

# 國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

DLV 法在結構破壞偵測之應用

Application of DLV method in Damage Detection of Structures

研究生：涂哲維

指導教授：王彥博 博士

中華民國九十七年七月

# DLV 法在結構破壞偵測之應用

Application of DLV method in Damage Detection of Structures

研究生：涂哲維

Student : Je-Wei Tu

指導教授：王彥博 博士

Advisor : Dr . Yen-Po Wang

國立交通大學

土木工程學系碩士班



Submitted to Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Chiao Tung University

In Partial Fulfillment of the Requirement

For the Degree of

Master of Science

in

Civil Engineering

July 2008

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十七年七月

# DLV 法在結構破壞偵測之應用

研究生：涂哲維

指導教授：王彥博 博士

國立交通大學土木工程研究所

## 摘要

本研究應用 Bernal 所提出之 DLV 損傷識別法，配合 ARX 系統識別方法，發展一套以結構地震反應量測訊號為依據之結構破壞偵測技術。DLV 損傷識別法是以振動量測結果推估之系統柔度矩陣為基礎的結構破壞偵測技術，其概念乃在於識別出那些在特定荷載形式下，應力為零之破壞桿件。數值模擬分析結果顯示，無論是二維或三維之剪力架構、桁架結構與抗彎構架等各種型式之結構，DLV 損傷識別法均能適用。針對模擬分析結構設定之不同破壞位置、多重損害桿件及不同破壞程度，應用 DLV 損傷識別法皆可準確判別出來，尤其在結構構件僅輕微受損（2%）時都能有效偵測出破壞位置，顯示這個方法具有相當之敏感性及強韌性。試驗分析結果顯示，考慮之模態數愈多時，愈能充份反映結構行為，增加破壞偵測的準確性。計算柔度矩陣時所考慮之模態數必須大於或等於所破壞的桿件數量，方能確保可準確辨識出受損之桿件。本文經由完整之參數研究與試驗驗證，確認 DLV 損傷識別法應用於結構破壞偵測之可行性，以及使用上之可能限制。

**關鍵字：**結構破壞偵測、DLV 法、系統識別、柔度矩陣

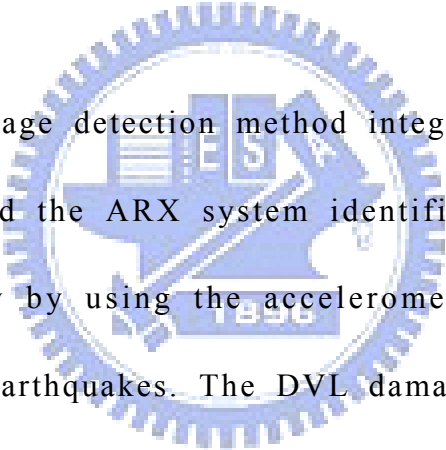
# **Application of DLV method in Damage Detection of Structures**

Student: Je-Wei Tu

Advisor: Dr. Yen-Po Wang

Institute of Civil Engineering  
College of Engineering  
National Chiao Tung University

## **Abstract**



The structural damage detection method integrating the DLV method proposed by Bernal and the ARX system identification model has been proposed in this study by using the accelerometer-recorded structural responses induced by earthquakes. The DVL damage detection method is performed based on the structure's flexibility matrix that can be estimated through the vibration measurement data. The concept of the DLV method is to identify the damaged members with zero stress under some specific loading. The simulation results show that the DLV method is applicable to two or three dimensional shear-type frames, truss structures and moment-resisting frames. The damaged locations, multiple damaged members, and different damage level of damaged members assigned in the simulation model can be accurately identified by using the DLV method, even the member is slightly damaged

(2%), indicating that DLV is a sensitive and robust method for structural damage detection. Moreover, the experimental results show that the more the number of the mode shape considered, the better the accuracy of the damage detection. Furthermore, to accurately identify the damaged members, the number of the mode shape considered to calculate the flexibility matrix must be greater than or equal to the number of the damaged member. In This study, the limitation and the feasibility of using DLV to identify the damaged members of the structure has been demonstrated and verified through parametric study and a series of shaking table tests.

**Keywords : the structural damage detection, damage locating vector (DLV) method, system identification, flexibility matrix**



## 誌謝

感謝恩師 王彥博教授兩年來悉心指導，方使本論文得以能順利完成；特別是在論文寫作期間，感謝恩師不厭其煩的費心指正與修改。此外，吾師對於學術研究認真且嚴謹的態度，更是學生學習的典範。對於吾師的教誨，在此致上最誠摯的謝意。

論文口試期間，承蒙國立交通大學土木系 陳誠直教授、趙文成教授、國立中興大學土木系 林其璋教授、淡江大學土木系 吳重承教授、空軍航空技術學院飛機工程系 黃銘智教授撥空指正，提供學生諸多寶貴意見，使論文疏漏處得以改正，在此亦表達最誠摯的謝意。

感謝學長阿良、嘉賞、逸軒，同學建華、家杰、羅開以及學弟力邨、勵元、羿廷、顥勳在不管是論文研究或是實驗上的指導及協助，在此一並致上最誠摯的謝意。

最後，衷心感激一路給予我鼓勵及支持的家人及朋友，感謝你們無盡的付出。僅以本文獻給所有愛我及我愛的人，謝謝你們。

謹致於新竹交大 工程二館 2008 年 7 月

# 目錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	II
誌謝.....	IV
目錄.....	V
表目錄.....	VIII
圖目錄.....	XIII
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.....	5
第二章 DLV 損傷識別法.....	7
2.1 前言.....	7
2.2 DLV 損傷識別分析理論.....	8
2.2.1 DLV 之特性證明.....	11
2.2.2 結構破壞與 $D_f$ 矩陣零空間維度之關係.....	14
2.2.3 DLV 技術之應用.....	16
2.3 結構柔度矩陣之建立.....	19
第三章 DLV 結構破壞診斷分析之數值模擬驗證.....	23
3.1 前言.....	23
3.2 剪力構架結構之破壞診斷分析.....	23

3.2.1	二維剪力構架.....	23
3.2.2	三維剪力構架.....	30
3.3	桁架結構之破壞診斷分析.....	31
3.3.1	二維桁架.....	31
3.3.2	三維桁架.....	34
3.4	抗彎構架結構之破壞診斷分析.....	37
3.4.1	二維框架結構.....	37
3.4.2	三維框架結構.....	40
第四章	結構 DLV 破壞偵測技術之試驗驗證.....	45
4.1	前言.....	45
4.2	振動台試驗設備.....	46
4.3	單層樓雙邊斜撐破壞試驗分析.....	47
4.3.1	試驗規劃.....	47
4.3.2	單一地震波下各樓層雙邊斜撐破壞之探討.....	48
4.3.3	不同地震波下單一樓層雙邊斜撐破壞之探討.....	57
4.4	單層樓單邊斜撐破壞試驗分析.....	59
4.4.1	試驗規劃.....	59
4.4.2	單一地震波下各樓層單邊斜撐破壞之探討.....	59
4.5	多層樓雙邊斜撐破壞試驗分析.....	65
4.5.1	試驗規劃.....	65
4.5.2	不同地震波下雙層樓雙邊斜撐破壞之探討.....	66



4.5.3 不同地震波下三層樓雙邊斜撐破壞之探討.....	72
4.6 微小擾動下之破壞試驗與分析.....	76
4.7 部分觀測條件下之破壞偵測分析.....	77
第五章 結論與建議.....	81
參考文獻.....	85
附錄 A 奇異值分解(singular value decomposition).....	179
附錄 B 結構系統識別理論.....	183
B.1 前言.....	183
B.2 離散時間系統的輸入-輸出模型.....	184
B.3 含噪音系統模型與預測誤差.....	186
B.4 遞迴預測誤差法.....	188



## 表目錄

表 3.1	破壞診斷之數值模擬案例(四層樓二維剪力構架結構).....	88
表 3.2	破壞診斷之數值模擬案例分析結果(四層樓二維剪力構架結構)...	88
表 3.3	破壞診斷之數值模擬案例(三層樓三維剪力構架結構).....	89
表 3.4	破壞診斷之數值模擬案例分析結果(三層樓三維剪力構架結構)...	89
表 3.5	破壞診斷之數值模擬案例(二維桁架結構).....	90
表 3.6	破壞診斷之數值模擬案例分析結果(二維桁架結構).....	90
表 3.7	破壞診斷之數值模擬案例(三維桁架結構).....	91
表 3.8	破壞診斷之數值模擬案例分析結果(三維桁架結構).....	91
表 3.9	破壞診斷之數值模擬案例(二維抗彎構架結構).....	92
表 3.10	破壞診斷之數值模擬案例分析結果(二維抗彎構架結構).....	92
表 3.11	破壞診斷之數值模擬案例(三維抗彎構架結構).....	93
表 3.12	破壞診斷之數值模擬案例分析結果(三維抗彎構架結構).....	93
表 4.1	鋼結構房屋模型結構系統參數.....	94
表 4.2	未破壞結構之系統識別分析結果(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition=None).....	95
表 4.3	破壞後之結構系統識別分析結果(El Centro, 一樓雙邊斜撐移除) .....	95
表 4.4	破壞偵測分析之加權應力指標(El Centro, 一樓雙邊斜撐移除) .....	96
表 4.5	破壞後之結構系統識別分析結果(El Centro, 二樓雙邊斜撐移除)	

.....	97
表 4.6 破壞後之結構系統識別分析結果(El Centro, 三樓雙邊斜撐移除)	97
.....	97
表 4.7 破壞後之結構系統識別分析結果(El Centro, 四樓雙邊斜撐移除)	98
.....	98
表 4.8 破壞後之結構系統識別分析結果(El Centro, 五樓雙邊斜撐移除)	98
.....	98
表 4.9 破壞偵測之加權應力指標(El Centro, 各樓層雙邊斜撐移除).....	99
表 4.10 未破壞結構之系統識別分析結果(Kobe, PGA=0.1g, Damage condition=None).....	100
表 4.11 未破壞結構之系統識別分析結果(Hachinohe, PGA=0.1g, Damage condition=None).....	100
表 4.12 破壞後之結構系統識別分析結果(Kobe, 一樓雙邊斜撐移除).....	101
表 4.13 破壞後之結構系統識別分析結果(Hachinohe, 一樓雙邊斜撐移除)	101
.....	101
表 4.14 破壞偵測之加權應力指標(不同地震波, 一樓雙邊斜撐移除).....	102
表 4.15 破壞後之結構系統識別分析結果(El Centro, 一樓單邊斜撐移除)	103
.....	103
表 4.16 破壞偵測之加權應力指標(El Centro, 一樓單邊斜撐移除).....	103
表 4.17 破壞後之結構系統識別分析結果(El Centro, 二樓單邊斜撐移除)	104
.....	104

表 4.18 破壞後之結構系統識別分析結果(El Centro，三樓雙邊斜撐移除)	104
表 4.19 破壞後之結構系統識別分析結果(El Centro，四樓雙邊斜撐移除)	105
表 4.20 破壞後之結構系統識別分析結果(El Centro，五樓雙邊斜撐移除)	105
表 4.21 破壞偵測分析之加權應力指標(El Centro，PGA=0.1g 各樓層單邊斜撐移除)	106
表 4.22 破壞後之結構系統識別分析結果(El Centro，一、五樓雙邊斜撐移除)	107
表 4.23 破壞偵測分析之加權應力指標(El Centro，一、五樓雙邊斜撐移除)	107
表 4.24 破壞後之結構系統識別分析結果(Kobe，一、五樓雙邊斜撐移除)	108
表 4.25 破壞後之結構系統識別分析結果(Hachinohe，一、五樓雙邊斜撐移除)	108
表 4.26 破壞偵測分析之加權應力指標(不同地震波，一、五樓雙邊斜撐移除)	109
表 4.27 破壞後之結構系統識別分析結果(El Centro，三、五樓雙邊斜撐移除)	110
表 4.28 破壞偵測分析之加權應力指標(El Centro，三、五樓雙邊斜撐	

移除).....	110
表 4.29 破壞後之結構系統識別分析結果(Kobe，三、五樓雙邊斜撐移除) .....	111
表 4.30 破壞後之結構系統識別分析結果(Hachinohe，三、五樓雙邊斜撐 移除).....	111
表 4.31 破壞偵測分析之加權應力指標(不同地震波，三、五樓雙邊斜撐 移除).....	112
表 4.32 破壞後之結構系統識別分析結果(El Centro，一、三、五樓雙邊 斜撐移除).....	113
表 4.33 破壞偵測分析之加權應力指標(El Centro，一、三、五樓雙邊斜 撐移除).....	113
表 4.34 破壞後之結構系統識別分析結果(Kobe，一、三、五樓雙邊斜撐 移除).....	114
表 4.35 破壞偵測分析之加權應力指標(Kobe，一、三、五樓雙邊斜撐移除) .....	114
表 4.36 破壞後之結構系統識別分析結果(Hachinohe，一、三、五樓雙邊 斜撐移除).....	115
表 4.37 破壞偵測分析之加權應力指標(Hachinohe，一、三、五樓雙邊斜 撐移除).....	115
表 4.38 未破壞結構系統識別分析結果(El Centro，PGA=0.05g，Damage condition=None).....	116

表 4.39 未破壞結構系統識別分析結果(Kobe, PGA=0.05g, Damage condition=None).....	116
表 4.40 未破壞結構系統識別分析結果(Hachinohe, PGA=0.05g, Damage condition=None).....	117
表 4.41 破壞後之結構系統識別分析結果(El Centro, 一樓雙邊斜撐移除).....	117
表 4.42 破壞後之結構系統識別分析結果(Kobe, 一樓雙邊斜撐移除).....	118
表 4.43 破壞後之結構系統識別分析結果(Hachinohe, 一樓雙邊斜撐移除).....	118
表 4.44 破壞偵測分析之加權應力指標(PGA= 0.05 g, 一樓雙邊斜撐移除).....	119
表 4.45 部分觀測之破壞前、後結構系統識別分析結果(El Centro, PGA= 0.1g, 一樓雙邊斜撐移除).....	120
表 4.46 破壞偵測分析之加權應力指標(El Centro, PGA=0.1g, 一樓雙邊斜撐移除).....	120
表 4.47 部分觀測之破壞前、後結構系統識別分析結果(El Centro, PGA= 0.1g, 二樓雙邊斜撐移除).....	121
表 4.48 破壞偵測分析之加權應力指標(El Centro, PGA=0.1g, 二樓雙邊斜撐移除).....	121



## 圖目錄

圖 2.1	奇異值分解之幾何概念.....	122
圖 2.2	荷重向量表示圖.....	122
圖 2.3	受損結構之概念示意圖.....	123
圖 3.1	DLV 結構破壞診斷之數值分析流程圖.....	124
圖 3.2	四層樓剪力屋架結構.....	125
圖 3.3	四層樓剪力屋架對應於破壞定位向量加載所得之正規化應力指標 .....	126
圖 3.4	四層樓剪力屋架結構系統之破壞偵測分析 $WSI_j$ 結果.....	127
圖 3.5	四層樓二維剪力構架之 SAP2000 模型.....	127
圖 3.6	破壞診斷之數值模擬分析結果(四層樓二維剪力構架).....	128
圖 3.7	三層樓三維剪力構架之 SAP2000 模型.....	129
圖 3.8	破壞診斷之數值模擬分析結果(三層樓三維剪力構架).....	130
圖 3.9	二維桁架之 SAP2000 模型.....	130
圖 3.10	破壞診斷之數值模擬分析結果(二維桁架).....	131
圖 3.11	三維桁架之 SAP2000 模型.....	132
圖 3.12	破壞診斷之數值模擬分析結果(三維桁架).....	133
圖 3.13	二維抗彎構架之 SAP2000 模型.....	134
圖 3.14	疊加 $L_i$ 之個數對於破壞診斷的影響(二維抗彎構架, CASE1).....	135
圖 3.15	疊加 $L_i$ 之個數對於破壞診斷的影響(二維抗彎構架, CASE2).....	135
圖 3.16	疊加 $L_i$ 之個數對於破壞診斷的影響(二維抗彎構架, CASE3).....	136

圖 3.17 破壞診斷之數值模擬分析結果(二維抗彎構架，疊加至第五個 $L_i$ )	137
圖 3.18 三維抗彎構架之 SAP2000 模型	138
圖 3.19 疊加 $L_i$ 之個數對於破壞診斷的影響(三維抗彎構架，CASE1)	139
圖 3.20 疊加 $L_i$ 之個數對於破壞診斷的影響(三維抗彎構架，CASE2)	139
圖 3.21 疊加 $L_i$ 之個數對於破壞診斷的影響(三維抗彎構架，CASE3)	140
圖 3.22 破壞診斷之數值模擬分析結果(三維抗彎構架，疊加至第五個 $L_i$ )	141
圖 4.1 振動台試驗分析流程圖	142
圖 4.2 振動台尺寸詳圖	143
圖 4.3 MTS 407 控制器	144
圖 4.4 IMC $\mu$ -MUCIS 資料擷取系統	144
圖 4.5 1:2 縮尺五層樓鋼構結構立面圖(單位:cm)	145
圖 4.6 五層樓鋼構架(未破壞結構)	146
圖 4.7 五層樓鋼構架(單層樓雙邊斜撐移除)	146
圖 4.8 結構地震反應歷時記錄(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition : None)	147
圖 4.9 結構地震反應歷時記錄(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition : 一樓雙邊斜撐移除)	148
圖 4.10 各樓層加速度頻域反應函數(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition:None)	149



圖 4.11 各樓層加速度頻域反應函數(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 一樓雙邊斜撐移除).....	150
圖 4.12 五層樓構架結構損傷偵測分析結果(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 單層樓雙邊斜撐移除).....	151
圖 4.13 五層樓構架結構損傷偵測分析結果(PGA=0.1g, Damage condition: 一樓雙邊斜撐移除).....	152
圖 4.14 五層樓鋼構架(單層樓單邊斜撐移除).....	153
圖 4.15 結構地震反應歷時記錄(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 一樓單邊斜撐移除).....	154
圖 4.16 各樓層加速度頻域反應函數(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 第一樓單邊斜撐移除).....	155
圖 4.17 五層樓構架結構損傷偵測分析結果(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 一樓單邊斜撐移除).....	156
圖 4.18 五層樓構架結構損傷偵測分析結果(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 二樓單邊斜撐移除).....	157
圖 4.19 五層樓構架結構損傷偵測分析結果(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 三樓單邊斜撐移除).....	158
圖 4.20 五層樓構架結構損傷偵測分析結果(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 四樓單邊斜撐移除).....	159
圖 4.21 五層樓構架結構損傷偵測分析結果(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 五樓單邊斜撐移除).....	160

圖 4.22	五層樓鋼構架(雙層樓、三層樓雙邊斜撐移除).....	161
圖 4.23	結構地震反應歷時記錄(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition : 一、五樓雙邊斜撐移除).....	162
圖 4.24	各樓層加速度頻域反應函數(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 一、五樓雙邊斜撐移除).....	163
圖 4.25	五層樓構架結構損傷偵測分析結果(PGA=0.1g, Damage condition : 一、五樓雙邊斜撐移除).....	164
圖 4.26	結構地震反應歷時記錄(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition : 三、五樓雙邊斜撐移除).....	165
圖 4.27	各樓層加速度頻域反應函數(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 三、五樓雙邊斜撐移除).....	166
圖 4.28	五層樓構架結構損傷偵測分析結果(PGA=0.1g, Damage condition : 三、五樓雙邊斜撐移除).....	167
圖 4.29	結構地震反應歷時記錄(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition : 一、三、五樓雙邊斜撐移除).....	168
圖 4.30	各樓層加速度頻域反應函數(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 一、三、五樓雙邊斜撐移除).....	169
圖 4.31	五層樓構架結構損傷偵測分析結果(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 一、三、五樓雙邊斜撐移除).....	170
圖 4.32	各樓層加速度頻域反應函數(Kobe, PGA=0.1g, Damage condition : 一、三、五樓雙邊斜撐移除).....	171

圖 4.33 結構頻率內涵(Kobe, PGA=0.1g, Damage condition: 一、三、五樓雙邊斜撐移除).....	172
圖 4.34 五層樓構架結構損傷偵測分析結果(Kobe, PGA=0.1g, Damage condition: 一、三、五樓雙邊斜撐移除).....	173
圖 4.35 各樓層加速度頻域反應函數(Hachinohe, PGA=0.1g, Damage condition: 一、三、五樓雙邊斜撐移除).....	174
圖 4.36 結構頻率內涵(Hachinohe, PGA=0.1g, Damage condition: 一、三、五樓雙邊斜撐移除).....	175
圖 4.37 五層樓構架結構損傷偵測分析結果(Hachinohe, PGA=0.1g, Damage condition: 一、三、五樓雙邊斜撐移除).....	176
圖 4.38 五層樓構架結構損傷偵測分析結果(PGA=0.05g, Damage condition: 一樓雙邊斜撐移除).....	177
圖 4.39 部份觀測之五層樓構架結構損傷偵測分析結果(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 一樓雙邊斜撐移除).....	178
圖 4.40 部份觀測之五層樓構架結構損傷偵測分析結果(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 二樓雙邊斜撐移除).....	178

# 第一章 緒論

## 1.1 研究動機與目的

台灣位處歐亞板塊和菲律賓板塊之間，地震頻繁，極易造成結構受損的。地震後如何快速有效且準確偵測結構受損位置及損害程度，俾便針對破壞處進行加勁補強，以維持結構之健康狀態，乃結構工程之重要課題。

結構破壞偵測概念之產生和技術發展，源自於 1960 年代初期軍事與航太工業上的需求。最初是針對機械設備的故障進行診斷，後來亦逐漸廣泛應用於其他領域。近年來，有關結構破壞偵測之研究，多由力學或動力分析理論發展出各類非破壞偵測方法。其宗旨乃基於不破壞結構或材料之前提下，對損傷位置及程度進行有效的識別。結構損傷之判斷依據，乃由其動態或力學特性、表面狀態、形狀大小、位移等之異常變化做為參考。應用於結構之非破壞偵測方法，包括動態測試法、超音波檢測法、光學檢測法、洩漏檢測法及聲發射檢測法等。

以動態測試法進行結構破壞偵測的方法，近年來廣受討論。動態測試法乃是激發結構振動，以模態分析為基礎，利用模態參數之變化找出破壞位置。以振動特性作為破壞檢測分析，大致可分為信號分析與系統分析二類。信號分析主要在於瞭解系統輸出之響應，藉由比較

其輸出位移響應之特徵，判斷出破壞的位置；系統分析主要在於瞭解系統之內涵，即物理參數、模態參數及頻率響應函數，藉由系統內涵變化之比較，以判斷出可能的破壞位置，達到破壞檢測之目的。

就模態分析而言，隨著分析技術上的成熟，加上動態資料擷取技術及分析方法的演進，以振動量測資料作為結構破壞偵測之方式漸漸受到重視。藉由感應計的適當佈置，量測結構在擾動下的結構反應，依頻譜、阻尼比、模態及其它由力學理論分析所衍生的參數進行破壞偵測。由於感應計數量上的限制和結構高階模態激發上的不易，有許多可突破這些限制的方法被提出，其中 DLV 法即為利用柔度矩陣對於結構高階模態較不靈敏之特性，以振動量測資料識別出系統之動力特性，而建構結構柔度矩陣，做為破壞偵測分析之依據。

## 1.2 文獻回顧

近年來有關動態測試法進行結構破壞偵測廣被討論與研究。D. J Ewins 【1】，詳述結構動力特徵之基本概念、理論推導到實務上的動態特徵試驗、系統辨識等技巧，並提出多項模態指標，將動態測試所取得的模態具體轉換為工程分析的參考依據。

Chen和Garba【2】於1988年以桁架結構之勁度折減程度進行破壞偵測分析，該研究指出，必須考慮前三模態計算方可準確得到結構之勁度折減量，且於計算中因損傷所造成的頻率變化以第一模態為最

多。

國內針對結構破壞偵測分析方法之研究亦相當豐富。柯宏明【3】依ARX模式推算頻域轉換函數，進一步由非線性迴歸分析推定各振態之週期、阻尼比和有效參數，配以 $\delta_M$ (Maximum Softening)、MAC(Modal Assurance Criterion)及COMAC(Coordinate Modal Assurance Criterion)三種損害評估指標，提出以識別強動階段的基本振動週期為研判結構破壞程度的可靠指標。劉正偉【4】利用Graffi線彈性動力互易定理之觀念，配合敲擊激振與收得之結構頻率反應訊號(Frequency Response Function; FRF)，識別結構模態參數以進行破壞偵測分析。該研究針對梁結構進行探討，結果顯示模態曲率振形變化指標(Method of Modal Curvature; MMC)對於單一或雙裂縫之損傷有不錯的識別力，模態尺度因子(Modal Scale Factor; MSF)在結構損傷較嚴重時可提供損傷程度的判斷依據。周文彥【5】以時域之非線性迴歸分析方法識別樓層柱撓曲剛度，依此於強動階段反應時變歷程之特性進行破壞偵測分析。該研究提出，若結構實際狀況較接近非剪力屋架型式，而以剪力屋架的假設識別樓層勁度，將會低估低樓層的損壞程度，而會高估高樓層的損壞程度。

有別於以自然頻率(natural frequency)和模態(mode shape)定義損傷指標作為破壞偵測分析之依據，Hoyos 和 Aktan【6】於1987年以結構自然頻率及模態建立模態柔度(modal flexibilities)奠定以

結構柔度矩陣作為破壞偵測分析之基礎。由於結構高階模態難以精確識別，柔度矩陣對於結構之高階模態較不靈敏之特性，將其廣為應用於結構破壞偵測分析上。Toksoy 和 Aktan【7】於1994年利用模態柔度進行橋樑結構之健康診斷。Pandey和Biswas【8-9】於1994、1995年提出以柔度變化矩陣來作為損傷指標，針對梁與桁架結構模型進行研究。Zhao 及DeWolf【10】於1999年針對彈簧質塊系統進行損傷識別，指出以模態柔度較自然頻率或模態更適合作為損傷探測指標。


Bernal【11】於2002年提出以柔度矩陣之變化為基礎的 Damage Locating Vectors 損傷識別方法，依其訂定之指標作為破壞偵測判斷之依據。該研究針對平面桁架結構進行分析，探討多重破壞位置及破壞程度之損傷識別，結果顯示 DLV 法可正確研判出破壞位置。Duan【13-14】於2003、2005年分別針對彈簧質塊系統與平面桁架結構，以 DLV 損傷識別方法進行破壞偵測，並探討考慮模態數之多寡對於識別分析結果的影響。該研究指出當結構有兩處破壞位置時，使用前二、三模態可正確偵測出破壞位置。

林裕家【17】結合兩種不同的結構損害偵測方法，以DLV損傷識別方法進行全域性損害偵測，再由模態曲率之變化進行局部性損害偵測。其中，利用振動量測資料識別狀態空間的結構系統矩陣，再轉換出動態物理參數。該研究考慮之數值模擬對象包括三個自由度的剪力構架、二維桁架結構、兩跨連續梁及三層樓房屋構架等。其試驗部份

則針對三層樓結構以移除斜撐或將柱翼板切削以擬破壞的狀況，分別就結構之全域及局部區域進行損害偵測，驗證DLV損傷識別方法對於框架結構存在廣域性損害位置的情況下能夠正確偵測出來。

上述針對DLV法之相關研究，僅就剪力架構、桁架結構之破壞進行偵測，對於抗彎構架結構之破壞偵測應用則尚無前例。因此，本研究將針對抗彎構架結構的損傷偵測問題進行深入之模擬分析與試驗驗證，作為後續實際應用之基礎。

### 1.3 論文架構



本論文共分為五章，各章內容如下所述：第一章為緒論，分別介紹研究動機與目的、文獻回顧及論文架構。第二章將介紹DLV損傷識別法之原理與應用，以及由結構模態參數建構系統柔度矩陣的方法，包括僅考慮以局部模態建立結構柔度矩陣的方法。第三章以數值模擬分析驗證DLV損傷識別法之可行性。建立各式結構模型以進行破壞狀況偵測之模擬，考慮包括二維及三維之剪力架構、桁架結構與抗彎構架等不同型式之結構。此外，亦針對不同破壞位置及桿件破壞程度等情況進行結構破壞偵測分析，並探討結構僅有輕微受損的情況下DLV損傷識別法之靈敏度，以及多重桿件破壞的狀況進行探討。第四章以振動台試驗驗證DLV損傷識別法實際應用之可行性。考慮結構不同之破壞位置、對稱或非對稱形式之破壞，以及多重破壞等情況進行試驗




與偵測分析。此外，本研究並探討柔度矩陣之建立所慮之振態數多寡對於破壞偵測精確性的影響。此外，本章亦將針對較小擾動與部分觀測的狀況進行討論。第五章為結論與建議。



## 第二章 DLV 損傷識別法

### 2.1 前言

Bernal【7】提出以柔度矩陣之變化為基礎的結構損傷識別方法，其主要概念為利用破壞前、後結構柔度矩陣之變化，將其差異矩陣作奇異值分解(singular value decomposition，以下簡稱 SVD)，以所得到對應於零特徵值之特徵向量作為荷載，施加於破壞前的結構上，再由其應力分析結果萃取出最可能的破壞構件，作為結構損傷探測之依據。



以振動量測結果推估之系統柔度矩陣為基礎的結構破壞偵測技術，其概念乃在於識別出那些在特定荷載形式下，應力為零之破壞桿件。凡滿足此一條件之特定荷載向量，即稱之為破壞定位向量(Damage Locating Vectors，以下簡稱 DLV)。DLV 在數學上乃對應於柔度變化矩陣(change in flexibility)之零空間(null space)的一組向量基底(basis)。以 DLV 為基礎的破壞偵測方法並非完全與結構之物理模型無關(model-free)，因計算破壞點所需的應力場(stress field)仍須根據結構模型去計算。惟其計算結果受到結構數值模型誤差的影響通常很小，因此辨識率極高，且可用於識別多重破壞位置的系統，亦能僅考慮局部之模態來計算。

本章將詳述 DLV 損傷識別法之原理，以及由結構之模態參數建立系統柔度矩陣的方法。

## 2.2 DLV 損傷識別分析理論

考慮一  $n$  維線彈性結構系統，其破壞前之柔度矩陣為  $F_u$ ，破壞後的柔度矩陣為  $F_d$ 。假設存在某些荷載向量，將其作用於破壞前及破壞後的結構系統時會產生相同的結構變位。若將這些彼此線性獨立的荷載向量集合為矩陣  $L$ ，則吾人可將上述概念以數學式表示如下：

$$F_d L = F_u L \quad (2.1)$$

式(2.1)可進一步改寫成：

$$(F_d - F_u)L = D_f L = 0 \quad (2.2)$$

數學上滿足式(2.2)者有三種情況，包括  $D_f = 0$ 、 $L = 0$  或者  $\text{rank}(D_f) < n$ 。  
 $D_f = 0$  表示結構系統並未破壞，因此不具討論意義； $L = 0$  表示沒有載重，因此結構亦無變位產生，因此也毋須討論；吾人僅須探討  $\text{rank}(D_f) < n$ ，即  $D_f$  為秩缺(rank deficient)，且矩陣  $L$  為對應於其零空間(null space)之基底的狀況。後續我們將證明，凡滿足上述條件之荷載向量  $L$ ，即為破壞定位向量。

DLV 可經由  $D_f$  之奇異值分解而得到，亦即，

$$\begin{aligned} D_f &= USV^T \\ &= [U] \begin{bmatrix} S_r & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{V}^T \\ L^T \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (2.3)$$

其中，

$S_f$  為  $r \times r$  之對角矩陣，係由  $D_f^T D_f$  之非零特徵值所組成；

$U$  為  $D_f^T D_f$  之特徵向量所組成之左單元正交矩陣 (left unitary matrix)，幾何上代表座標旋轉之轉換矩陣；

$V^T$  為  $D_f^T D_f$  之特徵向量所組成之右單元正交矩陣 (right unitary matrix)，其中對應於非零特徵值之  $r$  組特徵向量集合為  $\tilde{V}_{n \times r}$ ，對應於零特徵值之  $(n-r)$  組特徵向量集合為  $L$ ，即為 DLV。

SVD 之幾何概念如圖 2.1 所示，其中矩陣  $U$  及  $V^T$  為  $D_f^T D_f$  之特徵向量所組成之座標旋轉轉換矩陣；矩陣  $S$  為其特徵值所組成之對角矩陣。特徵值在幾何上的意義，係代表該座標旋轉運算對主軸做拉伸或縮壓之比例。

茲將矩陣  $D_f$  的奇異值平方 (square of singular value) 表示為  $s_j^2$ ， $j=1, \dots, n$ ，且  $\text{rank}(D_f^T D_f) = r < n$ ，並將其中由  $r$  個非零特徵值所組成之對角矩陣定義為  $S_r$ ，即  $S_r = \text{diag}(s_1, s_2, s_3, \dots, s_r)$ ，其中  $s_1 \geq s_2 \geq \dots \geq s_r > 0$  且  $s_{r+1} = s_{r+2} = \dots = s_n = 0$ 。

式 (2.3) 可重新改寫如下：

$$D_f (V^T)^{-1} = US = [U_1 \quad U_2] \begin{bmatrix} S_r & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

由於矩陣  $V$  為正交矩陣，因此  $V^T = V^{-1}$ ，故由式 (2.4) 可推得：

$$D_f V = [D_f \tilde{V} \quad D_f L] = [U_1 S_r \quad 0] = US \quad (2.5)$$

由式(2.5)可得到：

$$D_f L = 0 \quad (2.6)$$

比較式(2.2)與(2.6)可知，破壞定位向量L可由柔度變化矩陣 $D_f$ 之奇異值分解得到。

DLV 損傷識別法的過程，乃將前述運算所得之破壞定位向量L視為靜載重，作用於結構系統中對應之自由度上進行力學分析，再由分析結果判讀。若破壞定位向量L作用下之某些桿件應力為零 (zero stress)，表示這些桿件可能因破壞而改變特性，故在系統中不產生應力(stress)。因此，DLV 損傷識別法的基本概念，即在找出以 DLV 為載重向量所產生的零應力場(zero stress field)，進而定位出受損桿件。當然，應力為零之構件，可能真的是因破壞而不傳遞內力，但也可能該構件本來在該載重狀態下即不受力，這與感應器的數量與位置亦有關係。屬於零應力場但實際上並未受損的構件，未必都能由柔度矩陣的變化中判別出來，這種狀況稱之為『不可分離』(inseparable)。儘管理論上當觀測量充分且感應器都安置於適當的位置時，不可分離元素(inseparable elements)是可以被排除的。惟當模型相關資訊僅為近似結果，且不完整(incomplete)時，就無法保證可以將未破壞之桿件從零應力場中完全區隔出來。相關的問題將於後續章節中討論。

茲考慮一定義於觀測座標(sensor coordinates)內之載重向量。在此一載重作用下，導致某些特定桿件之內力為零，且在載重維持不變的情況下，當改變這些桿件的特性時，並不會造成應力應變狀態的改變。顯然，讓這樣的載重向量隸屬於 $D_f$ 矩陣的零空間(null space)的充分條件，為該載重向量作用於未破壞之結構系統時，會使破壞桿件的受力為零，亦即，

$$F_j = 0 \quad \forall j=1, \dots, n-r \Rightarrow D_f L = 0 \quad (2.7)$$

其中， $F_j$ 為破壞區之桿件內力，如圖 2.2 所示。然而，若在未量測點的位移無法決定的情況下，『桿件應力為零』是否為該載重向量隸屬於 $D_f$ 矩陣零空間的必要條件，就不是那麼顯而易見了。換言之，

$$D_f L = 0 \not\Rightarrow F_j = 0 \quad \forall j=1, \dots, n-r \quad (2.8)$$

亦即，式(2.7)之必要條件不必然成立。以下將對 DLV 損傷識別技術的特性做進一步之討論與論證。

## 2.2.1 DLV 之特性證明

茲考慮一  $n$  自由度(DOF)之線性結構，為標記方便，將其自由度所組成之向量劃分為  $y^T = [y_a^T \quad y_b^T]$ ，其中  $y_a$  為  $m \times 1$  之觀測向量， $m$  為載重座標之維度(即觀測點之數量)； $y_b$  為  $(n-m) \times 1$  之未觀測向量。結構之總位能(total potential) $\Phi$ 可表示為：

$$\Phi_{(y_a \ y_b)} = U_{(y_a \ y_b)}^s - W_{(y_a)} \quad (2.9)$$

其中，

$U^s$  為應變能 (strain energy) 函數；

$W$  為荷載所作的功。

假設荷載點的位移在力平衡狀態下為已知，可被視為常數。在此條件下，式(2.9)中之  $W$  為常數，而  $\Phi$  及  $U^s$  則僅為  $y_b$  之函數。根據虛功原理，式(2.9)取變分之結果為零，亦即：

$$\delta\Phi_{(y_b)} = \delta U^s_{(y_b)} = 0 \quad (2.10)$$

式(2.10)顯示，在力平衡條件下，應變能是不變的(當  $y_a = \text{常數}$ )，此時總位能  $\Phi$  為最小值，應變能  $U^s$  亦為最小值。換言之，在載重座標下產生正確位移的所有可能之應變場中，滿足平衡條件之應變場可將應變能最小化。(Of all the admissible strain distributions that yield the correct displacement at the loaded coordinates, the strain field that satisfies equilibrium minimizes the strain energy.)

考慮一有限維度之線性結構，若其破壞前、後之結構柔度矩陣均可被萃取出來，則柔度變化矩陣  $D_f$  便可求出，即隸屬於零空間之特定向量  $L$  亦可被識別出來。這些隸屬於零空間之任意向量，本文中將其標示為  $L_i$ ，如圖 2.3 所示。此外，未破壞的區域以  $\Omega_u$  表示，因破壞而造成勁度改變的區域則標示為  $\Omega_d$ 。

結構在未破壞與破壞狀態下，其應變能分別為：

$$U_u^s = \frac{1}{2} \left( \int_{\Omega_u} \varepsilon_u^T E_u \varepsilon_u dv + \int_{\Omega_d} \varepsilon_u^T E_u \varepsilon_u dv \right) = L_i^T y_a = q \quad (2.11)$$

$$U_d^s = \frac{1}{2} \left( \int_{\Omega_u} \varepsilon_d^T E_u \varepsilon_d dv + \int_{\Omega_d} \varepsilon_d^T E_d \varepsilon_d dv \right) = L_i^T y_a = q \quad (2.12)$$

其中，

$\varepsilon$  為應變張量 (strain tensor)；

$E$  為材料應力-應變之組合關係；

下標  $u$  及  $d$  分別代表未破壞 (undamaged) 及破壞 (damaged) 狀態。

如前所述，滿足力平衡條件時之應變能為最小。因此，若將式 (2.12) 中之應變場  $\varepsilon_d$  換成  $\varepsilon_u$ ，則：

$$\int_{\Omega_u} \varepsilon_u^T E_u \varepsilon_u dv + \int_{\Omega_d} \varepsilon_u^T E_d \varepsilon_u dv \geq 2q = \int_{\Omega_u} \varepsilon_u^T E_u \varepsilon_u dv + \int_{\Omega_d} \varepsilon_u^T E_u \varepsilon_u dv \quad (2.13)$$

或

$$\int_{\Omega_d} \varepsilon_u^T E_d \varepsilon_u dv \geq \int_{\Omega_d} \varepsilon_u^T E_u \varepsilon_u dv \quad (2.14)$$

茲將破壞後之結構勁度以破壞前之勁度乘上一折減係數  $\alpha$  來表示，亦即：

$$E_d = \alpha E_u \quad (2.15)$$

其中， $\alpha$  為勁度折減係數。由於結構損壞時會造成勁度降低，因此  $0 \leq \alpha < 1$ 。

將式 (2.15) 代入至式 (2.14) 可得：

$$\int_{\Omega_d} \alpha \varepsilon_u^T E_u \varepsilon_u dv \geq \int_{\Omega_d} \varepsilon_u^T E_u \varepsilon_u dv \quad (2.16)$$



因  $E_u$  為正定義且  $0 \leq \alpha < 1$ ，上式只有當  $\int_{\Omega_d} \varepsilon_u^T E_u \varepsilon_u dv = 0$  時才成立。換言之，只有當未破壞結構之應變場（亦即應力場）在破壞區（ $\Omega_d$ ）內全為零時，式(2.16)才成立。

## 2.2.2 結構破壞與 $D_f$ 矩陣零空間維度之關係

前節已證明，若一載重向量作用於破壞前、後之結構上，會於觀測點處產生相同之位移，則將該載重作用於未破壞系統時將會在結構一旦破壞時之受損區域產生零應力場。接下來將討論矩陣  $D_f$  之零空間存在的條件。為驗證矩陣  $D_f$  之秩與結構破壞範圍之關係，在此考慮一  $n$  自由度(DOF)線性離散系統，其中有  $m$  個觀測點。由於此系統為線性，因此必然存在下列之關係：

$$R\bar{L} = z \quad (2.17)$$

其中，

$R$  為一適當定義之應力影響係數矩陣；

$\bar{L}$  為對應於觀測點之載重向量；

$z$  為所有獨立桿件內力所組成之向量。

若考慮破壞桿件之數量為  $q$ ，我們欲了解，是否存在一載重向量  $\bar{L}$ ，其對結構所產生之作用相當於破壞定位向量  $L$ ？換言之，即載重向量  $\bar{L}$  亦將導致破壞桿件之受力為零。為驗證此一問題，在不失代表性之前提下，吾人可將受損桿件挑出列在前面，因此式(2.17)可重新排列改

寫為：

$$\begin{bmatrix} \mathbf{r} \\ \mathbf{R} \end{bmatrix}_{(n \times m)} \{\bar{\mathbf{L}}\}_{(m \times 1)} = \begin{Bmatrix} 0 \\ \bar{\mathbf{z}} \end{Bmatrix}_{(n \times 1)} \quad (2.18)$$

由於式(2.18)只有當矩陣  $\mathbf{r}$  為秩缺時才成立，因此我們可以說  $D_f$  矩陣之零空間存在的條件，為矩陣  $\mathbf{r}$  之獨立列向量數目必須小於觀測點之數量，即  $\text{rank}(\mathbf{r}) < m$ 。 $\mathbf{r}$  之列數未必等於破壞桿件的數量，可能還包括其受到影響之所有內力（節點之彎矩、剪力及軸力等）。若每一桿件  $i$  的自由度為  $nb_i$ ，且一共有  $q$  個桿件受損，則矩陣  $\mathbf{r}$  之列數應為  $\sum_{i=1}^q nb_i$ 。以桁架為例， $nb_i = 1, \forall i$ ，則  $D_f$  存在零空間的條件下破壞桿件之數量最多為  $(m-1)$ ，其中  $m$  為觀測點之數量。

由前述之討論，吾人可推論出，矩陣  $\mathbf{r}$  之零空間， $N(\mathbf{r})$ ，與  $D_f$  之零空間， $N(D_f)$ ，事實上完全相同 (identical)。其差別在於  $N(\mathbf{r})$  必須在破壞條件已知的情況下才能得到，而  $N(D_f)$  則可由量測結果反推之柔度矩陣求出，毋須事先知道破壞情況，亦不用預先設定系統之任何數學模型。

### ➤ 不可分離元素 (inseparable elements)

由式(2.18)所分割 (partitioned) 的部份：

$$\bar{\mathbf{L}}_{m \times 1} = \mathbf{N}(\mathbf{r})_{m \times a} \boldsymbol{\beta}_{a \times 1} \quad (2.19a)$$

及

$$\bar{\mathbf{z}} = \mathbf{R} \bar{\mathbf{L}} \quad (2.19b)$$

其中，

$a$  為  $\text{nullity}(r)$ ；

$\beta$  為一維度  $a \times 1$  之任意向量。

整合式(2.19a)與(2.19b)可得：

$$\bar{z} = \bar{R}N(r)\beta \quad (2.20)$$

其中，

$\bar{z}$  為未破壞桿件之應力向量。

由式(2.20)可知，只要將破壞定位向量  $L_i$  作用於結構上，對應於矩陣  $\bar{R}N(r)$  之零列向量之桿件應力均為零。因而，吾人無法光由檢視應力場即可區分出破壞桿件。廣義言之，對應於任一桿件在  $\bar{R}N(r)$  中之列向量中，凡移至  $r$  矩陣內而不改變  $\text{rank}(r)$  者，皆無法由可能的破壞位置中被完全區分出來。

因此，在理想條件下，DLV 法提供了一套找尋可能受損桿件的方法，其中包含了真正破壞的桿件以及不可分離之桿件。然而，當以不精確或不完整之資料進行損傷探測時，潛在的破壞桿件數量亦可能多過理論預估值。

### 2.2.3 DLV 技術之應用

根據前述理論，吾人可由  $D_r$  之奇異值分解求出結構之破壞定位向量  $L$ ，並由其作為載重所致之零應力場判斷破壞位置。由於非零奇異

值矩陣  $S_r$  以外之奇異值其數值計算結果通常並不完全等於零，主要係因柔度矩陣包含了環境的干擾(量測誤差)或計算上的誤差所致。因此，欲由奇異值分解後的矩陣  $S$  去區分出有效的零空間，需建立一套準則。Bernal【16】提出一指標係數  $svn_i$  (singular value normalize) 作為零空間選擇門檻之依據。 $svn_i$  之定義為：

$$svn_i = \sqrt{\frac{s_i \|v_i\|_\infty^2}{s_q \|v_q\|_\infty^2}} \quad i=1, \dots, n \quad (2.21)$$

其中，

$s_i$  為  $D_r$  之第  $i$  個奇異值；

$\|v_i\|_\infty^2$  為  $s_i$  所對應的向量  $V$  的最大值，亦即向量  $V_i$  之 infinity norm；

$$s_q \|v_q\|_\infty^2 = \max_i (s_i \|v_i\|_\infty^2)。$$

Bernal 認為，凡滿足  $svn_i \leq 0.20$  之條件者，其特徵向量即隸屬於零空間，可據以挑選出結構之破壞定位向量  $L_i$ ， $i=1, \dots, n-r$ 。

決定破壞定位向量  $L_i$  後，下一步便是將其視為荷重向量加載至未破壞之結構上進行分析，以計算出結構每一桿件所承受之內力 (stress)  $\sigma_{ij}$ ， $j=1, \dots, n$ ，再由求得之應力  $\sigma_{ij}$  計算出一正規化應力指數  $nsi_{ij}$  (normalized stress index) 如下：

$$nsi_{ij} = \left| \frac{\sigma_{ij}}{\sigma_{ij}|_{\max}} \right| \quad j=1, \dots, n, \quad \forall i \quad (2.22)$$

其中，

$nsi_{ij}$  為第  $i$  個載重向量  $L_i$  作用下第  $j$  個自由度對應之正規化應力指數；

$\sigma_{ij}$  為第  $i$  個載重向量  $L_i$  作用下所對應於結構第  $j$  個自由度之內力；

$|\sigma_{ij}|_{\max}$  為其所受內力  $\sigma_{ij}$  絕對值之最大者。

上述應力  $\sigma_{ij}$  可廣義地定義為應力或各桿件所受之內力值。例如，在桁架結構中， $\sigma_{ij}$  即為桿件之軸力；而在平面梁元素中， $\sigma_{ij}$  可為  $(M_1^2 + M_2^2 + M_1 M_2)^{0.5}$ ，其中  $M_1$  與  $M_2$  為梁兩端之彎矩。

$nsi_{ij}$  指數求出後，即可經由 Bernal 所提出的加權應力指標  $WSI_j$  (weighted stress index) 作為其結構損傷探測之依據如下：

$$WSI_j = \frac{\sum_{i=1}^{n-r} \overline{nsi_{ij}}}{n-r} \quad j=1, \dots, n \quad (2.23a)$$

其中，

$$\overline{nsi_{ij}} = \max(svn_i, 0.015) \quad (2.23b)$$

式(2.23a)中， $n-r$  為所取出的破壞定位向量  $L_i$  之個數； $nsi_{ij}$  為對應於  $L_i$  所得到之  $nsi$  係數； $\overline{nsi_{ij}}$  乃取大於等於 0.015 之  $nsi_{ij}$  計算，凡小於 0.015 者則以 0.015 取代之； $WSI_j$  為對應於桿件  $j$  之加權應力指標。

依據吾人所計算出對應於桿件  $j$  之加權應力指標  $WSI_j$ ，由各桿件之指標中相對數值尺度(order)之較小者，判斷為可能之破壞位置或

桿件，作為破壞偵測之依據。

## 2.3 結構柔度矩陣之建立

在現實中，由於結構高階模態數難以識別，著實也增加了結構損傷識別工作的困難度。結構桿件受損時會減少其勁度，或相當於增大其柔度。以柔度矩陣為基礎的識別損傷方法，其優勢在於柔度矩陣對於結構之高階模態較不靈敏，基於此一特性，吾人可使用較少的模態去合理建構出結構之柔度矩陣。因此，以結構柔度矩陣為識別基礎的方法近年來被廣於應用在結構健康診斷上。

應用系統識別技術，可由系統之輸入與輸出訊號建構出結構破壞前、後的柔度矩陣，並配合 DLV 法即能有效偵測出結構損傷的位置。本章將探討柔度矩陣與結構振動模態之關係。

考慮一  $n$  維之線性結構動力系統如下：

$$M\ddot{u}(t)+C\dot{u}(t)+Ku(t)=P(t) \quad (2.24)$$

其中，

$M_{n \times n}$  為結構系統之質量矩陣；

$C_{n \times n}$  為結構系統之阻尼矩陣；

$K_{n \times n}$  為結構系統之勁度矩陣；

$u(t)_{n \times 1}$ 、 $\dot{u}(t)_{n \times 1}$  及  $\ddot{u}(t)_{n \times 1}$  分別為結構系統之位移、速度及加速度向量。

將結構系統轉換至模態域，可得模態質量  $\bar{M}$  與模態勁度  $\bar{K}$  如下：

$$\bar{M} = \Phi^T M \Phi \quad (2.25a)$$

與

$$\bar{K} = \Phi^T K \Phi \quad (2.25b)$$

其中， $\Phi$  為結構系統之模態矩陣。

由其自然頻率平方所組成之對角矩陣  $\Omega$  為：

$$\Omega = \bar{M}^{-1} \bar{K} \quad (2.26)$$

其中，

$$\Omega = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & & & 0 \\ & \ddots & & \\ & & \omega_j^2 & \\ & & & \ddots \\ 0 & & & & \omega_n^2 \end{bmatrix}, \quad \omega_j \text{ 為第 } j \text{ 模態之自然頻率, } j=1, \dots, n。$$

由式 (2.25) 及 (2.26) 可以推導出：

$$\Phi^T K \Phi = \Phi^T M \Phi \Omega \quad (2.27)$$

亦即，結構系統之勁度矩陣  $K$  可以被表示成：

$$\begin{aligned} K &= (\Phi^T)^{-1} \Phi^T M \Phi \Omega \Phi^{-1} \\ &= (\Phi^T)^{-1} (\Phi^T M \Phi)^{\frac{1}{2}} (\Phi^T M \Phi)^{\frac{1}{2}} \Omega \Phi^{-1} \\ &= (\Phi^T)^{-1} (\Phi^T M \Phi)^{\frac{1}{2}} \Omega (\Phi^T M \Phi)^{\frac{1}{2}} \Phi^{-1} \end{aligned} \quad (2.28)$$

在此，令一質量係數  $w$  為：

$$w = (\Phi^T M \Phi)^{\frac{1}{2}} \quad (2.29)$$

故將式 (2.28) 簡化為：

$$K = (\Phi^T)^{-1} w \Omega w \Phi^{-1} \quad (2.30)$$

結構系統之柔度矩陣(F)與勁度矩陣(K)互為反矩陣，亦即  $F=K^{-1}$ ，故可由式(2.30)得：

$$\begin{aligned}
 F &= K^{-1} \\
 &= ((\Phi^T)^{-1} w \Omega w \Phi^{-1})^{-1} \\
 &= \Phi w^{-1} \Omega w^{-1} \Phi^T \\
 &= \Phi w^{-1} \Omega (\Phi (w^T)^{-1})^T
 \end{aligned} \tag{2.31}$$

因為  $w^T = w$ ，則  $(w^T)^{-1} = w^{-1}$ ，故式(2.31)可重新整理為：

$$F = \Phi w^{-1} \Omega (\Phi w^{-1})^T \tag{2.32}$$

利用式(2.32)可由結構系統之模態參數建立柔度矩陣。

由於現實中結構高階模態難以識別，因此經常須考慮局部模態來建構結構之柔度矩陣。以下將討論只取局部模態建立結構柔度矩陣之情況。式(2.24)之線性結構動力系統中，若僅考慮其  $m$  個模態 ( $m < n$ )，則模態矩陣：

$$\Phi_{n \times m} = [\phi_1 \quad \cdots \quad \phi_m] ;$$

及

$$\Omega_{m \times m} = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & \omega_m^2 \end{bmatrix} .$$

以式(2.32)計算結構柔度矩陣  $F$ ，如下：

$$F = \Phi_{n \times m} w^{-1} \Omega_{m \times m} (\Phi_{n \times m} w^{-1})^T \tag{2.33}$$

其中，



$$\mathbf{w} = (\Phi_{m \times n}^T \mathbf{M}_{n \times n} \Phi_{n \times m})^{-\frac{1}{2}}$$

式(2.33) 可重新整理為：

$$\mathbf{F}_{n \times n} = \Phi_{n \times m} \mathbf{W}_{m \times m}^{-1} \mathbf{\Omega}_{m \times m} (\Phi_{n \times m} \mathbf{W}_{m \times m}^{-1})^T \quad (2.34)$$

式(2.34)顯示，儘管只考慮  $m$  個模態，結構柔度矩陣  $\mathbf{F}$  仍為一  $n \times n$  之矩陣。



## 第三章 DLV 結構破壞診斷分析之數值模擬驗證

### 3.1 前言

為驗證 DLV 損傷識別法之可行性，本章將利用 SAP2000 程式建立結構模型進行破壞狀況之模擬，考慮包括二維及三維之剪力架構、桁架結構與抗彎構架等不同型式之結構，探討不同破壞位置及桿件破壞程度的各種情況進行結構破壞偵測分析，其分析流程如圖 3.1 所示。數值模擬部分係由 Matlab 或 SAP2000 程式針對破壞前、後之結構進行特徵分析，找出結構之模態參數，進而計算其柔度矩陣，再依第二章所介紹之 DLV 損傷識別法進行破壞診斷分析。

有關結構破壞狀態的模擬，本研究設定以材料楊氏係數(Young's modulus)之縮減程度為基準，並探討結構僅產生微小損壞的情況下 DLV 損傷識別法之靈敏度。此外，本章亦針對多重桿件破壞的狀況進行探討。

### 3.2 剪力構架結構之破壞診斷分析

#### 3.2.1 二維剪力構架

為詳述 DLV 損傷識別法之計算流程，本節首先針對一棟四樓層的剪力屋架(圖 3.2)系統以進行分析，其質量矩陣如下：

$$M = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1.5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2 \end{bmatrix} \text{ (kip} \cdot \text{sec}^2/\text{in) }$$

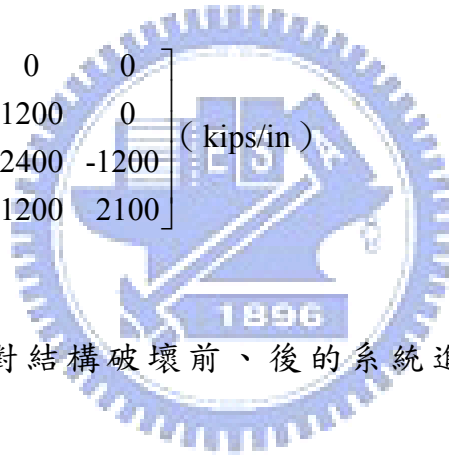
結構系統未破壞時，其勁度矩陣  $K_u$  為：

$$K_u = \begin{bmatrix} 600 & -600 & 0 & 0 \\ -600 & 1800 & -1200 & 0 \\ 0 & -1200 & 2400 & -1200 \\ 0 & 0 & -1200 & 3000 \end{bmatrix} \text{ (kips/in) }$$

假設破壞發生在一樓，其勁度縮減為原來的 50%，則對應之勁度矩陣  $K_d$

為：

$$K_d = \begin{bmatrix} 600 & -600 & 0 & 0 \\ -600 & 1800 & -1200 & 0 \\ 0 & -1200 & 2400 & -1200 \\ 0 & 0 & -1200 & 2100 \end{bmatrix} \text{ (kips/in) }$$



運用 MATLAB 針對結構破壞前、後的系統進行特徵分析，得到其

模態參數如下：

未破壞結構自然頻率平方所組成之對角矩陣為：

$$\Omega_u = \omega_u^2 = \begin{bmatrix} 142.76 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 728.95 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1702.7 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2925.6 \end{bmatrix}$$

破壞結構自然頻率平方所組成之對角矩陣為：

$$\Omega_d = \omega_d^2 = \begin{bmatrix} 103.78 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 589.04 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1467.2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2890 \end{bmatrix}$$

結構破壞前、後的振態矩陣分別如下：

$$\Phi_u = \begin{bmatrix} -0.68076 & -0.6532 & 0.28408 & -0.17086 \\ -0.51878 & 0.14038 & -0.5221 & 0.66225 \\ -0.37607 & 0.4519 & -0.18438 & -0.53575 \\ -0.16625 & 0.35165 & 0.54577 & 0.22549 \end{bmatrix}$$

及

$$\Phi_d = \begin{bmatrix} -0.60686 & -0.68455 & 0.36123 & -0.18065 \\ -0.50189 & -0.012504 & -0.52207 & 0.68948 \\ -0.40601 & 0.32965 & -0.32541 & -0.53597 \\ -0.25745 & 0.42909 & 0.46804 & 0.17477 \end{bmatrix}$$

根據第 2.3 節所推導的柔度矩陣公式(2.32)，可分別計算出結構破壞前、後之結構柔度矩陣 ( $F_u$  及  $F_d$ ) 如下：

$$F_u = \begin{bmatrix} 3.88E-03 & 2.22E-03 & 1.38E-03 & 5.69E-04 \\ 2.22E-03 & 2.23E-03 & 1.39E-03 & 5.65E-04 \\ 1.38E-03 & 1.39E-03 & 1.39E-03 & 5.62E-04 \\ 5.69E-04 & 5.65E-04 & 5.62E-04 & 5.59E-04 \end{bmatrix} \text{ (in/kips)}$$

及

$$F_d = \begin{bmatrix} 4.44E-03 & 2.78E-03 & 1.93E-03 & 1.13E-03 \\ 2.78E-03 & 2.79E-03 & 1.94E-03 & 1.13E-03 \\ 1.93E-03 & 1.94E-03 & 1.93E-03 & 1.12E-03 \\ 1.13E-03 & 1.13E-03 & 1.12E-03 & 1.12E-03 \end{bmatrix} \text{ (in/kips)}$$

結構柔度矩陣建立完成後，接著將根據 DLV 理論進行破壞偵測分析，以研判最可能的破壞位置。結構破壞前、後之柔度變化矩陣  $D_f$  為：

$$D_f = F_d - F_u = \begin{bmatrix} 5.60E-04 & 5.61E-04 & 5.44E-04 & 5.58E-04 \\ 5.61E-04 & 5.59E-04 & 5.48E-04 & 5.61E-04 \\ 5.44E-04 & 5.48E-04 & 5.41E-04 & 5.54E-04 \\ 5.58E-04 & 5.61E-04 & 5.54E-04 & 5.63E-04 \end{bmatrix}$$

其奇異值分解之結果如下：

$$D_f = USV^T$$

$$= \begin{bmatrix} -0.50118 & -0.64124 & 0.20736 & 0.5428 \\ -0.50221 & -0.31408 & -0.088912 & -0.80077 \\ -0.4927 & 0.59485 & 0.63512 & 0.0051758 \\ -0.50383 & 0.36922 & -0.73873 & 0.25319 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 2.22E-03 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 8.91E-06 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3.30E-06 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1.79E-06 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -0.50118 & -0.50221 & -0.4927 & -0.50383 \\ -0.64124 & -0.31408 & 0.59485 & 0.36922 \\ -0.20736 & 0.088912 & -0.63512 & 0.73873 \\ -0.5428 & 0.80077 & -0.0051758 & -0.25319 \end{bmatrix}^T$$

接著依據式(2.21)判斷結構之破壞定位向量  $L_i$ ：

$$\begin{bmatrix} s_1 \|v_1\|_\infty^2 \\ s_2 \|v_2\|_\infty^2 \\ s_3 \|v_3\|_\infty^2 \\ s_4 \|v_4\|_\infty^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.22E-03 \times (-0.50383)^2 \\ 8.91E-06 \times (-0.64124)^2 \\ 3.30E-06 \times (0.73873)^2 \\ 1.79E-06 \times (0.80077)^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5.63E-04 \\ 3.66E-06 \\ 1.80E-06 \\ 1.15E-06 \end{bmatrix}$$

由  $s_q \|v_q\|_\infty^2 = \max_i (s_i \|v_i\|_\infty^2) = 5.63E-04$ ，可得指標係數  $svn_i$  為：

$$\begin{bmatrix} svn_1 \\ svn_2 \\ svn_3 \\ svn_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \left( \frac{5.63E-04}{5.63E-04} \right)^{\frac{1}{2}} \\ \left( \frac{3.66E-06}{5.63E-04} \right)^{\frac{1}{2}} \\ \left( \frac{1.80E-06}{5.63E-04} \right)^{\frac{1}{2}} \\ \left( \frac{1.15E-06}{5.63E-04} \right)^{\frac{1}{2}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0.08066 \\ 0.05654 \\ 0.04518 \end{bmatrix}$$

依據 Bernal 所提出之判斷標準，可能之破壞定位向量  $L_i$  為對應於  $svn_i \leq 0.20$  之特徵向量，在本案例中為第 2~4 組特徵向量，故矩陣  $L$  如下：

$$L_i = \begin{bmatrix} -0.5428 & -0.20736 & -0.64124 \\ 0.80077 & 0.088912 & -0.31408 \\ -0.0051758 & -0.63512 & 0.59485 \\ -0.25319 & 0.73873 & 0.36922 \end{bmatrix}$$

茲將上述破壞定位向量  $L_i$  加載至未破壞之結構(圖 3.3)，本案例中桿件所承受之內力  $\sigma_{ij}$  為各樓層 (j) 之剪力，對應於各破壞定位向量之  $\sigma_{ij}$  為：

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} -0.5428 & -0.20736 & -0.64124 \\ 0.25797 & -0.118448 & -0.95532 \\ 0.2527942 & -0.753568 & -0.36047 \\ -0.0003958 & -0.014838 & 0.00875 \end{bmatrix}$$

依據式(2.22)計算正規化應力指標  $nsi$  為：

$$nsi_{ij} = \begin{bmatrix} 1 & 0.27517 & 0.67123 \\ 0.47526 & 0.15718 & 1 \\ 0.46572 & 1 & 0.37733 \\ 0.00073 & 0.01969 & 0.00916 \end{bmatrix}$$

針對破壞定位向量  $L_i$  加載計算正規化應力指標  $nsi$  之結果歸納於圖 3.3，其結果顯示，無論根據哪一組  $L_i$  計算，其對應於一樓之  $nsi$  值皆趨近於零，遠小於其他樓層，因此初步研判破壞位置應於一樓處。此與實際情況相符，表示由正規化應力指標  $nsi$  即可有效偵測破壞位置。

現在，依正規化應力指標  $nsi_{ij}$  與指標係數  $svn_i$  由式(2.23a)、(2.23b)

可得加權應力指標  $WSI_j$  為：

$$WSI_j = \frac{\sum_{i=1}^{n-r} \frac{nsi_{ij}}{svn_i}}{n-r} = \frac{\begin{bmatrix} 1 \\ 0.47526 \\ 0.46572 \\ 0.00073 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0.27517 \\ 0.15718 \\ 1 \\ 0.01969 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0.67123 \\ 1 \\ 0.37733 \\ 0.00916 \end{bmatrix}}{3} = \begin{bmatrix} 11.77 \\ 8.57 \\ 10.89 \\ 0.16 \end{bmatrix}$$

或如圖 3.4 所示，其中對應於一樓之 WSI 數值相對其它樓層顯著偏低，故研判其為最可能的破壞位置。此與本例所設定破壞位置於一樓處完全相符，證明 DLV 應用於剪力屋架破壞偵測之可行性。以下將進行進一步之參數研究，探討在各種組合條件下，DLV 法之強韌性 (robustness)。

再以一四層樓二維剪力構架結構為例，其 SAP2000 模型及桿件編號如圖 3.5 所示。為模擬剪力構架之力學行為，乃藉由束制節點之位移及方向，使同一樓層之平面形成剛性樓板(Rigid Diaphragm)。設定構件之楊氏係數為 200GPa，並以楊氏係數的縮減程度代表結構破壞程度。

本節將針對四層樓二維剪力構架結構之不同破壞程度、破壞位置與多重破壞進行討論，考慮五種分析案例(表 3.1)如下：

CASE1 模擬單一樓層單邊柱破壞，破壞位置於一樓處，對應的破壞桿件為 1 號柱桿件，其楊氏係數縮減 50%；

CASE2 模擬單一樓層單邊柱破壞，破壞位置於四樓處，對應的破壞桿件為 4 號柱桿件，其楊氏係數縮減 50%；

CASE3 模擬單一樓層斜撐破壞，破壞位置於三樓處，對應的破壞桿件為 15 號斜撐桿件，其楊氏係數縮減 50%；

CASE4 模擬多重破壞，破壞位置於二樓與三樓處，對應的破壞桿件為 14 號斜撐桿件與 7 號柱桿件，其以楊氏係數縮減皆 50%；

CASE5 模擬單一樓層單邊柱破壞，破壞位置於二樓處，對應的破壞桿件為 6 號柱桿件，其楊氏係數僅縮減 2%，代表輕微受損的狀況。

以 DLV 損傷識別法進行本例四層樓二維剪力構架破壞診斷分析，其結果歸納於表 3.2 與圖 3.6。以下將針對各案例進行討論：

CASE1：單一破壞位置（一樓柱破壞，楊氏係數縮減 50%）

依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 3.6(a)，其中一樓之指數為 1.11，其它樓層之  $WSI$  指數皆大於 10.24，相差 9.2 倍以上，故研判應於一樓處發生破壞。此一分析結果與所設定之破壞位置相符。

CASE2：單一破壞位置（四樓柱破壞，楊氏係數縮減 50%）

依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 3.6(b)，其中四樓之指數為 0.25，其它樓層之  $WSI$  指數皆大於 5.95，相差 23.8 倍以上，故研判應於四樓發生破壞。此一分析結果與所設定之破壞位置相符。

CASE3：單一破壞位置（三樓斜撐破壞，楊氏係數縮減 50%）

依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 3.6(c)，其中三樓之指數為 0.12，其它樓層之  $WSI$  指數皆大於 7.94，相差 66.2 倍以上，故研判應於三樓發生破壞。此一分析結果與所設定之破壞位置相符。



CASE4：多重破壞位置(二樓斜撐及三樓柱破壞，楊氏係數皆縮減 50%)

依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 3.6(d)，其中二樓之指數為 0.3，三樓之指數為 0.87，其它樓層之 WSI 指數皆大於 3.11，相差 3.6 倍以上，故研判應於二、三樓發生破壞。此一分析結果與所設定之破壞位置相符，驗證 DLV 法對於多重桿件受損的狀態可以有效偵測出來。

CASE5：靈敏度檢驗(二樓柱破壞，楊氏係數縮減 2%)

依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 3.6(e)，其中二樓之指數為 0.96，其它樓層之 WSI 指數皆大於 6.52，相差 6.8 倍以上，故研判應於二樓發生破壞。此一分析結果與所設定之破壞位置相符，驗證 DLV 法對於桿件損傷程度僅 2% 的狀態下，仍可正確判斷出破壞位置，具相當之敏感性及強韌性。

### 3.2.2 三維剪力構架

本節將進行三維剪力構架結構之破壞診斷分析，其 SAP2000 模型及桿件編號如圖 3.7 所示，並利用束制節點之位移及方向將樓版定義成剛性。考慮結構之楊氏係數為 200GPa，利用楊氏係數的縮減代表結構破壞程度。

以下針對此三層樓三維剪力構架結構之不同破壞位置進行討論，考慮二種分析案例(表 3.3)如下：

CASE1 模擬單一樓層單邊斜撐破壞，破壞位置於二樓處，對應的破壞桿件為 38 號斜撐桿件，其楊氏係數縮減 50%；

CASE2 模擬單一樓層單邊柱破壞，破壞位置於三樓處，對應的破壞桿件為 9 號柱桿件，其楊氏係數縮減 50%。

以 DLV 損傷識別法進行破壞診斷分析，其結果歸納於表 3.4 與圖 3.8 如下：

CASE1：單一破壞位置(二樓斜撐破壞，楊氏係數縮減 50%)

依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 3.8(a)，其中二樓之指數為 1.18，其它樓層之  $WSI$  指數皆大於 24.75，相差 21 倍以上，故研判應於二樓發生破壞。此一分析結果與所設定之破壞位置相符。



CASE2：單一破壞位置(三樓柱破壞，楊氏係數縮減 50%)

依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 3.8(b)，其中三樓之指數為 3.93，其它樓層之  $WSI$  指數皆大於 25.08，相差 6.4 倍以上，故研判應於三樓發生破壞。此一分析結果與所設定之破壞位置相符。

### 3.3 桁架結構之破壞診斷分析

#### 3.3.1 二維桁架

本節將進行二維桁架結構之破壞診斷分析，其 SAP2000 結構模

型、桿件編號如圖 3.9 所示。考慮結構之楊氏係數為 200GPa，並以楊氏係數的縮減代表結構破壞程度。二維桁架結構於廣域座標 Y 方向上完全無勁度，因此於 SAP2000 結構模型自由度之設定乃選擇平面桁架之型式(UX、UZ)進行分析。利用 SAP2000 計算結構之模態參數，並由式(2.32)計算出結構破壞前、後之柔度矩陣。

本節探討二維桁架的破壞診斷分析。將矩陣  $D_f$  之奇異值分解所得到之結構破壞定位向量  $L_i$  加載至未破壞之結構，桿件所承受之內力  $\sigma_{ij}$  為各桿件所受之軸力。

茲針對二維桁架結構之不同破壞程度、破壞位置與多重破壞進行討論，考慮五種分析案例(表 3.5)如下：

CASE1 模擬單根桿件破壞，破壞位置為 1 號元素(水平)，其楊氏係數縮減 50%；

CASE2 模擬單根桿件破壞，破壞位置為 2 號元素(垂直)，其楊氏係數縮減 50%；

CASE3 模擬單根桿件破壞，破壞位置為 5 號元素(斜向)，其楊氏係數縮減 50%；

CASE4 模擬多重桿件破壞，破壞位置為 2 號及 5 號桿件，其楊氏係數皆縮減 50%；

CASE5 模擬單根桿件破壞，破壞位置為 4 號桿件，其楊氏係數縮減 2%，以探討在桿件僅輕微受損的情況下 DLV 損傷識別法的靈敏度。

以 DLV 損傷識別法進行破壞診斷分析，其結果歸納於表 3.6 與圖 3.10 如下：

**CASE1：**單一破壞位置(桿件 1 破壞，楊氏係數縮減 50%)

依 DLV 法計算所得之各桿件加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 3.10(a)，其中桿件 1 之指數為 0.42，其它桿件之  $WSI$  指數皆大於 14.68，相差 35 倍以上，故研判應於桿件 1 發生破壞。此一分析結果與所設定之破壞位置相符。

**CASE2：**單一破壞位置(桿件 2 破壞，楊氏係數縮減 50%)

依 DLV 法計算所得之各桿件加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 3.10(b)，其中桿件 2 之指數為趨近零，其它桿件之  $WSI$  指數皆大於 4.01，故研判應於桿件 2 為發生破壞。此一分析結果與所設定之破壞位置相符。

**CASE3：**單一破壞位置(桿件 5 破壞，楊氏係數縮減 50%)

依 DLV 法計算所得之各桿件加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 3.10(c)，其中桿件 5 之指數為 0.76，其它桿件之  $WSI$  指數皆大於 6.97，相差 9.2 倍以上，故研判應於桿件 5 發生破壞。此一分析結果與所設定之破壞位置相符。

**CASE4：**多重破壞位置(桿件 2 及桿件 5 破壞，楊氏係數皆縮減 50%)

依 DLV 法計算所得之各桿件加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖

3.10(d)，其中桿件 2 之指數為趨近零、桿件 5 之指數為 1，而其它桿件之 WSI 指數皆大於 7.74，相差 7.7 倍以上，故可比較出桿件 2 與桿件 5 為桿件中相對小之數值，故研判應於桿件 2 與桿件 5 發生破壞。此一分析結果與所設定之破壞位置相符，驗證 DLV 法對於多重桿件受損的狀態可以有效偵測出來。

**CASE5：靈敏度檢驗(桿件 4 破壞，楊氏係數縮減 2%)**

依 DLV 法計算所得之各桿件加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 3.10(e)，其中桿件 4 之指數為 0.07，其它桿件之 WSI 指數皆大於 2.15，相差 30.7 倍以上，故研判應於桿件 4 發生破壞。此一分析結果與所設定之破壞位置相符，驗證 DLV 法對於桿件損傷程度僅 2% 的狀態下，仍可正確判斷出破壞位置，具相當之敏感性及強韌性。

### 3.3.2 三維桁架

本節將進行三維桁架結構之破壞診斷分析，其 SAP2000 結構模型、桿件編號如圖 3.11 所示。考慮結構之楊氏係數為 200GPa，並以楊氏係數的縮減代表結構破壞程度。於 SAP2000 結構模型自由度之設定乃選擇空間桁架之型式(UX、UY、UZ)進行分析。利用 SAP2000 計算結構之模態參數，並由式(2.32)計算出結構破壞前、後之柔度矩陣。

本節探討三維桁架的破壞診斷分析。將矩陣  $D_f$  之奇異值分解所得之結構破壞定位向量  $L_i$  加載至未破壞之結構，桿件所承受之內力  $\sigma_{ij}$

為各桿件所受之軸力。

茲針對三維桁架結構之不同破壞程度、破壞位置與多重破壞進行討論，考慮五種分析案例(表 3.7)如下：

CASE1 模擬單根桿件破壞，破壞位置為 1 號桿件，其楊氏係數縮減 50%；

CASE2 模擬多重桿件破壞，破壞位置為 1 號及 2 號桿件，其楊氏係數皆縮減 50%；

CASE3 模擬多重桿件破壞，破壞位置為 1 號及 4 號桿件，其楊氏係數皆縮減 50%；

CASE4 模擬單根桿件破壞，破壞位置為 3 號桿件，其楊氏係數僅縮減 2%，以探討在桿件僅輕微受損的情況下 DLV 損傷識別法的靈敏度；

CASE5 模擬多重桿件破壞，破壞位置為 2 號及 4 號桿件，其楊氏係數皆縮減 2%，以探討在多重桿件僅輕微受損的情況下 DLV 損傷識別法的靈敏度。

以 DLV 損傷識別法進行破壞診斷分析，其結果歸納於表 3.8 與圖 3.12 如下：

CASE1：單一破壞位置(桿件 1 破壞，楊氏係數縮減 50%)

依 DLV 法計算所得之各桿件加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 3.12(a)，其中桿件 1 之指數為 0.004，其它桿件之  $WSI$  指數皆大於 10.81，相差 2000 倍以上，故研判應於桿件 1 發生破壞。此一分析結

果與所設定之破壞位置相符。

**CASE2：**多重破壞位置(桿件 1 及桿件 2 破壞，楊氏係數皆縮減 50%)

依 DLV 法計算所得之各桿件加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 3.12(b)，其中桿件 1 之指數為 0.02、桿件 2 指數為 0.02，而其它桿件之 WSI 指數皆大於 66.67，相差 3000 倍以上，故研判應於桿件 1 與桿件 2 發生破壞。此一分析結果與所設定之破壞位置相符，驗證 DLV 法對於多重桿件受損的狀態可以有效偵測出來。

**CASE3：**多重破壞位置(桿件 1 及桿件 4 破壞，楊氏係數皆縮減 50%)

依 DLV 法計算所得之各桿件加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 3.12(c)，其中桿件 1 之指數為 0.01、桿件 4 之指數為 0.01，而其它桿件之 WSI 指數皆大於 66.67，相差 3000 倍以上，故研判應於桿件 1 與桿件 4 發生破壞。此一分析結果與所設定之破壞位置相符，驗證 DLV 法對於多重桿件受損的狀態可以有效偵測出來。

**CASE4：**靈敏度檢驗(桿件 3 破壞，楊氏係數縮減 2%)

依 DLV 法計算所得之各桿件加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 3.12(d)，其中桿件 3 之指數為 0.01，其它桿件之 WSI 指數皆大於 5.34，相差 500 倍以上，故研判應於桿件 3 發生破壞。此一分析結果與所設定之破壞位置相符，驗證 DLV 法對於桿件損傷程度僅 2% 的狀態下，仍可正確判斷出破壞位置，具相當之敏感性及強韌性。

## CASE5：多重破壞位置之靈敏度檢驗

(桿件 2 及桿件 4 破壞，楊氏係數皆縮減 2%)

依 DLV 法計算所得之各桿件加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 3.12(e)，其中桿件 2、3 之指數皆趨近零，其它桿件之 WSI 指數皆為 66.67，故研判應於桿件 2、3 發生破壞。此一分析結果與所設定之破壞位置相符，驗證 DLV 法對於多重桿件受損且損傷程度僅 2% 的狀態下，仍可正確判斷出破壞位置。

## 3.4 抗彎構架結構之破壞診斷分析

### 3.4.1 二維框架結構

本節將進行二維抗彎構架結構之破壞診斷分析，其 SAP2000 結構模型、桿件編號如圖 3.13 所示。考慮結構之楊氏係數為 200GPa，並以楊氏係數的縮減代表結構破壞程度。二維抗彎構架於廣域座標 Y 方向完全無勁度，因此於 SAP2000 結構模型自由度之設定乃選擇平面結構之型式 (UX、UZ、RY) 進行分析。利用 SAP2000 計算結構之模態參數，並由式 (2.32) 計算出結構破壞前、後之柔度矩陣。

本節探討論二維抗彎構架的破壞偵測分析。將矩陣  $D_r$  之奇異值分解所得到之結構破壞定位向量  $L_i$  加載至未破壞之結構，桿件所承受之內力  $\sigma_{ij}$  為各桿件所受之彎矩，依第二章所述其桿件彎矩由兩端點彎矩  $M_{j1}$  及  $M_{j2}$  以  $(M_{j1}^2 + M_{j2}^2 + M_{j1}M_{j2})^{0.5}$  決定其  $\sigma_{ij}$  值。



茲將針對二維抗彎構架之不同破壞程度、破壞位置與多重破壞進行討論，考慮三種分析案例(表 3.9)如下：

CASE1 模擬單根柱桿件破壞，破壞位置為 1 號柱桿件，其楊氏係數縮減 50%；

CASE2 模擬多重破壞位置與不同破壞程度，破壞位置為 1 號及 6 號柱桿件，其楊氏係數分別縮減 50%與 25%；

CASE3 模擬單根梁桿件破壞，破壞位置為 9 號梁桿件，其楊氏係數僅縮減 2%，以探討在桿件僅輕微受損的情況下 DLV 損傷識別法的靈敏度。

以 DLV 損傷識別法進行破壞診斷分析，其結果歸納於表 3.10 與圖 3.17 如下：

CASE1：單一破壞位置(桿件 1 之柱破壞，楊氏係數縮減 50%)

茲將矩陣  $D_f$  經過奇異值分解後由矩陣  $S$  區分出有效的零空間，即得到結構之破壞定位向量  $L_i$  的範圍含有 16 組向量 ( $L_1 \sim L_{16}$ )，係由各破壞定位向量  $L_i$  分別加載至破壞前結構。而其加權應力指標  $WSI_j$  為分別疊加各破壞定位向量  $L$  所得之正規化應力指標  $nsi_{ij}$  計算。以下將討論疊加各破壞定位向量  $L_i$  所計算出的正規化應力指標  $nsi_{ij}$  之個數對於破壞診斷結果的影響。

如圖 3.14 所示，對於由破壞定位向量  $L_i$  計算出的正規化應力指標  $nsi_{ij}$  其個數的疊加，除了只考慮由第一個破壞定位向量所計算出的

$WSI_j$ 值，在桿件 9 在破壞診斷結果上較不明確，而由其餘多組  $L_i$  計算結果疊加者皆能準確判斷出所破壞之桿件。但由上述結果可知，減少疊加的數量，對於破壞診斷結果的影響不大，故可加快分析速度。因此，本文後續的分析將針對疊加至第五個破壞定位向量所計算出的結果進行討論。

依 DLV 法計算所得之各桿件加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 3.17(a)，其中桿件 1 之指數為 0.1，其它桿件之  $WSI$  指數皆大於 38.88，相差 300 倍以上，故研判應於桿件 1 發生破壞。此一分析結果與所設定之破壞位置相符，驗證 DLV 法對於柱桿件受損的狀態可以有效偵測出來。

#### CASE2：多重破壞位置與不同破壞程度

(桿件 1 及桿件 6 之柱破壞，楊氏係數分別縮減 50%與 25%)

本例先針對疊加前五個破壞定位向量所計算出的結果進行探討。如圖 3.15 所示，依前五個破壞定位向量所得之加權應力指標  $WSI_j$  結果即可準確判斷出所破壞之桿件。因此，以下之分析將僅針對疊加前五個破壞定位向量所計算出的結果進行討論。

依 DLV 法計算所得之各桿件加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 3.17(b)，其中桿件 1 之指數為 0.048，桿件 6 之指數為 0.055，其它桿件之  $WSI$  指數皆大於 16.94，相差 300 倍以上，故研判應於桿件 1

與桿件 6 發生破壞。此一分析結果與所設定之破壞位置相符，驗證 DLV 法對於多重桿件受損且不同破壞程度的狀態可以有效偵測出來。

**CASE3：靈敏度檢驗(桿件 9 之梁破壞，楊氏係數縮減 2%)**

本例先針對疊加前五個破壞定位向量所計算出的結果進行探討。如圖 3.16 所示，依前五個破壞定位向量所得之加權應力指標  $WSI_j$  結果即可準確判斷出所破壞之桿件。因此，以下之分析將僅針對疊加前五個破壞定位向量所計算出的結果進行討論。

依 DLV 法計算所得之各桿件加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 3.17(c)，其中桿件 9 之指數為 0.28，其它桿件之  $WSI$  指數皆大於 22.17，相差 79.1 倍以上，故研判應於桿件 9 發生破壞。此一分析結果與所設定之破壞位置相符，驗證 DLV 法對於桿件損傷程度僅 2% 的狀態下，仍可正確判斷出破壞位置，具相當之敏感性及強韌性。

### 3.4.2 三維框架結構

本節將進行三維抗彎構架結構之破壞診斷分析，其 SAP2000 結構模型、桿件編號如圖 3.18 所示。考慮結構之楊氏係數為 200GPa，並以楊氏係數的縮減代表結構破壞程度。三維抗彎構架於 SAP2000 程式之結構模型自由度設定上選擇空間結構之型式(UX、UY、UZ、RX、RY、RZ) 進行分析。利用 SAP2000 計算結構之模態參數，並由式(2.32) 計算出結構破壞前、後之柔度矩陣。

本節探討論三維抗彎構架的破壞偵測分析。將矩陣  $D_f$  之奇異值分解所得到之結構破壞定位向量  $L_i$  加載至未破壞之結構，桿件所承受之內力  $\sigma_{ij}$  為各桿件所受之彎矩，吾人取桿件弱軸彎矩計算之。依第二章所述其桿件彎矩由兩端點彎矩  $M_{j1}$  及  $M_{j2}$  以  $(M_{j1}^2 + M_{j2}^2 + M_{j1}M_{j2})^{0.5}$  決定其  $\sigma_{ij}$  值。

茲針對三維抗彎構架不同破壞程度、破壞位置與多重破壞進行討論，考慮三種分析案例(表 3.11)如下：

CASE1 模擬單根柱桿件破壞，破壞位置為 1 號柱桿件，其楊氏係數縮減 50%；

CASE2 模擬多重破壞位置與不同破壞程度，破壞位置為 1 號及 12 號柱桿件，其楊氏係數分別縮減 50%與 25%；

CASE3 模擬單根梁桿件破壞，其選擇破壞位置為 21 號梁桿件，其楊氏係數僅縮減 2%，以探討在桿件僅輕微受損的情況下 DLV 損傷識別法的靈敏度。

以 DLV 損傷識別法進行破壞診斷分析，其結果歸納於表 3.12 與圖 3.22，如下：

CASE1：單一破壞位置(桿件 1 之柱破壞，楊氏係數縮減 50%)

本例先針對疊加前五個破壞定位向量所計算出的結果進行探討。如圖 3.19 所示，只考慮由第一個破壞定位向量所計算出的  $WSI_j$  值，在破壞診有時並不正確，而其餘以多組  $L_i$  結果疊加者皆可準確判

斷出所破壞之桿件。因此，以下之分析將僅針對疊加前五個破壞定位向量所計算出的結果進行討論。

依 DLV 法計算所得之各桿件加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 3.22(a)，其中桿件 1 之指數為 0.04，其它桿件之 WSI 指數皆大於 4.12，相差 100 倍以上，故研判應於桿件 1 發生破壞。此一分析結果與所設定之破壞位置相符，驗證 DLV 法對於柱桿件受損的狀態可以有效偵測出來。

#### CASE2：多重破壞位置與不同破壞程度

(桿件 1 及桿件 12 之柱破壞，楊氏係數分別縮減 50%與 25%)

本例先針對疊加前五個破壞定位向量所計算出的結果進行探討。如圖 3.20 所示，依前五個破壞定位向量所得之加權應力指標  $WSI_j$  結果皆可準確判斷出所破壞之桿件。因此，以下之分析將僅針對疊加前五個破壞定位向量所計算出的結果進行討論。

依 DLV 法計算所得之各桿件加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 3.22(b)，其中桿件 1 之指數為 0.06，桿件 12 之指數為 1.67，其它桿件之 WSI 指數皆大於 6.95，相差 4.2 倍以上，故研判應於桿件 1 及 12 發生破壞。此一分析結果與所設定之破壞位置相符，驗證 DLV 法對於多重桿件受損且不同破壞程度的狀態可以有效偵測出來。

### CASE3：靈敏度檢驗(桿件 21 之梁破壞，楊氏係數縮減 2%)

本例先針對疊加前五個破壞定位向量所計算出的結果進行探討。如圖 3.21 所示，依前五個破壞定位向量所得之加權應力指標  $WSI_j$  結果皆可準確判斷出所破壞之桿件。因此，以下之分析將僅針對疊加前五個破壞定位向量所計算出的結果進行討論。

依 DLV 法計算所得之各桿件加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 3.22(c)，其中桿件 21 之指數為 1.14，其它桿件之  $WSI$  指數皆大於 7.17，相差 6.3 倍以上，故研判應於桿件 21 發生破壞。此一分析結果與所設定之破壞位置相符，驗證 DLV 法對於桿件損傷程度僅 2% 的狀態下，仍可正確判斷出破壞位置，具相當之敏感性及強韌性。





## 第四章 結構 DLV 破壞偵測技術之試驗驗證

### 4.1 前言

為驗證 DLV 損傷識別法應用於真實結構破壞偵測之可行性，本研究遂利用交通大學土木結構實驗室之單軸向地震模擬振動台，進行一系列結構損傷之破壞偵測試驗分析。試驗對象為一五層樓含斜撐之鋼架構，以移除部份斜撐代表破壞狀況，並針對結構不同破壞位置、破壞後造成結構對稱與非對稱形式，以及多重破壞情況進行試驗規劃，包括單一樓層雙邊或單邊斜撐移除，以探討單一破壞位置之對稱與非對稱條件之結構破壞偵測分析，以及移除複數層樓雙邊斜撐，以探討多重破壞位置條件下之結構破壞偵測分析。

本系列研究係根據實測之結構破壞前、後地震反應，利用 ARX 模式識別出結構動力特性，進而計算結構柔度矩陣，再依第二章所介紹之 DLV 損傷識別法進行破壞偵測，分析流程如圖 4.1 所示。由於結構高階模態之識別不易，吾人將由所能清楚識別出來的有限模態去建構結構柔度矩陣。本章將探討建構柔度矩陣時考慮振態數之多寡，對於破壞偵測的影響。此外，本章亦將針對較小擾動( $PGA=0.05g$ )與部分觀測(partial observation)的狀況進行討論。



## 4.2 振動台試驗設備

茲說明試驗所使用之相關儀器設備與配置如下：

### 1. 地震模擬振動台

交通大學地震模擬振動台之台面尺寸為 3m 見方，如圖 4.2 所示，振動台本體重為 5tf，而試體結構之最大容許重量可達 10 tf。振動台係由一支油壓致動器來驅動，其將油壓動力轉化成機械動力，以驅動振動台及其承載之試體，其最大行程為  $\pm 12.5\text{cm}$ ，在滿載情況下最大加速度可達  $1g$ 。

### 2. 控制系統與資料擷取系統

控制系統為振動台之中樞所在，吾人使用 MTS 407 控制器之位移控制模式操控振動台，如圖 4.3 所示。MTS 407 控制器內含造波器，可提供矩形波、三角形波及正弦波等類比訊號以驅動致動器，並有一外在輸入(External input)管道可接受任意形式之隨機訊號，故得以輸入地震波以模擬地表運動。

資料擷取系統採用德國 IMC 公司之  $\mu$ -MUCIS 產品以供訊號處理之用，如圖 4.4 所示，其主要功能為輸出地震命令訊號至 MTS 407 控制器以驅動振動台，同時記錄各感應計之振動訊號。資料擷取系統包含類比/數位(A/D)、數位/類比(D/A)以及數位輸入/輸出(Digital I/O)等功能，並提供 32 組單端式(Single-ended)接線法類比輸入頻道、8 組單端式接線法類比輸出頻道、32 組單端式接線法數位輸入/輸出頻

道，其最大總取樣頻率(Sampling Rate)為 80kHz。

### 3. 鋼結構試驗模型

鋼結構系統模型為平面 2m 見方，樓高 6.7m，重約 6tf 之二分之一縮尺鋼骨房屋結構模型，如圖 4.5 所示，包括五層樓空構架、各樓層雙方向斜撐及模擬樓板質量之鋼板。該鋼構模型系統之參數如表 4.1 所示。本系列試驗中將以結構之弱向為測試方向，故架設結構時柱之弱軸方向係與振動台運動方向平行。

### 4. 振動感應計

感應計之裝設以加速規(Accelerometer)為主，共安裝 6 組加速規，包括 CROSSBOW $\pm$ 4g 與 CROSSBOW $\pm$ 2g 兩種型式。加速規分別裝置於基座與各樓層之南面構架大樑中央處(分別以 Sbase、S1、S2、S3、S4 及 S5 表示)，其安裝位置如圖 4.5 所示。

## 4.3 單層樓雙邊斜撐破壞試驗分析

### 4.3.1 試驗規劃

本系列之試驗分析乃為探討單一破壞位置，且破壞型式為對稱之結構破壞偵測分析。利用五層樓鋼結構之各樓層強、弱軸方向均加設斜撐代表健康狀態，並以移除單一樓層弱軸方向之雙邊斜撐代表破壞狀態。破壞前、後五層樓鋼構架分別如圖 4.6 及圖 4.7 所示。試驗步驟如下：

1. 輸入地震波：包括 El Centro、Kobe 或 Hachinohe 等地震波，其 PGA 均調整為 0.1g。
2. 擷取各樓層(含基礎座)加速度反應。
3. 以 ARX 模型進行結構系統識別：以基座加速規(Sbase)所量測之加速度訊號作為輸入資料，各樓層加速規(S1~S5)所量測之加速度訊號作為輸出資料，進行單一輸入-多重輸出(SIMO)系統識別。相關之理論推導詳附錄 B。

本系列之試驗將分二部份進行討論：

1. 以 El Centro 地震波(PGA=0.1g)分別移除各樓層雙邊斜撐的條件下進行破壞偵測分析；
2. 不同地震波在同樣的地震強度(PGA=0.1g) 移除一樓雙邊斜撐的條件下進行破壞偵測分析。



#### 4.3.2 單一地震波下各樓層雙邊斜撐破壞之探討

本節將分析探討在 El Centro 地震 PGA 調整為 0.1g 之輸入擾動下，分別將移除一~五樓單層雙邊斜撐代表破壞狀態進行分析。以地震作用下所量測之結構各樓層加速度歷時反應，應用單一輸入-多重輸出(SIMO)之 ARX 模式識別出結構系統之動力特性，利用 DLV 損傷識別法進行破壞偵測分析。

由於結構高階模態識別上的不易，吾人必須使用較少的模態去建

構出結構之柔度矩陣。茲以 El Centro 地震 PGA 調整為 0.1g，移除一樓雙邊斜撐為例，探討考慮不同的振態數對於破壞偵測的影響。結構系統於破壞前、後所量測之加速度歷時反應如圖 4.8 與圖 4.9 所示。以各樓層加速度反應作為輸出，基座之加速度作為輸入進行系統識別分析，其破壞前、後結構各樓層之加速度頻域反應函數與相位角如圖 4.10 與圖 4.11 所示。破壞前、後系統識別所得之結構動力特性分別如表 4.2 與表 4.3 所示。

針對上述識別結果，破壞前之結構僅能有效識別出前二模態，破壞後之結構可有效識別出前三模態。本文將考慮以不同的振態數建構結構柔度矩陣如下：CASE1 破壞前、後之結構柔度矩陣皆取第一模態計算；CASE2 破壞前、後之結構柔度矩陣皆取前二模態計算；CASE 3 破壞前取前二模態，破壞後取前三模態計算結構柔度矩陣。

CASE1：破壞前、後皆取第一模態計算

由表 4.2 與表 4.3 之識別結果，利用第二章所推導的柔度矩陣計算公式 (2.32)，結構破壞前、後皆取第一模態之系統識別分析結果，分別計算結構破壞前、後之柔度矩陣如下。

未破壞結構之柔度矩陣：

$$F_u = \Phi_u w^{-1} \Omega_u (\Phi_u w^{-1})^T$$

$$= \begin{bmatrix} 32.379 \\ 46.805 \\ 60.055 \\ 83.608 \\ 88.502 \end{bmatrix} [1353.3]^{-1} [832.35] \begin{bmatrix} 32.379 \\ 46.805 \\ 60.055 \\ 83.608 \\ 88.502 \end{bmatrix}^T$$

$$= \begin{bmatrix} 6.8781e-007 & 9.9425e-007 & 1.2757e-006 & 1.776e-006 & 1.88e-006 \\ 9.9425e-007 & 1.4372e-006 & 1.8441e-006 & 2.5673e-006 & 2.7176e-006 \\ 1.2757e-006 & 1.8441e-006 & 2.3661e-006 & 3.2941e-006 & 3.4869e-006 \\ 1.776e-006 & 2.5673e-006 & 3.2941e-006 & 4.5859e-006 & 4.8544e-006 \\ 1.88e-006 & 2.7176e-006 & 3.4869e-006 & 4.8544e-006 & 5.1385e-006 \end{bmatrix}$$

其中，

$$w = (\Phi_u^T M_u \Phi_u)^{-\frac{1}{2}} = \begin{bmatrix} 32.379 \\ 46.805 \\ 60.055 \\ 83.608 \\ 88.502 \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} 85.73 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 85.36 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 85.36 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 85.36 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 82.97 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 32.379 \\ 46.805 \\ 60.055 \\ 83.608 \\ 88.502 \end{bmatrix}^{\frac{1}{2}} = [1353.3]$$

受損結構之柔度矩陣：

$$F_d = \Phi_d w^{-1} \Omega_d (\Phi_d w^{-1})^T$$

$$= \begin{bmatrix} 179.01 \\ 175.08 \\ 167.2 \\ 198.87 \\ 184.32 \end{bmatrix} [3728.6]^{-1} [151.34] \begin{bmatrix} 179.01 \\ 175.08 \\ 167.2 \\ 198.87 \\ 184.32 \end{bmatrix}^T$$

$$= \begin{bmatrix} 1.5231e-005 & 1.4897e-005 & 1.4226e-005 & 1.6921e-005 & 1.5683e-005 \\ 1.4897e-005 & 1.457e-005 & 1.3914e-005 & 1.6549e-005 & 1.5339e-005 \\ 1.4226e-005 & 1.3914e-005 & 1.3288e-005 & 1.5805e-005 & 1.4648e-005 \\ 1.6921e-005 & 1.6549e-005 & 1.5805e-005 & 1.8798e-005 & 1.7423e-005 \\ 1.5683e-005 & 1.5339e-005 & 1.4648e-005 & 1.7423e-005 & 1.6148e-005 \end{bmatrix}$$

其中，

$$w = (\Phi_d^T M_d \Phi_d)^{\frac{1}{2}} = \left( \begin{bmatrix} 179.01 \\ 175.08 \\ 167.2 \\ 198.87 \\ 184.32 \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} 85.46 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 85.36 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 85.36 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 85.36 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 82.97 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 179.01 \\ 175.08 \\ 167.2 \\ 198.87 \\ 184.32 \end{bmatrix} \right)^{\frac{1}{2}} = [3728.6]$$

結構系統破壞前、後柔度矩陣之變化  $D_f$  為，

$$D_f = F_d - F_u = \begin{bmatrix} 1.4543e-005 & 1.3903e-005 & 1.2951e-005 & 1.5145e-005 & 1.3803e-005 \\ 1.3903e-005 & 1.3133e-005 & 1.207e-005 & 1.3982e-005 & 1.2621e-005 \\ 1.2951e-005 & 1.207e-005 & 1.0922e-005 & 1.2511e-005 & 1.1161e-005 \\ 1.5145e-005 & 1.3982e-005 & 1.2511e-005 & 1.4212e-005 & 1.2569e-005 \\ 1.3803e-005 & 1.2621e-005 & 1.1161e-005 & 1.2569e-005 & 1.101e-005 \end{bmatrix}$$

## CASE 2：破壞前、後皆取前二模態計算

由表 4.2 與表 4.3 之識別結果，利用第二章所推導的柔度矩陣計算公式 (2.32)，結構破壞前、後皆取第一、二模態之系統識別分析結果，分別計算結構破壞前、後之柔度矩陣如下。

未破壞結構之柔度矩陣：

$$F_u = \Phi_u w^{-1} \Omega_u (\Phi_u w^{-1})^T = \begin{bmatrix} 32.379 & 2.3743 \\ 46.805 & 1.7215 \\ 60.055 & 0.9364 \\ 83.608 & -0.3075 \\ 88.502 & -1.9679 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1353.3 & 40.3 \\ 40.3 & 33.771 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} 832.35 & 0 \\ 0 & 18292 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 32.379 & 2.3743 \\ 46.805 & 1.7215 \\ 60.055 & 0.9364 \\ 83.608 & -0.3075 \\ 88.502 & -1.9679 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1353.3 & 40.3 \\ 40.3 & 33.771 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} 832.35 & 0 \\ 0 & 18292 \end{bmatrix}^T$$

$$= \begin{bmatrix} 7.1814e-007 & 9.5634e-007 & 1.1662e-006 & 1.5466e-006 & 1.5586e-006 \\ 9.5634e-007 & 1.418e-006 & 1.8458e-006 & 2.6032e-006 & 2.7897e-006 \\ 1.1662e-006 & 1.8458e-006 & 2.4873e-006 & 3.6135e-006 & 3.9786e-006 \\ 1.5466e-006 & 2.6032e-006 & 3.6135e-006 & 5.3767e-006 & 6.0443e-006 \\ 1.5586e-006 & 2.7897e-006 & 3.9786e-006 & 6.0443e-006 & 6.9133e-006 \end{bmatrix}$$

其中，

$$w = (\Phi_u^T M_u \Phi_u)^{\frac{1}{2}} = \begin{bmatrix} 32.379 & 2.3743 \\ 46.805 & 1.7215 \\ 60.055 & 0.9364 \\ 83.608 & -0.3075 \\ 88.502 & -1.9679 \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} 85.73 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 85.36 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 85.36 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 85.36 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 82.97 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 32.379 & 2.3743 \\ 46.805 & 1.7215 \\ 60.055 & 0.9364 \\ 83.608 & -0.3075 \\ 88.502 & -1.9679 \end{bmatrix}^{\frac{1}{2}}$$

$$= \begin{bmatrix} 1353.3 & 40.3 \\ 40.3 & 33.771 \end{bmatrix}$$

受損結構之柔度矩陣：

$$F_d = \Phi_d w^{-1} \Omega_d (\Phi_d w^{-1})^T$$

$$= \begin{bmatrix} 179.01 & 1.7644 \\ 175.08 & 0.7307 \\ 167.2 & 0.2557 \\ 198.87 & -0.8409 \\ 184.32 & -1.4644 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 3733.1 & 69.942 \\ 69.942 & 23.569 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} 151.34 & 0 \\ 0 & 5053.5 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 179.01 & 1.7644 \\ 175.08 & 0.7307 \\ 167.2 & 0.2557 \\ 198.87 & -0.8409 \\ 184.32 & -1.4644 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 3733.1 & 69.942 \\ 69.942 & 23.569 \end{bmatrix}^{-1}$$

$$= \begin{bmatrix} 1.7063e-005 & 1.7593e-005 & 1.7203e-005 & 2.1502e-005 & 2.0551e-005 \\ 1.7593e-005 & 1.8491e-005 & 1.8229e-005 & 2.3161e-005 & 2.2351e-005 \\ 1.7203e-005 & 1.8229e-005 & 1.8033e-005 & 2.3065e-005 & 2.2345e-005 \\ 2.1502e-005 & 2.3161e-005 & 2.3065e-005 & 2.9886e-005 & 2.9167e-005 \\ 2.0551e-005 & 2.2351e-005 & 2.2345e-005 & 2.9167e-005 & 2.8582e-005 \end{bmatrix}$$

其中，

$$w = (\Phi_d^T M_d \Phi_d)^{\frac{1}{2}} = \begin{bmatrix} 179.01 & 1.7644 \\ 175.08 & 0.7307 \\ 167.2 & 0.2557 \\ 198.87 & -0.8409 \\ 184.32 & -1.4644 \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} 85.46 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 85.36 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 85.36 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 85.36 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 82.97 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 179.01 & 1.7644 \\ 175.08 & 0.7307 \\ 167.2 & 0.2557 \\ 198.87 & -0.8409 \\ 184.32 & -1.4644 \end{bmatrix}^{\frac{1}{2}}$$

$$= \begin{bmatrix} 3733.1 & 69.942 \\ 69.942 & 23.569 \end{bmatrix}$$

結構系統破壞前、後柔度矩陣之變化  $D_f$  為，

$$D_f = F_d - F_u = \begin{bmatrix} 1.6345e-005 & 1.6636e-005 & 1.6036e-005 & 1.9955e-005 & 1.8993e-005 \\ 1.6636e-005 & 1.7073e-005 & 1.6384e-005 & 2.0558e-005 & 1.9561e-005 \\ 1.6036e-005 & 1.6384e-005 & 1.5546e-005 & 1.9452e-005 & 1.8366e-005 \\ 1.9955e-005 & 2.0558e-005 & 1.9452e-005 & 2.451e-005 & 2.3123e-005 \\ 1.8993e-005 & 1.9561e-005 & 1.8366e-005 & 2.3123e-005 & 2.1669e-005 \end{bmatrix}$$

**CASE 3**：破壞前取前二模態，破壞後取前三模態計算

由表 4.2 與表 4.3 之識別結果示，利用第二章所推導的柔度矩陣計算公式 (2.32)，未破壞結構取第一、二模態，受損結構取第一~三模態之系統識別分析結果，分別計算結構破壞前、後之柔度矩陣如下。

未破壞結構之柔度矩陣與 CASE2 相同，即

$$F_u = \begin{bmatrix} 7.1814e-007 & 9.5634e-007 & 1.1662e-006 & 1.5466e-006 & 1.5586e-006 \\ 9.5634e-007 & 1.418e-006 & 1.8458e-006 & 2.6032e-006 & 2.7897e-006 \\ 1.1662e-006 & 1.8458e-006 & 2.4873e-006 & 3.6135e-006 & 3.9786e-006 \\ 1.5466e-006 & 2.6032e-006 & 3.6135e-006 & 5.3767e-006 & 6.0443e-006 \\ 1.5586e-006 & 2.7897e-006 & 3.9786e-006 & 6.0443e-006 & 6.9133e-006 \end{bmatrix}$$

受損結構之柔度矩陣：

$$F_d = \Phi_d W^{-1} \Omega_d (\Phi_d W^{-1})^T$$



$$= \begin{bmatrix} 179.01 & 1.7644 & 0.1621 \\ 175.08 & 0.7307 & -0.509 \\ 167.2 & 0.2557 & -0.246 \\ 198.87 & -0.8409 & -0.1607 \\ 184.32 & -1.4644 & 0.733 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 3733.1 & 69.942 & 12.499 \\ 69.942 & 23.569 & 9.4974 \\ 12.499 & 9.4974 & 8.7355 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} 151.34 & 0 & 0 \\ 0 & 5053.5 & 0 \\ 0 & 0 & 15867 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 179.01 & 1.7644 & 0.1621 \\ 175.08 & 0.7307 & -0.509 \\ 167.2 & 0.2557 & -0.246 \\ 198.87 & -0.8409 & -0.1607 \\ 184.32 & -1.4644 & 0.733 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 3733.1 & 69.942 & 12.499 \\ 69.942 & 23.569 & 9.4974 \\ 12.499 & 9.4974 & 8.7355 \end{bmatrix}^{-1} \Big)^T$$

$$= \begin{bmatrix} 1.7951e-005 & 1.8013e-005 & 1.8718e-005 & 2.4992e-005 & 2.6761e-005 \\ 1.8013e-005 & 1.8342e-005 & 1.8969e-005 & 2.5291e-005 & 2.6764e-005 \\ 1.8718e-005 & 1.8969e-005 & 2.0618e-005 & 2.8988e-005 & 3.2844e-005 \\ 2.4992e-005 & 2.5291e-005 & 2.8988e-005 & 4.2933e-005 & 5.1521e-005 \\ 2.6761e-005 & 2.6764e-005 & 3.2844e-005 & 5.1521e-005 & 6.5711e-005 \end{bmatrix}$$

其中，

$$w = (\Phi_d^T M_d \Phi_d)^{\frac{1}{2}}$$

$$= \begin{bmatrix} 179.01 & 1.7644 & 0.1621 \\ 175.08 & 0.7307 & -0.509 \\ 167.2 & 0.2557 & -0.246 \\ 198.87 & -0.8409 & -0.1607 \\ 184.32 & -1.4644 & 0.733 \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} 85.46 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 85.36 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 85.36 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 85.36 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 82.97 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 179.01 & 1.7644 & 0.1621 \\ 175.08 & 0.7307 & -0.509 \\ 167.2 & 0.2557 & -0.246 \\ 198.87 & -0.8409 & -0.1607 \\ 184.32 & -1.4644 & 0.733 \end{bmatrix}^{\frac{1}{2}}$$

$$= \begin{bmatrix} 3733.1 & 69.942 & 12.499 \\ 69.942 & 23.569 & 9.4974 \\ 12.499 & 9.4974 & 8.7355 \end{bmatrix}$$

結構系統破壞前、後柔度矩陣之變化  $D_f$  為，

$$D_f = F_d - F_u = \begin{bmatrix} 1.7233e-005 & 1.7057e-005 & 1.7552e-005 & 2.3445e-005 & 2.5202e-005 \\ 1.7057e-005 & 1.6924e-005 & 1.7123e-005 & 2.2688e-005 & 2.3974e-005 \\ 1.7552e-005 & 1.7123e-005 & 1.813e-005 & 2.5375e-005 & 2.8865e-005 \\ 2.3445e-005 & 2.2688e-005 & 2.5375e-005 & 3.7556e-005 & 4.5477e-005 \\ 2.5202e-005 & 2.3974e-005 & 2.8865e-005 & 4.5477e-005 & 5.8798e-005 \end{bmatrix}$$

茲依據上述三案例所計算出的柔度矩陣之變化  $D_f$ ，分別進行奇異

值分解後依序完成其破壞偵測分析。分析結果歸納於表 4.4，說明如下：

**CASE1** 破壞前、後皆取第一模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$ ，其中一樓之指數為 7.38，其它樓層之  $WSI$  指數皆大於 29.44，相差 4 倍以上，研判應於一樓發生破壞；

**CASE2** 破壞前、後皆取前二模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$ ，其中一樓之指數為 6.06，其它樓層之  $WSI$  指數皆大於 19.95，相差 3.3 倍以上，研判應於一樓發生破壞；

**CASE3** 破壞前取前二模態，破壞後取前三模態計算。依 DLV 法計算所得各樓層加權應力指標  $WSI_j$ ，其中一樓之指數為 10.7，其它樓層之  $WSI$  指數皆大於 31.64，相差 3 倍以上，研判應於一樓發生破壞。

上述結果顯示，針對移除一樓雙邊斜撐之情況，僅考慮第一模態或更多模態皆可正確偵測出破壞位置於一樓處。惟為了完全反映結構之動態行為，後續之分析將依據 CASE3(破壞前取前二模態，破壞後取前三模態)之模式建立柔度矩陣以進行破壞偵測分析。

茲以 El Centro 地震 PGA 調整為 0.1g 為輸入，分別針對移除不同樓層雙邊斜撐進行破壞偵測。結構分別在二~五樓破壞之系統識別

所得之結構動力特性如表 4.5 至 4.8 所示，DLV 損傷識別法破壞偵測分析之結果歸納於表 4.9 與圖 4.12。說明如下：

#### 一樓雙邊斜撐移除(EI Centro, PGA=0.1g)

依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.12(a)，其中一樓之指數為 10.7，其它樓層之 WSI 指數皆大於 31.64，相差 3 倍以上，研判應於一樓發生破壞，與實際狀況相符。

#### 二樓雙邊斜撐移除(EI Centro, PGA=0.1g)

依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.12(b)，其中二樓之指數為 7.54，其它樓層之 WSI 指數皆大於 25.24，相差 3.3 倍以上，研判應於二樓發生破壞，與實際狀況相符。

#### 三樓雙邊斜撐移除(EI Centro, PGA=0.1g)

依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.12(c)，其中三樓之指數為 7.04，其它樓層之 WSI 指數皆大於 20.54，相差 2.9 倍以上，研判應於三樓發生破壞，與實際狀況相符。

#### 四樓雙邊斜撐移除(EI Centro, PGA=0.1g)

依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.12(d)，其中四樓之指數為 3.45，其它樓層之 WSI 指數皆大於 19.74，相差 5.7 倍以上，研判應於四樓發生破壞，與實際狀況相符。

## 五樓雙邊斜撐移除(EI Centro, PGA=0.1g)

依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.12(e)，其中五樓之指數為 2.61，其它樓層之  $WSI$  指數皆大於 10.74，相差 4.1 倍以上，研判應於五樓發生破壞，與實際狀況相符。

上述結果顯示，針對個別移除各樓層雙邊斜撐的條件，輸入 EI Centro 地震波 PGA 調整為 0.1g 的狀況下，分析結果皆與實際之破壞位置相符，顯示採用 ARX SIMO 模式進行系統識別，配合 DLV 法可正確診斷出結構破壞位置。

### 4.3.3 不同地震波下單一樓層雙邊斜撐破壞之探討

本節將針對 EI Centro、Kobe 或 Hachinohe 等地震波其 PGA 均調整為 0.1g 作為輸入擾動，探討移除一樓雙邊斜撐條件下之破壞偵測分析。以樓層加速度歷時反應作為結構的輸出，基座之加速度，作為輸入進行 ARX 模式系統識別分析，在 Kobe 或 Hachinohe 地震波作用下，破壞前、後系統識別所得之結構動力特性如表 4.10 至表 4.13 所示。

由前節之分析結果顯示，對於移除單一樓層雙邊斜撐條件下之破壞偵測，無論考慮振態數多寡，皆可正確診斷出破壞位置。惟為了完全反映結構之動態行為，本節將破壞前取前二模態，破壞後取前三模態，針對三種地震波其 PGA 調整為 0.1g 的狀況進行分析。由結構之

模態參數建立柔度矩陣，再依 DLV 損傷識別法進行破壞偵測，其分析結果歸納於表 4.14 與圖 4.13。說明如下：

#### 輸入 El Centro 地震波 (PGA=0.1g)

依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.13(a)，其中一樓之指數為 10.7，其它樓層之  $WSI$  指數皆大於 31.64，相差 3 倍以上，研判應於一樓發生破壞，與實際狀況相符。

#### 輸入 Kobe 地震波 (PGA=0.1g)

依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.13(b)，其中一樓之指數為 2.47，其它樓層之  $WSI$  指數皆大於 13.53，相差 5.5 倍以上，研判應於一樓發生破壞，與實際狀況相符。

#### 輸入 Hachinohe 地震波 (PGA=0.1g)

依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.13(c)，其中一樓之指數為 8.03，其它樓層之  $WSI$  指數皆大於 38.95，相差 4.9 倍以上，研判應於一樓發生破壞，與實際狀況相符。

上述結果顯示，針對移除一樓雙邊斜撐，無論輸入 El Centro、Kobe 或 Hachinohe 地震波的狀況下，以 DLV 法進行破壞偵測分析皆能正確診斷出破壞位置。

## 4.4 單層樓單邊斜撐破壞試驗分析

### 4.4.1 試驗規劃

本系列之試驗分析乃為探討單一破壞位置，且破壞型式為非對稱之結構破壞偵測分析。利用五層樓鋼結構之各樓層強、弱軸方向均加設斜撐代表健康狀態，以移除單一樓層弱軸方向之單邊斜撐代表破壞狀態。破壞狀況之五層樓鋼構架如圖 4.14 所示。試驗步驟如下：

1. 輸入地震波：El Centro 地震波 PGA 調整為 0.1g。
2. 擷取各樓層(含基礎座)加速度反應。
3. 以 ARX 模型進行結構系統識別：以基座加速規(Sbase)所量測之加速度訊號作為輸入資料，各樓層加速規(S1~S5)所量測之加速度訊號作為輸出資料，進行單一輸入-多重輸出(SIMO)系統識別。

### 4.4.2 單一地震波下各樓層單邊斜撐破壞之探討

本節將分析探討在 El Centro 地震 PGA 調整為 0.1g 之輸入擾動下，分別將移除一~五樓單邊斜撐代表破壞狀態進行分析。以地震作用下所量測之結構各樓層加速度歷時反應，應用單一輸入-多重輸出(SIMO)之 ARX 模式識別出結構系統之動力特性，再利用 DLV 損傷識別法進行破壞偵測分析。以移除一樓單邊斜撐為例，結構系統於破壞前、後所量測之加速度歷時反應如圖 4.8 與圖 4.15 所示。以各樓層加速度歷時作為輸出，基座之加速度作為輸入進行系統識別分析，其破壞前、後結構各樓層之加速度頻域反應函數與相位角如圖 4.10 與

圖 4.16 所示。結構破壞前、後經系統識別所得之結構動力特性如表 4.2 與表 4.15 所示。

針對上述識別結果，破壞前之結構僅能有效識別出前二模態，破壞後之結構可有效識別出前三模態。本文將考慮以不同的振態數建構結構柔度矩陣如下：CASE1 破壞前、後之結構柔度矩陣皆取第一模態計算；CASE2 破壞前、後之結構柔度矩陣皆取前二模態計算；CASE 3 破壞前取前二模態，破壞後取前三模態計算結構柔度矩陣。

由結構模態參數建立柔度矩陣，再依 DLV 損傷識別法進行破壞偵測分析，其結果歸納於表 4.16 與圖 4.17。說明如下：

CASE1 破壞前、後皆取第一模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.17(a)，其中一樓之指數為 15.31，其它樓層之  $WSI$  指數皆大於 27.99，相差 1.8 倍以上，研判應於一樓發生破壞；

CASE2 破壞前、後皆取前二模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.17(b)，其中一樓之指數為 17.05，其它樓層之  $WSI$  指數皆大於 19.43，最接近者相差僅 1.1 倍，不是太顯著，惟研判可能於一樓發生破壞；

CASE3 破壞前取前二模態，破壞後取前三模態計算。依 DLV 法計算所

得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.17(c)，其中一樓之指數為 9.83，其它樓層之  $WSI$  指數皆大於 22.65，相差 2.3 倍以上，研判應於一樓發生破壞。

針對移除一樓單邊斜撐之破壞偵測結果顯示，雖然三種情況皆可診斷出破壞位置，但所計算出的加權應力指標  $WSI_j$  和雙邊斜撐移除之對稱破壞型式比較，在考慮的模態數較少時，相對不易判別其破壞位置。因此，移除二~五樓單邊斜撐之破壞偵測分析仍將分別考慮三種模式進行分析。

結構二~五樓破壞後系統識別所得之結構動力特性如表 4.17 至 4.20 所示，DLV 損傷識別法進行破壞偵測分析之結果歸納於表 4.21 與圖 4.18 至 4.21。說明如下：

#### ➤ 移除二樓單邊斜撐破壞偵測

CASE1 破壞前、後皆取第一模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.18(a)，其中二樓之指數為 23.41，其它樓層之  $WSI$  指數皆大於 28.22，最接近者相差僅 1.2 倍，不是太顯著，惟研判可能於二樓發生破壞，與實際狀況相符。

CASE2 破壞前、後皆取前二模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.18(b)，其中一樓之指數為 13.57，其它樓層之  $WSI$  指數皆大於 15.09，相差 1.1 倍以上，故研判



應於一樓發生破壞。惟此一分析結果與實際破壞位置於二樓處並不相符。

**CASE3** 破壞前取前二模態，破壞後取前三模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.18(c)，其中二樓之指數為 8.87，其它樓層之 WSI 指數皆大於 10.38，最接近者相差僅 1.2 倍，不是太顯著，惟研判可能於二樓發生破壞，與實際狀況相符。

#### ➤ 移除三樓單邊斜撐破壞偵測

**CASE1** 破壞前、後皆取第一模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.19(a)，其中三樓之指數為 12.14，其它樓層之 WSI 指數皆大於 31.06，相差 2.6 倍以上，研判應於三樓發生破壞，與實際狀況相符。

**CASE2** 破壞前、後皆取前二模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.19(b)，其中三樓之指數為 2.96，其它樓層之 WSI 指數皆大於 4.89，相差 1.7 倍以上，研判應於三樓發生破壞，與實際狀況相符。

**CASE3** 破壞前取前二模態，破壞後取前三模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.19(c)，其中三樓之

指數為 0.76，其它樓層之 WSI 指數皆大於 6.55，相差 8.6 倍以上，研判應於三樓發生破壞，與實際狀況相符。

➤ 移除四樓單邊斜撐破壞偵測

CASE1 破壞前、後皆取第一模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.20(a)，其中四樓之指數為 21.61，其它樓層之 WSI 指數皆大於 31.03，相差 1.4 倍以上，研判應於四樓發生破壞，與實際狀況相符。

CASE2 破壞前、後皆取前二模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.20(b)，其中四樓之指數為 2.58，其它樓層之 WSI 指數皆大於 8.06，相差 3.1 倍以上，研判應於四樓發生破壞，與實際狀況相符。

CASE3 破壞前取前二模態，破壞後取前三模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.20(c)，其中四樓之指數為 6.72，其它樓層之 WSI 指數皆大於 21.55，相差 3.2 倍以上，研判應於四樓發生破壞，與實際狀況相符。

➤ 移除五樓單邊斜撐破壞偵測

CASE1 破壞前、後皆取第一模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.21(a)，其中二樓之指數為 22.66，

其它樓層之 WSI 指數皆大於 29.54，相差 1.3 倍以上，研判應於二樓發生破壞。惟此一分析結果與實際破壞位置於五樓處並不相符。

**CASE2** 破壞前、後皆取前二模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.21(b)，其中五樓之指數為 12.05，其它樓層之 WSI 指數皆大於 14.46，最接近者相差僅 1.2 倍，不是太顯著，惟研判可能於五樓發生破壞，與實際狀況相符。

**CASE3** 破壞前取前二模態，破壞後取前三模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.21(c)，其中五樓之指數為 8.49，其它樓層之 WSI 指數皆大於 13.63，相差 1.6 倍以上，研判應於五樓發生破壞，與實際狀況相符。

上述結果顯示，針對移除各樓層單邊斜撐的條件，輸入 El Centro 地震波 PGA 調整為 0.1g 狀況下進行的破壞偵測分析。由於破壞型式造成非對稱條件之結構，故會有扭轉的狀況產生。因此，破壞前、後皆使用較多組的模態來分析時，就能充分反映出結構的行為，增加破壞偵測的準確性。

## 4.5 多層樓雙邊斜撐破壞試驗分析

### 4.5.1 試驗規劃

本系列之試驗乃為探討結構有多重破壞位置情況之偵測分析。利用五層樓鋼結構之各樓層強、弱軸方向均加設斜撐代表健康狀態，並分別探討移除雙層樓與三層樓雙邊斜撐代表破壞狀態。破壞狀況之五層樓鋼構架如圖 4.22 所示。試驗步驟如下：

1. 輸入地震波：包括 El Centro、Kobe 或 Hachinohe 等地震波，其 PGA 均調整為 0.1g。
2. 擷取各樓層(含基礎座)加速度反應。
3. 以 ARX 模型進行結構系統識別：以基座加速規(Sbase)所量測之加速度訊號作為輸入資料，各樓層加速規(S1~S5)所量測之加速度訊號作為輸出資料，進行單一輸入-多重輸出(SIMO)系統識別。

本系列試驗將分二部份進行討論：

1. 雙層樓破壞試驗為分別考慮移除一、五樓雙邊斜撐或移除三、五樓雙邊斜撐的條件下進行破壞偵測分析；
2. 三層樓破壞試驗為考慮移除一、三、五樓雙邊斜撐的條件下進行破壞偵測分析。

## 4.5.2 不同地震波下雙層樓雙邊斜撐破壞之探討

### ➤ 一、五樓雙邊斜撐移除

此部分將分析探討在 El Centro、Kobe 或 Hachinohe 等地震 PGA 調整為 0.1g 之輸入擾動下，移除一、五樓雙邊斜撐代表破壞狀態進行分析。以地震作用下所量測之各樓層結構系統加速度反應資料，應用單一輸入-多重輸出(SIMO)之 ARX 模式識別出結構系統之動力特性，利用 DLV 損傷識別法進行破壞偵測分析。以 El Centro 地震為例，結構系統於破壞前、後所量測之加速度歷時反應如圖 4.8 與圖 4.23 所示。以各樓層加速度歷時作為輸出，基座之加速度作為輸入進行系統識別分析，破壞前、後結構各樓層之加速度頻域反應函數與相位角如圖 4.10 與圖 4.24 所示。結構破壞前、後經系統識別所得之結構動力特性如表 4.2 與表 4.22 所示。

針對上述識別結果，破壞前之結構僅能有效識別出前二模態，破壞後之結構可有效識別出前三模態。本文將考慮以不同的振態數建構結構柔度矩陣如下：CASE1 破壞前、後之結構柔度矩陣皆取第一模態計算；CASE2 破壞前、後之結構柔度矩陣皆取前二模態計算；CASE 3 破壞前取前二模態，破壞後取前三模態計算結構柔度矩陣。

由結構模態參數建立柔度矩陣，再依 DLV 損傷識別法進行破壞偵測，其分析結果歸納於表 4.23，說明如下：

CASE1 破壞前、後皆取第一模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加

權應力指標  $WSI_j$ ，其中一樓之指數為 9.56，其它樓層之  $WSI$  指數皆大於 29.44，相差 3.1 倍以上，研判應於一樓發生破壞。惟此一分析結果與實際破壞位置於一、五樓處並不相符。

**CASE2** 破壞前、後皆取前二模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標，其中一樓之指數為 5.11、五樓之指數為 5.53，其它樓層之  $WSI$  指數皆大於 23.99，相差 4.7 倍以上，研判應於一、五樓發生破壞，與實際狀況相符。

**CASE3** 破壞前取前二模態，破壞後取前三模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標，其中一樓之指數為 4.09、五樓之指數為 0.29，其它樓層之  $WSI$  指數皆大於 10.19，相差 2.5 倍以上，研判應於一、五樓發生破壞，與實際狀況相符。

上述結果顯示，針對移除一、五樓雙邊斜撐之情況，以 CASE1(破壞前、後皆取第一模態)所得之結果，與假設破壞位置並不相符，而以 CASE2(破壞前、後皆取前二模態)及 CASE3(破壞前取前二模態，破壞後取前三模態)皆可正確偵測破壞位置。表示進行多層樓之結構破壞偵測時，其所考慮之模態數必須大於或等於所破壞的樓層數，方可準確得判斷結構系統所破壞之位置。後續之分析將僅以 CASE3 之模式建立柔度矩陣進行破壞偵測分析。

以 Kobe 及 Hachinohe 地震波 PGA 調整為 0.1g 為輸入，結構移除一、五樓斜撐後系統識別所得之結構動力特性如表 4.24 與表 4.25 所示，DLV 損傷識別法破壞偵測分析之結果歸納於表 4.26 與圖 4.25。說明如下：

#### 輸入 El Centro 地震波 (PGA=0.1g)

依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.25(a)，其中一樓之指數為 4.09、五樓之指數為 0.29，其它樓層之 WSI 指數皆大於 10.19，相差 2.5 倍以上，研判應於一、五樓發生破壞，與實際狀況相符。

#### 輸入 Kobe 地震波 (PGA=0.1g)

依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.25(b)，其中一樓之指數為 15.6、五樓之指數為 7.06，其它樓層之 WSI 指數皆大於 25.03，相差 1.6 倍以上，研判應於一、五樓發生破壞，與實際狀況相符。

#### 輸入 Hachinohe 地震波 (PGA=0.1g)

依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.25(c)，其中一樓之指數為 10.83、五樓之指數為 11.37，其它樓層之 WSI 指數皆大於 20.09，相差 1.8 倍以上，研判應於一、五樓發生破壞，與實際狀況相符。

### ➤ 三、五樓雙邊斜撐移除

此部分將分析探討在 El Centro、Kobe 或 Hachinohe 等地震波 PGA 調整為 0.1g 之輸入擾動下，移除三、五樓雙邊斜撐代表破壞狀態進行分析。以地震作用下所量測之各樓層結構系統加速度歷時反應，應用單一輸入-多重輸出(SIMO)之 ARX 模式識別出結構系統之動力特性，利用 DLV 損傷識別法進行破壞偵測分析。以 El Centro 地震為例，結構系統於破壞前、後所量測之加速度歷時反應如圖 4.8 與圖 4.26 所示。以各樓層加速度歷時作為輸出，基座之加速度作為輸入進行系統識別分析，破壞前、後結構各樓層之加速度頻域反應函數與相位角如圖 4.10 與圖 4.27 所示。結構破壞前、後經系統識別所得之結構動力特性如表 4.2 與表 4.27 所示。

針對上述識別結果，破壞前之結構僅能有效識別出前二模態，破壞後之結構可有效識別出前三模態。本文將考慮以不同的振態數建構結構柔度矩陣如下：CASE1 破壞前、後之結構柔度矩陣皆取第一模態計算；CASE2 破壞前、後之結構柔度矩陣皆取前二模態計算；CASE 3 破壞前取前二模態，破壞後取前三模態計算結構柔度矩陣。

由結構模態參數建立柔度矩陣，再依 DLV 損傷識別法進行破壞偵測，其分析結果歸納於表 4.28，說明如下：

CASE1 破壞前、後皆取第一模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$ ，其中三樓之指數為 13.12，其它樓層之 WSI 指



數皆大於 23.85，相差 1.8 倍以上，研判應於三樓發生破壞。

惟此一分析結果與實際破壞位置於三、五樓處並不相符；

**CASE2** 破壞前、後皆取前二模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標，其中三樓之指數為 2.81、五樓之指數為 3.45，其它樓層之 WSI 指數皆大於 6.65，相差 1.9 倍以上，研判應於三、五樓發生破壞，與實際狀況相符；

**CASE3** 破壞前取前二模態，破壞後取前三模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標，其中三樓之指數為 4.21、五樓之指數為 5.21，其它樓層之 WSI 指數皆大於 14.17，相差 2.7 倍以上，研判應於三、五樓發生破壞，與實際狀況相符。

上述結果顯示，針對移除三、五樓雙邊斜撐之情況，以 CASE1(破壞前、後皆取第一模態)所得之結果，與假設破壞位置並不相符，以 CASE2(破壞前、後皆取前二模態)及 CASE3(破壞前取前二模態，破壞後取前三模態)皆可正確偵測破壞位置，確認在多重結構破壞條件下，分析時所考慮之模態數必須大於或等於所破壞的樓層數，方可準確判斷結構系統之破壞位置。因此，以下分析將僅以 CASE3 之模式建立柔度矩陣進行破壞偵測分析。

以 Kobe 及 Hachinohe 地震波 PGA 調整為 0.1g 為輸入，結構移除

三、五樓斜撐後系統識別所得之結構動力特性如表 4.29 與表 4.30 所示，DLV 損傷識別法破壞偵測分析之結果歸納於表 4.31 與圖 4.28。說明如下：

#### 輸入 El Centro 地震波 (PGA=0.1g)

依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.28(a)，其中三樓之指數為 4.21、五樓之指數為 5.21，其它樓層之 WSI 指數皆大於 14.17，相差 2.7 倍以上，研判應於三、五樓發生破壞，與實際狀況相符。

#### 輸入 Kobe 地震波 (PGA=0.1g)

依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.28(b)，其中三樓之指數為 1.29、五樓之指數為 5.49，其它樓層之 WSI 指數皆大於 10.95，相差 2 倍以上，研判應於三、五樓發生破壞，與實際狀況相符。

#### 輸入 Hachinohe 地震波 (PGA=0.1g)

依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.28(c)，其中三樓之指數為 4.01、五樓之指數為 7.69，其它樓層之 WSI 指數皆大於 13.33，相差 1.7 倍以上，研判應於三、五樓發生破壞，與實際狀況相符。

### 4.5.3 不同地震波下三層樓雙邊斜撐破壞之探討

此部分將分析在 El Centro、Kobe 或 Hachinohe 等地震波 PGA 調整為 0.1g 之輸入擾動下，移除一、三、五樓雙邊斜撐代表破壞狀態進行分析。以地震作用下所量測之各樓層結構系統加速度歷時反應，應用單一輸入-多重輸出(SIMO)之 ARX 模式識別出結構系統之動力特性，利用 DLV 損傷識別法進行破壞偵測分析。以 El Centro 地震為例，結構系統於破壞前、後所量測之加速度歷時反應如圖 4.8 與圖 4.29 所示。以各樓層加速度歷時作為輸出，基座之加速度作為輸入進行系統識別分析，破壞前、後結構各樓層之加速度頻域反應函數與相位角如圖 4.10 與圖 4.30 所示。結構破壞前、後經系統識別所得之結構動力特性如表 4.2 與表 4.32 所示。

針對上述識別結果，破壞前之結構僅能有效識別出前二模態，破壞後之結構可有效識別出前三模態。本文將考慮以不同的振態數建構結構柔度矩陣如下：CASE1 破壞前、後之結構柔度矩陣皆取第一模態計算；CASE2 破壞前、後之結構柔度矩陣皆取前二模態計算；CASE 3 破壞前取前二模態，破壞後取前三模態計算結構柔度矩陣。

由結構模態參數建立柔度矩陣，再依 DLV 損傷識別法進行破壞偵測，其分析結果歸納於表 4.33 圖 4.31，說明如下：

CASE1 破壞前、後皆取第一模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.31(a)，其中一樓之指數為 14.12，

其它樓層之 WSI 數皆大於 19.88，相差 1.4 倍以上，研判應於一樓發生破壞。惟此一分析結果與實際破壞位置於一、三、五樓處並不相符；

CASE2 破壞前、後皆取前二模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.31(b)，其中一樓之指數為 10.51、三樓之指數為 16.88，其它樓層之 WSI 指數皆大於 29.55，相差 1.8 倍以上，研判應於三、五樓發生破壞，惟此一分析結果與實際破壞位置於一、三、五樓處並不相符；

CASE3 破壞前取前二模態，破壞後取前三模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.31(c)，其中一樓之指數為 9.45、三樓之指數為 8.34、五樓之指數為 4.23，其它樓層之 WSI 指數皆大於 24.64，相差 2.6 倍以上，研判應於一、三、五樓發生破壞，與實際狀況相符。

上述結果顯示，針對移除一、三、五樓雙邊斜撐條件之破壞偵測，以 CASE1(破壞前、後皆取第一模態)及以 CASE2(破壞前、後皆取前二模態)所得之結果，與假設破壞位置並不完全相符，CASE3(破壞前取前二模態，破壞後取前三模態)則可正確偵測破壞位置，更確認多重結構破壞條件下，分析時所考慮之模態數必須大於或等於所破壞的樓層數，方可準確判斷結構系統之破壞位置。

以下分析將以 Kobe 及 Hachinohe 地震波 PGA 調整為 0.1g 為輸入，結構移除一、三、五樓斜撐進行破壞偵測分析：

#### 輸入 Kobe 地震波(PGA=0.1g)

依各樓層加速度歷時作為輸出，基座之加速度作為輸入進行系統識別分析，其結構破壞後各樓層之加速度頻域反應函數與相位角如圖 4.32 所示，其結構動力特性歸納於表 4.34。依上述分析結果顯示，對於 Kobe 地震波作為輸入擾動，僅能識別出前二模態。因此，以基座之加速度歷時進行結構頻率內涵分析(圖 4.33)，由分析結果顯示，結構頻率於 6Hz 以後並無明顯峰值出現，故研判 Kobe 地震波無法激發較高的模態。因此，以下將考慮以不同的振態數建構結構柔度矩陣如下：CASE1 破壞前、後皆取第一模態計算；CASE2 破壞前、後皆取前二模態計算。

由結構模態參數建立柔度矩陣，再依 DLV 損傷識別法進行破壞偵測，其分析結果歸納於表 4.35 圖 4.34，說明如下：

CASE1 破壞前、後皆取第一模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.34(a)，其中一樓之指數為 8.08、三樓之指數為 8.03，其它樓層之  $WSI$  指數皆大於 11.91，相差 1.5 倍以上，研判應於一、三樓發生破壞。惟此一分析結果與實際破壞位置於一、三、五樓處並不相符；

CASE2 破壞前、後皆取前二模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加

權應力指標圖 4.34(b)，其中五樓之指數為 3.57，其它樓層之 WSI 指數皆大於 13.47，相差 3.8 倍以上，研判應於三、五樓發生破壞，惟此一分析結果與實際破壞位置於一、三、五樓處並不相符。

### 輸入 Hachinohe 地震波 (PGA=0.1g)

依各樓層加速度歷時作為輸出，基座之加速度作為輸入進行系統識別分析，其結構破壞後各樓層之加速度頻域反應函數與相位角如圖 4.35 所示，其結構動力特性歸納於表 4.36。依上述分析結果顯示，對於 Hachinohe 地震波作為輸入擾動，僅能識別出前二模態。因此，以基座之加速度歷時進行結構頻率內涵分析(圖 4.36)，由分析結果顯示，結構頻率於 6Hz 以後並無明顯峰值出現，故研判 Kobe 地震波無法激發較高的模態。因此，以下將考慮以不同的振態數建構結構柔度矩陣如下：CASE1 破壞前、後皆取第一模態計算；CASE2 破壞前、後皆取前二模態計算。

由結構模態參數建立柔度矩陣，再依 DLV 損傷識別法進行破壞偵測，其分析結果歸納於表 4.37 圖 4.37，說明如下：

CASE1 破壞前、後皆取第一模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.37(a)，其中一樓之指數為 22.65、三樓之指數為 22.98，其它樓層之 WSI 指數皆大於 41.55，相差 1.8 倍以上，研判應於一、三樓發生破壞。惟此一分析結果與

實際破壞位置於一、三、五樓處並不相符；

CASE2 破壞前、後皆取前二模態計算。依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標圖 4.37(b)，其中一樓之指數為 9.34、三樓之指數為 10.06、五樓之指數為 7.66，其它樓層之 WSI 指數皆大於 14.93，最接近者相差僅 1.5 倍，不是太顯著，惟研判可能於一、三、五樓發生破壞，與實際狀況相符。

#### 4.6 微小擾動下之破壞偵測試驗與分析

本節主要探討於微小擾動下，對於結構損傷之破壞偵測分析。茲將以 El Centro、Kobe 或 Hachinohe 地震波，其 PGA 調整為 0.05g 之輸入擾動，將移除一樓雙邊斜撐代表破壞狀態進行分析。樓層加速度歷時作為輸出，基座之加速度作為輸入進行 ARX 模式系統識別分析，結構破壞前、後經系統識別所得之結構動力特性如表 4.38 至表 4.43 所示。

由先前之討論可知，對於移除單一樓層雙邊斜撐之破壞偵測分析，無論考慮振態數多寡皆可正確診斷出破壞位置。本節將考慮破壞前取前二模態，破壞後取前三模態，針對三種地震波 PGA 為 0.05g 的狀況進行分析。其分析結果歸納於表 4.44 與圖 4.38。說明如下：

輸入 El Centro 地震波 (PGA=0.05g)

依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖

4.38(a)，其中一樓之指數為 9.89，其它樓層之 WSI 指數皆大於 19.5，相差 2 倍以上，研判應於一樓發生破壞，與實際狀況相符。

#### 輸入 Kobe 地震波(PGA=0.05g)

依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.38(b)，其中一樓之指數為 6.92，其它樓層之 WSI 指數皆大於 17.97，相差 2.6 倍以上，研判應於一樓發生破壞，與實際狀況相符。

#### 輸入 Hachinohe 地震波(PGA=0.05g)

依 DLV 法計算所得之各樓層加權應力指標  $WSI_j$  歸納於圖 4.38(c)，其中一樓之指數為 1.02，其它樓層之 WSI 指數皆大於 16.56，相差 16.2 倍以上，研判應於一樓發生破壞，與實際狀況相符。

上述分析結果顯示，針對移除一樓雙邊斜撐的條件，輸入 El Centro、Kobe 或 Hachinohe 地震波 PGA 調整為 0.05g 的狀況下進行破壞偵測分析，分析結果皆與實際破壞位置相符。因此，對於微小擾動作用下，仍可正確判斷出破壞位置。

### 4.7 部分觀測條件下之破壞偵測分析

本節主要探討部分觀測條件下，僅取部份觀測點之振動量測資料，對於結構損傷之破壞偵測分析。茲將以 El Centro 地震波其 PGA 調整為 0.1g 之輸入擾動，以移除單一樓層雙邊斜撐代表破壞狀態進



行分析。吾人取部份觀測點為一、三、五樓之加速度歷時(S1、S3 及 S5)作為輸出，基座之加速度(Sbase)作為輸入進行 ARX 模式系統識別分析。經由識別結構破壞前、後第一模態已知觀測點之頻域反應函數峰值後，運用 OriginPro 程式進行多項式內插，依多項式方程式，可計算二、四樓之第一模態頻域反應函數峰值，以此得到結構動力特性進行破壞偵測分析。

本節分析分二部份進行討論：

1. 移除一樓雙邊斜撐：討論破壞位置於觀測點處之偵測分析。

依觀測點(Sbase、S1、S3 及 S5)識別結構破壞前、後之第一模態之頻域反應函數峰值歸納於表 4.45。以 OriginPro 程式進行二次多項式內插，可得其多項式方程式。

考慮未破壞結構第一模態之內插多項式方程式：

$$Y = A_1 + A_2X + A_3X^2 = 17.02658 + 11.0413X + 0.17093X^2$$

其中，

X 為待求之樓層；

Y 為待求樓層之頻域反應函數峰值。

依上式，計算出未破壞第一模態之二樓頻域反應函數峰值為 39.7929、四樓之頻域反應函數峰值為 63.9267。

受損結構第一模態之內插多項式方程式：

$$Y = A_1 + A_2X + A_3X^2 = 174.9033 - 18.87245X + 3.33145X^2$$

依上式，計算出受損結構第一模態之二樓頻域反應函數峰值為 150.4842、四樓之頻域反應函數峰值為 152.7007。

經部份觀測振動量測資料系統識別及利用多項式內插所得之結構動力特性，DLV 損傷識別法破壞偵測分析結果歸納於圖 4.39。其結果顯示，一樓之加權應力指標為 4.71，其它樓層之 WSI 指數皆大於 37.77，相差 8 倍以上，研判應於一樓發生破壞，與實際狀況相符。依此結果與全部觀測條件下進行比較(表 4.46)，其結果顯示，部分觀測之破壞位置於觀測點處進行破壞偵測分析，與全部觀測條件下所分析結果相近，兩者皆可正確判斷出破壞位置。

## 2. 移除二樓雙邊斜撐：討論破壞位置非於觀測點處之偵測分析。

依觀測點(Sbase、S1、S3 及 S5)識別結構破壞前、後之第一模態之頻域反應函數峰值歸納於表 4.47。以 OriginPro 程式進行二次多項式內插，可得其多項式方程式。

未破壞結構第一模態之內插多項式方程式結果與上例相同，即二樓頻域反應函數峰值為 39.7929、四樓之頻域反應函數峰值為 63.9267。

受損結構第一模態之內插多項式方程式：

$$Y = A_1 + A_2X + A_3X^2 = -64.39916 + 99.11885X - 11.14669X^2$$

依上式，計算出破壞後第一模態二樓之頻域反應函數峰值為 89.2518、四樓之頻域反應函數峰值為 153.7292。

經部份觀測振動量測資料系統識別及利用多項式內插所得之結構動力特性，DLV 損傷識別法破壞偵測分析結果歸納於圖 4.40。其結果顯示，二樓之加權應力指標為 13.54，其它樓層之 WSI 指數皆大於 21.36，相差 1.6 倍以上，研判應於二樓發生破壞，與實際狀況相符。依此結果與全部觀測條件下進行比較(表 4.48)。其結果顯示，當部分觀測點與破壞位置非重疊(co-locate)時，破壞偵測分析結果以全部觀測條件之分析結果較為精準，全部觀測時破壞樓層之 WSI 与其它樓層相差 4.3 倍以上。但無論如何，兩者皆可正確判斷出破壞位置。

對於多重破壞之情況，以第一模態建構之柔度矩陣無法正確評估出受損桿件，未來必須考慮利用特徵向量間之正交關係建立(或推測)較高模態，再據以進行 DLV 損傷探測。

## 第五章 結論與建議

本研究應用Bernal所提出之DLV損傷識別法，配合ARX系統識別方法，發展一套以結構地震反應量測訊號為依據之結構破壞偵測技術。本文針對DLV損傷識別理論之內涵及應用方法進行徹底的研究並重新詮釋，讓使用者可以更輕易理解這套方法並實際應用之。本文經由數值模擬及試驗分析，進行完整之參數研究與驗證，確認DLV損傷識別法應用於結構破壞偵測之可行性，以及使用上可能之限制條件。茲歸納結論與建議如下：

1. DLV 法提供了一套找尋結構中可能受損桿件的方法，其中包含了真正破壞的桿件以及不可分離(未受損但應力為零)之桿件。然而，當以不精確或不完整之資料進行損傷探測時，潛在的破壞桿件數量有可能超過理論推測值。
2. 數值模擬分析結果顯示，無論是二維或三維之剪力架構、桁架結構與抗彎構架等各種型式之結構，DLV 損傷識別法均能適用。針對模擬分析結構設定之不同破壞位置、多重損害桿件及不同破壞程度，應用 DLV 損傷識別法皆可準確判別出來，尤其在結構構件僅輕微受損（2%）時都能有效偵測出破壞位置，顯示這個方法具有相當之敏感性及強韌性。

3. Bernal 提出以加權應力指標  $WSI_j$  作為破壞偵測之依據，由各桿件  $WSI_j$  值數值尺度 (order) 之相對較小者，判定為可能之破壞位置或桿件。惟本研究亦發現，由正規化應力指標  $nsi_{ij}$  亦能有效偵測出破壞桿件，這樣可以減少計算量，增進時效性。
4. 加權應力指標  $WSI_j$  為分別疊加各破壞定位向量  $L$  所得之正規化應力指標  $nsi_{ij}$  計算。分析結果顯示，疊加兩組以上之破壞定位向量應力分析結果，即能準確偵測出破壞位置。因此，減少不必要之疊加次數，對於破壞診斷結果的影響不大，但可大幅提升分析之效率。
5. 試驗分析係分別以數個不同之地震波 ( $PGA=0.05g$  或  $0.1g$ ) 輸入結構，由結構及基礎座之加速度振動反應，以 ARX 模式識別結構之動力特性與模態參數建立柔度矩陣，以供進一步之破壞偵測分析。由於結構高階模態識別不易，僅能使用部分模態建構結構之柔度矩陣。試驗分析結果顯示，考慮之模態數愈多時，愈能充份反映結構行為，增加破壞偵測的準確性。計算柔度矩陣時所考慮之模態數必須大於或等於所破壞的桿件數量，方能確保可準確判斷結構之破壞桿件。

6. 就實際應用而言，要由地震反應紀錄進行結構之損傷偵測，須事先裝置足夠的強震儀於適當位置，且要有地震發生時才辦得到。惟地震之發生可遇不可求，要等地震來恐怕多數時間都無用武之地。由於數值模擬與試驗結果顯示，即使在輸入擾動不大及桿件輕微受損的狀況下，DLV 損傷識別法仍可精確判斷出破壞位置。未來可考慮由微振動量測資料進行系統識別分析，再據以進行 DLV 損傷探測分析的可行性。
7. 針對部分觀測之情況，本研究係利用二次多項式作為內插函數推估結構第一振態。當結構僅有單一之破壞位置時，僅使用第一模態之訊息建構柔度矩陣即能準確偵測出受損桿件。惟當有多重破壞桿件或破壞導致結構不對稱時，需有更高階之模態才能確保精準之損傷探測。建議未來應針對不完全觀測 (incomplete observation) 的狀況提出建立結構模態參數更有效的方法，例如利用振態正交的特性找出較高之振態參數，讓 DLV 損傷識別法更具實用價值。



## 參考文獻

- 【1】 Ewins,D.J.,(1984).“Modal Testing:Theory and Practice,”John Wiley & Sons,London.
- 【2】 Chen, J.C. and Garba, J.A.,(1988)“On-Orbit Damage Assessment for Lagge Space Structures,”*AIAA JOURNAL* Vol.26,No.9, pp. 1119-1126.
- 【3】 柯宏明(2004),“建築物系統識別與損壞評估之研究,”碩士論文,國立成功大學土木工程學系.
- 【4】 劉正偉(2004),“梁構件系統之識別參數與損傷檢測之應用,”碩士論文,國立中央大學土木工程學系.
- 【5】 周文彥(2007),“非剪力型屋架樓層梁柱撓曲剛度之識別,”碩士論文,國立成功大學土木工程學系.
- 【6】 Hoyos,A. and Aktan,A.E.,(1987).“Regional identification of engineered structures based on impact induced transient responses,” *Res. Rep.* No. 87-1, Louisiana State University.
- 【7】 Toksoy,T. and Aktan,A.E.,(1994). “Bridge-condition assessment by modal flexibility, ” *Experimental Mechanics*,Vol.34, pp.271-278.
- 【8】 Pandey,A.K. and Biswas,M.,(1994). “Damage detection in structures using changes in flexibility,” *Journal of Sound and*



*Vibration*, Vol. 169, No.1, pp.3-17.

- 【 9】 Pandey,A.K. and Biswas,M.,(1995). “Damage diagnosis of truss structures by estimation of flexibility change, ” *The International Journal of Analytical and Experimental Modal Analysis*, Vol.10, No.2, pp.104-117.
- 【 10】 Zhao,Jun and John T.DeWolf, ( 1999 ) .“Sensitivity Study For Vibrational Parameters Used In Damage Detection,” *Journal of Structural Engineering*, pp. 410-416.
- 【 11】 Bernal, D.,(2002).“Load Vector for Damage Localization,” *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 128, No. 1, pp. 7-14.
- 【 12】 Bernal,D., and Gunes,B.,(2004).“Flexibility Based Approach for Damage Characterization: Benchmark Application,” *Journal of Engineering Mechanics*,Vol. 130, No.1, pp.61-70.
- 【 13】 Duan,Z., Yan,G., Ou,J., and Spencer,B.F.,(2003) .“Damage localization in ambient vibration by constructing proportional flexibility matrix,”*Proc.16<sup>th</sup> ASCE Engineering Mechanics Conference*,pp.320-328.
- 【 14】 Duan,Z., Yan,G., Ou,J., and Spencer,B.F.,(2005). “Damage localization in ambient vibration by constructing proportional flexibility matrix,” *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 284, pp.455-466.

- 【15】 Gao, Y. and Spencer, B.F., (2002). "Damage Localization under Ambient Vibration Using Changes in Flexibility," *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol.1, pp.136-144.
- 【16】 Bernal, D. and Gunes, B., (2002). "Damage localization in output-only systems: A flexibility based approach," *IMAC-XX, Los Angeles, California*, pp.1185-1191.
- 【17】 林裕家(2007), "利用地震反應資料進行結構全域及局部性損害評估," 碩士論文, 國立台灣大學土木工程學系.
- 【18】 李建良(1998), "結構隔震、控制之實驗與分析," 碩士論文, 國立交通大學土木工程學系.
- 【19】 李森柵(2005), "SAP2000結構設計實務(V8&V9)," 聯邦工程顧問有限公司.
- 【20】 程雋(1998), "應用線性代數," 文笙書局股份有限公司.
- 【21】 謝哲光, 陳嘉文, (2002) "線性代數與動態系統," 全華科技圖書股份有限公司.
- 【22】 王彥博、卓建全(1996) "推測適應過濾法在系統識別之應用," 中華民國第三屆結構工程研討會, 墾丁、台灣, pp.2023-2032.
- 【23】 卓建全(1996), "非線性結構系統識別之研究," 碩士論文, 國立交通大學土木工程學系.

表 3.1 破壞診斷之數值模擬案例(四層樓二維剪力構架結構)

分析案例	破壞位置	對應之破壞樓層	楊氏係數縮減率
CASE 1	桿件 1	1F	50%
CASE 2	桿件 4	4F	50%
CASE 3	桿件 15	3F	50%
CASE 4	桿件 14、桿件 7	2F、3F	50%、50%
CASE 5	桿件 6	2F	2%

表 3.2 破壞診斷之數值模擬案例分析結果(四層樓二維剪力構架結構)

	分析案例				
	CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4	CASE 5
樓層	WSI 值				
1F	1.11*	14.93	7.94	3.11	6.52
2F	10.24	8.34	12.04	0.30*	0.96*
3F	11.18	5.95	0.12*	0.87*	7.24
4F	17.17	0.25*	9.52	9.02	14.13

\*代表偵測到的破壞樓層

表 3.3 破壞診斷之數值模擬案例(三層樓三維剪力構架結構)

分析案例	破壞位置	對應之破壞樓層	楊氏係數縮減率
CASE 1	桿件 38	2F	50%
CASE 2	桿件 9	3F	50%

表 3.4 破壞診斷之數值模擬案例分析結果(三層樓三維剪力構架結構)

	分析案例	
	CASE 1	CASE 2
樓層	WSI 值	
1F	35.24	25.08
2F	<b>1.18*</b>	33.33
3F	24.75	<b>3.93*</b>

\*代表偵測到的破壞樓層

表 3.5 破壞診斷之數值模擬案例(二維桁架結構)

分析案例	破壞位置	楊氏係數縮減率
CASE 1	桿件 1	50%
CASE 2	桿件 2	50%
CASE 3	桿件 5	50%
CASE 4	桿件 2、桿件 5	50%、50%
CASE 5	桿件 4	2%

表 3.6 破壞診斷之數值模擬案例分析結果(二維桁架結構)

	分析案例				
	CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4	CASE 5
桿件編號	WSI 值				
1	0.42*	11.14	20.41	28.16	2.15
2	16.67	0.00*	16.67	0.00*	33.33
3	20.13	5.08	6.97	7.74	7.88
4	21.57	11.26	22.49	26.73	0.07*
5	14.68	4.01	0.76*	1.00*	9.93

\*代表偵測到的破壞桿件

表 3.7 破壞診斷之數值模擬案例(三維桁架結構)

分析案例	破壞位置	楊氏係數縮減率
CASE 1	桿件 1	50%
CASE 2	桿件 1、桿件 2	50%、50%
CASE 3	桿件 1、桿件 4	50%、50%
CASE 4	桿件 3	2%
CASE 5	桿件 2、桿件 4	2%、2%

表 3.8 破壞診斷之數值模擬案例分析結果(三維桁架結構)

	分析案例				
	CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4	CASE 5
桿件編號	WSI 值				
1	0.004*	0.02*	0.01*	66.67	66.67
2	33.87	0.02*	66.67	5.34	0.00*
3	33.87	66.67	66.67	0.01*	66.67
4	10.81	66.67	0.01*	66.67	0.00*

\*代表偵測到的破壞桿件

表 3.9 破壞診斷之數值模擬案例(二維抗彎構架結構)

分析案例	破壞位置	楊氏係數縮減率
CASE 1	桿件 1	50%
CASE 2	桿件 1、桿件 6	50%、25%
CASE 3	桿件 9	2%

表 3.10 破壞診斷之數值模擬案例分析結果(二維抗彎構架結構)

	分析案例		
	CASE 1	CASE 2	CASE 3
桿件編號	WSI 值		
1	0.10*	0.048*	22.17
2	40.21	16.94	63.03
3	56.51	66.67	50.37
4	58.78	26.12	23.14
5	63.82	26.15	66.67
6	46.09	0.055*	53.63
7	58.85	26.07	24.62
8	50.07	17.02	56.84
9	38.88	57.74	0.28*

\*代表偵測到的破壞桿件

表 3.11 破壞診斷之數值模擬案例(三維抗彎構架結構)

分析案例	破壞位置	楊氏係數縮減率
CASE 1	桿件 1	50%
CASE 2	桿件 1、桿件 12	50%、25%
CASE 3	桿件 21	2%

表 3.12 破壞診斷之數值模擬案例分析結果(三維抗彎構架結構)

	分析案例		
	CASE 1	CASE 2	CASE 3
桿件編號	WSI 值		
1	0.04*	0.06*	15.45
2	10.01	34.58	31.46
3	61.85	43.39	27.31
4	4.12	19.87	7.17
5	35.35	23.86	35.76
6	58.07	30.20	29.82
7	13.34	6.95	9.65
8	38.10	7.61	33.92
9	31.42	16.26	66.67
10	7.72	12.75	9.08
11	14.25	11.49	17.35
12	19.65	1.67*	52.26
13	63.76	39.33	43.14
14	29.24	15.23	17.84
15	13.19	34.83	7.99
16	30.79	34.71	37.56
17	11.97	8.95	37.41
18	15.40	24.08	8.93
19	27.26	66.67	19.32
20	16.93	12.20	28.26
21	14.03	34.90	1.14*
22	41.25	12.91	46.80
23	26.67	14.25	41.98
24	13.44	30.26	7.84

\*代表偵測到的破壞桿件



表 4.1 鋼結構房屋模型結構系統參數

長度 (m)	2
寬度 (m)	2
2~5 樓高度 (m)	1.3
1 樓高度 (m)	1.5
五樓質量 $m_5$ (kg-sec <sup>2</sup> /m)	82.97
四樓質量 $m_4$ (kg-sec <sup>2</sup> /m)	85.36
三樓質量 $m_3$ (kg-sec <sup>2</sup> /m)	85.36
二樓質量 $m_2$ (kg-sec <sup>2</sup> /m)	85.36
一樓質量 $m_1$ (kg-sec <sup>2</sup> /m)	85.73
柱之斷面尺寸 (mm)	100×50×5×7
大樑之斷面尺寸 (mm)	100×50×5×7
小樑之斷面尺寸 (mm)	100×50×5×7
柱之斷面積 (m <sup>2</sup> )	0.0011
大樑之斷面積 (m <sup>2</sup> )	0.0011
小樑之斷面積 (m <sup>2</sup> )	0.0011

表 4.2 未破壞結構之系統識別分析結果  
(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition=None)

分析型式						
<input checked="" type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input type="checkbox"/> damaged			El Centro		PGA= 0.1 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
Frequency (Hz)	4.5917		21.5252		-	
Damping Ratio	0.714%		1.1177%		-	
Mode shapes / phase angle						
1F	32.3792	-95°	2.3743	-93°	-	-
2F	46.8051	-95°	1.7215	-94°	-	-
3F	60.0551	-94°	0.9364	-100°	-	-
4F	83.6076	-95°	-0.3075	+150°	-	-
5F	88.5019	-94°	-1.9679	+65°	-	-



表 4.3 破壞後之結構系統識別分析結果(El Centro, 一樓雙邊斜撐移除)

分析型式						
<input type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input checked="" type="checkbox"/> damaged	一樓雙邊斜撐		El Centro		PGA= 0.1 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
Frequency (Hz)	1.9579		11.314		20.048	
Damping Ratio	0.3033%		1.7817%		1.4711%	
Mode shapes / phase angle						
1F	179.01	-91°	1.7644	-100°	0.1621	+80°
2F	175.08	-91°	0.7307	-115°	-0.5090	-147°
3F	167.2	-90°	0.2557	+134°	-0.246	-87°
4F	198.87	-91°	-0.8409	+87°	-0.1607	-149°
5F	184.32	-90°	-1.4644	+67°	0.733	+163°

表 4.4 破壞偵測分析之加權應力指標(EI Centro，一樓雙邊斜撐移除)

WSI			
	CASE1	CASE2	CASE3
1F	7.38*	6.06*	10.7*
2F	46.67	31.91	51.42
3F	37.21	19.95	32.67
4F	29.44	27.29	39.32
5F	49.35	26.01	31.64

\*代表偵測到的破壞樓層

註：CASE 1-破壞前、後皆取第一模態；

CASE 2-破壞前、後皆取前二模態；

CASE 3-破壞前取前二模態，破壞後取前三模態。



表 4.5 破壞後之結構系統識別分析結果(El Centro，二樓雙邊斜撐移除)

分析型式						
<input type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input checked="" type="checkbox"/> damaged	二樓雙邊斜撐		El Centro		PGA= 0.1 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
Frequency (Hz)	2.5631		14.4325		19.9065	
Damping Ratio	0.344%		1.2963%		2.271%	
Mode shapes / phase angle						
1F	24.8303	-112°	4.3863	-99°	0.8572	-58°
2F	137.0721	-90°	-1.6358	+80°	0.1952	-129°
3F	143.044	-89°	-1.2712	+76°	-0.1823	+111°
4F	174.9977	-88°	-0.736	+115°	-0.1941	+68°
5F	164.6484	-88°	-1.7784	+124°	1.7893	-174°



表 4.6 破壞後之結構系統識別分析結果(El Centro，三樓雙邊斜撐移除)

分析型式						
<input type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input checked="" type="checkbox"/> damaged	三樓雙邊斜撐		El Centro		PGA= 0.1 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
Frequency (Hz)	2.8601		12.0855		22.718	
Damping Ratio	0.4058%		6.4322%		1.8061%	
Mode shapes / phase angle						
1F	22.0665	-113°	3.283	-65°	0.5551	-143°
2F	30.8022	-106°	3.6135	-59°	0.4737	-147°
3F	117.5527	-89°	-1.16	+126°	-0.2114	+135°
4F	148.3737	-89°	-0.5186	+132°	-0.0452	+122°
5F	134.7976	-88°	-0.1141	+173°	1.5676	-26°

表 4.7 破壞後之結構系統識別分析結果(El Centro, 四樓雙邊斜撐移除)

分析型式						
<input type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input checked="" type="checkbox"/> damaged	四樓雙邊斜撐		El Centro		PGA= 0.1 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
Frequency (Hz)	3.3292		9.5321		20.0926	
Damping Ratio	0.344%		1.2963%		2.271%	
Mode shapes / phase angle						
1F	21.0435	-101°	6.6335	-83°	0.6743	-40°
2F	29.6794	-98°	7.7636	-75°	-0.3136	+30°
3F	37.1812	-96°	9.3297	-82°	-0.2432	+117°
4F	131.9585	-90°	-3.8972	+108°	0.2287	-77°
5F	124.6285	-89°	-3.37	+110°	0.596	-158°



表 4.8 破壞後之結構系統識別分析結果(El Centro, 五樓雙邊斜撐移除)

分析型式						
<input type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input checked="" type="checkbox"/> damaged	五樓雙邊斜撐		El Centro		PGA= 0.1 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
Frequency (Hz)	4.0901		8.6287		20.1738	
Damping Ratio	0.7687%		1.4883%		1.7842%	
Mode shapes / phase angle						
1F	22.1156	-93°	7.4381	-96°	1.4908	-81°
2F	30.8575	-92°	9.9891	-96°	0.7538	-67°
3F	39.5664	-93°	11.0886	-91°	0.243	-151°
4F	56.1634	-92°	13.8142	-98°	-0.5145	+146°
5F	98.6649	-93°	-15.4552	+91°	1.6503	-138°

表 4.9 破壞偵測之加權應力指標 (El Centro, 各樓層雙邊斜撐移除)

WSI					
	1F 破壞	2F 破壞	3F 破壞	4F 破壞	5F 破壞
1F	10.7*	41.74	25.16	21.46	10.74
2F	51.42	7.54*	26.06	19.74	30.75
3F	32.67	32.95	7.04*	30.26	29.92
4F	39.32	26.36	29.82	3.45*	25.46
5F	31.64	25.24	20.54	25.33	2.61*

\*代表偵測到的破壞樓層



表 4.10 未破壞結構之系統識別分析結果  
(Kobe, PGA=0.1g, Damage condition=None)

分析型式						
<input checked="" type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input type="checkbox"/> damaged			Kobe		PGA= 0.1 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
<i>Frequency (Hz)</i>	4.5538		21.3722		-	
<i>Damping Ratio</i>	1.465%		2.795%		-	
<i>Mode shapes / phase angle</i>						
1F	16.6967	-91°	2.2144	-123°	-	-
2F	24.2667	-91°	1.8577	-121°	-	-
3F	30.9599	-91°	1.1351	-119°	-	-
4F	43.4869	-90°	-0.4501	+52°	-	-
5F	45.3267	-91°	-1.9398	+58°	-	-

表 4.11 未破壞結構之系統識別分析結果

(Hachinohe, PGA=0.1g, Damage condition=None)

分析型式						
<input checked="" type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input type="checkbox"/> damaged			Hachinohe		PGA= 0.1 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
<i>Frequency (Hz)</i>	4.6041		21.545		-	
<i>Damping Ratio</i>	0.9014%		1.6736%		-	
<i>Mode shapes / phase angle</i>						
1F	25.476	-91°	3.8696	-127°	-	-
2F	37.386	-91°	4.1624	-118°	-	-
3F	48.821	-90°	1.9364	-115°	-	-
4F	68.421	-91°	-0.8657	+46°	-	-
5F	71.269	-91°	-3.4931	+44°	-	-

表 4.12 破壞後之結構系統識別分析結果(Kobe, 一樓雙邊斜撐移除)

分析型式						
<input type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input checked="" type="checkbox"/> damaged	一樓雙邊斜撐		Kobe		PGA= 0.1 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
Frequency (Hz)	1.9498		11.503		20.339	
Damping Ratio	0.658%		4.4342%		5.7815%	
Mode shapes / phase angle						
1F	90.989	-70°	0.6259	-120°	0.1138	-148°
2F	81.006	-101°	0.4717	-116°	-0.086	+25°
3F	80.796	-75°	0.132	-168°	-0.2117	+174°
4F	96.476	-81°	-0.2767	+74°	-0.0422	+175°
5F	102.67	-61°	-0.5744	+72°	0.0498	-104°



表 4.13 破壞後之結構系統識別分析結果(Hachinohe, 一樓雙邊斜撐移除)

分析型式						
<input type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input checked="" type="checkbox"/> damaged	一樓雙邊斜撐		Hachinohe		PGA= 0.1 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
Frequency (Hz)	1.9502		11.3612		20.1883	
Damping Ratio	1.1257%		1.3716%		5.9071%	
Mode shapes / phase angle						
1F	57.4221	-74°	2.6343	-94°	0.0711	-168°
2F	54.1351	-102°	1.9997	-100°	0.1475	-20°
3F	50.4648	-81°	-0.2977	+148°	0.2191	-59°
4F	54.83	-81°	-1.0359	+92°	-0.0119	+27°
5F	62.2457	-72°	-1.7774	+89°	0.0968	-114°



表 4.14 破壞偵測之加權應力指標(不同地震波，一樓雙邊斜撐移除)

WSI			
	El Centro	Kobe	Hachinohe
<b>1F</b>	10.7*	2.47*	8.03*
<b>2F</b>	51.42	13.53	48.04
<b>3F</b>	32.67	28.33	38.95
<b>4F</b>	39.32	16.95	41.18
<b>5F</b>	31.64	24.02	41.98

\*代表偵測到的破壞樓層



表 4.15 破壞後之結構系統識別分析結果(El Centro，一樓單邊斜撐移除)

分析型式						
<input type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input checked="" type="checkbox"/> damaged	一樓單邊斜撐		El Centro		PGA= 0.1 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
Frequency (Hz)	4.079		18.218		34.2081	
Damping Ratio	0.5477%		3.7753%		3.3374%	
Mode shapes / phase angle						
1F	49.7063	-95°	1.1563	-39°	0.0151	-127°
2F	56.9318	-92°	0.683	-27°	-0.1553	+49°
3F	72.152	-92°	0.3528	-88°	-0.1361	+171°
4F	98.2771	-93°	-0.1383	+120°	-0.0294	+149°
5F	99.8526	-93°	-0.4495	+172°	0.1368	-162°



表 4.16 破壞偵測之加權應力指標(El Centro，一樓單邊斜撐移除)

WSI			
	CASE1	CASE2	CASE3
1F	15.31*	17.05*	9.83*
2F	28.35	25.71	33.03
3F	33.71	29.85	35.29
4F	27.99	24.49	22.65
5F	45.32	19.43	30.01

\*代表偵測到的破壞樓層

註：CASE 1-破壞前、後皆取第一模態；

CASE 2-破壞前、後皆取前二模態；

CASE 3-破壞前取前二模態，破壞後取前三模態。

表 4.17 破壞後之結構系統識別分析結果(El Centro，二樓單邊斜撐移除)

分析型式						
<input type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input checked="" type="checkbox"/> damaged	二樓單邊斜撐		El Centro		PGA= 0.1 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
<i>Frequency (Hz)</i>	4.2218		20.551		36.393	
<i>Damping Ratio</i>	1.1227%		1.8208%		2.2117%	
<i>Mode shapes / phase angle</i>						
1F	19	-99°	1.9127	-84°	0.2903	-29°
2F	34.0944	-96°	0.5428	-133°	0.1262	-11°
3F	38.147	-93°	0.5372	-117°	-0.1568	+29°
4F	53.0688	-93°	-0.1073	+61°	-0.1382	+54°
5F	52.6174	-91°	-1.1289	+117°	0.2966	-164°



表 4.18 破壞後之結構系統識別分析結果(El Centro，三樓單邊斜撐移除)

分析型式						
<input type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input checked="" type="checkbox"/> damaged	三樓單邊斜撐		El Centro		PGA= 0.1 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
<i>Frequency (Hz)</i>	4.3359		18.421		35.778	
<i>Damping Ratio</i>	0.825%		7.1674%		2.7436%	
<i>Mode shapes / phase angle</i>						
1F	26.4243	-93°	1.067	-31°	0.1575	-127°
2F	37.2586	-90°	0.861	-25°	-0.1619	+49°
3F	55.1153	-92°	-0.1182	+54°	-0.0583	+171°
4F	74.8057	-91°	-0.1492	+154°	-0.0724	+149°
5F	75.8684	-91°	-0.7166	+172°	0.1834	-162°

表 4.19 破壞後之結構系統識別分析結果(El Centro，四樓單邊斜撐移除)

分析型式						
<input type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input checked="" type="checkbox"/> damaged	四樓單邊斜撐		El Centro		PGA= 0.1 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
Frequency (Hz)	4.4284		18.1068		36.02	
Damping Ratio	0.7586%		1.8542%		2.2316%	
Mode shapes / phase angle						
1F	27.8956	-89°	1.6995	-77°	0.1103	-36°
2F	37.5965	-90°	1.5294	-85°	0.3114	-32°
3F	47.6899	-91°	1.3768	-116°	-0.1565	+33°
4F	75.8239	-92°	-0.7229	+79°	0.0222	-40°
5F	75.8937	-93°	-1.3968	+67°	0.2882	-149°



表 4.20 破壞後之結構系統識別分析結果(El Centro，五樓單邊斜撐移除)

分析型式						
<input type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input checked="" type="checkbox"/> damaged	五樓單邊斜撐		El Centro		PGA= 0.1 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
Frequency (Hz)	4.5198		18.0444		37.977	
Damping Ratio	1.1527%		1.5399%		2.939%	
Mode shapes / phase angle						
1F	19.8231	-85°	1.1308	-89°	0.1103	-89°
2F	27.3167	-86°	1.168	-113°	0.1518	-121°
3F	35.4719	-88°	0.843	-117°	-0.1844	+19°
4F	49.5546	-88°	0.4743	-131°	0.1079	-68°
5F	53.4327	-89°	-1.6382	+45°	0.2447	-89°

表 4.21 破壞偵測分析之加權應力指標 (El Centro, PGA=0.1g, 各樓層單邊斜撐移除)

WSI															
	1 F 破壞			2 F 破壞			3 F 破壞			4 F 破壞			5 F 破壞		
	CASE1	CASE2	CASE3	CASE1	CASE2	CASE3	CASE1	CASE2	CASE3	CASE1	CASE2	CASE3	CASE1	CASE2	CASE3
<b>1F</b>	<b>15.31*</b>	<b>17.05*</b>	<b>9.83*</b>	28.22	13.57*	16.36	35.19	11.39	9.47	38.09	14.57	25.44	36.13	14.46	13.63
<b>2F</b>	28.35	25.71	33.03	<b>23.41*</b>	<b>15.09</b>	<b>8.87*</b>	37.80	23.59	8.58	31.03	25.62	28.80	22.66*	16.28	30.82
<b>3F</b>	33.71	29.85	35.29	44.62	34.00	18.13	<b>12.14*</b>	<b>2.96*</b>	<b>0.76*</b>	38.24	8.06	21.55	43.31	28.28	24.15
<b>4F</b>	27.99	24.49	22.65	41.10	21.75	16.76	31.06	4.89	10.03	<b>21.61*</b>	<b>2.58*</b>	<b>6.72*</b>	43.57	22.08	26.44
<b>5F</b>	45.32	19.43	30.01	38.96	24.28	10.38	42.59	16.96	6.55	39.18	20.89	29.35	<b>29.54</b>	<b>12.05*</b>	<b>8.49*</b>

\*代表偵測到的破壞樓層

註：CASE 1-破壞前、後皆取第一模態；

CASE 2-破壞前、後皆取前二模態；

CASE 3-破壞前取前二模態，破壞後取前三模態。

表 4.22 破壞後之結構系統識別分析結果  
(El Centro, 一、五樓雙邊斜撐移除)

分析型式						
<input type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input checked="" type="checkbox"/> damaged	一、五樓雙邊斜撐		El Centro		PGA= 0.1 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
Frequency (Hz)	1.9366		6.5857		19.966	
Damping Ratio	0.3767%		0.4684%		1.369%	
Mode shapes / phase angle						
1F	147.062	-90°	7.1373	-87°	0.2271	-149°
2F	142.0992	-89°	5.8563	-113°	0.277	-127°
3F	135.8464	-90°	1.9405	-76°	-0.3305	+79°
4F	161.6085	-90°	1.9137	-86°	-0.1899	+101°
5F	162.4063	-90°	-17.2196	+89°	0.1767	-123°

表 4.23 破壞偵測分析之加權應力指標  
(El Centro, 一、五樓雙邊斜撐移除)

WSI			
	CASE1	CASE2	CASE3
1F	9.56*	5.11*	4.09*
2F	29.44	42.82	25.29
3F	37.60	36.91	10.19
4F	42.52	23.99	19.23
5F	41.76	5.53*	0.27*

\*代表偵測到的破壞樓層

註：CASE 1-破壞前、後皆取第一模態；

CASE 2-破壞前、後皆取前二模態；

CASE 3-破壞前取前二模態，破壞後取前三模態。

表 4.24 破壞後之結構系統識別分析結果  
(Kobe, 一、五樓雙邊斜撐移除)

分析型式						
<input type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input checked="" type="checkbox"/> damaged	一、五樓雙邊斜撐		Kobe		PGA= 0.1 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
Frequency (Hz)	1.9266		6.7373		20.1616	
Damping Ratio	0.5909%		3.3395%		5.7699%	
Mode shapes / phase angle						
1F	76.7183	-19°	1.1571	-114°	0.0489	-159°
2F	99.3595	-96°	0.8452	-113°	0.1995	-89°
3F	67.2113	-54°	0.6671	-124°	-0.0754	+131°
4F	78.8092	-54°	0.467	-151°	-0.1161	+145°
5F	79.6916	-30°	-2.3974	+85°	0.2063	-8°

表 4.25 破壞後之結構系統識別分析結果  
(Hachinohe, 一、五樓雙邊斜撐移除)

分析型式						
<input type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input checked="" type="checkbox"/> damaged	一、五樓雙邊斜撐		Hachinohe		PGA= 0.1 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
Frequency (Hz)	1.9249		6.6243		20.363	
Damping Ratio	1.4246%		0.4537%		5.7134%	
Mode shapes / phase angle						
1F	39.901	-58°	8.8745	-105°	0.00996	+4°
2F	43.8992	-96°	5.9116	-98°	-0.2186	-140°
3F	31.2716	-73°	5.263	-113°	-0.1924	-73°
4F	44.1782	-74°	2.4953	-131°	0.3039	+144°
5F	50.1674	-62°	-18.9199	+67°	0.1032	+117°

表 4.26 破壞偵測分析之加權應力指標  
(不同地震波，一、五樓雙邊斜撐移除)

WSI			
	El Centro	Kobe	Hachinohe
1F	4.09*	15.60*	10.83*
2F	25.29	26.77	35.14
3F	10.19	25.03	21.43
4F	19.23	30.44	20.09
5F	0.27*	7.06*	11.37*

\*代表偵測到的破壞樓層





表 4.27 破壞後之結構系統識別分析結果  
(El Centro, 三、五樓雙邊斜撐移除)

分析型式						
<input type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input checked="" type="checkbox"/> damaged	三、五樓雙邊斜撐		El Centro		PGA= 0.1 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
Frequency (Hz)	2.7296		7.8904		29.659	
Damping Ratio	0.6539%		0.9606%		1.3325%	
Mode shapes / phase angle						
1F	6.9179	-114°	3.6356	-80°	0.1644	-46°
2F	16.3052	-93°	4.3772	-40°	0.2484	-58°
3F	52.2416	-97°	6.359	-115°	-0.1547	+71°
4F	65.7732	-95°	5.253	-106°	-0.0356	+81°
5F	75.6464	-94°	-10.7284	+79°	0.2132	-9°

表 4.28 破壞偵測分析之加權應力指標  
(El Centro, 三、五樓雙邊斜撐移除)

WSI			
	CASE1	CASE2	CASE3
1F	23.85	6.65	14.17
2F	34.41	25.21	28.44
3F	13.12*	2.81*	4.21*
4F	45.75	20.84	28.92
5F	48.42	3.45*	5.21*

\*代表偵測到的破壞樓層

註：CASE 1-破壞前、後皆取第一模態；

CASE 2-破壞前、後皆取前二模態；

CASE 3-破壞前取前二模態，破壞後取前三模態。

表 4.29 破壞後之結構系統識別分析結果  
(Kobe, 三、五樓雙邊斜撐移除)

分析型式						
<input type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input checked="" type="checkbox"/> damaged	三、五樓雙邊斜撐		Kobe		PGA= 0.1 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
<i>Frequency (Hz)</i>	2.7161		8.0304		28.2769	
<i>Damping Ratio</i>	0.6291%		2.4879%		6.7495%	
<i>Mode shapes / phase angle</i>						
1F	10.1885	-35°	3.6326	-109°	0.1402	-127°
2F	17.8688	-117°	3.4707	-81°	0.1076	-72°
3F	80.445	-88°	2.3875	-133°	-0.3233	+168°
4F	99.5078	-89°	2.2612	-145°	0.0548	-141°
5F	115.002	-85°	-4.7888	+100°	0.0988	-87°

表 4.30 破壞後之結構系統識別分析結果  
(Hachinohe, 三、五樓雙邊斜撐移除)

分析型式						
<input type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input checked="" type="checkbox"/> damaged	三、五樓雙邊斜撐		Hachinohe		PGA= 0.1 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
<i>Frequency (Hz)</i>	2.7904		8.0798		27.8292	
<i>Damping Ratio</i>	4.8388%		3.174%		3.6846%	
<i>Mode shapes / phase angle</i>						
1F	1.742	-22°	0.6298	-11°	0.3219	+175°
2F	1.2584	-84°	1.6274	-21°	0.3261	+151°
3F	5.8989	-96°	2.4282	-138°	-0.4724	-30°
4F	7.7158	-98°	2.1497	-134°	0.0689	+82°
5F	9.0428	-95°	-3.0745	+66°	0.1344	+59°

表 4.31 破壞偵測分析之加權應力指標  
(不同地震波，三、五樓雙邊斜撐移除)

WSI			
	El Centro	Kobe	Hachinohe
1F	14.17	10.95	13.33
2F	28.44	18.05	19.02
3F	4.21*	1.29*	4.01*
4F	28.92	18.18	18.17
5F	5.21*	5.49*	7.69*

\*代表偵測到的破壞樓層



表 4.32 破壞後之結構系統識別分析結果  
(El Centro, 一、三、五樓雙邊斜撐移除)

分析型式						
<input type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input checked="" type="checkbox"/> damaged	一、三、五樓雙邊斜撐		El Centro		PGA= 0.1 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
Frequency (Hz)	1.7616		5.5309		8.2231	
Damping Ratio	0.521%		0.6407%		1.4276%	
Mode shapes / phase angle						
1F	77.3758	-84°	19.3366	-92°	0.8236	-93°
2F	69.7754	-87°	15.1172	-88°	0.8823	-92°
3F	92.0047	-85°	-3.6792	+100°	-1.1795	+108°
4F	116.3579	-87°	-4.8559	+88°	-1.3724	+113°
5F	116.546	-87°	-17.0281	+89°	1.0489	-79°

表 4.33 破壞偵測分析之加權應力指標  
(El Centro, 一、三、五樓雙邊斜撐移除)

WSI			
	CASE1	CASE2	CASE3
1F	14.12*	10.51*	9.45*
2F	19.88	29.55	29.35
3F	24.92	16.88*	8.34*
4F	28.14	30.83	24.64
5F	31.92	35.39	4.23*

\*代表偵測到的破壞樓層

註：CASE 1-破壞前、後皆取第一模態；

CASE 2-破壞前、後皆取前二模態；

CASE 3-破壞前取前二模態，破壞後取前三模態。

表 4.34 破壞後之結構系統識別分析結果

(Kobe, 一、三、五樓雙邊斜撐移除)

分析型式						
<input type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input checked="" type="checkbox"/> damaged	一、三、五樓雙邊斜撐		Kobe		PGA= 0.1 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
Frequency (Hz)	1.6946		5.5272		-	
Damping Ratio	2.0653%		1.01%		-	
Mode shapes / phase angle						
1F	21.411	-67°	10.952	-73°	-	-
2F	28.325	-91°	12.924	-97°	-	-
3F	8.3818	-50°	-2.9747	+63°	-	-
4F	9.7868	-50°	-6.5402	+65°	-	-
5F	9.5853	-35°	-17.839	+73°	-	-

表 4.35 破壞偵測分析之加權應力指標

(Kobe, 一、三、五樓雙邊斜撐移除)

WSI		
	CASE1	CASE2
1F	8.08*	13.47
2F	12.35	20.18
3F	8.03*	14.59
4F	15.37	22.56
5F	11.91	3.57*

\*代表偵測到的破壞樓層

註：CASE 1-破壞前、後皆取第一模態；

CASE 2-破壞前、後皆取前二模態；

表 4.36 破壞後之結構系統識別分析結果  
(Hachinohe, 一、三、五樓雙邊斜撐移除)

分析型式						
<input type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input checked="" type="checkbox"/> damaged	一、三、五樓雙邊斜撐		Hachinohe		PGA= 0.1 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
Frequency (Hz)	1.7219		5.4832		-	
Damping Ratio	0.649%		4.1127%		-	
Mode shapes / phase angle						
1F	81.813	-112°	2.8187	-58°	-	-
2F	88.562	-89°	3.2316	-85°	-	-
3F	27.651	-167°	-1.3062	+78°	-	-
4F	34.376	-161°	-1.7705	+68°	-	-
5F	54.459	-149°	-4.3911	+81°	-	-



表 4.37 破壞偵測分析之加權應力指標  
(Hachinohe, 一、三、五樓雙邊斜撐移除)

WSI		
	CASE1	CASE2
1F	22.65*	9.34*
2F	44.37	21.85
3F	22.98*	10.06*
4F	41.55	14.93
5F	53.07	7.66*

\*代表偵測到的破壞樓層

註：CASE 1-破壞前、後皆取第一模態；

CASE 2-破壞前、後皆取前二模態。

表 4.38 未破壞結構系統識別分析結果  
(El Centro, PGA=0.05g, Damage condition=None)

分析型式						
<input checked="" type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input type="checkbox"/> damaged			El Centro		PGA= 0.05 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
Frequency (Hz)	4.5712		21.675		-	
Damping Ratio	0.656%		1.5241%		-	
Mode shapes / phase angle						
1F	24.9844	-95°	0.9329	-147°	-	-
2F	34.7078	-93°	1.1559	-158°	-	-
3F	43.1182	-96°	0.4327	-133°	-	-
4F	61.6641	-95°	-0.2538	+16°	-	-
5F	61.8639	-96°	-0.8044	+11°	-	-

表 4.39 未破壞結構系統識別分析結果

(Kobe, PGA=0.05g, Damage condition=None)

分析型式						
<input checked="" type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input type="checkbox"/> damaged			Kobe		PGA= 0.05 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
Frequency (Hz)	4.5711		21.5445		-	
Damping Ratio	0.5043%		3.3144%		-	
Mode shapes / phase angle						
1F	40.2030	-100°	1.3127	-118°	-	-
2F	58.2068	-94°	1.7325	-125°	-	-
3F	68.5183	-95°	1.163	-128°	-	-
4F	101.0359	-93°	-0.2683	+58°	-	-
5F	100.6893	-93°	-1.3122	+54°	-	-

表 4.40 未破壞結構系統識別分析結果  
(Hachinohe, PGA=0.05g, Damage condition=None)

分析型式						
<input checked="" type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input type="checkbox"/> damaged			Hachinohe		PGA= 0.05 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
Frequency (Hz)	4.6459		21.2		-	
Damping Ratio	1.5976%		5.2205%		-	
Mode shapes / phase angle						
1F	15.661	-93°	1.7507	-126°	-	-
2F	22.222	-89°	2.0122	-118°	-	-
3F	26.529	-90°	0.7795	-134°	-	-
4F	37.69	-89°	-0.3591	+35°	-	-
5F	40.419	-91°	-1.6118	+65°	-	-



表 4.41 破壞後之結構系統識別分析結果 (El Centro, 一樓雙邊斜撐移除)

分析型式						
<input type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input checked="" type="checkbox"/> damaged	一樓雙邊斜撐		El Centro		PGA= 0.05 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
Frequency (Hz)	1.9471		11.3793		19.9876	
Damping Ratio	0.7605%		2.0521%		2.0007%	
Mode shapes / phase angle						
1F	60.7667	-86°	1.5287	-110°	0.4592	+164°
2F	61.0512	-88°	0.8614	-117°	-0.7064	-139°
3F	55.2972	-84°	0.1629	-83°	0.0047	+150°
4F	67.7093	-85°	-0.5625	+82°	0.1306	+18°
5F	64.3058	-77°	-1.0341	+51°	0.7812	+149°



表 4.42 破壞後之結構系統識別分析結果(Kobe, 一樓雙邊斜撐移除)

分析型式						
<input type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input checked="" type="checkbox"/> damaged	一樓雙邊斜撐		Kobe		PGA= 0.05 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
Frequency (Hz)	1.9502		11.7706		20.4024	
Damping Ratio	1.1187%		6.7915%		6.2169%	
Mode shapes / phase angle						
1F	56.2188	-40°	0.5356	-104°	0.082	-166°
2F	56.081	-112°	0.1687	-133°	0.2809	-116°
3F	49.9114	-50°	-0.0479	+132°	-0.0869	+148°
4F	52.749	-67°	-0.1823	+78°	0.0418	-20°
5F	69.2004	-24°	-0.4307	+82°	0.1635	-146°



表 4.43 破壞後之結構系統識別分析結果(Hachinohe, 一樓雙邊斜撐移除)

分析型式						
<input type="checkbox"/> undamaged	破壞樓層		地震		尖峰地表加速度	
<input checked="" type="checkbox"/> damaged	一樓雙邊斜撐		Hachinohe		PGA= 0.05 g	
識別結果						
Mode	1		2		3	
Frequency (Hz)	1.9264		11.4545		20.3145	
Damping Ratio	2.1378%		1.9218%		5.4126%	
Mode shapes / phase angle						
1F	30.4413	-41°	2.2462	-118°	0.06594	+100°
2F	33.3022	-123°	1.5386	-129°	0.1881	+82°
3F	22.8468	-48°	0.8675	-71°	-0.3626	-171°
4F	27.8098	-68°	-1.0105	+60°	-0.1204	-86°
5F	36.6145	-20°	-2.1851	+51°	0.2762	+31°

表 4.44 破壞偵測分析之加權應力指標 (PGA= 0.05 g，一樓雙邊斜撐移除)

WSI			
	El Centro	Kobe	Hachinohe
<b>1F</b>	<b>9.89*</b>	<b>6.92*</b>	<b>1.02*</b>
<b>2F</b>	36.67	32.22	41.34
<b>3F</b>	30.70	29.08	16.56
<b>4F</b>	29.49	17.97	21.08
<b>5F</b>	19.50	29.84	25.13

\*代表偵測到的破壞樓層



表 4.45 部分觀測之破壞前、後結構系統識別分析結果  
(El Centro, PGA=0.1g, 一樓雙邊斜撐移除)

	未破壞結構 (Mode 1)	破壞結構 (Mode 1)
<i>Frequency (Hz)</i>	4.589	1.9578
<i>Mode shapes</i>		
<b>1F</b>	28.2388	159.3623
<b>3F</b>	51.6888	148.269
<b>5F</b>	76.5062	163.8273



表 4.46 破壞偵測分析之加權應力指標  
(El Centro, PGA=0.1g, 一樓雙邊斜撐移除)

WSI		
	全部觀測	部分觀測
<b>1F</b>	7.38*	4.71*
<b>2F</b>	46.67	49.07
<b>3F</b>	37.21	38.27
<b>4F</b>	29.44	37.77
<b>5F</b>	49.35	47.74

\*代表偵測到的破壞樓層

註：1. 破壞前、後皆取第一模態；

2. 部分觀測點為一、三、五樓(含基礎)振動量測資料。

表 4.47 部分觀測之破壞前、後結構系統識別分析結果  
(El Centro, PGA=0.1g, 二樓雙邊斜撐移除)

	未破壞結構 (Mode 1)	破壞結構 (Mode 1)
<i>Frequency (Hz)</i>	4.589	1.9578
<i>Mode shapes</i>		
<b>1F</b>	28.2388	23.573
<b>3F</b>	51.6888	132.6372
<b>5F</b>	76.5062	152.5279



表 4.48 破壞偵測分析之加權應力指標  
(El Centro, PGA=0.1g, 二樓雙邊斜撐移除)

WSI		
	全部觀測	部分觀測
<b>1F</b>	44.26	27.59
<b>2F</b>	7.72*	13.54*
<b>3F</b>	46.73	22.25
<b>4F</b>	33.01	34.38
<b>5F</b>	51.04	21.36

\*代表偵測到的破壞樓層

註：1. 破壞前、後皆取第一模態；

2. 部分觀測點為一、三、五樓(含基礎)振動量測資料。

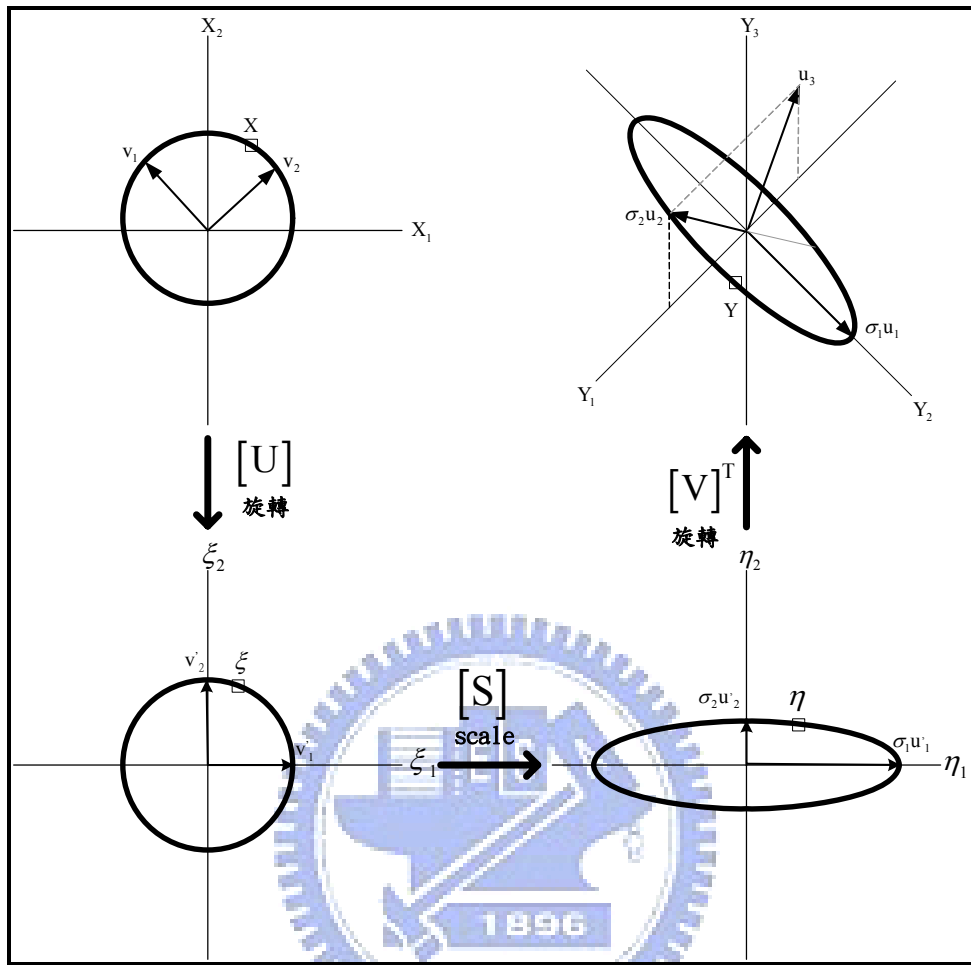


圖 2.1 奇異值分解之幾何概念

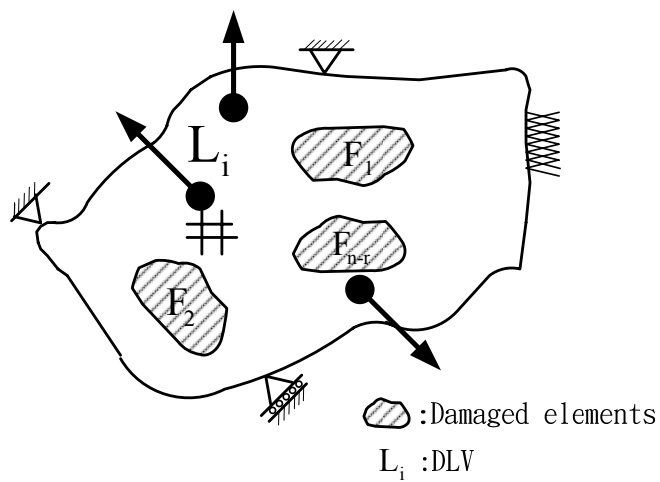


圖 2.2 荷重向量表示圖

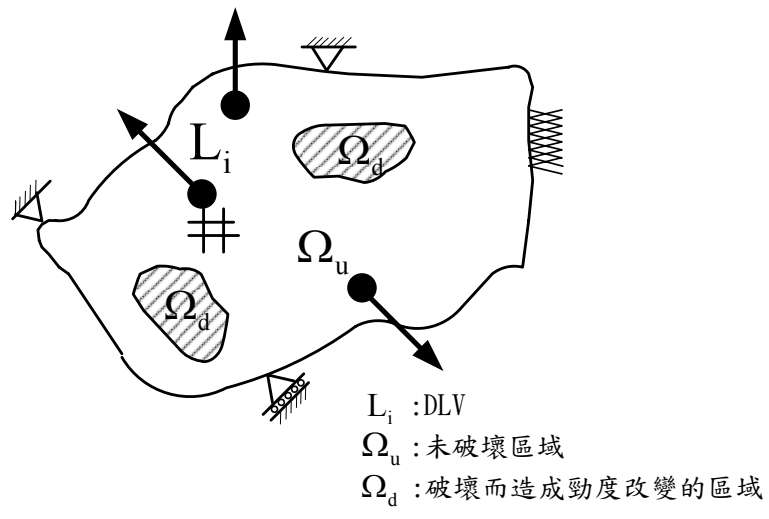


圖 2.3 受損結構之概念示意圖



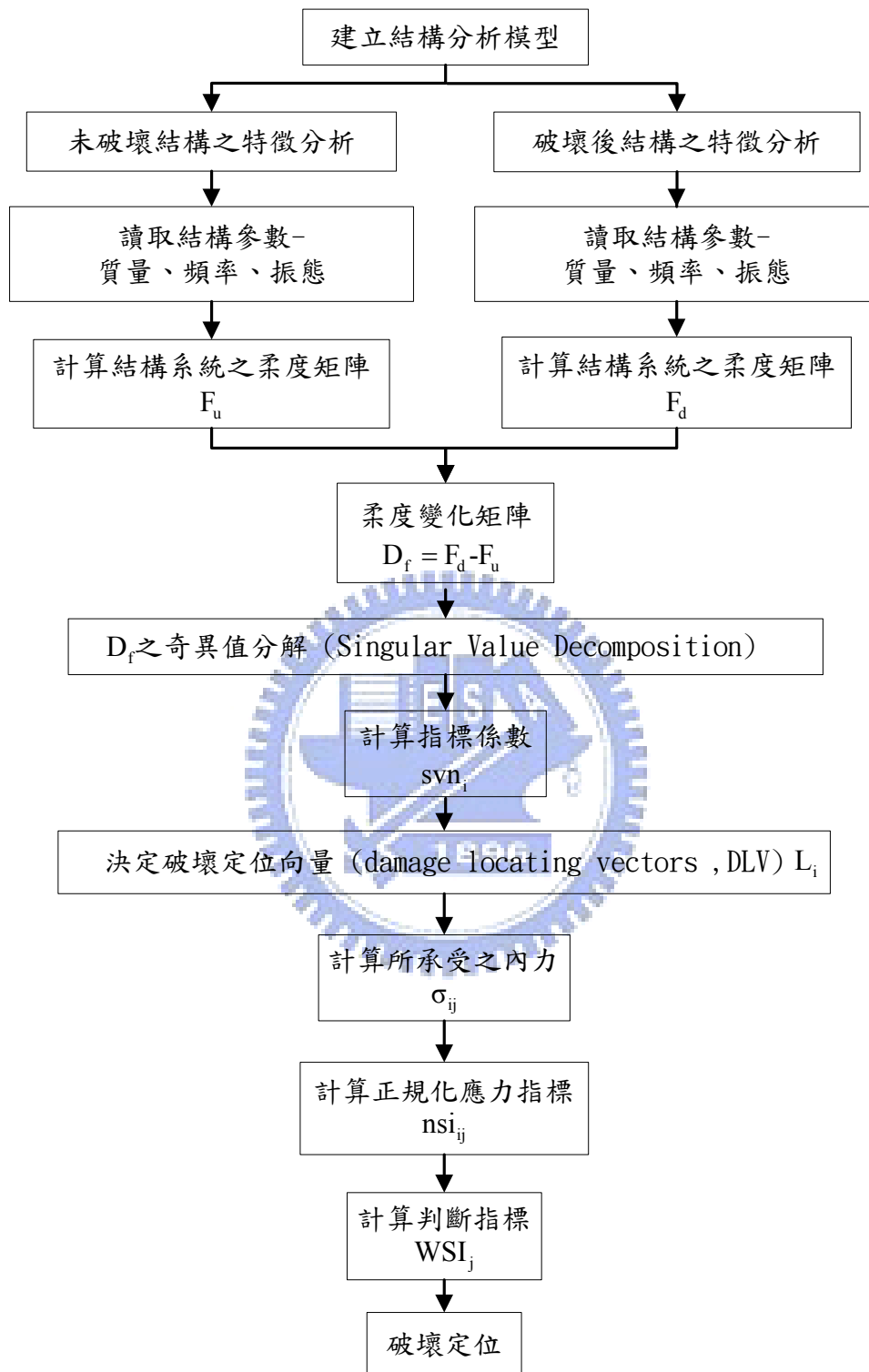


圖 3.1 DLV 結構破壞診斷之數值分析流程圖

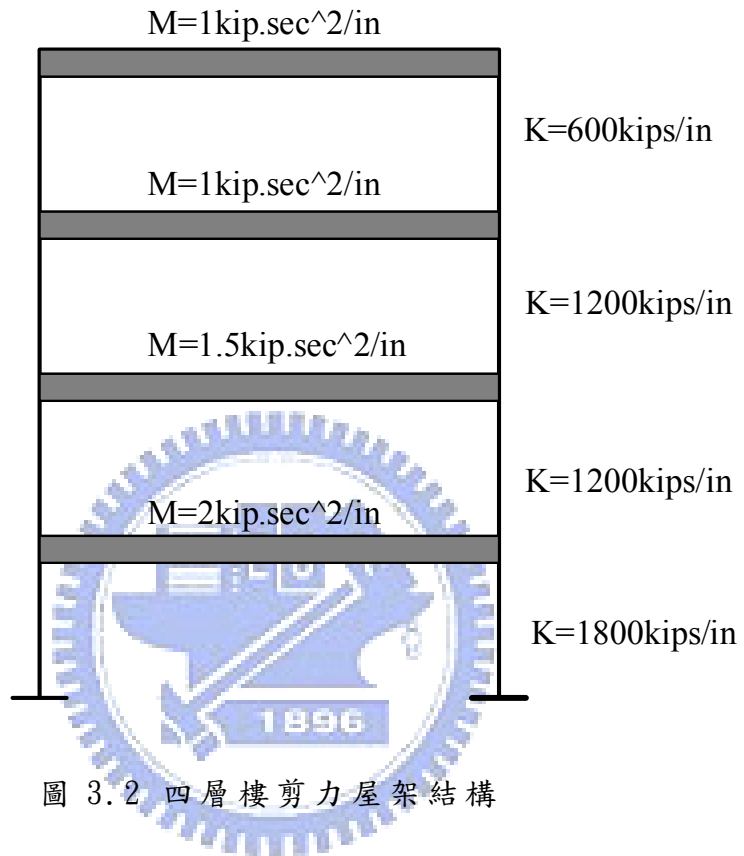


圖 3.2 四層樓剪力屋架結構



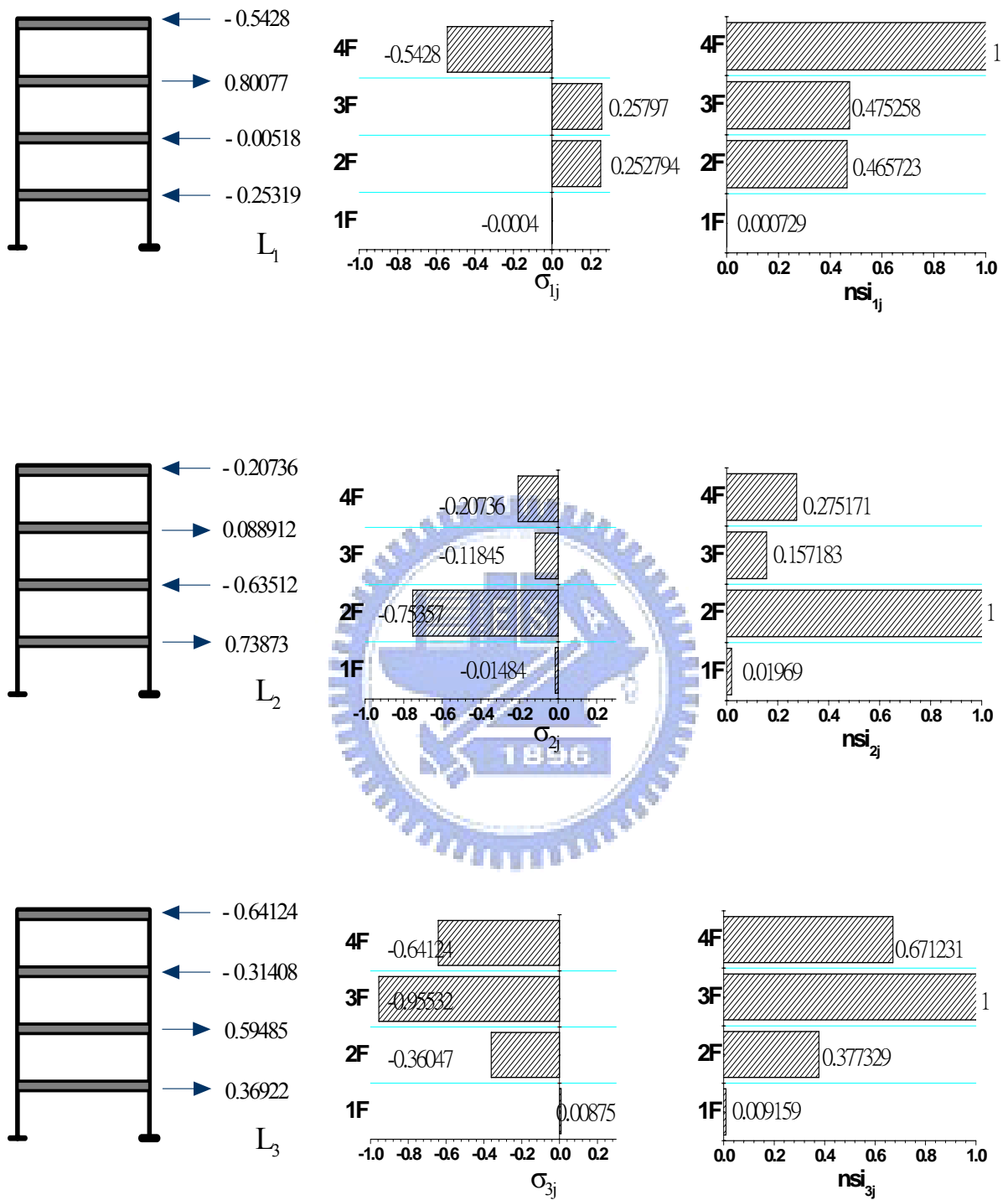


圖 3.3 四層樓剪力屋架對應於破壞定位向量加載所得之正規化應力指標

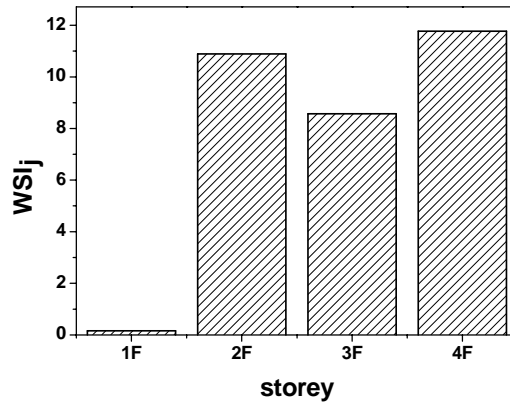


圖 3.4 四層樓剪力屋架結構系統之破壞偵測分析  $WSI_j$  結果

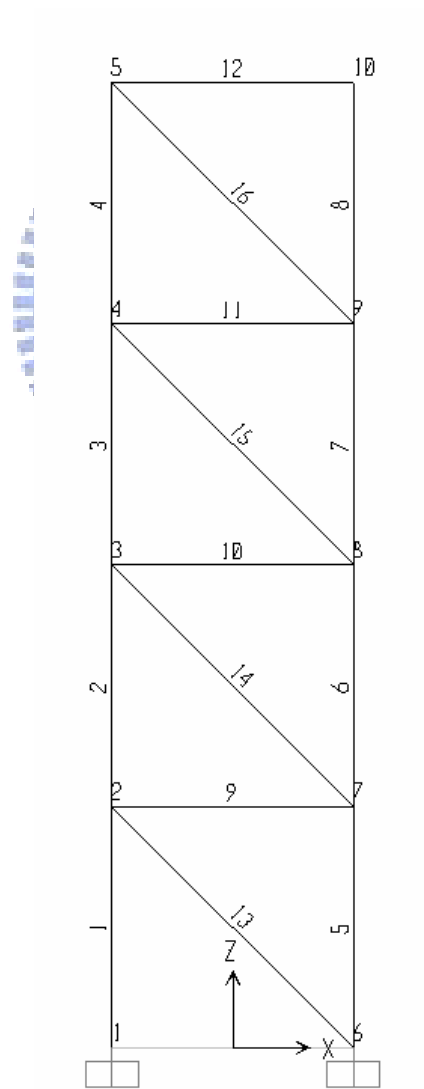


圖 3.5 四層樓二維剪力構架之 SAP2000 模型

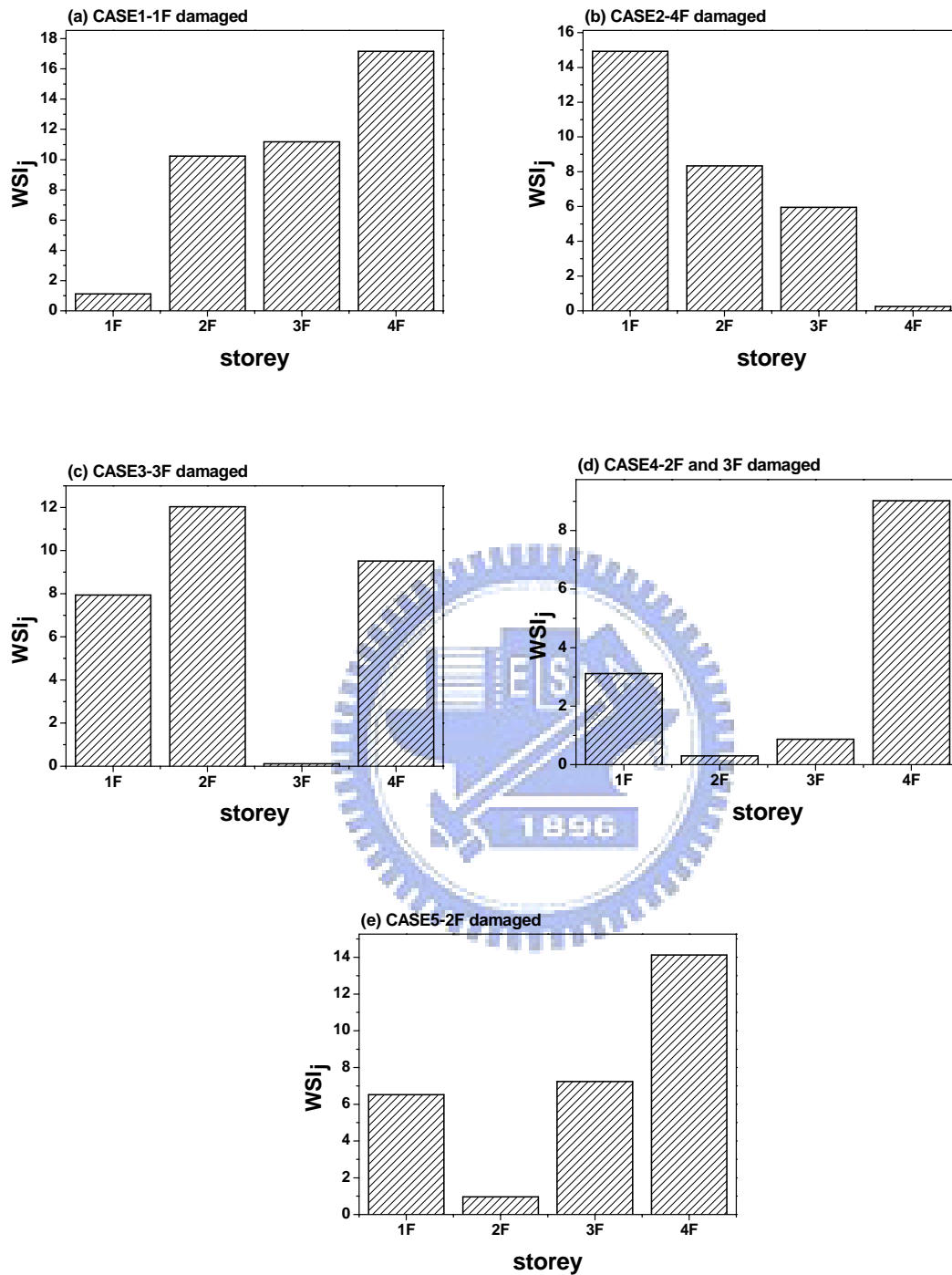


圖 3.6 破壞診斷之數值模擬分析結果(四層樓二維剪力構架)

註：CASE1、2-模擬單一樓層單邊柱破壞；

CASE3-模擬單一樓層斜撐破壞；

CASE4-模擬多重破壞；CASE5 進行靈敏度的檢測。

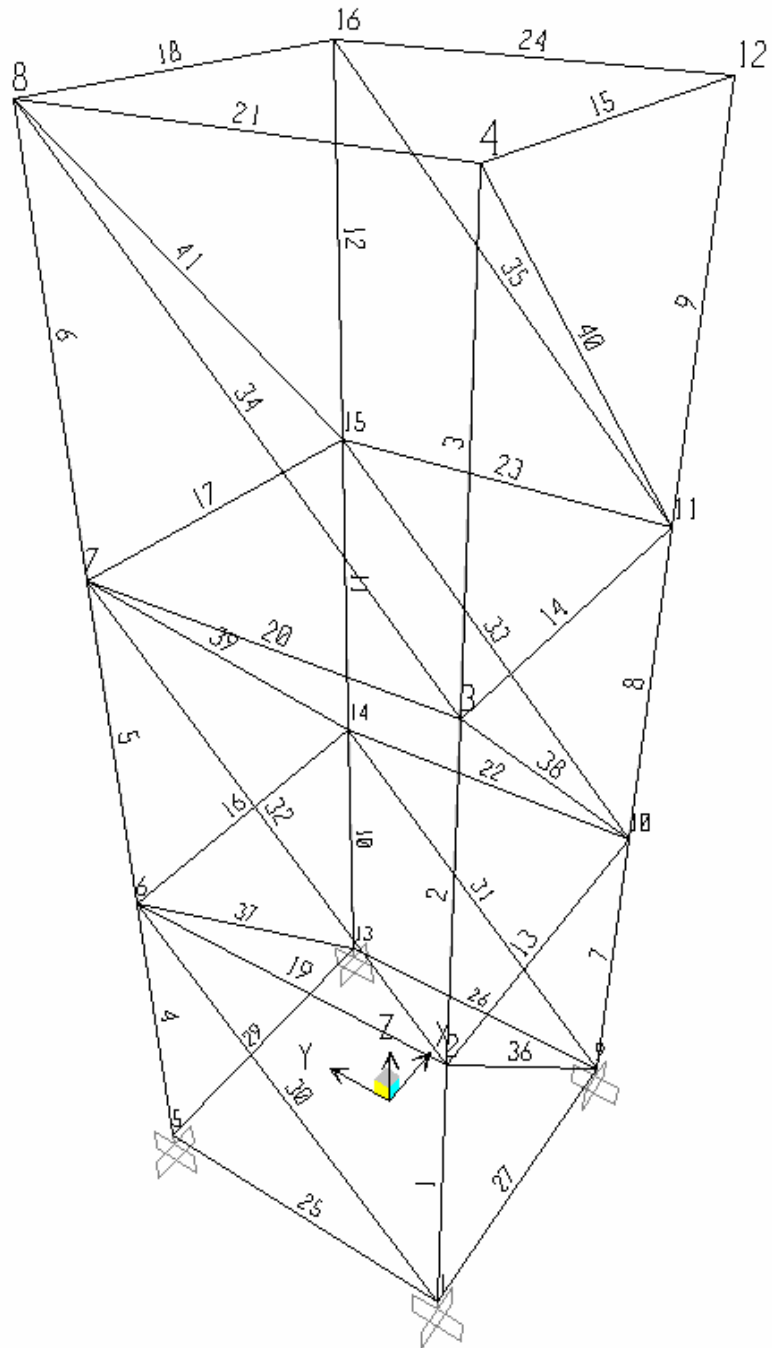


圖 3.7 三層樓三維剪力構架之 SAP2000 模型

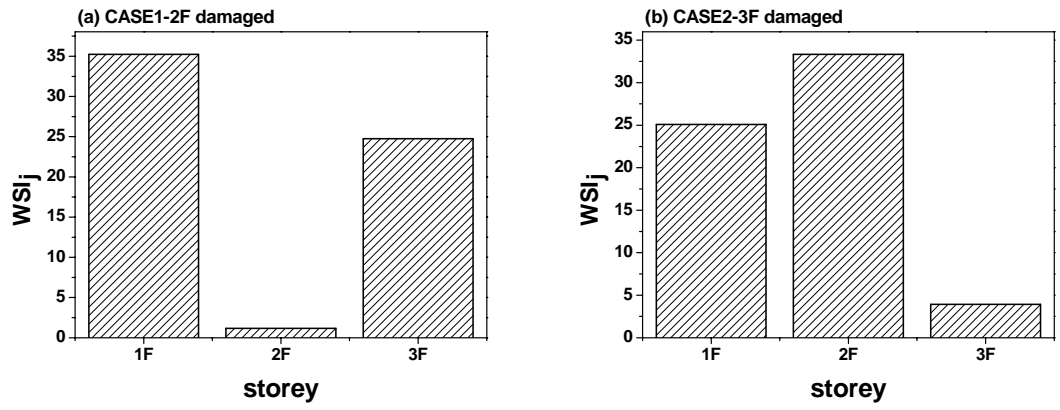


圖 3.8 破壞診斷之數值模擬分析結果(三層樓三維剪力構架)

註：CASE1-模擬單一樓層單邊斜撐破壞；

CASE2-模擬單一樓層柱破壞。

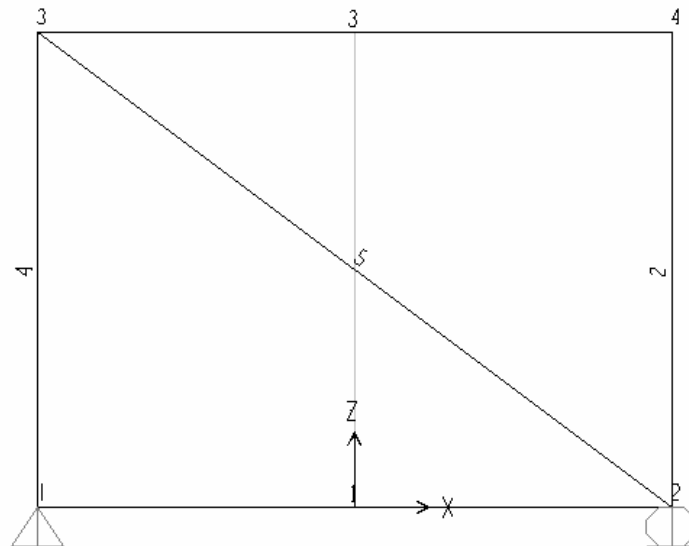


圖 3.9 二維桁架之 SAP2000 模型

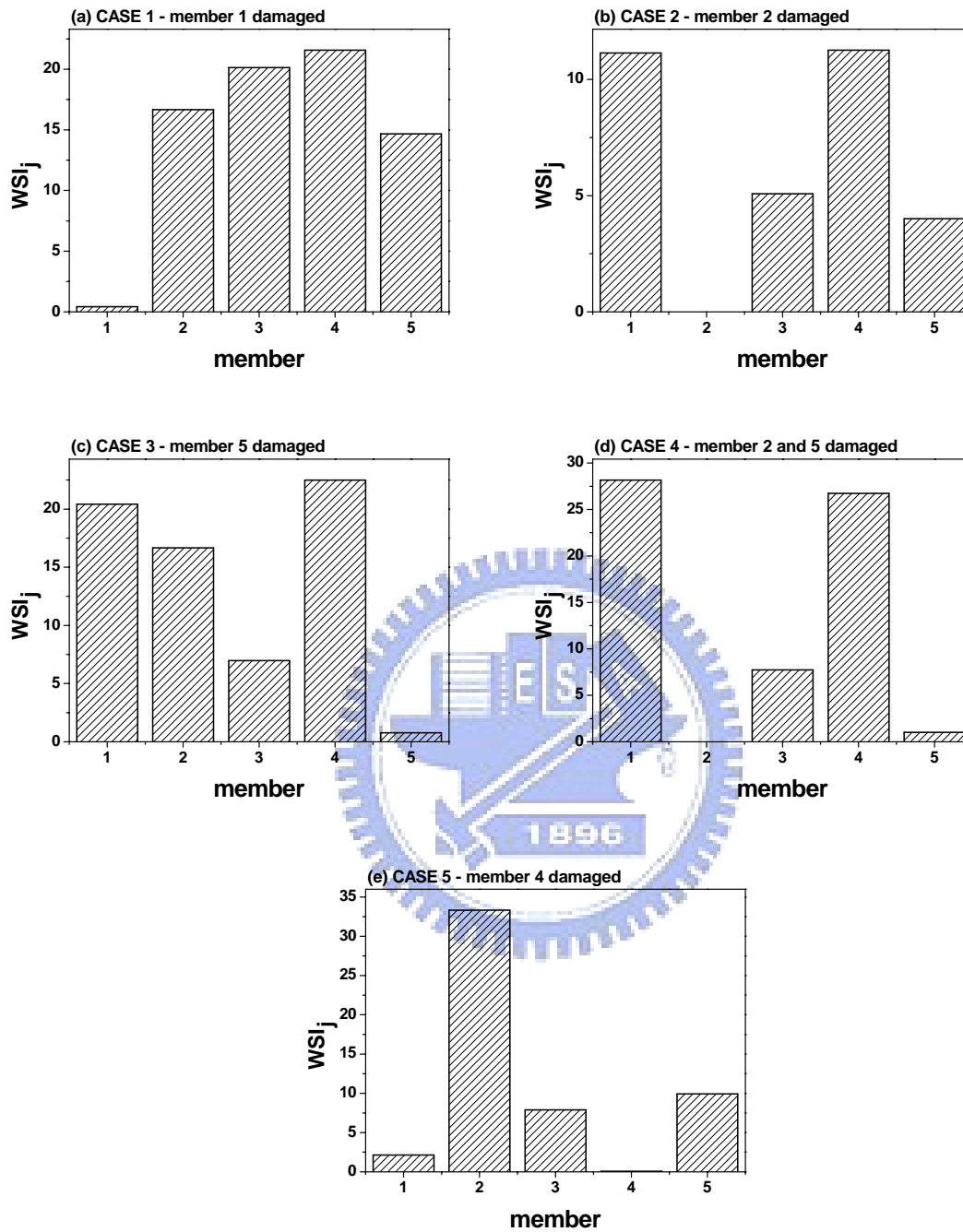


圖 3.10 破壞診斷之數值模擬分析結果(二維桁架)

註：CASE1~3-模擬單根桿件破壞；  
CASE4-模擬多重破壞；  
CASE5-靈敏度的檢測。

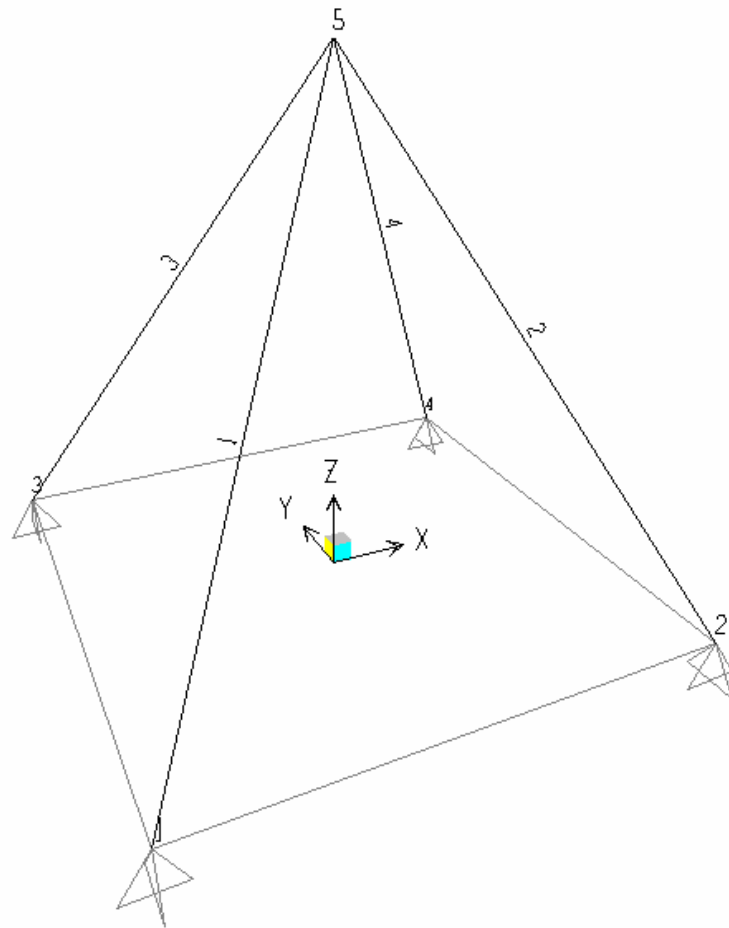


圖 3.11 三維桁架之 SAP2000 模型

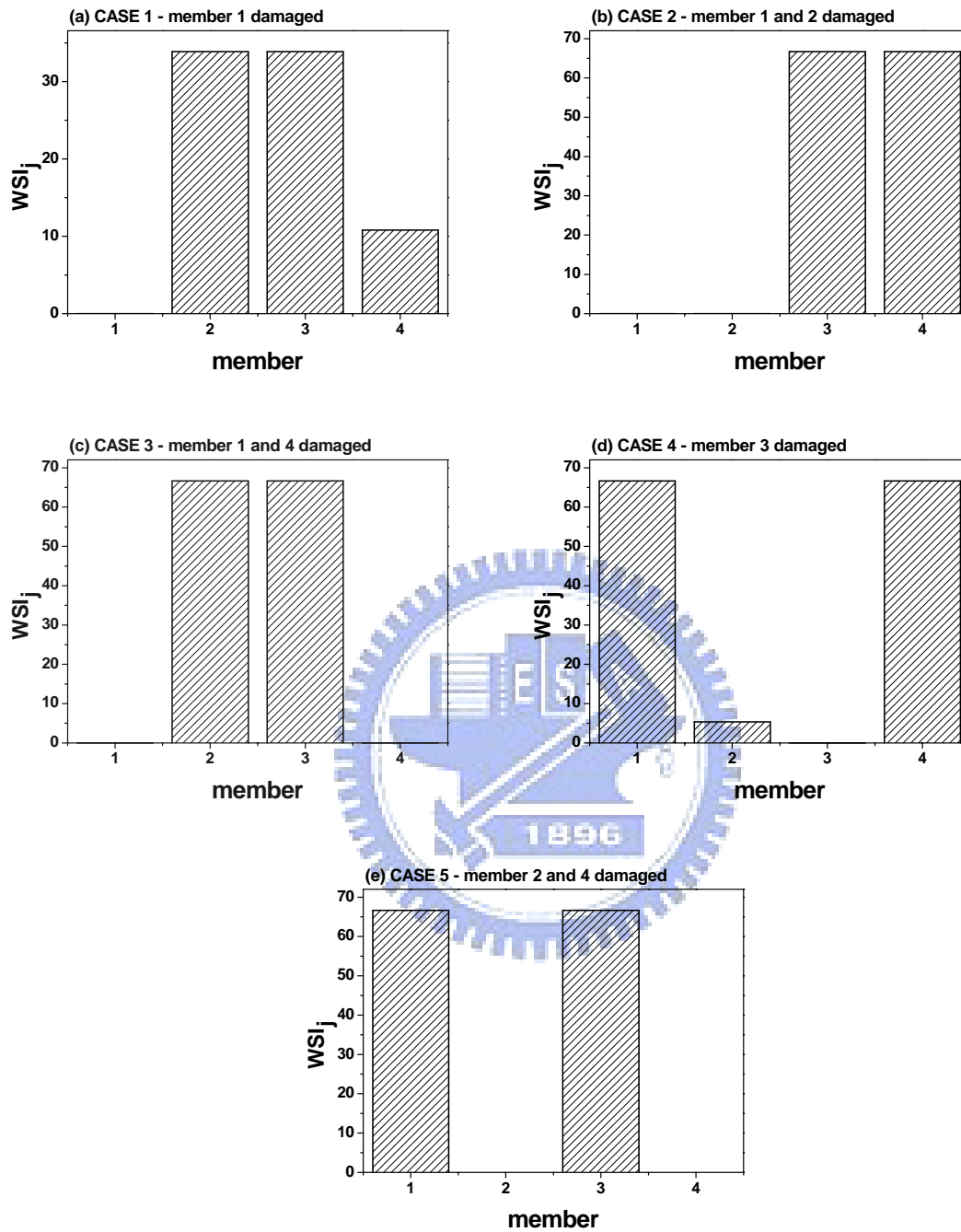


圖 3.12 破壞診斷之數值模擬分析結果(三維桁架)

註：CASE1-模擬單根桿件破壞；  
CASE2、3-模擬多重破壞；  
CASE4-靈敏度的檢測；  
CASE5-多重破壞位置之靈敏度的檢測。



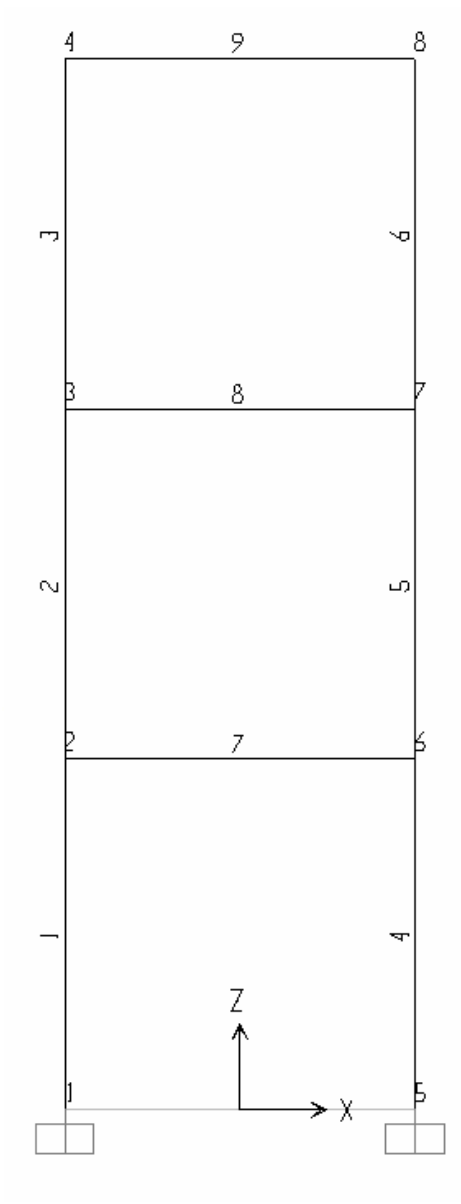


圖 3.13 二維抗彎構架之 SAP2000 模型

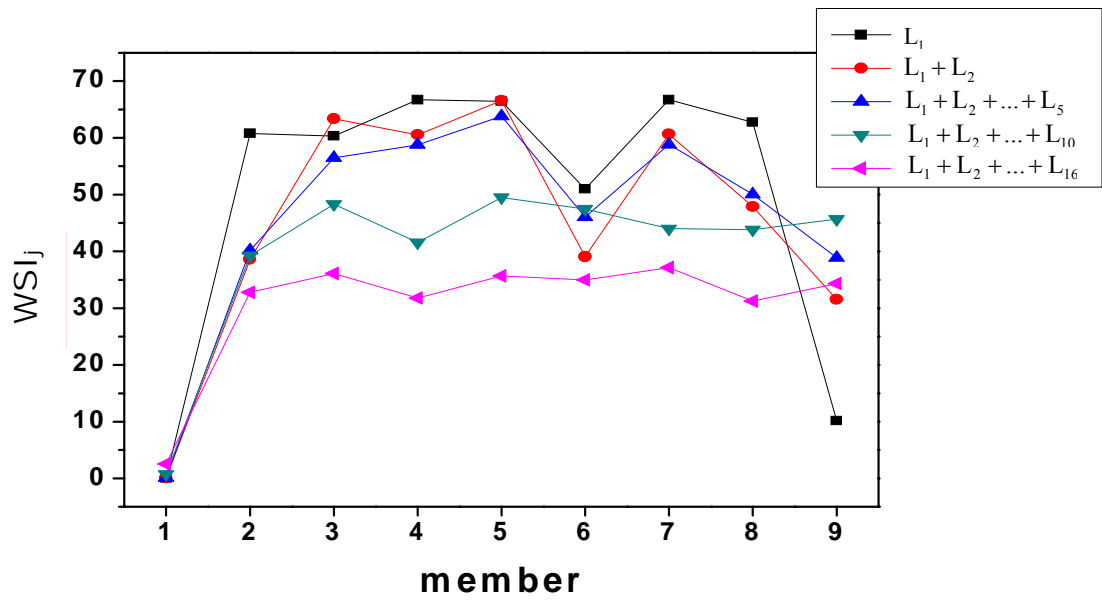


圖 3.14 疊加  $L_i$  之個數對於破壞診斷的影響(二維抗彎構架，CASE1)

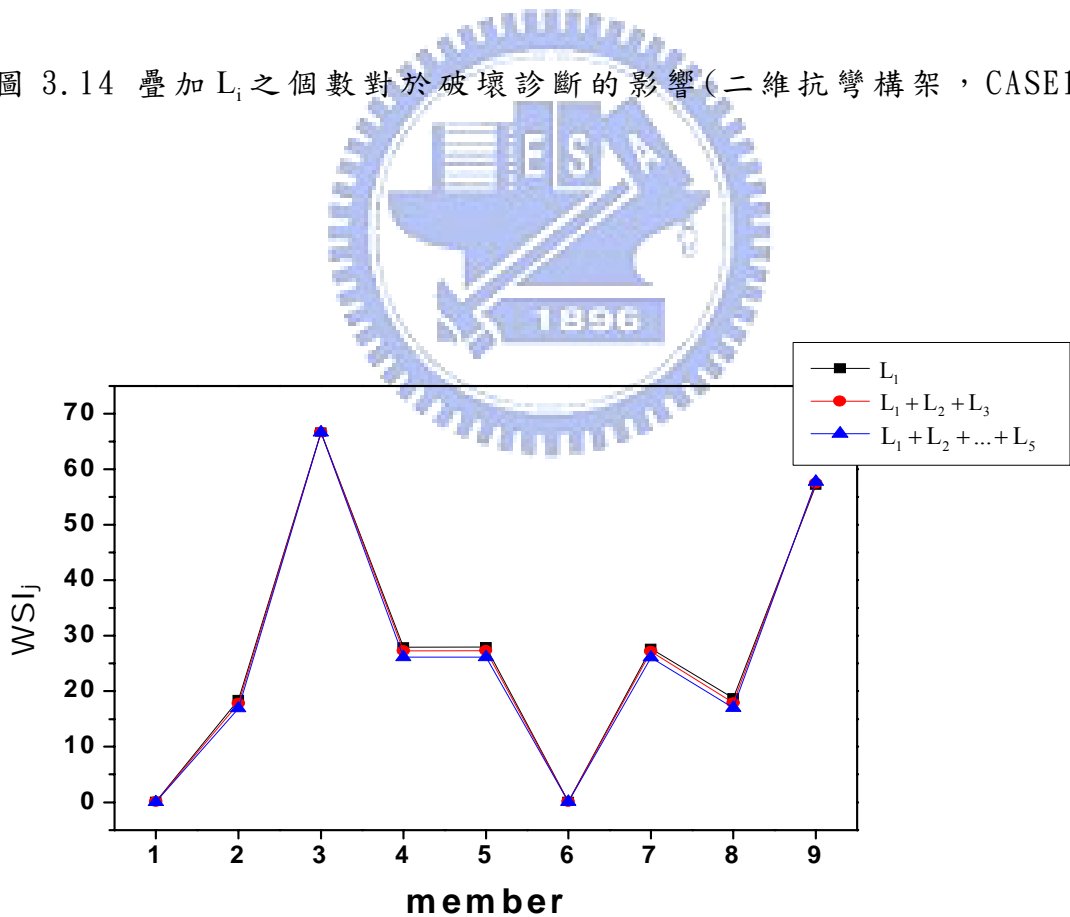


圖 3.15 疊加  $L_i$  之個數對於破壞診斷的影響(二維抗彎構架，CASE2)

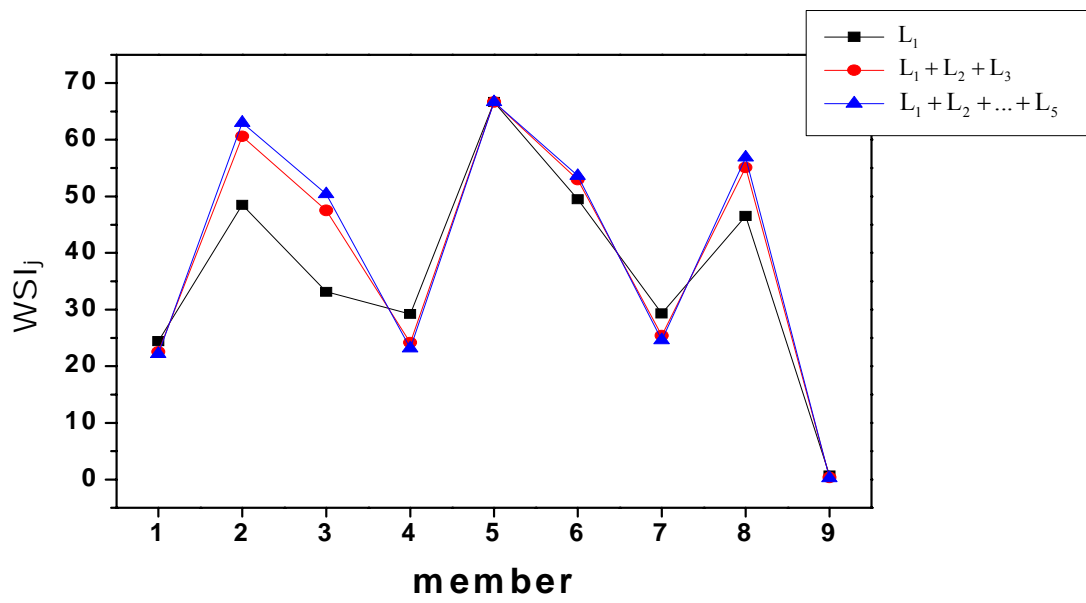


圖 3.16 疊加  $L_i$  之個數對於破壞診斷的影響(二維抗彎構架，CASE3)



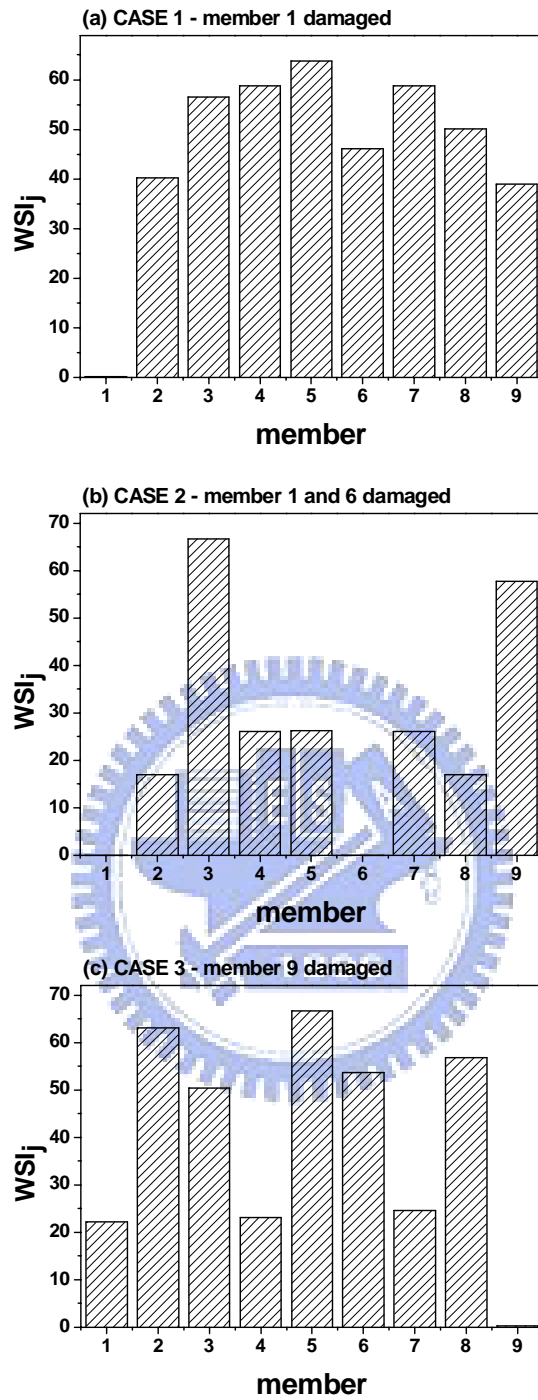


圖 3.17 破壞診斷之數值模擬分析結果(二維抗彎構架，疊加至第五個  $L_i$ )

註：CASE1-模擬單根桿件破壞；

CASE2-多重破壞位置與不同破壞程度；

CASE3-靈敏度的檢測。

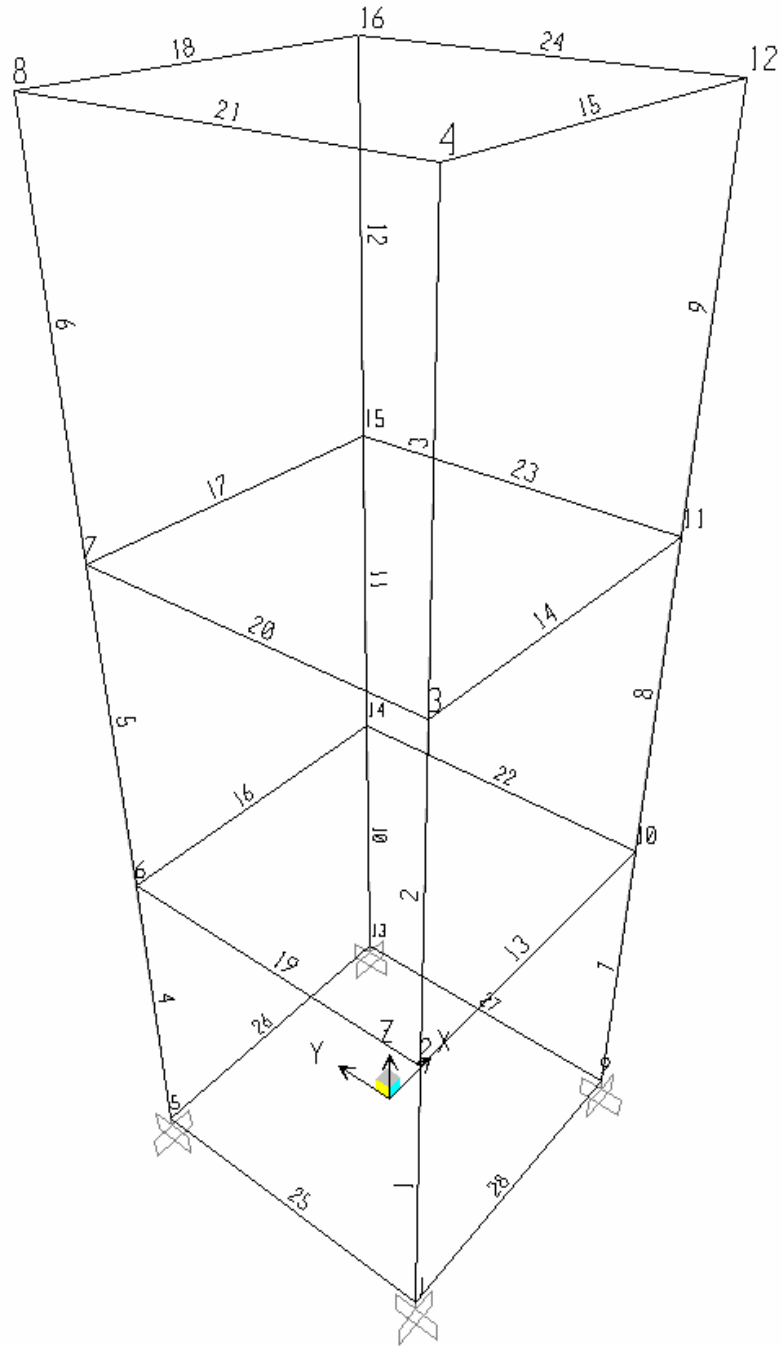


圖 3.18 三維抗彎構架之 SAP2000 模型

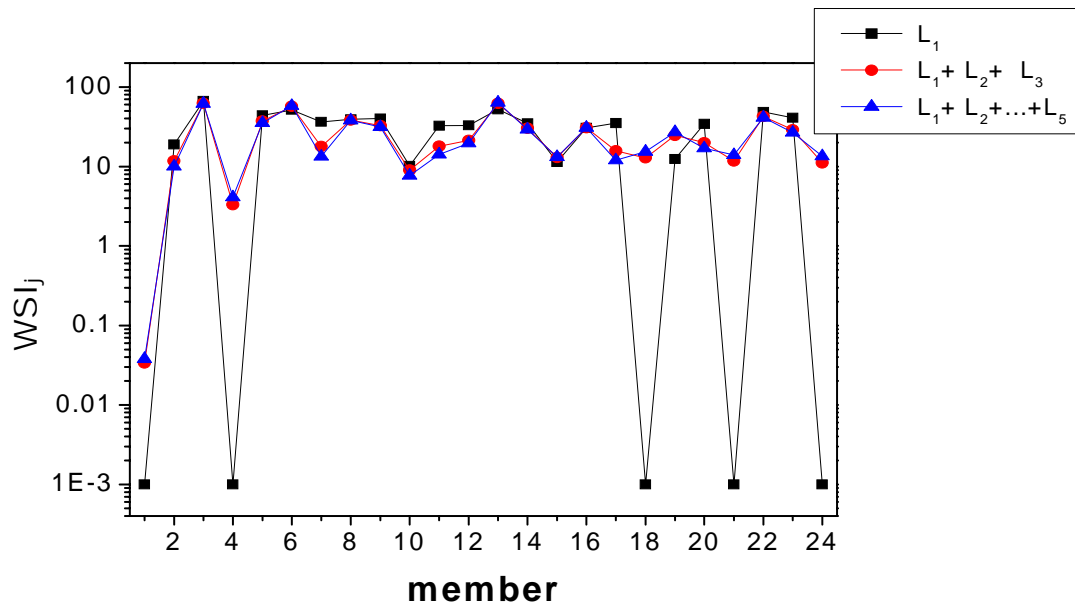


圖 3.19 疊加  $L_1$  之個數對於破壞診斷的影響(三維抗彎構架, CASE1)

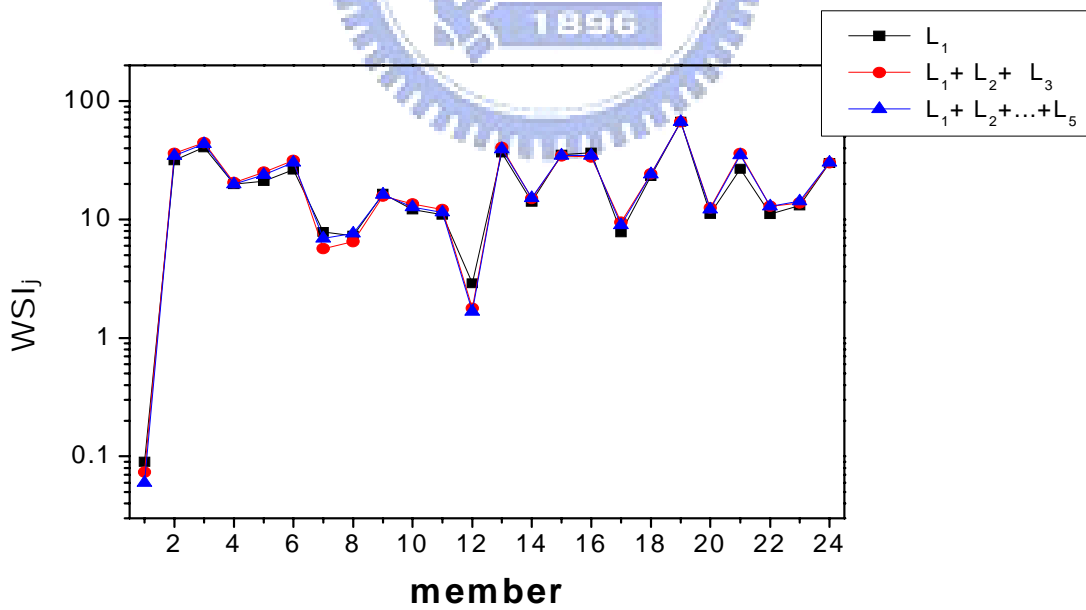


圖 3.20 疊加  $L_1$  之個數對於破壞診斷的影響(三維抗彎構架, CASE2)

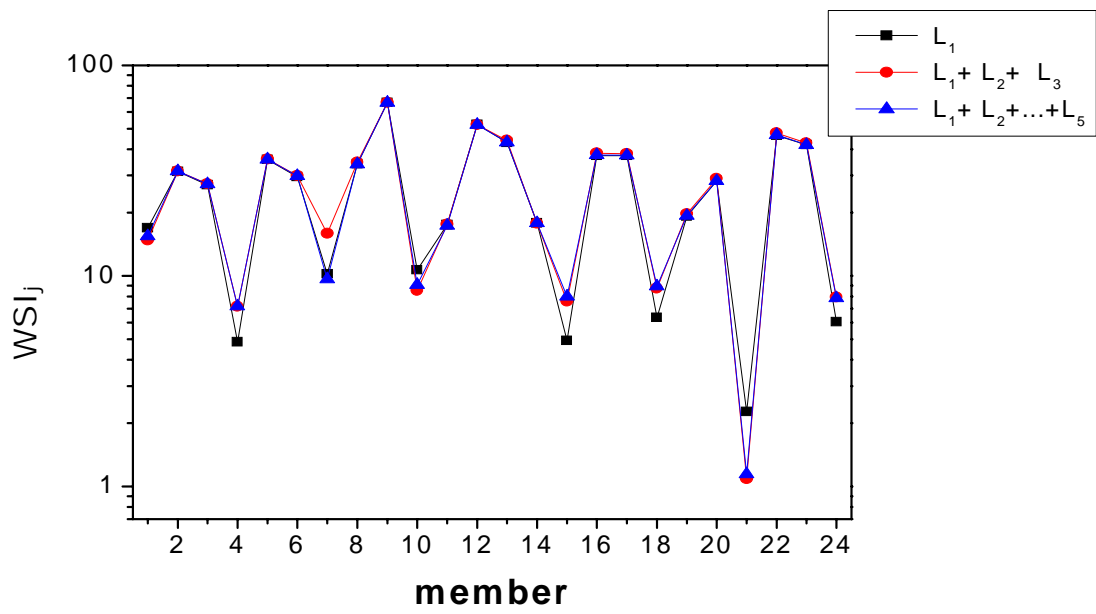


圖 3.21 疊加  $L_1$  之個數對於破壞診斷的影響(三維抗彎構架, CASE3)



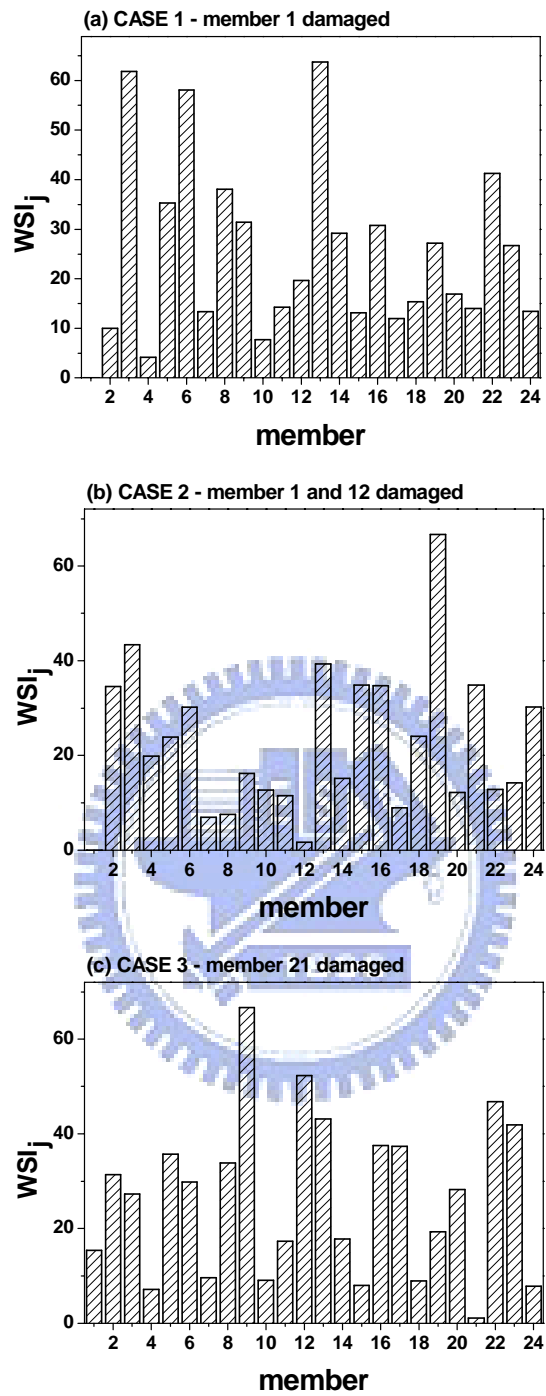


圖 3.22 破壞診斷之數值模擬分析結果(三維抗彎構架，疊加至第五個  $L_i$ )

註：CASE1-模擬單根桿件破壞；

CASE2-多重破壞位置與不同破壞程度；

CASE3-靈敏度的檢測。



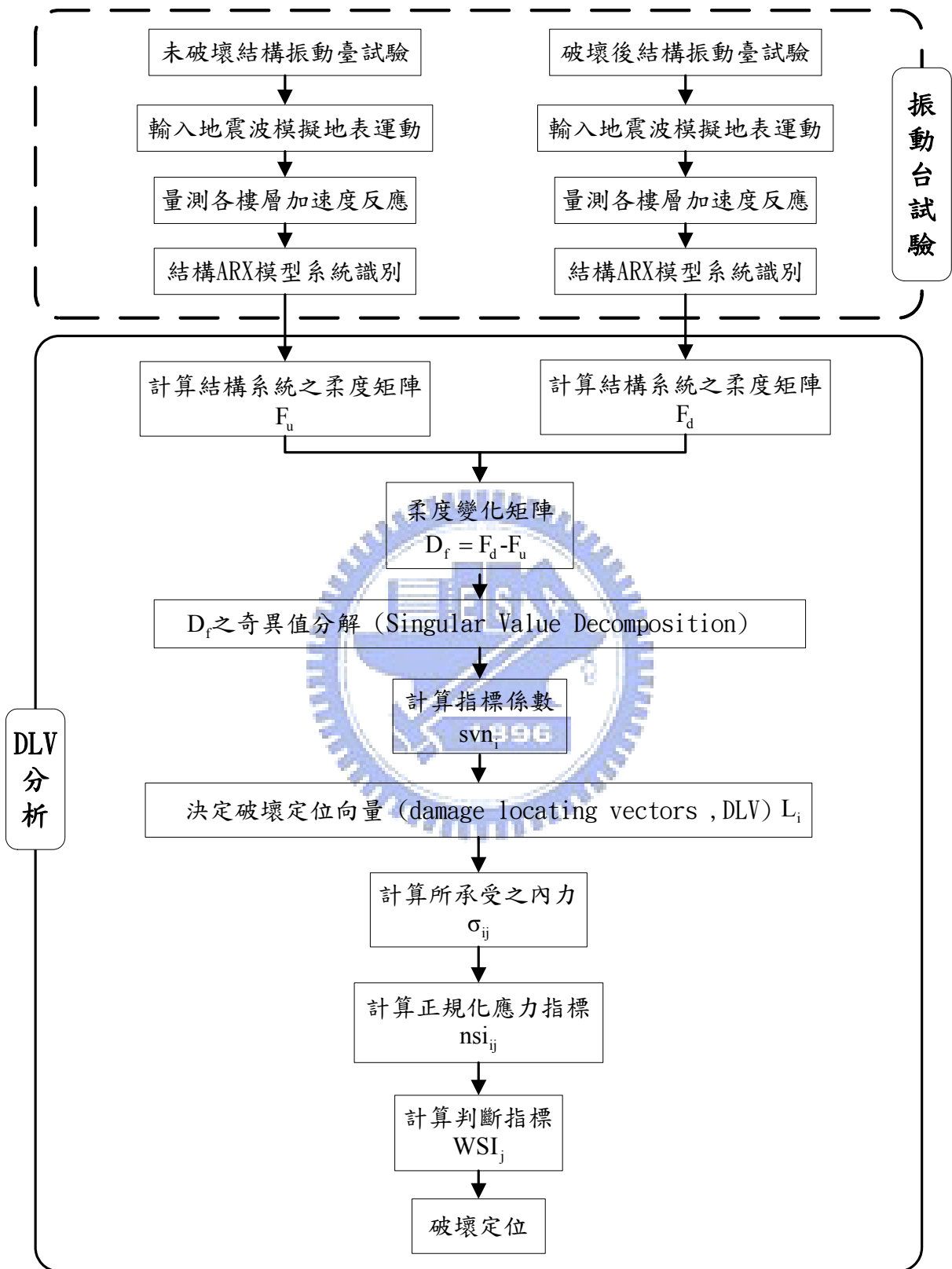


圖 4.1 振動台試驗分析流程圖

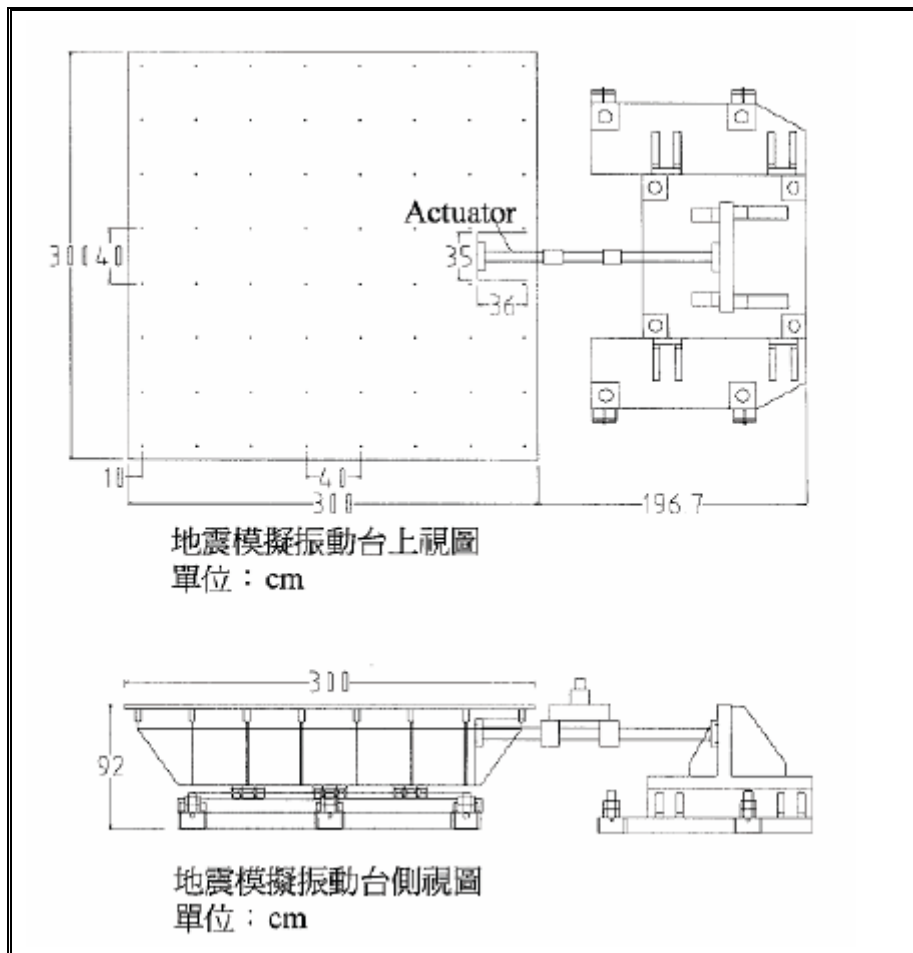


圖 4.2 振動台尺寸詳圖



圖 4.3 MTS 407 控制器



圖 4.4 IMC  $\mu$ -MUCIS 資料擷取系統





圖 4.6 五層樓鋼構架(未破壞結構)



圖 4.7 五層樓鋼構架(移除二樓雙邊斜撐)

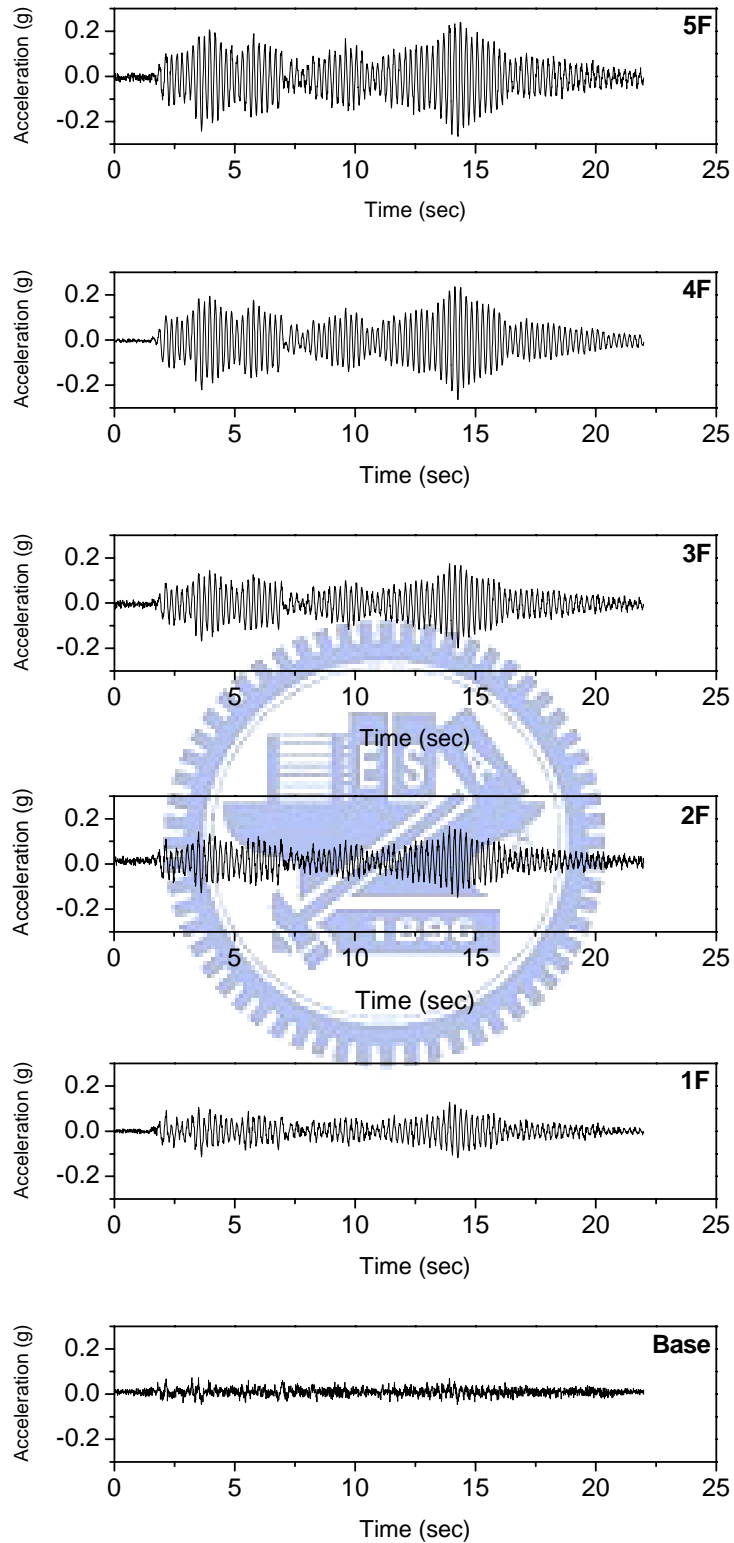


圖 4.8 結構地震反應歷時記錄  
(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: None)

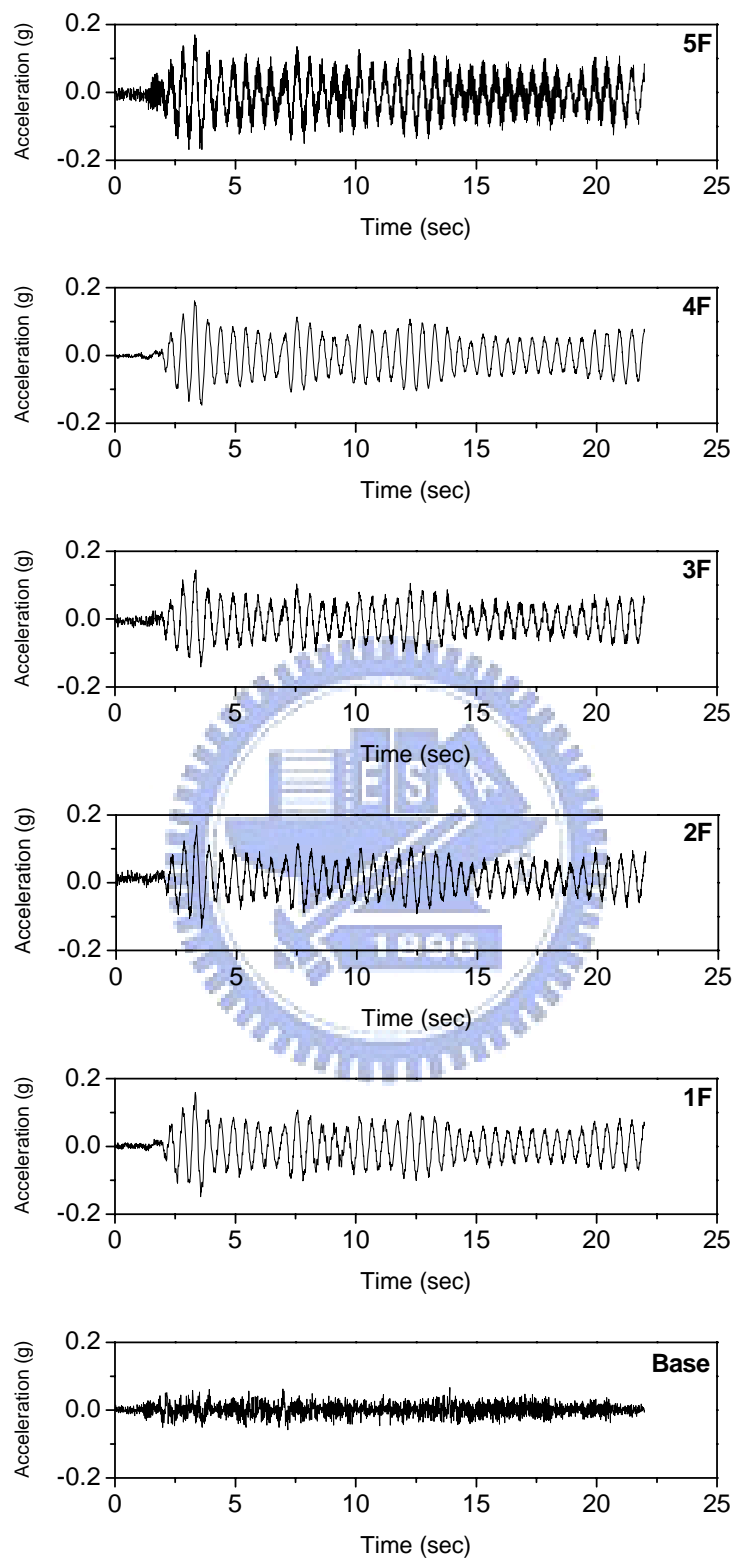


圖 4.9 結構地震反應歷時記錄

(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 一樓雙邊斜撐移除)

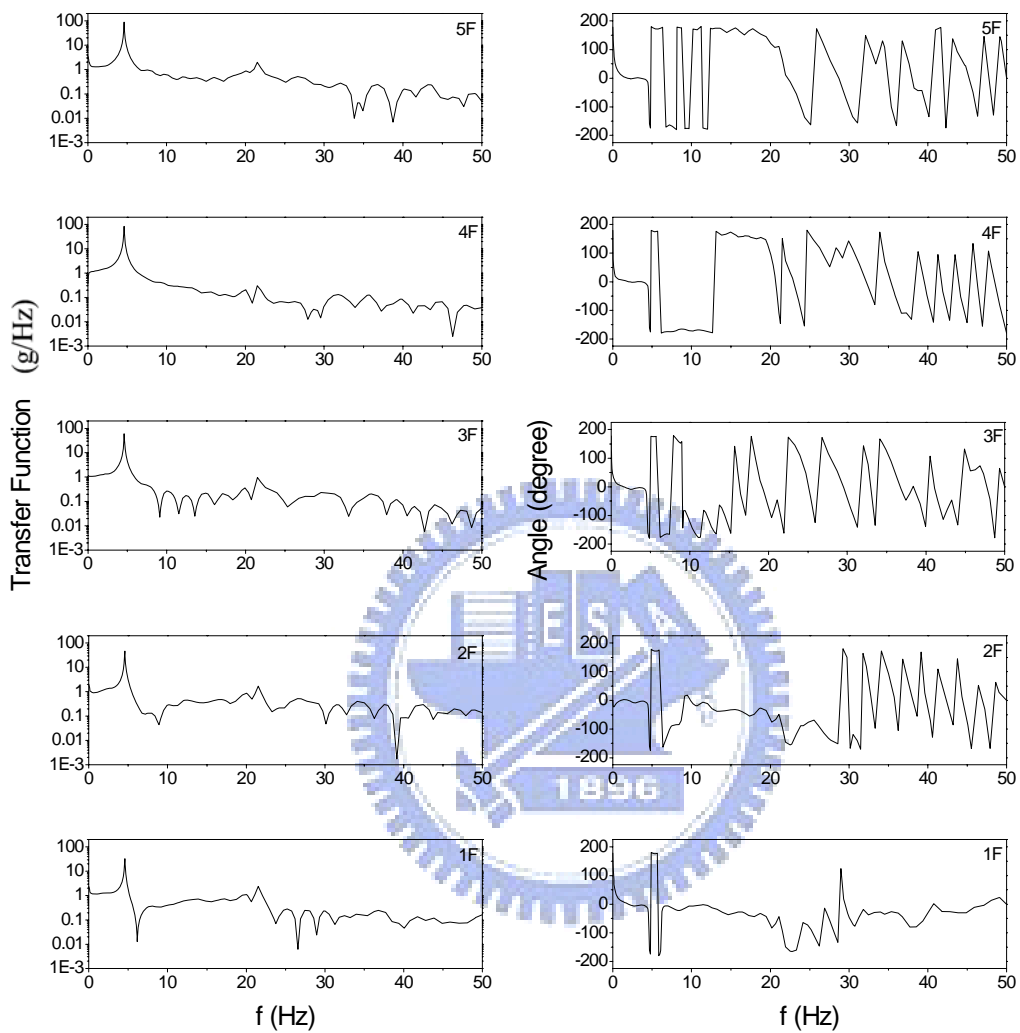


圖 4.10 各樓層加速度頻域反應函數  
 (E1 Centro, PGA=0.1g, Damage condition: None)



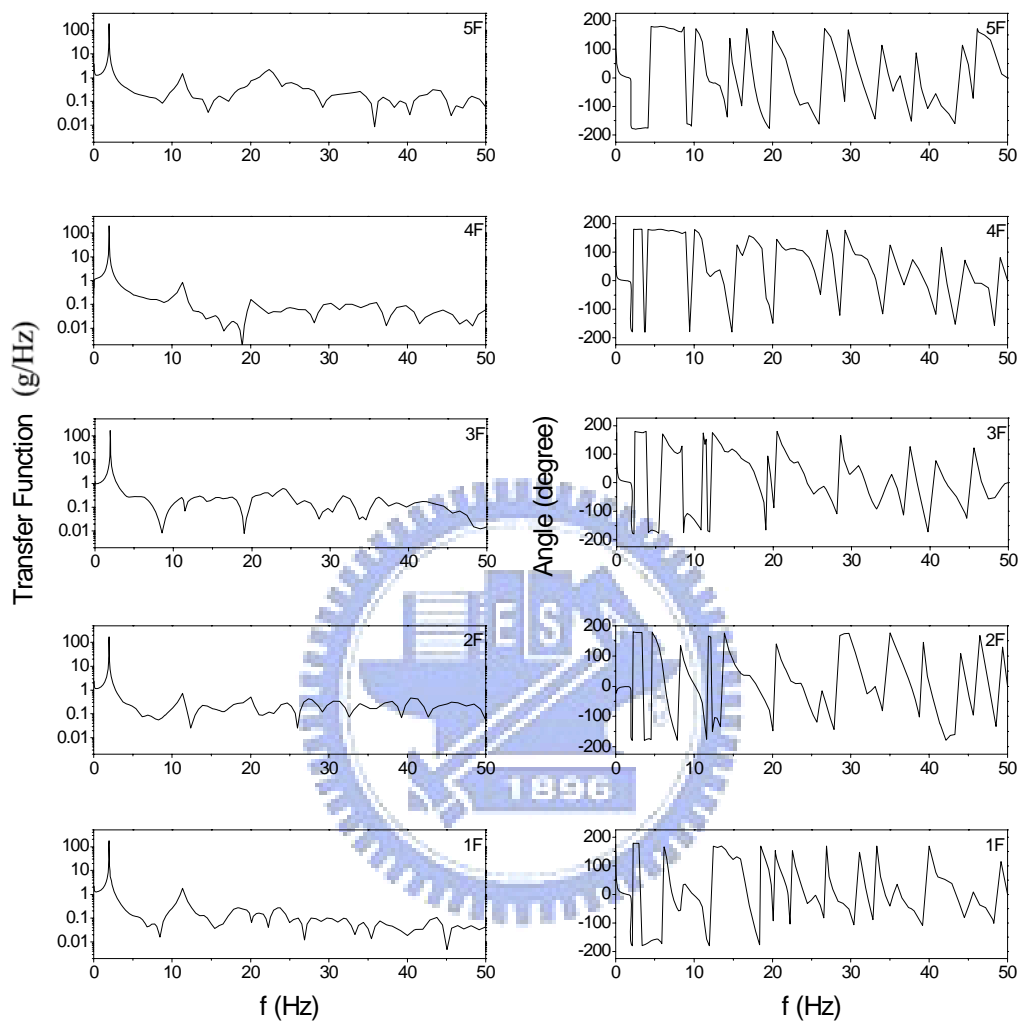


圖 4.11 各樓層加速度頻域反應函數

(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 一樓雙邊斜撐移除)

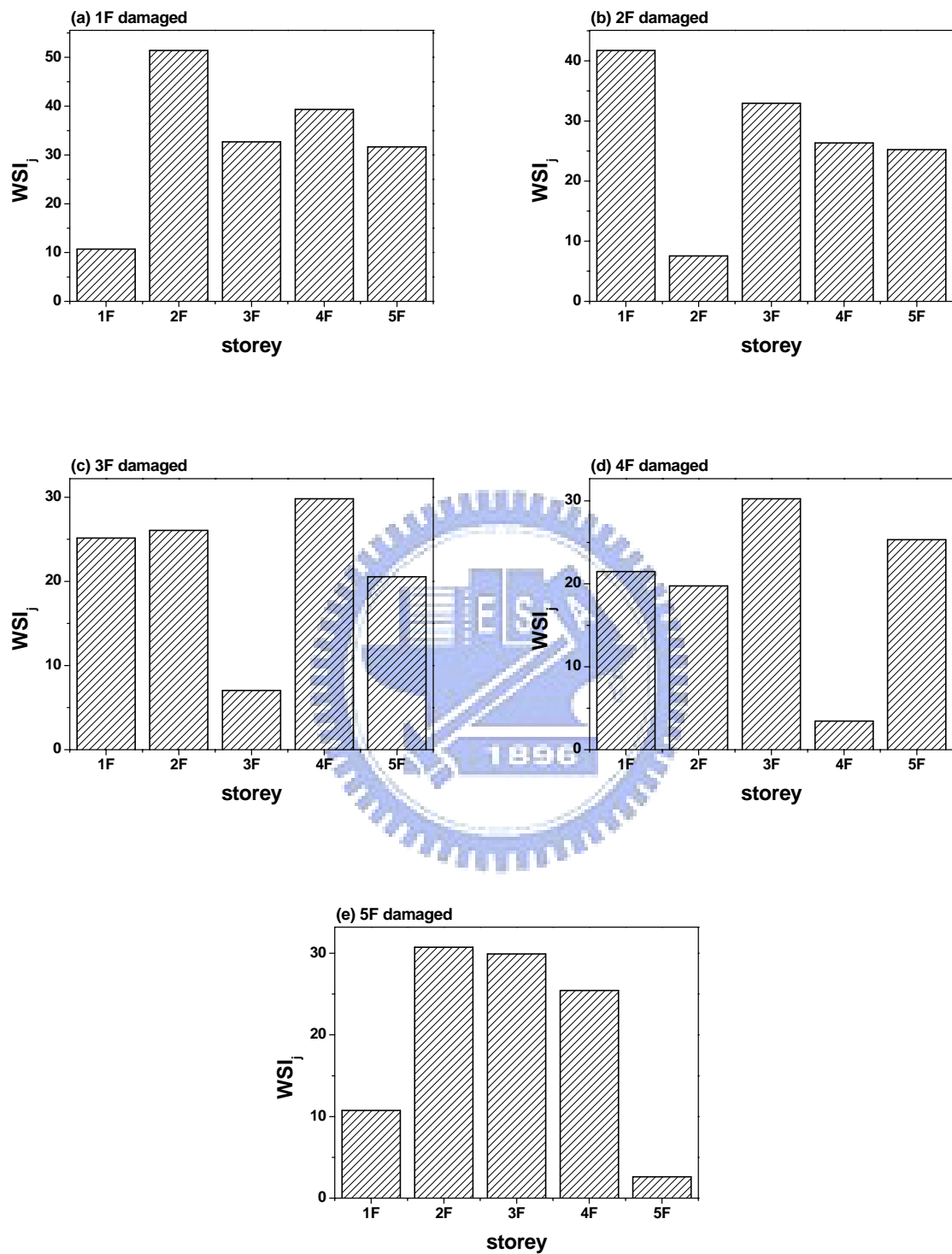


圖 4.12 五層樓構架結構損傷偵測分析結果  
(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 單層樓雙邊斜撐移除)

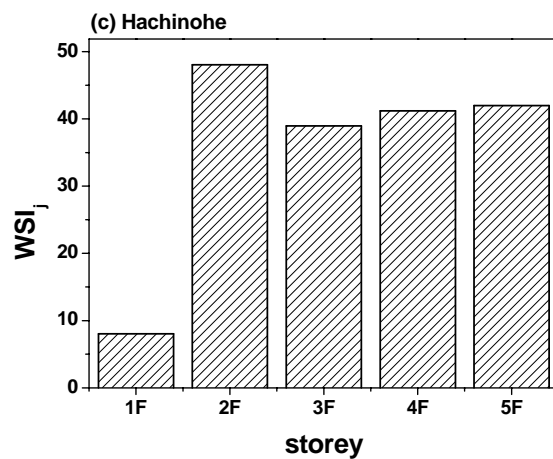
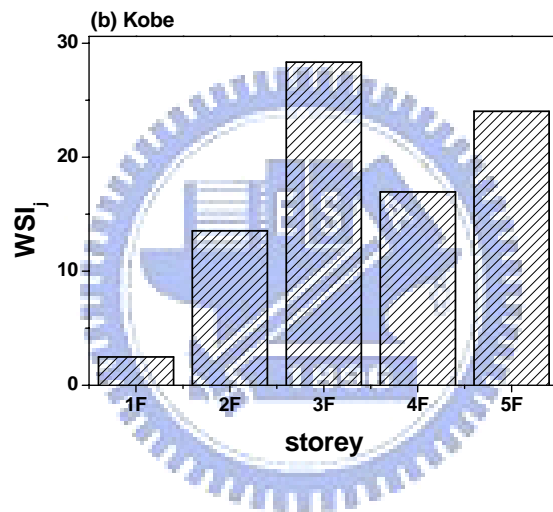
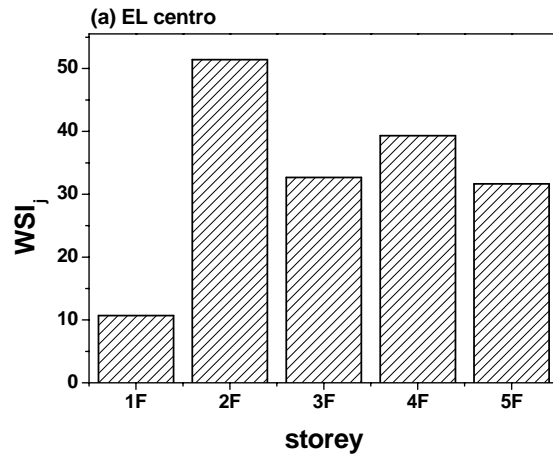


圖 4.13 五層樓構架結構損傷偵測分析結果  
(PGA=0.1g, Damage condition: 一樓雙邊斜撐移除)



圖 4.14 五層樓鋼構架(移除二樓單邊斜撐)

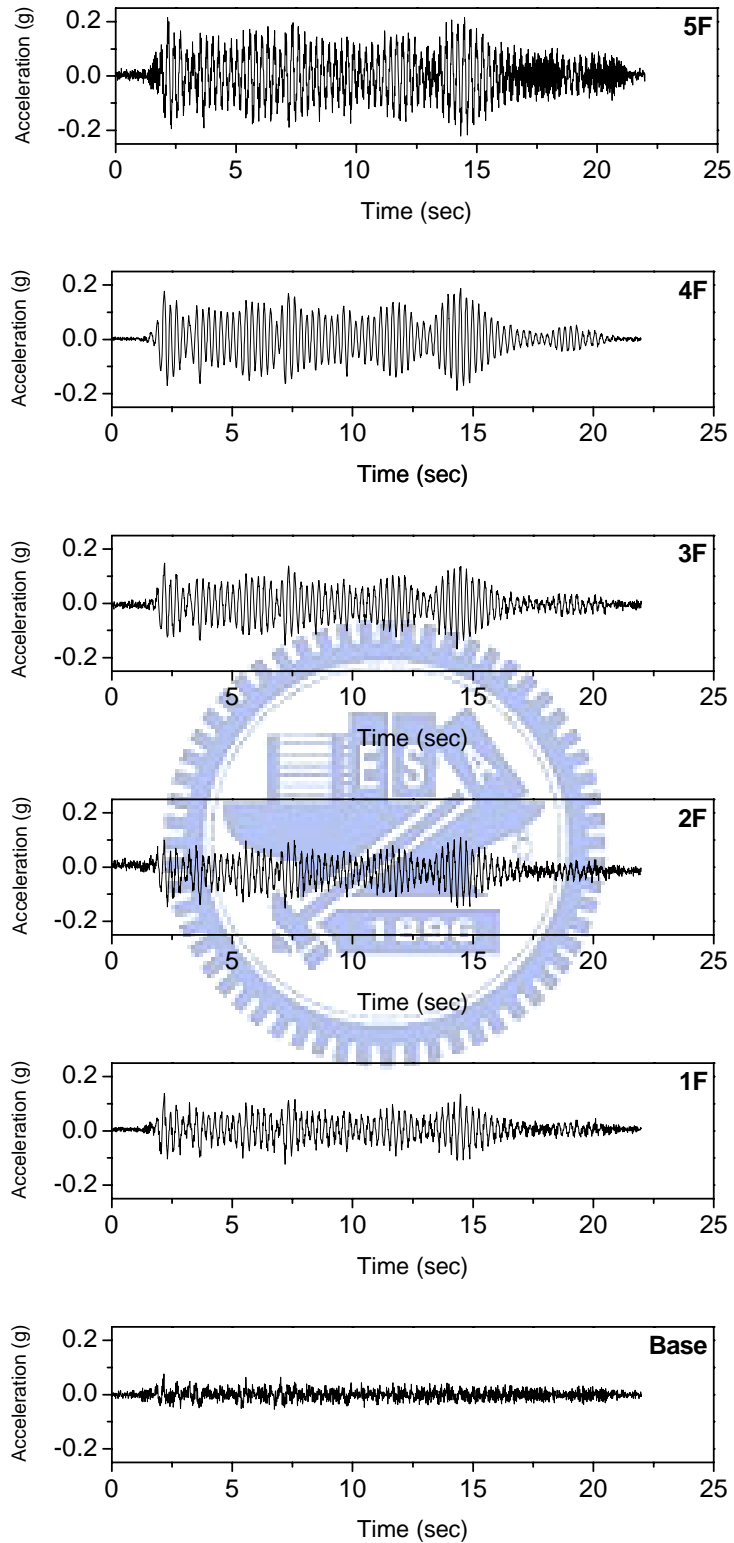


圖 4.15 結構地震反應歷時記錄

(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 一樓單邊斜撐移除)

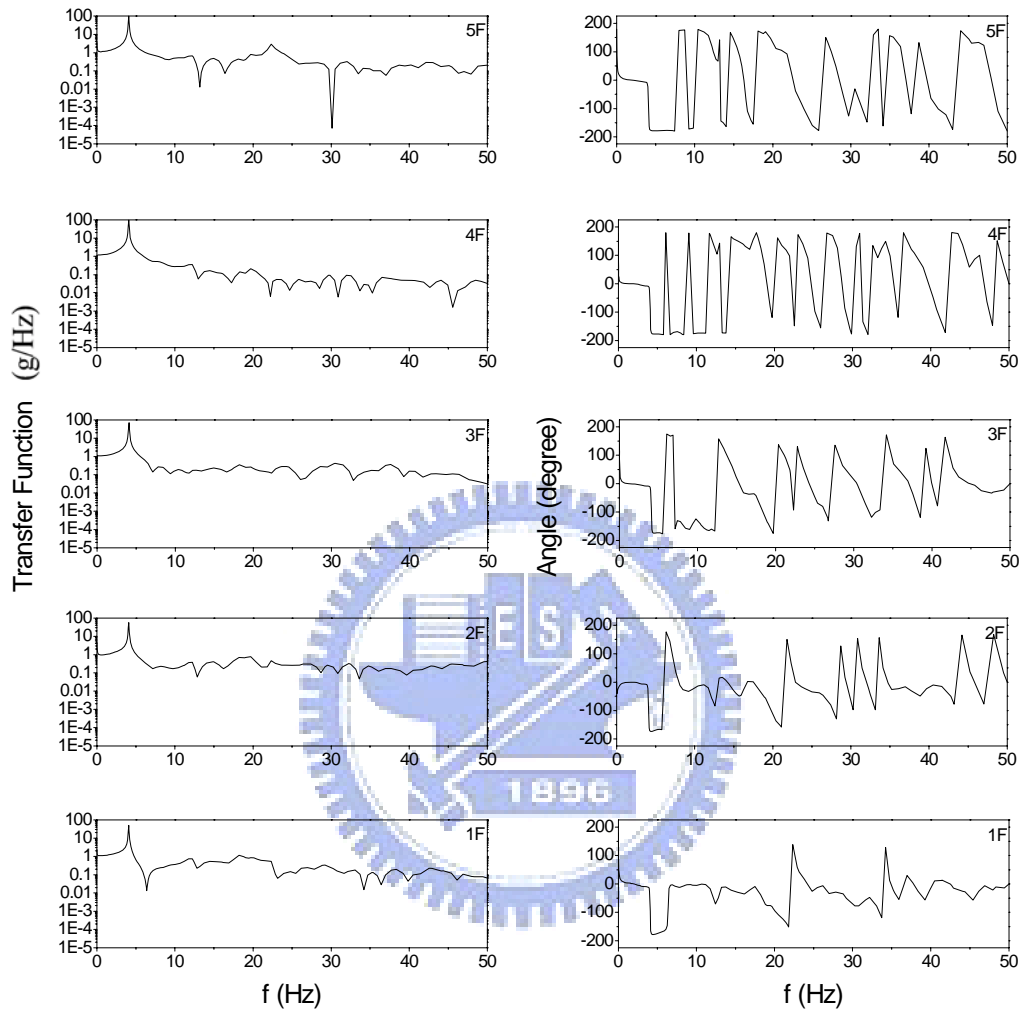


圖 4.16 各樓層加速度頻域反應函數

(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 第一樓單邊斜撐移除)

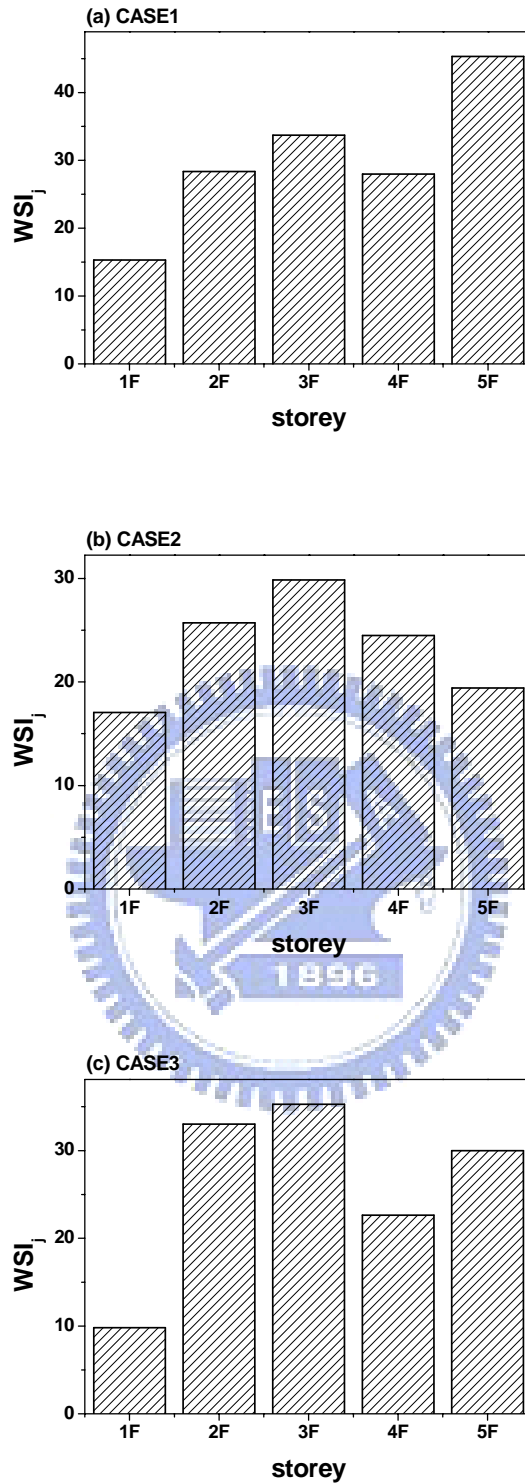


圖 4.17 五層樓構架結構損傷偵測分析結果

(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 一樓單邊斜撐移除)

註: CASE 1-破壞前、後皆取第一模態;

CASE 2-破壞前、後皆取前二模態;

CASE 3-破壞前取前二模態, 破壞後取前三模態。

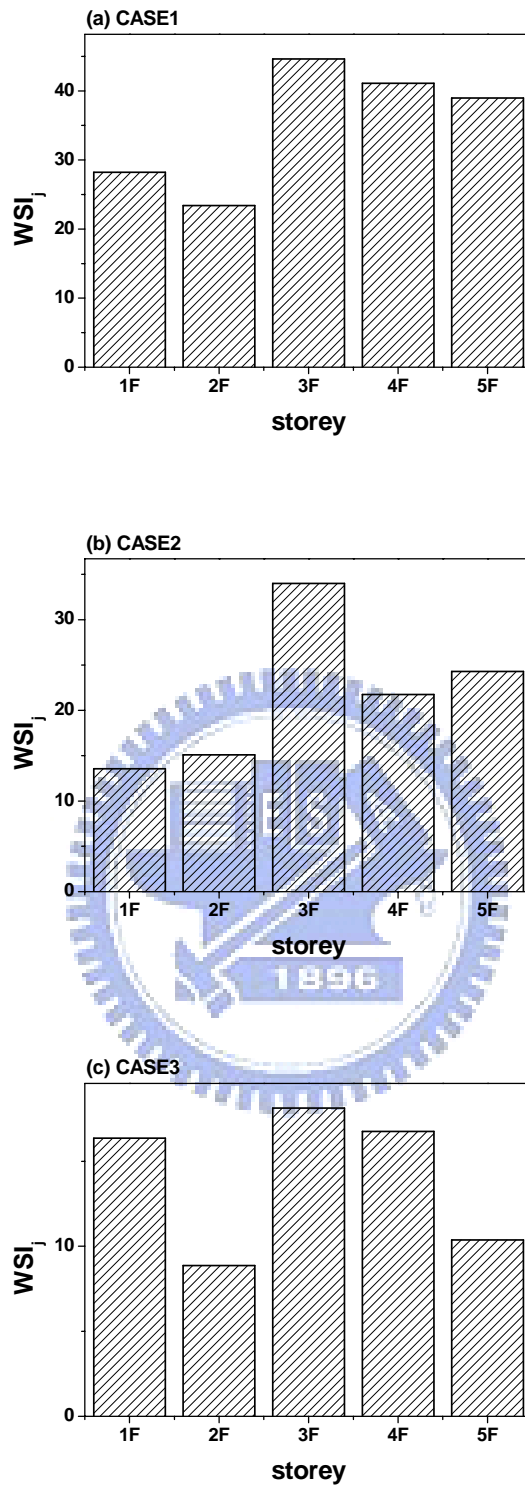


圖 4.18 五層樓構架結構損傷偵測分析結果

(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 二樓單邊斜撐移除)

註: CASE 1-破壞前、後皆取第一模態;

CASE 2-破壞前、後皆取前二模態;

CASE 3-破壞前取前二模態, 破壞後取前三模態。



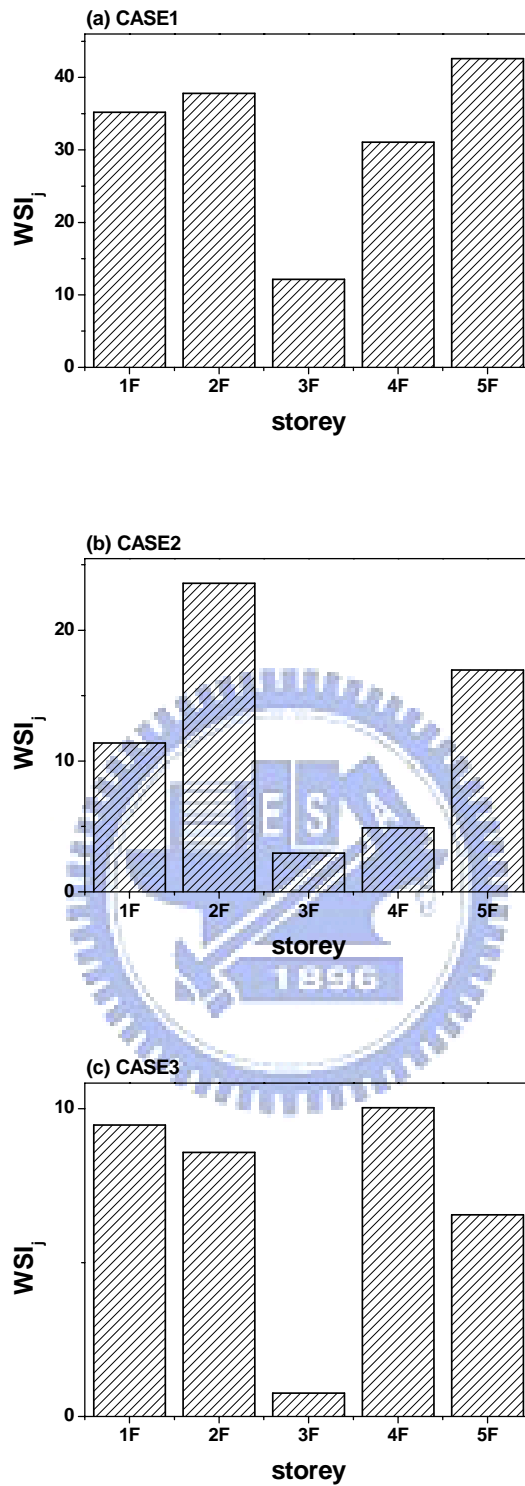


圖 4.19 五層樓構架結構損傷偵測分析結果

(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 三樓單邊斜撐移除)

註: CASE 1-破壞前、後皆取第一模態;

CASE 2-破壞前、後皆取前二模態;

CASE 3-破壞前取前二模態, 破壞後取前三模態。

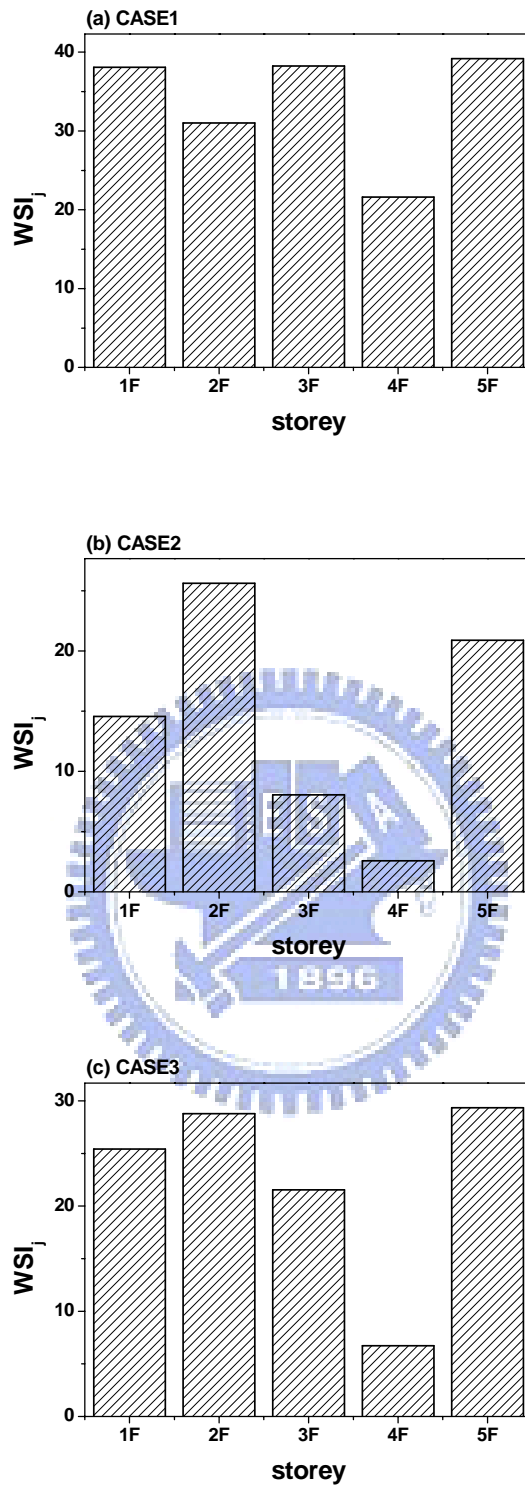


圖 4.20 五層樓構架結構損傷偵測分析結果

(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 四樓單邊斜撐移除)

註: CASE 1-破壞前、後皆取第一模態;

CASE 2-破壞前、後皆取前二模態;

CASE 3-破壞前取前二模態, 破壞後取前三模態。

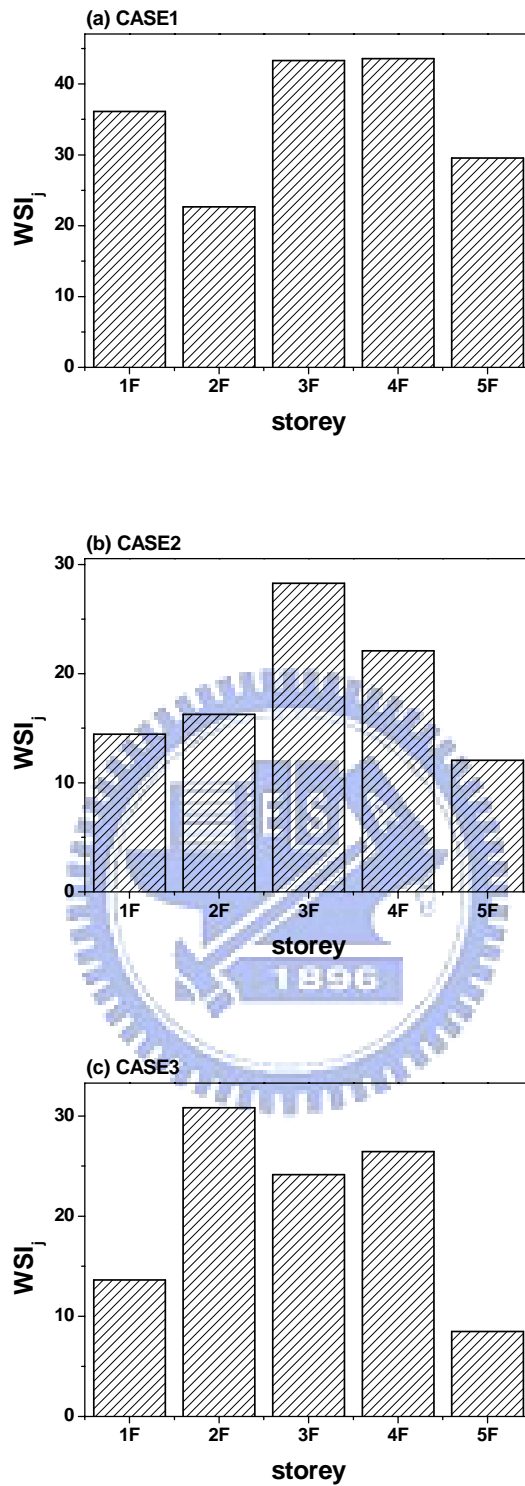


圖 4.21 五層樓構架結構損傷偵測分析結果

(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 五樓單邊斜撐移除)

註: CASE 1-破壞前、後皆取第一模態;

CASE 2-破壞前、後皆取前二模態;

CASE 3-破壞前取前二模態, 破壞後取前三模態。



(a) 一、五樓雙邊斜撐移除

(b) 三、五樓雙邊斜撐移除



(c) 一、三、五樓雙邊斜撐移除

圖 4.22 五層樓鋼構架(雙層樓、三層樓雙邊斜撐移除)

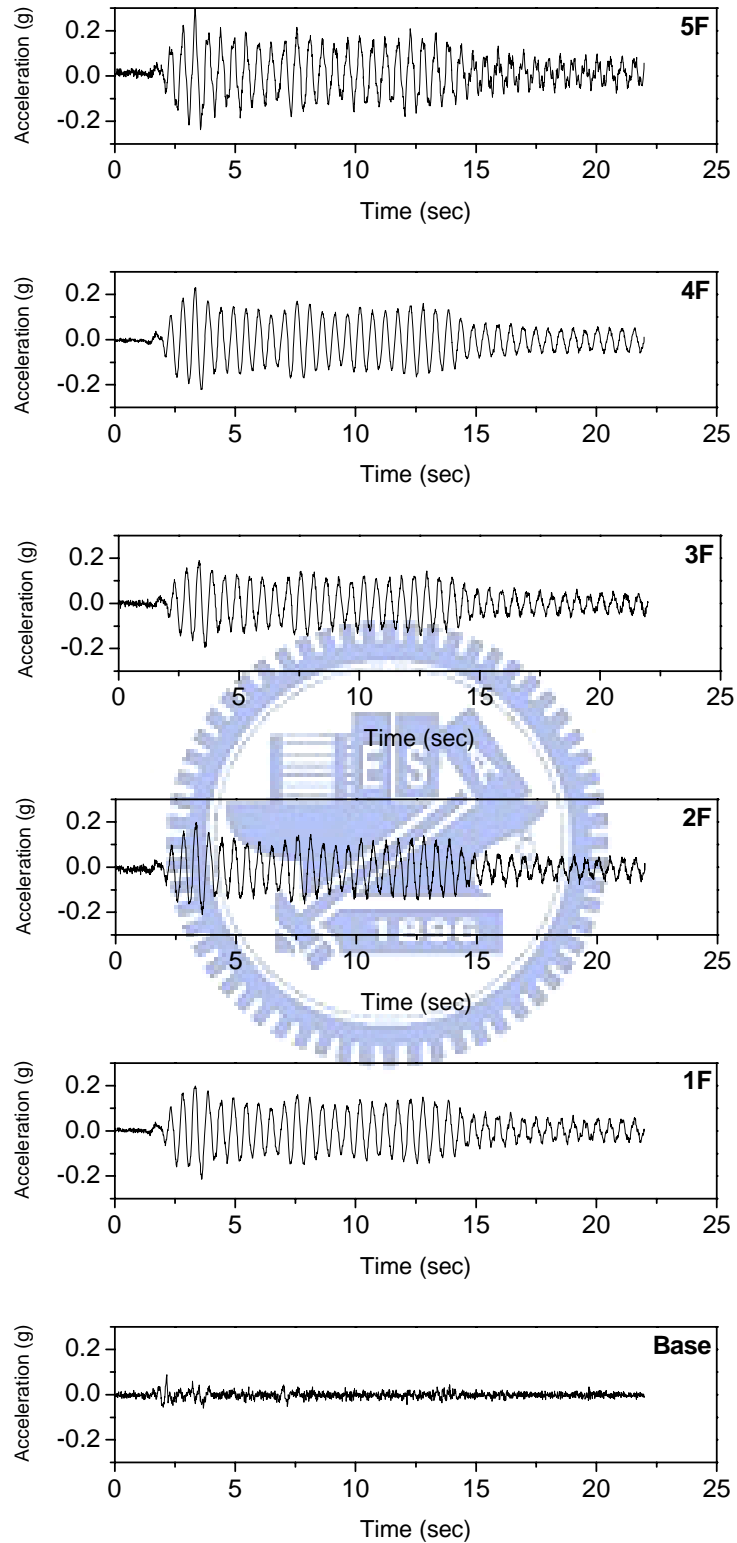


圖 4.23 結構地震反應歷時記錄

(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 一、五樓雙邊斜撐移除)

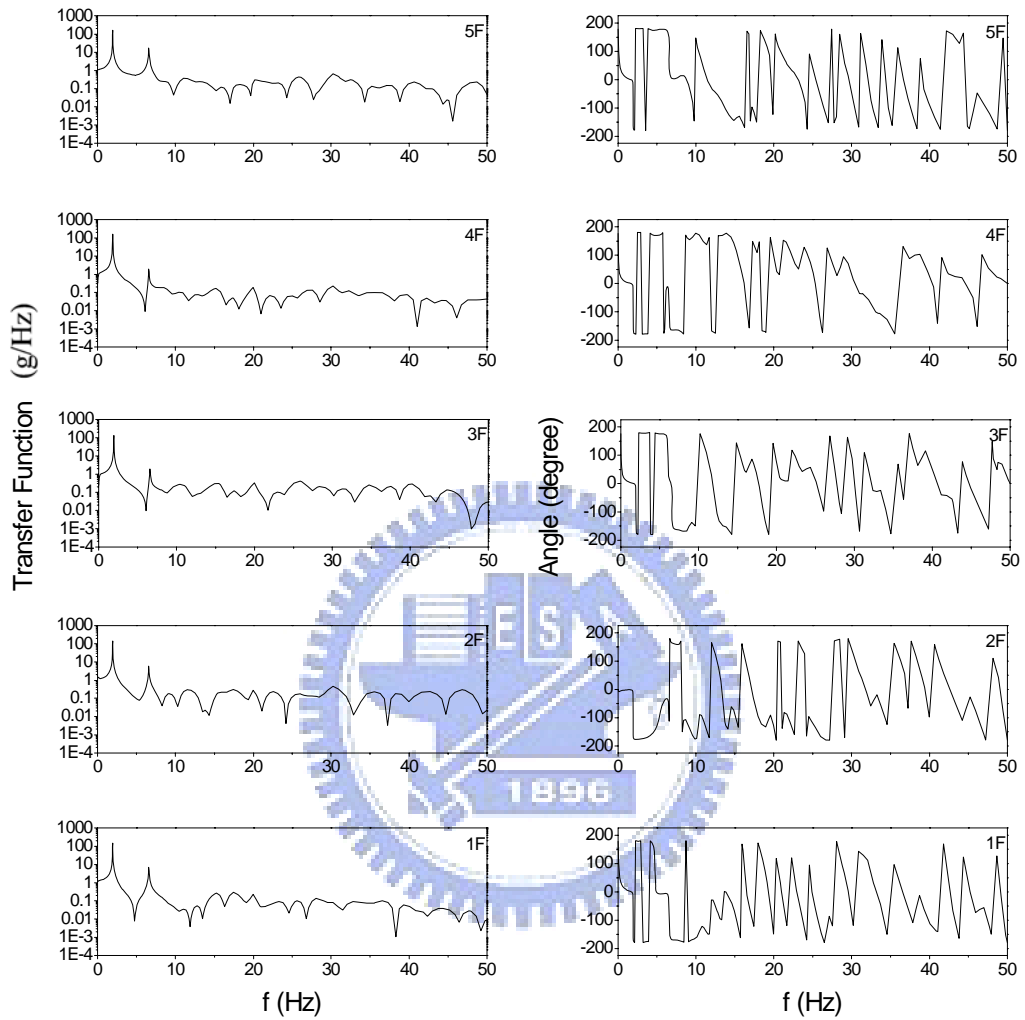


圖 4.24 各樓層加速度頻域反應函數

(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 一、五樓雙邊斜撐移除)

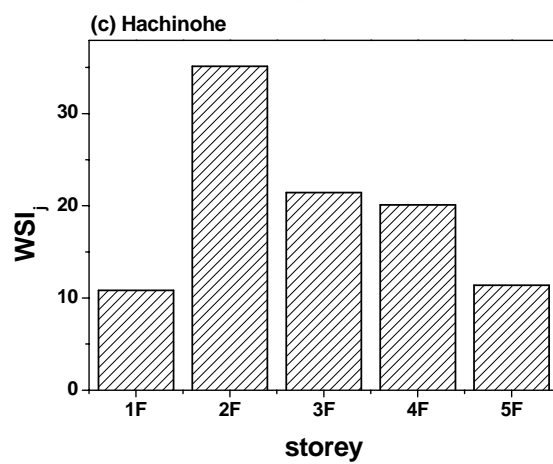
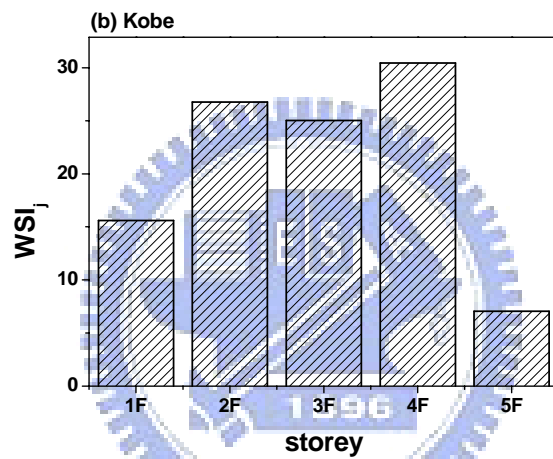
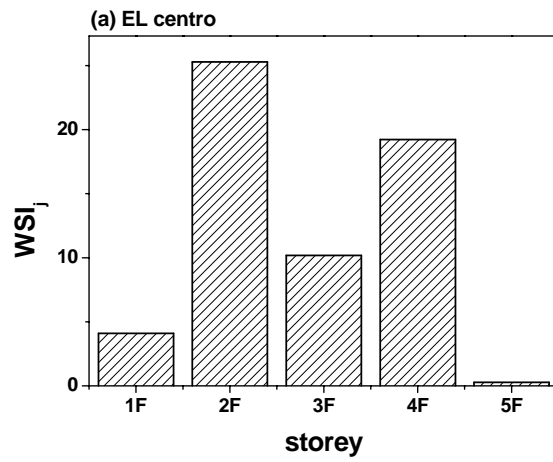


圖 4.25 五層樓構架結構損傷偵測分析結果  
(PGA=0.1g, Damage condition: 一、五樓雙邊斜撐移除)

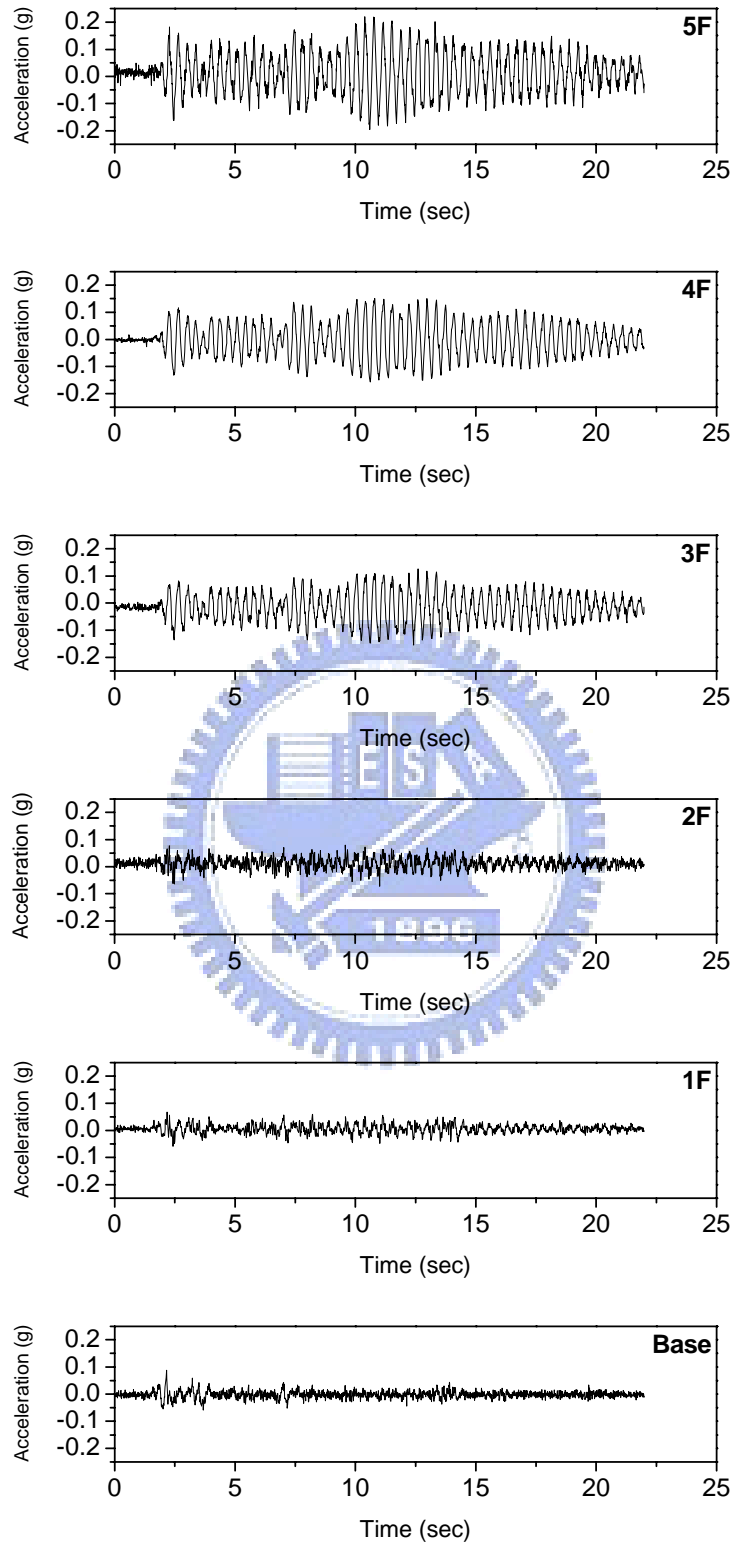


圖 4.26 結構地震反應歷時記錄

(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 三、五樓雙邊斜撐移除)



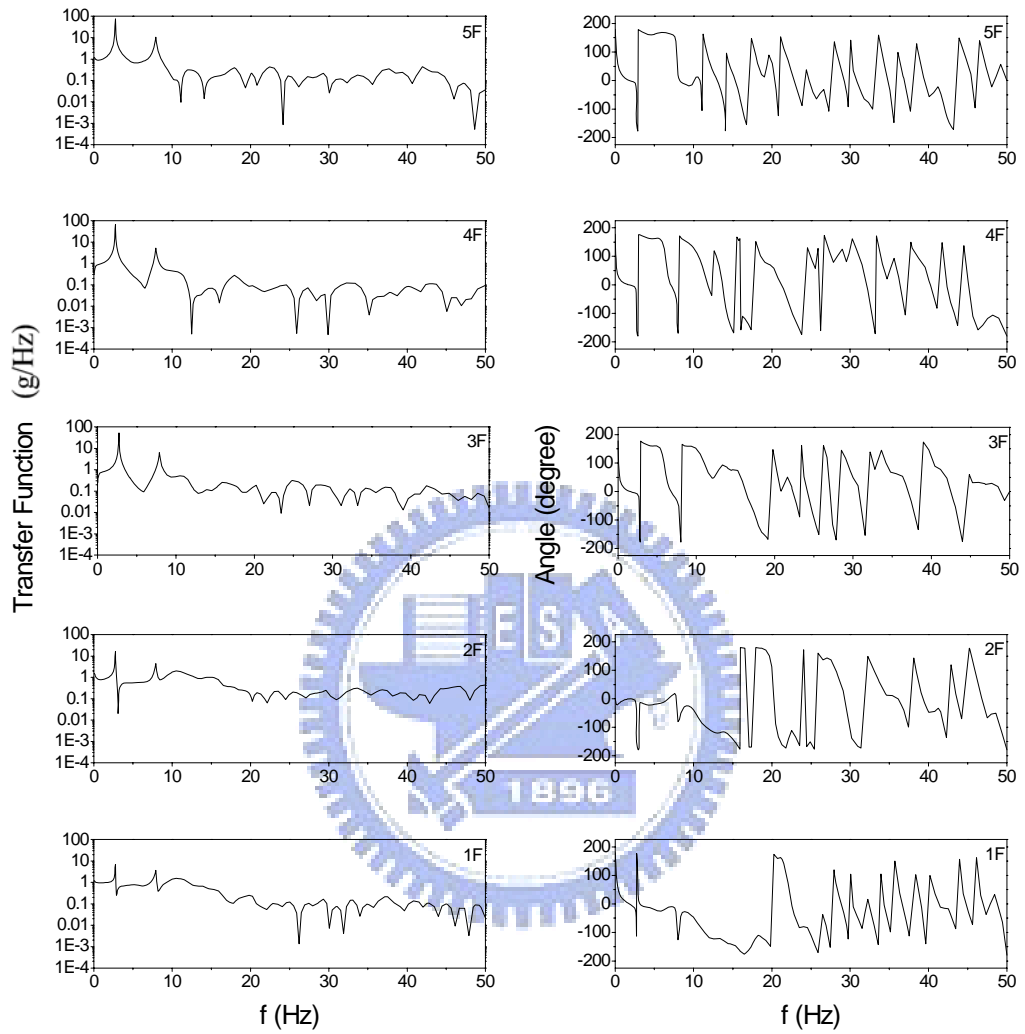


圖 4.27 各樓層加速度頻域反應函數

(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 三、五樓雙邊斜撐移除)

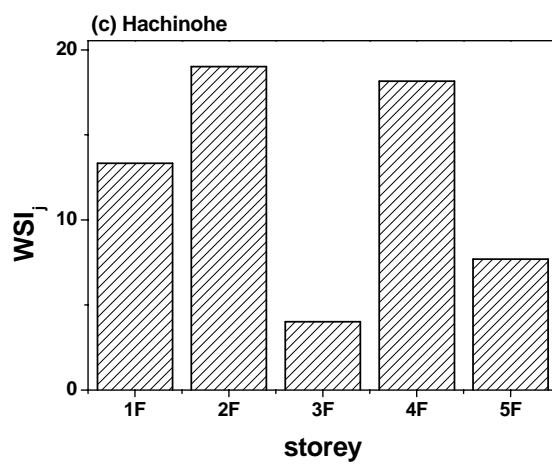
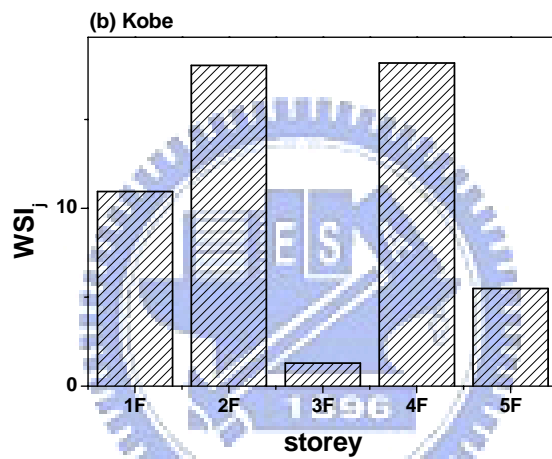
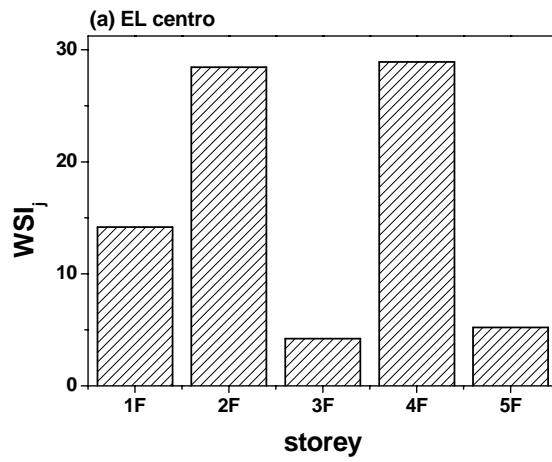


圖 4.28 五層樓構架結構損傷偵測分析結果  
(PGA=0.1g, Damage condition: 三、五樓雙邊斜撐移除)

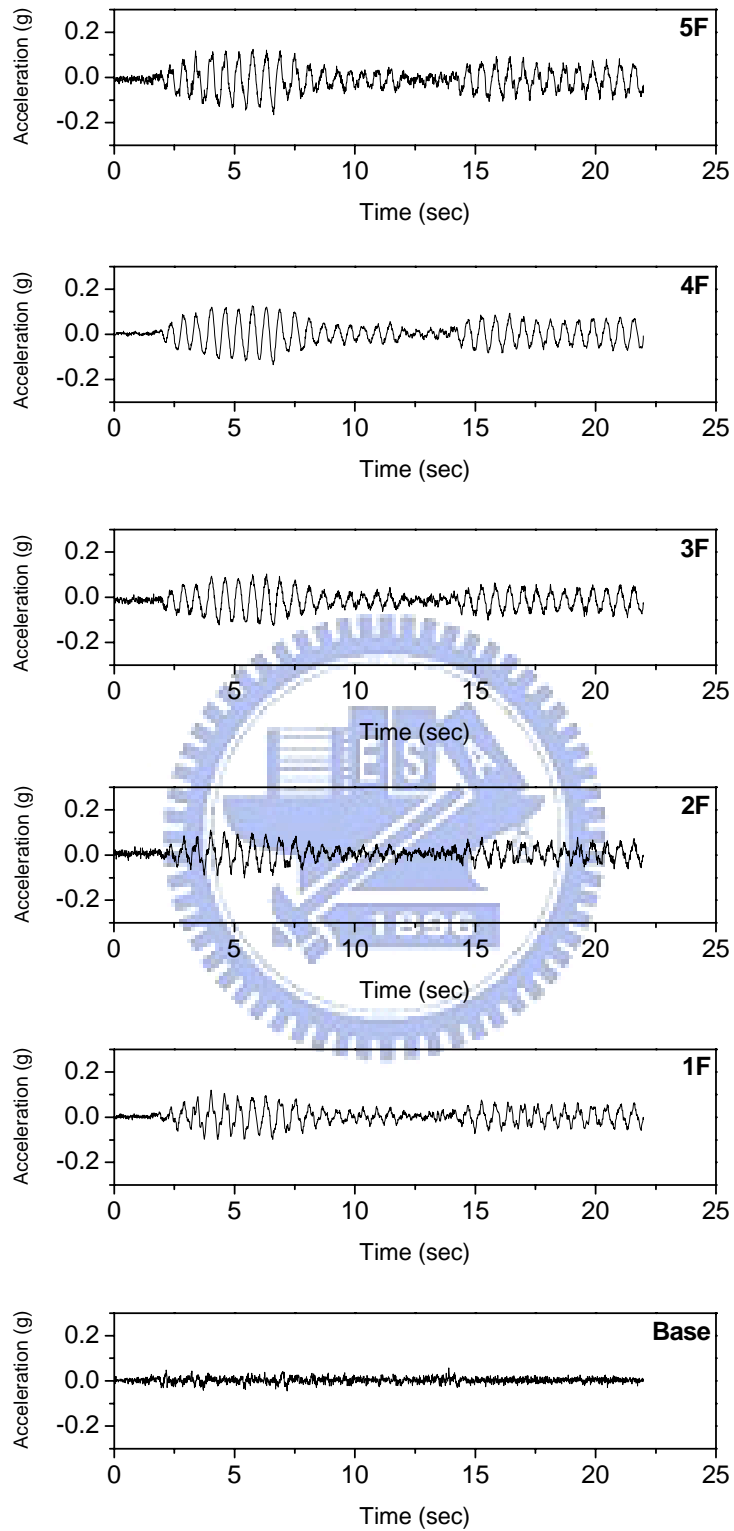


圖 4.29 結構地震反應歷時記錄

(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 一、三、五樓雙邊斜撐移除)

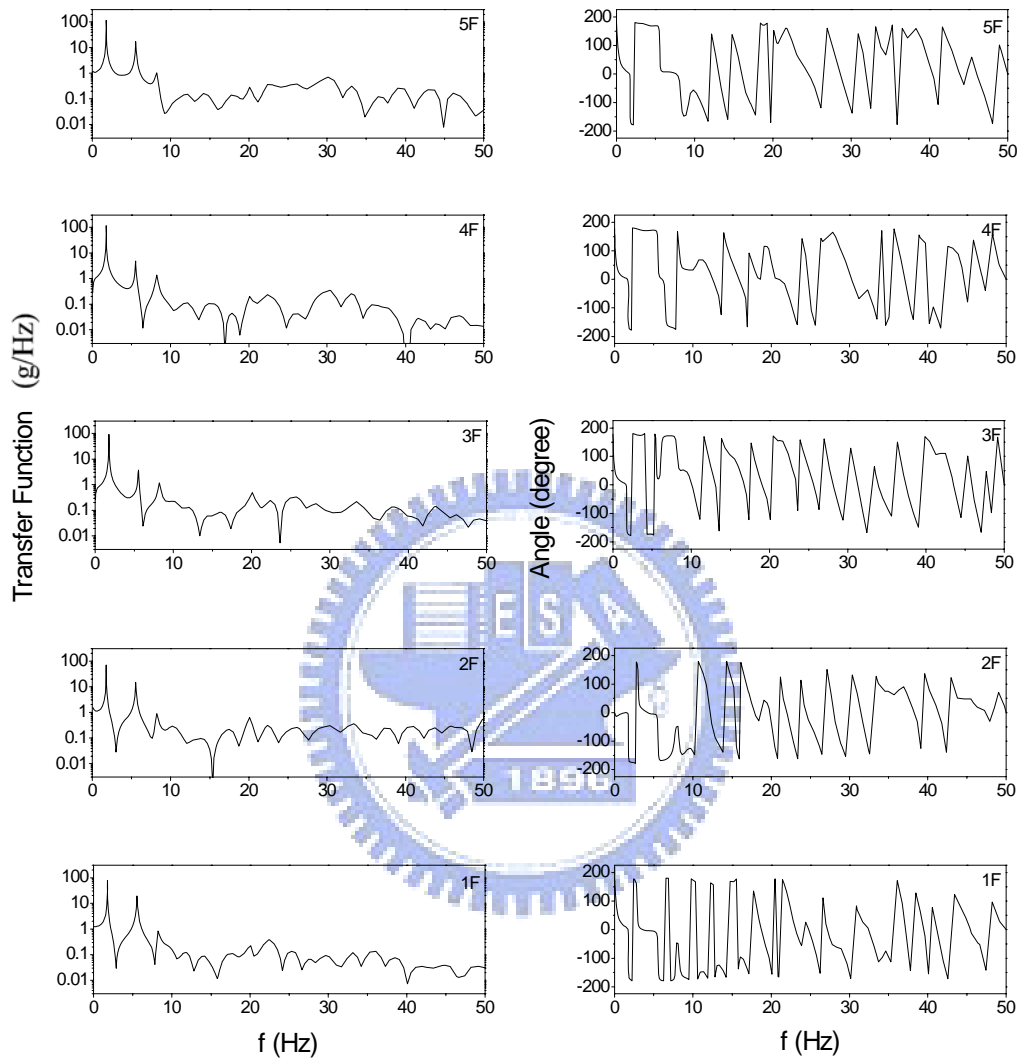


圖 4.30 各樓層加速度頻域反應函數

(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 一、三、五樓雙邊斜撐移除)

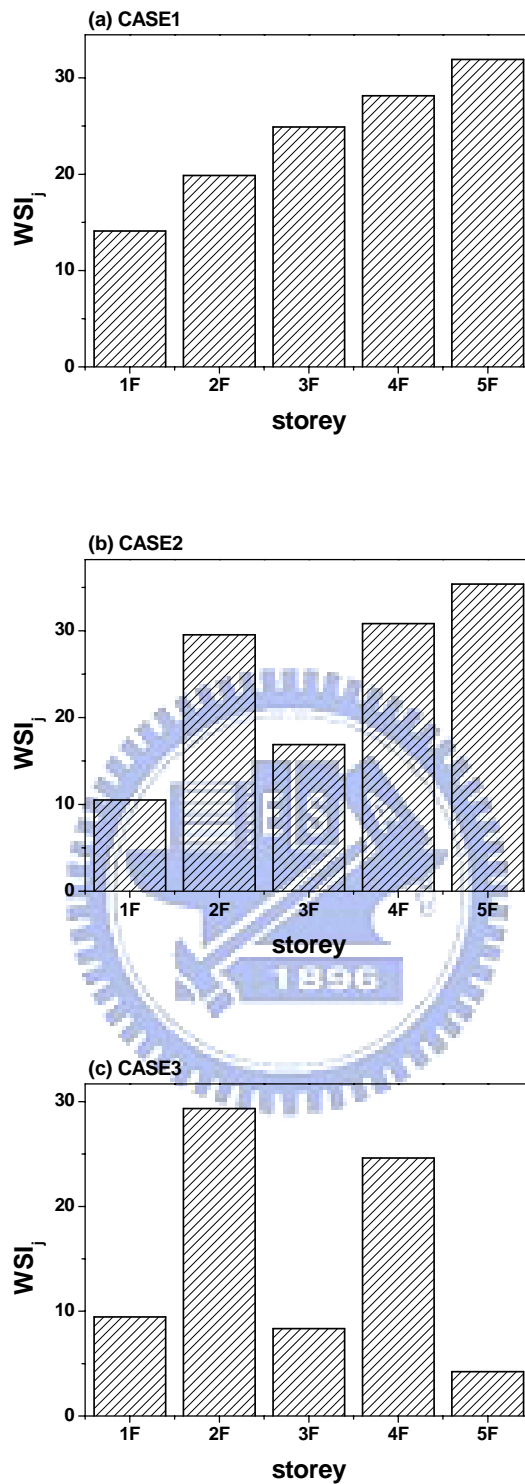


圖 4.31 五層樓構架結構損傷偵測分析結果

(El Centro, PGA=0.1g, Damage condition: 一、三、五樓雙邊斜撐移除)

註: CASE 1-破壞前、後皆取第一模態;

CASE 2-破壞前、後皆取前二模態;

CASE 3-破壞前取前二模態, 破壞後取前三模態。

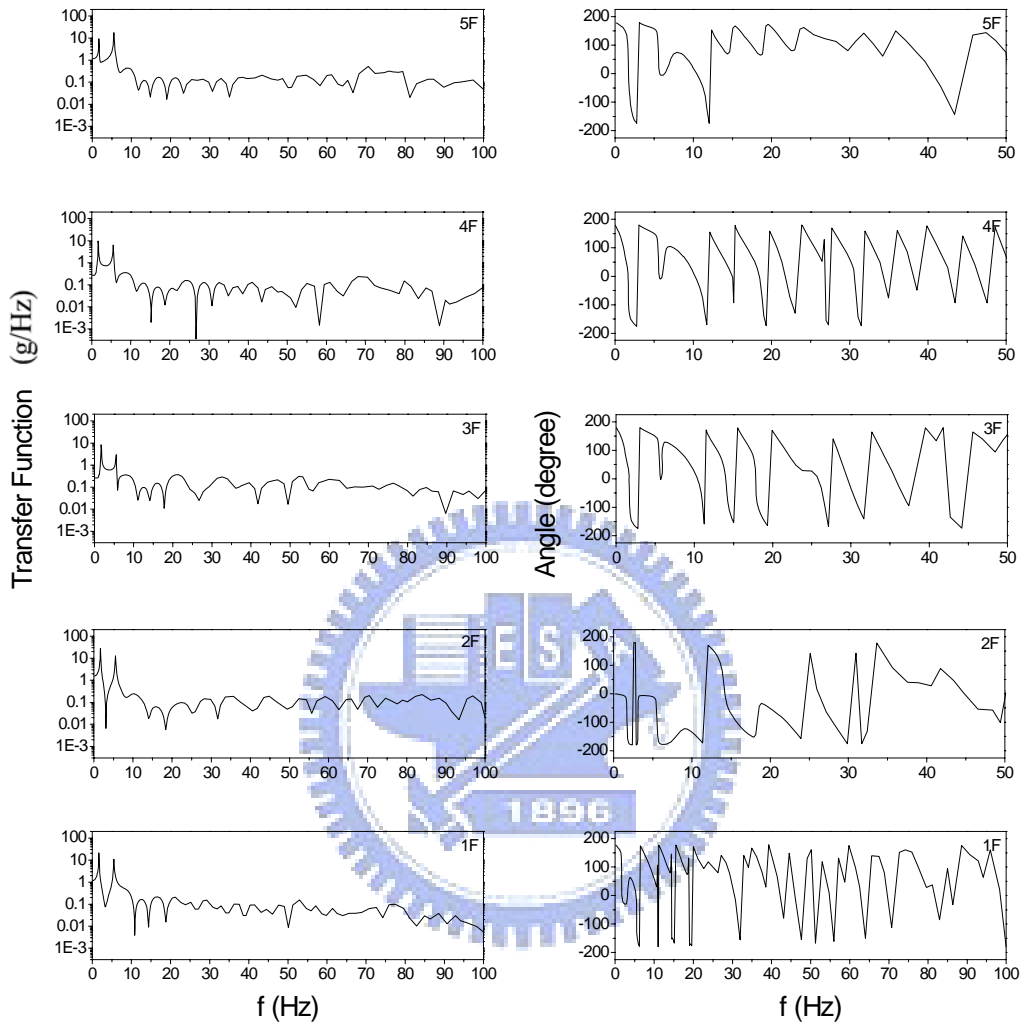


圖 4.32 各樓層加速度頻域反應函數

(Kobe, PGA=0.1g, Damage condition: 一、三、五樓雙邊斜撐移除)

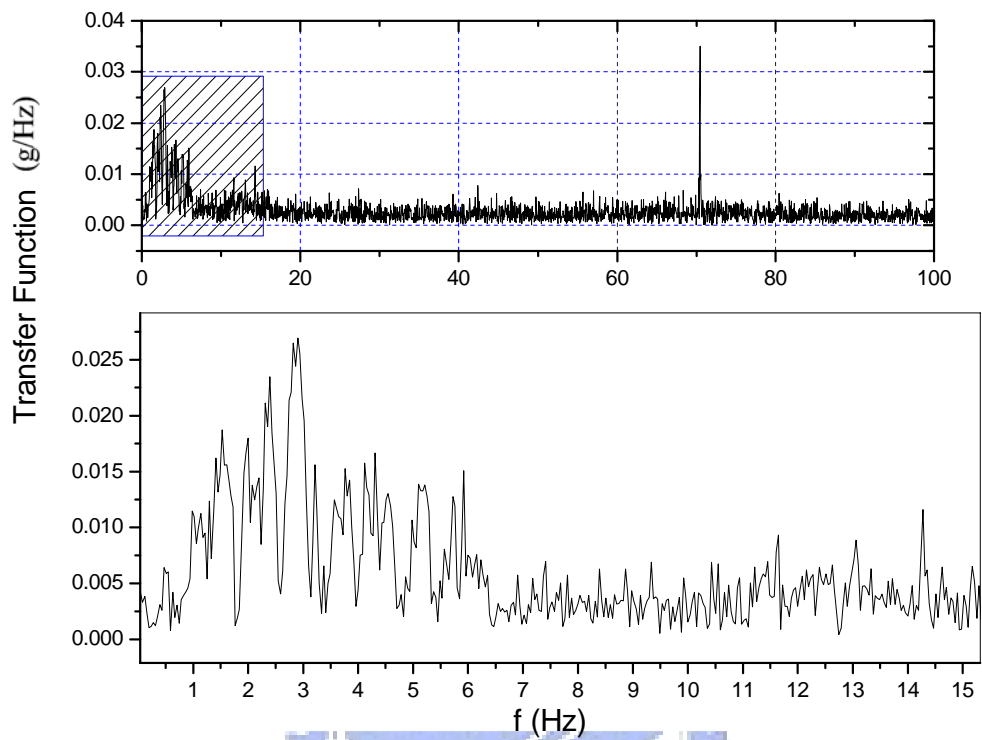


圖 4.33 結構頻率內涵

(Kobe, PGA=0.1g, Damage condition: 一、三、五樓雙邊斜撐移除)

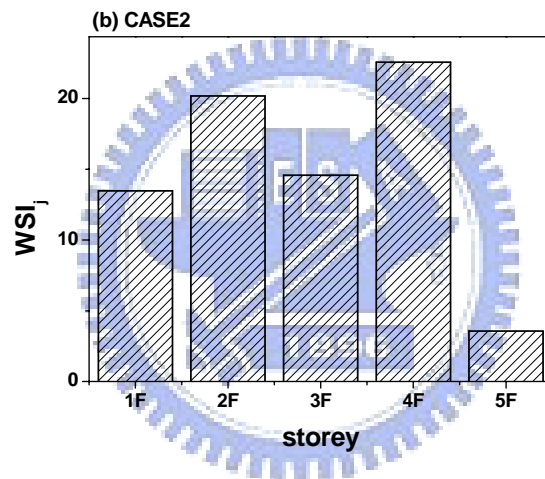
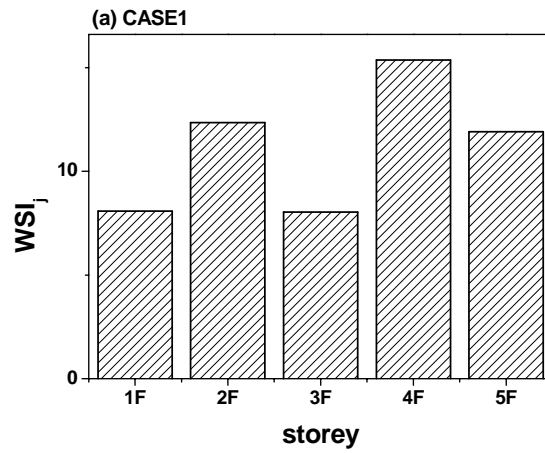


圖 4.34 五層樓構架結構損傷偵測分析結果

(Kobe, PGA=0.1g, Damage condition: 一、三、五樓雙邊斜撐移除)

註: CASE 1-破壞前、後皆取第一模態;

CASE 2-破壞前、後皆取前二模態;



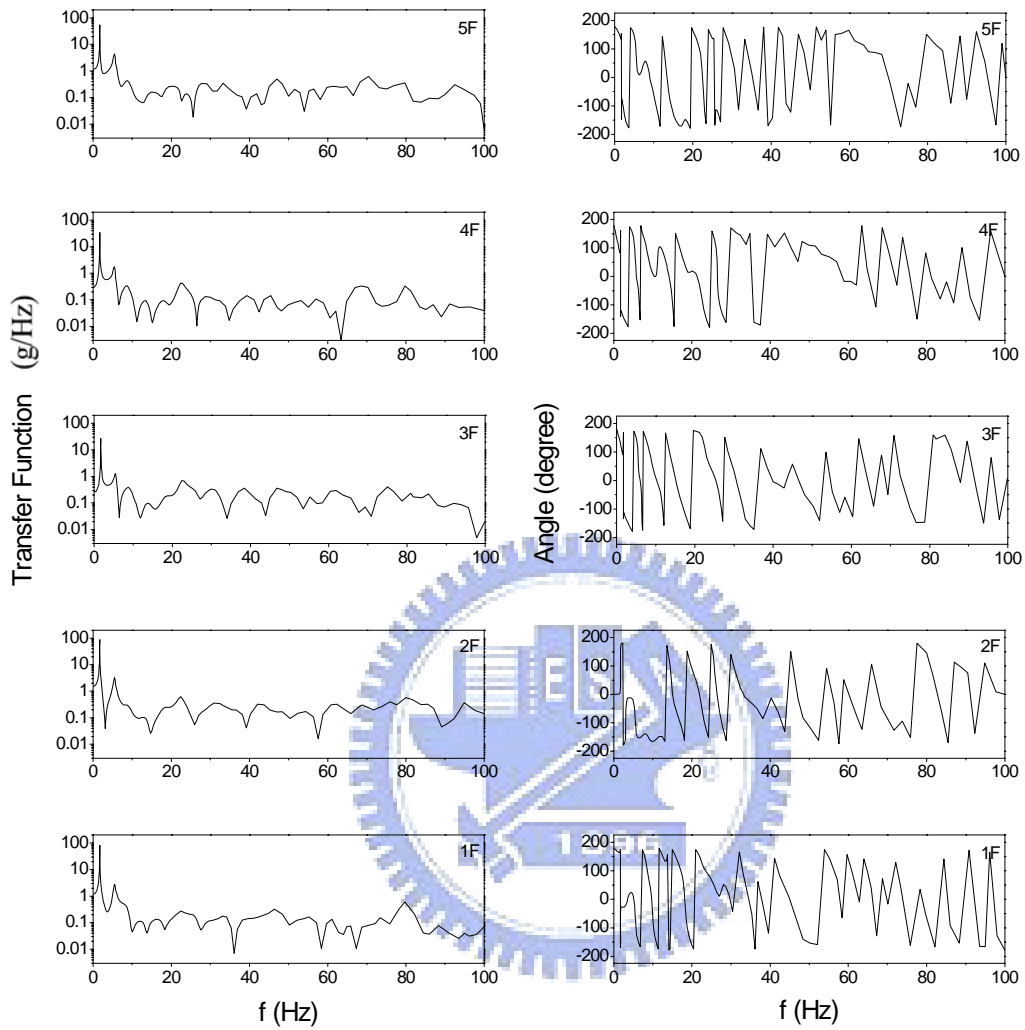


圖 4.35 各樓層加速度頻域反應函數

(Hachinohe, PGA=0.1g, Damage condition: 一、三、五樓雙邊斜撐移除)

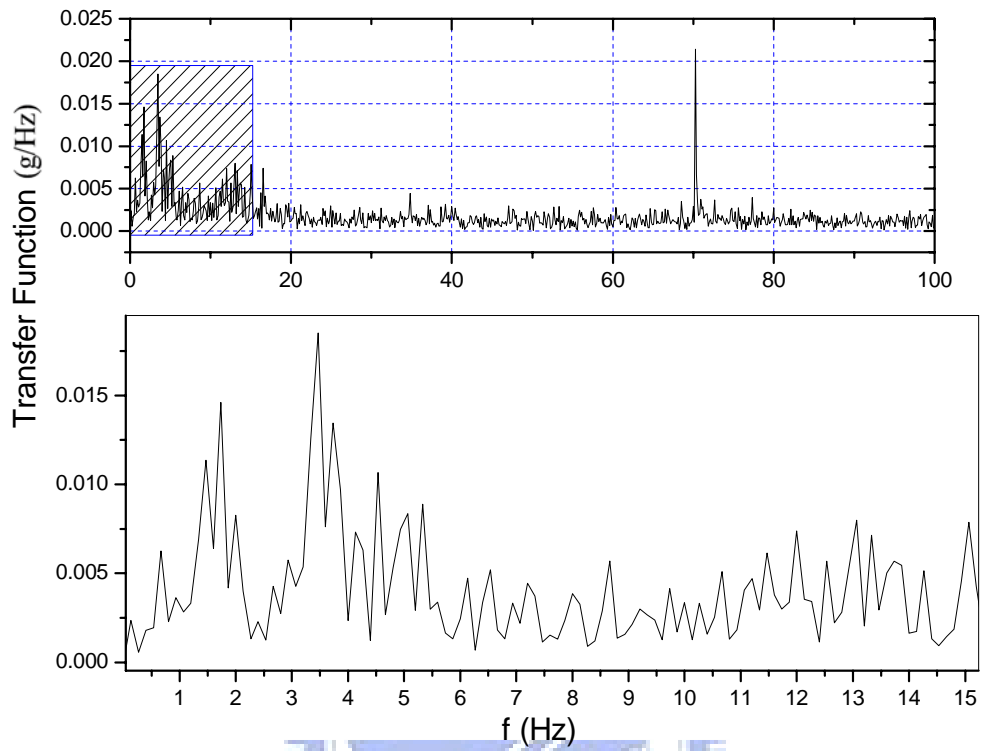


圖 4.36 結構頻率內涵

(Hachinohe, PGA=0.1g, Damage condition: 一、三、五樓雙邊斜撐移除)

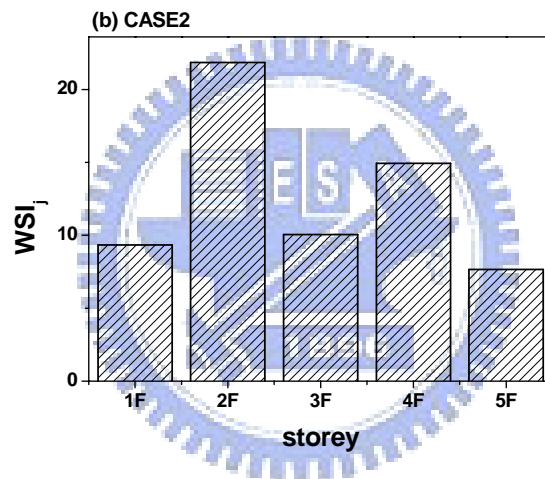
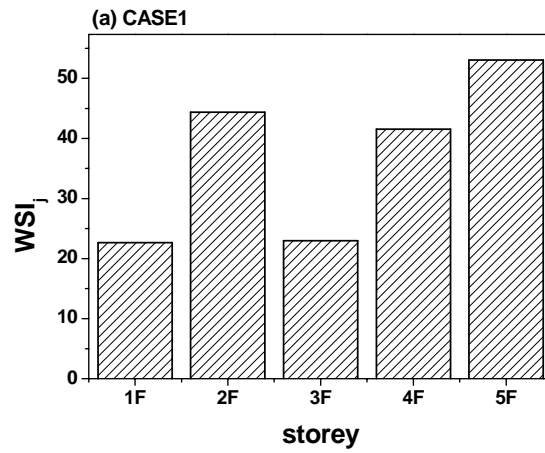


圖 4.37 五層樓構架結構損傷偵測分析結果

(Hachinohe, PGA=0.1g, Damage condition: 一、三、五樓雙邊斜撐移除)

註: CASE 1-破壞前、後皆取第一模態;

CASE 2-破壞前、後皆取前二模態;

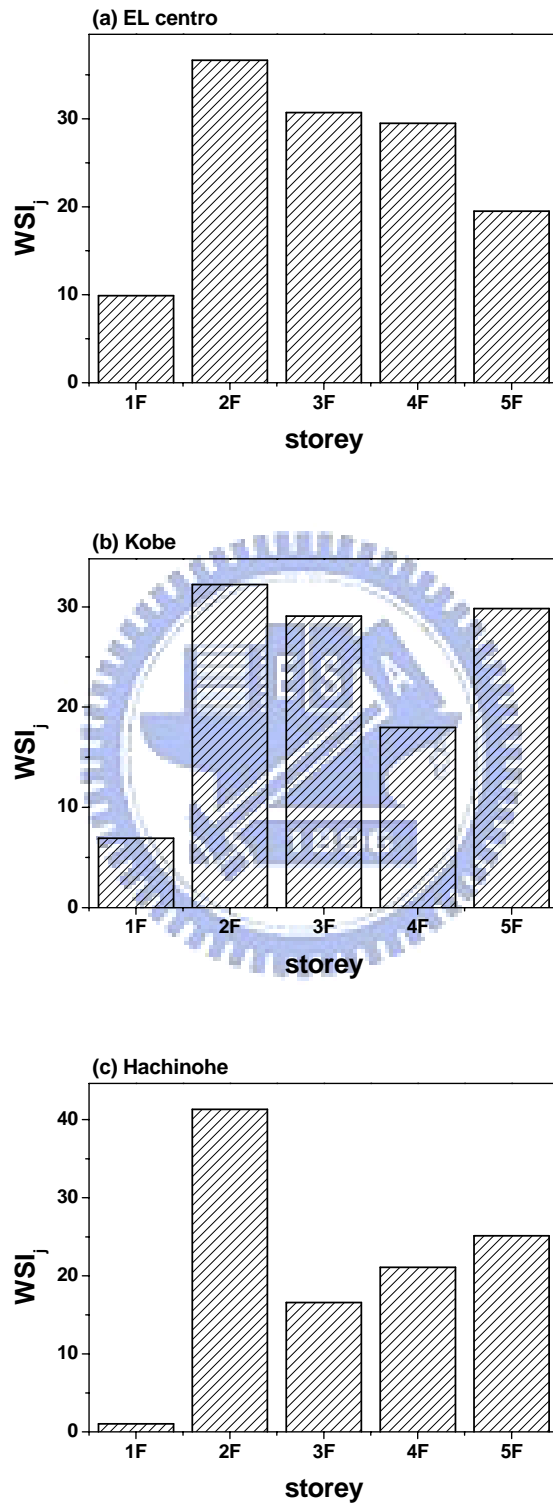


圖 4.38 五層樓構架結構損傷偵測分析結果  
 (PGA=0.05g, Damage condition: 一樓雙邊斜撐移除)

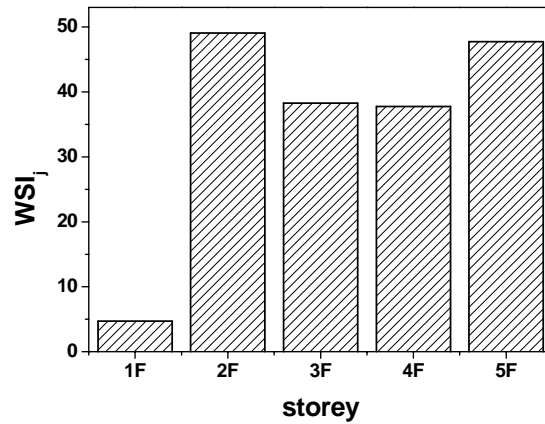


圖 4.39 部份觀測之五層樓構架結構損傷偵測分析結果

(El Centro , PGA=0.1g , Damage condition : 一樓雙邊斜撐移除)

註：部分觀測點為一、三、五樓(含基礎)振動量測資料。

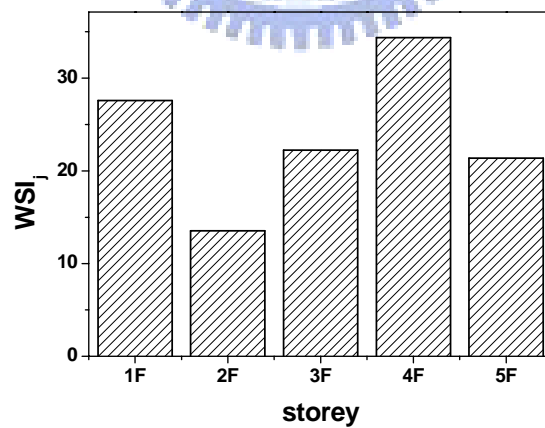


圖 4.40 部份觀測之五層樓構架結構損傷偵測分析結果

(El Centro , PGA=0.1g , Damage condition : 二樓雙邊斜撐移除)

註：部分觀測點為一、三、五樓(含基礎)振動量測資料。

## 附錄 A

### 奇異值分解(singular value decomposition)【16-17】

矩陣分解的模式包括奇異值分解、LU 分解及 QR 分解等，這些分解模式的理論基礎主要為基底的轉換。其中 LU 分解主要用於求解線性聯立方程組，QR 分解則用於處理正交投影與最小平方誤差的計算。奇異值分解和其他分解方式最大不同之處，在於被分解之對象並不限於方陣。

奇異值分解亦屬於一種基底的轉換。在各種基底中，正交單範基底(orthonormal basis)最便於計算。由正交單範基底所形成的過渡矩陣為單元矩陣(unitary matrix)，用於將矩陣  $A \in C^{m \times n}$  分解為  $USV^{-1}$  矩陣的形式，其中  $U$  與  $V$  都是單元矩陣，故可以得到  $V^{-1}=V^T$ 。由於單元矩陣有必為方陣之特性，所以恆有  $U \in C^{m \times m}$ 、 $V \in C^{n \times n}$  及  $S \in C^{m \times n}$ 。運用分解的目的即為做簡化，故  $S$  矩陣所能達到最簡化的程度為：

$$A = USV^{-1} = USV^T \quad (A.1)$$

其中，

$$A \in C^{m \times n} ; U^{-1} = U^T \in C^{m \times m} ; V^{-1} = V^T \in C^{n \times n} ; S = (\sigma_{ij})_{m \times n} \in C^{m \times n} \text{ 且 } \sigma_{ij} = 0 \text{ 若 } i \neq j \text{。}$$

由於實對稱與實反對稱矩陣、厄米特(Hermite Matrix)與反厄米特矩陣、正交與單元矩陣等都屬於正規矩陣，而對任一正規矩陣

(normal matrix)  $A$ ，必存在一個單元矩陣  $U$ ，可將矩陣  $A$  經過相似轉換而成一個對角矩陣(diagonal matrix)  $D$ ，亦即：

$$\forall A, \|AA^T\| = \|A^T A\| = \|A^T\| \|A\| = \|A\|^2 \quad (\text{A. 2})$$

故

$$\exists U, U^{-1}AU = U^T A U = D \quad (\text{A. 3})$$

由式(A. 2)與(A. 3)可得：

$$U^T(AA^T)U = \begin{bmatrix} \sigma_1^2 & & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & \sigma_n^2 \end{bmatrix} = D^2; \sigma_1 \sim \sigma_n \in \mathbb{R} \text{ 且 } \sigma_1 \sim \sigma_n \geq 0 \quad (\text{A. 4})$$

或可將式(A. 4)表示為：

$$AA^T = UDDU^T = (UD)(UD)^T; D \in \mathbb{R}^{m \times m} \quad (\text{A. 5})$$

由於  $U$ 、 $U^T$  均為非奇異(nonsingular)方陣，即若一矩陣  $A$  係由一系列基本行、列運算而得到另一矩陣  $B$ ，則其秩(rank)滿足：

$$r(A) = r(B) \quad (\text{A. 6})$$

亦即，由式(A. 4)與(A. 6)可得：

$$r(AA^T) = r(D^2) \quad (\text{A. 7})$$

另外，由於任何矩陣  $A$  均滿足  $r(AA^T) = r(A)$ ，故  $r(D^2) = r(A)$ 。

由式(A. 5)可看出，矩陣  $A$  與  $(UD)$  不可能相等，因為  $(UD) \in \mathbb{C}^{m \times m}$  而  $A \in \mathbb{C}^{m \times n}$ 。為了要達成分解之目的，故引入另外一個單元矩陣  $V$  以及一個特殊矩陣  $S$ ，將式(A. 5)重新表示為：

$$AA^T = UDDU^T = UDU^T D^T$$

$$\begin{aligned}
&= USS^T U^T = USV^T VS^T U^T \\
&= (USV^T)(USV^T)^T \tag{A.8}
\end{aligned}$$

其中，

$$D = \begin{bmatrix} \sigma_1 & & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & \sigma_n \end{bmatrix}, \quad S = \begin{bmatrix} \sigma_1 & & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ & \ddots & \vdots & \cdots & \vdots & \\ 0 & & \sigma_n & 0 & \cdots & 0 \end{bmatrix} \in \mathbb{C}^{m \times n}。$$

由此可確定非零元素  $\sigma_i$  即為  $AA^T$  特徵值的平方根，而矩陣  $U$  可將  $AA^T$  對角化。以下將再說明矩陣  $V$  為單元矩陣。

明顯的，式(A.8)成立並不能保證矩陣  $A$  與  $USV^T$  相等，但是因為矩陣  $V$  尚未確定，故在此調整矩陣  $V$  而使得這兩個矩陣相等，其表示如下：

$$A = USV^T \Rightarrow A^T A = (VS^T U^T)(USV^T) = V(S^T S)V^T \tag{A.9}$$

其中，

$$\begin{aligned}
S^T S &= \begin{bmatrix} \sigma_1 & & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ & \ddots & \vdots & \cdots & \vdots & \\ 0 & & \sigma_n & 0 & \cdots & 0 \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} \sigma_1 & & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ & \ddots & \vdots & \cdots & \vdots & \\ 0 & & \sigma_n & 0 & \cdots & 0 \end{bmatrix} \\
&= \begin{bmatrix} D^2 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \in \mathbb{C}^{n \times n} \tag{A.10}
\end{aligned}$$

若已知對任何矩陣  $A \in \mathbb{F}^{m \times n}$  及  $B \in \mathbb{F}^{n \times p}$ ，矩陣  $A$  為非奇異值  $d(A) \neq 0$ ，則  $N(AB) = N(B)$ 、 $N(A^T A) = N(A)$ 。故由式(2.28)可得  $D^2 \in \mathbb{F}^{m \times n}$ ，則故可將式(A.9)與(A.1)分別改寫為下兩式：

$$d(V) \neq 0, \quad A^T A = V(S^T S)V^T \Rightarrow N(A) = N((S^T S)V^T) \tag{A.11}$$

$$d(V) \neq 0, \quad A = USV^T \Rightarrow A^T = VS^T U^T \Rightarrow N(A^T) = N(S^T U^T) \tag{A.12}$$



根據以上之結果，利用傅雷德亨定理(Fredholm alternative)，也就是  $C^n = N(A) \oplus R(A^T)$  及  $C^m = N(A^T) \oplus R(A)$ ，則吾人可得：

$$N(A) = N((S^T S)V^T) \Rightarrow R(A^T) = R(V(S^T S)) \quad (A.13)$$

$$N(A^T) = N(S^T U^T) \Rightarrow R(A) = R(US) \quad (A.14)$$

然而在矩陣  $S = (\sigma_{ij})_{m \times n}$  之中恆有若  $i \neq j$  則  $\sigma_{ij} = 0$  之性質，並且  $\sigma_{ii} = \sigma_i$ 。而在  $\sigma_1 \sim \sigma_n$  之中，存在  $\sigma_1 \sim \sigma_r$  不為零但  $\sigma_{r+1} \sim \sigma_m$  皆為零之性質，因此取  $V = (V_1 \ V_2 \ \dots \ V_n)$  及  $U = (U_1 \ U_2 \ \dots \ U_m)$ ，則可將式(A.13)、(A.14)的值域空間表示為：

$$\begin{aligned} V(S^T S) &= (\sigma_1^2 V_1 \ \sigma_2^2 V_2 \ \dots \ \sigma_r^2 V_r \ 0 \ \dots \ 0) \\ &\Rightarrow R(A^T) = \text{span}(V_1, V_2, \dots, V_r) \end{aligned} \quad (A.15)$$

$$\begin{aligned} US &= (\sigma_1 U_1 \ \sigma_2 U_2 \ \dots \ \sigma_r U_r \ 0 \ \dots \ 0) \\ &\Rightarrow R(A) = \text{span}(U_1, U_2, \dots, U_r) \end{aligned} \quad (A.16)$$

由於矩陣  $U$  與矩陣  $V$  均為非奇異方陣，故上述兩個擴展空間中的生成集均為獨立集。

綜上所述，對任何矩陣  $A \in C^{m \times n}$  而言， $U \in C^{m \times m}$ 、 $V \in C^{n \times n}$  以及  $S \in C^{m \times n}$  均存在，其中矩陣  $U$  與矩陣  $V$  為單元矩陣，在  $S = (\sigma_{ij})_{m \times n}$  中只要  $i \neq j$ ，則  $\sigma_{ij} = 0$ ，則吾人可得  $A = USV^T$ ，稱之為矩陣  $A$  的奇異值分解。其中，矩陣  $V$  的行向量稱為矩陣  $A$  之右奇異向量，矩陣  $U$  的行向量則稱為矩陣  $A$  之左奇異向量，矩陣  $S$  的非零元素  $\sigma_{ii}$  稱為矩陣  $A$  之奇異值。

## 附錄 B 結構系統識別理論

### B.1 前言

由於數位記錄與電子科技之迅速發展，在建築結構上裝設感應器監測其動態反應已非難事。利用系統識別的技術可由量測到的結構反應推算結構的動力特性(頻率、阻尼比及振態)或其數學模式之結構參數(質量、阻尼及勁度矩陣)。結構的動態反應可由地震、環境擾動、強迫微動、強迫振動試驗等途徑得到。惟環境擾動極可能因雜訊之污染而影響識別結果。此外，土木結構多龐大而笨重，要完成有效之強迫振動試驗並不容易，且有可能造成受損結構之二度傷害。其實地震發生的過程已提供吾人最佳之結構動力試驗，若能由蒐集到之監測訊號進行識別，其結果將最為直接、真實，且毋須於事後進行額外之試驗，可減少人力、資源的浪費。

在系統識別之中，吾人可輸入地震波，再根據量測到的結構反應進行系統識別，從而求出結構參數，以進行數值模擬分析。由於進行大型結構試驗的成本極高，若吾人能夠證實數值模擬分析可以精確地預測出試驗結果，則往後即無必要進行類似之試驗，僅根據先前發展之分析模式便能充分了解結構之耐震行為，足以作為決策之依據。另一方面，理論分析與試驗結果之相互印證，亦可檢核試驗結果之合理

性，避免人為疏失造成試驗結果之誤導及繆誤之解讀。

本文採用推測-適應過濾法進行系統識別。推測-適應過濾法屬於時域分析法，係根據適應過濾(Adaptive filtering)與預測近似(Stochastic approximation)的觀念推導而來【22-13】。它整合了非參數識別與參數識別的內涵，先於時間域中建立系統之輸入與輸出間的時序性關係(ARX, ARMA,...等)，由預測誤差之遞迴最小平方準則求出每一瞬間之最佳系統參數，從而求出結構振頻、模態阻尼比等結構動力特性。系統之模式可以由最簡單的單一輸入-單一輸出(SISO)延伸至單一輸入-多重輸出(SIMO)，甚至多重輸入-多重輸出(MIMO)的形式。其主要之優點為：(1)毋須建立預期之結構參數式模型；(2)只須處理少量的資料(對線性結構而言收斂速率極快)；(3)可識別出時變性系統。

## B.2 離散時間系統的輸入-輸出模型【18】

線性動力系統之等效離散時間模式，以單一輸入與單一輸出(SISO)的情況為例，可以線性差分方程表示為：

$$y(k)+a_1y(k-1)+\cdots+a_{n_a}y(k-n_a)=b_0u(k)+b_1u(k-1)+\cdots+b_{n_b}u(k-n_b) \quad (B.1)$$

其中， $y(\cdot)$ 代表系統之輸出， $a_i$ 's為輸出訊號係數， $n_a$ 為其維度； $u(\cdot)$ 代表系統之輸入， $b_i$ 's為輸入訊號係數， $n_b$ 為其維度。

應用後移運算子(backward shift operator)，則可將式(B.1)表示為：

$$y(k) = \frac{B(q)}{A(q)} u(k) = H(q)u(k) \quad (\text{B.2})$$

其中，

$$A(q) = 1 + a_1 q^{-1} + \cdots + a_{n_a} q^{-n_a} \quad (\text{B.3})$$

$$B(q) = b_0 + b_1 q^{-1} + \cdots + b_{n_b} q^{-n_b} \quad (\text{B.4})$$

若對式(B.2)取  $z$  轉換，即可得：

$$y(z) = H(z)u(z) \quad (\text{B.5})$$

其中，頻率響應函數  $H(z) = \frac{B(z)}{A(z)}$  (B.6)

$y(z)$  與  $u(z)$  分別為  $y(k)$  與  $u(k)$  之  $z$ -轉換， $A(z)$ 、 $B(z)$  的定義類似於式(B.3)

及式(B.4)，只是將  $q$  改為  $z$ 。頻率響應函數的分子多項式  $B(z) = 0$  之根稱

為其零點(zeros)，而頻率響應函數的分母多項式  $A(z) = 0$  之根稱為其極

點(poles)。系統的自然頻率與阻尼比僅與傳遞函數的極點有關，而零

點則決定振態反應的大小。當  $n_a \leq n_b$  時，假設頻率響應函數  $H(z)$  的極點

無重根且均為共軛複數根，根據部份分式展開可將式(B.6)改成：

$$H(z) = \sum_{j=1}^{n_a/2} H_j(z) \quad (\text{B.7})$$

其中，

$$H_j(z) = \frac{2R(q_j) - 2R(q_j \bar{p}_j)z^{-1}}{1 - 2R(p_j)z^{-1} + |p_j|^2 z^{-2}} \quad (\text{B.8})$$

$p_j$  為分母多項式  $A(z)=0$  的第  $j$  個複數根；

$$q_j = \lim_{z=p_j} (1 - p_j z^{-1})H(z) = \frac{b_1 p_j^{-1} + \dots + b_{n_b} p_j^{-n_b}}{\prod_{k=1, k \neq j}^{n_a} (1 - p_k p_j^{-1})} \quad (\text{B.9})$$

系統的自然頻率  $f_j$  及阻尼比  $\xi_j$  可計算如下：

$$f_j = \frac{1}{2\pi T} \sqrt{(\ln r_j)^2 + \phi_j^2} \quad (\text{B.10})$$

$$\xi_j = -\frac{\ln(r_j)}{\sqrt{(\ln r_j)^2 + \phi_j^2}} \quad (\text{B.11})$$

其中，

$$r_j^2 = p_j \bar{p}_j, \phi_j = \tan^{-1} \left[ \frac{I(p_j)}{R(p_j)} \right] \quad (\text{B.12})$$

$T$  為取樣週期。只要將式 (B.1) 中之係數  $a_j$ 's,  $b_j$ 's 識別出來，即可得知

結構之自然頻率、阻尼比以及頻率響應函數。

### B.3 含噪音系統模型與預測誤差

式 (B.1) 所示為理想化之動力系統。實際量測之訊號中多少會有雜訊存在，因此我們可將系統模式修正為：

$$A(q)y(k) = B(q)u(k) + C(q)e(k) \quad (\text{B.13})$$

其中  $e(k)$  代表雜訊，通常假設其為零均值 (zero mean) 之白雜訊 (white noise)。多項式  $C(q)$  之定義為：

$$C(q) = 1 + c_1 q^{-1} + \dots + c_{n_c} q^{-n_c} \quad (\text{B.14})$$

其中  $c_i$ 's 為雜訊係數， $n_c$  為其維度。實際應用時，並不一定須要利用到每一多項式，可視情況予以簡化。例如

$$\text{ARX 模型： } A(q)y(k) = B(q)u(k) + e(k) \quad (\text{B.15})$$

$$\text{ARMAX 模型： } A(q)y(k) = B(q)u(k) + C(q)e(k) \quad (\text{B.16})$$

$$\text{ARMA 模型： } A(q)y(k) = B(q)u(k) \quad (\text{B.17})$$

依據式 (B.13)，ARX 模型可進一步表示成：

$$y(k) = \psi^T(k)\theta + e(k) \quad (\text{B.18})$$

其中，

$$\psi^T(k) = [-y(k-1) \dots -y(k-n_a), u(k) \dots u(k-n_b)] \quad (\text{B.19})$$

$$\theta = [a_1 \dots a_{n_a}, b_0 \dots b_{n_b}]^T \quad (\text{B.20})$$

若為單一輸入多重輸出 (SIMO) 模式時，

$$\psi^T(k) = \begin{bmatrix} y_1(k) & u(k) & 0 & \dots & 0 \\ y_2(k) & 0 & u(k) & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ y_m(k) & 0 & 0 & \dots & u(k) \end{bmatrix} \quad (\text{B.21})$$

其中，

$$y_m = [-y_m(k-1) \cdots -y_m(k-n_a)] \quad (\text{B.22a})$$

$$u(k) = [u(k) \cdots u(k-n_b)] \quad (\text{B.22b})$$

$$\theta = [a_1 \cdots a_{n_a}, b_{10} \cdots b_{1n_b}, b_{20} \cdots b_{2n_b}, \dots, b_{m0} \cdots b_{mn_b}]^T \quad (\text{B.22c})$$

對式(B.18)取期望值，並利用白雜訊之零均值性質，可得：

$$\bar{y}(k, \theta) = \psi^T(k) \theta \quad (\text{B.23})$$

輸出訊號期望值  $\bar{y}(k, \theta)$  代表已知之系統參數  $\theta$  下預測之輸出值。將其估測誤差定義為：

$$\varepsilon(k, \theta) = y(k) - \bar{y}(k, \theta) \quad (\text{B.24})$$

若識別出來之系統參數  $\theta$  完全正確，則  $\varepsilon(k, \theta) = e(k)$ 。

## B.4 遞迴預測誤差法

今根據加權最小平方法之原理，定義系統之整體預測誤差為：

$$V(k, \theta) = \frac{1}{2} \gamma(k) \sum_{s=1}^k \beta(k, s) \varepsilon^2(s, \theta) \quad (\text{B.25})$$

其中  $\beta(k, s)$  為加權因子， $\gamma(k)$  則為  $\beta(k, s)$  之正規化因子(normalization

factor)，其定義為：

$$\gamma(k) \sum_{s=1}^k \beta(k,s) = 1 \quad (\text{B.26})$$

若系統為非時變性時可令加權因子為 1，此時即相當於最小平方方法。對於時變性系統而言，加權因子可以追蹤系統參數隨時間變化的特性，愈接近瞬時  $k$  的資料所給予的權重愈大。選擇指數視窗

$$\beta(k,s) = \lambda(k)\beta(k-1,s) \quad (\text{B.27})$$

其中，

$$\beta(k,k) = 1 \quad (\text{B.28})$$

$$\lambda(k) = \lambda_0 \lambda(k-1) + 1 - \lambda_0 \quad (\text{B.29})$$

$\lambda$  稱為遺忘因子 (forgetting factor)，通常採用  $\lambda_0 = 0.99$ ， $\lambda(0) = 0.95$ 。為避免識別結果因雜訊影響而隨時間改變，我們將極小化的標準以期望值表示為：

$$E[V(k,\theta)] = 0 \quad (\text{B.30})$$

或(B.30)可根據牛頓-瑞福森之迭代法，解出系統模型參數：

$$\theta(k) = \theta(k-1) - \alpha_t [V''[k, \theta(k-1)]]^{-1} V[k, \theta(k-1)] \quad (\text{B.31})$$

上式中令  $\alpha_t = 1$ ，並經運算整理後可得到遞迴形式解



$$\theta(k) = \theta(k-1) + L(k) [y(k) - \psi^T(k)\theta(k-1)] \quad (\text{B.32})$$

其中，

$$L(k) = \frac{P(k-1)\psi(k)}{\lambda(k) + \psi^T(k)P(k-1)\psi(k)} \quad (\text{B.33})$$

$$P(k) = \frac{P(k-1)}{\lambda(k) + \psi^T(k)P(k-1)\psi(k)} \quad (\text{B.34})$$

通常選擇初始條件  $P(0) = 10^8 \sim 10^{10}$  以加速其收斂速度。

