0.04 & 0.13 & -0.04 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -0.04 & 0.13 & -0.04 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -0.04 & 0.13 \end{bmatrix} ,$$

取台中地區某自由場測站於集集地震發生時所量得之加速度歷時當作輸入；圖 3.2 為輸入歷時圖及其傅氏譜，地震輸入資料長度為 80997 點，時間間隔為 0.001 秒。

3.3 利用模態參數之損傷評估 - 以地震反應為例

3.3.1 整體動態識別

表 3.1 所列者為本研究所考慮之 8 個結構損壞案例，Case 1、Case 2、Case 3 分別為一樓勁度折減 5%、10%及 20%之案例，Case 4、Case 5、Case 6 為四樓勁度折減 5%、10%及 20%之案例，Case 7 為一樓、四樓勁度各折減 10%之案例，Case 8 為一樓、四樓分別折減 10%及 20%之案例。

圖 3.3、3.4 所示為各自由度之加速度反應歷時及其傅氏譜。圖 3.4 所示之傅氏譜其尖峰值依序約為 0.7~0.9、2.2~2.5、3.5~3.8、4.6~4.9、5.4~5.7 及 6~6.3 之間，但第六模態已逐漸模糊。取對應集集地震輸入歷時（參考圖 3.2）及各自由度加速度反應（參考圖 3.3）中 $t=5\sim 40$ 秒之反應進行整體結構的識別。依各尖峰值所對應頻率之約略範圍設定連續小波轉換之尺度因子。取 $a=1$ 時，Meray 小波函數的主要頻率保留區間為 $[0.5348, 0.9311]$ ，可識別到第一模態之自然振動頻率為 0.767Hz；取 $a=0.3$ 時，Meray 小波函數對應之頻率保留區間為 $[1.783, 3.104]$ ，可識別到第二模態自然振動頻率 2.26Hz；取 $a=0.2$ 時，Meray 小波函數對應之頻率保留區間為 $[2.674, 4.656]$ ，可識別到第三模態自然振動頻率 3.62Hz；取 $a=0.15$ 時，Meray 小波函數對應之頻率保留區間為 $[3.565, 6.207]$ ，可識別到第四、第五模態自然振動頻率 4.77Hz、5.64Hz；取 $a=0.1$ 時，Meray 小波函數對應之頻率保留區間為 $[5.348, 9.311]$ ，可識別到第六模態自然振動頻率 6.18Hz。依上述步驟對表 3.1 中 Case 1~ Case 8 進行整體識別，表 3.2 為各案例系統動態特性之識別結果。由已知之 $[M]$ 、 $[C]$ 及 $[K]$ 可求得模態參數理論值，列於表 3.3。比較表 3.2 及 3.3 可發現識別結果具很高之準確度。勁度改變時會影響各個模態之自然振動頻率。當勁度改變量低於 10% 時，各模態自然頻率之改變量小於 2%；此微小之改變量實不易用於準確

判斷系統之損傷與否。當勁度改變量達 20%時，其大部分模態之頻率改變量大於 2%，可判斷系統有損傷但卻無法判斷該損傷發生於何層。

表 3.4 為不同案例之 MAC 值，顯示結構損傷前後之模態吻合度。其中，Case 3 的第三及第四模態，Case 5 的第六模態，Case 6 的第三、第四、第五及第六個模態，和 Case 8 的第四、第五及第六個模態之 MAC 值雖不為 1，但均大於 0.98，此差異有可能由識別誤差所引起，因此無法準確判別結構發生損傷與否。

3.3.2 局部識別結果及損傷診斷

本節將利用不同自由度之子結構系統建立的 ARX 模型進行識別。剪力建築物分成六個子結構系統。考慮由第 $j-1$ ，第 j ，第 $j+1$ 自由度所構成之第 j 子結構，進行該子結構之模態參數識別時，取第 j 自由度之加速度作為輸出，第 $j+1$ 及第 $j-1$ 自由度之加速度及地表加速度作為輸入。最高樓層及最低樓層分別不存在 $j+1$ 及 $j-1$ 之輸入自由度。此外，第二及第五子結構因系統唯一性的問題，透過結構的幾何性質，將第 $j-1$ 和第 $j+1$ 自由度之加速度相加為單一輸入。

由圖 3.1 所示每層樓之質量參數、勁度參數與阻尼參數可分別求得子結構之理論動態特性參數，除第六子結構外，其餘子結構自然振動頻率與阻尼比皆相同，其理論值為

$$f_j = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_j + k_{j+1}}{m_j}} \cong 4.50\text{Hz} ,$$

$$\xi_j = \frac{c_j + c_{j+1}}{2m_j 2\pi f_j} = 2.3\% ,$$

第六子結構之自然振動頻率與阻尼之理論值為

$$f_6 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_6}{m_6}} = 3.18\text{Hz} ,$$

$$\xi_6 = \frac{c_6}{2m_6 2\pi f_6} = 2.25\% ,$$

同理；吾人可得 Case 1~ Case 8 各損傷狀況不同之各子結構之理論自然振動頻率及阻尼比（參看表 3.5）。

所有損傷案例皆取 $t=5\sim 40$ 秒之反應進行子結構系統識別，圖 3.5~圖 3.10 為不同模型階數下之識別結果，圖 3.5a~圖 3.10a 分別為無勁度折損、Case 1、Case 3、Case 4、Case 7 及 Case 8 之第一、三、五子結構之識別結果，圖 3.5b~圖 3.10b 為第二、四、六子結構之識別結果。無雜訊時，各案例於 $(I,J)=(2,2)$ 開始即可識別出其子結構頻率及阻尼比。將所有案例之局部識別結果歸納於表 3.6。在所示之有效位數下，識別結果和理論值完全一致。

如表 3.6 所示，單一樓層勁度折減的案例，Case 1 之第一子結構，Case 4 之第三子結構及第四子結構之識別頻率皆由 4.5 降至 4.44，與無損傷模型之自然振動頻率相差約 1.3%，此差異量相當小，可能小


於實際應用上之識別誤差（尤其在含雜訊情況下），以致無法判別是否發生損傷。Case 2 之第一子結構、Case 5 之第三子結構及第四子結構之識別頻率皆從 4.5 降至 4.39，與無損傷模型之差異約 2.5%，其餘子結構頻率不變；Case 3 之第一子結構、Case 6 之第三個及第四個子結構之識別頻率從 4.5 降至 4.27，與未損傷模型之差異約 5.1%，其餘子結構頻率不變。考慮多層樓勁度折減的案例，Case 7 之第一子結構、第三子結構和第四子結構之識別頻率從 4.5 降至 4.39，其餘子結構頻率不變。Case 8 之第一子結構之識別頻率從 4.5 降至 4.39，第三子結構及第四子結構之識別頻率從 4.5 降至 4.27，其餘子結構頻率不變。根據子結構理論，第 j 子結構自然振動頻率與第 j 和第 $j+1$ 樓層勁度有關。可推斷 Case 1~Case 3 之損傷位於一樓，Case 4~Case 6 之損傷位於四樓，Case 7 及 Case 8 之損傷位於一樓及四樓，但 Case 7 勁度折損量相同，Case 8 於四樓之勁度折損較一樓嚴重。勁度折減 5% 與勁度無折減案例所識別之子結構頻率相差小於 2%，極可能被判定為識別誤差；當子結構之勁度折減 10% 以上，識別所得之差異量為 2.5%，則可排除識別誤差之因素。

3.3.3 比較不同損傷評估

表 3.7 為各損傷案例之 COMAC 值，以及使用 FRFCM 求得之正規化值。COMAC 值愈小或 FRFCM 的值愈大表示該自由度損傷愈嚴

重，由表可知所有損傷案例之 COMAC 皆大於 0.9，且勁度折減 20% 之 COMAC 值只有輕微減小；雖然 MAC 和 COMAC 容易求得，但不夠精確；雖然 Case 1、Case 2 及 Case 3 之 FRFCM 最大值確實反映於一樓，但無損傷樓層之 FRFCM 值都不接近零且大多超過最大值之 50%。由上述結果說明 COMAC 及 FRFCM 兩評估方法無法準確判別哪一樓層發生損傷。圖 3.11 所示者，將不同子結構系統之振動頻率改變量正規化，與表 3.7 COMAC 及 FRFCM 之評估結果比較，很顯然，使用子結構頻率的評估方法較能有效判斷損傷發生的位置。

3.3.4 雜訊之影響



因外在干擾或量測儀器的因素，任何量測資料都無法避免含有雜訊，尤其是現地量測資料。一般而言，識別的困難度會隨著雜訊比增高而增加，因此必須考量在雜訊影響下識別結果的正確性。噪訊比 (noise-signal ratio, NSR) 定義為雜訊均方根對真正訊號 (不含雜訊) 均方根之比值。為瞭解雜訊對識別品質之影響，於前述各案例之數值分析所得加速度反應及輸入反應中加入白噪雜訊，使得 NSR=5% 及 NSR=20%。

圖 3.12 為 NSR=5% 之地震輸入歷時圖及其傅氏譜，圖 3.13 與圖 3.14 分別為各自由度之加速度反應歷時圖及其傅氏譜。所有案例皆取 $t=5\sim 40$ 秒之反應進行子結構系統識別。圖 3.15~圖 3.20 為無勁度折

損、Case 1、Case 3、Case 4、Case 7 及 Case 8 在不同模型階數下之識別結果，其中圖 3.15a~3.20a 分別為第一、三、五子結構之識別結果，圖 3.15b~3.20b 分別為第二、四、六子結構之識別結果。大部分案例約於 $(I,J)=(8,8)$ 之後可識別到一穩定的頻率，且阻尼比開始收斂至 2.5%左右。吾人將含 5%雜訊之所有案例局部識別結果整理於表 3.8，該識別頻率與理論值之誤差至多發生於第三位有效數字，而識別之阻尼比則誤差較大。表示本研究所用之識別方法仍能準確識別含 5%雜訊之訊號，尤其是識別頻率。

圖 3.21 為 NSR=20%之地震輸入歷時圖與其傅氏譜。圖 3.22 和圖 3.23 分別為各自由度之加速度反應歷時圖及傅氏譜。所有案例皆取 $t=5\sim 40$ 秒之反應進行子結構系統識別。圖 3.24~圖 3.29 為無勁度折損案例、Case 1、Case 3、Case 4、Case 7 及 Case 8 在不同模型階數下之識別結果，圖 3.24a~圖 3.29a 分別為第一、三、五子結構之識別結果，圖 3.24b~3.29b 分別為第二、四、六子結構之識別結果。大部分案例約於 $(I,J)=(15,15)$ 時可準確識別出頻率且阻尼比約開始收斂至 2.5%左右，將所有案例之局部識別結果整理於表 3.9。如同處理 5%雜訊之反應一樣，在使用較大之 I,J 階數，吾人可準確識別各子結構之自然振動頻率，其誤差亦皆發生在第三位有效數字，相對誤差依然遠小於 1%。

3.3.5 雜訊之處理

在無雜訊時，運動方程可離散成

$$y_j(t) = \sum_{i=1}^I \phi_i y_j(t-i\Delta t) + \sum_{k=0}^K [\theta_k y_{j-1}(t-k\Delta t) + \bar{\theta}_k \bar{y}_{j+1}(t-k\Delta t)] + \sum_{l=0}^J \tilde{\theta}_l f_j(t-l\Delta t), \quad (3.1)$$

當受白噪雜訊之影響，量測之反應及外力分別為

$$y_{mj}(t) = y_j(t) + a_j(t),$$

$$f_{mj}(t) = f_j(t) + a_{fj}(t),$$

其中下標 m 代表量測值， $y_{mj}(t)$ 為第 j 自由度所量測之反應， $a_j(t)$ 代表平均值為零之白噪； $f_{mj}(t)$ 為外力加入雜訊所量測之反應， $a_{fj}(t)$ 代表系統外力輸入項所含之白噪。

實際量測反應往往包含不可預知之雜訊，雜訊的干擾導致識別過程須提高模型階數方能獲得準確之結果，故本節提出簡易去除雜訊之方法，以降低識別時所需之計算資源。假設輸入之地震歷時 T 秒，取 N 筆資料為一段， Δt 為擷取資料時間間隔，從式(3.1)可得：

$$y_{mj}(t) = \sum_{i=1}^I \phi_i y_{mj}(t-i\Delta t) + \sum_{k=0}^K [\theta_k y_{m(j-1)}(t-k\Delta t) + \bar{\theta}_k y_{m(j+1)}(t-k\Delta t)] + \sum_{l=0}^J \tilde{\theta}_l f_{mj}(t-l\Delta t) - \sum_{i=1}^I \phi_i a_j(t-i\Delta t) - \sum_{k=0}^K [\theta_k a_{j-1}(t-k\Delta t) + \bar{\theta}_k a_{j+1}(t-k\Delta t)] - \sum_{l=0}^J \tilde{\theta}_l a_{fj}(t-l\Delta t) + a_j(t), \quad (3.2)$$

，令 $t = t_1 + \tau, \dots, t_N + \tau$ 分別代入式(3.2)中，即可得到 N 條不同時間延遲之差分方程式。將此 N 條方程式加總後，再取平均即可以下式表示：

$$\begin{aligned}
\frac{1}{N} \sum_{s=1}^N y_{mj}(t_s + \tau) &= \frac{1}{N} \sum_{s=1}^N \sum_{i=1}^I \phi_i y_{mj}(t_s + \tau - i\Delta t) + \frac{1}{N} \sum_{s=1}^N \sum_{k=0}^K [\theta_k y_{m(j-1)}(t_s + \tau - k\Delta t)] \\
&+ \frac{1}{N} \sum_{s=1}^N \sum_{k=0}^K [\bar{\theta}_k y_{m(j+1)}(t_s + \tau - k\Delta t)] + \frac{1}{N} \sum_{s=1}^N \sum_{l=0}^J \tilde{\theta}_l f_{mj}(t_s + \tau - l\Delta t) \\
&- \frac{1}{N} \sum_{s=1}^N \sum_{i=1}^I \phi_i a_j(t_s + \tau - i\Delta t) - \frac{1}{N} \sum_{s=1}^N \sum_{k=0}^K \theta_k a_{j-1}(t_s + \tau - k\Delta t) \\
&- \frac{1}{N} \sum_{s=1}^N \sum_{k=0}^K \bar{\theta}_k a_{j+1}(t_s + \tau - k\Delta t) - \frac{1}{N} \sum_{s=1}^N \sum_{l=0}^J \tilde{\theta}_l a_{fj}(t_s + \tau - l\Delta t) \\
&+ \frac{1}{N} \sum_{s=1}^N a_j(t_s + \tau)
\end{aligned} \tag{3.3}$$

其中 t_s 即為欲進行平均之延遲時間。將量測訊號特定延遲時間內反應

量之平均值定義為：

$$\bar{y}_{mj}(\tau) = \frac{1}{N} \sum_{s=1}^N y_{mj}(t_s + \tau) ,$$

$$\bar{y}_{mj}(\tau - i\Delta t) = \frac{1}{N} \sum_{s=1}^N y_{mj}(t_s + \tau - i\Delta t) ,$$

$$\bar{y}_{m(j-1)}(\tau - k\Delta t) = \frac{1}{N} \sum_{s=1}^N y_{m(j-1)}(t_s + \tau - k\Delta t) ,$$

$$\bar{y}_{m(j+1)}(\tau - k\Delta t) = \frac{1}{N} \sum_{s=1}^N y_{m(j+1)}(t_s + \tau - k\Delta t) ,$$

$$\bar{f}_{mj}(\tau - l\Delta t) = \frac{1}{N} \sum_{s=1}^N f_{mj}(t_s + \tau - l\Delta t) ,$$

白噪雜訊之平均值定義為：

$$\bar{\mathbf{a}}_j(\tau) = \frac{1}{N} \sum_{s=1}^N \mathbf{a}_j(t_s + \tau) ,$$

$$\bar{\mathbf{a}}_j(\tau - i\Delta t) = \frac{1}{N} \sum_{s=1}^N \mathbf{a}_j(t_s + \tau - i\Delta t) ,$$

$$\bar{\mathbf{a}}_{j-1}(\tau - k\Delta t) = \frac{1}{N} \sum_{s=1}^N \mathbf{a}_{j-1}(t_s + \tau - k\Delta t) ,$$

$$\bar{\mathbf{a}}_{j+1}(\tau - k\Delta t) = \frac{1}{N} \sum_{s=1}^N \mathbf{a}_{j+1}(t_s + \tau - k\Delta t) ,$$

$$\bar{\mathbf{a}}_{fj}(\tau - l\Delta t) = \frac{1}{N} \sum_{s=1}^N \mathbf{a}_{fj}(t_s + \tau - l\Delta t) .$$

可將式(3.3)表示成子結構之 ARX 模型

$$\begin{aligned} \bar{y}_{mj}(\tau) = & \sum_{i=1}^I \phi_i \bar{y}_{m,j}(\tau - i\Delta t) + \sum_{k=0}^K [\theta_k \bar{y}_{m,j-1}(\tau - k\Delta t) + \bar{\theta}_k \bar{y}_{m,j+1}(\tau - k\Delta t)] + \sum_{l=0}^J \tilde{\theta}_l \bar{f}_{m,j}(\tau - l\Delta t) \\ & - \sum_{i=1}^I \phi_i \bar{a}_j(\tau - i\Delta t) - \sum_{k=0}^K [\theta_k \bar{a}_{j-1}(\tau - k\Delta t) + \bar{\theta}_k \bar{a}_{j+1}(\tau - k\Delta t)] - \sum_{l=0}^J \tilde{\theta}_l \bar{a}_{f_j}(\tau - l\Delta t) + \bar{a}_j(\tau) \end{aligned} \quad (3.4)$$

因 $a_j(t)$ 白噪具有 stationarity (平衡性) 及 ergodicity (遍歷性), 故其平均值為零。當 N 取夠大時, $\bar{a}_j(\tau) = E[a_j(\tau)] = 0$, 同理可知 $\bar{a}_j(\tau - i\Delta t) = \bar{a}_{j-1}(\tau - k\Delta t) = \bar{a}_{j+1}(\tau - k\Delta t) = \bar{a}_{f_j}(\tau - l\Delta t) = 0$ 。因此, 當 N 很大時, 式(3.4)

可改寫成

$$\bar{y}_{mj}(\tau) = \sum_{i=1}^I \phi_i \bar{y}_{m,j}(\tau - i\Delta t) + \sum_{k=0}^K [\theta_k \bar{y}_{m(j-1)}(\tau - k\Delta t) + \bar{\theta}_k \bar{y}_{m(j+1)}(\tau - k\Delta t)] + \sum_{l=0}^J \tilde{\theta}_l \bar{f}_{mj}(\tau - l\Delta t) \quad (3.5)$$

其中

$$\bar{y}_{mj}(\tau) = \bar{y}_j(\tau) \quad ,$$

$$\bar{y}_j(\tau) = \frac{1}{N} \sum_{s=1}^N y_j(t_s + \tau) \quad ,$$

因此, 以此方法處理之後雜訊將不會影響識別參數。

本數值模擬地震輸入之的資料總長度為 80997, 依序以每 100 筆資料相疊加取平均 (即取 $N=100$), 第一筆至第 100 筆資料疊加之總和取平均, 做為除噪後之第一筆資料; 最後一筆資料則是第 80898 至第 80997 筆資料疊加取平均, 因此降噪後的資料總長度共 80898 筆。

對 $NSR=5\%$ 之訊號消除雜訊, 圖 3.30 及圖 3.31 分別為各樓層加速度之歷時圖及其傅氏譜。所有案例皆取 $t=5\sim 40$ 秒之反應進行子結構系統識別。圖 3.32~圖 3.37 為無勁度折損、Case 1、Case 3、Case 4、Case 7 及 Case 8 在不同模型階數下之識別結果, 圖 3.32a~圖 3.37a

分別為第一、三、五子結構之識別結果，圖 3.32b~3.37b 為第二、四、六子結構之識別結果。大部分的案例約於 $(I,J)=(2,2)$ 或 $(3,3)$ 時可準確識別出頻率，阻尼比則於 (I,J) 約為 $(4,4)$ 時開始收斂至 2.5%左右；吾人將所有案例之系統動態參數識別結果整理於表 3.10。

對 NSR=20%之訊號消除雜訊，圖 3.38 及圖 3.39 分別為各樓層加速度之歷時圖及其傅氏譜。所有案例皆取 $t=5\sim 40$ 秒之反應進行子結構系統識別。圖 3.40~圖 3.45 為無勁度折損、Case 1、Case 3、Case 4、Case 7 及 Case 8 在不同模型階數下之識別結果；圖 3.40a~圖 3.45a 分別為第一、三、五子結構之識別結果，圖 3.40b~3.45b 為第二、四、六子結構之識別結果。大部份案例於 $(I,J)=(4,4)$ 時即可準確識別出頻率且開始趨於穩定， $(I,J)=(6,6)$ 或 $(7,7)$ 時阻尼比降至 3%~2%之間；吾人將所有案例之系統動態參數識別結果整理於表 3.11。

以上經除噪後之訊號，使用較小之模型階數即可識別到準確的值；所識別各子結構自然振動頻率之誤差均小於 1%。

3.4 利用模態參數之損傷評估 - 以微動量測反應為例

3.4.1 整體動態識別

由於微動量測中之外力輸入源不易量測到，所以於進行系統識別時，假設輸入為零均值之高斯白訊，六層樓之剪力建築受一地震擾

動，此輸入訊號為間隔 0.005 秒，資料長度 36000 點之白訊數據，其自方頻譜(auto-spectrum)設為 1，在線性系統中假設 5%之模態阻尼及初始條件位移與速度均為 0，取 $t=0\sim 180$ 秒之速度反應作為隨機遞減法(random decrement technique)分析之原始數據。

圖 3.46~圖 3.54 為所有案例之各樓層速度訊號經隨機遞減法處理後之隨機遞減曲線，取 $t=0\sim 10$ 秒之反應進行整體識別。該六層樓建築之結構系統動態特性如表 3.12 所示，勁度折損案例中之自然振動頻率有降低的現象，只能說明結構有受損的情形。

如表 3.13 所示，所有案例之 MAC 值介於 0.98~1 之間，無法判別損傷與否，甚至 Case 3、Case 6、Case 8 屬於較嚴重的受損，MAC 值也無明顯降低，故難以斷定結構物是否有損壞的情形，亦無法判斷該損傷發生於何層。

3.4.2 局部識別及損傷診斷

一樣取 $t=0\sim 10$ 秒之反應進行局部識別，子結構系統識別結果如表 3.14 所示，Case 1 的第一子結構降至 4.44，與未損傷模型相差 1.3%；Case 2 的第一子結構降至 4.39，與未損傷模型相差 2.4%；Case 3 的第一子結構降至 4.27，與未損傷模型相差 5.1%；Case 4 的第三與第四子結構分別降至 4.47 及 4.43，與未損傷模型相差 0.66%及 1.6%；Case 5 的第三及第四子結構分別降至 4.40 及 4.35，與未損傷模型相

差 2.2%及 3.3%；Case 6 的第三及第四子結構分別降至 4.26 與 4.21，與未損傷模型相差 5.3%及 6.4%；Case 7 的第一、第三及第四子結構分別降至 4.39、4.40 及 4.38，與未損傷模型相差為 2.4%、2.2%及 2.7%；Case 8 的第一、第三及第四子結構分別降至 4.39、4.30 及 4.25，與未損傷模型相差 2.4%、4.4 %及 5.56 %。除 Case 1 及 Case 4 與未損傷模型之差異低於 2%，可能為識別誤差，其餘案例中子結構頻率降低之樓層即為模擬勁度折減之樓層。顯示此微震訊號經隨機遞減法後使用模態參數評估結構物損傷的可行性。

如表 3.15 所示，所有案例之 COMAC 值介於 0.98~1 之間，皆無法有效地判斷損傷位置。觀察 FRFCM 經正規化後之值，Case 1、Case 2、Case 4、Case 5 及 Case 7 之最大值皆顯示於六樓，Case 3 之最大值出現在五樓，雖然 Case 6 之最大值發生於四樓但六樓也占了最大值之 90%，上述結果都與設計勁度折減的樓層有相當大的出入；相較之下，以子結構頻率評估損壞位置有較好之準確性。

3.5 利用預測誤差之損傷評估

3.5.1 預測誤差

本節損傷診斷選用無損傷之構架為標準構架，並以其系統動態特性建立子結構系統之 ARX 模型，將各損傷案例之動態反應套入此標

準模型，因結構損傷會造成結構動態特性改變，故 ARX 模型之輸出訊號與量測訊號會產生一誤差，定義此誤差為“預測誤差 (prediction error)”：

$$\text{prediction error} = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (y_{p,i} - y_{m,i})^2}{\sum_{i=1}^n y_{m,i}^2} \right]^{1/2},$$

其中 $y_{p,i}$ 為損傷案例套用於標準系統之 ARX 模型所得第 i 資料點之輸出訊號， $y_{m,i}$ 為損傷案例於第 i 資料點之量測反應。

3.5.2 損傷診斷

建立標準構架之第 j 子結構之 ARX 模型，以此作為參考標準，將損傷案例中第 j 子結構系統之動態反應套入此模型，求得損傷案例第 j 自由度反應之預測誤差。將案例中所有自由度之預測誤差除以最大者，經正規化的預測誤差定義為 NPE 值。利用各自由度之 NPE 值來診斷損傷位置，NPE 值愈大表示此子結構之結構系統特性發生改變。為證明此損傷評估方法之可行性，吾人使用集集地震作為輸入對 Case 1~Case 8 不同案例多重驗證之。

利用預測誤差對無雜訊干擾之所有案例進行損傷評估，取 $t=5\sim 40$ 秒之地震輸入及各樓層加速度反應，參考識別之尺度因子，透過子結構模型以 $(L,J)=(5,5)$ 求得其對應自由度之 NPE 值(參考圖 3.55)，如圖所示 Case 1 之第一自由度為 1，第二自由度為 0.06 而其餘子結

構幾乎為 0；Case 2 之第一自由度為 1，第二自由度為 0.06，其餘幾乎為 0；Case 3 之第一自由度為 1，第二自由度為 0.07，其餘自由度幾乎為零；Case 1~Case 3 之第一自由度之 NPE 值相對其他自由度大，判斷一樓結構可能發生改變，與設計一樓勁度折損相符。Case 4 之第三自由度為 1，第四自由度為 0.67，其餘自由度幾乎為零；Case 5 之第三自由度為 1，第四自由度為 0.68，其餘自由度幾乎為零；Case 6 之第三自由度為 1，第四自由度為 0.76，其餘自由度幾乎為零；Case 4~Case 6 之第三和第四自由度之 NPE 值相對其他自由度大，判斷四樓結構可能發生改變，與設計四樓勁度折損相符。Case 7 之第一、第二、第三和第四自由度分別為 0.85、0.06、1、0.74，其餘子結構為幾乎為零；Case 8 之第一、第二、第三和第四自由度分別為 0.39、0.03、1、0.79，其餘子結構幾乎為零；Case 7 和 Case 8 之第一、第三和第四子結構之 NPE 值相對其他自由度大，判斷可能一樓及四樓結構發生改變，其中 Case 8 之第三及第四子自由度之改變情形較一樓嚴重，與設計一樓及四樓勁度折損的情形相符。

3.5.3 雜訊之影響

利用預測誤差分別對 NSR=5%、NSR=10%及 NSR=20%三組含有雜訊之訊號進行損傷評估。作法同 3.5.2 節，將無損傷模型之動態反應摻入雜訊後建立標準第 j 子結構之 ARX 模型，將勁度折損案例中

第 j 子結構系統之動態反應套入此標準之 ARX 模型，可求得含雜訊之損傷案例中第 j 自由度反應之預測誤差。

利用預測誤差對含 5% 雜訊之所有案例進行損傷評估，取 $t = 5 \sim 40$ 秒之地震輸入及各樓層加速度反應，透過子結構模型以 $(I, J) = (20, 20)$ 求得其對應自由度之 NPE 值(參考圖 3.56)，如圖所示 Case 1 之第一自由度為 1，第五自由度為 0.13，其餘自由度皆為 0.05 以下；Case 2 之第一自由度為 1，其餘自由度皆為 0.08 以下；Case 3 之第一自由度為 1，其餘自由度皆為 0.08 以下，Case 1~Case 3 之第一自由度有最大 NPE 值，反映一樓結構發生改變。Case 4 之第三自由度為 1，第四個自由度為 0.64，其餘自由度皆為 0.01；Case 5 之第三自由度為 1，第四個自由度為 0.68，其餘自由度皆為 0.03 以下；Case 6 之第三自由度為 1，第四自由度為 0.75，其餘自由度皆為 0.02 以下，Case 4~Case 6 之第三及第四自由度有相對較大之 NPE 值，反映四樓結構發生改變。Case 7 之第一自由度為 1，第三自由度為 0.96，第四自由度為 0.74，其餘自由度皆為 0.05 以下；Case 8 之第一自由度為 0.36，第三自由度為 1，第四自由度為 0.8，其餘自由度皆為 0.02 以下；Case 7 及 Case 8 預測誤差的結果反映了一樓及四樓之結構發生改變。以上案例反映結構改變之樓層與設計勁度折損之樓層相吻合。

圖 3.57 為 $NSR=10\%$ 之地震輸入歷時圖與其傅氏譜，圖 3.58 及圖

3.59 分別為各樓層之加速度歷時圖及其傅氏譜，利用預測誤差對含 10%雜訊之所有案例進行損傷評估，取 $t = 5 \sim 40$ 秒之地震輸入及各樓層加速度反應(參考圖 3.13)，透過子結構模型以 $(I,J)=(25,25)$ 求得其對應自由度之 NPE 值(參考圖 3.60)，如圖所示 Case 1 第一自由度的值為 1，第四自由度為 0.11，第五個自由度為 0.28，其餘自由度的值在 0.1 以下；Case 2 之第一個自由度為 1，第五個自由度為 0.27，其餘自由度皆小於 0.09；Case 3 之第一個自由度為 1 第五個自由度為 0.27，其餘自由度皆小於 0.09，Case 1~Case 3 中第一個自由度之 NPE 值相對其他自由度大，判斷一樓結構可能發生改變。Case 4 之第三個自由度為 1，第四個自由度為 0.87，其餘自由度皆為 0.1 以下；Case 5 之第三個自由度為 1，第四個自由度為 0.73，其餘自由度皆為 0.08 下；Case 6 之第三個自由度為 1，第四個自由度為 0.80，其餘自由度的值在 0.05 以下，Case 4~Case 6 之第三和第四個自由度之 NPE 值相對其他自由度大，藉此判斷四樓結構發生改變。Case 7 之第一個自由度為 1，第三個自由度為 0.77，第四個自由度為 0.79，第五個自由度為 0.13，其餘自由度皆為 0.06 以下，Case 8 之第一個自由度為 0.34，第三個自由度的值為 1、第四個自由度的值為 0.87，其餘自由度皆為 0.03 以下，Case 7 和 Case 8 之第一、第三和第四個自由度之 NPE 值相對其他自由度大，判斷一樓及四樓結構發生改變。

利用預測誤差對含 20%雜訊之所有案例進行損傷評估，取 $t=5\sim 40$ 秒之地震輸入及各樓層加速度反應(參考圖 3.22)，透過子結構模型以 $(I,J)=(30,30)$ 求得其對應自由度之 NPE 值(參考圖 3.61)，如圖所示 Case 1 之第一個自由度為 1，第二個自由度為 0.35，第五個自由度為 0.58，其餘自由度皆為 0.14 以下；Case 2 之第一個自由度為 1，第二個自由度為 0.20，第四個自由度為 0.17，第五個自由度為 0.38，其餘自由度皆為 0.05 以下。Case 3 之第一個自由度為 1，第二個自由度為 0.14，第五個自由度為 0.33，其餘自由度皆為 0.09 以下，Case 1~Case 3 中第一個自由度雖有最大之預測誤差，但第五個自由度之 NPE 值相對其它自由度明顯偏大。Case 4 之第一個自由度為 0.28，第二個自由度為 0.41，第三個自由度為 1，第四個自由度為 0.79，第五個自由度為 0.25，第六個自由度為 0.42，Case 4 雖然第三及第四個自由度有最大的預測誤差，但受雜訊之影響導致第六個自由度偏高；Case 5 第三個自由度為 1，第四個自由度為 0.57，第六個自由度為 0.15，其餘自由度皆為 0.1 以下；Case 6 第三個自由度為 1，第四個自由度為 0.66，其餘自由度皆為 0.08 以下，可判斷 Case 5 及 Case 6 之四樓結構有改變的現象。Case 7 第一自由度為 1，第二個自由度為 0.26，第三個自由度的值為 0.46，第四個自由度為 0.50，第五個自由度為 0.22，第六個自由度為 0.09。Case 8 之第一自由度為 0.38，第

二個自由度為 0.14，第三個自由度的值為 1，第四個自由度為 0.73，其餘自由度皆為 0.06 以下。上述結果顯示當雜訊比升高至 20%會導致預測誤差放大，影響判斷損傷定位之能力。

3.5.3 雜訊之處理

將含 5%雜訊之反應除噪後利用預測誤差對所有案例進行損傷評估，取 $t=5\sim 40$ 秒之地震輸入及各樓層加速度反應(參考圖 3.30)，透過子結構模型以 $(I,J)=(10,10)$ 求得其對應自由度之 NPE 值(參考圖 3.62)，如圖所示 Case 1 之第一個自由度的值為 1，第二個自由度為 0.13，其餘自由度的值在 0.04 以下；Case 2 之第一個自由度為 1，第二個自由度為 0.16，其餘自由度的值在 0.03 以下；Case 3 之第一個自由度為 1，第二個自由度為 0.21，其餘自由度的值在 0.03 以下，Case 1~Case 3 的第一個自由度有最大 NPE 值，反映了一樓結構改變的現象；Case 4 之第三個自由度值為 1，第四個自由度的值 0.55，其餘自由度的值於 0.02 以下；Case 5 之第三個自由度值為 1，第四個自由度的值 0.58，其餘自由度幾乎為零；Case 6 之第三個自由度值為 1，第四個自由度的值 0.64，其餘自由度皆為 0.01 以下，Case 4~Case 6 的第三及第四個自由度有最大 NPE 值，反映四樓結構發生改變；Case 7 之第一自由度為 0.9，第二個自由度的值為 0.13，第三個自由度為 1，第四個自由度為 0.63，其餘自由度皆於 0.01 以下；Case 8 之

第一自由度的值為 0.36，第三自由度的值為 1，第四個自由度為 0.67，其餘自由度皆於 0.06 以下。Case 7 及 Case 8 知第一、第三及第四個自由度有較大之 NPE 值，反映一樓和四樓結構改變的現象。相較於降噪前以 $(I,J)=(20,20)$ 進行損傷評估，降噪後可取較小之模型階數 $(I,J)=(10,10)$ 準確地診斷出結構損傷之位置。

圖 3.63 及圖 3.64 分別為含 10%雜訊反應除噪後各樓層之加速度歷時圖及其傅氏譜。利用預測誤差對所有案例進行損傷評估，取 $t=5\sim 40$ 秒之輸入及各樓層加速度反應，透過子結構模型以 $(I,J)=(10,10)$ 求得其對應自由度之 NPE 值(參考圖 3.65)，如圖所示 Case 1、Case 2 和 Case 3 之第一個自由度為 1，其餘自由度皆為 0.08 以下，Case 1~Case 3 之第一個自由度之 NPE 值相對其他自由度大，判斷可能一樓結構發生改變。Case 4 第三個自由度為 1，第四個自由度為 0.68 其餘自由度皆為 0.09 以下；Case 5 第三個自由度為 1，第四個自由度為 0.62 其餘自由度皆為 0.02 以下；Case 6 第三個自由度為 1，第四個自由度為 0.68，其餘自由度皆為 0.02 以下，Case 4~Case 6 之第三和第四個自由度之 NPE 值相對其他自由度大，判斷四樓結構可能發生改變。Case 7 之第一自由度為 0.96，第三個自由度的值為 1，第四個自由度的值為 0.74，其餘自由度皆為 0.06 以下；Case 8 之第一自由度為 0.33，第三個自由度的值為 1，第四個自由度為 0.72，其餘自

由度皆為 0.02 以下，Case 7 和 Case 8 之第一、第三和第四個自由度之 NPE 值相對其他自由度大，藉此判斷一樓及四樓結構發生改變。相較於降噪前以 $(I,J)=(25,25)$ 進行損傷評估，降噪後取 $(I,J)=(10,10)$ 即可準確地診斷結構損傷之位置。

含 20% 雜訊之反應除噪後利用預測誤差對所有案例進行損傷評估，取 $t=5\sim 40$ 秒之地震輸入及各樓層加速度反應(參考圖 3.38)，透過子結構模型以 $(I,J)=(10,10)$ 求得其對應自由度之 NPE 值(參考圖 3.66)，如圖所示 Case 1 之第一個自由度為 1，第二自由度為 0.11，第五自由度為 0.35，其餘自由度皆為 0.07 以下；Case 2 之第一自由度為 1，第二自由度為 0.16，第五自由度為 0.37，其餘自由度皆低於 0.04。Case 3 之第一自由度為 1，第二自由度為 0.15，第五自由度為 0.34，其餘自由度皆低於 0.07，Case 1~Case 3 中第一個自由度雖有最大 NPE 值，雖然第五自由度之預測誤差已較除噪前小，但相對其它自由度仍然偏大。Case 4 之第一個自由度為 0.13，第二自由度為 0.22，第三自由度為 1，第四自由度為 0.70，第五自由度為 0.04，第六自由度為 0.31；Case 5 之第三自由度為 1，第四自由度為 0.50，第六自由度為 0.12，其餘自由度皆低於 0.1；Case 6 第三自由度為 1，第四自由度為 0.62，其餘自由度皆低於 0.07，Case 4~Case 6 中第三自由度有最大 NPE 值，其次為第四自由度，可判斷四樓結構發生改

變。Case 7 之第一自由度為 1，第二自由度為 0.09，第三自由度的值為 0.66，第四自由度為 0.46，其餘自由度為 0.06 以下。Case 8 之第一自由度為 0.42，第二自由度為 0.13，第三自由度的值為 1，第四自由度為 0.68，第五自由度為 0.1，第六自由度為 0.04。Case 7 和 Case 8 之第一、第三及第四自由度相對其它自由度之 NPE 值較大，藉此判斷可能一樓和四樓結構有所改變。

NSR=10%以下的各案例經除噪後使用預測誤差可以較小之模型階數準確得知結構改變的樓層；推斷含 20%雜訊以上之高雜訊反應使用多資料筆數之平均來除噪可能會影響原始訊號之特性，導致降低診斷的效果，故往後發展合適之濾波方式有其必要性。




第四章 應用於震動台試驗

本研究所發展之子結構識別技巧將進一步應用於實驗室量測反應。將已知系統特性之結構反應套用於此識別流程，以檢驗發展之識別流程應用於實測反應之可行性。4.1 介紹五層樓鋼構架振動台試驗模型與輸入條件。4.2 節使用模態參數診斷結構損壞位置並與其它損傷指標比較。4.3 節將預測誤差之評估方法應用於振動台量測資料。

4.1 五層樓鋼構架振動台試驗

4.1.1 待測結構物介紹



本章所欲分析者為國家地震工程研究中心(Nation Center for Research on Earthquake Engineering, NCREE)一五層樓鋼構架之振動台試驗(如圖 4.1 所示)，為一 1/2 縮尺五層樓對稱鋼構架，該構架 X 方向(長向)為單跨度，跨距為 3 公尺；Y 方向(短向)亦為單跨度，跨距為 2 公尺。每一層樓版均由許多小樑所組成，每一層樓高均為 1.3m。而鋼構的材料性質如表 4.1 所示，各樓層之鋼柱斷面為 H125x125x6.5x9、各樓層 X 方向之樑斷面為 H100x100x6x8、各樓層 Y 方向之樑斷面為 H150x75x5x7、各樓層樓版之小樑則為 H100x50x5x7。另外每個樓層均利用鉛塊堆疊使得每樓層之質量約為

3664kg。該鋼構架之立體圖、俯視圖及立面圖分別表示於圖 4.2 與圖 4.3。試驗過程分別以三種不同型態之鋼構架進行識別，觀察識別結果是否符合實際構架物理特性。如圖 4.4a~圖 4.4c 所示，三種不同型態之鋼構架為：(一) 標準鋼構架(std)。(二) 增加質量(add_m)，在四樓樓版處增加原來標準鋼構架質量的 25% (三) 增加勁度(add_k)，在三樓與四樓間加設斜撐。每層樓均裝設加速度計以量測構架受地震力輸入之加速度反應。

4.1.2 輸入之地震力

此五層樓鋼構架放置於振動台上，在線性反應範圍內輸入地震力反應，使其產生擾動。“std”、“add_m”、“add_k”此三種鋼構架的輸入反應為 20% 之 EL Centro 地震，資料取樣時間間隔 0.005 秒，資料總長度為 30.715 秒，地震歷時圖與其傅氏譜如圖 4.5 所示。

另一試驗“std-yield”為標準鋼構架受 60%之 Kobe 地震力的擾動，圖 4.6 為其應變量測資料，如圖顯示第一樓層間之柱已經進入非線性降伏階段。60%之 kobe 地震之加速度反應歷時及其傅氏譜如圖 4.7 所示，量測資料之取樣時間間隔為 0.001 秒，時間總長度為 25.87 秒。

4.2 利用模態參數診斷系統參數之改變

4.2.1 整體動態識別

圖 4.8~圖 4.15 分別為為 “std” 、 “add_m” 、 “add_k” 及 “std_yield” 之構架受地震擾動之各樓層加速度反應歷時圖及其傅氏譜。如圖 4.12 和圖 4.13 所示，“std” 及 “add_m” 構架之試驗中，一樓之五個尖峰值最為顯著，其對應之頻率大小約略為 1~1.5、4.2~4.8，7.8~8.4，11.8~12.5 及 15.6~16.2；如圖 4.14 所示，“add_k” 構架試驗中之第五模態之尖峰值已逐漸模糊，其餘尖峰值對應之頻率大小約略為 1.2~1.8、5.8~6.2，8~8.6 及 13.8~14.4，此頻率涵蓋範圍明顯比 “std” 構架高。如圖 4.15 所示，“std_yield” 構架之試驗中，其尖峰值對應之頻率大小約略為 1~1.2、4.2~4.8，7.9~8.5，12~12.5 及 15.8~16.2。

取對應 20% 之 EL Centro 地震輸入歷時（參考圖 4.5）及各樓層加速度反應（參考圖 4.8~4.10）中 $t=3\sim 24$ 秒之訊號，以及取對應 60% 之 kobe 地震輸入歷時（參考圖 4.7）及各樓層加速度反應（參考圖 4.11）中 $t=4\sim 10$ 秒之訊號，做整體結構之動態識別。參考傅氏譜中尖峰值對應頻率之約略範圍來調整識別之尺度因子， $a=0.6$ 時可識別到第一模態之自然振動頻率， $a=0.15$ 時可識別到第二模態之自然振動頻率， $a=0.08$ 時可識別到第三模態之自然振動頻率， $a=0.05$ 時可識別到第四及第五模態之自然振動頻率；如表 4.2 所示，可發現 “add_m”

構架之自然振動頻率較“std”構架低。“add_k”除第三個模態以外，其它模態自然振動頻率都較標準構架高，第三模態例外的原因可由模態振型觀點上解釋；圖 4.16 為“std”構架試驗及“add_k”構架試驗之第三模態振型的比較，可發現“std”構架之第三與第四層樓相對之層間位移相當小，表示“add_k”在第三模態並無發揮影響，因此其自然振動頻率與“std”構架無明顯差異。“std_yield”構架之自然振動頻率較“std”構架之自然振動頻率小，此現象符合一般物理特性。

表 4.3 為不同性質鋼構架之 MAC 值，代表“add_m”、“add_k”及“std-yield”鋼構架分別與“std”鋼構架彼此之間振態的吻合程度。“add_m”鋼構架五個模態之 MAC 值介於 0.98~1 之間；“add_k”鋼構架，第四模態降至 0.66，但其餘模態之 MAC 值介於 0.8~1 之間；“std-yield”鋼構架五個模態之 MAC 值介於 0.99~1 之間，此結果顯示憑藉 MAC 值無法確切判別此四種構架之間的差異。

4.2.2 局部識別

雖然很明顯地此五層樓鋼構非完美地剪力屋構架，但吾人仍以剪力屋構架來模擬其動力行為。將該五層樓鋼構架分成五個子結構系統。參考第三章數值模擬六層樓剪力屋架，第六子結構頻率為 3.18，其餘子結構頻率約為第六子結構之 $\sqrt{2}$ 倍。“std”構架五樓之頻率響

應函數約略對等於第五子結構頻率，如圖 4.17 所示，峰值約為 4.85，使用 $a=0.1$ 、 0.15 及 0.2 多個尺度因子進行識別，頻率保留區間為 $[2.674, 9.311]$ ，可識別到第五子結構頻率，進而對其餘子結構進行識別，設定尺度因子之頻率保留區間涵蓋到第五子結構頻率之 $\sqrt{2}$ 倍，但因剪力屋架之勁度矩陣為帶寬矩陣，而實際結構之勁度矩陣非帶寬矩陣，故取 $a=0.05$ 、 0.07 及 0.09 多個尺度因子進行識別，此頻率保留區間為 $[5.942, 18.622]$ 。

表 4.4 為四種不同型態鋼構架之局部識別結果。比較 “add_m” 構架和 “std” 構架可發現第四子結構的頻率從 10.06Hz 降到 8.87Hz 顯著的改變，表示唯有四樓系統特性改變，符合該樓層實際增加質量之現象。同樣地，比較 “add_k” 構架和 “std” 構架，第三子結構的頻率由 8.82 升高至 14.2 ，第四子結構由 10.06 升高至 14.73 ，因同時影響第三和第四子結構頻率，表示四樓勁度有所改變，符合試驗中設計勁度增加之樓層。比較 “std-yield” 與 “std” 構架，其中第一子結構的頻率由 10.51 降至 9.97 ，表示一樓系統特性有改變，亦符合試驗中一樓發生降伏的現象。

如圖 4.18 為損傷評估指標與 COMAC 及 FRFCM 之比較圖，其中子結構頻率之評估方法以 “present” 表示。COMAC 定義之值介於 1 到 0 之間，故吾人將 FRFCM 之最大值正規化至 1 ，以及子結構頻率

之最大改變量亦正規化至 1。觀察 “add_m” 試驗之三種損傷評估指標如圖 4.18a 所示，所有樓層之 COMAC 值皆靠近 1 值，無法評估結構發生改變之位置；一樓之 FRFCM 值為 1，二樓之 FRFCM 值為 0.92，三樓之 FRFCM 值為 0.46，四樓之 FRFCM 值為 0.81，五樓之 FRFCM 值為 0.69，除三樓其餘皆高於最大值之 50%，亦無法有效評估結構改變之位置；“present” 的方法顯示第四子結構出現相對最大值，其他子結構低於 0.1，與第四子結構具相當程度的差異，表示四樓明顯結構發生改變。觀察 “add_k” 試驗之三種損傷評估指標如圖 4.18b 所示，二樓之 COMAC 值有相對最低值 0.83，三樓之 COMAC 值為 0.87，其餘每一樓層之 COMAC 值皆大於 0.9，與加勁第四樓層之現象不符。一樓之 FRFCM 值為 0.81，二樓之 FRFCM 值為最大，三樓之 FRFCM 值為 0.66，四樓之 FRFCM 值為 0.84，五樓之 FRFCM 值為 0.61，一樣無法正確反映增加勁度的樓層；以 “present” 之評估方法顯示第三子結構為最大值且第四子結構為 0.86，稍微小於第三子結構，其餘樓層皆為 0.1 以下，確實反映加勁樓層之所在。觀察 “std_yield” 試驗之三種損傷評估如圖 4.18c 所示，COMAC 值於每一樓層皆接近 1；而一樓 FRFCM 值為 0.84，二樓 FRFCM 值為 0.93，三樓 FRFCM 值為 0.62，四樓 FRFCM 值最大，五樓之 FRFCM 值為 0.74，所有樓層皆高於最大值之 50%，無法反映發生降伏的樓層；

“present”的方法顯示一樓為最大值且其餘樓層皆為 0.1 以下，相比 COMAC 及 FRFCM 之下，較能確實診斷出系統特性改變之層樓。上述結果證明使用子結構頻率評估實際案例之可行性。

4.3 利用預測誤差診斷系統參數之改變

根據五層樓鋼構標準構架之動態反應架構 ARX 模型，對 “std”、“add_m”、“add_k”及 “std_yield”構架的試驗進行預測誤差，以各樓層之預測誤差判斷結構特性改變之樓層。

以 “std”構架試驗中量測之動態反應架構第 j 子結構系統，以此作為參考標準，若結構型態改變，子結構之結構系統特性亦發生改變。將 “add_m”構架之第 j 子結構系統量測之動態反應套入標準之子結構 ARX 模型，求得 “add_m”構架實驗中第 j 自由度反應之預測誤差。“add_k”及 “std-yield”依此方法可得不同型態構架之各自由度反應之預測誤差。

通常於實驗室進行之試驗操作得宜之下，雜訊比應在 10% 以下。根據第三章數值模擬之預測結果，雜訊比低於 10% 時之除噪效果佳，將此方法應用至五層樓鋼構之振動台試驗；受 20% 之 EL Centro 地震擾動，取樣時間間隔為 0.005 秒，訊號總長為 6144 筆，根據第三章之除噪公式，取 $N=50$ ，除噪後資料長度為 6095 筆。“std_yield”構架受 60% 之 kobe 地震擾動，相同地取 $N=50$ 對訊號進行除噪，使用預

測誤差對以上除噪後之訊號評估結構系統改變之情形。

使用 $a=0.07$ 對第一～第四子結構進行預測誤差； $a=0.12$ 對第五子結構進行預測誤差，圖 4.19 為不同型態鋼構架之 NPE 值。“add_m”試驗中，第一子結構之 NPE 值為 0.12，第二子結構之 NPE 值為 0.13，第三子結構之 NPE 值為 0.21，第四子結構之 NPE 值為 1，第五子結構之 NPE 值為 0.02，因唯第四子結構有明顯較大之 NPE 值，故判斷“add_m”鋼構架之四樓結構有所改變，而此試驗確實為四樓增加質量之構架；“add_k”試驗中，第一子結構之 NPE 值為 0.19，第二子結構之 NPE 值為 0.24 及第三子結構之 NPE 值為 0.93，第四子結構之 NPE 值為 1，第五子結構之 NPE 值幾乎為 0，此結果顯示第三及第四子結構有最大之 NPE 值，故判斷“add_k”鋼構架之四樓勁度改變，而此試驗確實為四樓加勁之構架；“std-yeild”試驗中，於第一子結構之 NPE 值為 1，第二子結構之 NPE 值為 0.25，第四子結構之 NPE 值為 0.24，第四子結構之 NPE 值為 0.19，第五子結構之 NPE 值幾乎為 0.17，可知第一子結構之 NPE 值最大，判斷一樓結構有所改變，而此試驗確實因受較大的地震擾動導致一樓發生降伏。

第五章 結論與建議

5.1 結論

為驗證本研究健康診斷系統於不同實驗環境底下之可行性，故以數值模擬集集地震及模擬微振動環境，分別進行六層樓剪力構架及各勁度折損案例之系統動態參數識別。

由識別結果可得知，相較傳統的 COMAC 及 FRFCM 兩種評估方法，使用本研究之評估方法較能有效地診斷損傷位置。本研究利用隨機遞減法將微振訊號轉變成自由衰減訊號，分析結果亦證實本研究之健康診斷系統於微震動的環境下具有準確之診斷能力。

本研究以預測誤差診斷結構損傷的方法，當 $NSR=20\%$ 時，損傷樓層雖依舊有最大之預測誤差，但其餘樓層之預測誤差受到雜訊干擾已嚴重影響診斷的準確度。推論極可能因平均資料的動作反而將高模態特性濾掉導致降噪效果不佳。

對五層樓鋼構於震動台試驗所量測的反應進行識別之結果顯示，利用動態特性參數以及預測誤差之評估方法，皆可指出“std”、“add_k”、“add_m”和“std_yield”四種類型的鋼構架系統特性改變之樓層；證實本研究所提之方法做為健康診斷之可行性。

5.2 建議

由於局部動態識別中，需藉相鄰自由度之訊號方能進行識別；但大多數建築物過於龐大，有限於經濟和人力的考量，現地安裝的感測計數目遠少於分析模型之自由度，導致量測的資料並非相當齊全。有鑑於此，未來之局部系統識別的研究重點，須拓展至不完全量測。

相較 MAC 與 COMAC 指標無法準確地找出損壞程度與損壞位置，本研究之評估方法較具參考價值；唯噪訊比於 20% 以上，使用預測誤差判別損壞位置有其困難。故發展一套高除噪效果且能保留大部分原始訊號特性之降噪工具為不可避免之工作。

目前損傷識別的方法多以無損壞狀態做為參考基準，但通常實際案例缺乏結構物損壞前的數據；若能以有限元素法精準建構原始未損傷之模型，或對現有建築物做微振動量測，以獲得結構物之動態特性並建立資料庫，日後當結構物受強震危害時即可做為損傷診斷之參考基準。

表 2.1 第 n-1 子結構之系統參數

	式(2.41)		式(2.35)
α	$\frac{m_{n-1}}{\Delta t^2} + \frac{c_{(n-1)(n-1)} + c_{n(n-1)}}{2\Delta t}$	$\bar{\alpha}$	$\frac{m_{n-1}}{\Delta t^2} + \frac{c_{(n-1)(n-1)}}{2\Delta t}$
ϕ_1	$\frac{2m_{n-1}/\Delta t^2 - k_{n-1}}{\alpha}$	$\bar{\phi}_1$	$\frac{2m_{(n-1)}/\Delta t^2 - k_n - k_{(n-1)}}{\alpha}$
ϕ_2	$\frac{m_{n-1}/\Delta t^2 - (c_{(n-1)(n-1)} + c_{n(n-1)})/2\Delta t}{\alpha}$	$\bar{\phi}_2$	$-\frac{m_{(n-1)}/\Delta t^2 - c_{(n-1)(n-1)}/2\Delta t}{\alpha}$
θ_0	$-\frac{m_n/\Delta t^2 + (c_{n(n-1)} + c_{nn})/2\Delta t}{\alpha}$	$\bar{\theta}_0$	$-\frac{c_{n(n-1)}/2\Delta t}{\alpha}$
θ_1	$\frac{2m_n/\Delta t^2}{\alpha}$	$\bar{\theta}_1$	$\frac{k_n}{\alpha}$
θ_2	$\frac{m_n/\Delta t^2 - (c_{n(n-1)} + c_{nn})/2\Delta t}{\alpha}$	$\bar{\theta}_2$	$\frac{-c_{n(n-1)}/2\Delta t}{\alpha}$
β_0	$-\frac{c_{(n-1)(n-2)}/2\Delta t}{\alpha}$	$\bar{\beta}_0$	$-\frac{c_{(n-1)(n-2)}/2\Delta t}{\alpha}$
β_1	$\frac{k_{n-1}}{\alpha}$	$\bar{\beta}_1$	$\frac{k_{n-1}}{\alpha}$
β_2	$\frac{c_{(n-1)(n-2)}/2\Delta t}{\alpha}$	$\bar{\beta}_2$	$\frac{c_{(n-1)(n-2)}/2\Delta t}{\alpha}$
γ_0	$-\frac{m_n + m_{n-1}}{\alpha}$	$\bar{\gamma}_0$	$-\frac{m_{(n-1)}/\Delta t^2}{\alpha}$
γ_1	$\frac{2(m_n + m_{n-1})}{\alpha}$	$\bar{\gamma}_1$	$-\frac{2m_{(n-1)}/\Delta t^2}{\alpha}$
γ_2	$-\frac{m_n + m_{n-1}}{\alpha}$	$\bar{\gamma}_2$	$-\frac{m_{n-1}/\Delta t^2}{\alpha}$

表 2.2 第二子結構之系統參數

	式(2.47)		式(2.35)
α	$\frac{m_2}{\Delta t^2} + \frac{c_{22} + c_{21}}{2\Delta t}$	$\tilde{\alpha}$	$\frac{m_{22}}{\Delta t^2} + \frac{c_{22}}{2\Delta t}$
ϕ_1	$\frac{2m_2/\Delta t^2 - k_2}{\alpha}$	$\tilde{\phi}_1$	$\frac{2m_2/\Delta t^2 - k_3 - k_2}{\alpha}$
ϕ_2	$-\frac{m_2/\Delta t^2 - (c_{22} + c_{21})/2\Delta t}{\alpha}$	$\tilde{\phi}_2$	$-\frac{m_2/\Delta t^2 - c_{22}/2\Delta t}{\alpha}$
θ_0	$-\frac{m_1/\Delta t^2 + (c_{21} + c_{11})/2\Delta t}{\alpha}$	$\tilde{\theta}_0$	$-\frac{c_{32}/2\Delta t}{\alpha}$
θ_1	$\frac{2m_1/\Delta t^2 + k_1}{\alpha}$	$\tilde{\theta}_1$	$\frac{k_3}{\alpha}$
θ_2	$\frac{m_1/\Delta t^2 + (c_{21} + c_{11})/2\Delta t}{\alpha}$	$\tilde{\theta}_2$	$-\frac{c_{32}/2\Delta t}{\alpha}$
β_0	$-\frac{c_{32}/2\Delta t}{\alpha}$	$\tilde{\beta}_0$	$-\frac{c_{21}/2\Delta t}{\alpha}$
β_1	$\frac{k_3}{\alpha}$	$\tilde{\beta}_1$	$\frac{k_2}{\alpha}$
β_2	$\frac{c_{32}/2\Delta t}{\alpha}$	$\tilde{\beta}_2$	$\frac{c_{21}/2\Delta t}{\alpha}$
γ_0	$-\frac{m_2 + m_1}{\alpha}$	$\tilde{\gamma}_0$	$-\frac{m_2/\Delta t^2}{\alpha}$
γ_1	$\frac{2(m_2 + m_1)}{\alpha}$	$\tilde{\gamma}_1$	$-\frac{2m_2/\Delta t^2}{\alpha}$
γ_2	$-\frac{m_2 + m_1}{\alpha}$	$\tilde{\gamma}_2$	$-\frac{m_2/\Delta t^2}{\alpha}$

表 3.1 結構損傷案例

No. of damage case	Description of damage case
1	Reduce 5% of k_1 at the first storey
2	Reduce 10% of k_1 at the first storey
3	Reduce 20% of k_1 at the first storey
4	Reduce 5% of k_4 at the fourth storey
5	Reduce 10% of k_4 at the fourth storey
6	Reduce 20% of k_4 at the fourth storey
7	Reduce 10% of k_1 at the first storey & 10% of k_4 at the fourth storey
8	Reduce 20% of k_1 at the first storey & 20% of k_4 at the fourth storey



表 3.2 六層樓剪力建築之系統動態特性之識別結果

No. of damage case	modal parameters	Mode					
		1	2	3	4	5	6
1 (k ₁ -5%)	$f_n(\text{Hz})$	0.761	2.24	3.60	4.75	5.63	6.18
	$\zeta(\%)$	5.47	2.48	2.24	2.33	2.48	2.59
2 (k ₁ -10%)	$f_n(\text{Hz})$	0.755	2.23	3.58	4.73	5.62	6.18
	$\zeta(\%)$	5.51	2.49	2.24	2.33	2.47	2.58
3 (k ₁ -20%)	$f_n(\text{Hz})$	0.740	2.19	3.54	4.70	5.60	6.17
	$\zeta(\%)$	5.61	2.51	2.24	2.32	2.47	2.58
4 (k ₄ -5%)	$f_n(\text{Hz})$	0.765	2.25	3.61	4.73	5.63	6.14
	$\zeta(\%)$	5.44	2.48	2.24	2.33	2.48	2.58
5 (k ₄ -10%)	$f_n(\text{Hz})$	0.762	2.23	3.60	4.70	5.63	6.09
	$\zeta(\%)$	5.46	2.48	2.24	2.32	2.48	2.57
6 (k ₄ -20%)	$f_n(\text{Hz})$	0.755	2.20	3.59	4.62	5.62	6.01
	$\zeta(\%)$	5.51	2.50	2.24	2.31	2.47	2.55
7 (k ₁ & k ₄ -10%)	$f_n(\text{Hz})$	0.749	2.20	3.57	4.66	5.61	6.09
	$\zeta(\%)$	5.55	2.50	2.24	2.32	2.47	2.57
8 (k ₁ -10%& k ₄ -20%)	$f_n(\text{Hz})$	0.743	2.17	3.55	4.58	5.61	6.00
	$\zeta(\%)$	5.59	2.52	2.24	2.31	2.47	2.55
Intact	$f_n(\text{Hz})$	0.767	2.26	3.62	4.77	5.64	6.18
	$\zeta(\%)$	5.43	2.47	2.24	2.33	2.48	2.59

表 3.3 六層樓剪力建築之系統動態特性之理論值

No. of damage case	modal parameters	Mode					
		1	2	3	4	5	6
1 (k ₁ -5%)	f_n (Hz)	0.761	2.24	3.60	4.75	5.63	6.18
	ζ (%)	5.47	2.48	2.24	2.33	2.48	2.59
2 (k ₁ -10%)	f_n (Hz)	0.755	2.23	3.58	4.73	5.62	6.18
	ζ (%)	5.51	2.49	2.24	2.33	2.47	2.58
3 (k ₁ -20%)	f_n (Hz)	0.740	2.19	3.54	4.70	5.60	6.17
	ζ (%)	5.61	2.51	2.24	2.32	2.47	2.58
4 (k ₄ -5%)	f_n (Hz)	0.765	2.25	3.61	4.73	5.63	6.14
	ζ (%)	5.44	2.48	2.24	2.33	2.48	2.58
5 (k ₄ -10%)	f_n (Hz)	0.762	2.23	3.60	4.70	5.63	6.09
	ζ (%)	5.46	2.48	2.24	2.32	2.48	2.57
6 (k ₄ -20%)	f_n (Hz)	0.755	2.20	3.59	4.62	5.62	6.01
	ζ (%)	5.51	2.50	2.24	2.31	2.47	2.55
7 (k ₁ & k ₄ -10%)	f_n (Hz)	0.749	2.20	3.57	4.66	5.61	6.09
	ζ (%)	5.55	2.50	2.24	2.32	2.47	2.57
8 (k ₁ -10%& k ₄ -20%)	f_n (Hz)	0.743	2.17	3.55	4.58	5.61	6.00
	ζ (%)	5.59	2.52	2.24	2.31	2.47	2.55
Intact	f_n (Hz)	0.767	2.26	3.62	4.77	5.64	6.18
	ζ (%)	5.43	2.47	2.24	2.33	2.48	2.59

表 3.4 MAC 值

No. of damage case	Mode					
	1	2	3	4	5	6
1 (k_1 -5%)	1	1	1	1	1	1
2 (k_1 -10%)	1	1	1	1	1	1
3 (k_1 -20%)	1	1	0.99	0.99	1	1
4 (k_4 -5%)	1	1	1	1	1	1
5 (k_4 -10%)	1	1	1	1	1	0.99
6 (k_4 -20%)	1	1	0.99	0.98	0.99	0.98
7 (k_1 & k_4 -10%)	1	1	1	1	1	1
8 (k_1 -10%& k_4 -20%)	1	1	1	0.98	0.99	0.98

表 3.5 子結構之理論值

No. of damage case	modal parameters	sub-structure					
		1	2	3	4	5	6
1 (k_1 -5%)	f_n (Hz)	4.44	4.50	4.50	4.50	4.50	3.18
	ζ (%)	2.29	2.30	2.30	2.30	2.30	2.25
2 (k_1 -10%)	f_n (Hz)	4.39	4.50	4.50	4.50	4.50	3.18
	ζ (%)	2.29	2.30	2.30	2.30	2.30	2.25
3 (k_1 -20%)	f_n (Hz)	4.27	4.50	4.50	4.50	4.50	3.18
	ζ (%)	2.27	2.30	2.30	2.30	2.30	2.25
4 (k_4 -5%)	f_n (Hz)	4.50	4.50	4.44	4.44	4.50	3.18
	ζ (%)	2.98	2.30	2.29	2.29	2.30	2.25
5 (k_4 -10%)	f_n (Hz)	4.50	4.50	4.39	4.39	4.50	3.18
	ζ (%)	2.30	2.30	2.29	2.29	2.30	2.25
6 (k_4 -20%)	f_n (Hz)	4.50	4.50	4.27	4.27	4.50	3.18
	ζ (%)	2.30	2.30	2.27	2.27	2.30	2.25
7 (k_1 & k_4 -10%)	f_n (Hz)	4.39	4.50	4.39	4.39	4.50	3.18
	ζ (%)	2.29	2.30	2.29	2.29	2.30	2.25
8 (k_1 -10%& k_4 -20%)	f_n (Hz)	4.39	4.50	4.27	4.27	4.50	3.18
	ζ (%)	2.29	2.30	2.27	2.27	2.30	2.25
Intact	f_n (Hz)	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50	3.18
	ζ (%)	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.25

表 3.6 六層樓剪力建築之子結構識別結果(NSR=0%)

No. of damage case	modal parameters	sub-structure					
		1	2	3	4	5	6
1 (k ₁ -5%)	$f_n(\text{Hz})$	4.44	4.50	4.50	4.50	4.50	3.18
	$\xi(\%)$	2.29	2.30	2.30	2.30	2.30	2.25
2 (k ₁ -10%)	$f_n(\text{Hz})$	4.39	4.50	4.50	4.50	4.50	3.18
	$\xi(\%)$	2.29	2.30	2.30	2.30	2.30	2.25
3 (k ₁ -20%)	$f_n(\text{Hz})$	4.27	4.50	4.50	4.50	4.50	3.18
	$\xi(\%)$	2.27	2.31	2.30	2.30	2.30	2.25
4 (k ₄ -5%)	$f_n(\text{Hz})$	4.50	4.50	4.44	4.44	4.50	3.18
	$\xi(\%)$	2.30	2.33	2.29	2.29	2.29	2.25
5 (k ₄ -10%)	$f_n(\text{Hz})$	4.50	4.50	4.39	4.39	4.50	3.18
	$\xi(\%)$	2.30	2.30	2.29	2.29	2.29	2.25
6 (k ₄ -20%)	$f_n(\text{Hz})$	4.50	4.50	4.27	4.27	4.50	3.18
	$\xi(\%)$	2.30	2.29	2.27	2.27	2.32	2.25
7 (k ₁ & k ₄ -10%)	$f_n(\text{Hz})$	4.39	4.50	4.39	4.39	4.50	3.18
	$\xi(\%)$	2.29	2.33	2.29	2.29	2.30	2.25
8 (k ₁ -10%& k ₄ -20%)	$f_n(\text{Hz})$	4.39	4.50	4.27	4.27	4.50	3.18
	$\xi(\%)$	2.29	2.33	2.27	2.27	2.30	2.25
Intact	$f_n(\text{Hz})$	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50	3.18
	$\xi(\%)$	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.25

表 3.7 COMAC 及 FRFCM 值

No. of damage case	method	floor					
		1	2	3	4	5	6
1 (k_1 -5%)	COMAC	1	1	1	1	1	1
	FRFCM	1	0.74	0.65	0.80	0.63	0.46
2 (k_1 -10%)	COMAC	1	1	1	1	1	1
	FRFCM	1	0.65	0.69	0.88	0.72	0.49
3 (k_1 -20%)	COMAC	1	1	1	0.99	0.99	0.99
	FRFCM	1	0.65	0.69	0.87	0.68	0.46
4 (k_4 -5%)	COMAC	1	1	1	1	1	1
	FRFCM	0.99	1	0.86	0.71	0.49	0.31
5 (k_4 -10%)	COMAC	1	1	1	1	0.99	0.99
	FRFCM	1	1	0.92	0.69	0.35	0.27
6 (k_4 -20%)	COMAC	1	0.99	0.99	0.99	0.97	0.98
	FRFCM	1	0.99	0.93	0.71	0.36	0.27
7 (k_1 & k_4 -10%)	COMAC	1	1	1	1	0.99	1
	FRFCM	1	0.81	0.78	0.82	0.53	0.37
8 (k_1 -10%& k_4 -20%)	COMAC	1	0.99	0.99	1	0.98	0.98
	FRFCM	1	0.87	0.84	0.80	0.44	0.33

表 3.8 六層樓剪力建築之子結構識別結果(NSR=5%)

No. of damage case	modal parameters	sub-structure					
		1	2	3	4	5	6
1 (k_1 -5%)	f_n (Hz)	4.45	4.50	4.50	4.50	4.50	3.18
	ζ (%)	2.43	2.39	2.27	2.38	2.50	2.35
2 (k_1 -10%)	f_n (Hz)	4.39	4.50	4.50	4.50	4.50	3.18
	ζ (%)	2.35	2.64	2.44	2.36	2.51	2.44
3 (k_1 -20%)	f_n (Hz)	4.27	4.50	4.50	4.49	4.50	3.18
	ζ (%)	2.33	2.47	2.41	2.42	2.54	2.39
4 (k_4 -5%)	f_n (Hz)	4.50	4.50	4.44	4.44	4.50	3.18
	ζ (%)	2.35	2.42	2.44	0.02	2.25	2.30
5 (k_4 -10%)	f_n (Hz)	4.50	4.50	4.39	4.39	4.50	3.18
	ζ (%)	2.37	2.37	2.41	2.32	2.39	2.44
6 (k_4 -20%)	f_n (Hz)	4.50	4.50	4.27	4.27	4.50	3.18
	ζ (%)	2.32	2.40	2.39	2.35	2.33	2.45
7 (k_1 & k_4 -10%)	f_n (Hz)	4.39	4.51	4.38	4.38	4.50	3.18
	ζ (%)	2.25	2.38	2.45	2.36	2.45	2.54
8 (k_1 -10%& k_4 -20%)	f_n (Hz)	4.39	4.50	4.27	4.27	4.50	3.18
	ζ (%)	2.31	2.42	2.33	2.35	2.31	2.42
Intact	f_n (Hz)	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50	3.18
	ζ (%)	2.28	2.49	2.30	2.47	2.36	2.33

表 3.9 六層樓剪力建築之子結構識別結果(NSR=20%)

No. of damage case	modal parameters	sub-structure					
		1	2	3	4	5	6
1 (k_1 -5%)	f_n (Hz)	4.44	4.49	4.50	4.49	4.49	3.18
	ζ (%)	2.23	2.48	2.46	2.44	2.42	2.44
2 (k_1 -10%)	f_n (Hz)	4.38	4.50	4.51	4.50	4.50	3.18
	ζ (%)	2.41	2.43	2.34	2.50	2.36	2.51
3 (k_1 -20%)	f_n (Hz)	4.27	4.50	4.51	4.49	4.51	3.19
	ζ (%)	2.37	2.49	2.31	2.48	2.69	2.49
4 (k_4 -5%)	f_n (Hz)	4.50	4.50	4.44	4.44	4.50	3.18
	ζ (%)	2.22	2.43	2.47	2.16	2.48	2.43
5 (k_4 -10%)	f_n (Hz)	4.50	4.50	4.40	4.39	4.51	3.19
	ζ (%)	2.49	2.27	2.18	2.42	2.13	2.43
6 (k_4 -20%)	f_n (Hz)	4.51	4.50	4.28	4.27	4.50	3.19
	ζ (%)	2.30	2.40	2.20	2.49	2.49	2.49
7 (k_1 & k_4 -10%)	f_n (Hz)	4.38	4.50	4.39	4.38	4.50	3.18
	ζ (%)	2.43	2.31	2.32	2.58	2.46	2.47
8 (k_1 -10%& k_4 -20%)	f_n (Hz)	4.38	4.49	4.27	4.27	4.52	3.19
	ζ (%)	2.31	2.35	2.31	2.34	2.30	2.61
Intact	f_n (Hz)	4.50	4.50	4.49	4.50	4.51	3.18
	ζ (%)	2.36	2.50	2.40	2.35	2.42	2.46

表 3.10 除噪之子結構識別結果(NSR=5%)

No. of damage case	Modal parameters	sub-structure					
		1	2	3	4	5	6
1 (k ₁ -5%)	f_n (Hz)	4.45	4.50	4.50	4.50	4.50	3.18
	ζ (%)	2.30	2.32	2.24	2.34	2.35	2.29
2 (k ₁ -10%)	f_n (Hz)	4.39	4.50	4.50	4.50	4.50	3.18
	ζ (%)	2.24	2.33	2.34	2.24	2.37	2.24
3 (k ₁ -20%)	f_n (Hz)	4.27	4.50	4.50	4.50	4.50	3.18
	ζ (%)	2.37	2.39	2.43	2.36	2.36	2.29
4 (k ₄ -5%)	f_n (Hz)	4.50	4.50	4.44	4.44	4.50	3.18
	ζ (%)	2.30	2.31	2.29	2.27	2.26	2.23
5 (k ₄ -10%)	f_n (Hz)	4.50	4.50	4.39	4.39	4.50	3.18
	ζ (%)	2.33	2.30	2.28	2.42	2.28	2.23
6 (k ₄ -20%)	f_n (Hz)	4.50	4.50	4.27	4.27	4.50	3.18
	ζ (%)	2.29	2.33	2.29	2.30	2.22	2.26
7 (k ₁ & k ₄ -10%)	f_n (Hz)	4.39	4.50	4.39	4.39	4.50	3.18
	ζ (%)	2.25	2.33	2.34	2.30	2.33	2.26
8 (k ₁ -10%& k ₄ -20%)	f_n (Hz)	4.39	4.50	4.27	4.27	4.50	3.18
	ζ (%)	2.27	2.32	2.29	2.27	2.22	2.20
Intact	f_n (Hz)	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50	3.18
	ζ (%)	2.26	2.31	2.47	2.36	2.33	2.25

表 3.11 除噪之子結構識別結果(NSR=20%)

No. of damage case	modal parameters	sub-structure					
		1	2	3	4	5	6
1 (k_1 -5%)	f_n (Hz)	4.44	4.49	4.49	4.48	4.49	3.19
	ζ (%)	2.12	2.61	2.40	2.30	2.30	2.18
2 (k_1 -10%)	f_n (Hz)	4.38	4.49	4.49	4.49	4.50	3.18
	ζ (%)	2.41	2.44	2.11	2.36	2.11	2.28
3 (k_1 -20%)	f_n (Hz)	4.27	4.49	4.50	4.48	4.51	3.19
	ζ (%)	2.40	2.42	2.26	2.14	2.64	2.31
4 (k_4 -5%)	f_n (Hz)	4.50	4.50	4.44	4.43	4.50	3.19
	ζ (%)	2.12	2.44	2.43	2.33	2.37	2.19
5 (k_4 -10%)	f_n (Hz)	4.50	4.49	4.38	4.38	4.50	3.18
	ζ (%)	2.42	2.29	2.33	2.45	2.05	2.42
6 (k_4 -20%)	f_n (Hz)	4.50	4.49	4.27	4.27	4.50	3.18
	ζ (%)	2.30	2.30	2.23	2.44	2.46	2.22
7 (k_1 & k_4 -10%)	f_n (Hz)	4.38	4.50	4.39	4.38	4.49	3.19
	ζ (%)	2.48	2.48	2.39	2.38	2.51	2.19
8 (k_1 -10%& k_4 -20%)	f_n (Hz)	4.38	4.49	4.27	4.26	4.52	3.19
	ζ (%)	2.38	2.36	2.36	2.57	2.29	2.55
Intact	f_n (Hz)	4.50	4.49	4.49	4.49	4.50	3.18
	ζ (%)	2.37	2.45	2.09	2.23	2.39	2.35

表 3.12 微動反應之整體識別

No. of damage case	modal parameters	mode					
		1	2	3	4	5	6
1 (k_1 -5%)	f_n (Hz)	0.763	2.24	3.60	4.75	5.63	6.18
	ζ (%)	4.21	2.52	2.25	2.33	2.48	2.60
2 (k_1 -10%)	f_n (Hz)	0.757	2.24	3.58	4.73	5.62	6.17
	ζ (%)	4.40	2.87	2.24	2.33	2.49	2.57
3 (k_1 -20%)	f_n (Hz)	0.740	2.19	3.54	4.70	5.60	6.17
	ζ (%)	4.42	2.58	2.23	2.30	2.47	2.61
4 (k_4 -5%)	f_n (Hz)	0.764	2.25	3.61	4.73	5.63	6.14
	ζ (%)	4.14	2.81	2.25	2.33	2.48	2.58
5 (k_4 -10%)	f_n (Hz)	0.757	2.24	3.58	4.73	5.62	6.17
	ζ (%)	4.40	2.87	2.24	2.33	2.49	2.57
6 (k_4 -20%)	f_n (Hz)	0.740	2.19	3.54	4.70	5.60	6.17
	ζ (%)	4.42	2.58	2.23	2.30	2.47	2.61
7 (k_1 & k_4 -10%)	f_n (Hz)	0.752	2.21	3.57	4.66	5.61	6.08
	ζ (%)	4.24	2.75	2.23	2.30	2.46	2.59
8 (k_1 -10%& k_4 -20%)	f_n (Hz)	0.745	2.17	3.55	4.58	5.61	6.00
	ζ (%)	4.46	2.68	2.24	2.30	2.46	2.55
Intact	f_n (Hz)	0.769	2.26	3.62	4.77	5.64	6.18
	ζ (%)	4.32	2.74	2.40	2.43	2.51	2.70

表 3.13 微動反應動態參數之 MAC 值

case	mode					
	1	2	3	4	5	6
1 (k_1 -5%)	1	0.99	1	1	1	1
2 (k_1 -10%)	1	1	1	1	1	1
3 (k_1 -20%)	1	1	0.99	0.99	0.99	0.98
4 (k_4 -5%)	1	1	1	1	1	1
5 (k_4 -10%)	1	0.99	1	0.99	1	0.99
6 (k_4 -20%)	1	1	0.99	0.98	0.99	0.98
7 (k_1 & k_4 -10%)	1	1	1	0.99	0.99	0.98
8 (k_1 -10%& k_4 -20%)	1	1	1	0.98	0.99	0.98

表 3.14 微動反應之子結構識別結果

case	modal parameters	substructure					
		1	2	5	4	5	6
1 (k_1 -5%)	f_n (Hz)	4.44	4.50	4.50	4.50	4.50	3.18
	ζ (%)	2.30	2.31	2.33	2.28	2.37	2.31
2 (k_1 -10%)	f_n (Hz)	4.39	4.50	4.50	4.50	4.50	3.18
	ζ (%)	2.29	2.32	2.33	2.27	2.41	2.32
3 (k_1 -20%)	f_n (Hz)	4.27	4.50	4.50	4.50	4.50	3.18
	ζ (%)	2.28	2.33	2.35	2.24	2.43	2.36
4 (k_4 -5%)	f_n (Hz)	4.50	4.50	4.47	4.43	4.50	3.18
	ζ (%)	2.31	2.31	2.55	2.45	2.38	2.33
5 (k_4 -10%)	f_n (Hz)	4.50	4.50	4.40	4.35	4.50	3.18
	ζ (%)	2.30	2.31	2.52	3.24	2.39	2.31
6 (k_4 -20%)	f_n (Hz)	4.50	4.50	4.26	4.21	4.50	3.18
	ζ (%)	2.30	2.32	3.64	3.66	2.40	2.30
7 (k_1 & k_4 -10%)	f_n (Hz)	4.39	4.50	4.40	4.38	4.50	3.18
	ζ (%)	2.30	2.35	2.55	3.01	2.50	2.36
8 (k_1 -10%& k_4 -20%)	f_n (Hz)	4.39	4.50	4.30	4.25	4.50	3.18
	ζ (%)	2.29	2.33	3.24	2.84	2.42	2.34
Intact	f_n (Hz)	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50	3.18
	ζ (%)	2.30	2.30	2.33	2.29	2.43	2.31

表 3.15 COMAC 與 FRFCM 損傷指標

case	method	floor					
		1	2	3	4	5	6
1 (k ₁ -5%)	COMAC	1	1	1	1	1	1
	FRFCM	0.77	0.82	0.53	0.46	0.70	1
2 (k ₁ -10%)	COMAC	1	1	1	1	1	1
	FRFCM	0.69	0.54	0.48	0.55	0.69	1
3 (k ₁ -20%)	COMAC	0.99	1	0.99	0.99	0.98	0.99
	FRFCM	0.40	0.44	0.42	0.59	1	0.75
4 (k ₄ -5%)	COMAC	1	1	1	1	1	1
	FRFCM	0.62	0.67	0.45	0.67	0.68	1
5 (k ₄ -10%)	COMAC	1	1	1	1	0.99	0.99
	FRFCM	0.68	0.76	0.51	0.53	0.69	1
6 (k ₄ -20%)	COMAC	1	0.99	0.99	0.99	0.97	0.98
	FRFCM	0.60	0.54	0.74	1	0.58	0.90
7 (k ₁ & k ₄ -10%)	COMAC	0.99	0.99	0.99	1	1	1
	FRFCM	0.78	0.53	0.53	0.89	0.64	1
8 (k ₁ -10%& k ₄ -20%)	COMAC	1	0.98	0.99	1	0.98	0.98
	FRFCM	0.64	0.55	0.61	1	0.49	0.81

表 4.1 桿件斷面

	Dir – 2m	Dir -3m
Column	H125x125x6.5x9	H125x125x6.5x9
Beam	H150x75x5x7	H100x100x6x8
Girder	H100x50x5x7	H100x50x5x7
Bracing	L65x65x6x6	L65x65x6x6



表 4.2 不同性質鋼構架之模態參數

frame	modal parameters	mode				
		1	2	3	4	5
std	$f_n(\text{Hz})$	1.40	4.53	8.23	12.38	15.99
	$\xi(\%)$	1.44	0.19	0.4	0.15	0.12
add_m	$f_n(\text{Hz})$	1.34	4.52	8.06	11.93	15.75
	$\xi(\%)$	1.19	0.18	0.19	0.18	0.13
add_k	$f_n(\text{Hz})$	1.52	5.94	8.22	13.99	18.27
	$\xi(\%)$	1.72	0.2	0.17	0.16	3.64
std_yielding	$f_n(\text{Hz})$	1.36	4.45	8.08	12.26	15.89
	$\xi(\%)$	5.68	1.73	2.01	1.50	1.79

表 4.3 MAC 值

frame	mode				
	1	2	3	4	5
add_m	1	1	0.99	0.98	0.99
add_k	0.99	0.91	1	0.66	0.86
std_yielding	1	1	0.99	0.99	0.99

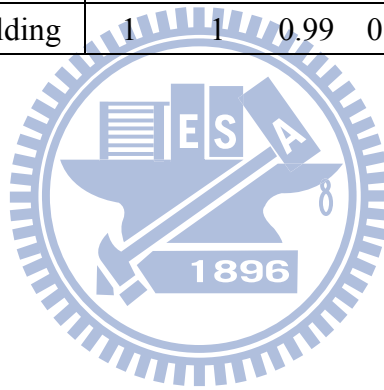
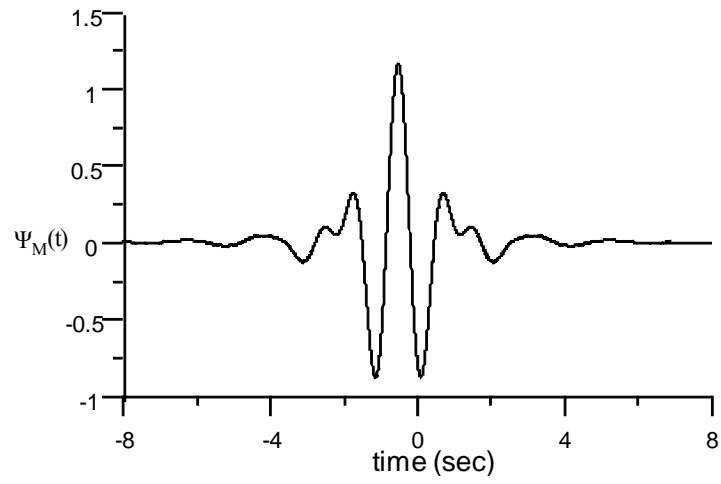
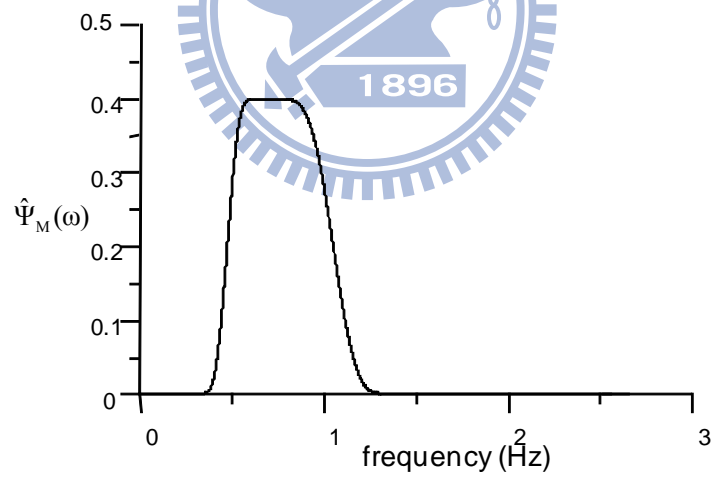


表 4.4 局部識別

frame	modal parameters	sub-structure				
		1	2	3	4	5
std	$f_n(\text{Hz})$	10.51	9.00	8.82	10.06	5.05
	$\xi(\%)$	0.95	0.86	0.10	2.56	0.35
add_m	$f_n(\text{Hz})$	10.49	8.94	8.83	8.87	5.09
	$\xi(\%)$	0.12	0.63	6.09	3.24	0.39
add_k	$f_n(\text{Hz})$	10.50	9.07	14.22	14.73	5.78
	$\xi(\%)$	0.30	7.11	0.86	0.54	0.24
std_yield	$f_n(\text{Hz})$	9.97	8.99	8.86	10.08	5.10
	$\xi(\%)$	2.82	3.17	0.49	1.14	0.91



(a) Meyer 小波函數 Ψ_M



(b) $\hat{\Psi}_M(\omega)$ 之各頻率分量

圖 2.1 小波函數

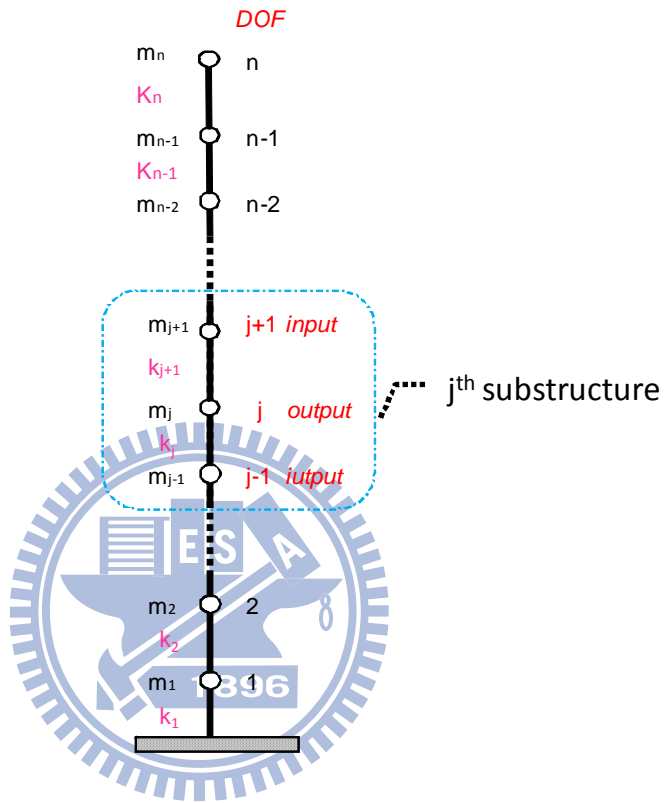


圖 2.2 多層剪力建築

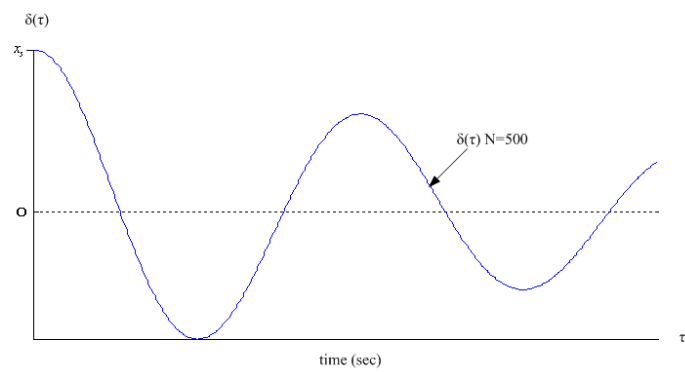
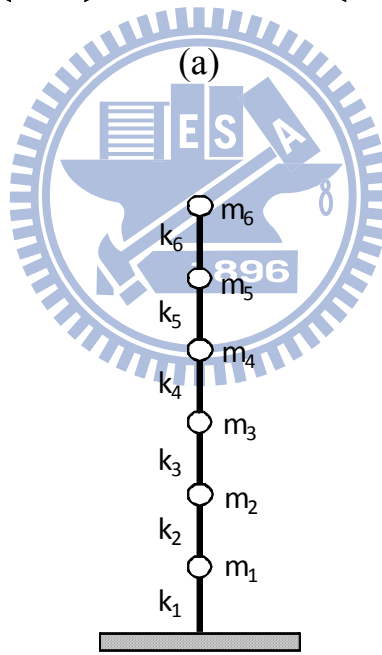
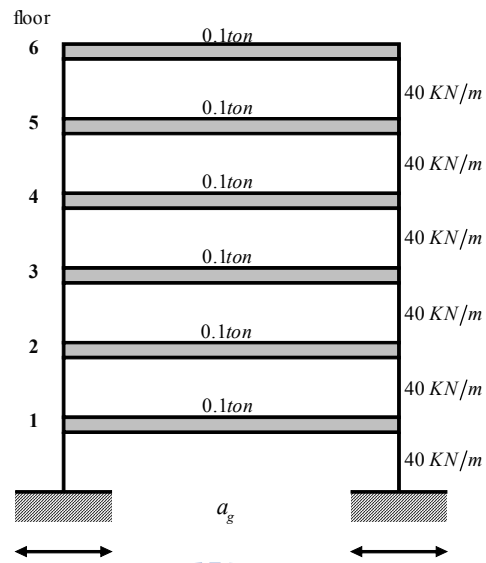


圖 2.3 隨機遞減曲線





(b)

圖 3.1 六層樓剪力建築

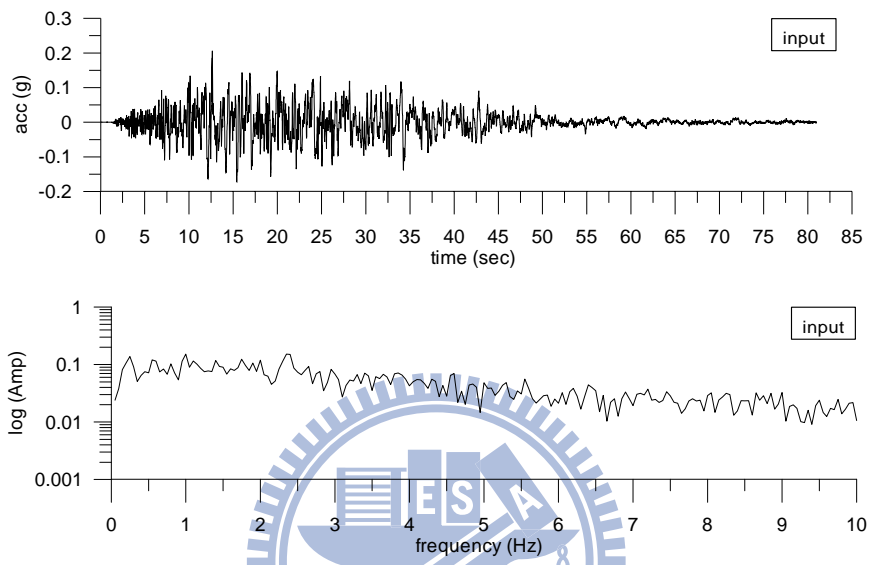


圖 3.2 集集地震輸入之歷時圖及傅氏譜

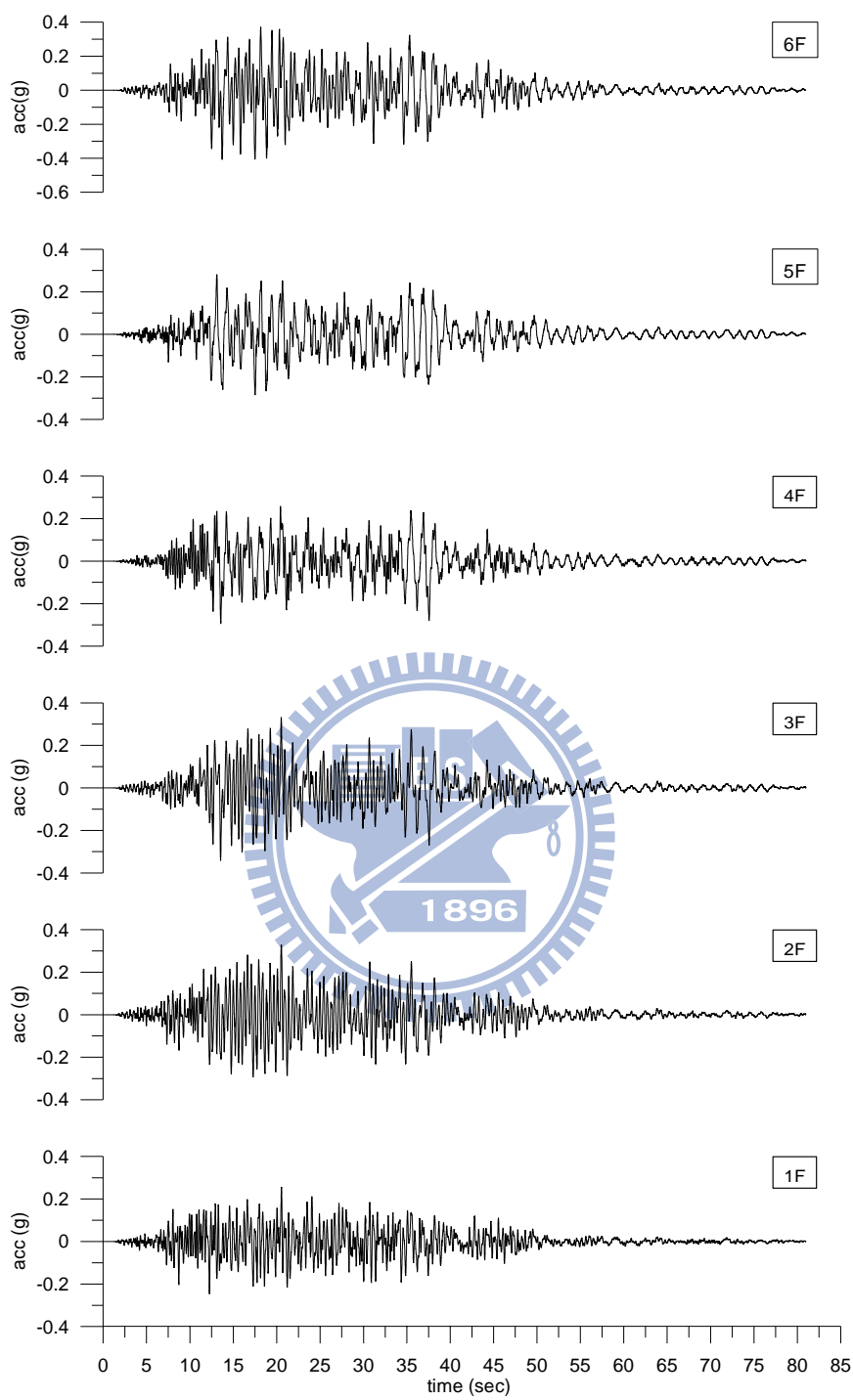


圖 3.3 各自由度之加速度反應歷時圖

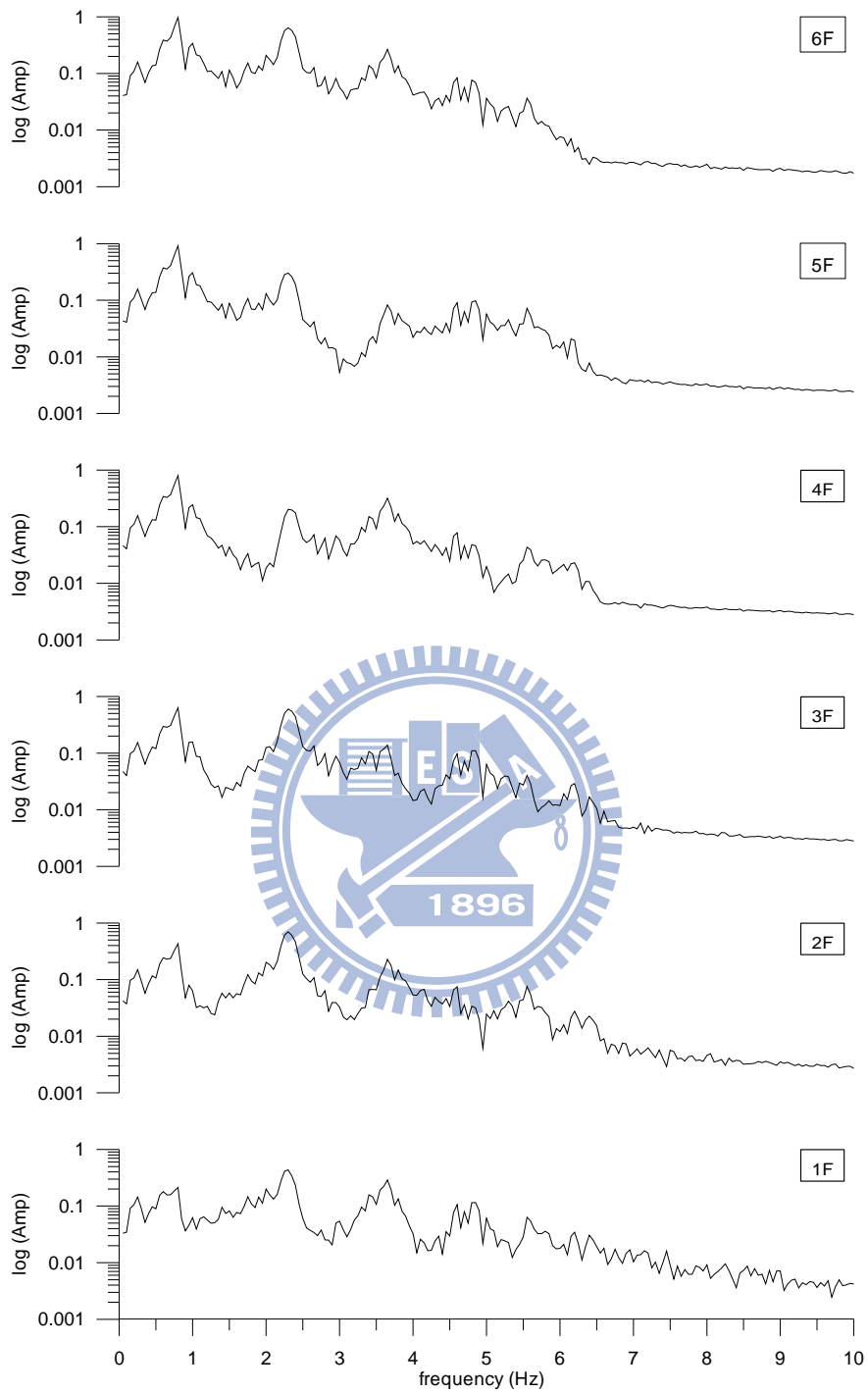
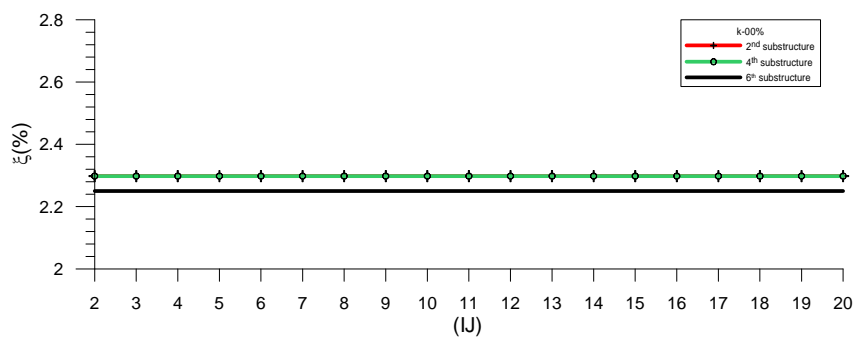
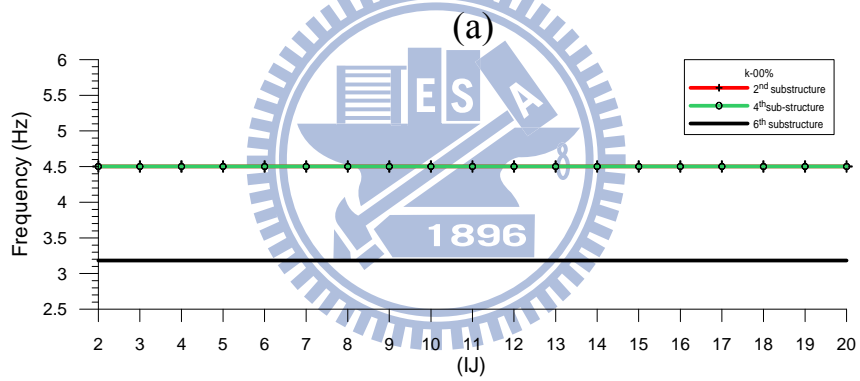
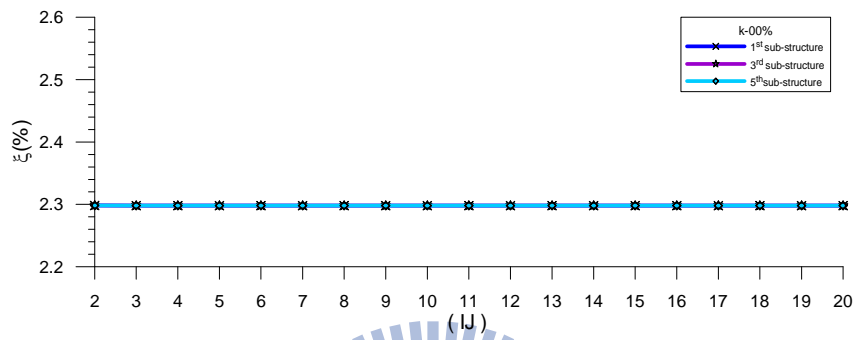
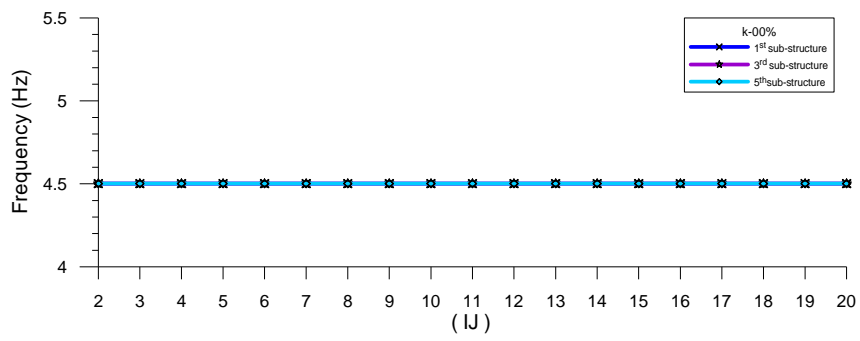
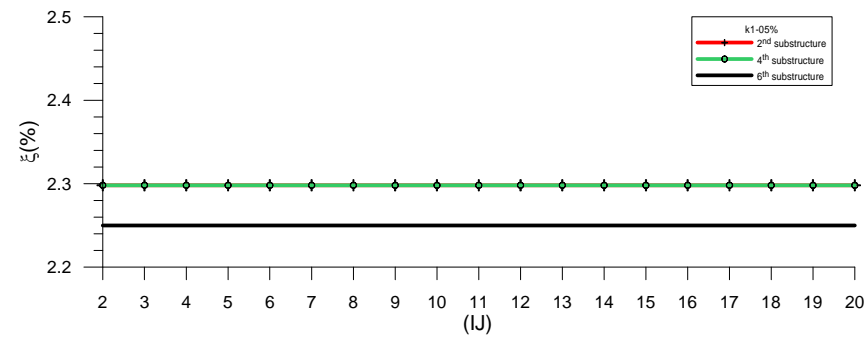
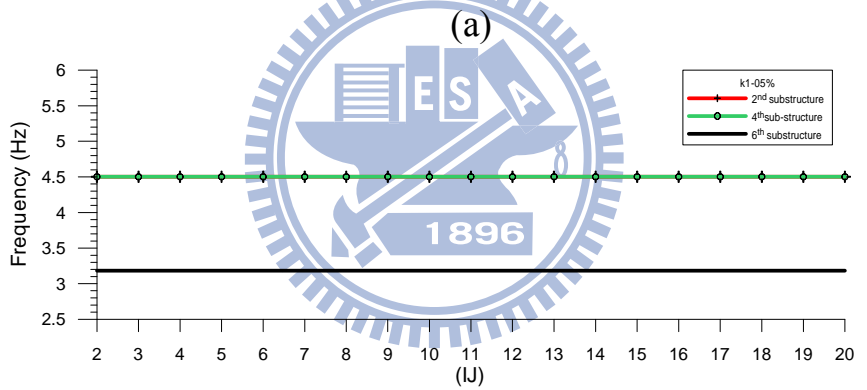
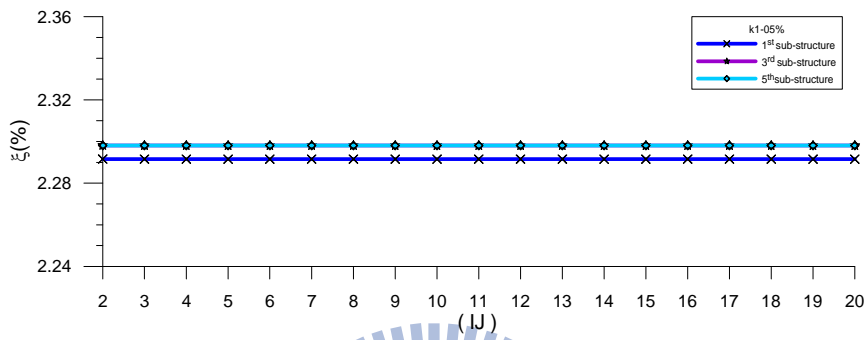
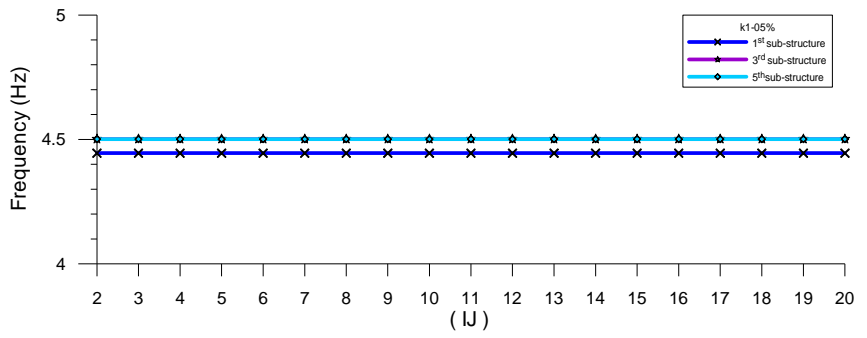


圖 3.4 各自由度之傅氏譜



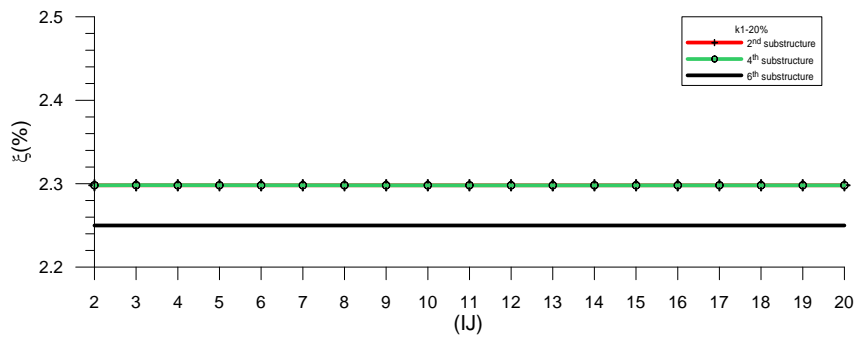
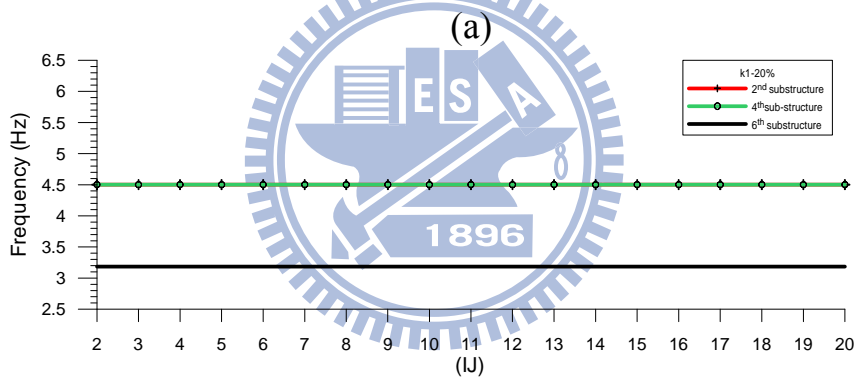
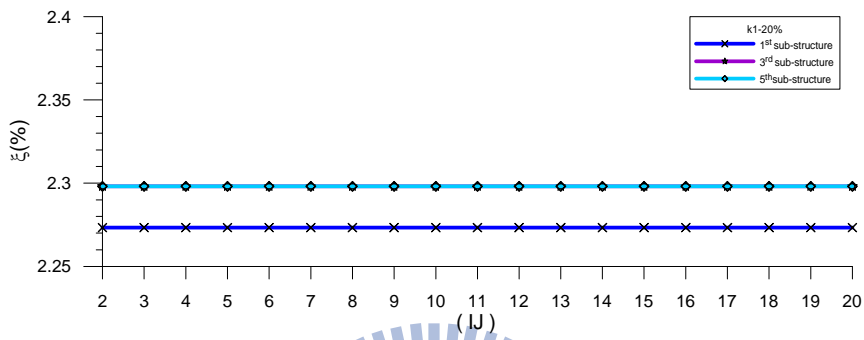
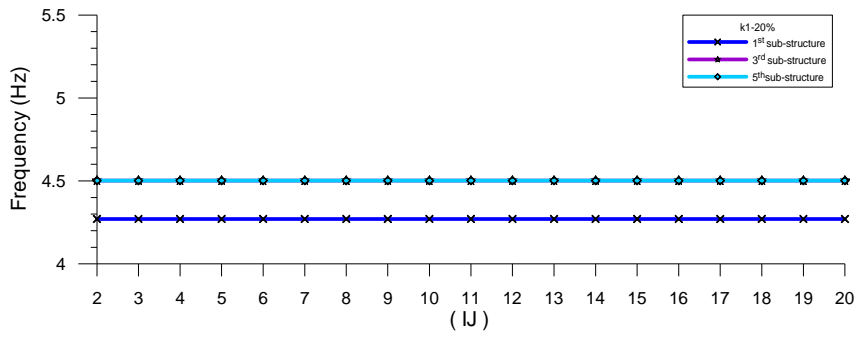
(b)

圖 3.5 無勁度折減之子結構識別結果(NSR=0%)



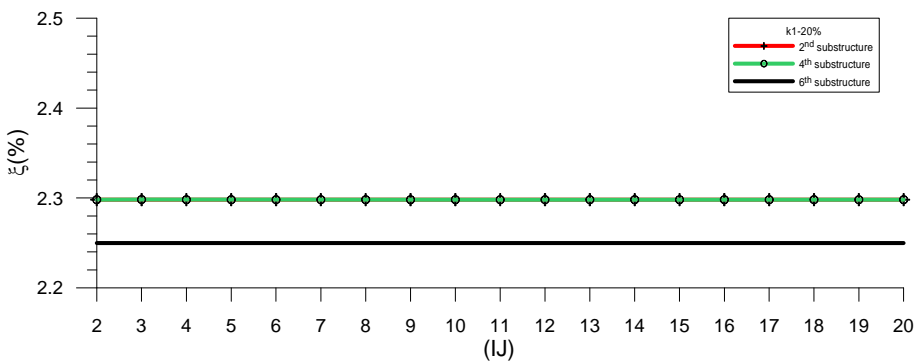
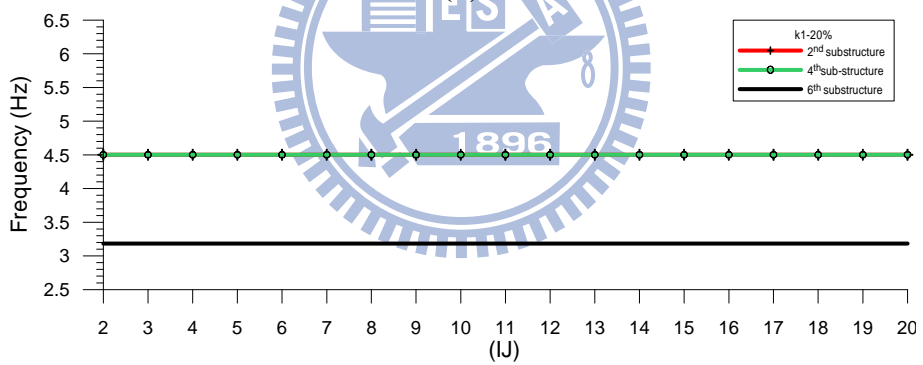
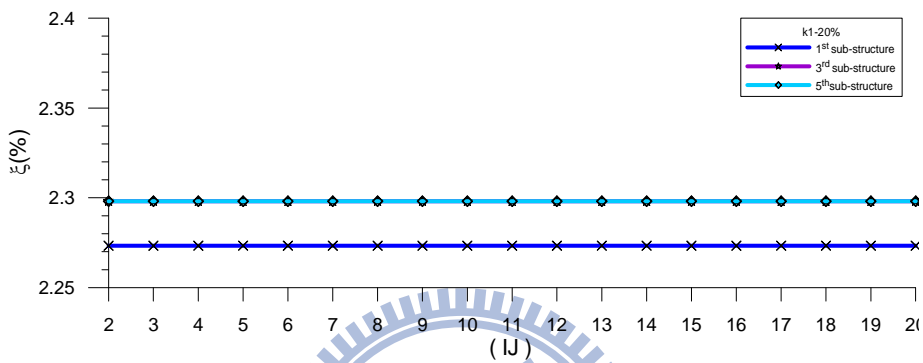
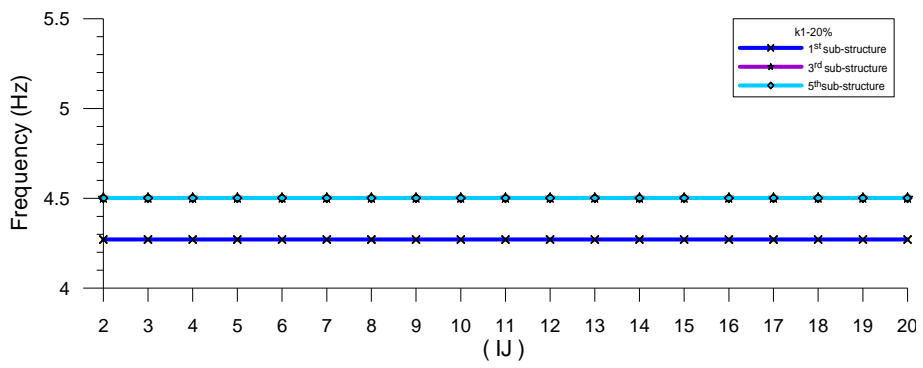
(b)

圖 3.6 Case 1 之子結構識別結果(NSR=0%)



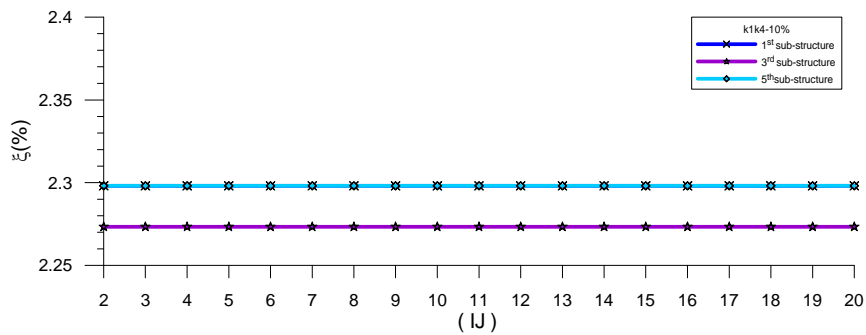
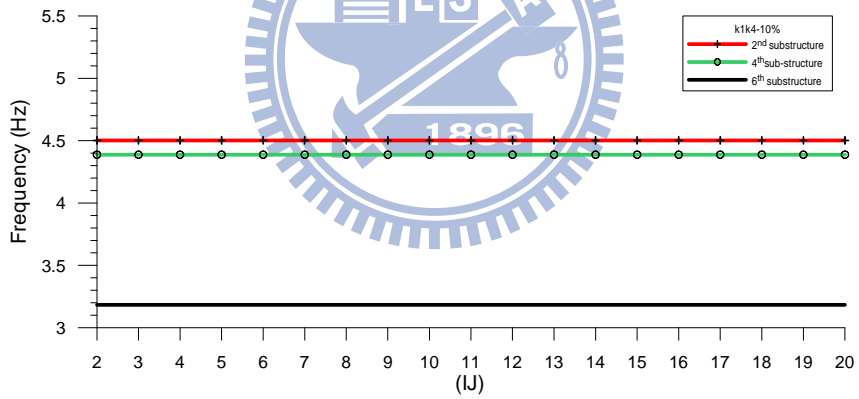
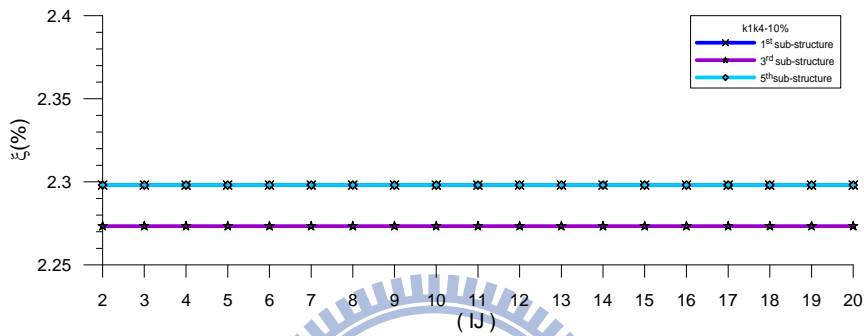
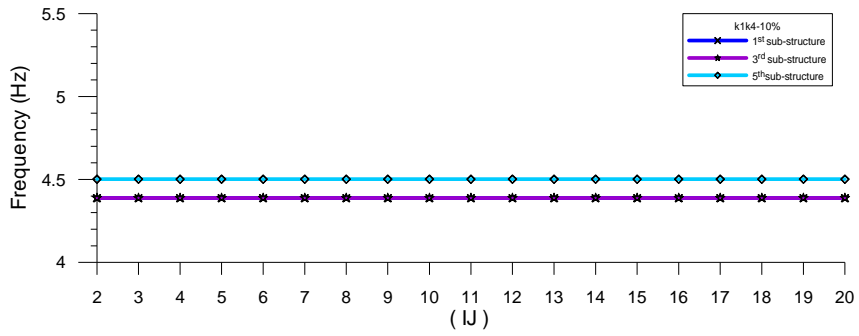
(b)

圖 3.7 Case 3 之子結構識別結果(NSR=0%)



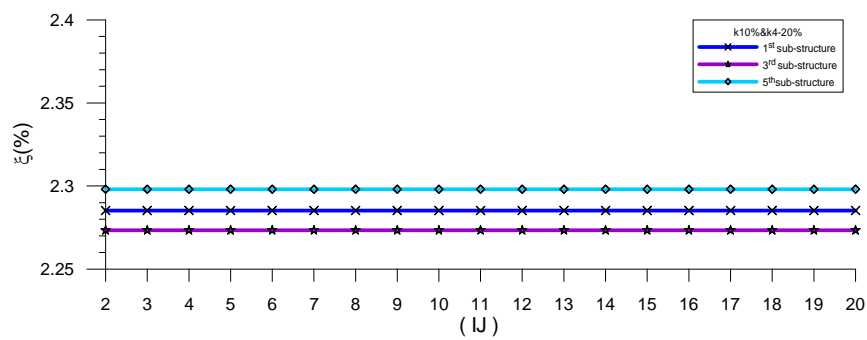
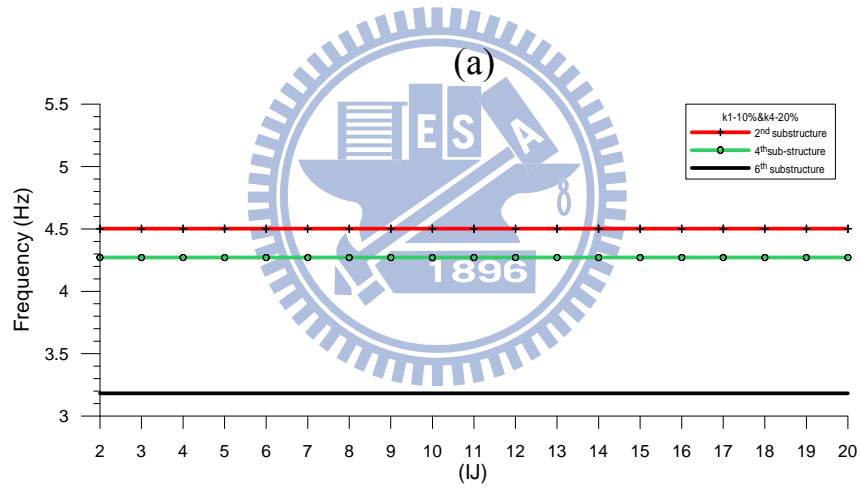
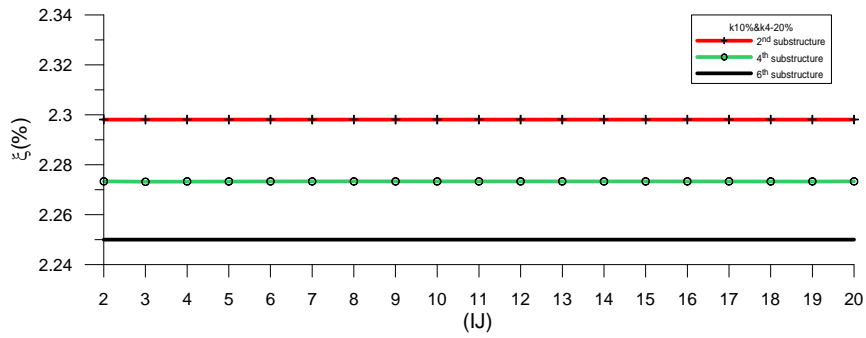
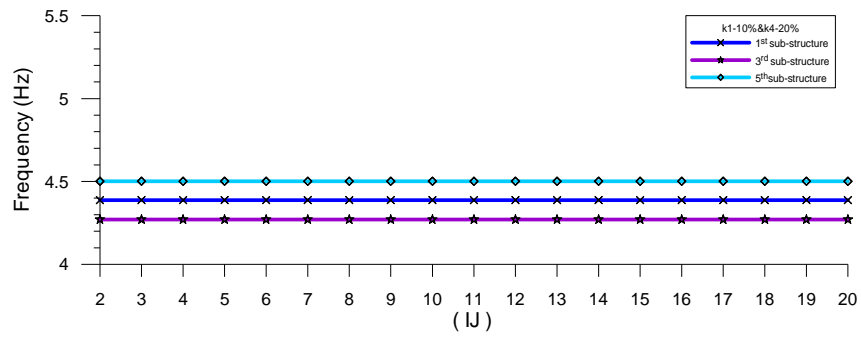
(b)

圖 3.8 Case 4 之子結構識別結果(NSR=0%)



(b)

圖 3.9 Case 7 之子結構識別結果(NSR=0%)



(b)

圖 3.10 Case 8 之子結構識別結果(NSR=0%)

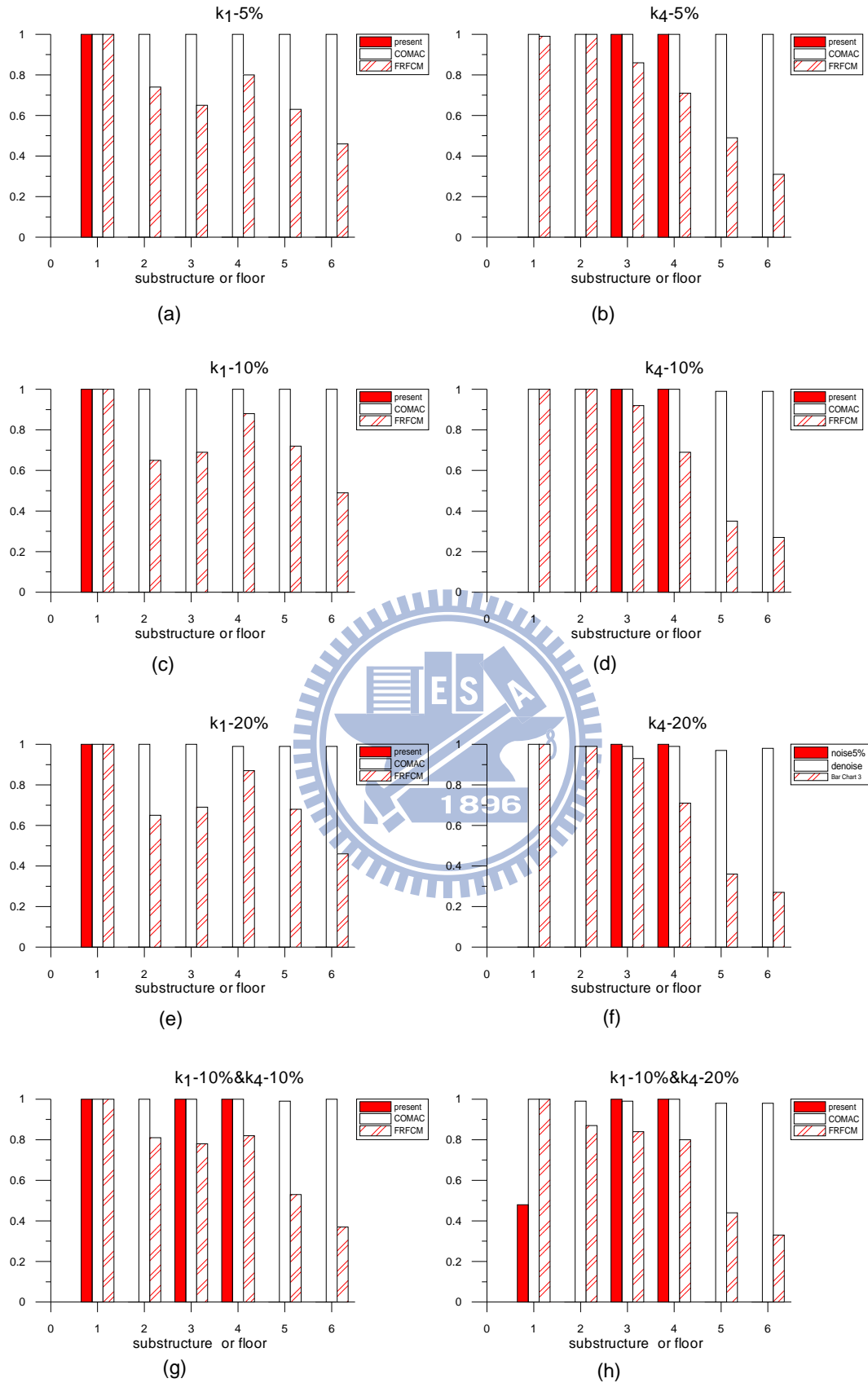


圖 3.11 損傷評估方法之比較

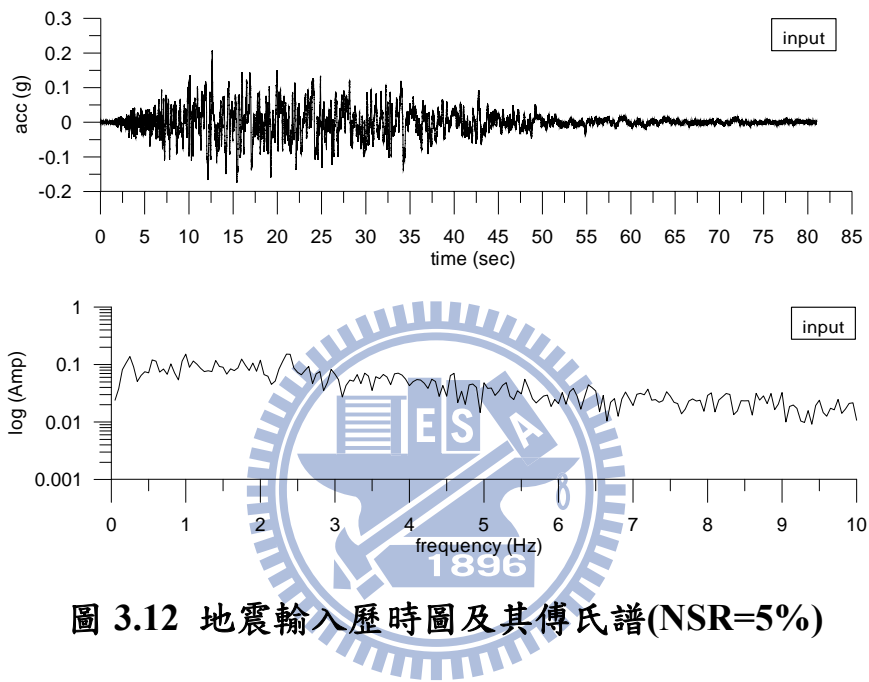


圖 3.12 地震輸入歷時圖及其傅氏譜(NSR=5%)

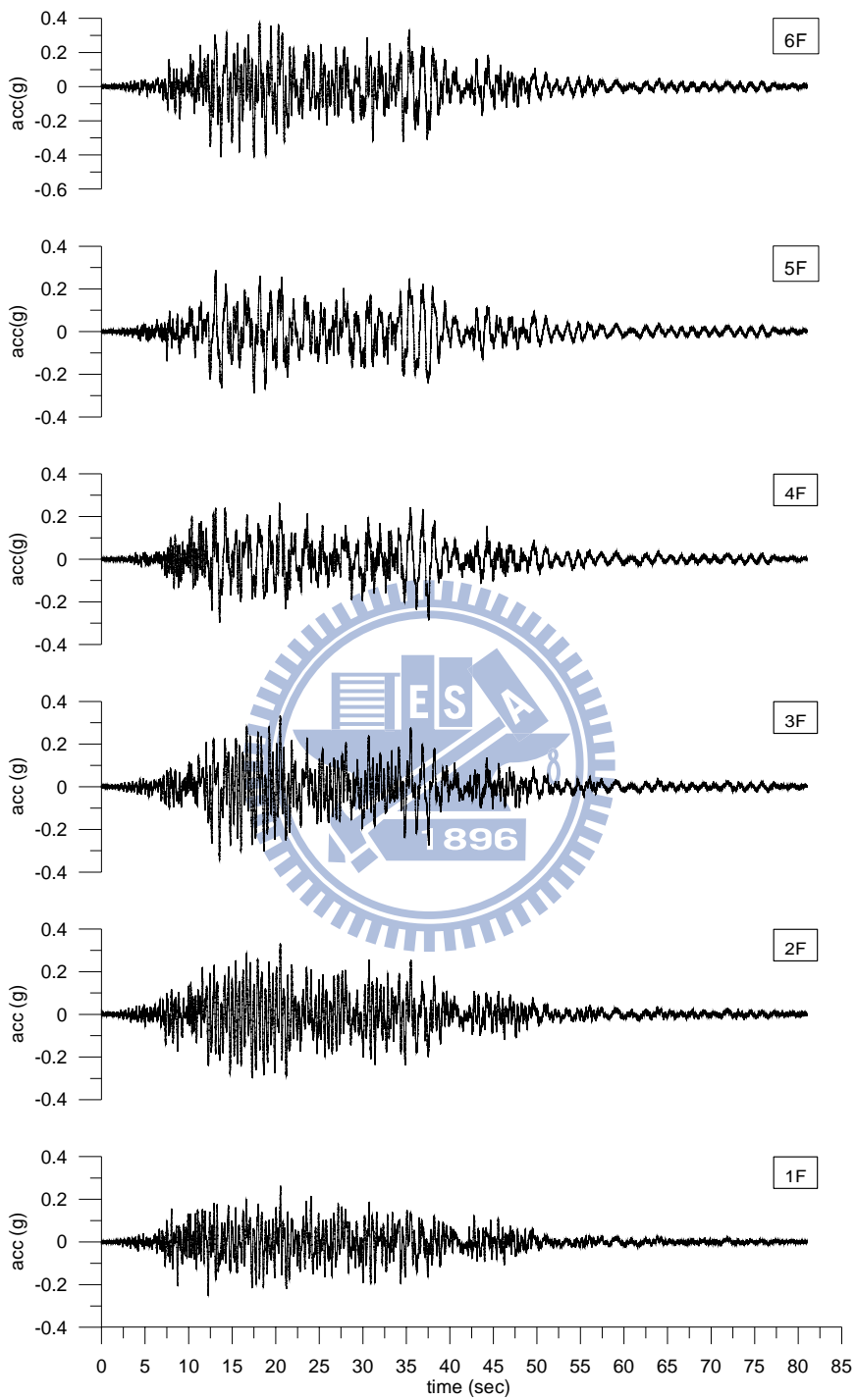


圖 3.13 各樓層反應之歷時圖(NSR=5%)

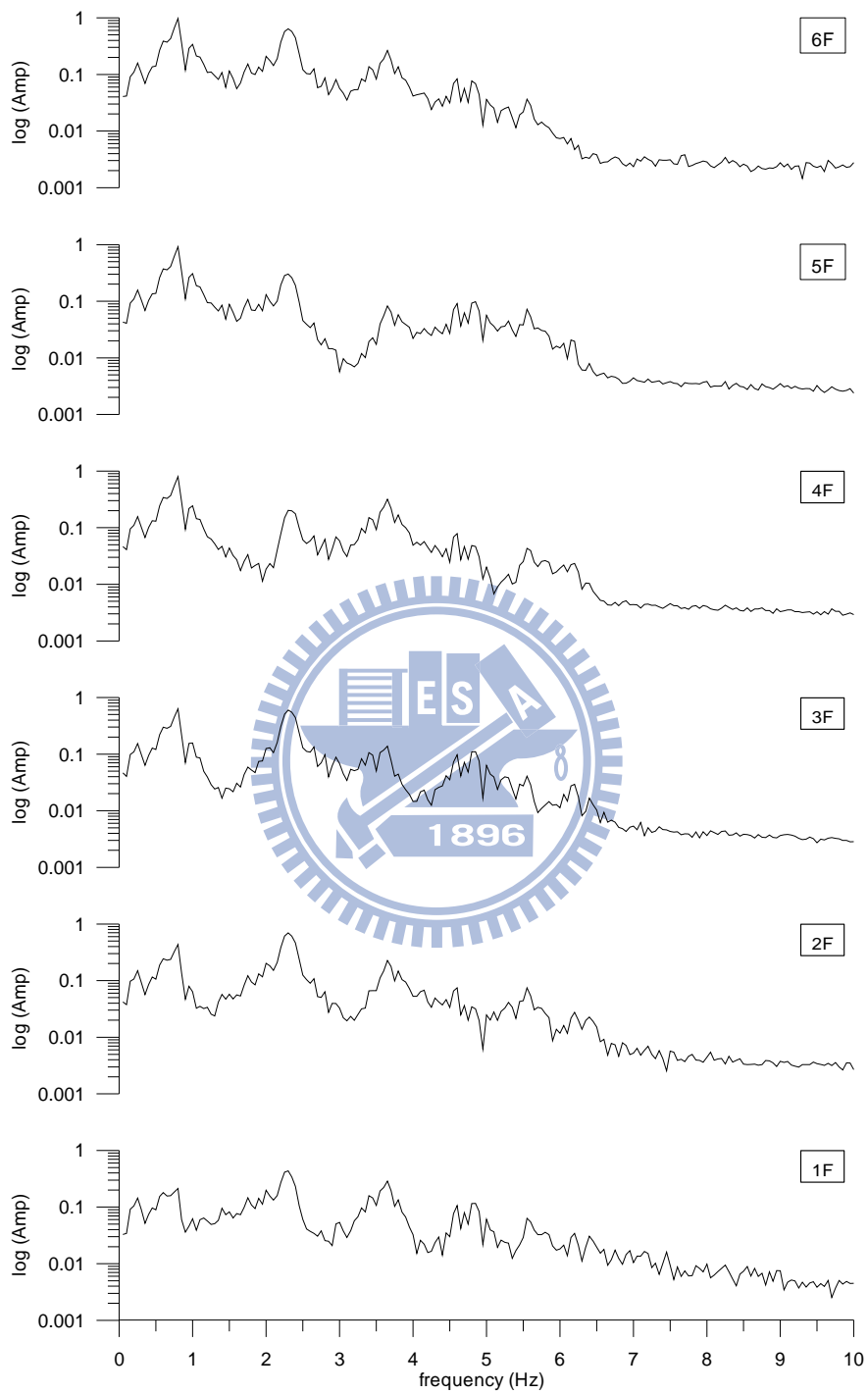
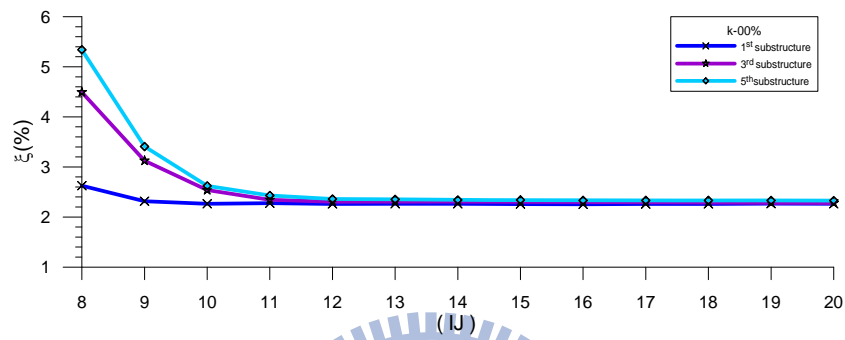
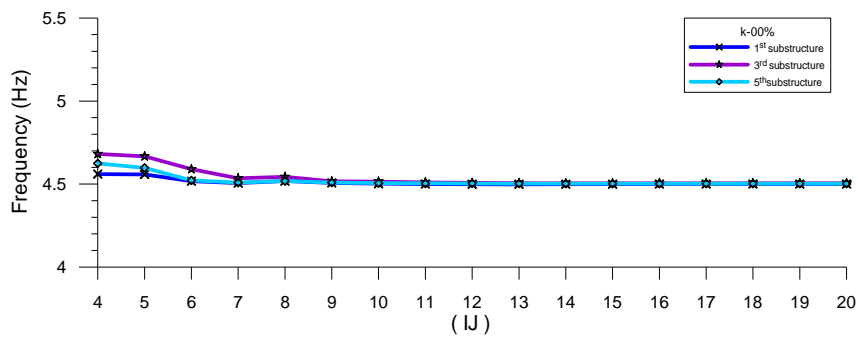
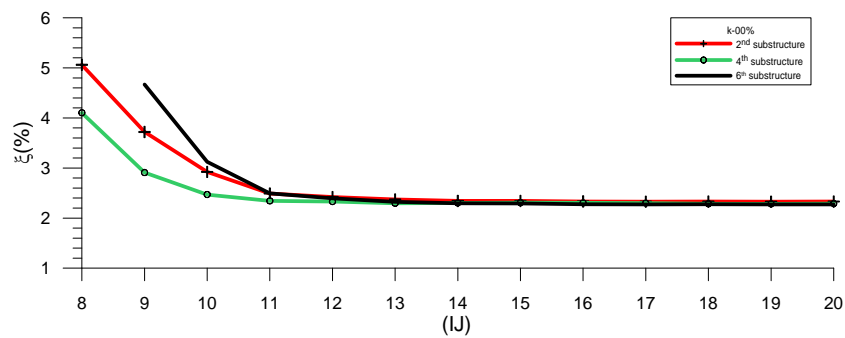
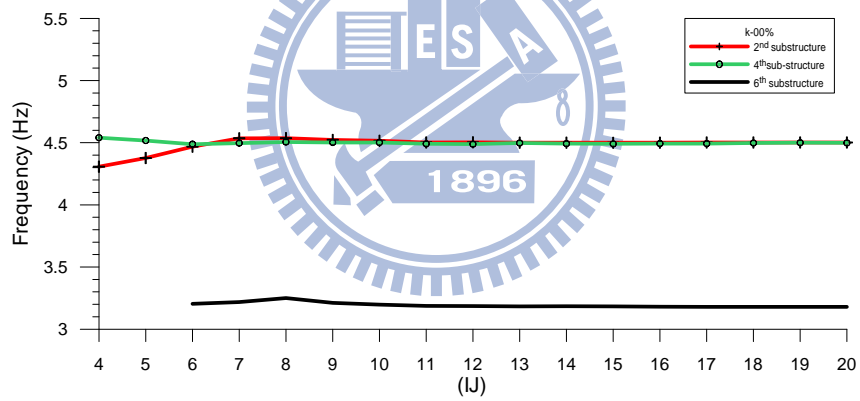


圖 3.14 各樓層反應之傅氏譜(NSR=5%)

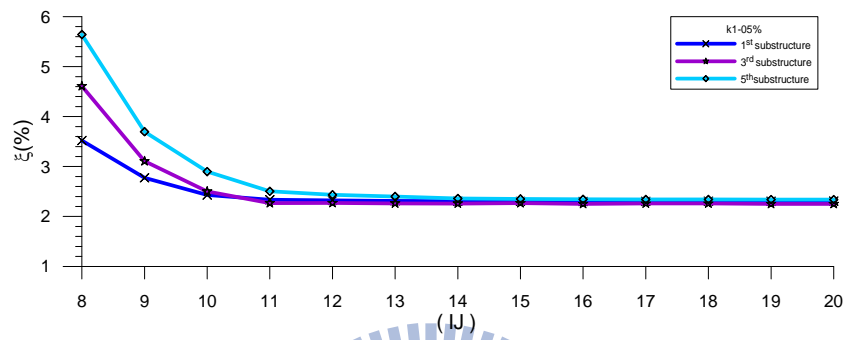
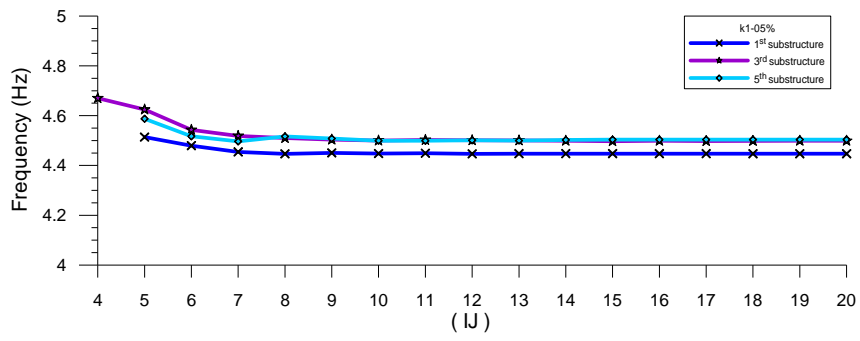


(a)

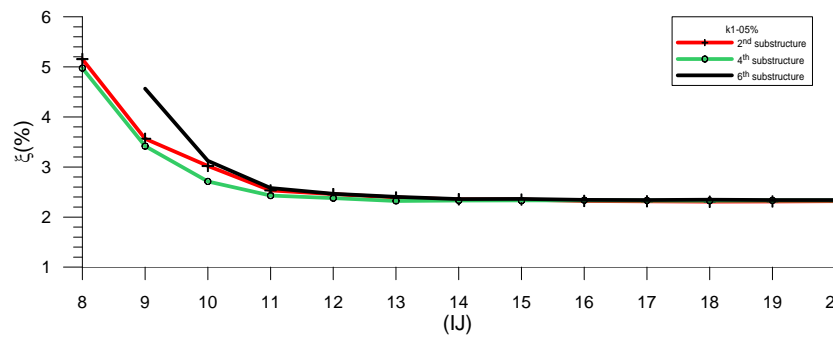
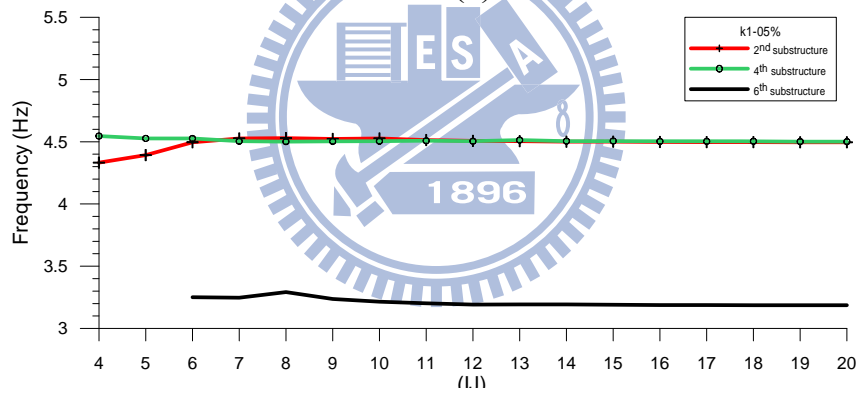


(b)

圖 3.15 標準構架之子結構識別結果(NSR=5%)

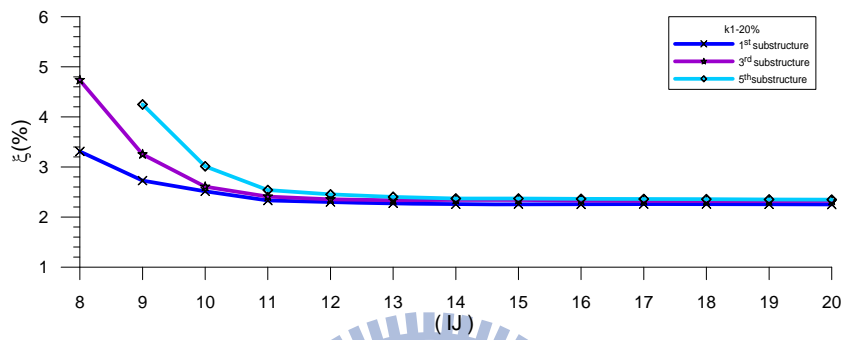
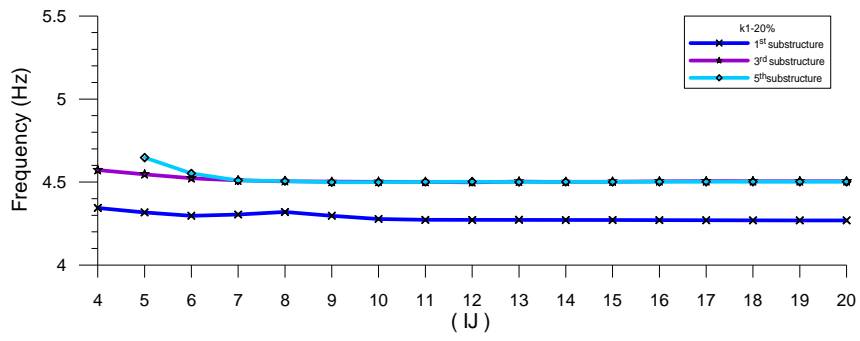


(a)

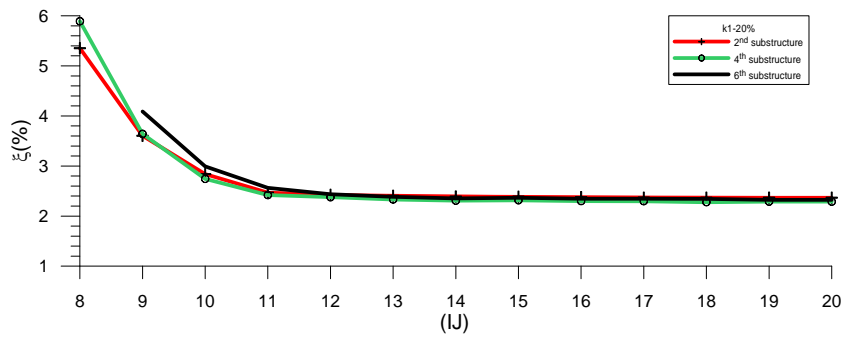
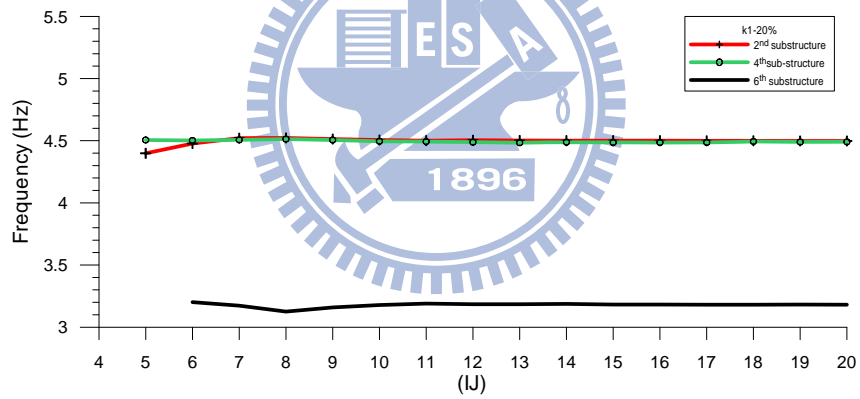


(b)

圖 3.16 Case 1 之子結構識別結果(NSR=5%)

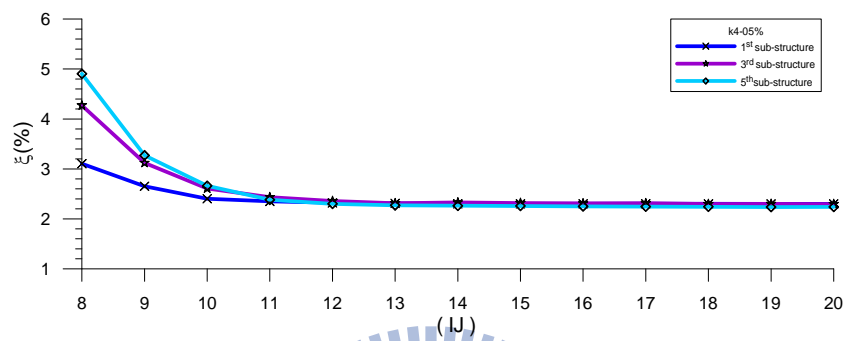
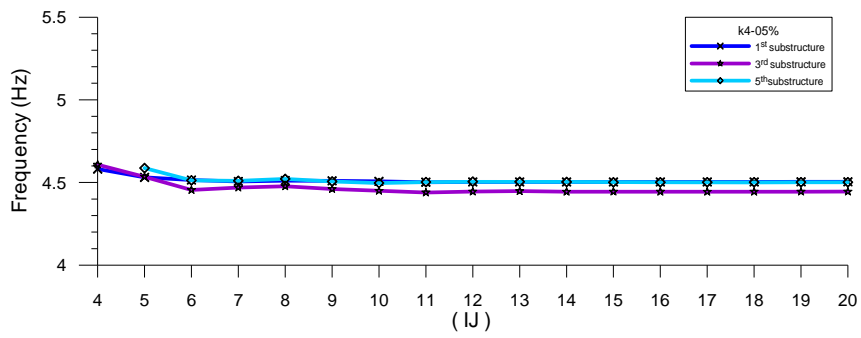


(a)

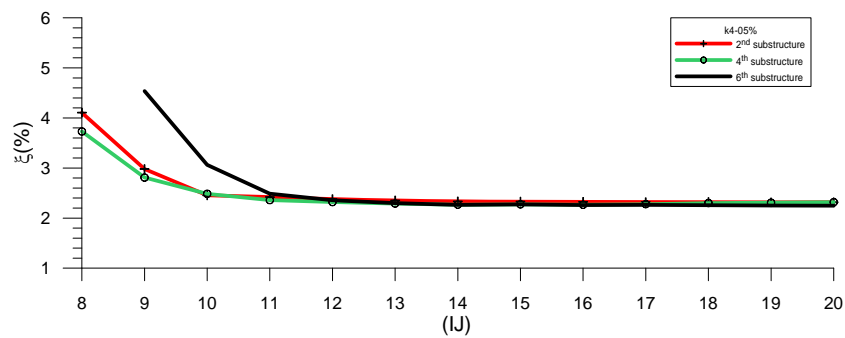
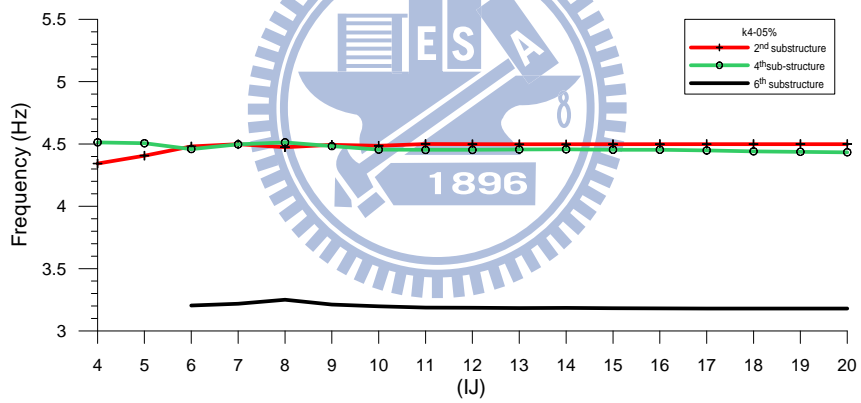


(b)

圖 3.17 Case 3 之子結構識別結果(NSR=5%)

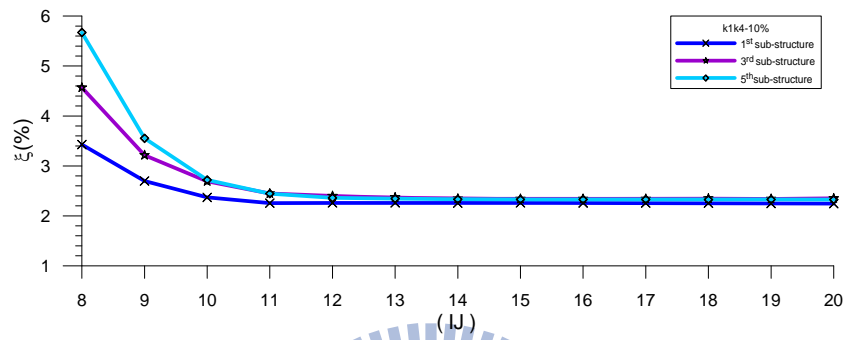
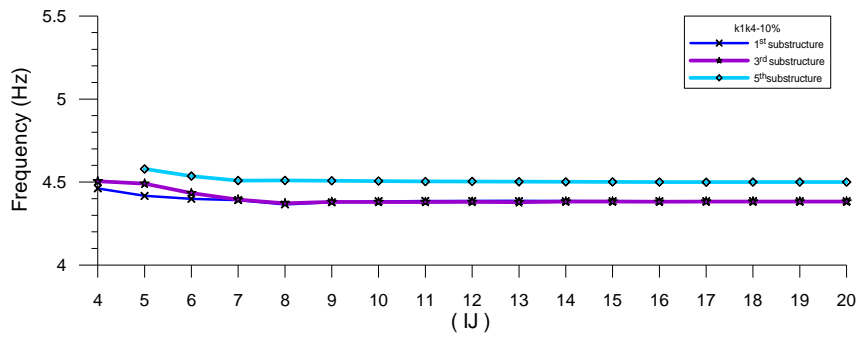


(a)

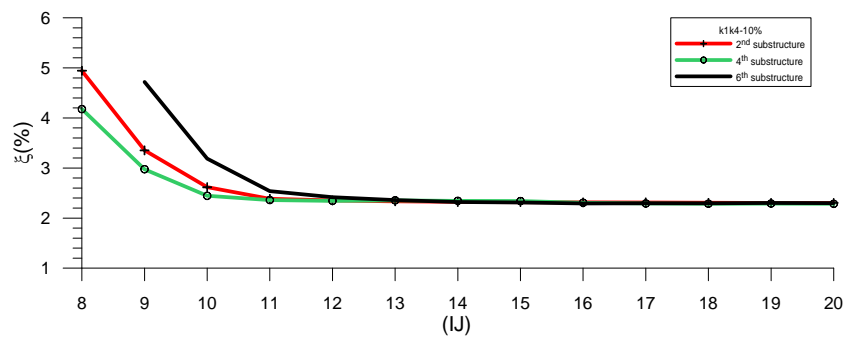
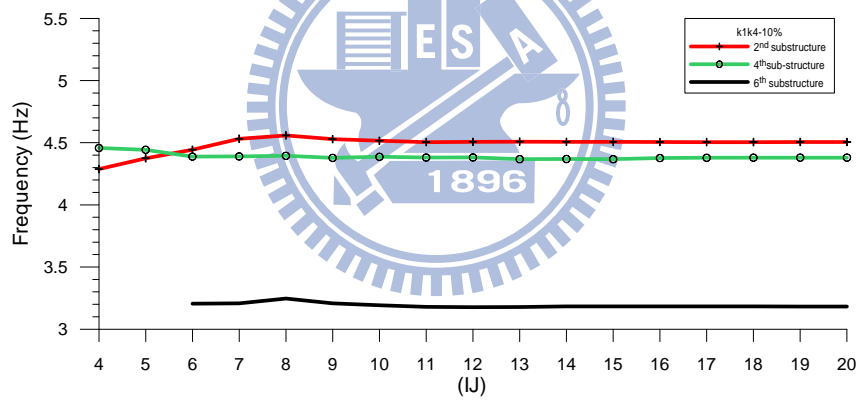


(b)

圖 3.18 Case 4 之子結構識別結果(NSR=5%)

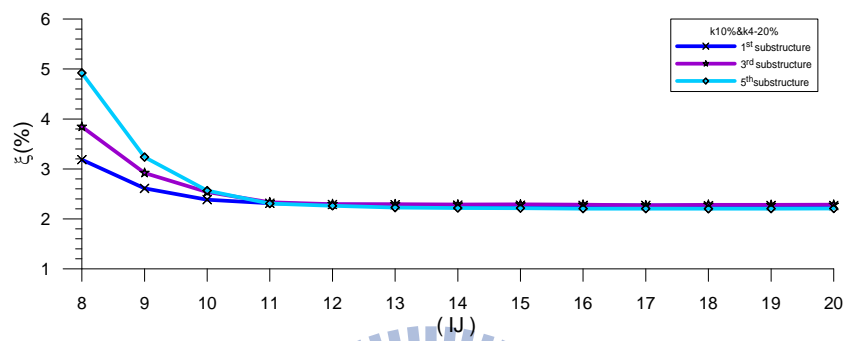
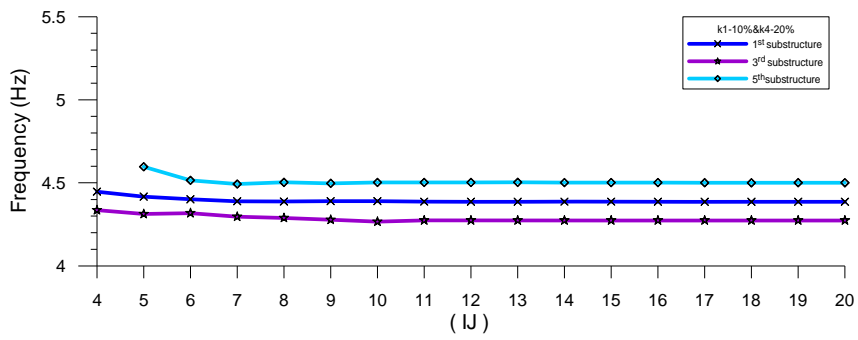


(a)

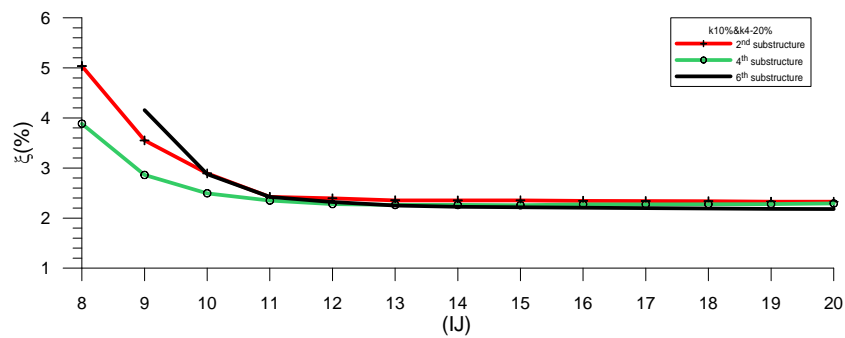
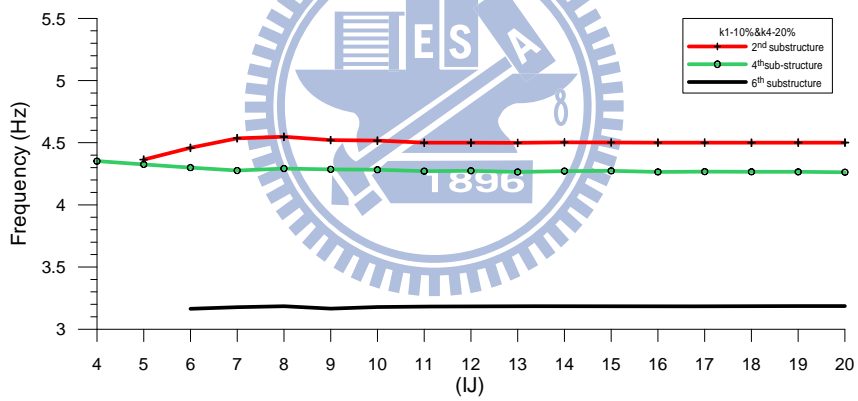


(b)

圖 3.19 Case 7 之子結構識別結果(NSR=5%)



(a)



(b)

圖 3.20 Case 8 之子結構識別結果(NSR=5%)

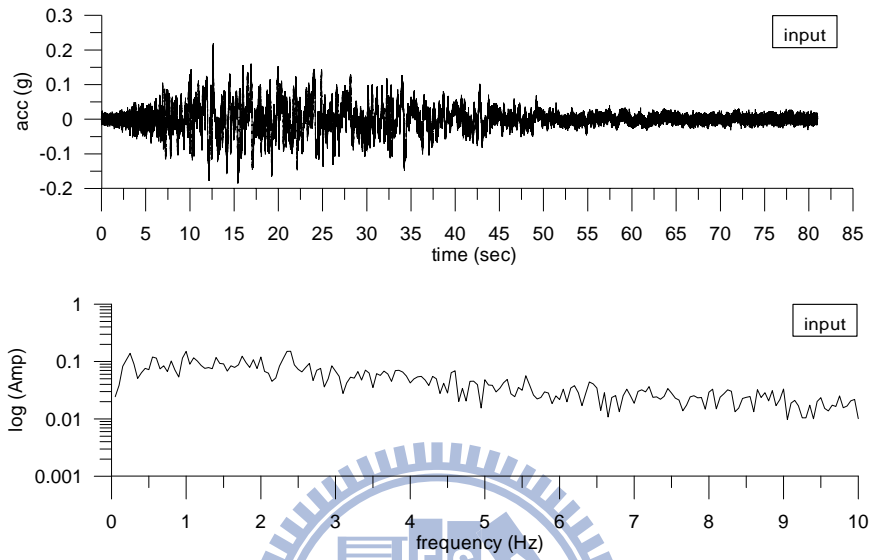


圖 3.21 地震輸入歷時圖及其傅氏譜(NSR=20%)

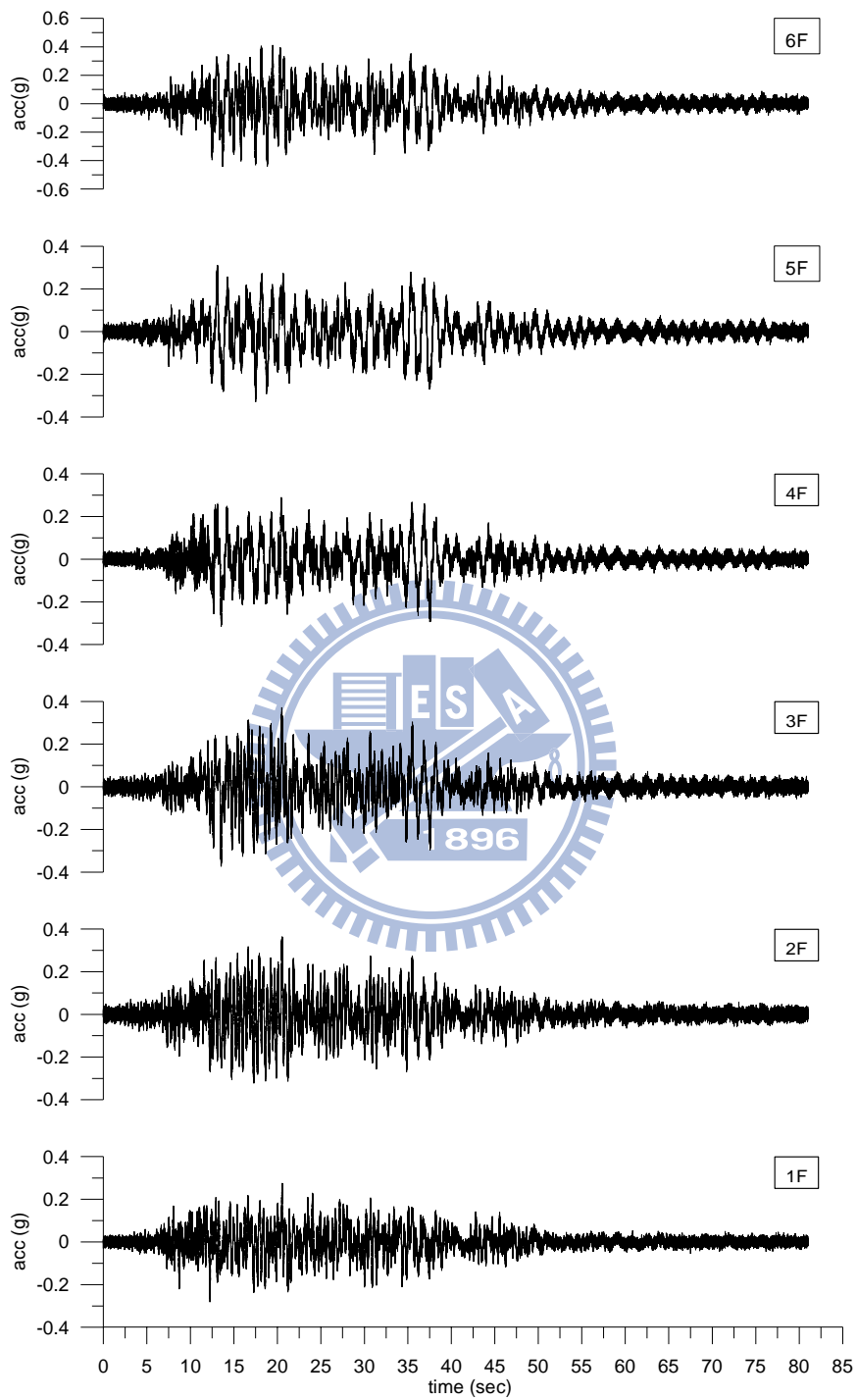


圖 3.22 各樓層反應之歷時圖(NSR=20%)

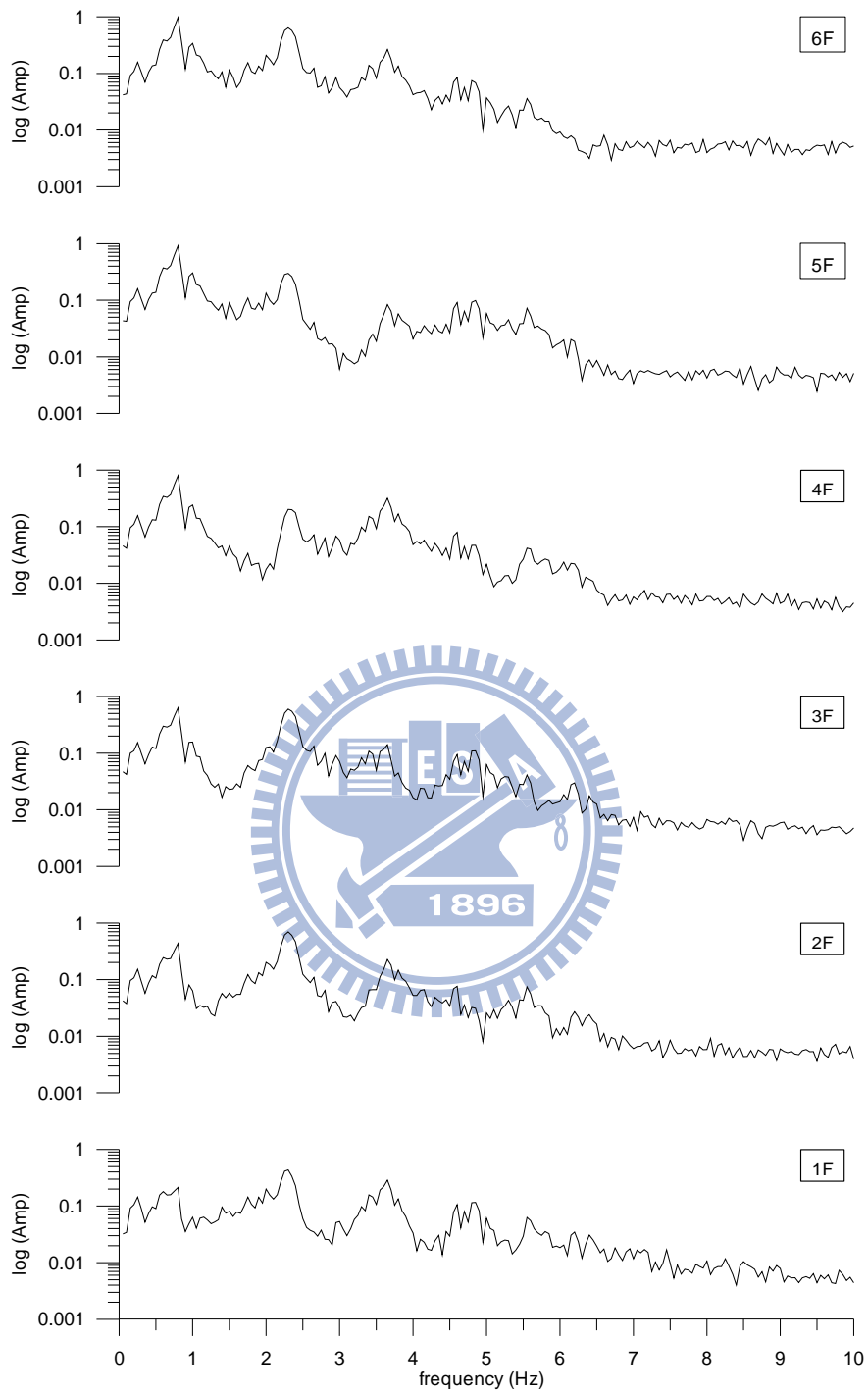
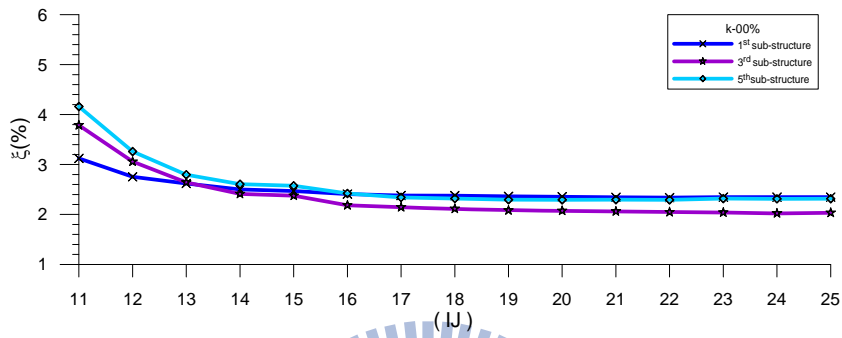
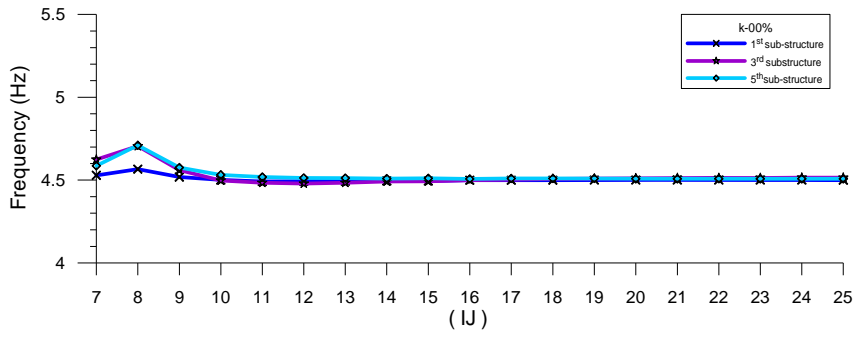
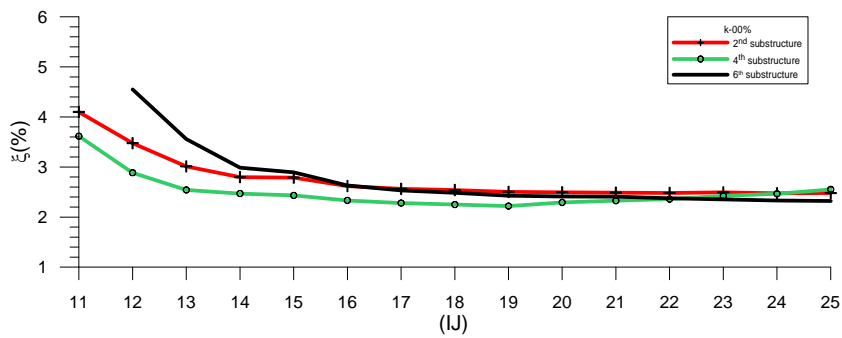
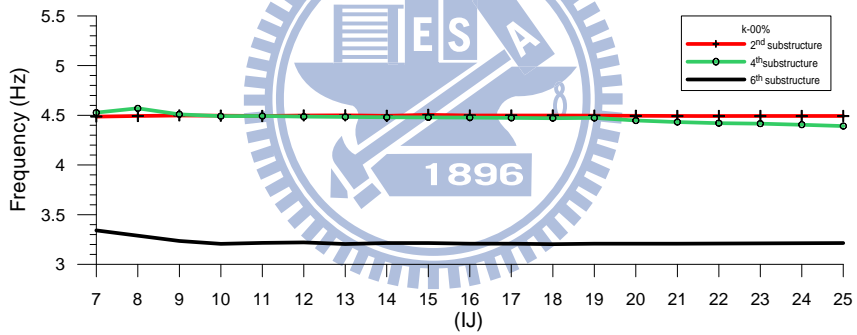


圖 3.23 各樓層反應之傅氏譜(NSR=20%)

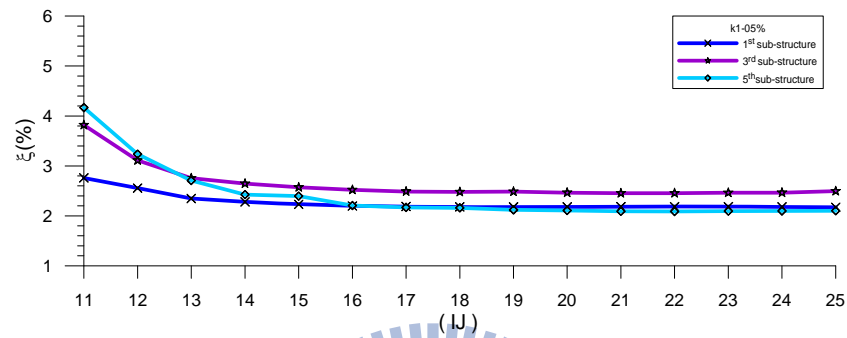
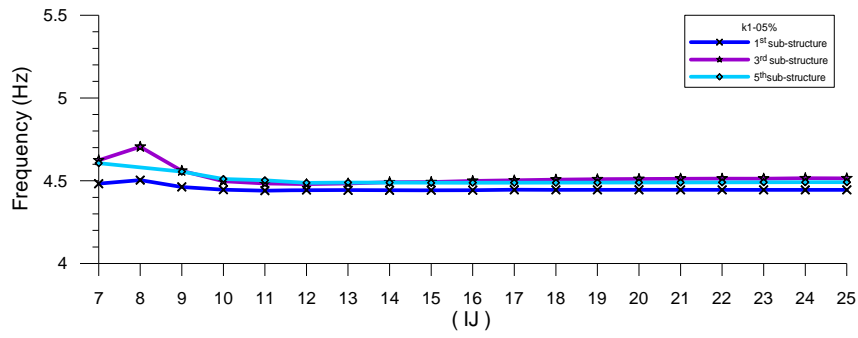


(a)

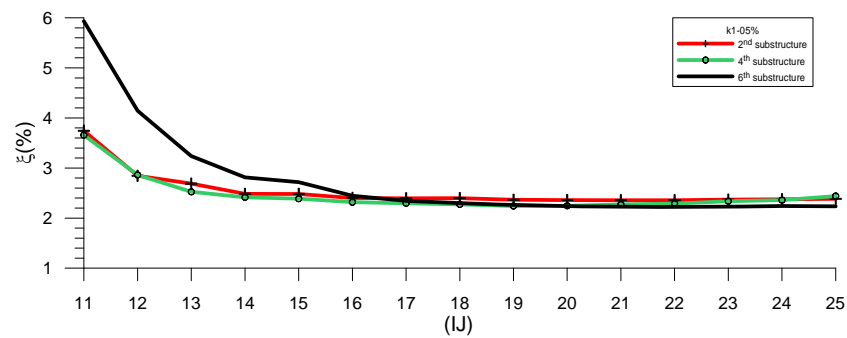
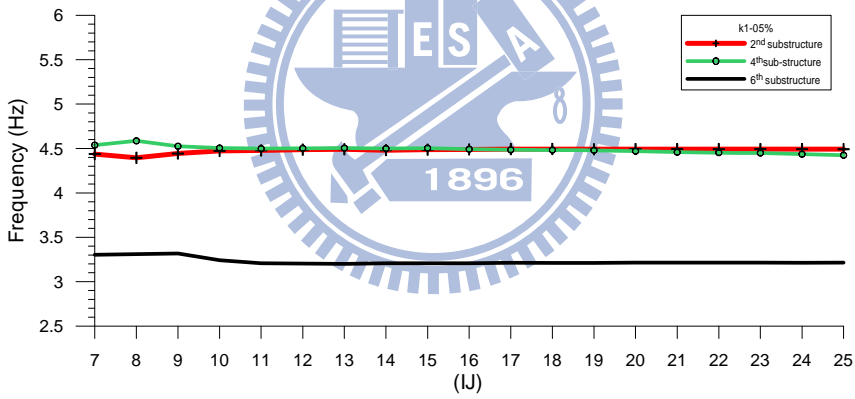


(b)

圖 3.24 無勁度折減之局部識別結果(NSR=20%)

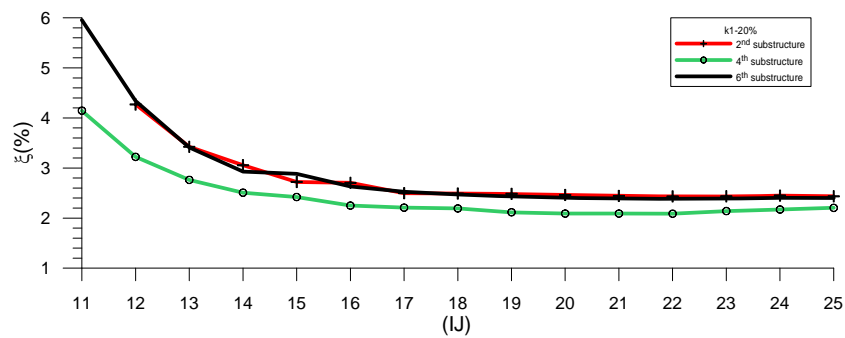
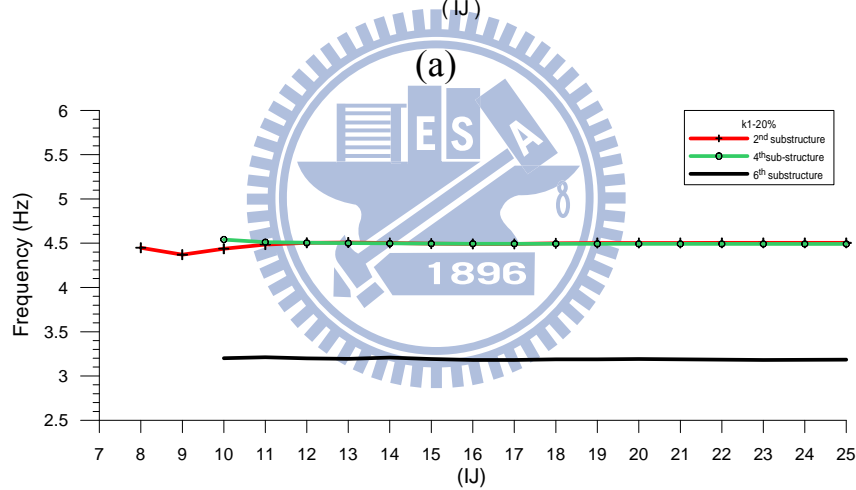
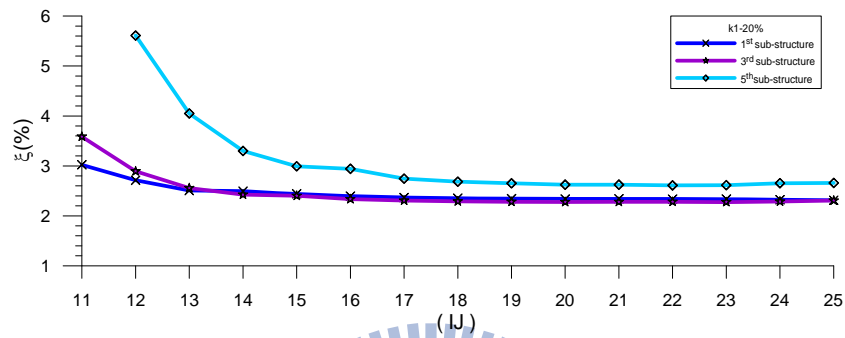
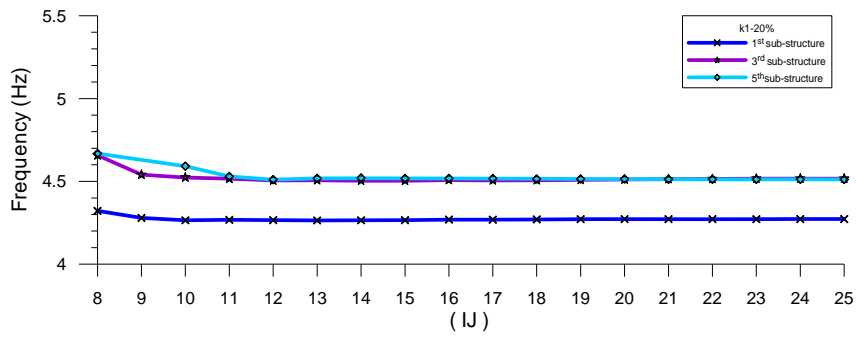


(a)



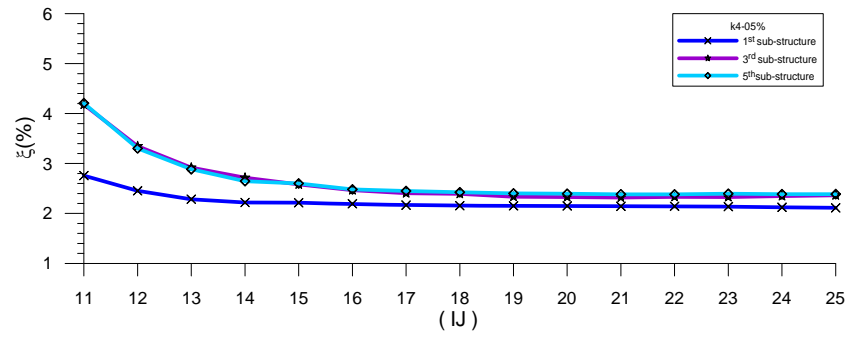
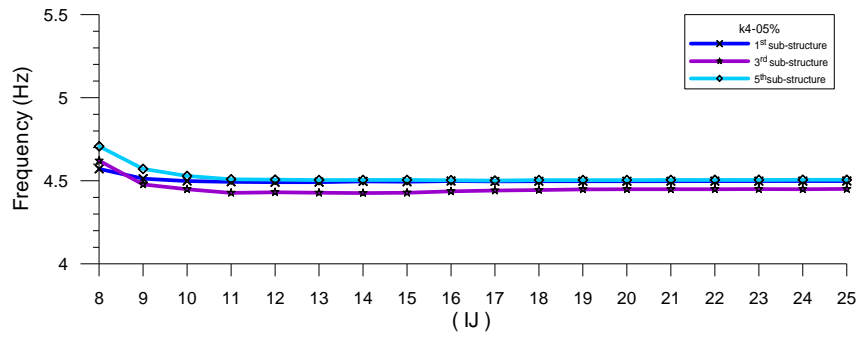
(b)

圖 3.25 Case 1 之局部識別結果(NSR=20%)

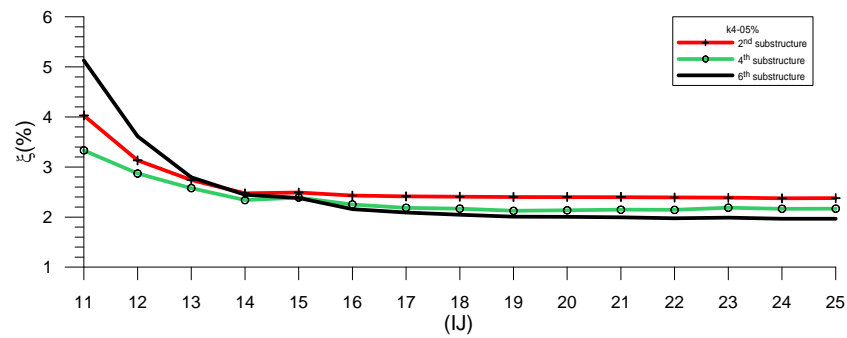
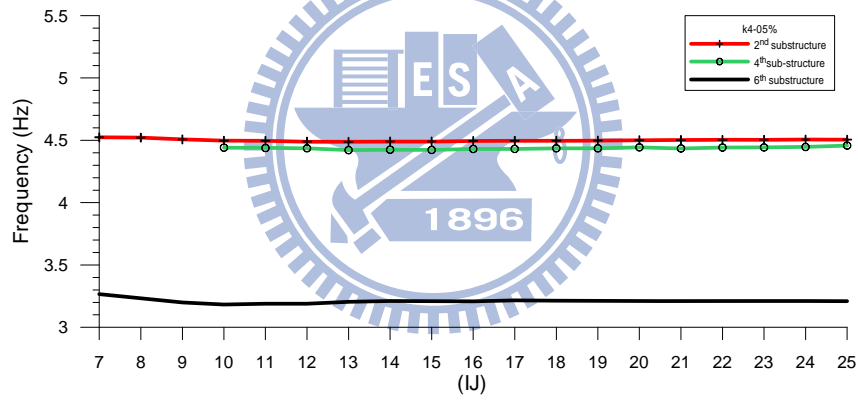


(b)

圖 3.26 Case 3 之局部識別結果(NSR=20%)

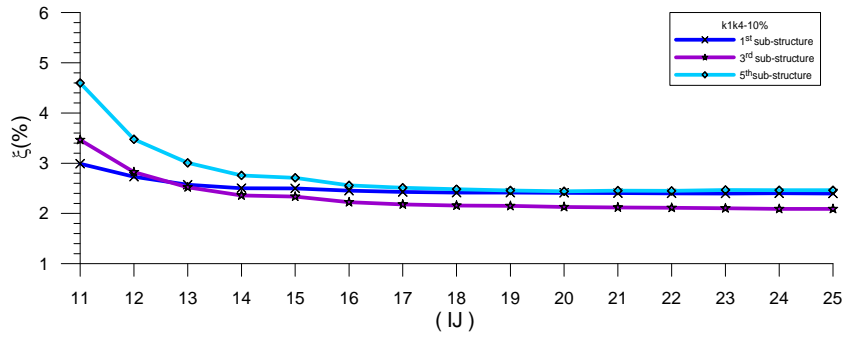
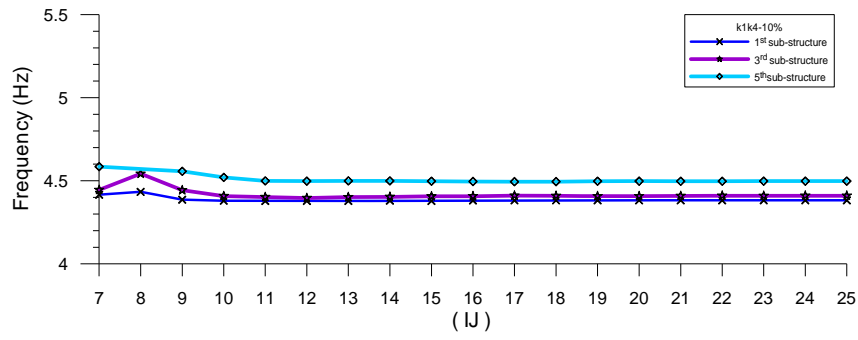


(a)

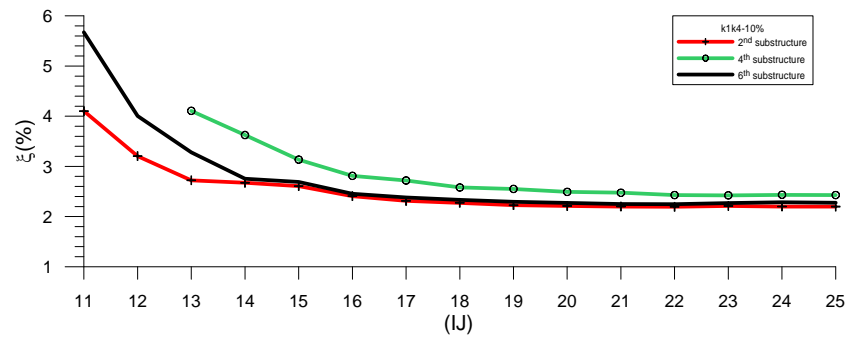
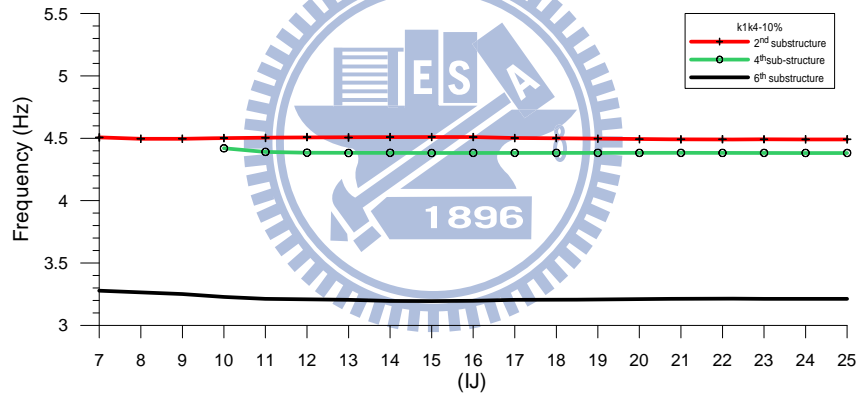


(b)

圖 3.27 Case 4 之局部識別結果(NSR=20%)

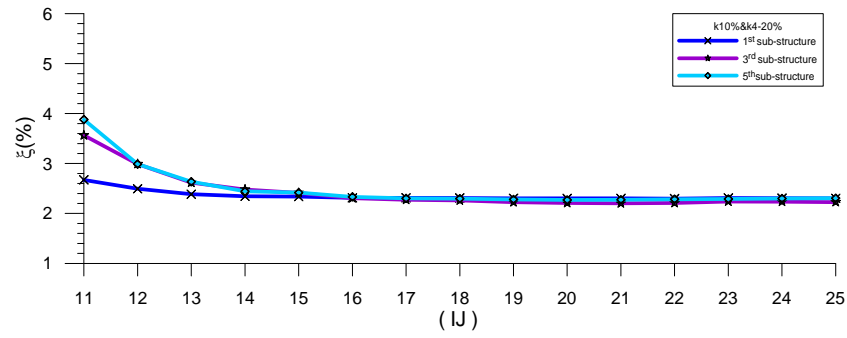
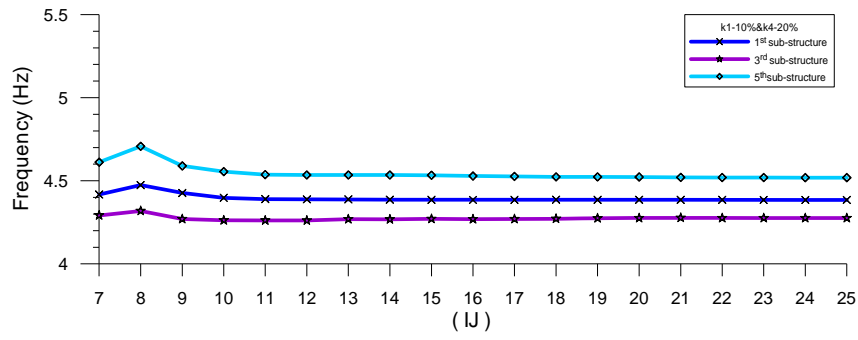


(a)

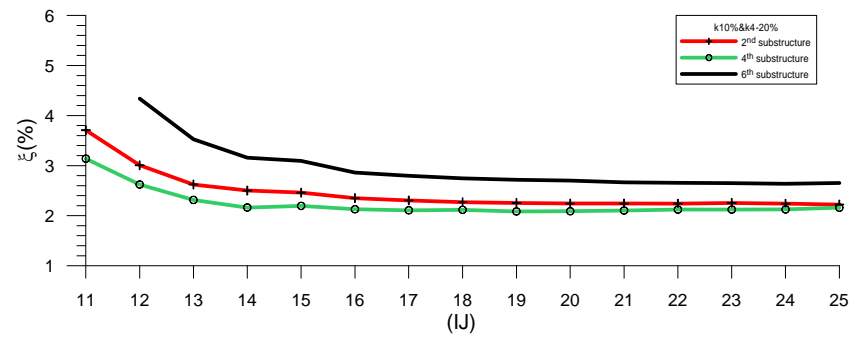
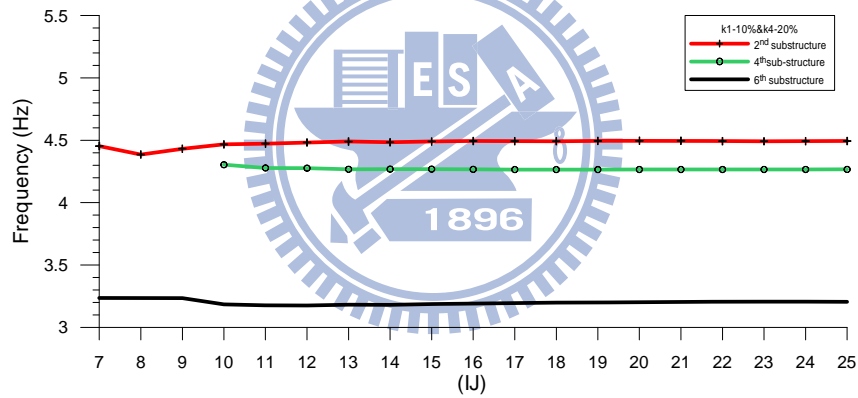


(b)

圖 3.28 Case 7 之局部識別結果(NSR=20%)



(a)



(b)

圖 3.29 Case 8 之局部識別結果(NSR=20%)

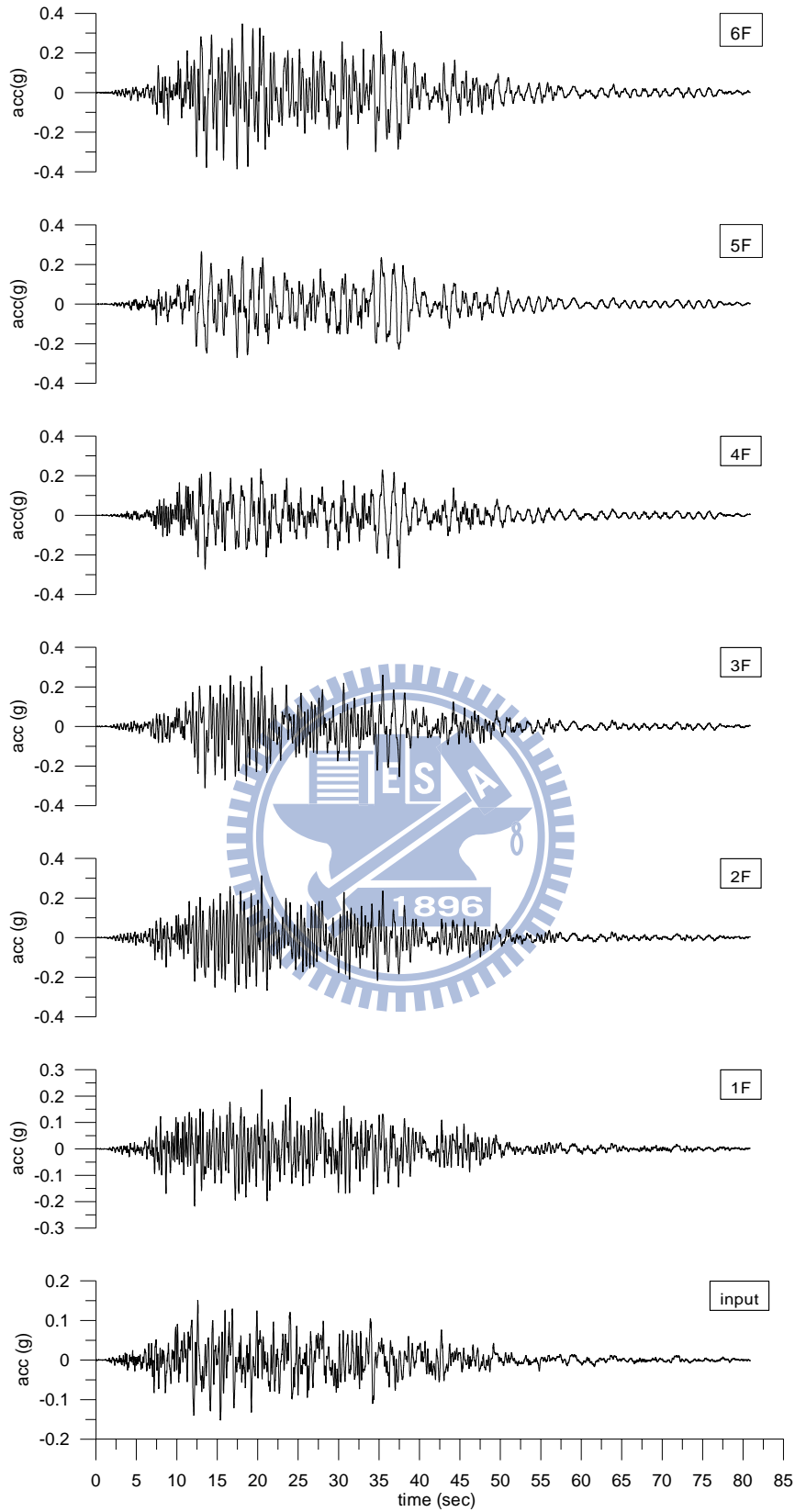


圖 3.30 除噪各樓層反應之歷時圖(NSR=5%)

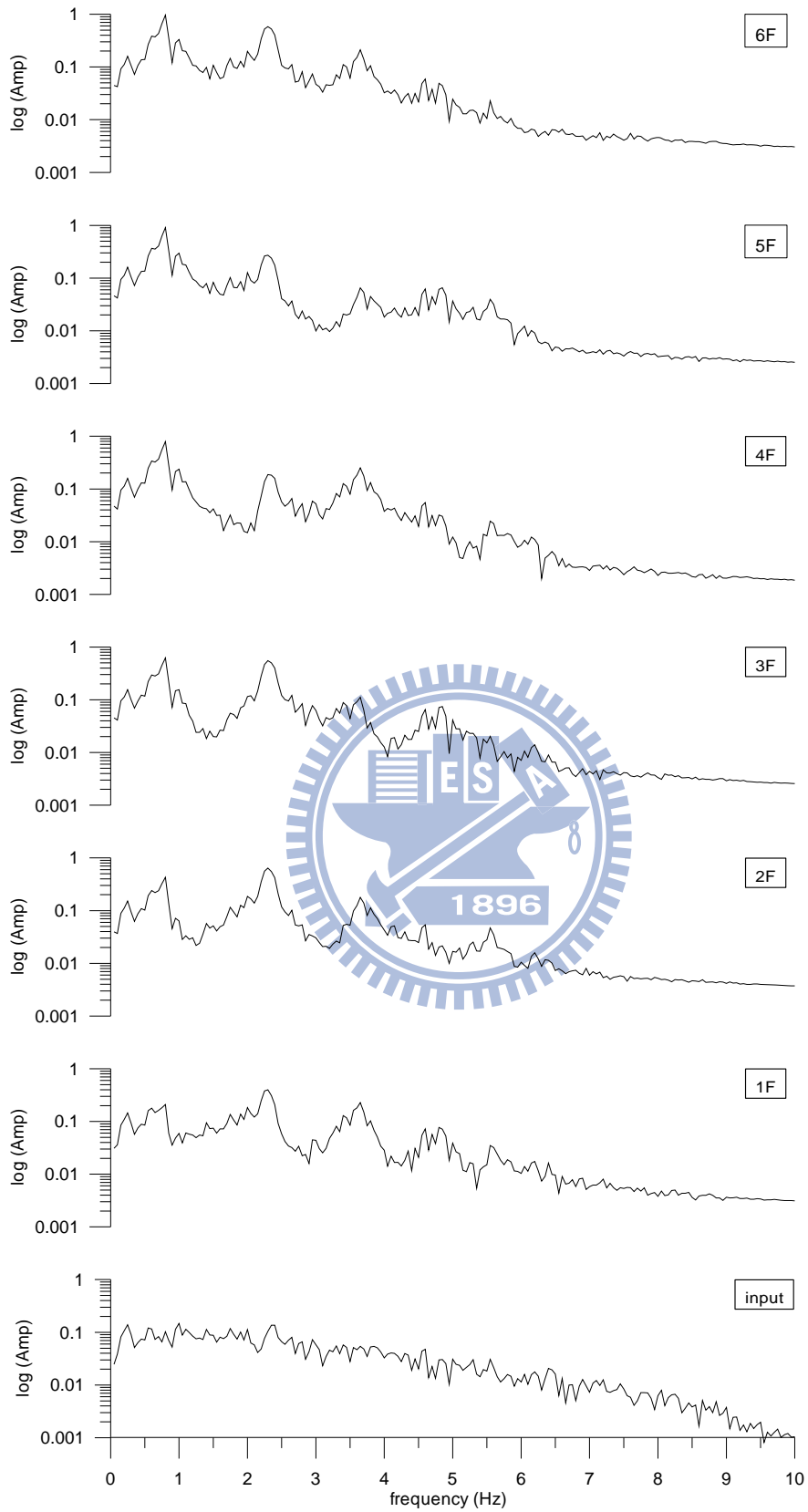
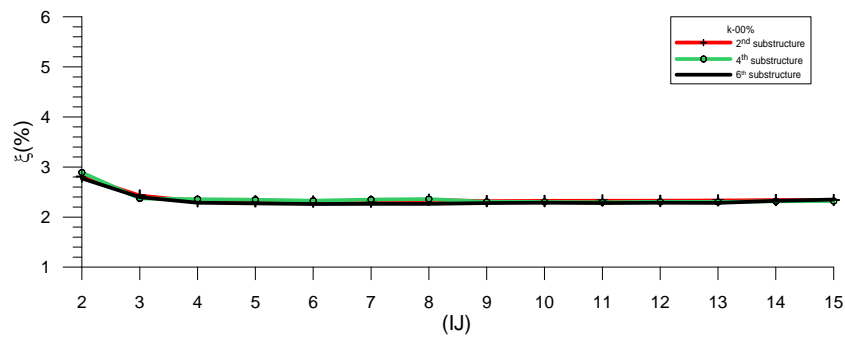
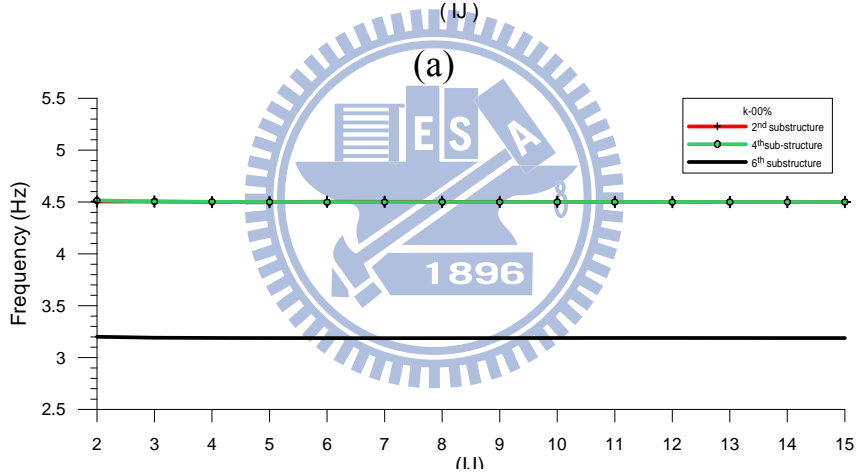
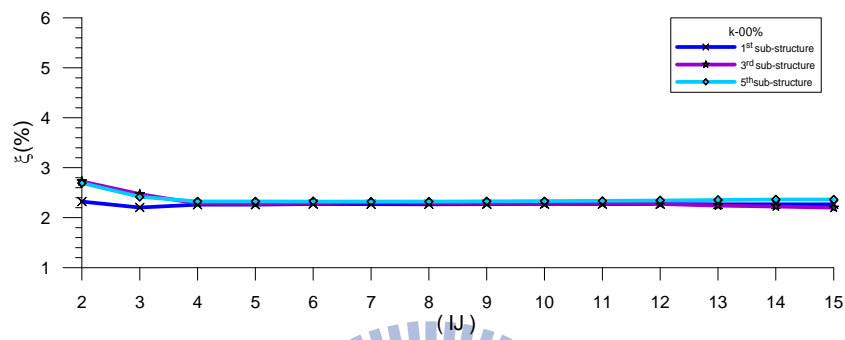
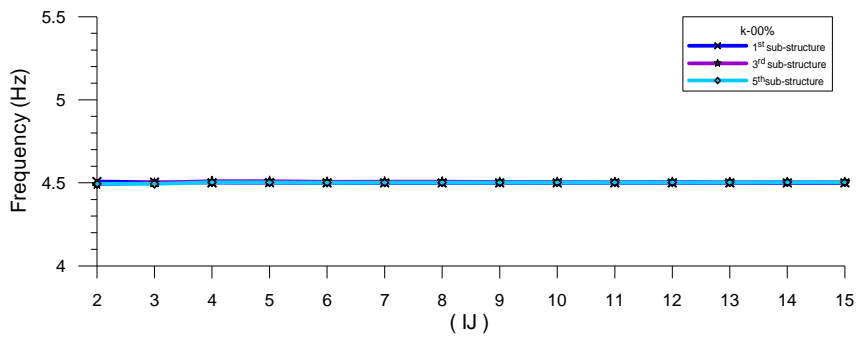
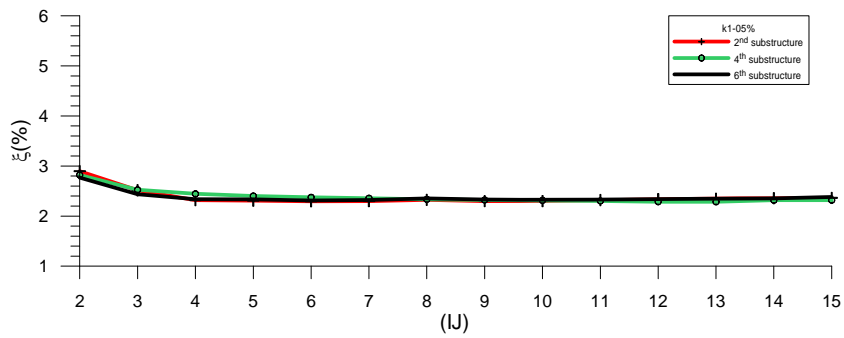
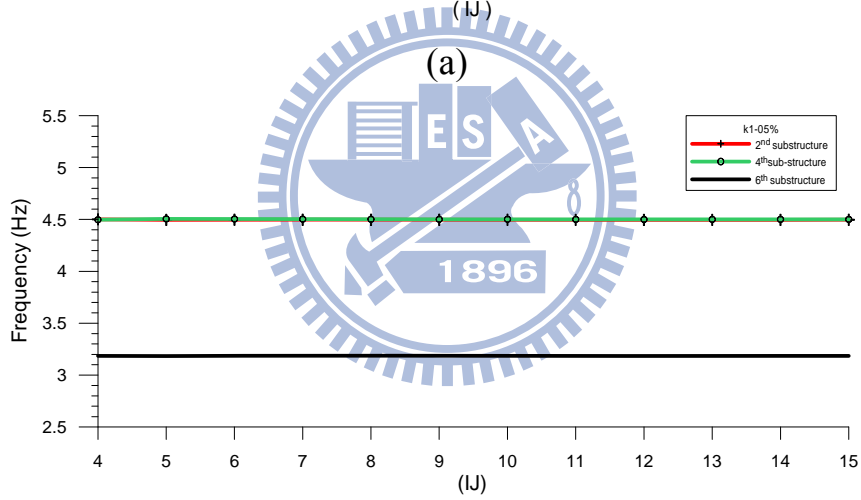
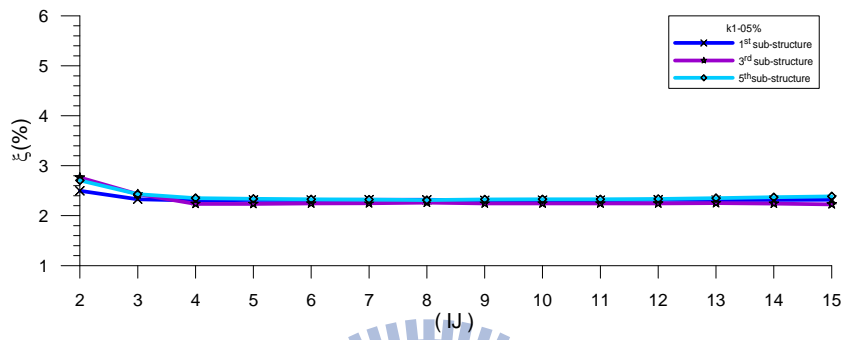
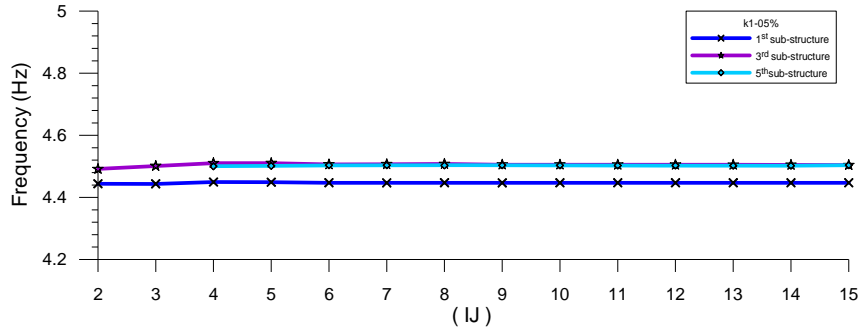


圖 3.31 除噪後各樓層反應之傅氏譜(NSR=5%)



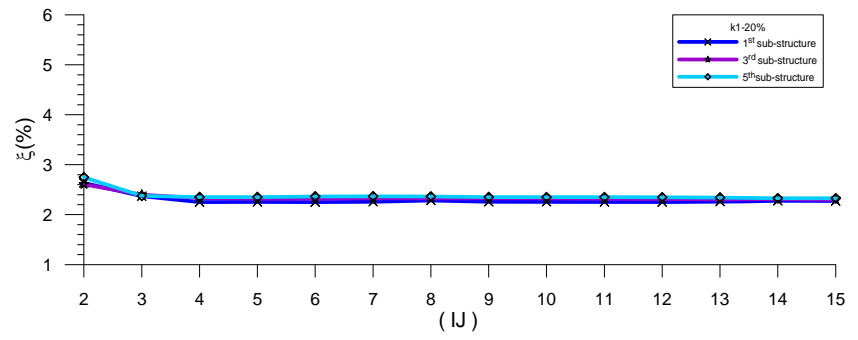
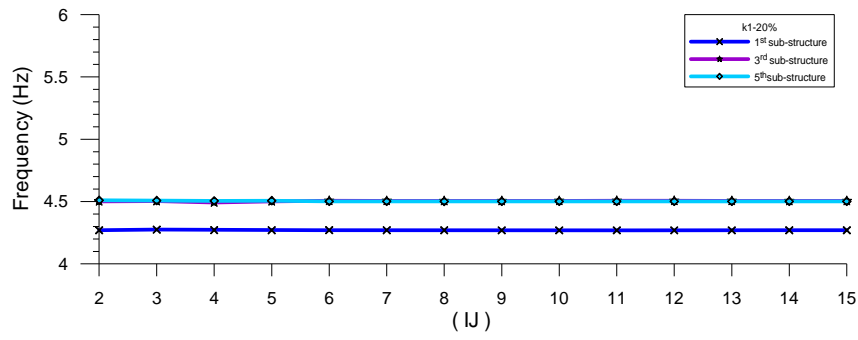
(b)

圖 3.32 除噪後無勁度折減之局部識別結果(NSR=5%)

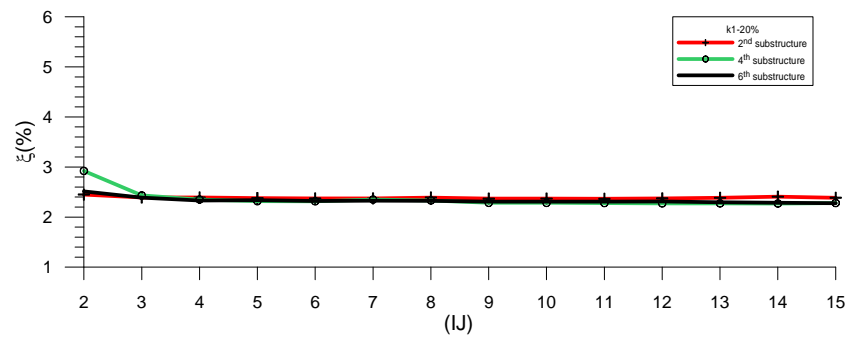
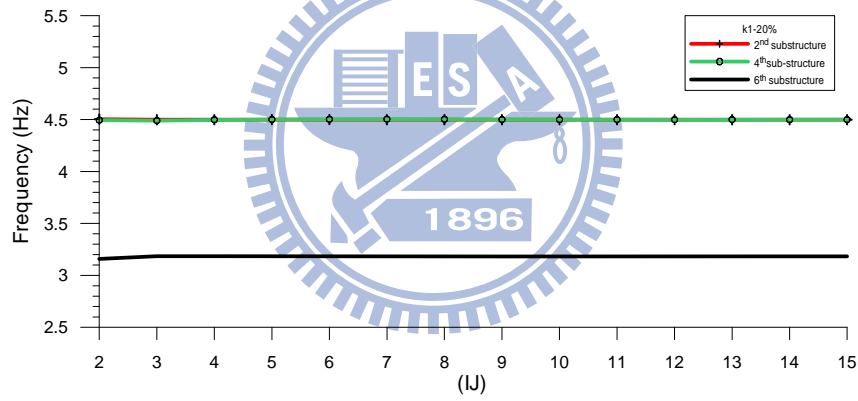


(b)

圖 3.33 Case 1 除噪後之局部識別結果(NSR=5%)

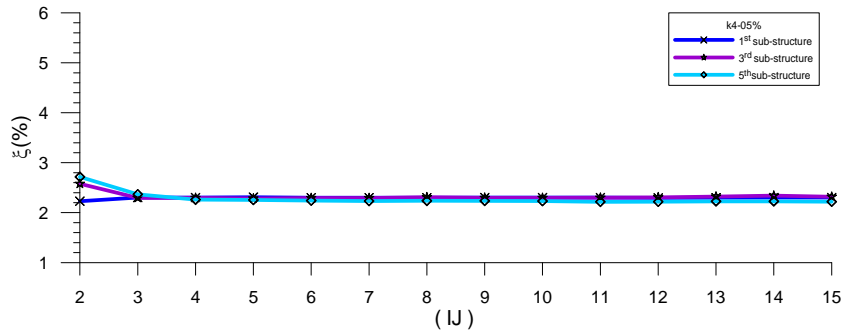
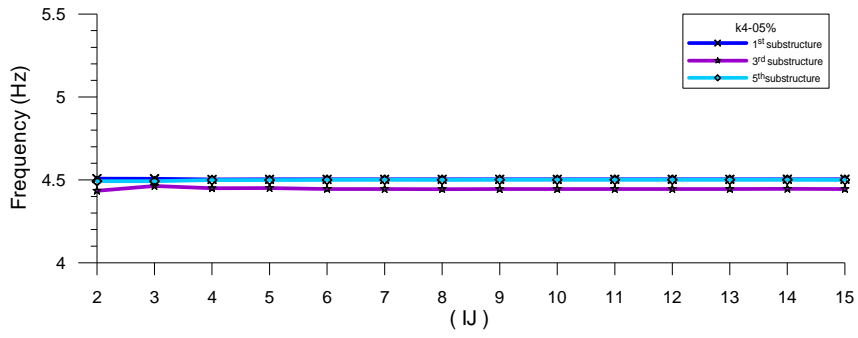


(a)

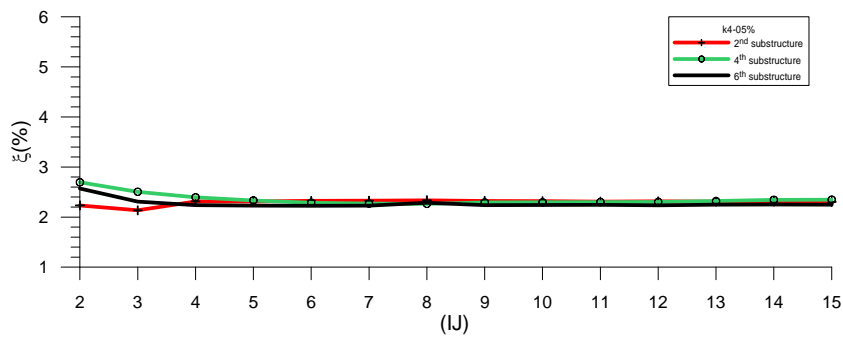
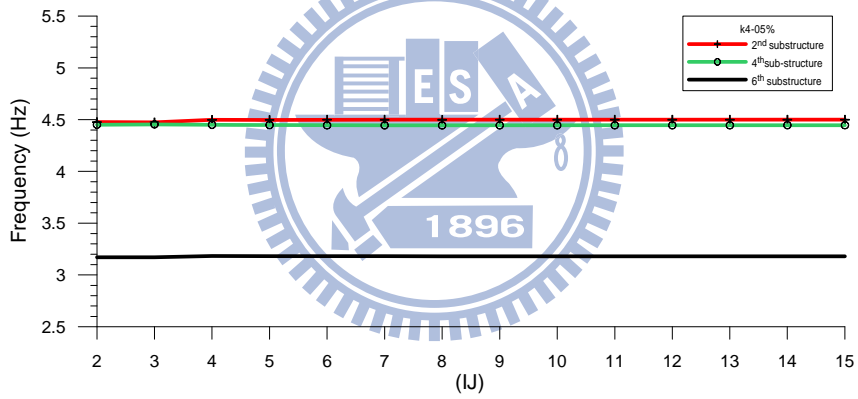


(b)

圖 3.34 Case 3 除噪後之局部識別結果(NSR=5%)

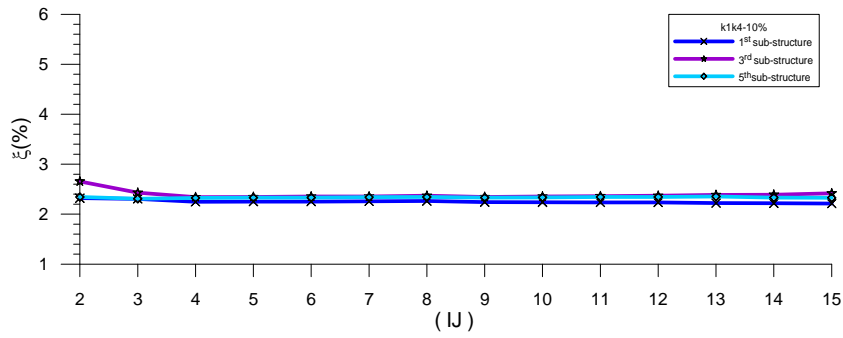
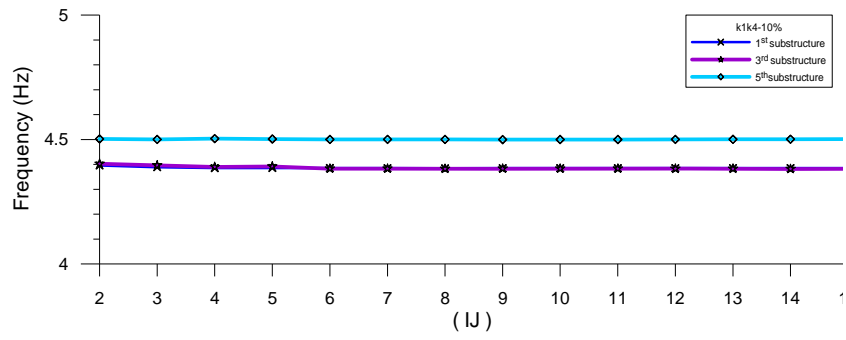


(a)

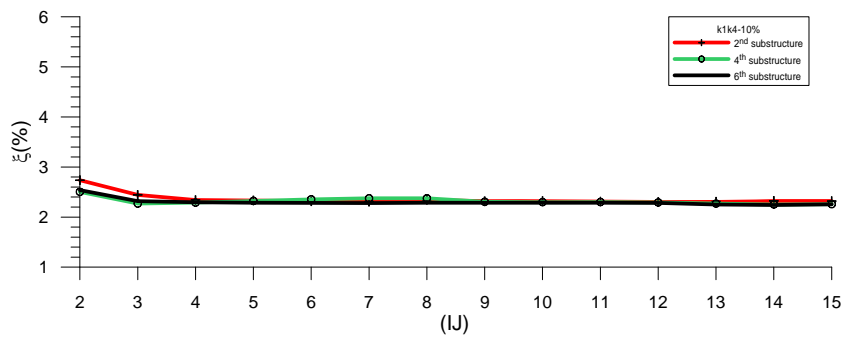
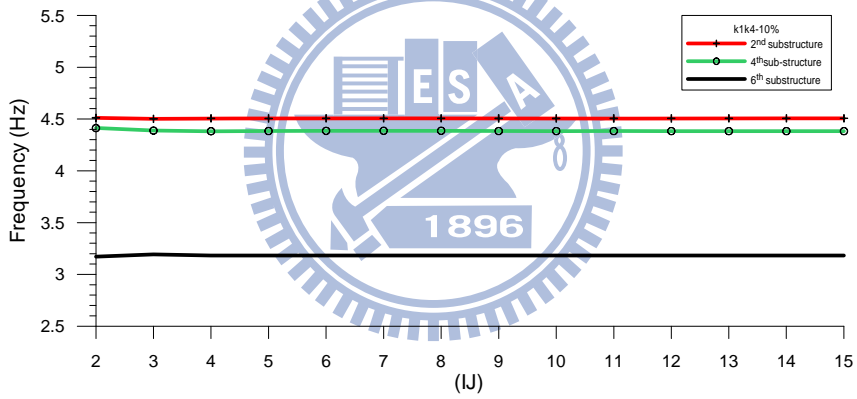


(b)

圖 3.35 Case 4 除噪後之局部識別結果(NSR=5%)

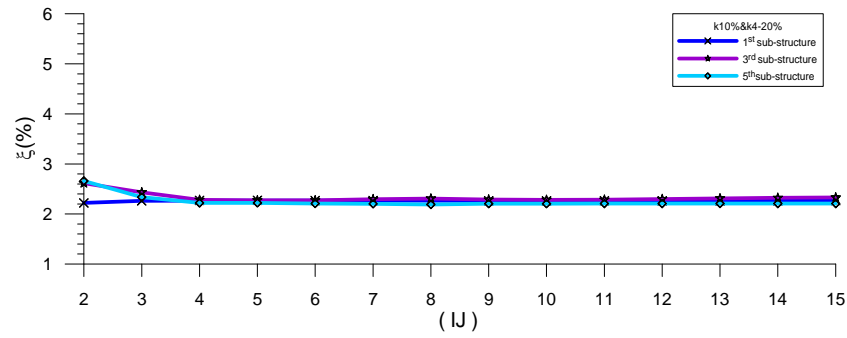
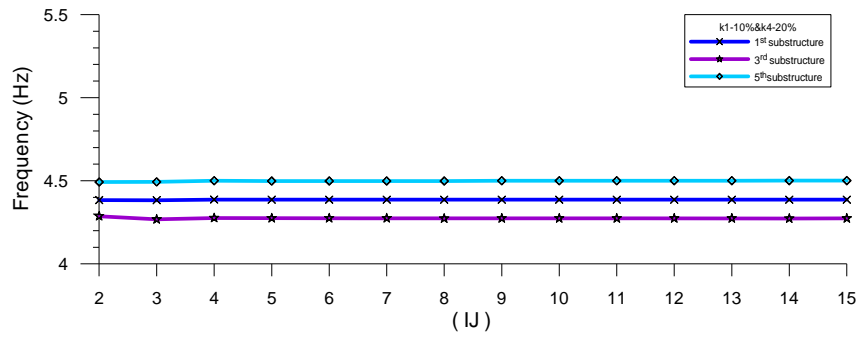


(a)

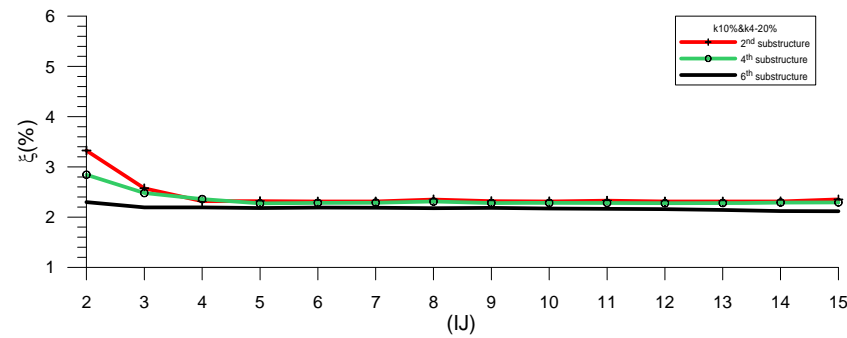
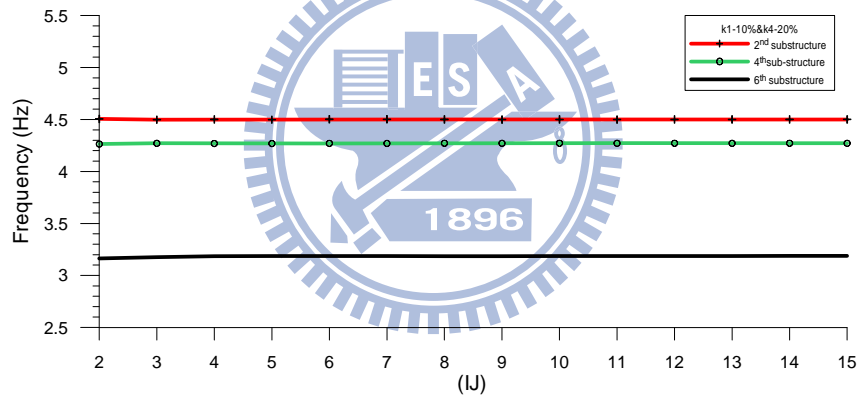


(b)

圖 3.36 Case 7 除噪後之局部識別結果(NSR=5%)



(a)



(b)

圖 3.37 Case 8 除噪後之局部識別結果(NSR=5%)

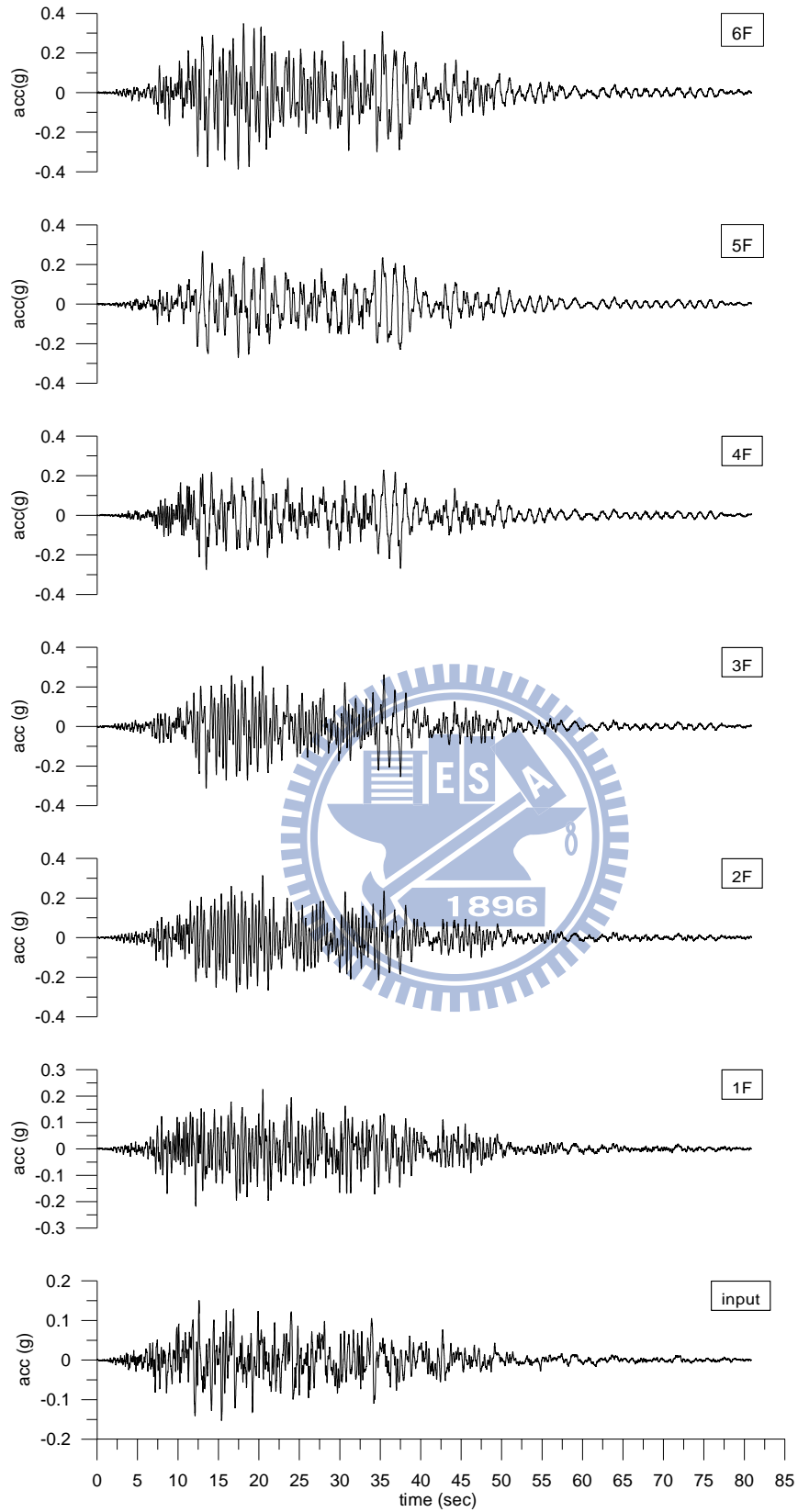


圖 3.38 除噪各樓層反應之歷時圖(NSR=20%)

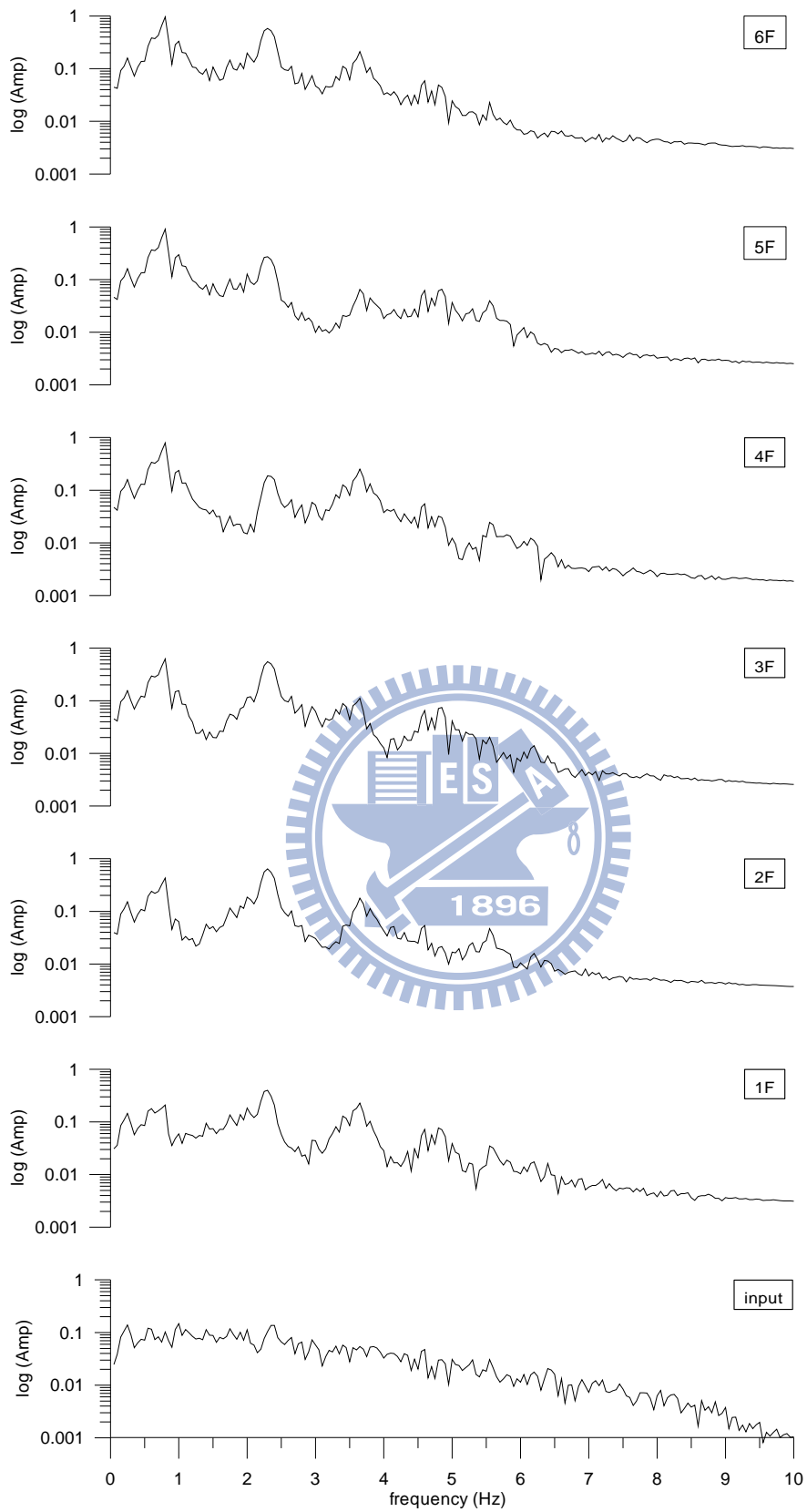
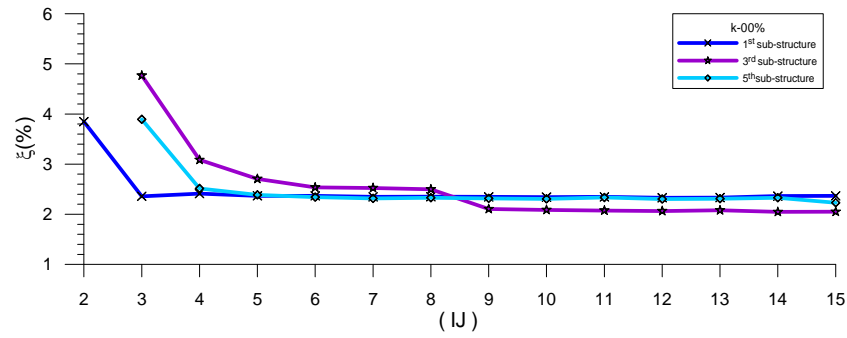
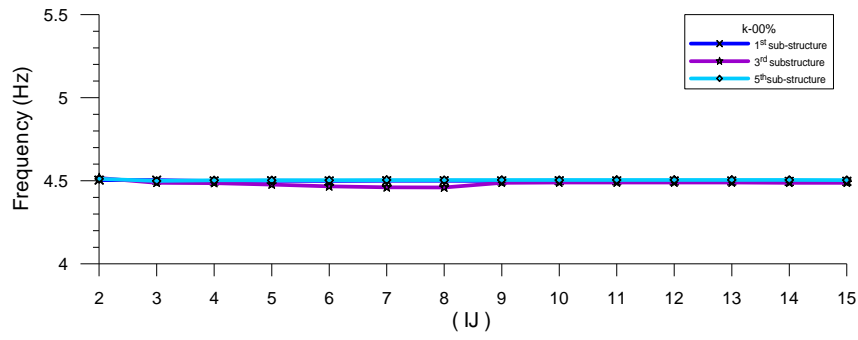
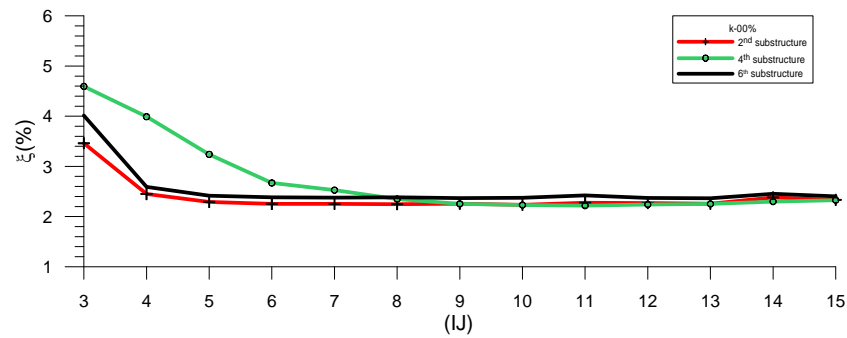
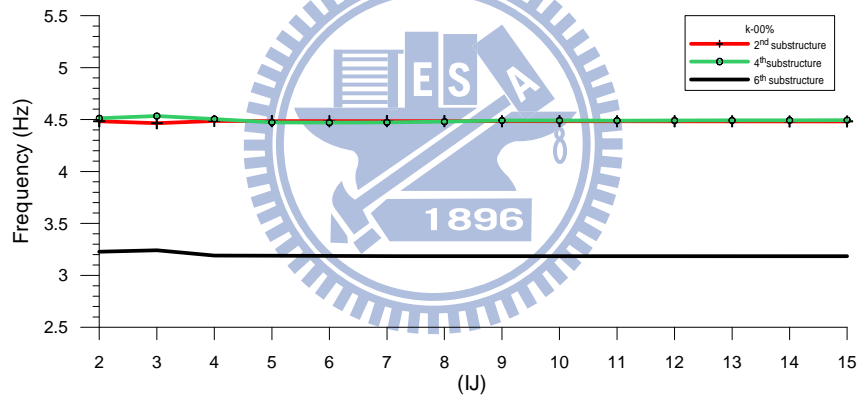


圖 3.39 除噪後各樓層反應之傅氏譜(NSR=20%)

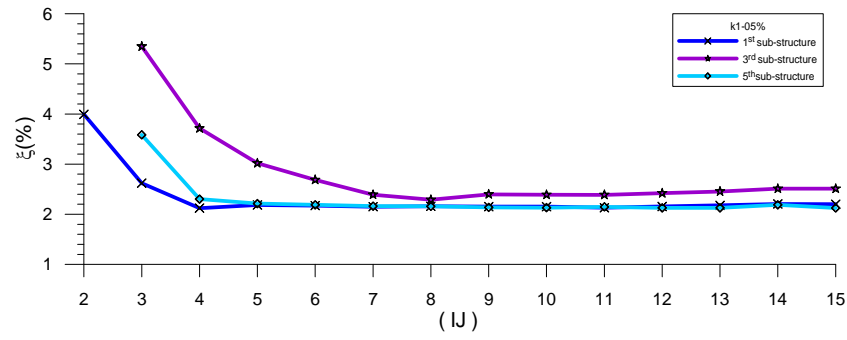
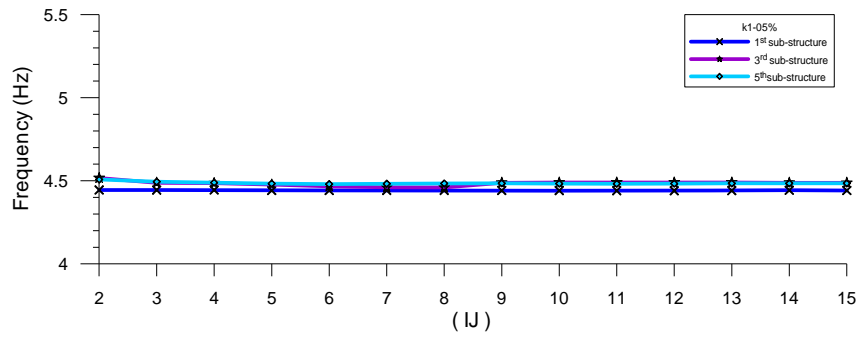


(a)

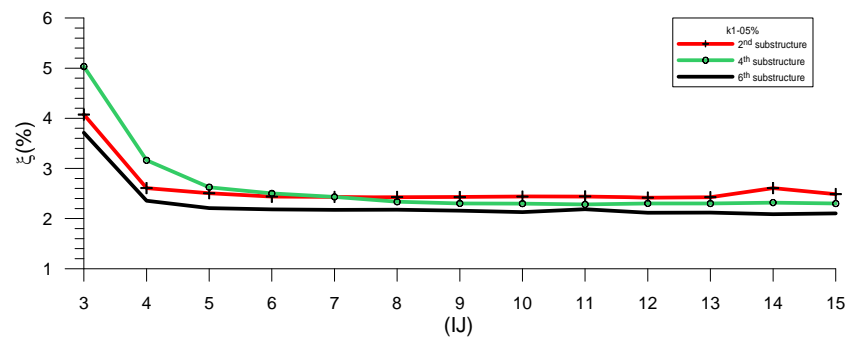
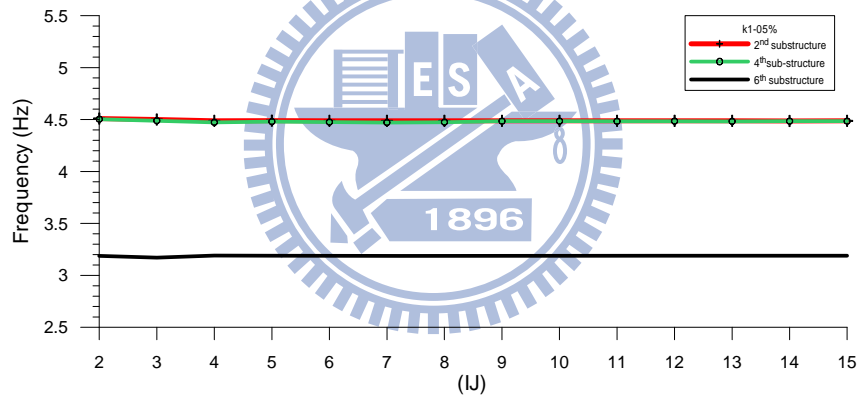


(b)

圖 3.40 標準構架除噪後之局部識別結果(NSR=20%)

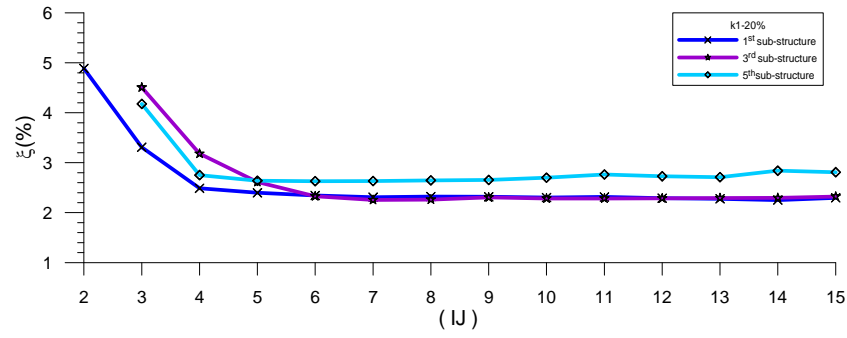
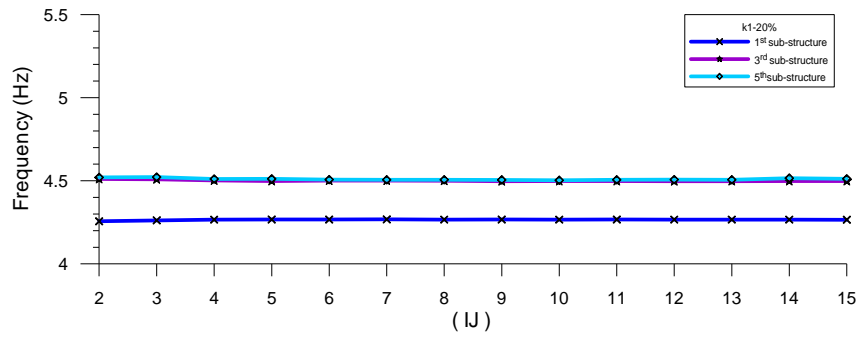


(a)

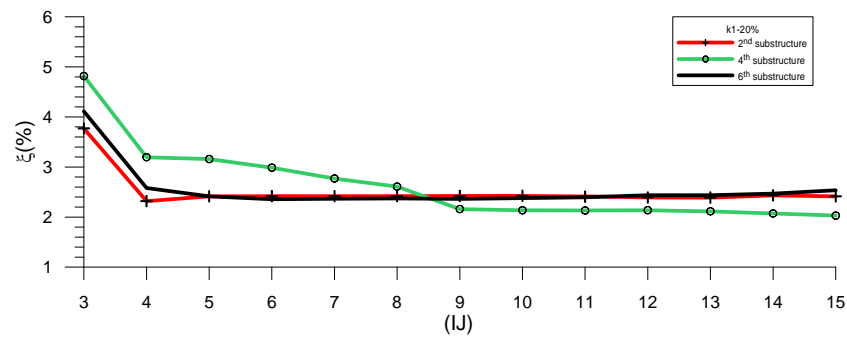
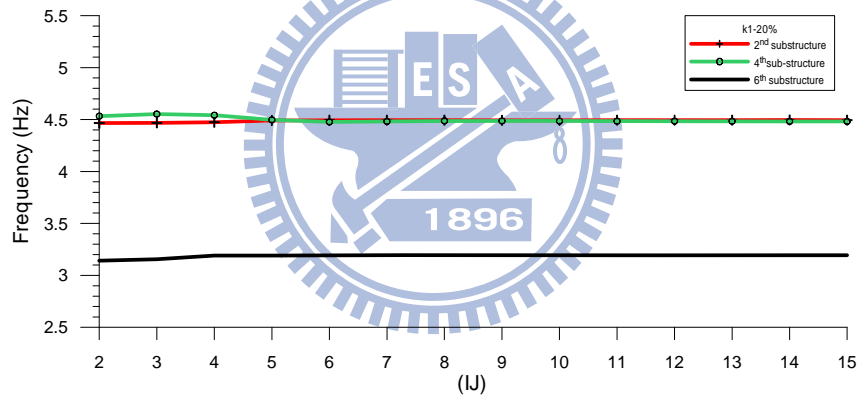


(b)

圖 3.41 Case 1 除噪後之局部識別結果(NSR=20%)

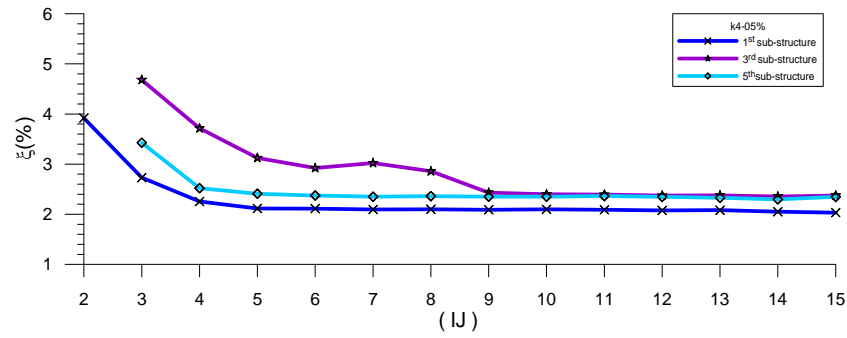
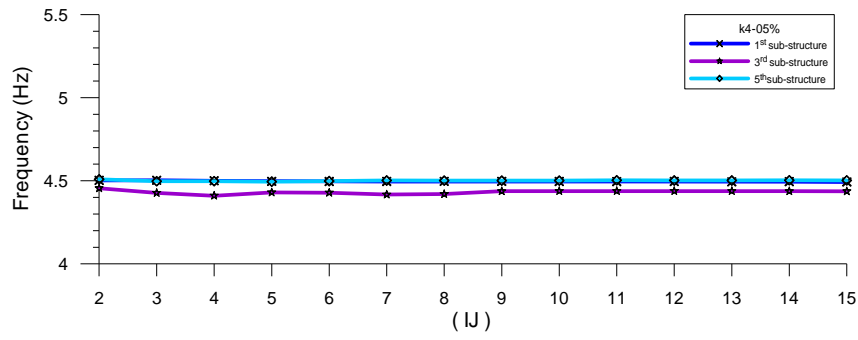


(a)

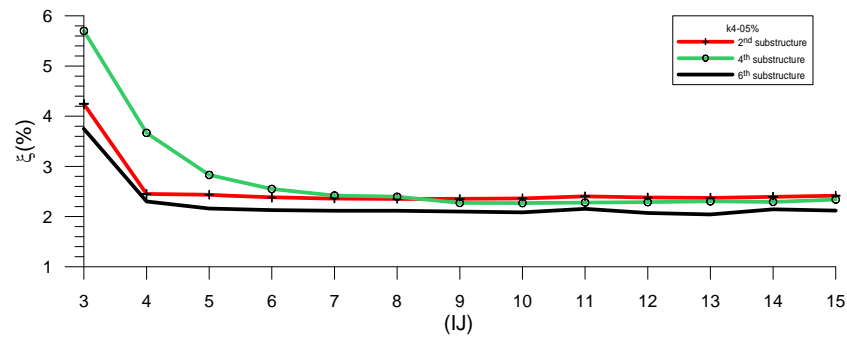
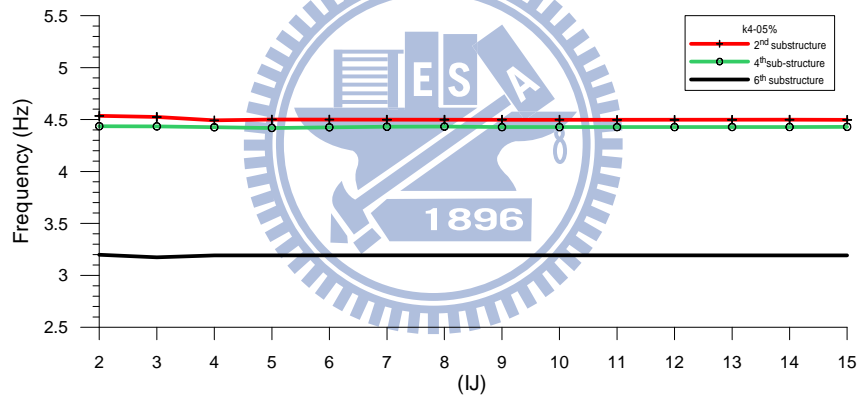


(b)

圖 3.42 Case 3 除噪後之局部識別結果(NSR=20%)

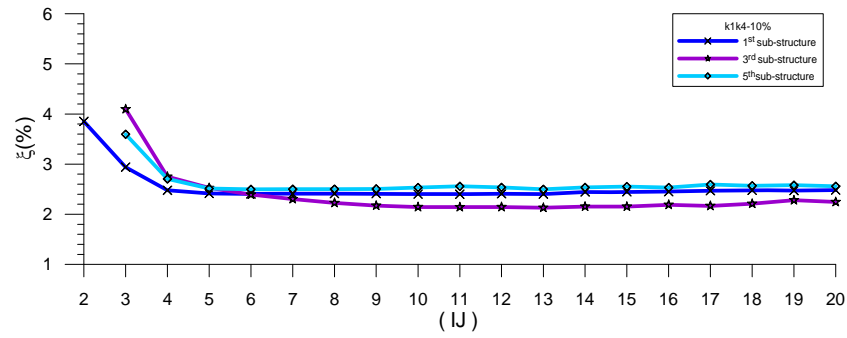
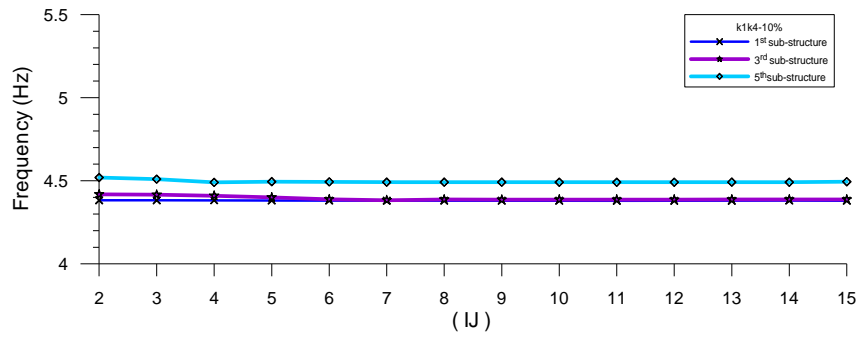


(a)

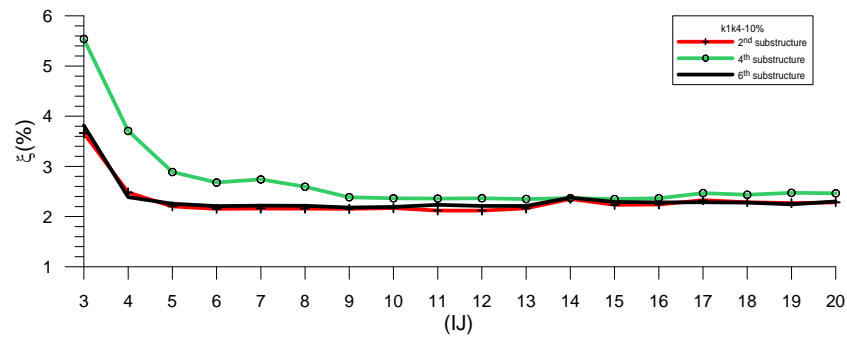
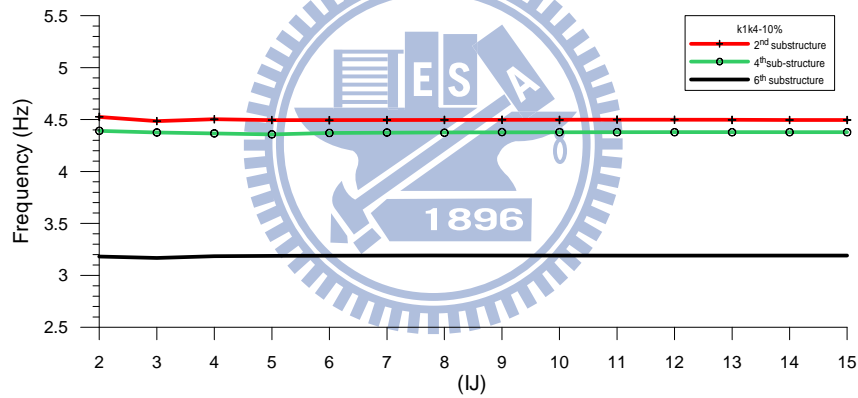


(b)

圖 3.43 Case 4 除噪後之局部識別結果(NSR=20%)

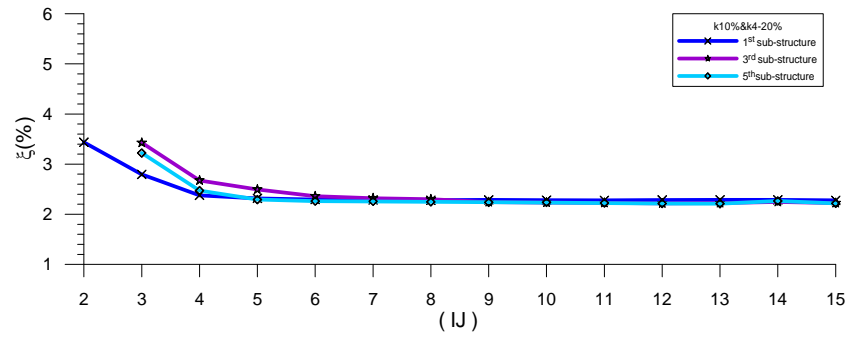
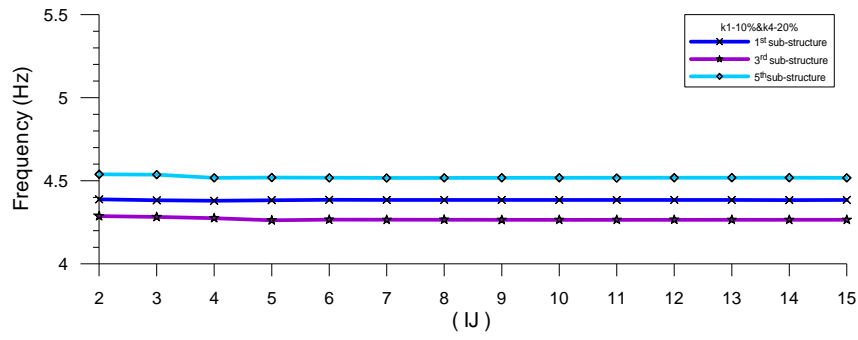


(a)

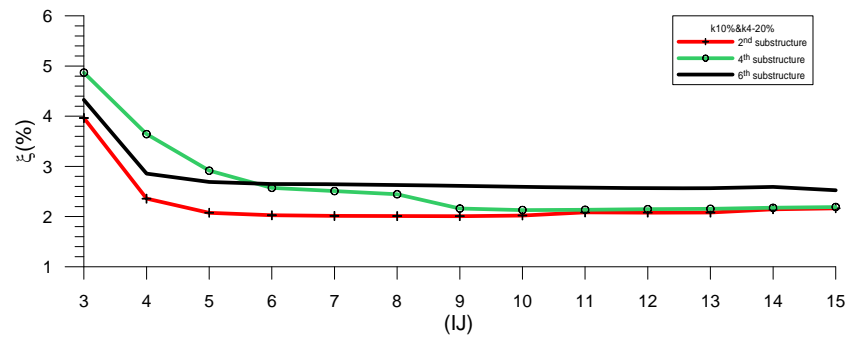
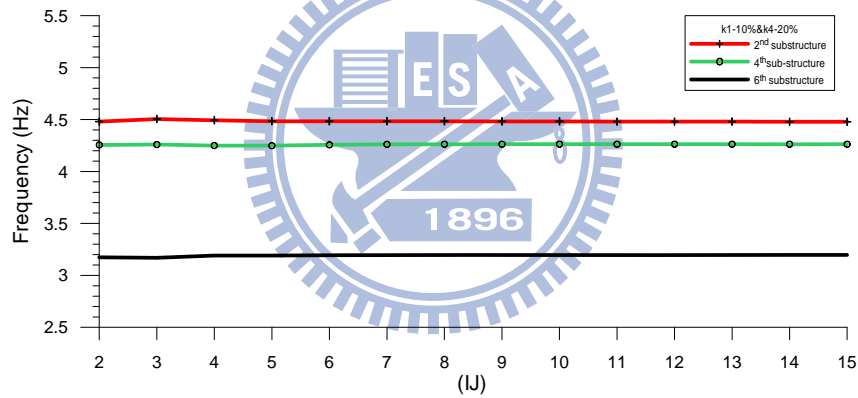


(b)

圖 3.44 Case 7 除噪後之局部識別結果(NSR=20%)



(a)



(b)

圖 3.45 Case 8 除噪後之局部識別結果(NSR=20%)

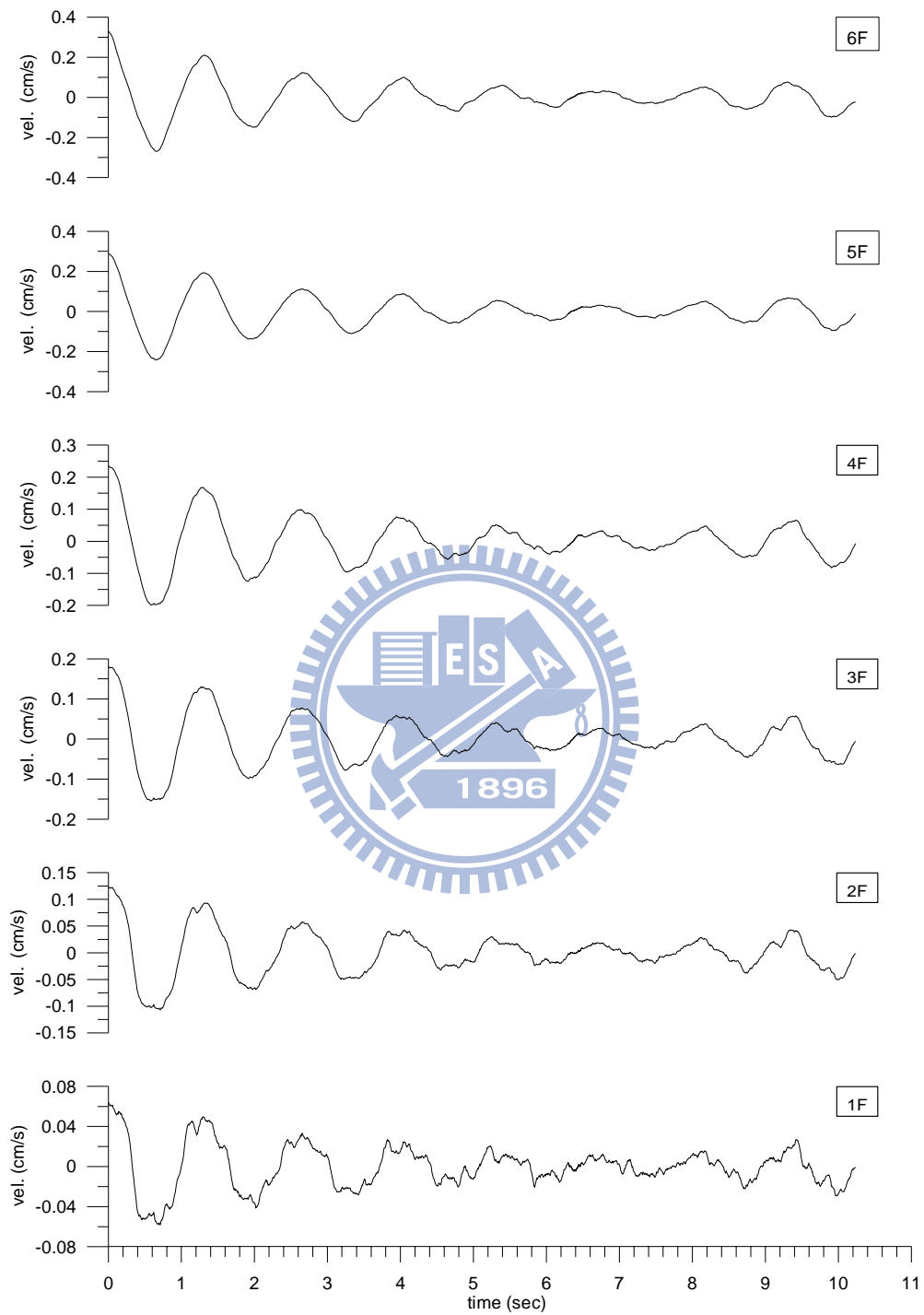


圖 3.46 隨機遞減速度曲線(標準構架)

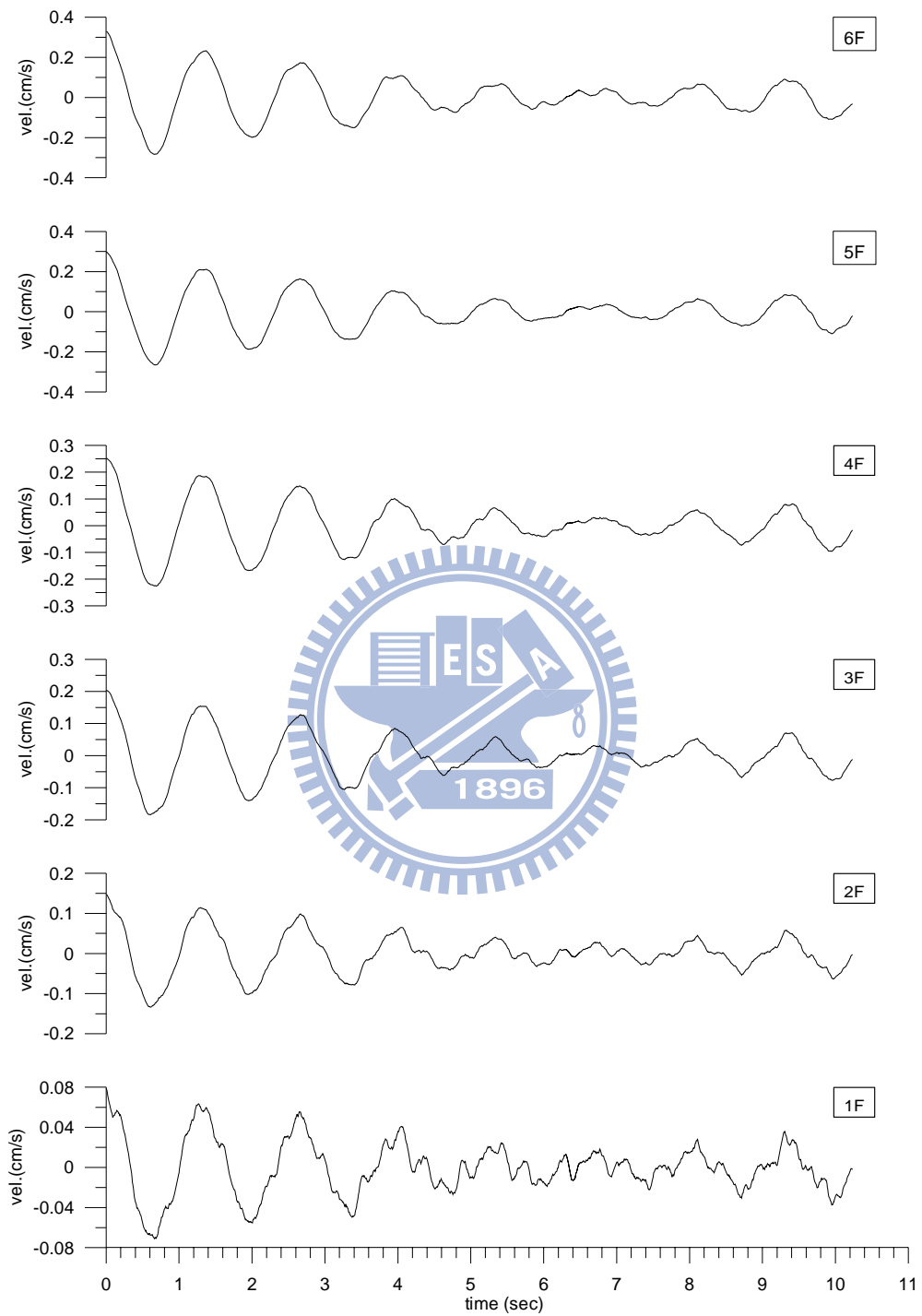


圖 3.47 Case 1 隨機遞減速度曲線

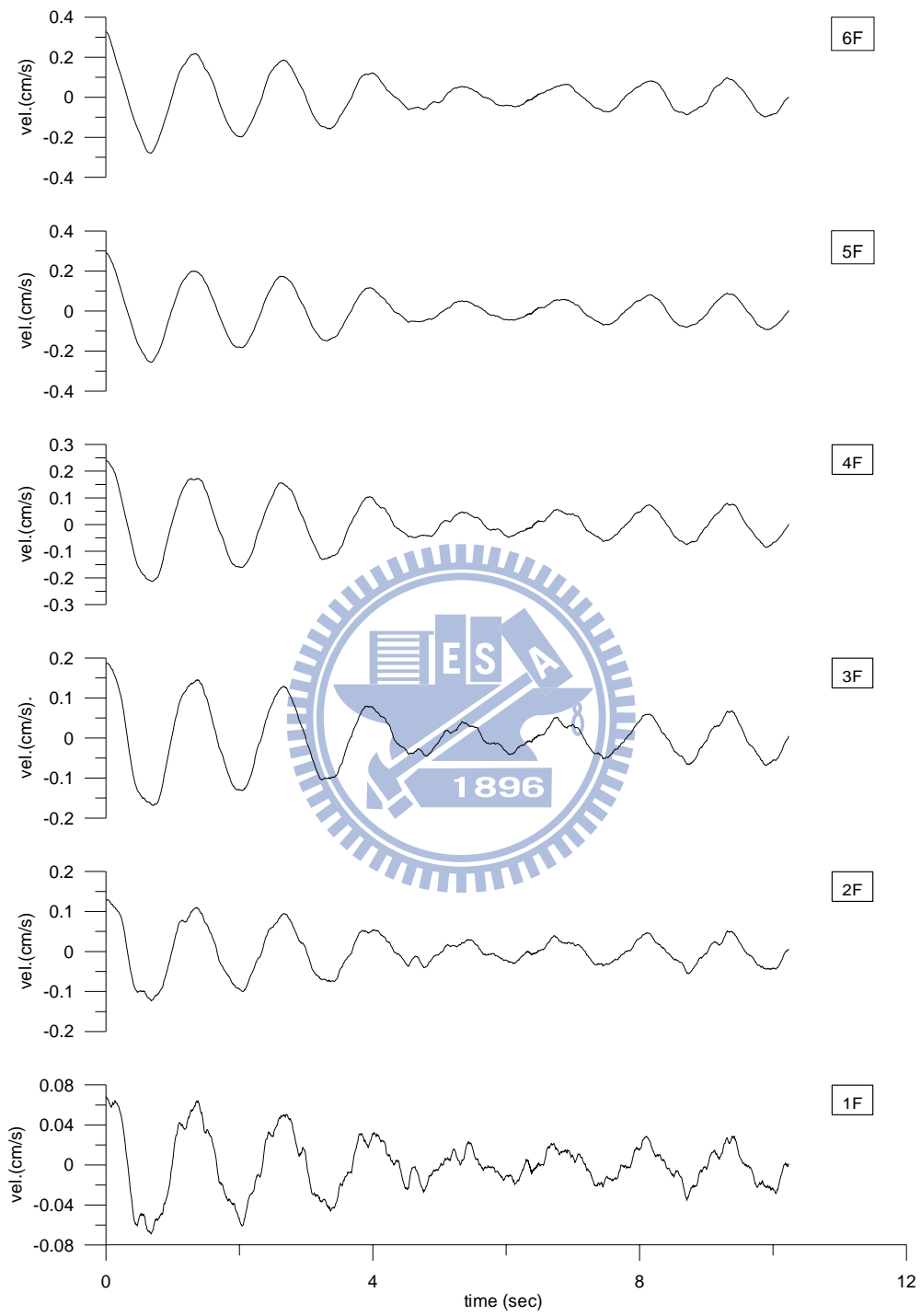


圖 3.48 Case 2 隨機遞減速度曲線

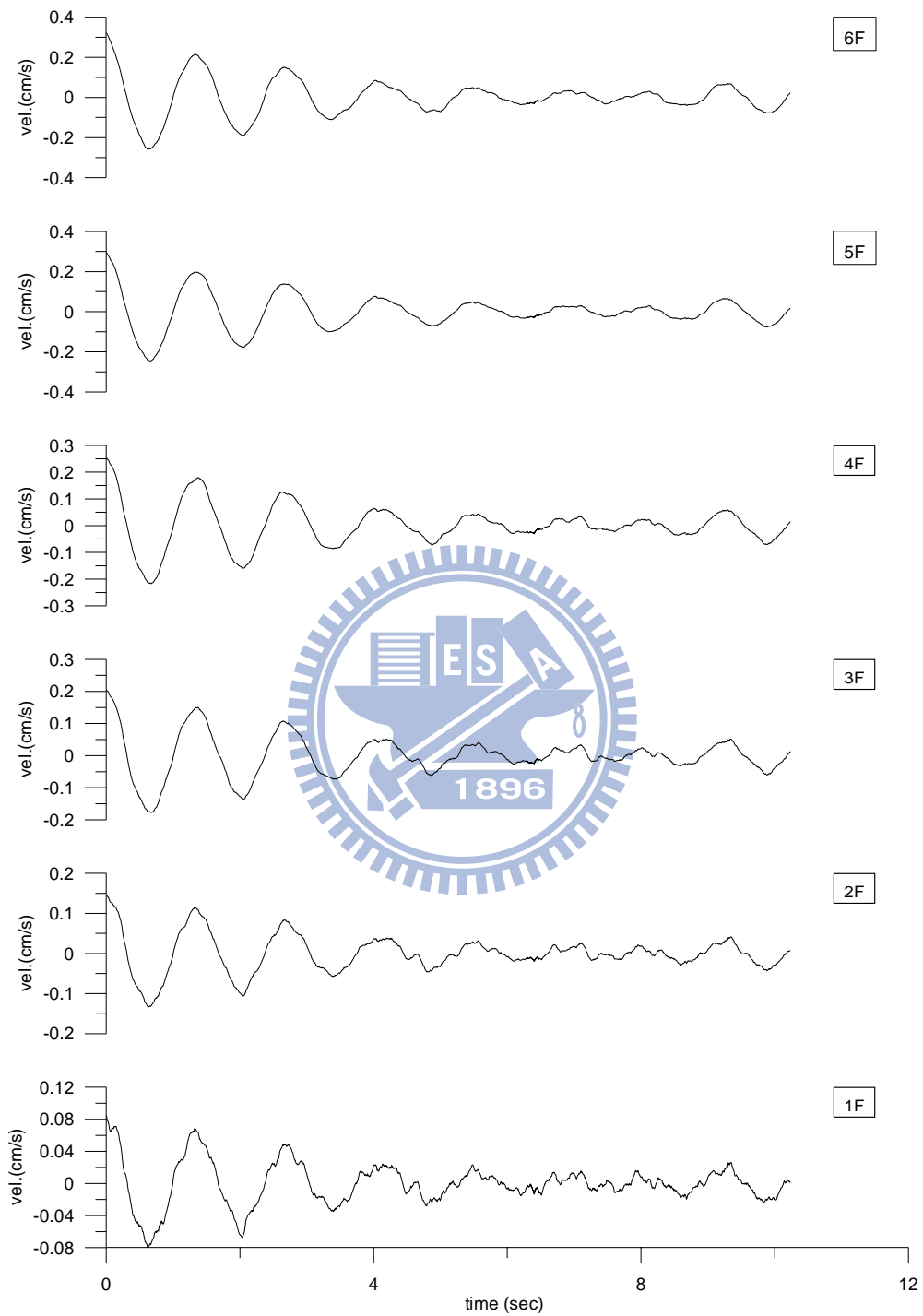


圖 3.49 Case 3 隨機遞減速度曲線

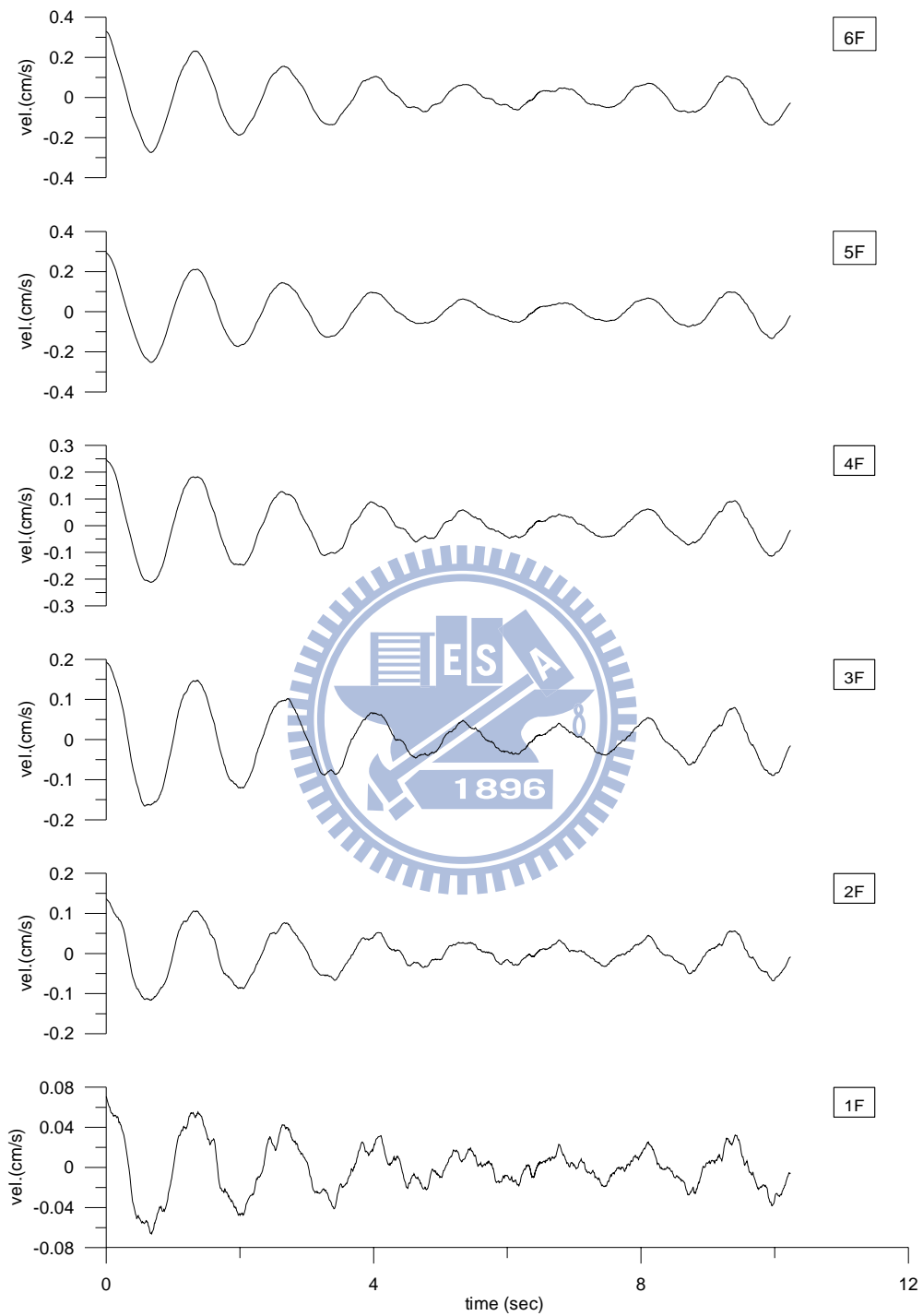


圖 3.50 Case 4 隨機遞減速度曲線

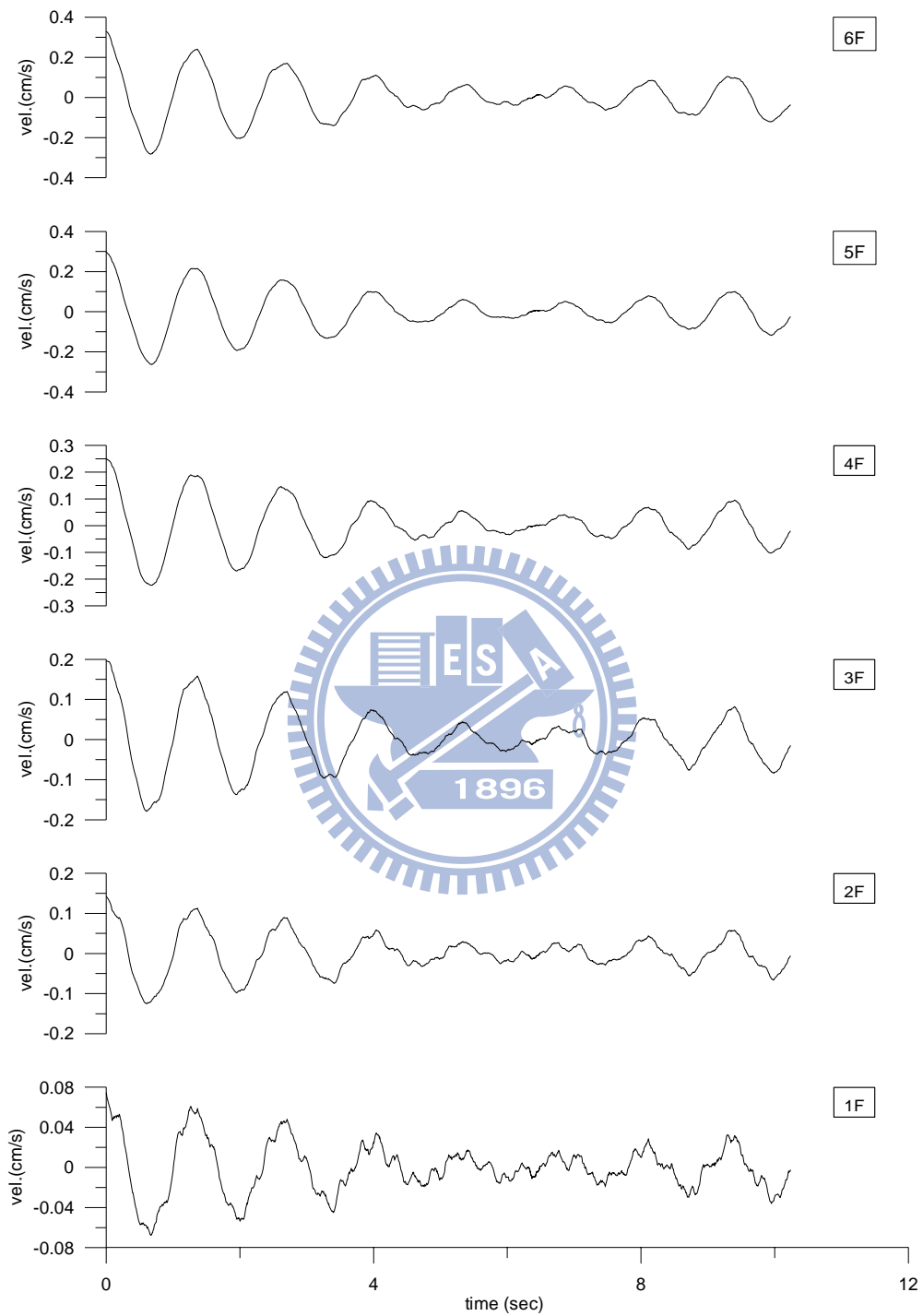


圖 3.51 Case 5 隨機遞減速度曲線

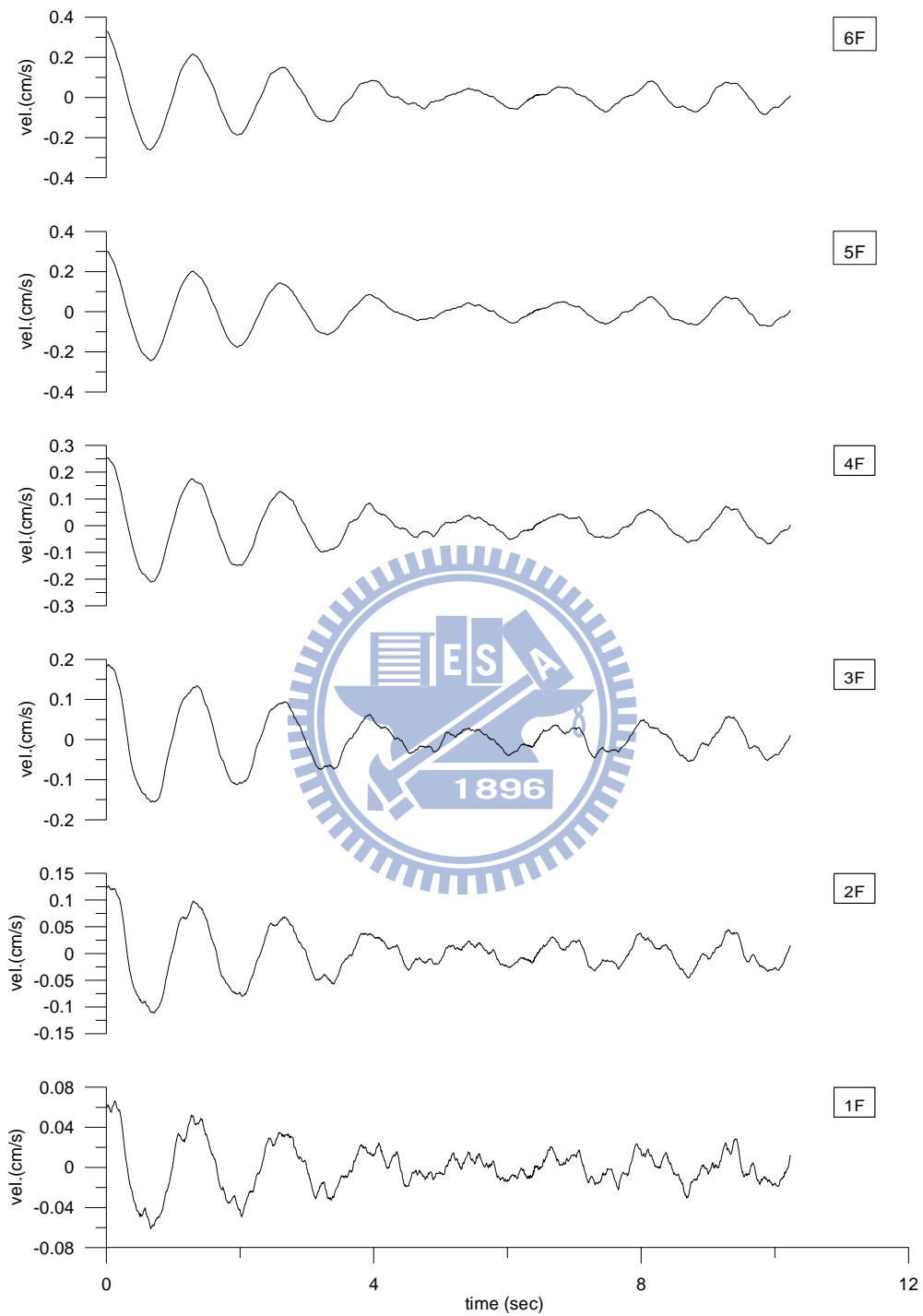


圖 3.52 Case 6 隨機遞減速度曲線

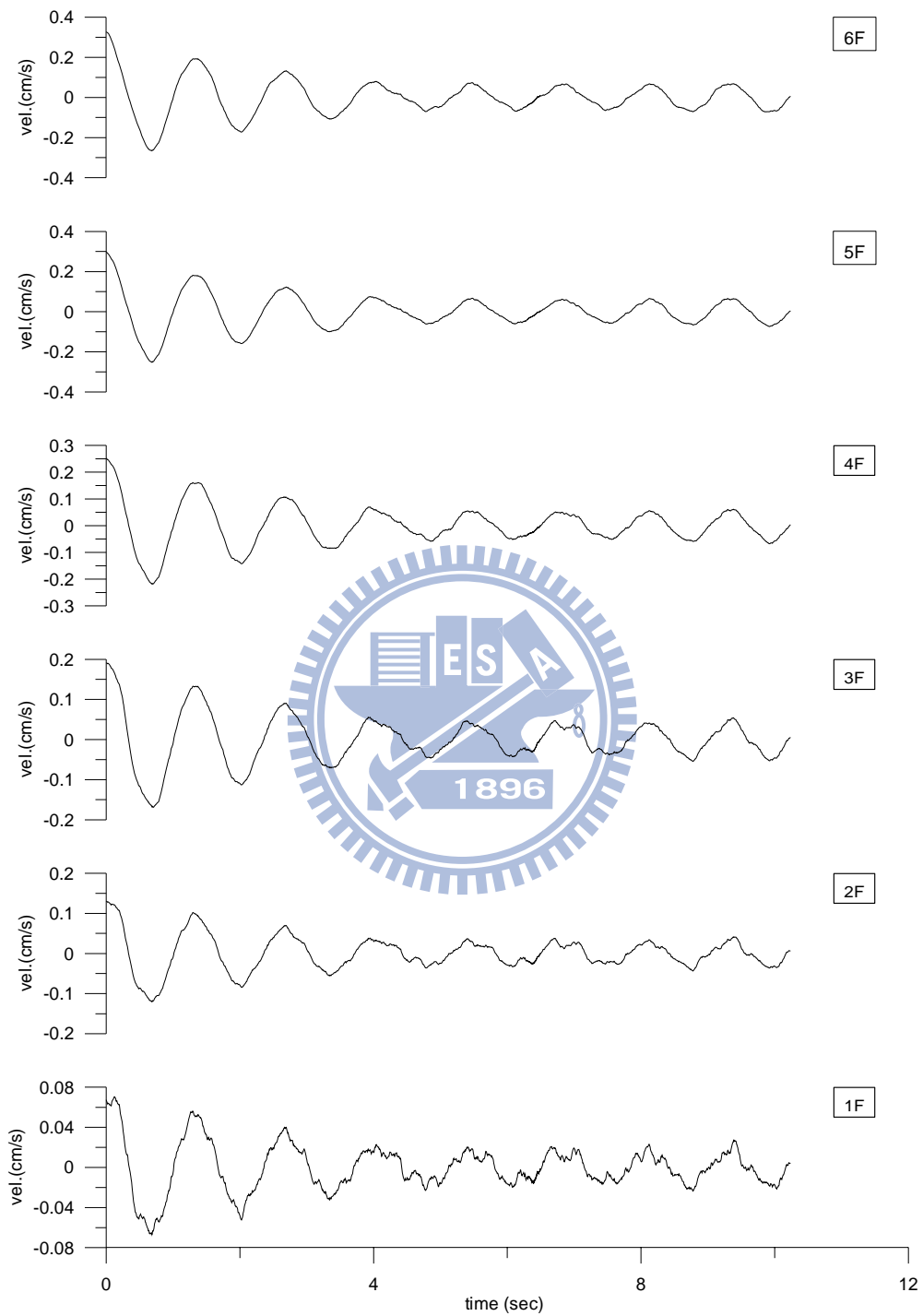


圖 3.53 Case 7 隨機遞減速度曲線

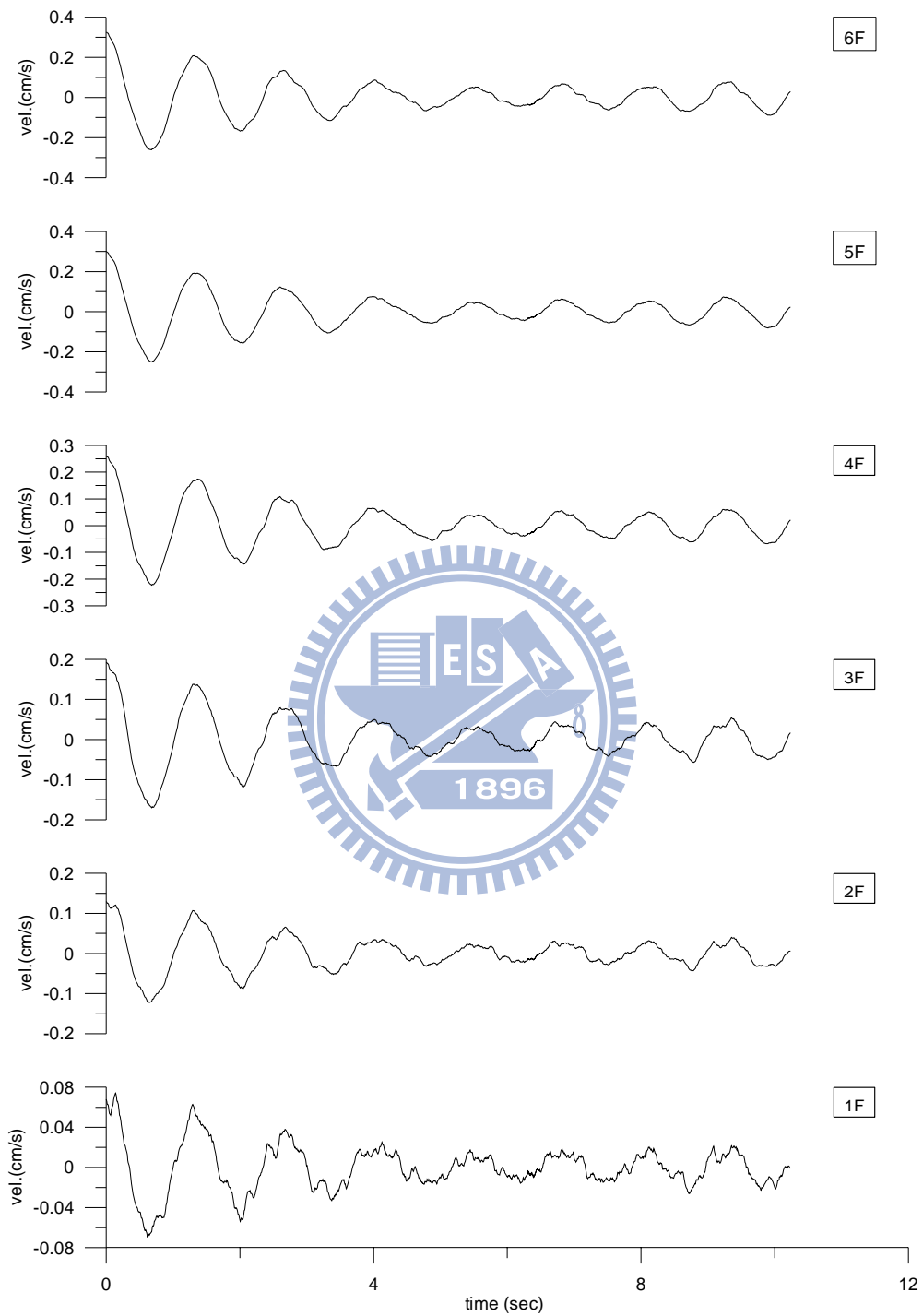


圖 3.54 Case 8 隨機遞減速度曲線

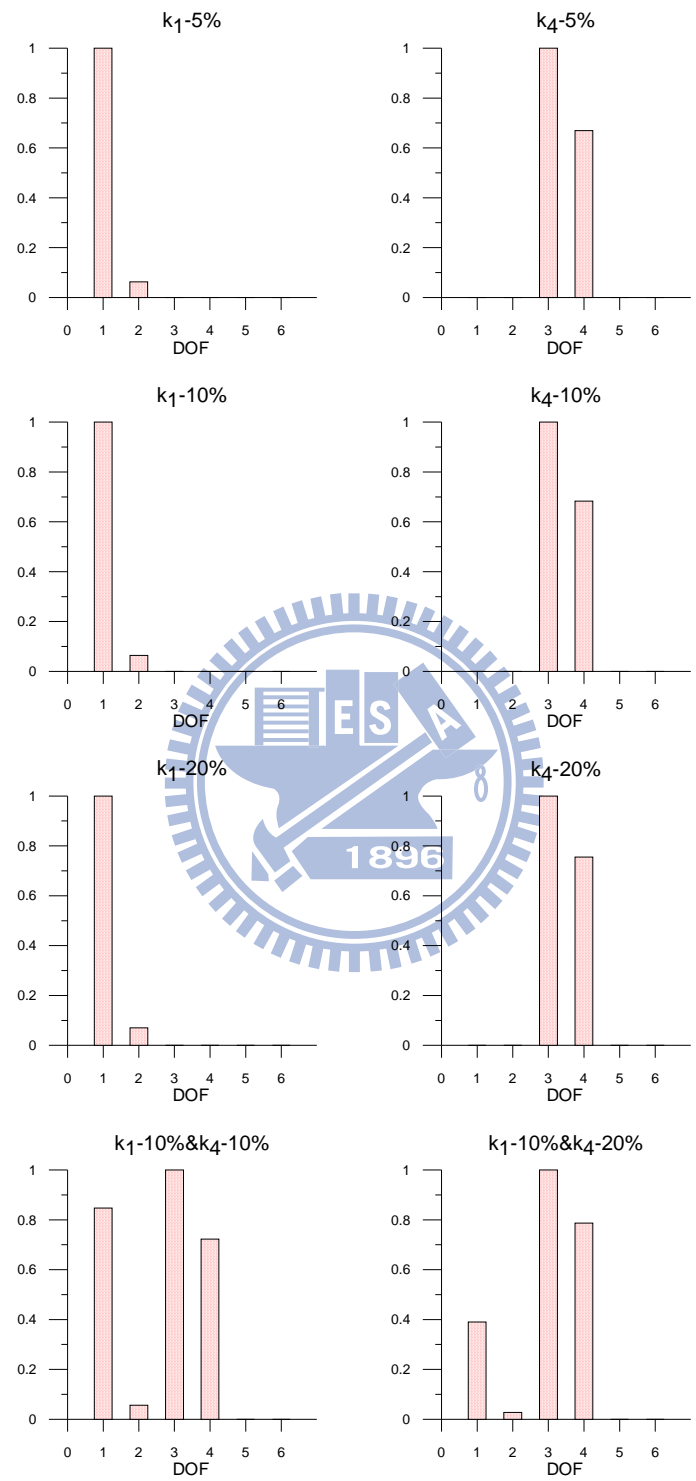


圖 3.55 Case 1~Case 8 之 NPE 值(NSR=0%)

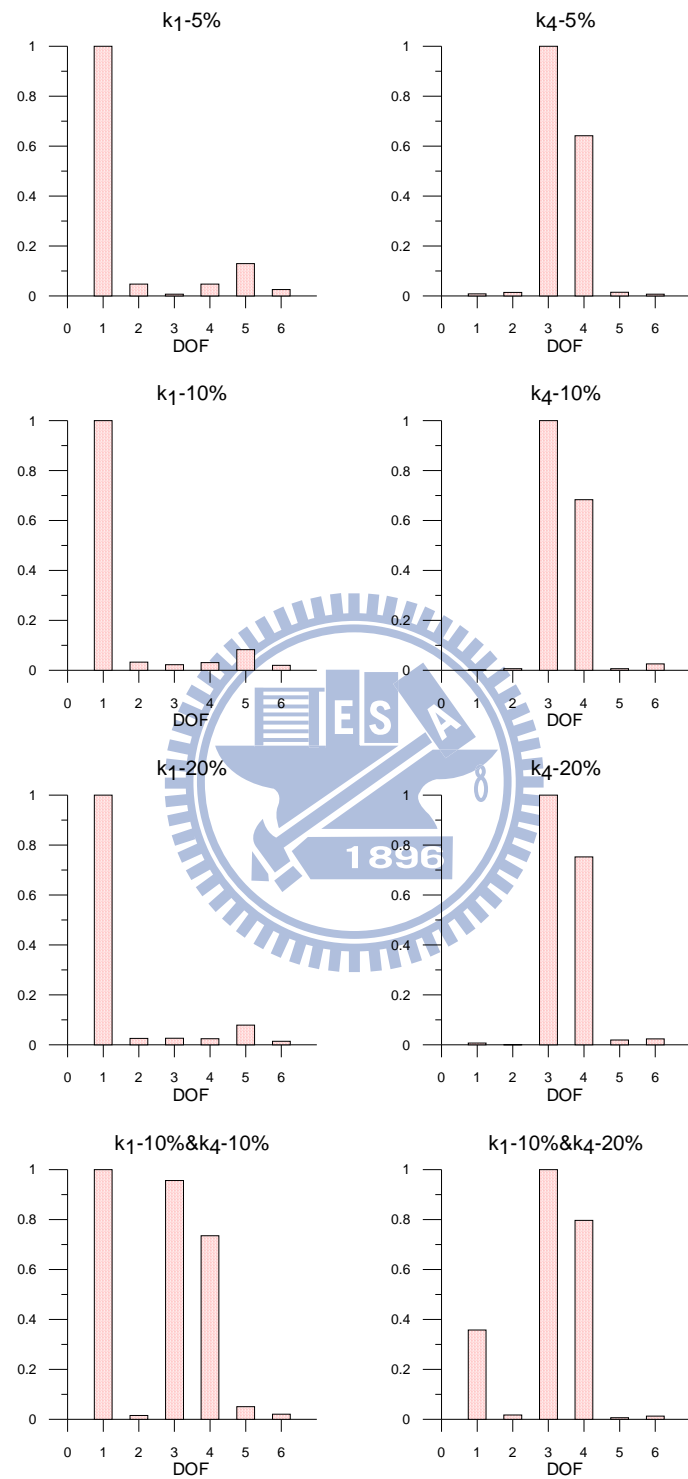


圖 3.56 Case 1~Case 8 之 NPE 值(NSR=5%)

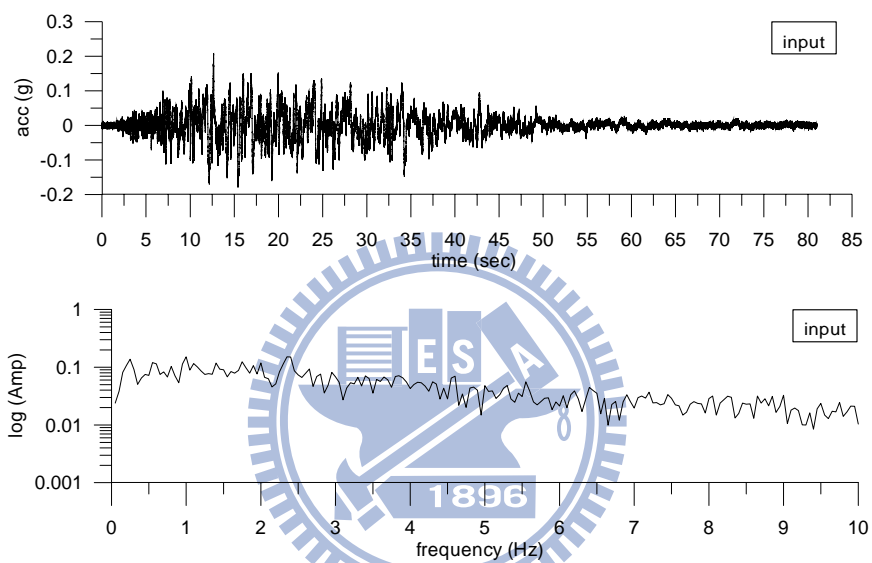


圖 3.57 輸入歷時圖與傅氏譜(NSR=10%)

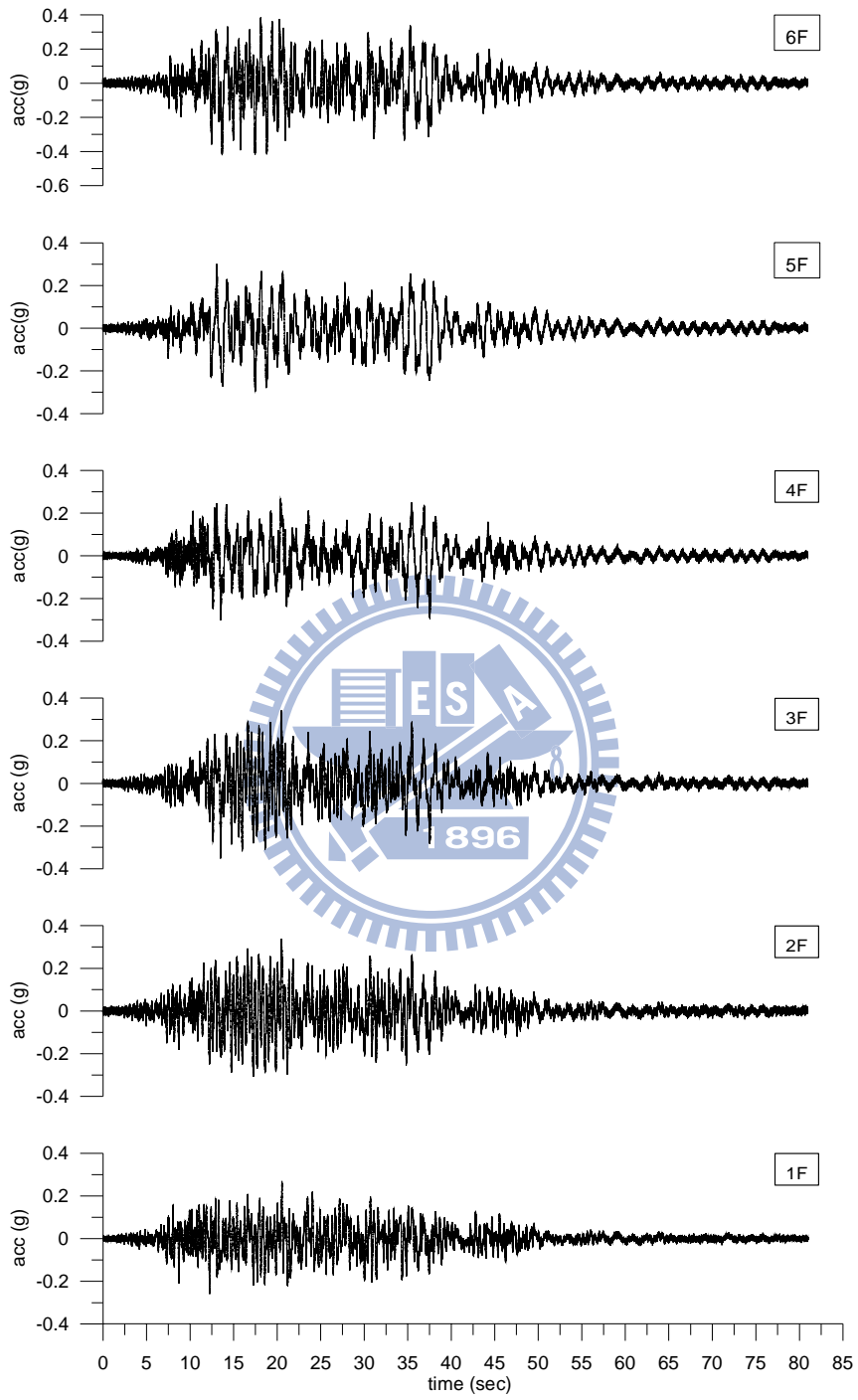


圖 3.58 各樓層反應之歷時圖(NSR=10%)

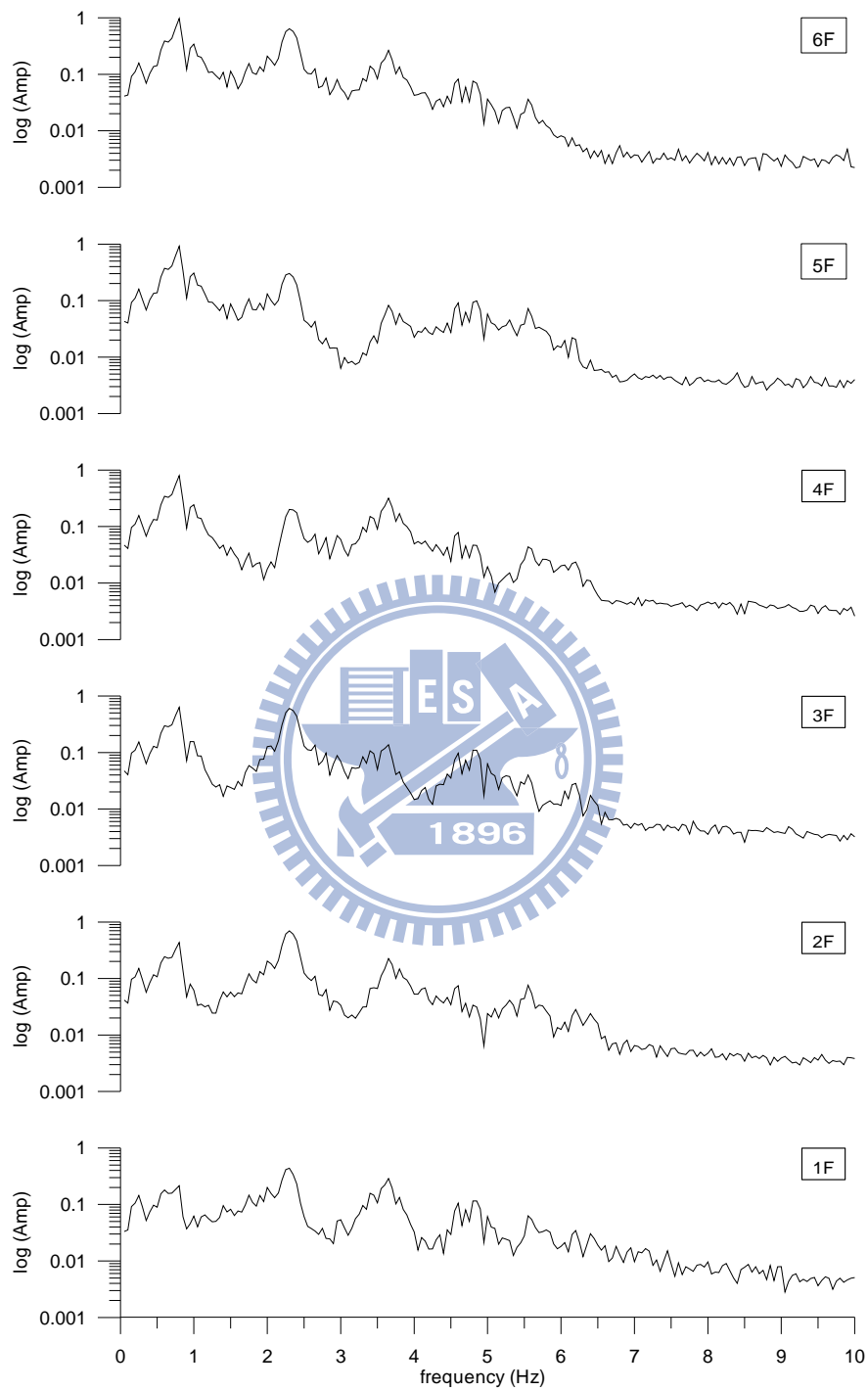


圖 3.59 各樓層反應之傅氏譜(NSR=10%)

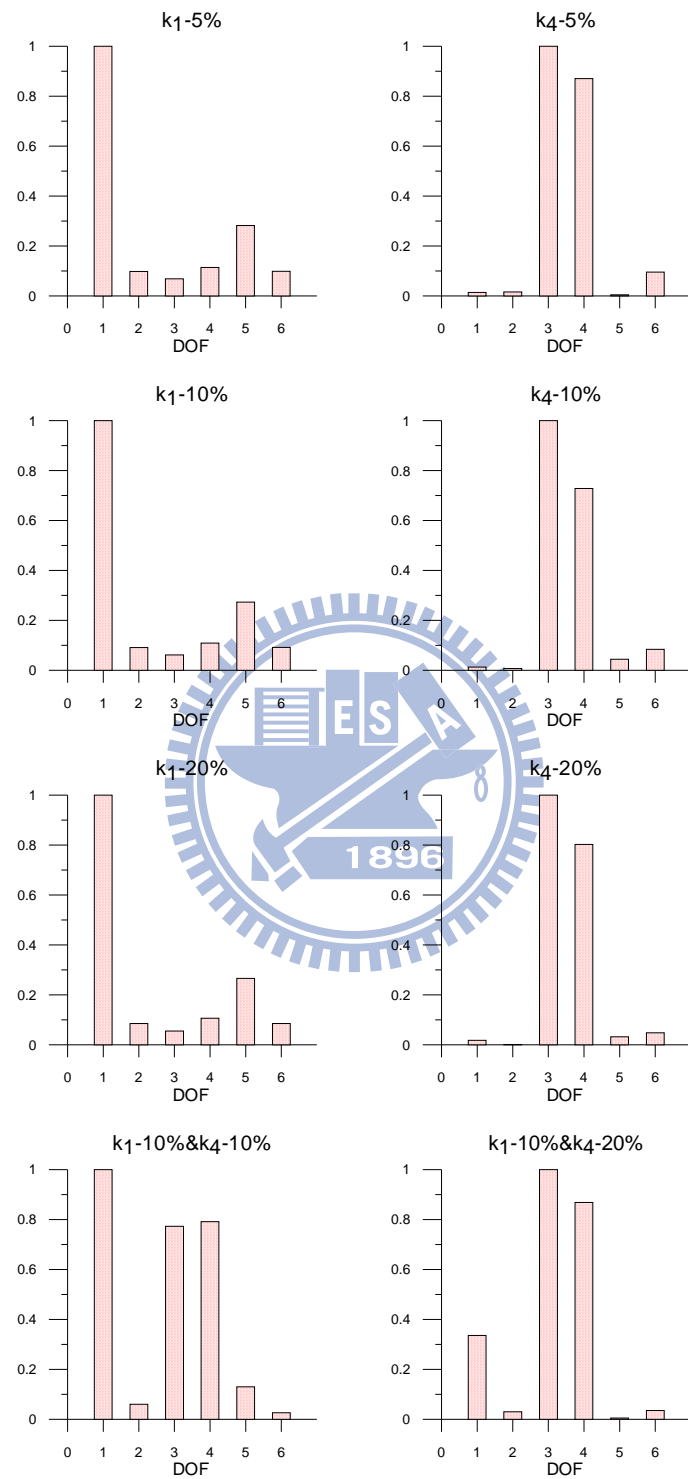


圖 3.60 Case 1~Case 8 之 NPE 值(NSR=10%)

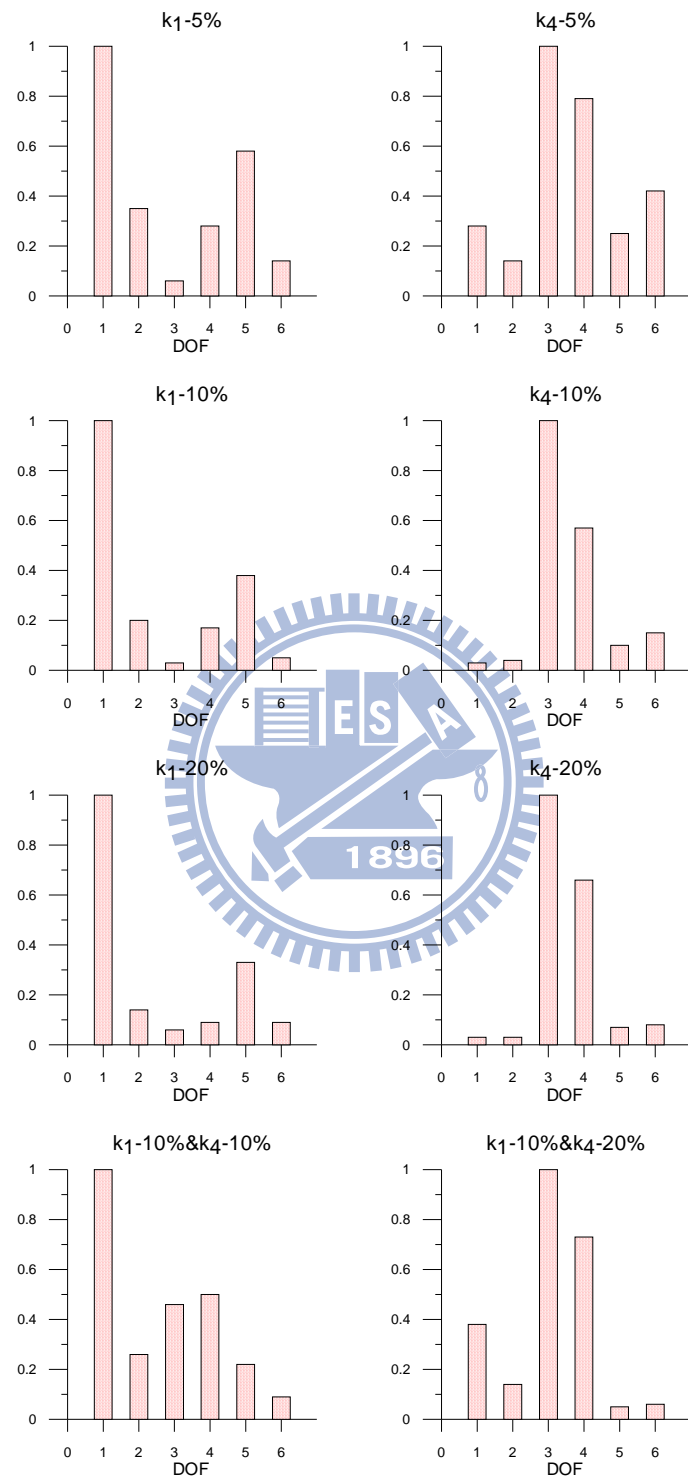


圖 3.61 Case 1~Case 8 之 NPE 值(NSR=20%)

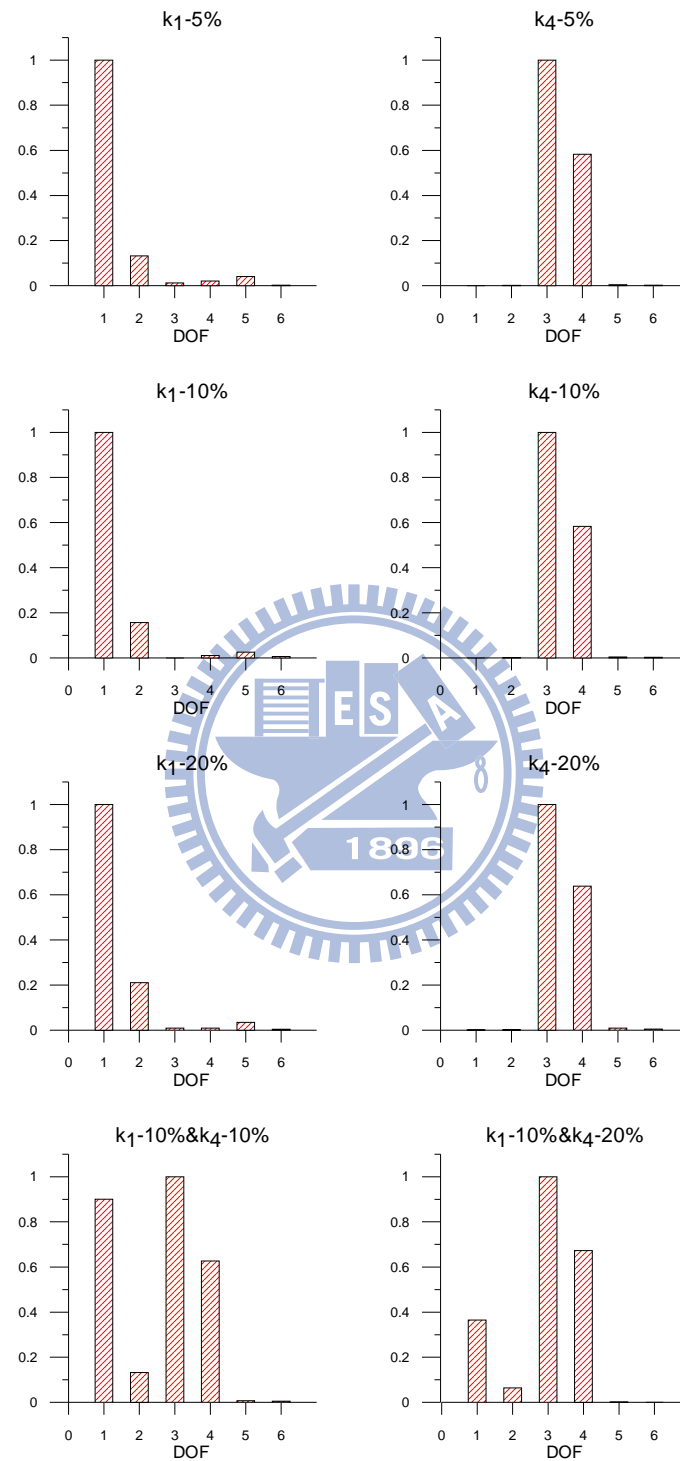


圖 3.62 除噪後 Case 1~Case 8 之 NPE 值(NSR=5%)

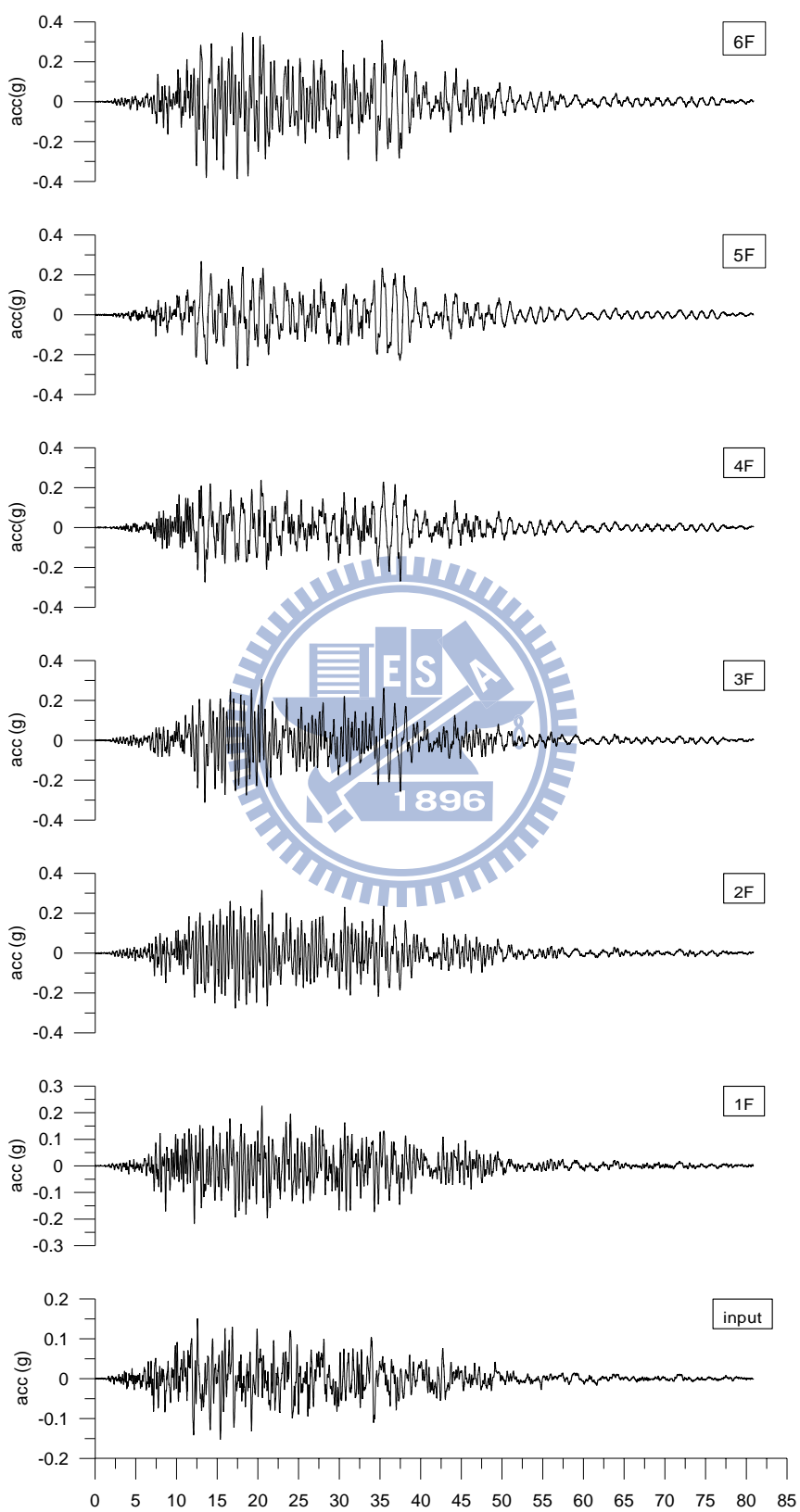


圖 3.63 除噪各樓層反應之歷時圖(NSR=10%)

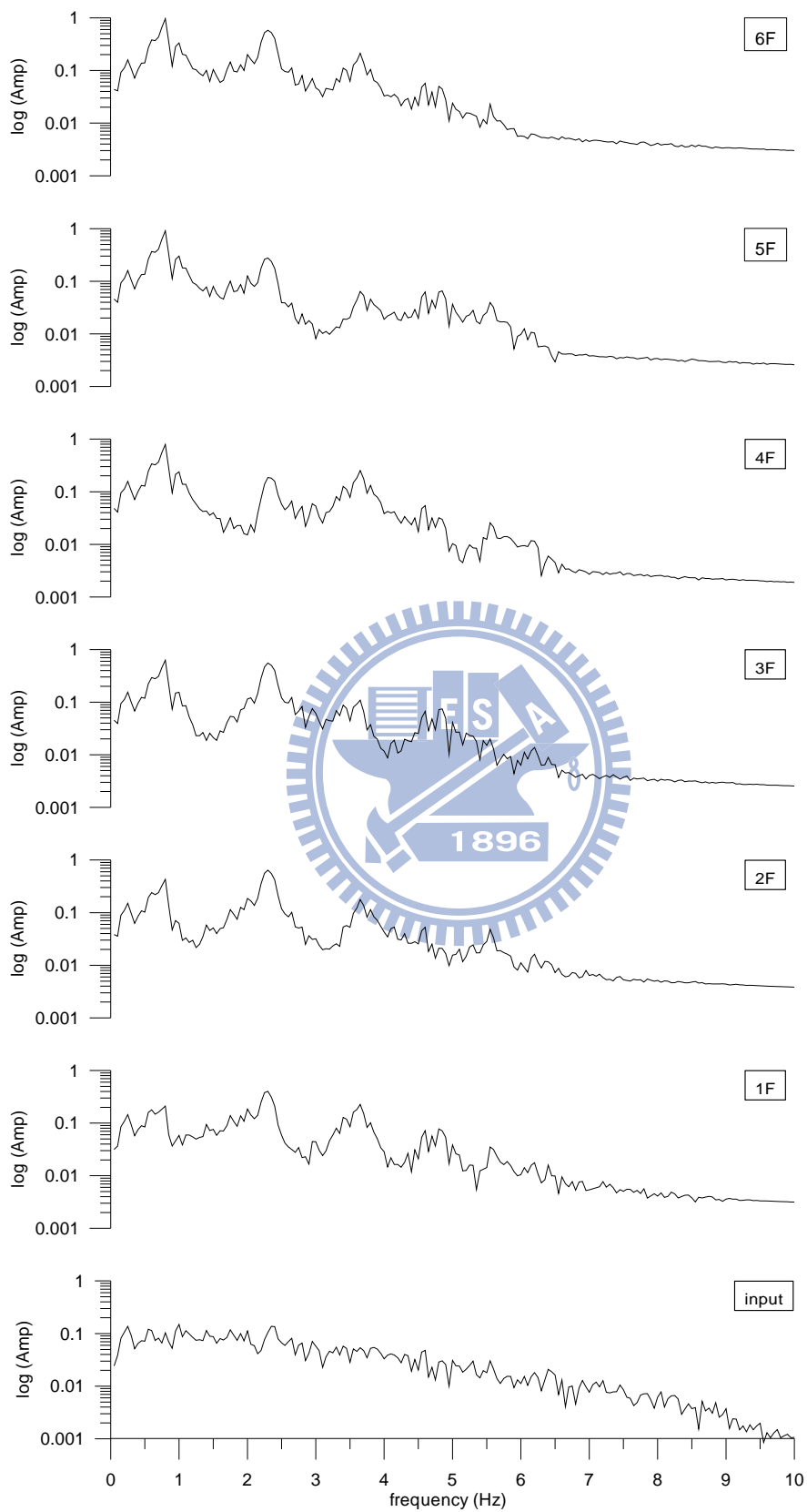


圖 3.64 除噪後各樓層反應之傅氏譜(NSR=10%)

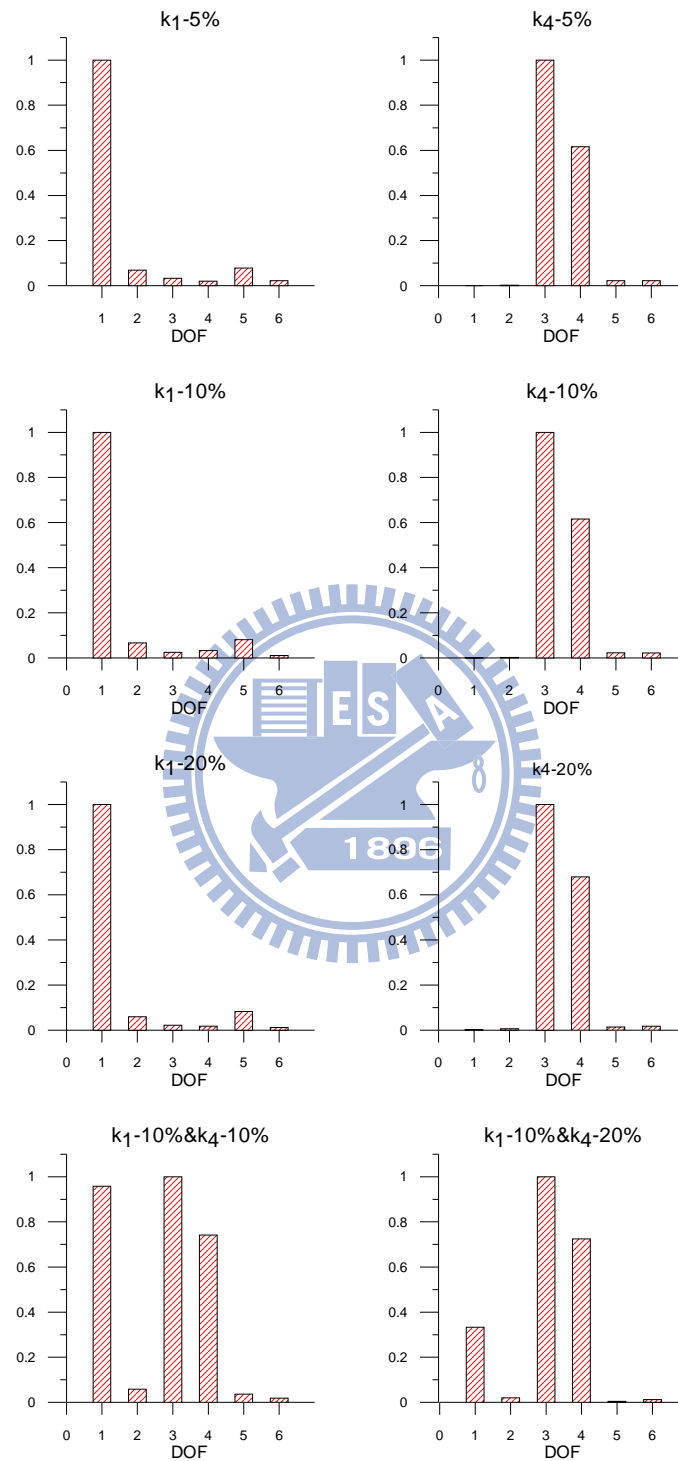


圖 3.65 除噪後 Case 1~Case 8 之 NPE 值(NSR=10%)

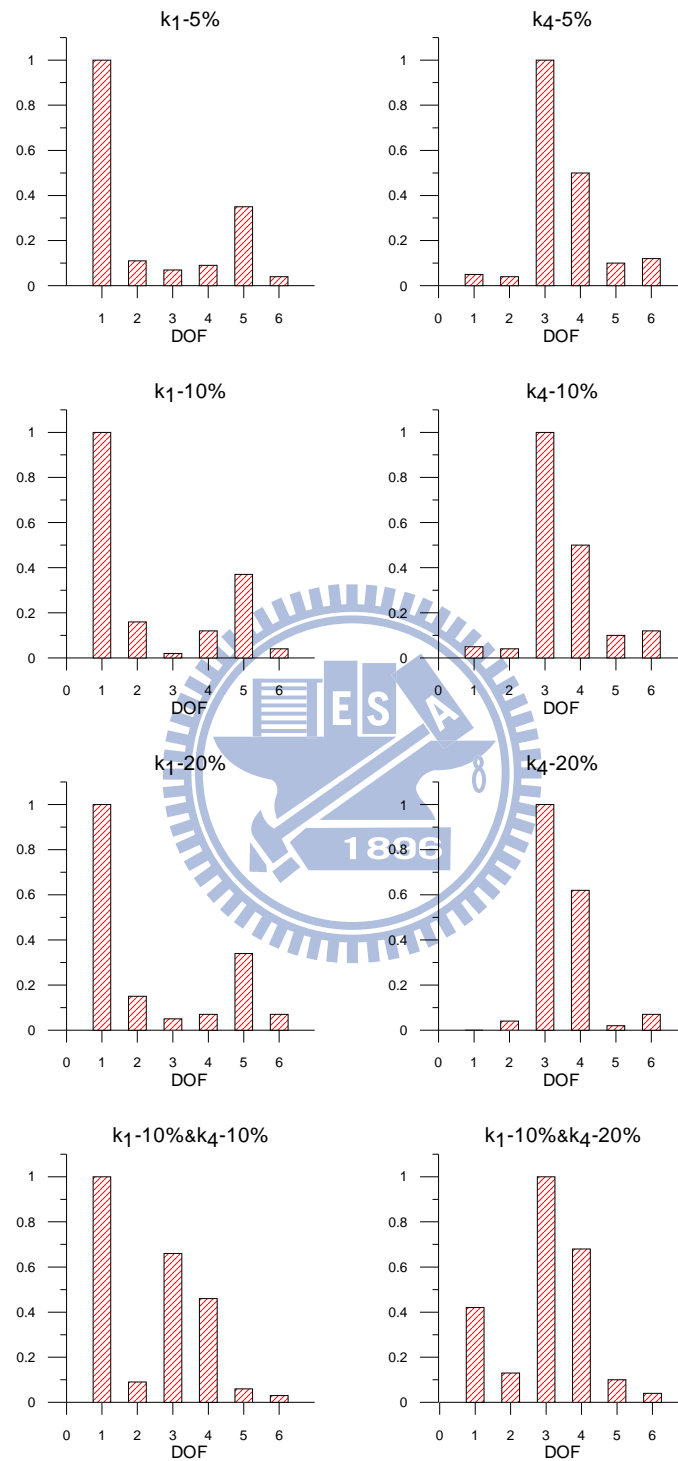


圖 3.66 除噪後 Case 1~Case 8 之 NPE 值(NSR=20%)

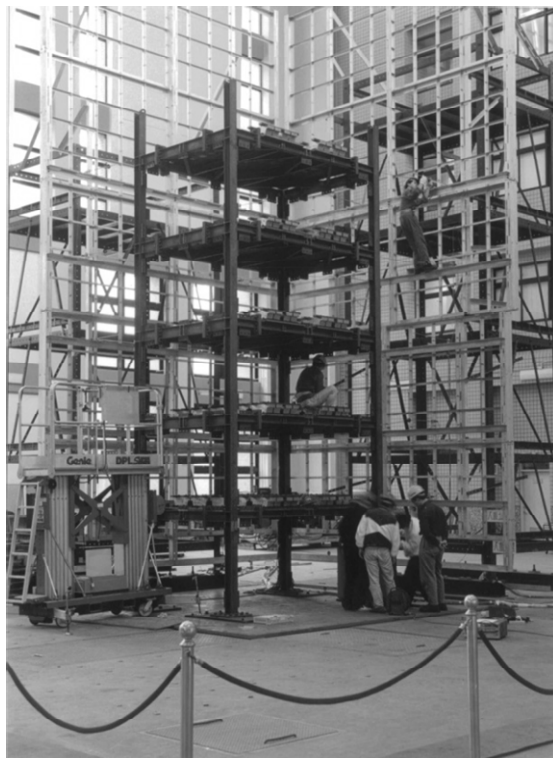


圖 4.1 國家地震工程研究中心之五層樓鋼構架

(摘錄自葉等人，1999)

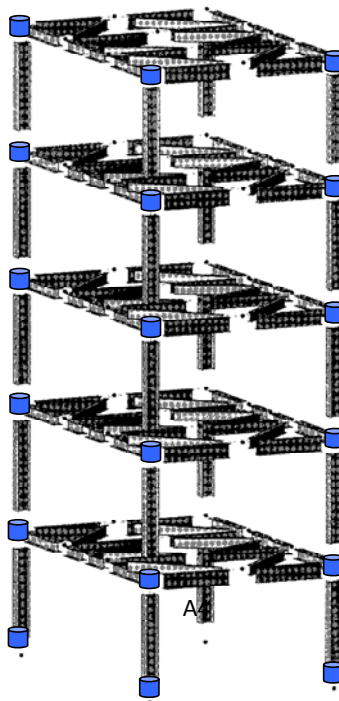


圖 4.2 五層樓鋼構架立體圖

(摘錄自葉等人，1999)

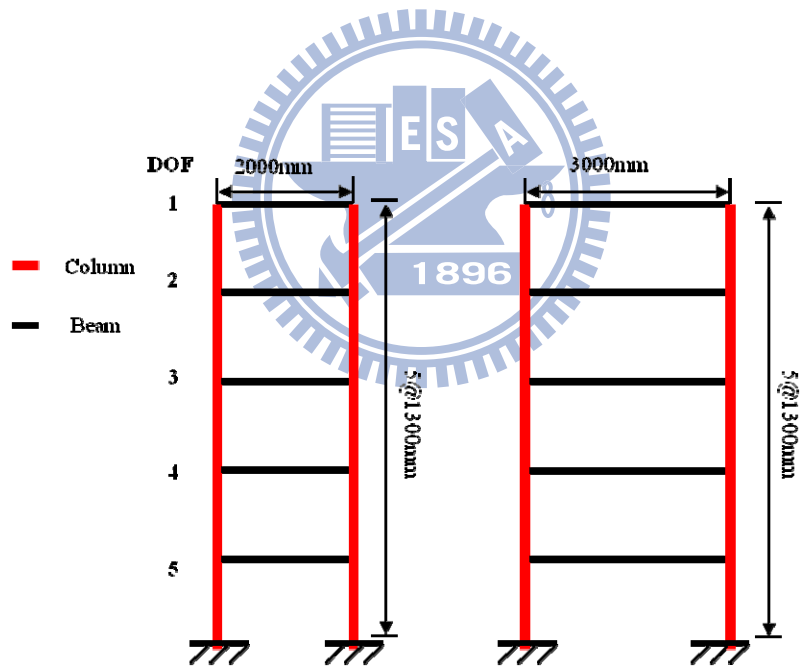
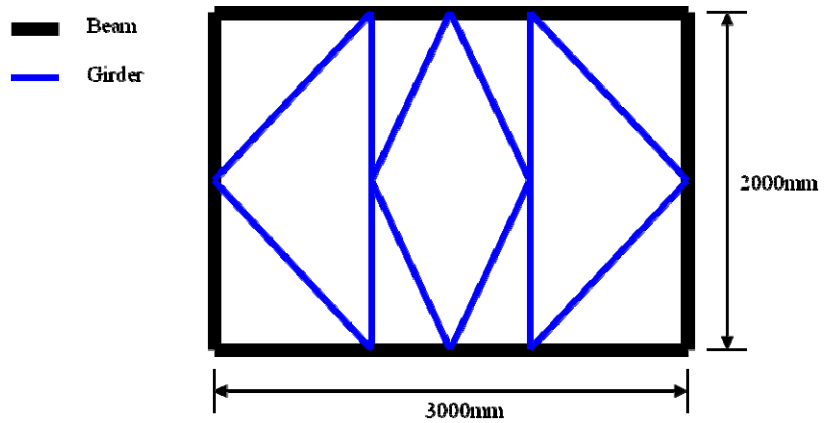


圖 4.3 五層頭鋼構架俯視圖及立面圖

(摘錄自葉等人，1999)

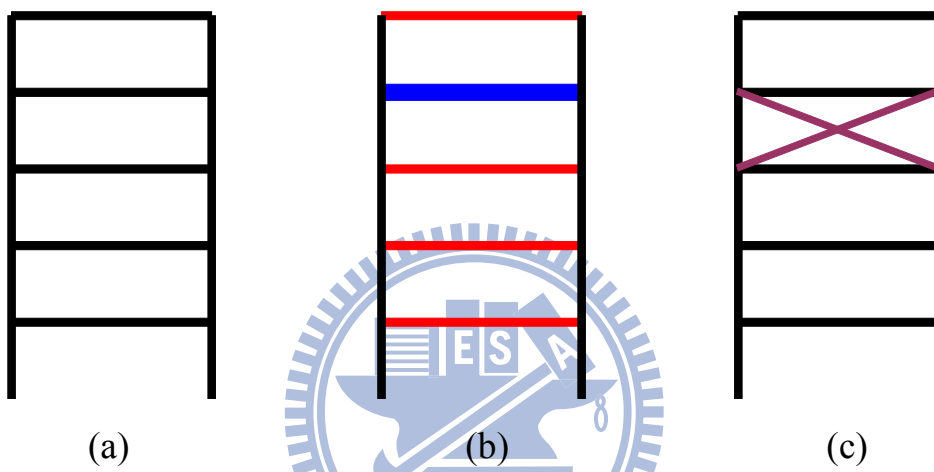


圖 4.4 三種型態之鋼構架(a) std 構架 (b) add_m 構架(c) add_k 構架

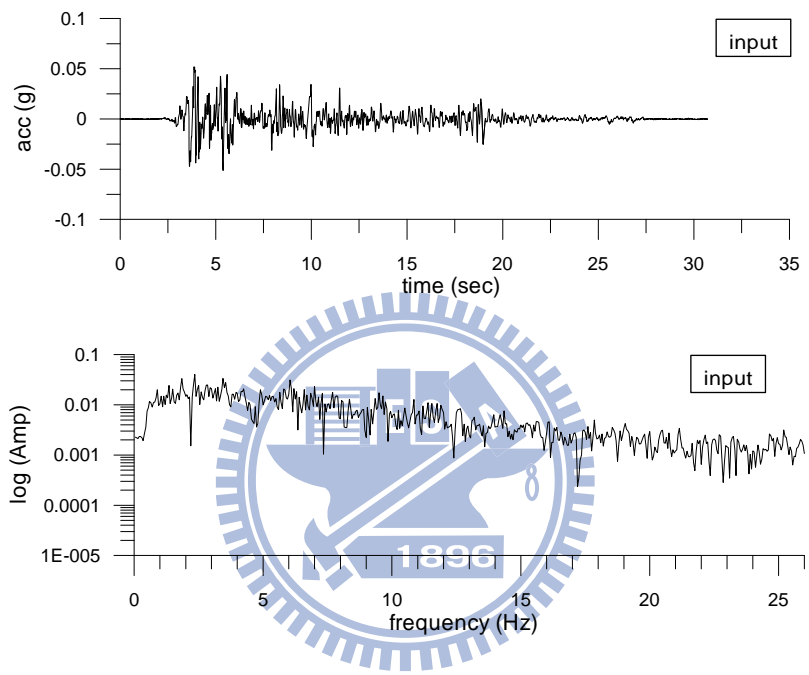


圖 4.5 20%之 EL Centro 地震輸入之歷時圖及傅氏譜

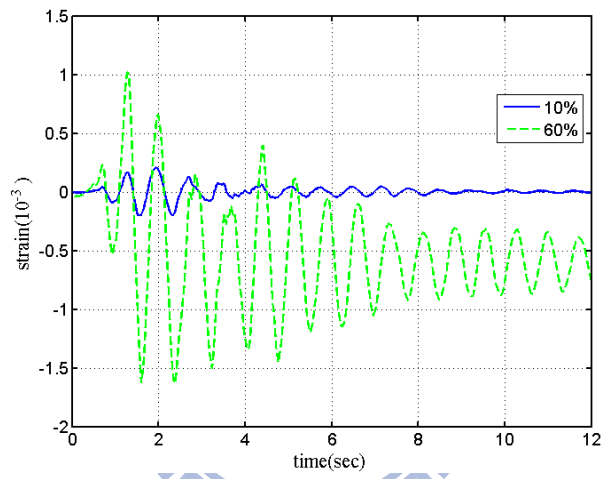


圖 4.6 10%與 60%Kobe 地震下最底層柱之應變歷時圖

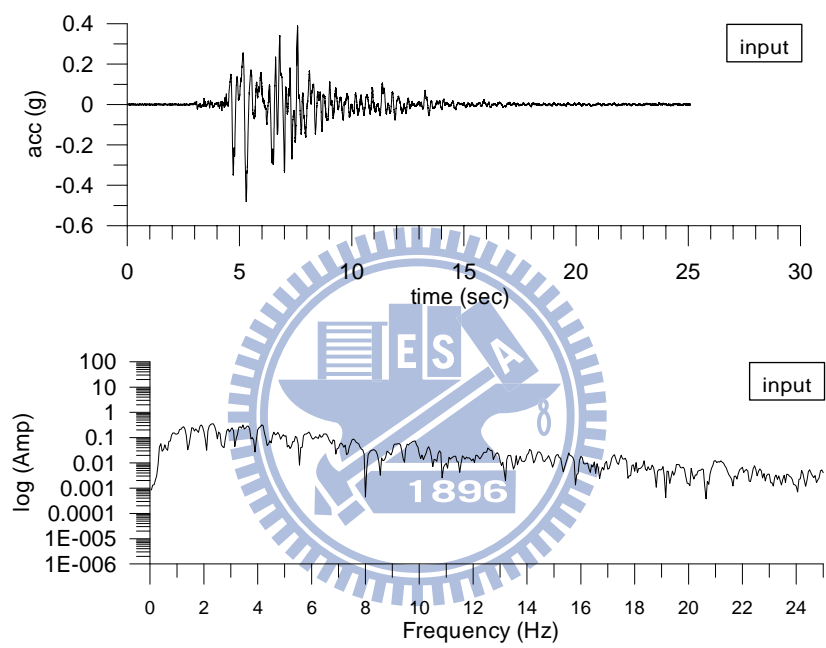


圖 4.7 60% Kobe 地震輸入之歷時圖及傅氏譜

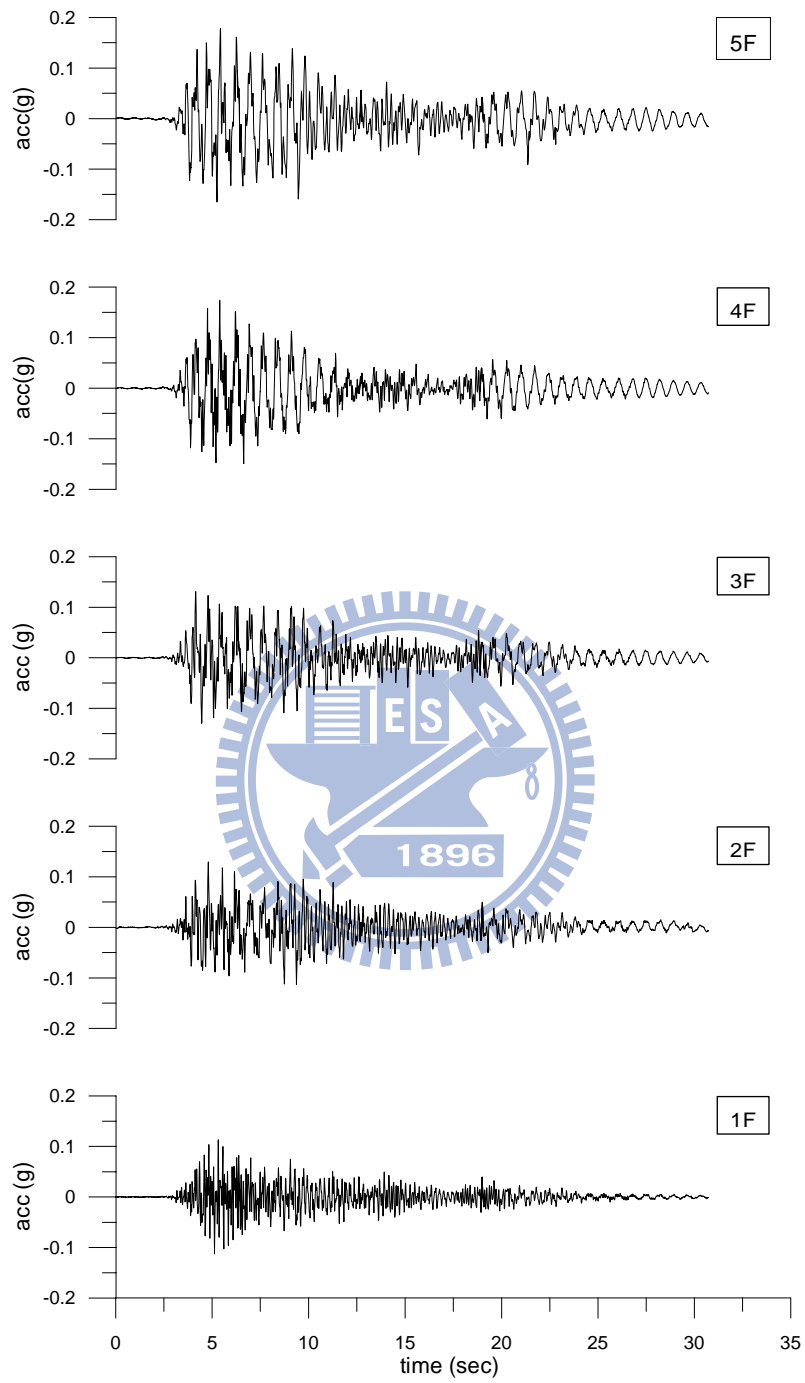


圖 4.8 “std” 構架各樓層之反應歷時圖

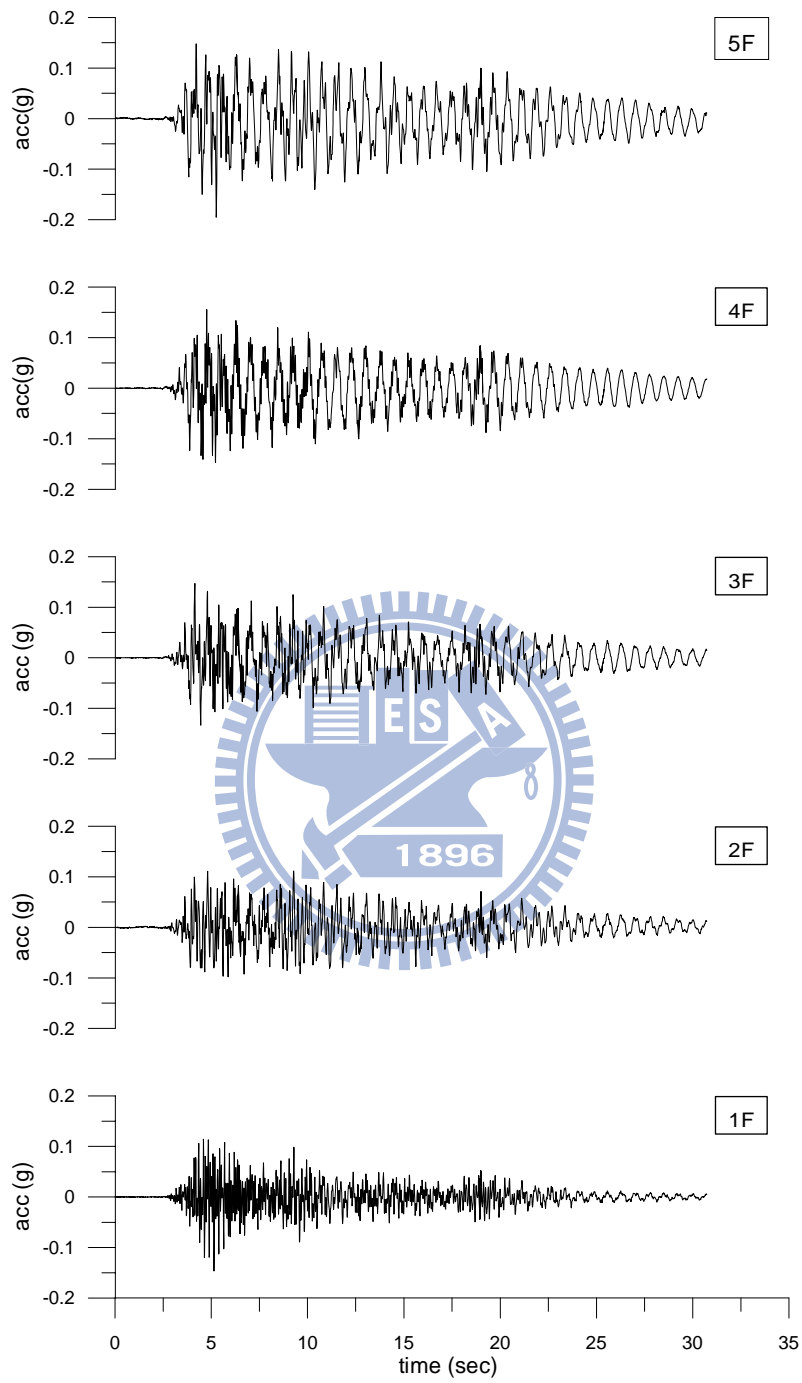


圖 4.9 “add_m” 構架各樓層之反應歷時圖

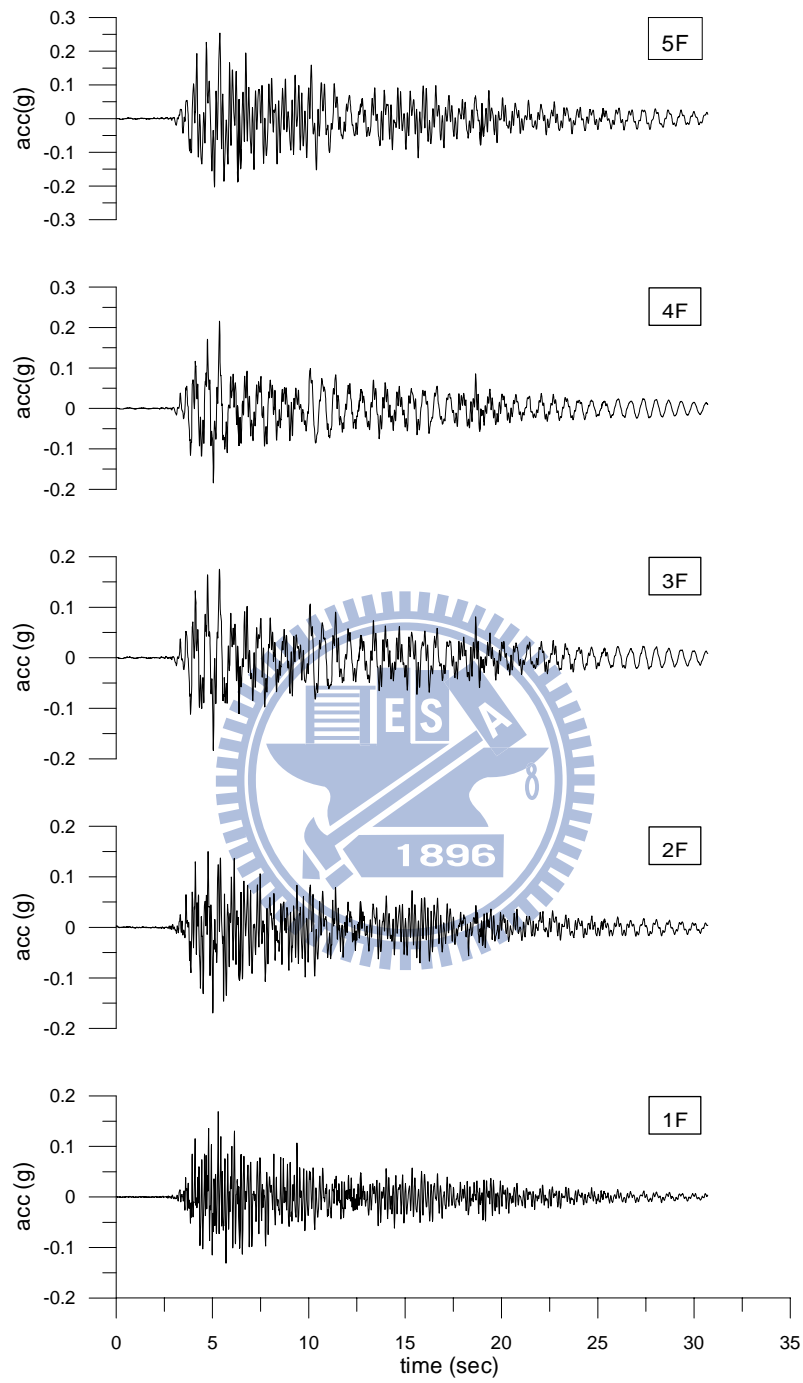


圖 4.10 “add_k” 構架各樓層之反應歷時圖

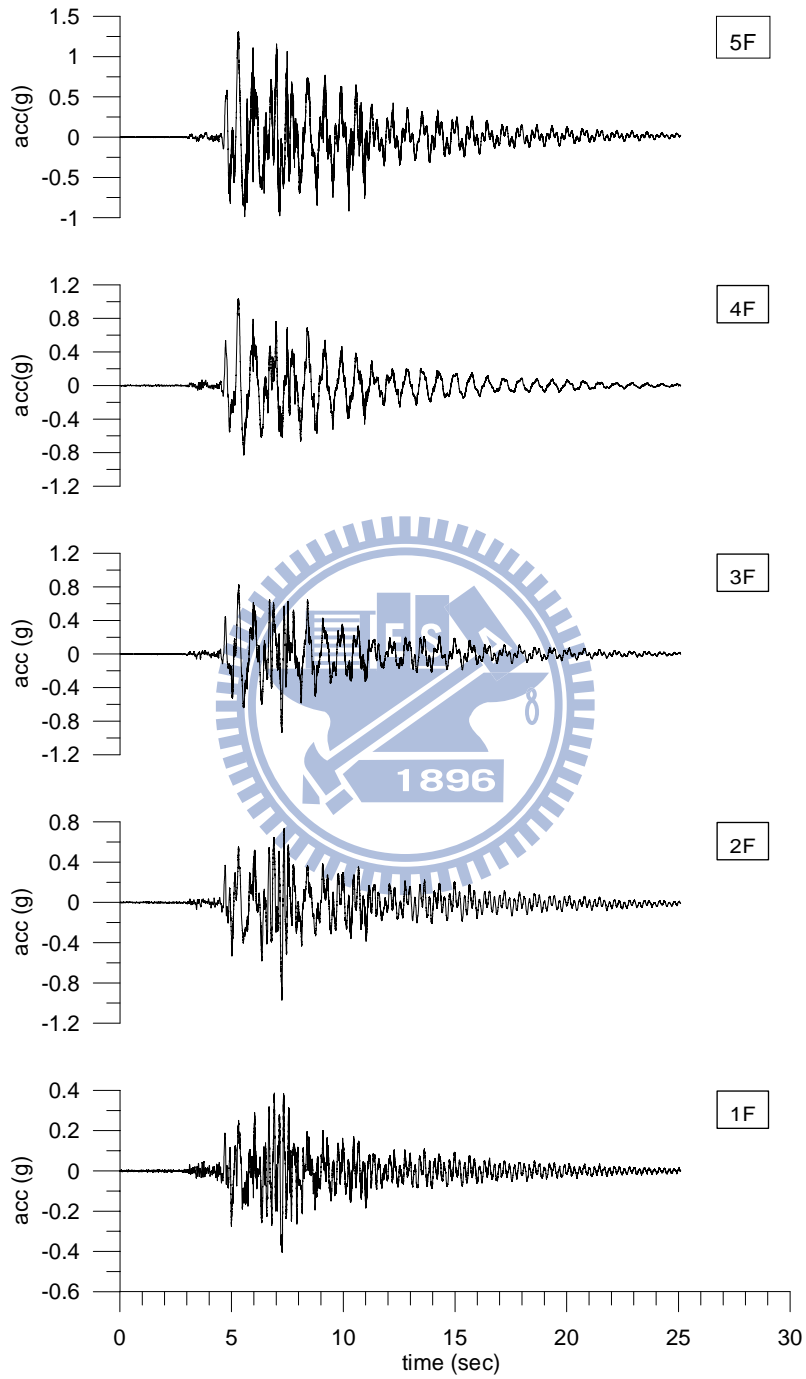


圖 4.11 “std_yield” 構架各樓層之反應歷時圖

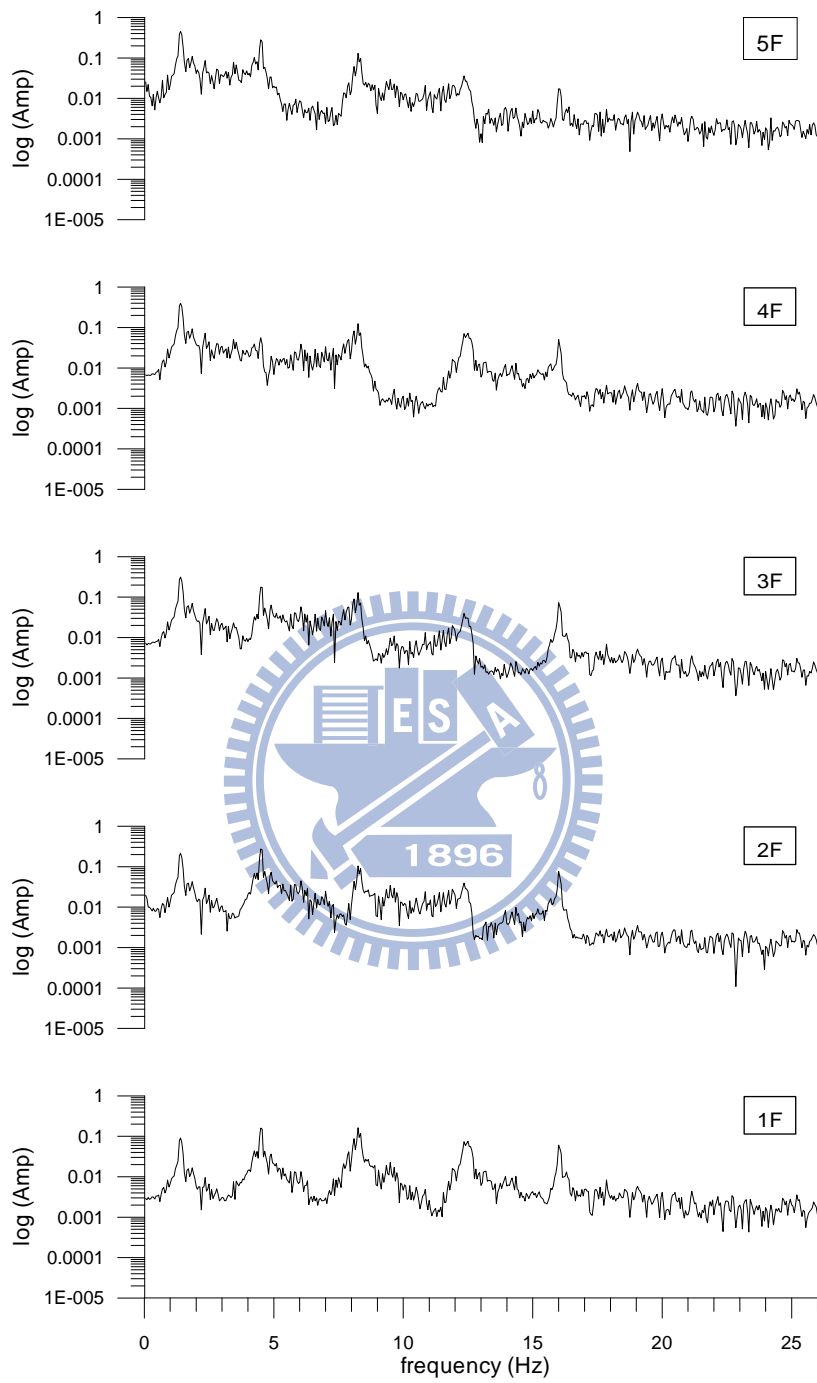


圖 4.12 “std” 構架各樓層之傅氏譜

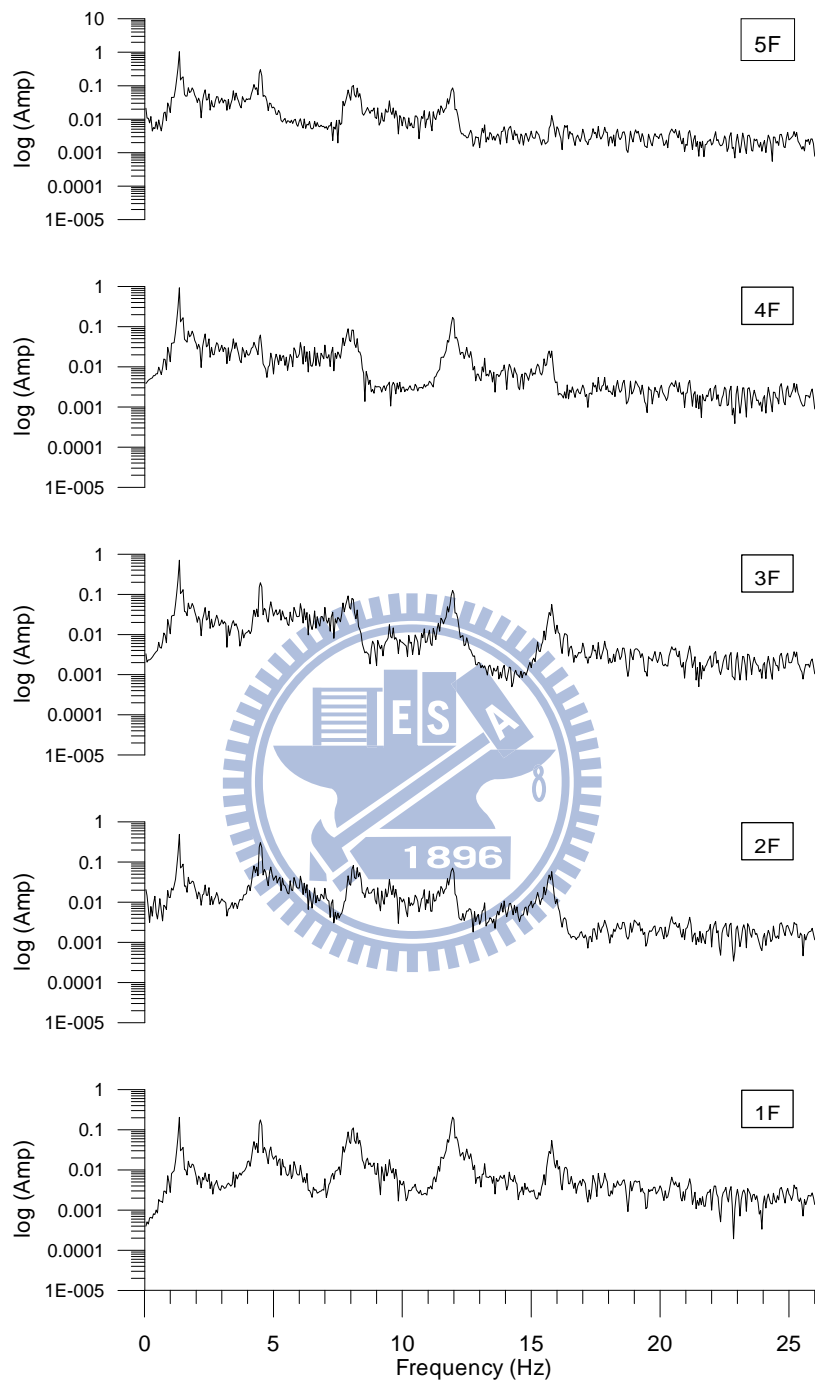


圖 4.13 “add_m” 構架各樓層之傅氏譜

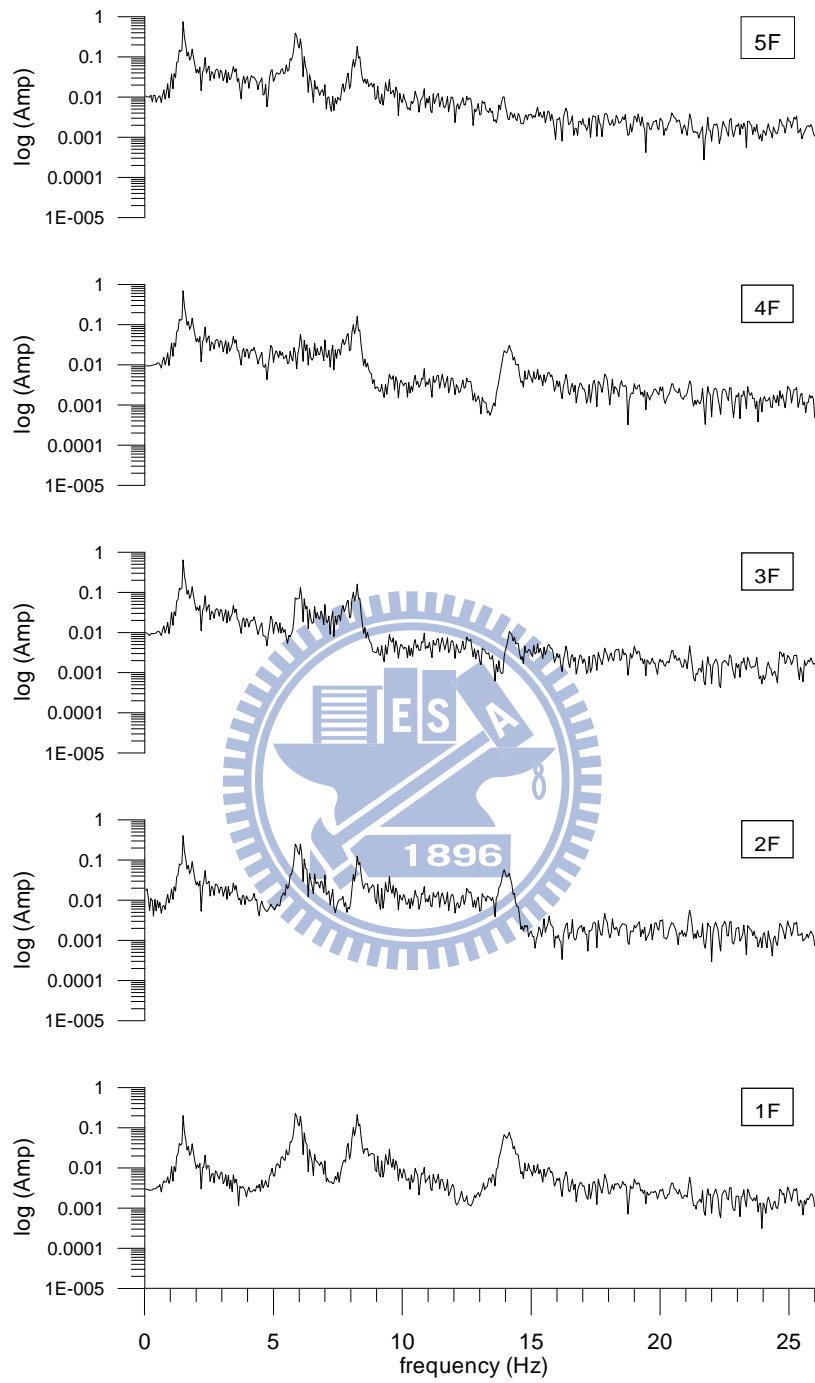


圖 4.14 “add_k” 構架各樓層之傅氏譜

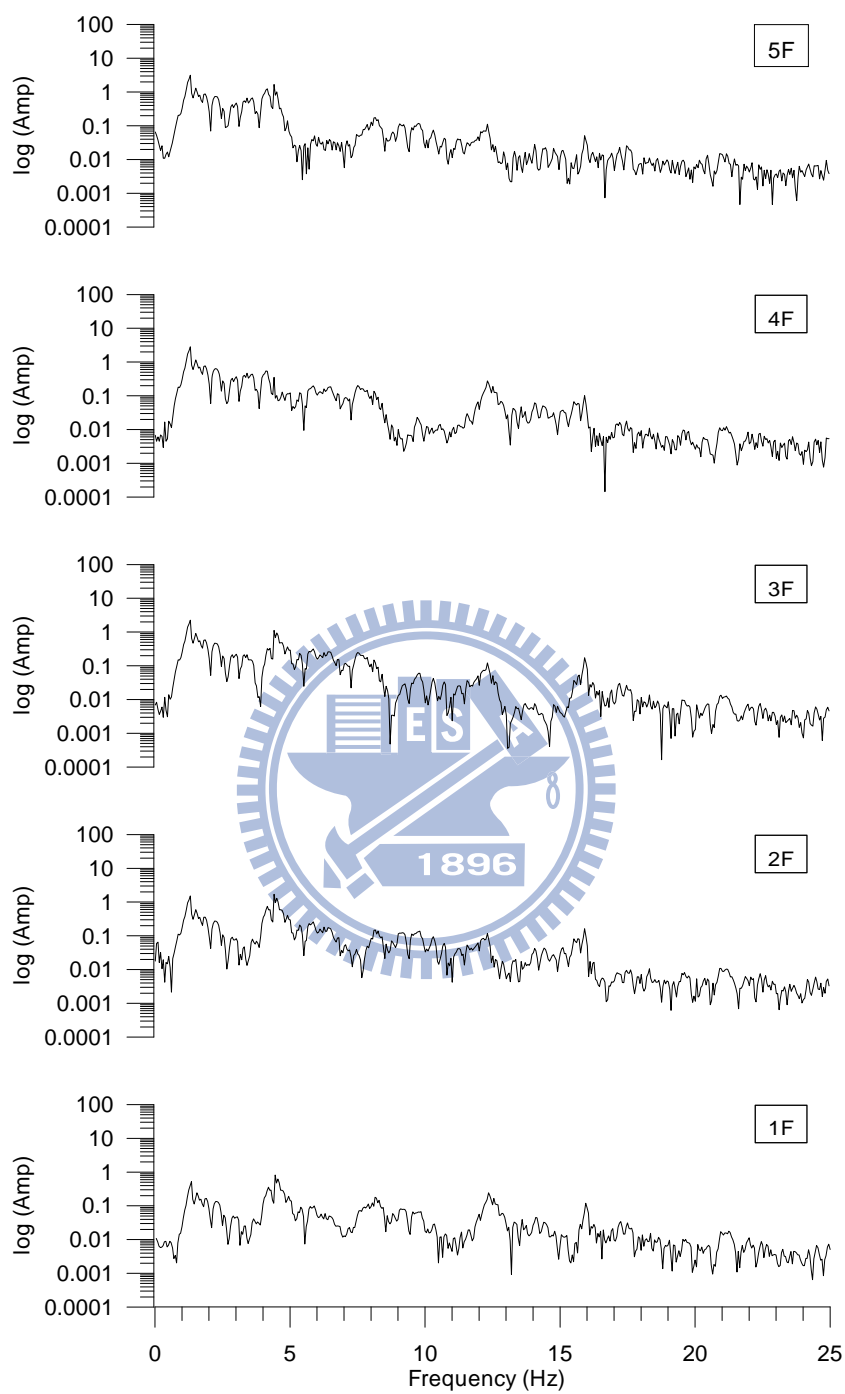


圖 4.15 “std_yield” 構架各樓層之傅氏譜

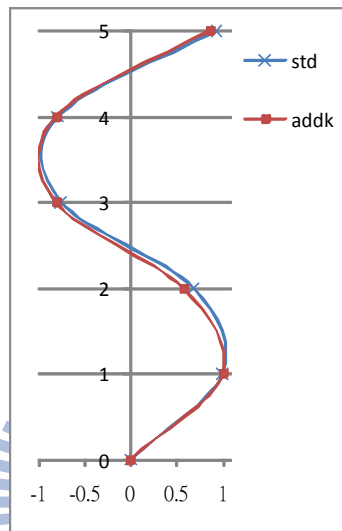


圖 4.16 “std” 構架及 “add_k” 構架之第三模態

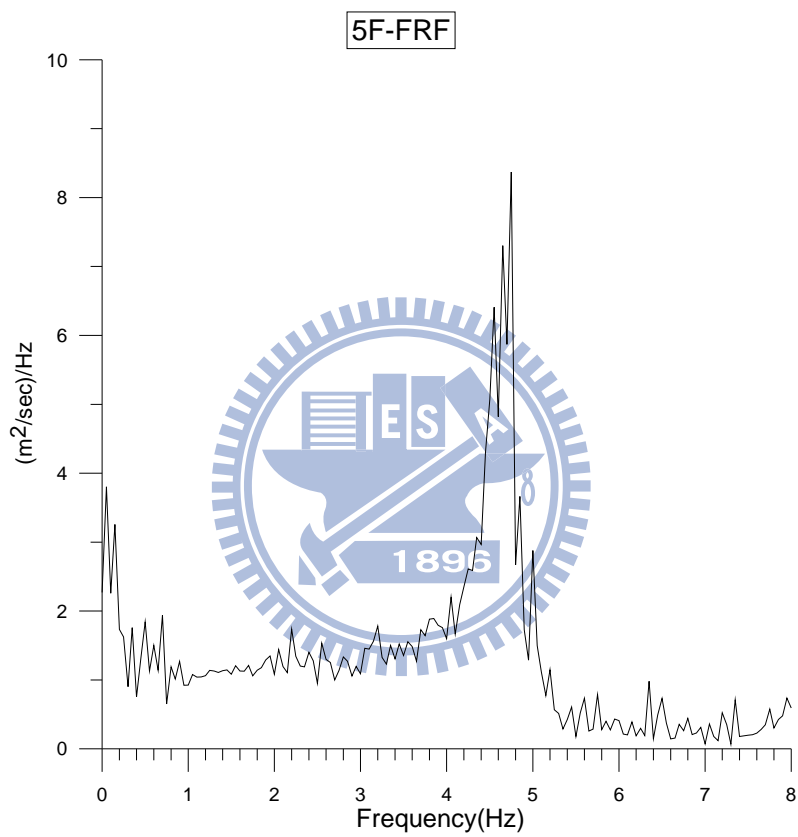
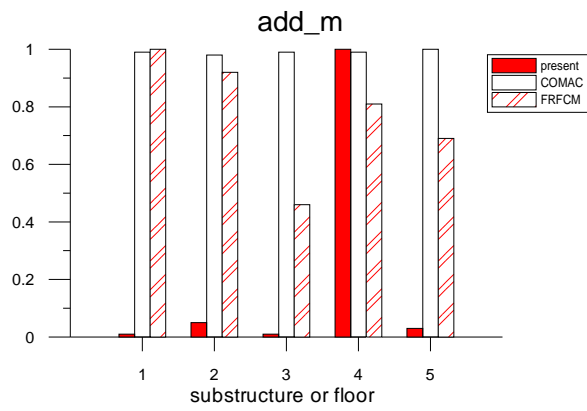
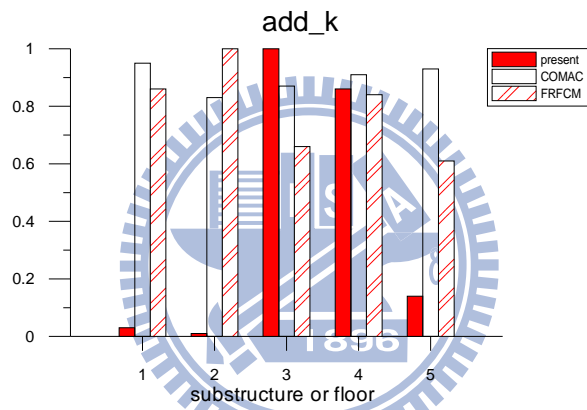


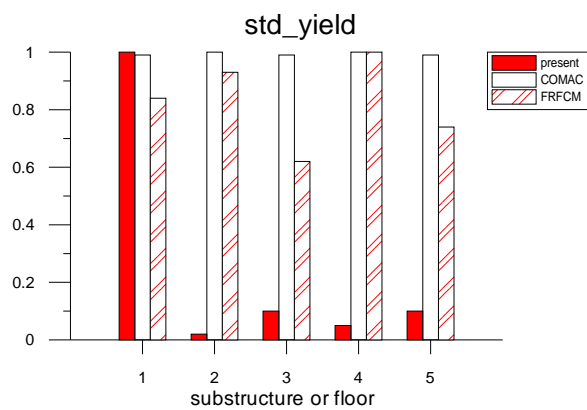
圖 4.17 五樓之頻率響應函數



(a)



(b)



(c)

圖 4.18 損傷評估方法之比較圖

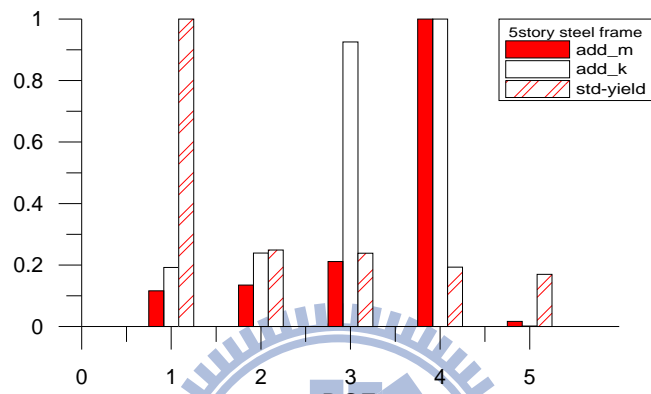


圖 4.19 不同型態鋼構架之 NPE 值

參考文獻

- [1] A. Rytter, "Vibration based inspection of civil engineering structures," *PhD dissertation Department of Building Technology and Structural Engineering, Aalborg University, Aalborg, Denmark*, , 1993.
- [2] P. C. Chang, A. Flatau, and S. C. Liu, "Review paper: Health monitoring of civil Infrastructure," *Structural Health Monitoring*, vol. 2, pp. 257-267, 2003.
- [3] H. G. Natke, "Updating computational models in the frequency domain based on measured data: a survey," *Probabilistic Engineering Mechanics*, vol. 3, pp. 28-35, 1988.
- [4] M. Imregun and W. J. Visser, "A review of model updating techniques," *Shock and Vibration Digest* vol. 23, pp. 19-20, 1991.
- [5] J. E. Mottershead and M. I. Friswell, "Model updating in structural dynamics: A survey," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 167, pp. 347-375, 1993.
- [6] O. S. Salawu, "Detection of structural damage through changes in frequency: a review," *Engineering Structures*, vol. 19, pp. 718-723, 1997.
- [7] S. W. Doebling, C. R. Farrar, and M. B. Prime, "A summary review of vibration-based damage identification methods," *The Shock and Vibration Digest*, vol. 30, 1998.
- [8] C. R. Farrar, S. W. Doebling, and D. A. Nix, "Vibration-based structural damage identification," *Philosophical Transactions: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, vol. 359, pp. 131-149, 2001.
- [9] J. M. W. Brownjohn, "Structural health monitoring of civil infrastructure," *Philosophical Transactions of the Royal Society A; Mathematical, Physical and Engineering Science*, vol. 365, pp. 589-622, 2007.
- [10] M. I. Friswell and J. E. Mottershead, *Finite Element Model Updating in Structural Dynamics*, 1995.
- [11] A. Berman and E. J. Nagy, "Improvement of a large analytical model using test data," *AIAA Journal*, vol. 21, pp. 1168-1173, 1983.
- [12] B. Caesar and J. Peter, "Direct update of dynamic mathematical

- models from modal test data," *AIAA Journal* vol. 25, pp. 1494-1499, 1987.
- [13] Kammer and C. Daniel, "Optimum approximation for residual stiffness in linear system identification," *AIAA Journal*, vol. 26, pp. 104-112, 1988.
- [14] R. Kenigsbuch and Y. Halevi, "Model updating in structural dynamics: A generalised reference basis approach," *Mechanical Systems and Signal Processing*, vol. 12, pp. 75-90, 1998.
- [15] C. C. Chang, T. Y. P. Chang, and Y. G. Xu, "Adaptive neural networks for model updating of structures," *Smart Materials and Structures*, vol. 9, pp. 59-68, 2000.
- [16] C. Minas and D. J. Inman, "Matching finite element models to modal data," *Journal of Vibration and Acoustics*, vol. 112, pp. 84-92, 1990.
- [17] D. C. Zimmerman and M. Kaouk, "Eigenstructure assignment approach for structural damage detection," *AIAA Journal*, vol. 30, pp. 1848-1855, 1992.
- [18] G. James, D. C. Zimmerman, and T. Cao, "Development of a coupled approach for structural damage detection with incomplete measurements," *AIAA journal* vol. 36, 1998.
- [19] H. M. Adelman and R. T. Haftka, "Sensitivity analysis of discrete structural systems," *AIAA Journal*, vol. 24, pp. 823-832, 1986.
- [20] K. F. Alvin, "Finite element model update via bayesian estimation and minimization of dynamic residuals," *AIAA Journal*, vol. 35, pp. 879-886, 1997.
- [21] J. L. Beck and L. S. Katafygiotis, "Updating models and their uncertainties. Part I: Bayesian statistical framework," *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 124, pp. 455-461, 1998.
- [22] M. I. Friswell and J. E. T. Penny, "Updating model parameters from frequency domain data via reduced order models," *Mechanical Systems and Signal Processing*, vol. 4, pp. 377-391, 1990.
- [23] V. Arora, S. P. Singh, and T. K. Kundra "Damped model updating using complex updating parameters," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 320, pp. 438-451, 2009.
- [24] P. Cawley, and R. D. Adams, "The location of defects in structures from measurements of natural frequencies," *Journal of Strain Analysis*, vol. 14, pp. 49-57, 1979.

- [25] G. Hearn and R. B. Testa, "Modal analysis for damage detection in structures," *Journal of Structural Engineering*, vol. 117, pp. 3042-3063, 1991.
- [26] M. I. Friswell, J. E. T. Penny, and D. A. L. Wilson, "Using vibration data and statistical. Measures tolocate damage in structures," *Modal Analysis: The International Journal of Analytical and Experimental Modal Analysis*, vol. 9, pp. 239-254, 1994.
- [27] A. Messina, E. J. Williams, and T. Contursi, "Structural damage detection by a sensitivity and statistical-based method," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 216, pp. 791-808, 1998.
- [28] J. L. Zapico, M. P. Gonzalez, and K. Worden, "Damage assessment using neural networks," *Mechanical Systems and Signal Processing*, vol. 17, pp. 119-125, 2003.
- [29] C. A. Jeyasehar and K. Sumangala, "Damage Assessment of Prestressed Concrete Beams Using Artificial Neural Network (ANN) Approach," *Computers & Structures*, vol. 84, pp. 1709-1718, 2006.
- [30] R. J. Allemang, and D. L. Brown,"A correlation coefficient for modal vector analysis," in *Proceedings of The First International Modal Analysis Conference*, 1982.
- [31] N. A. J. Lieven and D. J. Ewins, "Spatial correlation of mode shapes, the co-ordinate modal assurance criterion (COMAC)," in *Proceedings of The Sixth International Modal Analysis Conference*, 1988, pp. 690-695.
- [32] J. C. Chen and J. A. Garba, "On-orbit damage assessment for large space structures," *AIAA Journal*, vol. 26, pp. 1119-1126, 1988.
- [33] N. Stubbs and J. T. Kim, "Damage localization in structures without baseline modal parameters," *AIAA Journal*, vol. 34, p. 1644, 1996.
- [34] H. Hu, B. T. Wang, C. H. Lee, and S. J. Su, "Damage detection of surface cracks in composite laminates using modal analysis and strain energy method," *Composite Structures*, vol. 74, pp. 399-405, 2006.
- [35] S. S. Law, Z. Y. Shi, and L. M. Zhang, "Structural damage detection from incomplete and noisy modal test data," *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 124, pp. 1280-1288, 1998.
- [36] T. Y. Hsu and C. H. Loh, "Damage diagnosis of frame structures

- using modified modal strain energy change method," *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, vol. 134, pp. 1000-1012, 2008.
- [37] C. C. Lin, C. E. Wang, H. W. Wu, and J. F. Wang, "On-line building damage assessment based on earthquake records," *Smart Materials and Structures*, vol. 14, pp. S137-S153, 2005.
- [38] A. K. Pandey and M. Biswas, "Damage detection in structures using changes in flexibility," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 169, pp. 3-17, 1994.
- [39] P. Szewczyk and P. Hajela, "Damage detection in structures based on feature-sensitive neural networks," *Journal of Computing in Civil Engineering*, vol. 8, pp. 163-178, 1994.
- [40] R. P. C. Sampaio, N. M. M. Maia, and J. M. M. Silva, "Damage detection using frequency-response-function curvature method.," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 226, 1999.
- [41] H. Sohn and K. H. Law, "Damage diagnosis using experimental ritz vector," *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, vol. 127, pp. 1184-1193, 2001.
- [42] D. Bernal, "Load vectors for damage localization," *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 128, pp. 7-14, 2002.
- [43] C. S. Huang, S. L. Hung, C. M. Wen, and T. T. Tu, "A neural network approach for structural identification and diagnosis of a building from seismic response data," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 32, pp. 187-206, 2003.
- [44] X. Liu, N. A. J. Lieven, and P. J. Escamilla-Ambrossio, "Frequency response function shape-based methods for structural damage localisation," *Mechanical Systems and Signal Processing*, vol. 23, pp. 1243-1259, 2009.
- [45] C. G. Koh, L. M. See, and T. Balendra, "Estimation of structural parameters in time domain: A substructure approach," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 20, pp. 787-801, 1991.
- [46] Q. Zhao, T. Sawada, K. Hirao, and Y. Nariyuki, "Localized identification of MDOF structures in the frequency domain," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 24, pp. 325-338, 1995.
- [47] C. B. Yun and E. Y. Bahng, "Substructural identification using neural networks," *Computers & Structures*, vol. 77, pp. 41-52, 2000.
- [48] J. N. Yang and H. Huang, "Substructure damage identification using

- sequential nonlinear LSE method," presented at the 4th International Conference on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan, 2006.
- [49] J. Morlet, G. Arens, I. Forgeau, and D. Giard, "Morlet wave propagation and sampling theory," *Geophysics*, vol. 47, pp. 203-236, 1982.
- [50] C. K. Chui, *An Introduction to Wavelets*. New York Academic Press, 1992.
- [51] 蘇威智，「以時間序列模型識別結構之模態參數」，博士論文，土木工程研究所，國立交通大學，2008。
- [52] C. S. Huang, Y. B. Yang, L. Y. Lu, and C. H. Chen, "Dynamic testing and system identification of a multi-span highway bridge," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 28, pp. 857-878, 1999.
- [53] C. S. Huang, "Structural identification from ambient vibration measurement using the multivariate AR model," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 241, pp. 337-359, 2001.
- [54] 林志嘉，「橋梁現地實驗與動力特性系統識別」，碩士論文，土木工程研究所，國立台灣大學，2000。
- [55] R. J. Allemang and D. L. Brown, "A correlation coefficient for modal vector analysis," *Proceeding of the 1st International Modal Analysis Conference*, pp. 110-116, 1982.
- [56] H. A. J. Code, "Methods and apparatus for measuring the damping characteristics of a structures by the random decrement technique," *United States Patent*, 1971.
- [57] N. E. Bedewi, "The mathematical foundation of the auto and cross-random decrement techniques and the development of a system identification technique for the detection of structural deterioration," Ph. D, Department of. Mechanical Engineering, University of Maryland, College Park, 1986.
- [58] J. K. Vandiver, A. B Dunwoody, R. B. Campbell, and M. F. Cook "A mathematical basis for the random decrement vibration signature analysis technique," *Journal of Mechanical Design*, vol. 104, pp. 307-313, 1982.
- [59] 黃炯憲，葉錦勳，林憲忠，葉公贊，「隨機遞減法在微震量測之應用-比例阻尼系統」，國家地震工程研究中心報告 NCREE-96-013，1996。