

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

頻率反應函數於房屋結構健康監測的應用

Application of Frequency Response Function in
Building Structural Health Monitoring

研究生：郭家宇

指導教授：洪士林 博士

中華民國 九十九年 八月

頻率反應函數於房屋結構健康監測的應用

研究生：郭家宇

Student : Ku-Yu Kuo

指導教授：洪士林 博士

Advisor : Dr. Shih-Lin Hung

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

A Thesis

Submitted to Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Chiao Tung University

in partial Fulfillment of the Requirements

for the Degree of

Master

in

Civil Engineering

August 2010

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十九年八月

頻率反應函數於房屋結構健康監測的應用

研究生：郭家宇

指導教授：洪士林 博士

國立交通大學土木工程學系碩士班

摘 要

長期以來天然災害(如台灣常見的地震、颱風等)對大地上的結構物常造成不同程度的損壞，使得人們的生命財產受到嚴重威脅，故於災害後若能快速的對結構物進行健康診斷與修復評估，為目前國內外學界致力研究的趨勢之一，又近年來識別資料處理的技術和量測結構反應的儀器、方法等皆有長足的進步，如能善加利用將可大幅的提升結構健康監測所帶來的生命保障和經濟效益。而本研究主要為將頻率反應函數應用於結構健康監測中，首先使用 SAP2000 軟體建立數值模型，以獲得模型在受外力擾動下的反應訊號，接著利用頻率反應函數結合指標公式形成原始的頻率反應函數指標圖，並利用曲率法改良之，使改良後的指標圖能判斷任意損壞案例的損壞位置，而損壞程度方面則是以類神經網路學習單點案例的損壞程度，此方法在判斷任意單點損壞案例的損壞程度上亦有良好的效果，唯多點損壞案例的損壞程度無法由類神經網路整合建立，待數值模型的損壞監測流程建置完成後，最終再嘗試以實驗資料驗證系統應用於實際的可行性。

關鍵字：結構健康監測、頻率反應函數、損壞指標、類神經網路

Application of Frequency Response Function in Building Structural Health Monitoring

Student : Ku-Yu Kuo

Advisor : Dr. Shih-Lin Hung

Department of Civil Engineering, National Chiao Tung University

ABSTRACT

A building structure may sustain damage either when subjected to severe loading like a strong earthquake or when its material deteriorates. The monitoring of the structural health (SHM) of buildings and civil infrastructure has attracted considerable interest in the last decade. Monitoring the structural health of a particular structural system involves a damage identification process that comprises detecting, locating, identifying type of, and estimating severity of, damage. Hence, a reliable, feasible, and economic SHM system is practical for building structures. The aim of this study attempts to utilize frequency response function (FRF) as index in SHM for locating and estimating severity of damage to building structures. First, a numerical study, based on SAP2000 software, is employed to create simulated damage cases including single and multi site(s) damage scenarios. Following, a novel FRF curvature method is developed and applied to locate damage. An ANN model is then utilized to evaluate the severity of damage for single-site cases. Finally, an experimental study is employed to verify the feasibility of the proposed FRF method. The simulation and experiment results expose that the proposed FRF index can locate damage correctly in single as well as multi site(s) damage and the ANN model can estimate the severity of damage for single-site damage cases acceptably.

Keywords: Structural health monitoring, FRF, Damage index, ANN

誌 謝

研究所階段即將來到尾聲，兩年從學士到碩士的磨鍊讓我成長許多，在這裡學到的科學知識和做研究的方法，都是未來我在社會發展的基石，其中要感謝的人首先為指導教授洪士林老師，以及鄭復平老師、黃炯憲老師、詹君治學長，兩年生涯經過這些良師的指導，無論在學業和待人處世上對我皆有莫大的幫助，此外還有博班學長子軒、勇奇，在我研究領域上的指導也不吝其煩。

再來要感謝研究室的同學，學長姐玉邦、志銘、彥伶、智中，帶領我們進入研究所的生活，在我對未來感到疑惑時能適時的給我建議和方向，同學冠豪、夙修、麗松、璧昀，在這裡和我一同打拼，使我兩年的求學路途中有伴相隨，學弟妹綸桓、思伶、江祥、孟軒，有你們的加入，使研究室的生活熱鬧不少。求學以來幸運的我在每個階段及每個領域都有一些的好朋友相伴，我要感謝你們為我的生活增添許多色彩，同時你們也都是扶持我的力量。最後最重要的是要感謝我的家人，感激之情已難以言表，因為沒有你們就沒有今天的我。

目錄

	頁次
摘要.....	I
ABSTRACT.....	II
誌謝.....	III
目錄.....	IV
表目錄.....	VII
圖目錄.....	VIII
第一章、緒論.....	1
1.1 前言.....	1
1.2 研究動機與目的.....	2
1.3 本文內容.....	3
第二章、文獻回顧.....	5
2.1 結構健康監測及損壞指標的發展.....	5
2.2 頻率反應函數應用於結構健康監測.....	8
2.3 類神經網路的發展與在結構健康監測的應用.....	10
第三章、研究方法.....	13
3.1 頻率反應函數.....	13
3.1.1 頻率反應函數的基本概念.....	13



3.1.2 單自由度系統之頻率反應函數.....	15
3.1.3 多自由度系統之頻率反應函數.....	16
3.1.4 頻率反應函數的種類.....	21
3.2 頻率反應函數指標.....	23
3.2.1 損壞指標的建立.....	23
3.2.2 曲率法.....	24
3.2 類神經網路.....	26
3.2.1 類神經網路之基本理論.....	26
3.2.2 人工神經元模型.....	27
3.2.3 本研究使用之類神經網路類型.....	28
第四章、系統設計與案例分析.....	30
4.1 數值模型的建立和分析.....	30
4.1.1 構架的設計.....	30
4.1.2 構架的資料.....	31
4.1.3 量測構架的加速度反應.....	31
4.2 FRF 指標圖及改良.....	32
4.2.1 頻率反應函數識別和指標公式的使用.....	32

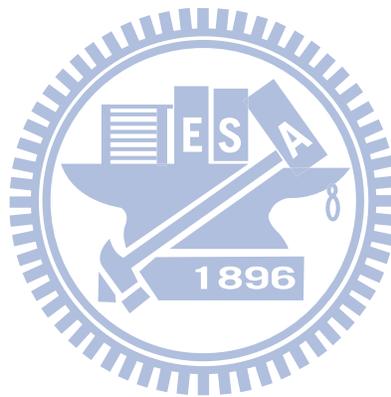
4.2.2 建立頻率反應函數指標圖	33
4.2.3 曲率法的改良	35
4.3 類神經網路進行單點損壞程度預測	37
4.3.1 類神經網路的學習和測試案例	37
4.3.2 類神經網路的成果	37
4.4 討論加入雜訊及實驗的誤差	38
4.4.1 數值資料加入雜訊的測試	38
4.4.2 實驗資料的測試	40
第五章、結論與建議	43
5.1 結論	43
5.2 討論與建議	44
參考文獻	46
附表	51
附圖	54
附錄 A-1	84
附錄 A-2	86
附錄 B	88



表目錄

頁次

表 3-1 頻率反應函數定義(THE DEFINITION OF RESPONSE FUNCTION)	51
表 3-2 類神經網路 CASE1	52
表 3-3 類神經網路 CASE2	53



圖目錄

	頁次
圖 1-1 災害應變的流程	54
圖 3-1 系統識別的組成概念	55
圖 3-2 頻率反應函數說明示意圖	55
圖 3-3 類神經網路的基本架構	56
圖 3-4 生物神經元的模型	57
圖 3-5 人工神經元的模型	57
圖 4-1 結構健康監測(損壞檢測)系統的建立流程	59
圖 4-2(A) SAP2000 軟體建置的剛構架模型	60
圖 4-2(B) 剛構架模型的模態頻率資料	61
圖 4-3 構架獲得加速度反應的位置示意圖	61
圖 4-4(A) 一樓損壞 15%的頻率反應函數圖(感測器於一樓的位置) ..	62
圖 4-4(B) 一樓損壞 15%的頻率反應函數圖(感測器於五樓的位置) ..	62
圖 4-5 一樓損壞 15%的原始指標圖	63
圖 4-6 三樓損壞 15%的原始指標圖	63
圖 4-7 三樓&五樓同時損壞 15%的原始指標圖	64
圖 4-8 一樓&五樓同時損壞 15%的原始指標圖	64
圖 4-9 三樓&四樓同時損壞 15%的原始指標圖	65

圖 4-10 一樓損壞 5% & 三樓損壞 15% & 五樓損壞 10% 的原始指標圖	65
圖 4-11 一樓損壞 15% 的曲率化指標圖	66
圖 4-12 三樓損壞 15% 的曲率化指標圖	66
圖 4-13 三樓&五樓同時損壞 15% 的曲率化指標圖	67
圖 4-14 一樓&五樓同時損壞 15% 的曲率化指標圖	67
圖 4-15 三樓&四樓同時損壞 15% 的曲率化指標圖	68
圖 4-16 一樓損壞 5% & 三樓損壞 15% & 五樓損壞 10% 曲率化指標圖	68
圖 4-17 三樓損壞 10%、20%、30%、40%、50% 的曲率化指標圖 ..	69
圖 4-18 一樓&五樓同時損壞 15%、20% 的曲率化指標圖	69
圖 4-19 一樓&三樓&五樓同時損壞 15%、20% 的曲率化指標圖	70
圖 4-20(A) CASE1 的類神經網路誤差收斂	71
圖 4-20(B) CASE1 的類神經網路回歸值	72
圖 4-21(A) CASE2 的類神經網路誤差收斂	73
圖 4-21(B) CASE2 的類神經網路回歸值	74
圖 4-21 三樓損壞 15% 的曲率化指標圖(加入 1% 高斯雜訊)	75
圖 4-22 三樓損壞 15% 的曲率化指標圖(加入 3% 高斯雜訊)	75
圖 4-23 三樓損壞 15% 的曲率化指標圖(加入 5% 高斯雜訊)	76
圖 4-24 三樓&五樓同時損壞 15% 的曲率化指標圖(加入 1% 高斯雜訊)	

.....	76
圖 4-25 三樓&五樓同時損壞 15%的曲率化指標圖(加入 3%高斯雜訊)	77
.....	77
圖 4-26 三樓&五樓同時損壞 15%的曲率化指標圖(加入 5%高斯雜訊)	77
.....	78
圖 4-27 國家地震中心大型鋼構架資料	78
.....	79
圖 4-28 小型實驗構架設計圖	79
.....	80
圖 4-29 地震中心構架的一樓損壞案例	80
.....	80
圖 4-30 地震中心構架的一樓損壞案例	80
.....	81
圖 4-31 地震中心構架的三樓損壞案例	81
.....	81
圖 4-32 五層樓小型構架的三樓損壞案例(三樓換兩根細柱)	82
.....	82
圖 4-33 五層樓小型構架的三樓損壞案例(三樓換四根細柱)	83
.....	83
圖 5-1 健康監測系統示意圖	83
.....	88
圖 B-1 一樓損壞 15%的各層 FRF 圖	88
.....	89
圖 B-2 一樓損壞 10%、20%、30%、40%、50%的曲率化指標圖	89
.....	89
圖 B-3 二樓損壞 10%、20%、30%、40%、50%的曲率化指標圖	90
.....	90
圖 B-4 四樓損壞 10%、20%、30%、40%、50%的曲率化指標圖	90
.....	90
圖 B-5 五樓損壞 10%、20%、30%、40%、50%的曲率化指標圖	91
.....	91
圖 B-6 六樓損壞 10%、20%、30%、40%、50%的曲率化指標圖	91
.....	91
圖 B-7 一樓&三樓同時損壞 15%、20%、25%的曲率化指標圖	91
.....	92
圖 B-8 三樓&五樓同時損壞 15%、20%、25%的曲率化指標圖	92

圖 B-9 四樓&六樓同時損壞 15%、20%、25%的曲率化指標圖	92
圖 B-10 一樓&五樓同時損壞 15%、20%、25%的曲率化指標圖	93
圖 B-11 一樓&二樓同時損壞 15%、20%、25%的曲率化指標圖.....	93
圖 B-12 二樓&三樓同時損壞 15%、20%、25%的曲率化指標圖	94
圖 B-13 三樓&四樓同時損壞 15%、20%、25%的曲率化指標圖	94
圖 B-14 五樓&六樓同時損壞 15%、20%、25%的曲率化指標圖	95
圖 B-15 二樓&四樓損壞 15%、20%、25%的曲率化指標圖	95
圖 B-16 一樓&三樓&五樓同時損壞 15%、20%、25%的曲率化指標圖	96
圖 B-17 二樓&四樓&六樓同時損壞 15%、20%、25%的曲率化指標圖	96
圖 B-18 二樓&三樓&五樓同時損壞 15%、20%、25%的曲率化指標圖	97
圖 B-19 三樓&四樓&五樓同時損壞 15%、20%、25%的曲率化指標圖	97
圖 B-20 三樓損壞 10%、20%、30%、40%、50%的曲率化指標圖..	98
圖 B-21 三樓&五樓同時損壞 15%、20%、25%的曲率化指標圖	98
圖 B-22 一樓&三樓&五樓同時損壞 15%、20%、25%的曲率化指標圖	99
圖 B-23 三樓&四樓&五樓同時損壞 15%、20%、25%的曲率化指標圖	99

第一章、緒論

1.1 前言

在台灣，結構物在其生命週期之內經常受到地震、颱風等外力或其他因素的影響，造成結構體的損壞，然而有時結構的構件單元損壞並不一定能從肉眼判斷，若當這些損壞的情況嚴重時，很可能會造成生命財產的不幸損失，故如何使用有效的方法和儀器來評估結構物的損壞情形，使得日後的維修和重建能有所依據，結構健康監測這門課題便成為土木工程中重要之一環。

結構健康監測的損壞評估，依方法可分為兩大部分，其一為局部性的非破壞檢測(Nondestructive testing)，主要概念為在不破壞受測結構物的情況下，對單一結構元件探測其中的缺陷，做法通常是以人員用非破壞檢測的儀器或肉眼進行實地的勘驗，但此類方法的缺點為，當損壞的可能範圍越大時所花費的人力和時間將相對的增加，且無法對結構物做整體性的判斷，來瞭解損壞對整體結構物的影響；另一方面為整體性的結構損壞評估，利用預先架設於結構體上的感測器來量測結構物受外力擾動時的動力反應訊號(如位移、速度、加速度等)，接著利用所獲得的訊號對結構物進行損壞識別，以獲得結構物的動力參數(如質量、阻尼、勁度等)或模態、自然頻率等資訊，並比較不同的時間點間參數或訊號反應的變化情形，此種方法不僅能得知結構物的損壞位置和程度，並可進一步得知損壞對整體結構物的影響。

結構物的整體損壞識別方法還可分為時間域和頻率域的識別，顧名思義前者為在一段固定時間下的訊號反應分析，而後者為頻率譜下的能量分析，兩者的識別資料可以透過數學公式互相轉換，但通常頻率域的分析為先透過量測時間域的反應再經由轉換而得，本論文之頻

率反應函數也為由此方式進行。

此外損壞檢測的程序還分為四個層級，第一階段為判斷是否有損壞發生，第二階段為判斷損壞的位置，第三階段為判斷損壞的程度，第四階段為評估災後的使用性或維修成本，此觀念已成為現代結構健康監測系統的重要程序。

1.2 研究動機與目的

從上一節所述可知，如何建立一個有效且即時的結構健康監測系統為當今學界致力研究的趨勢之一，而其中一個可行的方法似乎明顯的落在結構物的整體損壞識別上，預先在重要的結構和橋梁裝設感測器，感測器能夠在災害前後迅速的讓我們知道結構物受擾動之後的訊號反應，接著透過成立好的緊急災害應變中心能夠立即的判斷各個現場的損壞情況，隨即對可能發生災害的地點做出適當且立即的處理，有關整個災害應變的流程請參考圖 1-1。

而長久以來由於量測設備和資料處理的科技進步，結構系統損壞識別的領域也趨向於穩定及多樣化的發展，其中頻率域分析下的頻率反應函數也成為研究的主流之一，頻率反應函數(Frequency Response Function, FRF)，其包含頻率域分析下的優點，如可直觀性的從頻譜圖上看出損壞對自然頻率的影響等，此外頻率反應函數還具有不受外力影響的特性，此特性對於針對地震力下的結構健康監測系統是有利的，因為每次地震發生時會因為不同的震源規模以及震源和結構物的相對位置，對結構物所產生的外力影響將會有所差異。

故本文主要為研究頻率反應函數在結構健康監測上的應用，首先利用工程界常用的有限元素分析軟體 SAP2000 建立數值模型，在完整及不同損壞情形的案例下，分析數值模型受到地震力時的加速度反

應，然後透過程式轉換以獲得損壞識別後的頻率反應函數資料，接著利用所得的資料結合指標公式建立頻率反應函數指標值，在此由於一般的頻率反應函數指標值在判斷損壞位置時會有不易判讀的情形，故再使用曲率法(Curvature Method)的概念將一般的頻率反應函數指標圖改良，使改良後的指標圖可明確的表示結構物損壞的位置，損壞程度方面則是以類神經網路(Artificial Neural Network)進行學習，希望透過有限的案例來建立起完整的損壞程度評估方法，使任何損壞情況的案例輸入系統後皆可被準確的判斷出損壞程度，待數值上的損壞檢測系統流程建置完成之後，再以加入雜訊和實際實驗資料的方式來驗證此系統應用於實際的可行性。

1.3 本文內容

此節為簡述本論文之基本的架構，以及約略介紹每一章所提到的內容：

1. 第一章為引進本論文之主題，首先介紹結構健康監測系統的概念和方法，接著引入本研究中頻率域識別下的頻率反應函數，以及概述寫此論文的動機及目的。
2. 第二章為介紹歷年來與本研究的相關文獻，主要為結構健康監測和損壞指標的論文回顧，還有本研究中主要使用的兩個方法，頻率反應函數及類神經網路如何在結構健康監測系統上被應用的研究文獻。
3. 第三章為介紹本研究所使用的方法，首先將詳細介紹頻率反應函數的基本概念和公式推導過程，及頻率反應函數的種類等，接著第二部分則介紹將頻率反應函數指標化的公式，以及如何形成損

壞檢測指標值來供我們判斷，還有闡述改良原始頻率反應函數指標值的缺點所使用的曲率法，最後再簡單介紹本研究所使用的類神經網路之基本概念和架構

4. 第四章為研究步驟的說明和所獲得之成果的整理和比較，首先介紹利用有限元素分析軟體 SAP2000 所建置的數值模型，獲得模型的加速度反應訊號和轉換成頻率反應函數資料的過程，分析指標值建立和改良後的比較，以及類神經網路的測試案例等，最後再探討數值模型加入雜訊以及實驗資料測試的案例。
5. 第五章為結論與建議，此章將提出在整個研究過程中所做遭遇到問題與困難，以及未來可能的展望和建議。
6. 最後為本論文之附錄，有各種破壞案例下的頻率反應函數指標圖整理，以及在整本論文中所提及的各種流程圖、表格、參考資料等都將置於此部分供讀者參閱。

第二章、文獻回顧

本章將探討過去至近年來與本論文相關之研究成果，主要可分為兩大部分：首先為介紹結構健康監測與損壞指標發展的相關文獻，第二部分則為國內外學者對頻率反應函數及類神經網路應用在結構健康監測上的研究。

2.1 結構健康監測及損壞指標的發展

在現今文明高度發展的社會，土木工程의 建築工法已經漸漸的趨向於複雜化和巨大化，雖然這些高科技的大型結構物帶來人類的生活便利及舒適，但相對來說此類結構物的安全性將變得更加重要，如果不幸因為天災或人為疏失而導致結構物的損壞崩塌，那所造成的生命財產威脅將會相對的大量增加，因此結構健康監測的議題在過去到近年來一直不間斷的討論和研究，土木工程領域的科學家及工程師瞭解結構健康監測的技術必須伴隨著土木工程的精進一起成長。

而有關於結構健康監測的研究著作我們可往前回溯到 20 世紀，近年來相關的重要著作有，1984 年由 D.J. Ewins 出版的 Modal testing : theorem practice and application[1]，此書為集此學者實務經驗的大成，裡面詳細的記載結構動力參數的基礎概念和理論推導，以及如何推廣至實務上的動態參數實驗和系統識別等多項技巧，帶領工程師從數學模型走入實際實驗分析的領域，因此在土木、機械、航太工程領域上均有極大的貢獻。接著 1993 年由學者 Rytter 提出結構健康監測的程序，也就是我們現在所熟知的四項損壞檢測之步驟：1.判斷損壞是否存在？2.損壞的位置在哪？3.損壞的程度為何？以及最後的 4.評估損壞對結構物的影響和生命年限，此項概念也是現今結構健康監測的依

據所在。損壞檢測的方法大致上分為整體的系統識別和局部的非破壞檢測，在此僅對與本研究相關的系統識別做文獻探討，系統識別在工程領域中的發展已有相當長的一段時間，在土木工程方面的應用常為結構系統的損傷檢測，方法為在實務實驗或數值模擬上以結構物的特徵值進行比對，針對結構物在破壞前後的特徵值變化進行分析，早期 R.D. Adams 和 P. Cawley[2]等學者便於 1978 年經由實驗證實勁度矩陣和阻尼矩陣可用來做為損壞檢測的依據，之後再度提出量測結構物的自然頻率也是有效的損壞檢測方法。識別之方法還分為靜態和動態的兩種分析，兩種方法都是基於識別有限元素分析下得來的實驗或數值模擬資料，1991 年 M. Sanyayei 與 O. Onipede[3]利用靜態力量和量測位移之間的關係，來分析結構中勁度矩陣的變化，藉此評估結構物的整體損傷情形，動態方面如 G.C. Yao[4]等人的研究，並於 1992 年觀察鋼架在破壞前後應變模態(Strain Mode Shape)的改變，驗證以應變改變量做為檢測損傷的可行性，接著往後無論在探討靜態或動態的損傷檢測，許多研究皆是以此為出發點來探討。1995 年學者 J.S. Lew[5]利用傳遞函數(Transfer Function)的概念，進行撓度變形梁型桁架桿件的損傷檢測，在研究中指出以往在結構的系統識別中，大多採用定量參數(如自然頻率、結構勁度等)來進行分析，但其改變量容易受到環境因素或儀器干擾的影響，所以很難精確地判斷出損傷的情形，因此採用傳遞函數的改變來判斷損傷位置，能夠獲得比以往更佳的效果，但此方法僅適用於單一損傷之結構，且其反應容易受到邊界強度的干擾影響，故尚建議可使用多重輸入及輸出系統一致的演算法(Coherence Algorithm)來改善結果。此外近代還有以特殊複合材料來進行結構健康監測的手段，如 2008 年 E.T. Thostenson 和 T.W. Chou[6]利用少量的奈米碳管摻入複合結構元件的接頭當中，使該接頭構件具

有導電性，通電後在結構受到外力的期間，觀察電阻的變化來判斷複合材料構件破壞的過程，此研究中所摻入的奈米碳管數量僅占全體材料的 0.1% 不到，卻在量測損傷方面上有不錯的效果，加上近年來奈米技術的精進，未來的確是可以被期待做為感測器的一種材料。不論是演算法、結構材料、電腦儀器、識別技術的進步，皆可帶動結構健康監測領域的發展，科技的進步也提供國內外結構健康監測領域的學者更有利的環境及更創新的研究想法。

至於損壞指標方面的發展也已有一段時間，損壞指標是指結構物在受到外界的擾動之後，藉由量測結構物在此段時間內的動態反應，經過分析評估之後計算出此結構物損壞的物理量，讓大家透過指標值都能客觀的瞭解結構物的損壞情形，目前損壞指標主要分為振動反應和結構參數兩大類，振動反應的損壞指標為藉由結構物受擾動下的反應計算損壞的物理量(如位移、速度、加速度或能量等)；而結構參數即是以結構特性做為參考，比較參數於結構物損壞前後的差別，此方法常假設參數在受外力的情況下為非時變性，如此可以線性系統的方式進行識別。此外損壞指標通常會將損壞指標正規化至 0 和 1 之間，結構毫無損壞的情況下定義為 0，而結構完全損壞時則定義為 1。較早提出的損壞指標有 1985 年 Y.J. Park 和 H.S. Alfredo [7] 提出的以單一值來表示整體結構的損壞，此損壞指標的計算簡單，且可描述出整體結構物損壞的情形，但卻無法預測損壞的位置及位置的程度。又建築物雖屬多自由度系統，但 1993 年由 Edoardo Cosenza [8] 等人將結構物視為單自由度的完全彈塑性系統分析，此後為了簡化分析的因素，後期的學者也常用單自由度的方法來建立損壞指標。有些學者，如 Edoardo Cosenza 和 Peter Fajfar [9] 等人則認為僅單獨考慮非彈性的變形無法代表地震反覆載重的行為，故當結構進行非彈性時，遲滯迴圈

所造成的能量消散將有助於描述結構物的損壞狀態，於是針對此關係建立出損壞指標。此外還有學者利用結構的模態來當作損壞指標，模態為和結構位移有關的參數，故除了能反應結構當下的狀態也利於找出損壞的位置，研究有 A.K. Pandy[10]等人於 1991 年的模態曲率指標 (Modal Curvature Index)，R.J. Allemage 與 D.L. Brown[11]所建立的 MAC 指標，以及 N.A.J. Lieven[12]隨後修改的 COMAC 指標，以上指標在損壞位置的判定上都有不錯的效果，此外也有學者提出這些指標可能具低敏感度並提出改良的方法，如 M. Ndambi 和 J. Brasiliano[13]等人將自然頻率與模態共用，建立出來的損壞指標值有更佳的效果能判斷結構損壞的發生和位置，提出的柔度損壞指標(MFDI)即為此兩種參數所建立的柔度矩陣，此後各種指標被不斷的提出，損壞指標的建立便依上述這些文獻為基礎多元化的發展。

2.2 頻率反應函數應用於結構健康監測

頻率域的識別法最初以 C.C. Kennedy 與 C.D.P. Pancu[14]於 1947 年所提出的，使用結構反應在頻率域的分析下求取系統參數的理論，爾後 Bishop 和 Gladwell[15]將這些理論應用於實際問題的分析上，以實驗來證明理論的可行性，D.J. Ewins 和 D.E. Newland[16]的著作中則對頻率域識別法中的各種相關理論和分析方法有較完整的討論。頻率域下的分析法有很多，其中一項重要的發展即為本研究所主要探討的頻率反應函數，有關於近年來頻率反應函數的研究有，Usik Lee 和 Jinho Shin[17]等學者於 2001 年將頻率反應函數運用在結構損傷識別方法 (structural damage identification method, SDMI) 的概念，使用梁結構的模型做探討，使用統一化的參數使得在 SDMI 分析時不用考慮模型資料，並在文中提到 reduced domain method 的方法來降低資料的維度以

提升效率。J.V. Araujo dos Santos, C.A. Mota Soares, N.M.M. Maia[18]等人於2004年運用頻率反應函數於薄板的損傷檢測上，並利用頻率反應函數計算薄板頻率及模態變化的影響，同時也認為此方法在低頻時會有較好的效果。Y.Q. Ni, X.T. Zhou, J.M. Ko[19]等人於2005年提出的以頻率反應函數結合類神經網路以及Principal component analysis (PCA)的方法在地震後損傷檢測之研究，實驗方式是以比例1:20的38層大樓模型放置於振動台上進行，過程中也加入雜訊做為干擾並探討其影響，Principal component analysis (PCA)方法為在量測所得之整體的龐大資料矩陣中擷取某部份特徵矩陣做為代表，以縮小整體資料矩陣的方式來降低資料量和消除誤差，使得電腦處理資料的速度能加快許多，同時也因為誤差降低及擷取特徵的原因使損壞評估的精度得以提升。R.F. Nunesa, A. Klimke, J.R.F. Arruda[20]於2005年提出頻率反應函數結合模糊理論的研究，試圖跳越傳統有邊界條件下的有限元素模型，使得在動力分析下不確定及不完整的識別分析資料也能當作參考，並也希望利用模糊的分類概念使其計算變得容易些。而近幾年的研究有，中國科學家Z.D. Zhang與C.S. Chen [21]於2007年針對實體模型進行探測裂縫的實驗，除了說明裂縫對頻率反應函數的影響為非線性外，也驗證在實體模型上的水平桿和斜桿之損壞會對頻率反應函數有各自不同的影響，可藉由此不同的轉變以利找出損壞的位置，以及在實體構架上質量的損失也可由頻率反應函數的改變來探得。Z.Q. Qu[22]於2007年則是將Adaptive mode superposition and acceleration Technique(AMSAT)此種新技術應用於頻率反應函數的方法再加以研究，比較不同模式或混合模式下的效果並加以說明，也強調此種方法可用於考慮阻尼的情況，甚至是推廣至複雜非典型的阻尼，使頻率反應函數在系統識別上可望有更進一步的發展。接著還有非線性的頻率

反應函數研究，如Z.K. Peng , Z.Q. Lang , S.A. Billings[23]等人提出的 nonlinear output frequency response functions (NOFRFs)研究，研究中利用非線性的頻率反應函數資料來偵測梁的裂縫，發現不僅裂縫的發生可以得到識別，裂縫的程度也和計算出來的頻率反應函數值成正比，如此便可知道裂縫損壞的程度。接著還有Z. K. Peng , Z.Q. Lang , S.A. Billings[24]於2008年提出一個新的演算法則，此演算法可以在非線性的勁度和彈簧情況下得到非線性關係的頻率反應函數資(NOFRFs)，來分析多重自由度的非線性系統，這些研究使得頻率反應函數於非線性的發展也有長足的進步。L. Pichler, H.J. Pradlwarter , G.I. Schueller[25]等人則在2008年提出Meta-Model的概念，在頻率反應函數的分析下利用部分結構反應去找出整體系統的特徵反應，只要系統為線性時且透過最小平方誤差解皆有不錯的效果，此研究使得在量測系統的概念上能有新的突破或想法。

以上這些有關於頻率反應函數的相關研究，我們可看出頻率反應函數的研究已慢慢的日趨成熟，從頻率反應函數本身的改良到結合其他領域的研究皆被相繼提出，此外還包括資料處理和量測技術的提升，像是縮減量測資料的研究或是感測器擺設位置的最佳化，此方面研究的學者皆在想辦法如何在不喪失識別精度的情況下來提升量測效率，故以上這些頻率反應函數的相關文獻皆在我研究時能做為我良好的參考。

2.3 類神經網路的發展與在結構健康監測的應用

1943年McCulloch and Pitts首先提出類神經元架構，此時類神經仍無學習法則，學習法則由1949年的學者Hebb提出，此時啟動了類神經的開端，1958年Rosenblatt提出了認知器（perceptrons）的架構，

此時的認知器可以做簡單的圖型辨識，為最早的類神經網路模式，而後1960年Widrow and Hoff使用最小平方誤差訓練適應線性元件，此後類神經沒落了一段時間，主要原因為當時學者認為類神經網路連簡單的「互斥或」(exclusive or, XOR) 問題都沒有辦法解決，故在當時被認為前途不佳而被忽略，直到1980年代後才又再度興起，因當時的學者提出了聯想記憶體架構和倒傳遞類神經理論等一連串的突破性發展理論而解決了以上的問題，直到現在類神經網路被提出的種類和發展也趨向於多樣化及完整，類神經網路如今已廣泛的應用在各個不同的領域中[26]。

隨著時代科技的發展，建構健康監測系統識別的技術已快速的成長，而系統識別所獲得的資料往往是大量且複雜的，此時要獲得反應資料和損傷結果的關係通常是相當的困難，因此如何建立起兩者之間的關聯往往是一個浩大的工程，近年來開始有研究以類神經網路應用於結構健康監測的資料處理上，因類神經網路的優勢即為處理此種龐大複雜資料的能力，研究希望以類神經網路建立一個完善且有效率的系統。而類神經網路與土木領域的應用，最早僅於設計和分析等問題的解決，直到90年代初期，學者Kudva[27]以模態做為輸入，訓練類神經網路診斷結構損壞的位置，Worden[28]則是針對剛架模型做不同負載下的反應分析，以所得的應變和損壞狀態做為類神經網路的訓練案例，以上為類神經發展初期時的研究，主要目的在資料處理上速度的提升，之後隨著類神經網路的發展和電腦速度的提升，更多學者投入相關領域的研究，如Ceravolo[29]等人使用倒傳遞類神經網路為架構，證明自然頻率的辨識也是相當明顯的損壞指標，而Szewczyk[30]和Hajela將結構的靜態變位做為輸入值，嘗試找出桿件勁度改變與節點變位之間的關聯性，國內學者也在此領域中有所貢獻，如Hung[31]

[32]等人利用倒傳遞類神經模擬結構非線性遲滯動力行為，利用敏感度的方法分析輸入變數對輸出變輸的影響，藉此來降低網路的複雜度以提高效率和精度，此方法在數值分析和實驗皆有不錯的效果，可模擬Bouc-Wen滯模式系統的非線性動力行為，還有應用小波類神經網路於橋樑實測地震反應之損壞偵測，小波類神經網路為將小波轉換取代神經元中的轉換函數形成小波元的型式稱之，而訓練方式則類似類神經網路中常用的倒傳遞模式，其目的為根據輸入和輸出的訊號自動調整小波元的參數，大量減少分解和重建訊號所需的小波數目，並能快速有效的分解和重建。根據以上這些文獻，我們可利用不同的數值輸入類神經網路中學習，只要配合適度的參數修正及足夠的訓練，類神經網路將在結構健康監測領域中有廣大的發展空間。



第三章、研究方法

本章為介紹本研究中所使用的方法，首先將介紹頻率反應函數的基本概念和公式推導的過程，再概述頻率反應函數的種類，而第二部份則介紹將頻率反應函數指標化所使用的公式，和從指標值到建立損壞指標圖之間的方法，以及曲率法的概念和為何適用於指標圖的改良，最後再簡單介紹本研究所使用的類神經網路之基本概念和架構。

3.1 頻率反應函數

頻率域分析的方法發展已久，廣泛的應用於結構物的系統識別中，其中目前常見的方法之一即為頻率反應函數。本節中將先對頻率反應函數作基本的說明，然後再針對單自由度及多自由度系統的頻率反應函數之推導過程和頻率反應函數的種類加以介紹。

3.1.1 頻率反應函數的基本概念

結構系統的振動識別主要可分為訊號輸入、系統特性、訊號輸出三部分組成，如圖 3-1 所示，藉由量測輸入及輸出關係的變化來獲得結構系統的模態參數，進而建立結構系統的運動方程式，結構系統的模態參數主要有自然頻率、振態、系統質量、阻尼、勁度等組成，而脈衝反應函數(Impulse Response function)即為上述之關係所得到的系統識別，脈衝反應函數為一種在時間域下描述結構系統受擾動後的動力行為，而相對於頻率反應函數則是在頻率域下的描述，又頻率反應函數為脈衝反應函數透過數學公式轉換至頻率域的結果，故頻率反應函數也帶有該結構系統的動力特性，下面將推導脈衝反應函數經由傳

利葉轉換至頻率反應函數的過程。

如有一個結構系統如圖 3-2 所示，有單位脈衝函數 $\delta(t)$ 作用於此系統上而產生反應 $h(\tau)$ ，則稱此 $h(\tau)$ 為單位衝力函數，而若當作用的外力為任意的 $x(t)$ 則產生的反應稱為 $y(t)$ ，我們可得到外力作用與結構反應的關係為：

$$y(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} h(\tau)x(t - \tau) d\tau \quad (3-1)$$

上式為在時間域下的任意外力作用和結構反應的關係，根據迴旋積分的定義也可將上式表達成

$$y(t) = h(t) * x(t) \quad (3-2)$$

由於上式直接運算不易，故我們將上式(3-1)兩邊做傅利葉轉換

$$\int_{-\infty}^{+\infty} y(t) e^{-i\omega t} dt = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} h(\tau)x(t - \tau) d\tau e^{-i\omega t} dt \quad (3-3)$$

上式(3-3)經過整理可得

$$\int_{-\infty}^{+\infty} y(t) e^{-i\omega t} dt = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} h(\tau)x(t - \tau) e^{-i\omega t} d\tau dt \quad (3-4)$$

上式(3-4)的等號右邊為 $y(t)$ 做傅利葉轉換變成 $Y(\omega)$ ，其中 ω 為自然頻率

$$Y(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} h(\tau)x(t - \tau) e^{-i\omega t} d\tau dt \quad (3-5)$$

接著令 $t = \tau + u$ ，則 $dt = du$ ，則式子(3-5)將可整理為

$$Y(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} h(\tau)x(u) e^{-i\omega(\tau+u)} d\tau du \quad (3-6)$$

對上式(3-6)等號右邊做積分分項整理可得

$$Y(\omega) = \int_c^{+\infty} h(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau \int_{-\infty}^{+\infty} x(u) e^{-i\omega u} du \quad (3-7)$$

等號右邊為兩項傅利葉轉換，最後可得關係式如下

$$Y(\omega) = H(\omega)X(\omega) \quad (3-8)$$

故推導至此我們可知 $Y(\omega)$ 為結構的位移反應 $y(t)$ 經由傅利葉轉換的結果， $H(\omega)$ 為結構的脈衝反應函數 $h(t)$ 經由傅利葉轉換的結果，而 $X(\omega)$ 則是任意作用外力 $x(t)$ 經由傅利葉轉換而來。而 $H(\omega)$ 即為此結構系統的頻率反應函數，就由上式(3-8)關係可得

$$H(\omega) = \frac{Y(\omega)}{X(\omega)} \quad (3-9)$$

上式(3-9)即為頻率反應函數的基本定義。

3.1.2 單自由度系統之頻率反應函數

對於單自由度的系統而言，其結構動力方程式為：

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = f(t) \quad (3-10)$$

上式(3-10)中 m 、 c 、 k 分別表示結構系統的質量、阻尼及勁度值， $x(t)$ 為時間域下的位移， $f(t)$ 為任意的外力作用， $\dot{x}(t)$ 為 $x(t)$ 對時間的一次微分，在此代表速度； $\ddot{x}(t)$ 為 $x(t)$ 對時間的兩次微分，在此則代表加速度。對上式進行傅利葉轉換可得單自由度的頻率反應函數，其推導過程將表示如下頁：

令 $x(t) = Xe^{i\omega t}$ 、 $f(t) = Fe^{i\omega t}$ ，且已知 $i = \sqrt{-1}$ 代入公式中可得

$$-\omega^2 m X e^{i\omega t} + i\omega c X e^{i\omega t} + k X e^{i\omega t} = F e^{i\omega t} \quad (3-11)$$

將上式(3-11)的 $Xe^{i\omega t}$ 提出

$$(-\omega^2 m + i\omega c + k) X e^{i\omega t} = F e^{i\omega t} \quad (3-12)$$

將上式(3-12)的 $e^{i\omega t}$ 消去

$$(-\omega^2 m + i\omega c + k) X = F \quad (3-13)$$

上式(3-13)經過整理

$$H(\omega) = \frac{X}{F} = \frac{1}{(-\omega^2 m + i\omega c + k)} = \frac{1}{(k - \omega^2 m) + i\omega c} \quad (3-14)$$

上式(3-14)中的 $H(\omega)$ 即為此單自由度系統的頻率反應函數。

3.1.3 多自由度系統之頻率反應函數

若要將上節中的推導應用在 N 自由度的物體，則先列出 N 自由度

的結構動力方程式為：

$$[m]\{\ddot{x}(t)\} + [c]\{\dot{x}(t)\} + [k]\{x(t)\} = \{f(t)\} \quad (3-15)$$

上式中 $[m]$ 、 $[c]$ 、 $[k]$ 分別為 $N \times N$ 維的質量、阻尼及勁度矩陣， $\{x(t)\}$ 為 $N \times 1$ 維的位移向量， $\{f(t)\}$ 為 $N \times 1$ 維的外力作用，而 $\{\dot{x}(t)\}$ 為 $\{x(t)\}$ 對時間的一次微分，在此代表速度向量， $\{\ddot{x}(t)\}$ 為 $\{x(t)\}$ 對時間的兩次微分，在此代表加速度向量，關於 m 、 c 、 k 的組成參考附錄 A-1，對上式(3-15)進行傅利葉轉換可得頻率反應函數，公式推導表示如下：

令 $\{x(t)\} = \{X\}e^{i\omega t}$ 、 $\{f(t)\} = \{F\}e^{i\omega t}$ ，且已知 $i = \sqrt{-1}$ 代入公式中可得

$$-\omega^2[m]\{X\}e^{i\omega t} + i\omega[c]\{X\}e^{i\omega t} + [k]\{X\}e^{i\omega t} = \{F\}e^{i\omega t} \quad (3-16)$$

將上式(3-16)的 $\{X\}e^{i\omega t}$ 提出

$$(-\omega^2[m] + i\omega[c] + [k])\{X\}e^{i\omega t} = \{F\}e^{i\omega t} \quad (3-17)$$

將上式(3-17)的 $e^{i\omega t}$ 消去

$$(-\omega^2[m] + i\omega[c] + [k])\{X\} = \{F\} \quad (3-18)$$

上式(3-18)兩邊同乘以 $(-\omega^2 [m] + i\omega [c] + [k])^{-1}$

$$\{X\} = (-\omega^2 [m] + i\omega [c] + [k])^{-1}\{F\} \quad (3-19)$$

又上式(3-19)整理可得

$$[H(\omega)] = \frac{\{X\}}{\{F\}} = \frac{1}{(-\omega^2[m] + i\omega[c] + [k])} \quad (3-20)$$

$$[H(\omega)] = (-\omega^2[m] + i\omega[c] + [k])^{-1} \quad (3-21)$$

上式中的 $[H(\omega)]$ 即為多自由度系統的頻率反應函數。

在此多自由度的系統為了易於分析，通常將阻尼 $[c]$ 假設成 $\alpha[k]$ ，使阻尼 $[c]$ 和勁度 $[k]$ 具有倍數的關係，則此系統可視為無阻尼的系統，我們可知無阻尼系統的自由振動方程式為 $[m]\{\ddot{x}(t)\} + [k]\{x(t)\} = 0$ ，一樣將 $\{x(t)\} = \{X\}e^{i\omega t}$ 、 $\{f(t)\} = \{F\}e^{i\omega t}$ 代入方程式中，且利用此方程式具有非零解的關係，我們可得 $\det|[k] - \omega^2[m]| = 0$ 的結果，利用此結果可解方程式的特徵值 ω_i^2 ，其中 $i = 1, 2, 3, \dots, N$ ，若將前面所得的特徵值分別代回無阻尼的自由振動方程式，則可分別求得特徵向量 $\{\varphi\}_i$ ，其中 $i = 1, 2, 3, \dots, N$ ，而此特徵向量所組成的矩陣為 $[\varphi]$ ，(關於特徵值和特徵向量的解法詳細參考於附錄 A-2)，將前式(2-21)對角正規化，方法為式子前面乘以 $[\varphi]^T$ 而後面乘以 $[\varphi]$ ，整理推導如下：

首先將式子(3-21)整理成

$$[H(\omega)^{-1}] = (-\omega^2[m] + i\omega[c] + [k]) \quad (3-22)$$

將上式(3-22)前面乘以 $[\varphi]^T$ ，後面乘以 $[\varphi]$

$$[\varphi]^T [H(\omega)^{-1}] [\varphi] = [\varphi]^T (-\omega^2[m] + i\omega[c] + [k]) [\varphi] \quad (3-23)$$

由於結構系統的具有下列向量正交性的關係

$$[\varphi]^T[M][\varphi] = \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & m_i & \\ & & \ddots \end{bmatrix} \quad (3-24)$$

$$[\varphi]^T[C][\varphi] = \alpha[\varphi]^T[k][\varphi] = \alpha \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & k_i & \\ & & \ddots \end{bmatrix} \quad (3-25)$$

$$[\varphi]^T[K][\varphi] = \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & k_i & \\ & & \ddots \end{bmatrix} \quad (3-26)$$

上式(3-24)、(3-25)、(3-26)為對角矩陣，我們可經由上三式關係將式子(3-23)化為

$$[\varphi]^T[H(\omega)^{-1}][\varphi] = \left(-\omega^2 \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & m_i & \\ & & \ddots \end{bmatrix} + i\omega \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & c_i & \\ & & \ddots \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & k_i & \\ & & \ddots \end{bmatrix} \right) \quad (3-27)$$

又將上式(3-27)前面乘以 $[[\varphi]^T]^{-1}$ ，後面乘以 $[[\varphi]]^{-1}$ 可得

$$[H(\omega)^{-1}] = [[\varphi]^T]^{-1} \left(-\omega^2 \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & m_i & \\ & & \ddots \end{bmatrix} + i\omega \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & c_i & \\ & & \ddots \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & k_i & \\ & & \ddots \end{bmatrix} \right) [[\varphi]]^{-1} \quad (3-28)$$

將上式(3-28)整理如下

$$[H(\omega)] = \left([[\varphi]^T]^{-1} \left(-\omega^2 \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & m_i & \\ & & \ddots \end{bmatrix} + i\omega \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & c_i & \\ & & \ddots \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & k_i & \\ & & \ddots \end{bmatrix} \right) [[\varphi]]^{-1} \right)^{-1} \quad (3-29)$$

則上式(3-29)可等於

$$[H(\omega)] = ([[\varphi]]^{-1})^{-1} \left(-\omega^2 \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & m_i & \\ & & \ddots \end{bmatrix} + i\omega \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & c_i & \\ & & \ddots \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & k_i & \\ & & \ddots \end{bmatrix} \right) ([[\varphi]^T]^{-1})^{-1} \quad (3-30)$$

最終經過整理可得

$$[H(\omega)] = [\varphi] \left(-\omega^2 \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & m_i & \\ & & \ddots \end{bmatrix} + i\omega \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & c_i & \\ & & \ddots \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & k_i & \\ & & \ddots \end{bmatrix} \right) [\varphi]^T \quad (3-31)$$

上式 $[H(\omega)]$ 矩陣中，第 j 列第 k 行的元素 $H_{jk}(\omega)$ 為

$$H_{jk}(\omega) = \frac{(\varphi_{ji})(\varphi_{ki})}{(k_i - \omega^2 m_i) + i(\omega c_i)} \quad (3-32)$$

其中 k 為外力作用點 j 為位移反應量測點，令 $B_{jk} = (\varphi_{ji})(\varphi_{ki})$

$$H_{jk}(\omega) = \sum_{i=1}^N \frac{B_{jk}}{(k_i - \omega^2 m_i) + i(\omega c_i)} \quad (3-33)$$

再將上式分子分母同除以 m_i

$$H_{jk}(\omega) = \sum_{i=1}^N \frac{B_{jk}/m_i}{\left(\frac{k_i}{m_i} - \omega^2\right) + i\left(\omega \frac{c_i}{m_i}\right)} \quad (3-34)$$

又由 $\xi_i = c_i/2m_i\omega_i$ 、 $\omega_i = \sqrt{k_i/m_i}$ ，所以 $c_i/m_i = 2\omega_i\xi_i$ 、 $k_i/m_i = \omega_i^2$ ，

同時另 $A_{jk} = B_{jk}/m_i$

$$H_{jk}(\omega) = \sum_{i=1}^N \frac{A_{jk}}{(\omega_i^2 - \omega^2) + i(2\omega\omega_i\xi_i)} \quad (3-35)$$

3.1.4 頻率反應函數的種類

在此小節將介紹頻率反應函數的種類以及各自的表示方法，從前幾節可知結構的頻率反應函數是由結構系統的振動方程式推導所得，但根據所量測到的結構反應訊號，可將其分為位移、速度、加速度系三種頻率反應函數，如表 3-1 所示，其表示方法將於下面介紹：

(1) 位移的頻率反應函數

結構系統的振動方程式為

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = f(t) \quad (3-36)$$

根據前面單自由度頻率反應函數的定義令 $x(t) = Xe^{i\omega t}$ 、 $f(t) = Fe^{i\omega t}$

$$(-\omega^2 m + i\omega c + k)Xe^{i\omega t} = Fe^{i\omega t} \quad (3-37)$$

$$(-\omega^2 m + i\omega c + k)X = F \quad (3-38)$$

$$D(\omega) = \frac{X}{F} = \frac{1}{(k - \omega^2 m) + i\omega c} \quad (3-39)$$

上式中為輸入外力是 $f(t)$ 時，量測到的反應訊號為位移 $x(t)$ 所產生的頻率反應函數，我們稱 $D(\omega)$ 為位移系頻率反應函數。

(2)速度的頻率反應函數

由前面的定義所述，當我們量測到的結構反應訊號為速度時，

$$\text{則令 } \dot{x}(t) = v(t) = i\omega X e^{i\omega t} \text{ , } f(t) = F e^{i\omega t}$$

代入結構的振動方程式中

$$\left(i\omega m + c + \frac{k}{i\omega}\right) i\omega X e^{i\omega t} = F e^{i\omega t} \quad (3-40)$$

$$\left(i\omega m + c + \frac{k}{i\omega}\right) i\omega X = F \quad (3-41)$$

$$V(\omega) = i\omega \frac{X}{F} = i\omega D(\omega) = \frac{i\omega}{(k - \omega^2 m) + i\omega c} \quad (3-42)$$

上式中為輸入外力是 $f(t)$ 時，量測到的反應訊號為速度 $v(t)$ 所產生的頻率反應函數，我們稱 $V(\omega)$ 為速度系頻率反應函數。

(3)加速度的頻率反應函數

由前面的定義所述，當我們量測到的結構反應訊號為加速度時，

$$\text{則令 } \ddot{x}(t) = a(t) = -\omega^2 X e^{i\omega t} \text{ , } f(t) = F e^{i\omega t}$$

代入結構的振動方程式中

$$-\left(m + \frac{c}{i\omega} - \frac{k}{\omega^2}\right) \omega^2 X e^{i\omega t} = F e^{i\omega t} \quad (3-43)$$

$$-\left(m + \frac{c}{i\omega} - \frac{k}{\omega^2}\right) \omega^2 X = F \quad (3-44)$$

$$A(\omega) = -\omega^2 \frac{X}{F} = -\omega^2 D(\omega) = \frac{-\omega^2}{(k - \omega^2 m) + i\omega c} \quad (3-45)$$

上式中為輸入外力是 $f(t)$ 時，量測到的反應訊號為加速度 $a(t)$ 所產生

的頻率反應函數，我們稱 $A(\omega)$ 為加速度系頻率反應函數。

3.2 頻率反應函數指標

利用前述之理論所得到的頻率反應函數，可做為我們得到結構反應的工具，此節將說明如何將獲得的頻率反應函數形成有意義的損壞指標，使我們能透過指標值立即判斷結構物的損壞情形。

3.2.1 損壞指標的建立

在進行結構健康監測時，經常會利用某些指標代表結構物的完整性，概念如將結構物的健康狀況分成 10 個等級分，0 分代表結構物完整良好，10 分則表示結構物已崩塌損壞，中間 0 到 10 之間的數字則按大小去等分從完整到完全損壞之間的情況，所以此種損壞檢測指標可視為將建築物健康狀況量化的一種指標，也是對結構物安全性的評分，指標同時也可讓每個人都清楚得看出結構物的安全狀況。本節將介紹本研究之頻率反應函數指標的建立，結構系統的加速度反應經由傅利葉轉換成頻率反應函數後，可得到完整及不同損壞程度下的頻率反應函數圖，此時可視為已得到各種程度下的結構識別，接著我們將這些結果透過公式的代入來形成頻率反應函數指標值，而本研究所用來建立指標值的公式是在統計學上常用的，分別為平均絕對差值 (Mean Absolute Difference) 和平均平方差值 (Mean Square Difference)，公式分別表示如下：

$$F_i^A = \text{Mean Absolute Difference} = (\sum_{j=1}^J |D_j - I_j|) / J \quad (3-46)$$

$$F_i^S = \text{Mean Square Difference} = (\sum_{j=1}^J (D_j - I_j)^2) / J \quad (3-47)$$

符號說明：

D_j 為損壞狀態下第 i 頻率點的頻率反應函數值

I_j 為完整狀態下第 i 頻率點的頻率反應函數值

j 為所取的頻率點位

J 為所取的頻率點數總和

透過以上的公式我們建立起頻率反應函數的指標，而在得到各層樓的指標值後，我們會將這些指標值依樓層順序排列，形成頻率反應函數的指標圖，此時我們將未經處理過的指標圖稱之為「原始頻率反應函數指標圖」。在結構某種程度的損壞下，理論上結構中損壞點的指標值將高於其他未損壞點的指標值，以本研究之損壞樓層為例，損壞樓層的指標值將高於上下或其他未損壞樓層的指標值，然而當結構產生多點破壞時，會因為破壞點之間交互作用的影響，使得觀察者在判斷損壞與未損壞的樓層之間，會有直觀上產生誤判的情形，故為了解決此項的問題，使得指標圖能更精準的表示出損壞的結果，我們將於下節提出原始頻率反應函數指標圖的改良法。

3.2.2 曲率法

利用上節公式所建立的原始頻率反應函數指標圖無法清楚的表示結構物損壞的位置，此時必然在損壞程度的判斷上也會受到影響，尤其是在前述多點破壞交互作用的影響下，將使損壞位置和程度的判斷上都將更加困難，而由於通常損壞點的指標值會大於兩旁未損壞點的指標值，使得從原始指標圖上觀察，損壞點的位置皆為圖中斜率改變最明顯的點，因此利用此斜率改變的想法，我們可用曲率法做為改良，曲率法為參考文獻中的模態曲率法(Mode-shape Curvature Method)

的公式[33]，其公式如(3-48)所示，此法原先是用來針對樓層模態的

$$v_{ij} = \frac{\varphi_{i+1,j} - 2 \times \varphi_{i,j} + \varphi_{i-1,j}}{h^2} \quad (3-48)$$

符號說明：

φ 為樓層間的相對位移

h 為樓層高度

i 為第 i 樓層

j 為第 j 個頻率模態

上式(4-1)為模態曲率法的公式，又由於各樓層的高度相同，即表示 h 為定值，故我們將公式改為


$$F_i = \{F_i^A ; F_i^S\}$$
$$2 * F_i - F_{i+1} - F_{i-1} \quad (3-49)$$

符號說明：

F 為頻率反應函數的指標值

i 為第 i 樓層

又由於位於一樓和六樓的位置兩旁只有一點可供斜率相減，故我們將其相減出來的值乘以兩倍放大，公式分別為

$$\text{一樓公式} = 2 * (F_1 - F_2) \quad (3-50)$$

$$\text{六樓公式} = 2 * (F_6 - F_5) \quad (3-51)$$

3.2 類神經網路

類神經網路為處理非線性複雜問題的一種良好工具，本章將先對類神經網路的理論和概念做一介紹。首先第一節將先介紹類神經網路的基本理論與架構，第二節則是主要介紹人工神經元的模型，以及簡略的概述人工神經元和生物神經元的異同，最後再介紹本研究所使用的類神經網路類型。

3.2.1 類神經網路之基本理論

類神經網路是指模仿生物神經網路而成的資訊處理系統，其原理為大量的使用簡單且相連的人工神經元來模仿生物特有的學習能力，故類神經網路就像生物大腦內的神經系統一樣有自行修正學習的特性，且具備大量處理平行運算及擅長於傳統電腦缺乏的圖樣辨認能力，加上對系統錯誤的容忍(Error Tolerance)及自適應性(Adaptive)等多項優點，故在今日被廣泛的應用於真實世界的複雜問題中。類神經網路的基本架構包括，如圖 3-3 所示：

1. 輸入層(Input Layer)：供訊息輸入的層，神經元數量依題目而定。
2. 輸出層(Output Layer)：供訊息輸出的層，神經元數量依題目而定。
3. 隱藏層(Hidden Layer)：提供各種數學模型以處理資料的部分，包含線性與非線性關係。
4. 結點(Node)：結點即等同於生物腦內的神經元，可接受外在訊息，輸入訊息經過結點의各種值及函數計算後，再將新的訊息輸出到下一個結點。
5. 權值(Weight)：用於表示結點間互相重要程度的值，會隨著結點關

係改變而改變。

6. 門檻值(Threshold Value)：存在於結點上的函數，用來過濾每個結點上輸入的訊號。
7. 激發函數(Activation Function)：同樣存在於結點上的函數，不過激發函數是預先設定好的，且在每一個結點上皆相同，主要目的為將訊號轉換後輸出。

3.2.2 人工神經元模型

人工神經元即是一種模仿生物神經元的模型，在此先簡述生物神經元的構造，若以人類為例，人類的大腦中約有數百億個神經元細胞，其細胞間藉由神經纖維相互連結，並經由神經脈衝以類似電碼的方式來傳遞訊息，生物神經元的構造大致可分為神經核、突觸、樹突、軸索等部分，如圖 3-4 所示，樹突為呈樹枝狀的組織，其為生物神經元的輸入結構，經由突觸可從其他神經元獲得訊息，而軸索則是神經細胞的輸出結構，其可將訊息傳遞到其他的神經細胞，當神經網路在進行學習時，外界刺激神經細胞所產生的電流會去改變突觸上的權重，而在學習的過程中外界刺激所產生的電流反覆在網路上的流動，突觸的權重也隨之改變，最後趨向於穩定後即表示學習完成。而一個人工的神經元為了有模仿生物神經元的能力，其構造包括結點、權值、門檻值和激發函數，如圖 3-5 所示，輸入的訊號藉由權重關係各自加權後進入人工神經元的結點，此時進入的訊號將透過門檻值先過濾，繼而再經由激發函數轉換後輸出至下結點。這樣的關係可用下列公式表示：

$$net_j = \sum_{i=1}^n W_{ij}X_i + \theta_j \quad (3-45)$$

$$Y_i = f(\text{net}_j) \quad (3-46)$$

符號說明：

W_{ij} = 第 j 個節點與上一層第 i 個節點連接的權值

X_i = 上一層第 i 個節點的輸出值

θ_j = 結點的門檻值

Y_i = 第 j 個節點的輸出值

f = 激發函數

3.2.3 本研究使用之類神經網路類型

本研究所使用的類神經網路模式為前饋式倒傳遞(Feed-forward backprop)，前饋式為神經元分層排列，每層只接受前一層的輸出當作輸入者，而倒傳遞為目前最常用也最具代表性的一種類神經網路，基本原理為利用最陡坡降法(The gradient steepest descent method)將誤差最小化，而其餘的函數設定如下：

1. 訓練函數：L-M 優化演算法(TRAINLM)
2. 學習函數：動量梯度下降法(LEARNGDM)
3. 表現函數：均方誤差(MSE)
4. 轉讓函數：雙彎曲正切函數(TANSIG)

本研究的類神經學習模式為監督式學習，監督式的訓練需要事先知道目標向量，輸入向量和目標向量兩者稱之為一個訓練對，一個類神經訓練經常需要很多的訓練對，當輸入向量進入時，就可以計算出網路的輸出並與目標向量比較，計算兩者之間的誤差，此誤差會往前一層一層的傳遞，網路會依某種學習法來調整以達到誤差最小，計算全體誤差總和直到收斂至最佳結果為止；而對於相對的非監督式訓練

(Unsupervised learning)則是不需要目標向量，訓練資料純粹是由輸入信號組成，訓練法則是修正網路權衡以產生一致的輸出向量，所謂一致的輸出向量是不論輸入訓練向量或接近訓練向量都會得到相同的輸出量向，此種訓練方式是將訓練資料及其統計性質相近的向量歸為一類，但在訓練之前無法得知該訓練資料會產生怎樣的輸出向量，而是以分類的方式，將某一類的訓練資料輸入而得到某一個輸出向量。

本研究的類神經架構如圖 3-6 所示，架構共有輸入層、隱藏層、及輸出層各一層，輸入層有六個神經元，分別為構架在某種程度損壞下六層樓各自的頻率函數反應值，而輸出層有六個神經元，分別為構架在某種程度損壞下六層樓各自的勁度損失量，隱藏層有十個神經元，十個神經元為測試之後的最佳結果。而整體網路的訓練類型和模式就如同前之所述，希望藉此來建立結構健康監測系統的輸出資料和損壞程度之間複雜的關係，使系統的建置更加完整。



第四章、系統設計與案例分析

此章將詳細說明本論文之研究步驟，以及所得到的分析結果整理。首先本論文的分析主要為數值模型的探討，待數值模型架構完成並確定能準確的預測資料結果後，再分析加入雜訊及實驗數據所產生誤差的情況。數值模型首先以有限元素分析軟體 SAP2000 建立我們所需要的構架，並在得到構架的加速度反應後，利用 Labview 軟體所發展的頻率反應函數指標程式，將時間域下的加速度反應訊號轉換至頻率反應函數分析，接著在取得構架的頻率反應函數指標值之後，藉由構架不同程度的損壞建立各自的頻率反應函數指標圖，並將這種一般頻率反應函數所建立的原始指標圖利用曲率法加以改良，最終再以類神經學習其中損壞程度的規則，以期望能夠建立一個準確的構架損壞檢測系統。其方法流程如圖 4-1，詳細步驟將如下依序說明。

4.1 數值模型的建立和分析

介紹利用有限元素分析軟體 SAP2000 所建立之模型，並說明如何得到數值模型加速度反應的過程。

4.1.1 構架的設計

為了使結構分析能夠簡化，在此使用六層樓的小型鋼構架做為分析的模型，受力過程僅讓此鋼構架受單方向的地震力擾動，然後量測該方向的加速度反應訊號，結構的不同損壞則以各層柱子的勁度折減做依據，忽略系統質量和阻尼的效應，使其盡量類似單方向剪力構架的分析，而柱子的勁度折減則是以縮短柱寬的方式來模擬。

4.1.2 構架的資料

構架的材質為全鋼材，鋼材的種類為 SAP2000 內建之 ASTM A992 鋼材，降伏強度 3500kgf/cm^2 ，構架外觀和頻率資料如圖 4-2(a) 及圖 4-2(b)所示，其中分為梁構件和柱構件兩部分，梁構件的斷面尺寸為 $30\text{mm} \times 240\text{mm}$ ，梁長為 360mm ；而柱構件的斷面尺寸為 $15\text{mm} \times 240\text{mm}$ ，柱高為 180mm 。

4.1.3 量測構架的加速度反應

要對整體構架做損壞識別，首先是先給一定程度的擾動，接著再量測構架受到擾動後的反應，在本研究中是給予地震力當作輸入的加速度反應，地震力的資料分別為 Kobe 50gal、Kobe 100gal 和 El Central 50gal、El Central 100gal 四種，其施加的位置於最底層的地表，如圖 4-3 中的 0 號位置所示，接著量測各樓層的加速度反應，量測的點位分別為圖 4-3 中編號 1 號到 6 號的位置，因此在完整及不同損壞的情況下得到這些編號的 x 向加速度反應後，可視為是對此系統的初步損壞識別，而加速度反應資料如何透過程式轉換為頻率反應函數指標值並形成指標圖分析的過程，將於下節中說明。

本研究中 SAP2000 軟體所建立出來的小型鋼構架，最初原本的構想是要讓構架模型和理論上的「剪力構架」性質相近，藉以剪力構架的型式來簡化分析，但因為建立出來的 SAP 模型和 MATLAB 軟體純粹以理論公式建立的剪力構架相比，模態頻率還是會略有偏差，故本研究的模型以簡單構架稱之並直接用其進行數值模擬分析，構架表現出來的結構反應還是會和剪力構架有所偏差。

4.2 FRF 指標圖及改良

此節為研究步驟第二階段的頻率反應函數分析，將詳細說明指標化公式和曲率改良法公式的使用，以及展現改良後的頻率反應函數指標圖在判斷損壞位置上的成果。

4.2.1 頻率反應函數識別和指標公式的使用

時間域下的加速度反應在此將經由 Labview 軟體所發展的頻率反應函數指標程式，轉換為頻率域分析下的頻率反應函數指標值，而頻率反應函數的理論已在前章提過，故在此不贅述。藉由 SAP2000 軟體模擬的六層樓加速度資料，轉換後可得到對應之六層樓頻率反應函數資料，再利用各層的頻率反應函數資料建立各自的指標值，公式如前章所示，分別為平均絕對差值(Mean Absolute Difference)以及平均平方差值(Mean Square Difference)。

而如何將頻率反應函數值帶入公式中以獲得指標值，在此有更進一步的說明，我們可比較圖 4-4(a)和圖 4-4(b)，兩圖中的虛線皆為表示一樓損壞 15%的頻率反應函數圖，不同的是圖 4-4(a)為量測一樓的訊號反應，而圖 4-4(b)為量測五樓的訊號反應，兩指標圖中所示之實線代表結構在完整無損壞狀態下所量測到的反應，故在兩圖中也皆可看出同一位置所量測到的損壞及未損壞反應資料繪在一起比較的情形，而獲得指標值的作法則為，將代表結構損壞的虛線和代表結構完整的實線在對應同一段的頻率範圍內代入公式中各點相減，在此所取頻率範圍為第 20 個頻率點開始到構架無損壞狀態的第一個頻率峰值(即為第一模態頻率)結束，取第 20 個頻率點起頭是為了去除一開始可能發生的雜訊，而取至無損壞構架的峰值結束則是測試出來的最佳結果，如此取法可使損壞位置的指標值較明顯，且在每次分析時峰值

也都會是固定的，而每個頻率點的頻率間隔為 0.019996，故第 20 點的頻率值約為 0.4，而無損壞構架的第一模態頻率值約為 1.64。

圖 4-4(a)和圖 4-4(b)中透過公式所計算出來的值即代表在此損壞狀態下一樓和五樓的頻率反應函數指標值，由圖 4-4(a)可看出當量測的樓層位置有損壞時，虛線頻率反應函數的能量反應將會明顯的變大，所以當我們將此樓的反應代入公式中，所得的指標值將會大於其他未損壞樓層的指標值，故可助我們判斷損壞的位置；而由圖 4-4(b)可看出由於在這個損壞的結構中，五樓並非破壞的位置，且五樓離破壞位置有一定的距離，故除了整體頻率的折減之外，頻率函數的能量反應和原本未損壞結構的反應幾乎相同，故將此五樓的反應代入公式中將會小於損壞位置的指標值。

4.2.2 建立頻率反應函數指標圖

利用上節所取的兩種公式，可以得到結構各層樓的頻率反應函數指標值，將得到的頻率反應函數指標值依樓層順序繪於圖上，便可組成結構體在某種損壞狀態下的頻率反應函數指標圖，在指標圖中我們希望能分析出此結構損壞的情形，但此種原始的頻率反應函數圖在判斷損壞位置上會有不夠明顯的問題，連帶之後程度的判斷也會受到影響，於是須想辦法將其改良至更好，而此節將直接用圖例配合說明來介紹原始的頻率反應函數指標圖及其缺點所在。

此章所有指標圖將皆以地震力 Kobe 100gal 及平均絕對差值所建立的指標為例，首先將先說明單點破壞的情況，圖 4-5 為一樓損壞 15% 的原始指標圖，於此圖中可看出一樓的指標值為最可能的損壞點，但其他樓層的指標值也偏大；同樣的圖 4-6 為三樓損壞 15% 的原始指標圖，於圖中也可看出三樓為最可能的損壞點，但四、五、六樓的指標

值卻也偏大接近於三樓的指標值，故單點破壞的原始頻率反應函數指標圖，雖然破壞點的指標值皆為指標圖中的最大值，可藉此判斷該點為損壞點，但其餘未破壞位置的指標值會有偏大的現象。至於兩點破壞的情況，圖 4-7 為三樓和五樓同時破壞 15% 的原始指標圖，因為六樓受五樓損壞的影響，導致圖中未損壞六樓的指標值高於損壞三樓的指標值，此情況下很容易產生損壞位置的誤判；又圖 4-8 為一樓和五樓同時破壞 15% 的原始指標圖，但也因為損壞的交互作用，未損壞二樓和三樓的指標值和五樓的指標值接近，在此也容易產生誤判的情況，故在兩點破壞的情況下，直接比較指標值的大小已無法用來判斷損壞的位置，唯圖 4-7 和圖 4-8 中的破壞位置皆為區域中的極大值，可藉此以人工直覺判斷，但此情況卻在連續樓層的損壞案例時不成立，圖 4-9 即為三樓和四樓同時損壞 15% 的案例，但因為連續樓層破壞的影響，三樓既不為圖中各指標值中的最大值也不為區域最大值，此時很可能被忽略有損壞的危險，故此可看出在使用原始頻率反應函數指標圖時，兩點破壞位置的判斷將比單點的更複雜。又在探討三點破壞的案例，圖 4-10 為同時一樓損壞 5% 及三樓損壞 15% 及五樓損壞 10% 的原始指標圖，可看出在三點破壞的情形之下，圖中各點的指標值大小已無法用來判斷破壞點的位置，僅可看出破壞點可能為圖中的區域極大值，但同樣的在連續樓層破壞的情形時，則無此區域最大值的規則可供判斷，其他樓層單點及多點破壞的案例將列於附錄 B。

由以上的原始頻率反應函數指標圖可歸結出，當多點破壞的交互作用越明顯時，原始頻率反應函數指標圖的判斷將更為困難，而本研究的改良法將於下節中說明。

4.2.3 曲率法的改良

從上節可知，使用原始的頻率反應函數指標圖時，損壞位置對其他位置的交互作用影響會導致各樓層的指標值皆為頗大的正值，此種情況會使得損壞位置的指標值僅略高於其他未損壞位置的指標值，且若是損壞的位置越多時(即多點破壞)，其交互影響的作用會讓我們更難於圖上辨識，甚至於當多點破壞時，損壞點的指標值可能會小於其他未損壞點的指標值，此情況將很可能使我們誤判結構物損壞的情形，但由於繪於圖上的損壞點之特性為斜率的改變，故以曲率法的改良正好可凸顯損壞位置的頻率反應函數指標值，以下將列舉曲率化後的頻率反應函數指標圖做說明，破壞案例將和前節的相同以方便比較。

在此曲率化指標圖以直方圖的形式呈現，且我們將小於零的指標值視為零，圖 4-11 為一樓損壞 15% 的曲率化指標圖，可看出經過曲率化後的指標圖，一樓的破壞將更明顯，而其他未損壞位置的指標圖皆是相對小的負值，若和上節同樣破壞情況的原始頻率函數反應指標圖比較，曲率化後的指標圖對損壞位置的判定有明顯加強的效果；圖 4-12 為三樓損壞 15% 的曲率化指標圖，曲率化後的效果讓三樓的破壞指標值更明顯，而其他未損壞位置的指標圖也皆是相對小的負值，故在單點破壞的情況下，曲率化後的指標圖皆有不錯的效果來判斷出破壞的位置。在兩點破壞的情況下，圖 4-13 為三樓和五樓同時損壞程度 15% 的曲率化指標圖，曲率化後的指標圖可將損壞的三樓和五樓指標值凸顯，其他未損壞樓層則皆是相對小的負值，而在原始的指標圖中，受到交互作用影響最大的四樓也因為曲率法的關係而變成負值；圖 4-14 為一樓和五樓同時損壞程度 15% 的曲率化指標圖，曲率化後的指標圖可將損壞的一樓和五樓的指標值凸顯，其他未損壞樓層則皆是相對小的負值，唯一樓和五樓雖皆是同樣程度的破壞，但其指標值

相差甚大，至於在兩點連續破壞的情況下，圖 4-15 為三樓和四樓同時損壞 15% 的曲率化指標圖，曲率化後的指標圖也展現出較原始指標圖好的判斷效果，因為在三樓和四樓的指標值被凸顯，而其他未損壞樓層則皆為相對小的負值，故兩點破壞的分析時，曲率化後的指標圖也有不錯的效果能判斷損壞的位置。圖 4-16 為一樓損壞 5% 及三樓損壞 15% 及五樓損壞 10% 的曲率化指標圖，在此三點破壞的情況下，曲率化過後的指標圖依然能將破壞點凸顯出，而未破壞點皆為相對小的負值，故曲率化方法在三點破壞的情況下依然是可行的，其他樓層兩點破壞的案例將於附錄 B。

從結果我們可看出使用曲率法改良後的指標圖在判斷損壞位置上有很好的效果，指標圖上損壞位置的頻率反應函數值皆為相對極大的正值，而未損壞位置的頻率反應函數值皆是負值或相對極小的正值，且在單點及多點的情形都能順利的判斷。

而在相互之間判斷損壞程度方面也有不錯的效果，原因在相同破壞位置的情況下，隨著損壞程度增大，該損壞位置的頻率反應函數指標值也將相對增大，在此將舉出單點、兩點、及三點的範例說明，圖 4-17 分別為三樓破壞 10%、20%、30%、40%、50% 的情形，可看出在單點破壞的情況下，指標值依損壞程度的大小，破壞點的指標值也跟著由小到大排列，圖 4-18 中的實線為一樓和五樓皆損壞 15% 的情形，而虛線為一樓和五樓皆損壞 20% 的情形，可看出當損壞程度增大時，各點的指標值也會隨之增加，同樣的三點破壞之情況，圖 4-19 中的實線為一樓和三樓和五樓皆損壞 15% 的情形，而虛線為一樓和三樓和五樓皆損壞 20% 的情形，可看出此時當損壞程度增大時，各點的指標值也會隨之增加。

故無論是在單點或多點破壞的情況下，在相同破壞位置的情況下，

皆會有損壞程度越大，則該指標值也將相對增大的特性，理論上將方便我們以類神經學習出損壞程度的規則。

4.3 類神經網路進行單點損壞程度預測

在探討損壞程度方面，雖然頻率反應函數指標值有該處損壞程度增大則指標值也會相對增大的特性，但就其觀察而言，兩者為非線性的關係，故雖然是在數值分析的情況下，但我們所能獲得的樓層損壞資料是有限的，故當有新的損壞程度產生時，不宜以內差法得到準確的損壞值，此時善於處理非線性複雜關係的類神經網路便在此應用，又因多點破壞的程度關係相當複雜，在此僅討論單點破壞的情況。

4.3.1 類神經網路的學習和測試案例

本研究之類神經網路有六個輸入值及六個輸出值，分別對應六個樓層的頻率反應函數指標值及六個樓層的勁度損失量，而於此類神經網路的訓練案例輸入量有兩種，分別為 Case1 及 Case2。Case1 的訓練案例是以勁度值損失 5%、10%、15%、20%、25%、30%、35%、40%、45%、50% 的案例執行，各樓層共 60 筆，而測試的案例則是以 7%、17%、27%、37% 的案例執行，各樓層共 24 筆；Case2 則是以勁度值損失 3%、5%、10%、15%、20%、25%、30%、35%、40%、45%、50% 的案例執行，各樓層共 66 筆，而測試的案例則是以 7%、17%、27%、37% 的案例執行，各樓層共 24 筆，兩件 Case 的誤差及回歸值於圖 4-20(a)、圖 4-20(b) 及圖 4-21(a)、圖 4-21(b) 表示。

4.3.2 類神經網路的成果

根據以上的研究步驟，我們至此節已經可以利用數值模型建立一個可分析單點和多點損壞位置，以及預測單點損壞程度的系統，且此

系統在各種數值案例下皆有不錯的效果，下面將討論兩種不同訓練案例的類神經網路學習 Case。

表 4-2 為類神經網路 Case1 的測試結果，可看出在預測單點損壞程度的方面，類神經網路有不錯的效果，唯前面測試 7% 的案例較不理想，誤差大於 2% 的情況較多，於是有 Case2 的改進，Case2 即為表 4-3 所示，於 Case2 中可看出多加入 3% 的訓練案例後，在前面所測試的 7%、17%、27% 案例預測情況變好了，於是我們可推測當訓練的案例越多越密集時，類神經網路將在該段範圍內的損壞程度預測上有更佳的效果，不過就像前述的，所能產生的訓練案例是有限的，故為了使效率更好，應取一個適當的訓練案例數來進行學習。

多點損壞程度的判斷在本研究仍然是無法克服的難題，唯此損壞系統在偵測損壞位置上是可以包含任意多點的，也就是在指標圖上可以看出任意案例的損壞情形，因此在實際情況下，多點損壞的案例在經過指標圖判定損壞位置之後，若想要進一步知道這些損壞點的損壞程度，可使用檢測儀器去做實地的探勘，此時檢測將不是盲目的對可能的破壞範圍進行地毯式搜索，而是透過系統之後「有目標的檢測」。

4.4 討論加入雜訊及實驗的誤差

本節將分析數值模擬資料加入 5% 以內的雜訊，以及實際實驗資料的測試情形，來觀察有這些誤差的情況下對損壞監測系統的影響，以驗證系統應用於實際的可行性。

4.4.1 數值資料加入雜訊的測試

在系統建置得宜的情形之下，理論上數值模擬所產生的資料是完美無缺的，此時將會與真實的情況不相符，故加入雜訊是為讓數值模

擬資料更接近真實的情況，以及觀察系統對雜訊干擾的容忍度。在此所加入的雜訊是以 Matlab 軟體內建的高斯雜訊(white Gaussian noise)進行，在各層中的輸出反應值皆加入 1%到 5%之間的雜訊干擾，下面將討論一些較具代表性的加入雜訊之指標圖。

首先討論單點破壞的狀況，圖 4-21 為三樓 15%損壞程度並加入 1%高斯雜訊的曲率化指標圖，類神經網路對此損壞案例的程度預測為 15%，可看出在此情況下，加入 1%雜訊干擾的指標圖仍可以清楚的判斷出損壞位置，而損壞程度預測和原本無雜訊干擾的情況下所預測的程度相同，故在 1%的雜訊干擾之下，系統仍可呈現出不錯的預測效果；圖 4-22 為三樓 15%損壞程度並加入 3%高斯雜訊的曲率化指標圖，類神經網路對此損壞案例的程度預測為 17%，可看出在此情況下，加入 3%高斯雜訊的指標圖仍可判斷出損壞位置，唯損壞程度方面的預測出現了偏差，但誤差尚在可接受的範圍內，故在 3%高斯雜訊的干擾下，雜訊的干擾對此單點損壞的案例並無太大的影響；圖 4-23 為三樓 15%損壞程度並加入 5%高斯雜訊的曲率化指標圖，類神經網路對此損壞案例的程度預測為 12%，可看出在此單點破壞的情況下，加入 5%高斯雜訊的指標圖仍可以判斷出位於三樓的損壞位置，但因為較強的雜訊干擾導致圖形已和原本未受干擾的情況有所改變，五樓指標值較兩旁指標值高的情況下，可能會產生誤判的情況，且損壞程度的預測也出現較大的偏差。而至於兩點損壞案例的情況，圖 4-24 為三樓和五樓同時損壞程度 15%並加入 1%高斯雜訊的曲率化指標圖，可看出在此情況下，加入 1%高斯雜訊的指標圖仍可以判斷出損壞位置，而本研究並無多點損壞的程度分析，但從雜訊的干擾來看，指標值和原本未受雜訊干擾的指標值還是有些微的偏差，因此損壞程度的判斷也將受到影響；圖 4-25 為三樓和五樓同時損壞程度 15%並

加入 3%雜訊的曲率化指標圖，可看出在此情況下，加入 3%高斯雜訊的指標圖之損壞位置仍可以被判斷出來，然而因為雜訊的干擾使得圖形已和原本未受雜訊干擾的圖形已有所偏差，此時指標值對損壞程度判斷上的誤差也將隨之變大；而圖 4-26 為三樓和五樓同時損壞程度 15%並加入 5%雜訊的曲率化指標圖，可看出在此兩點破壞的情況下，因受到較大 5%雜訊的干擾，使得此指標圖在損壞位置的判斷上出現了困難，明顯的從圖上可看出五樓和六樓將可能在損壞位置的判斷上出現失誤，而就判斷損壞程度而言，影響也將變得難以預測真實的情況。

整體而言加入高斯雜訊的頻率反應函數指標圖，在雜訊 3%之內，損壞位置仍可以簡單的被判斷出來，而損壞程度將會略有偏差，但還在可接受的範圍之內，但當雜訊干擾來到 5%時，損壞位置的判斷將開始受到影響，損壞程度上的判斷也因為更大的偏差而導致難以預測真實的情況，故我們可將 5%視為雜訊干擾的上限值，不過此情況將會隨著破壞點數的增加，系統對雜訊的容忍程度將越低。

4.4.2 實驗資料的測試

雖本研究著重於數值模型系統的建立和分析，但為了使系統未來能實際應用於真實結構上，實驗資料的測試對於未來整體結構健康監測系統的建置來說是重要的。

於此我們將進行一些真實構架的實驗案例測試，測試方法有兩種，第一種為直接使用國家地震中心的實驗資料做測試，其構架為六層樓的大型鋼製構架，構架的資料如圖 4-27 所示，將實驗所獲得的加速度反應資料直接轉換為頻率反應函數指標圖分析，觀察是否可透過指標圖判斷損壞位置；另一方法為利用 SAP2000 軟體建置一個和真實

構架相近的數值模型，而在得到此數值模型的反應資料後，接著就像前述損壞偵測系統的建置方法相同，建立出一個可分析任意損壞案例的損壞位置，及任意單點損壞程度的構架損壞檢測系統，此真實實驗的模型為五層樓的小型鋼製構架，構架的型式和尺寸如圖 4-28 所示，實驗的操作為將構架置於本研究室的小型振動台上進行，量測構架受到地震力擾動下的加速度反應訊號，實驗資料於頻率反應函數的分析也如同前之所述，因此我們可建立出此實驗資料的頻率反應函數指標圖，而在得到指標值和指標圖後，第一步為觀察指標圖能否判斷出損壞位置，而接著第二步則是將單點破壞案例的指標值輸入由數值模型所建立的損壞檢測系統中，觀察系統判斷的損壞程度是否合理。

使用第一種方法，圖 4-29 為國家地震中心的構架損壞案例，為一樓單點損壞的情形，由指標圖可判斷損壞一樓的指標值為最大，唯四樓和六樓出現區域極大值的情況，在此可能會被誤判為損壞的位置，不過其他點位的指標值和真正損壞的一樓指標值相比之下顯得甚小，可視為實驗雜訊所造成的誤差；圖 4-30 為國家地震中心的另一個構架損壞案例，也為一樓單點損壞的情形，由指標圖可判斷損壞一樓的指標值為最大，但其他樓層也出現區域極大值的情況；而圖 4-31 為地震中心構架的三樓損壞案例，可看出三樓的指標值為最大值，但在六樓也出現正值的情形，可能會產生誤判，但和損壞三樓的指標值相比之後也可忽略之。以上這些案例雖然在未損壞位置可能會有區域極大值出現，產生誤判損壞位置的情形，但和真正損壞位置的指標值相比之下皆可因為過小而被忽略，故頻率反應函數指標圖應用在這個構架的反應資料上，可以幫助判斷出損壞的位置。

使用第二種方法，在此損壞的模擬是將原本的正常柱換成細柱的方式進行，正常柱的斷面積為 $30\text{mm} \times 2\text{mm}$ ，而細柱為 $20\text{mm} \times 2\text{mm}$ ，

圖 4-32 為小型五層樓構架損壞三樓的案例，損壞的方式為將三樓的二根正常柱換成細柱，觀察此案例在損壞位置的判斷上，可看出三樓為最可能的損壞位置，而三樓的損壞程度方面，類神經網路的預測為 14.24%，而實際計算的勁度損失量約為 16.5%；圖 4-33 也為小型五層樓構架損壞三樓的案例，損壞的方式為將原本的四根正常柱全部換成細柱，此案例在損壞位置的判斷上，也可看出三樓為最可能的損壞位置，而三樓的損壞程度方面，類神經網路的預測為 28.54%，而實際計算的勁度損失量約為 33%。以上兩個案例的損壞位置皆可被判斷，然而在損壞程度的判斷方面將會有較大的偏差。



第五章、結論與建議

結構健康監測的發展已行之有年，透過現代科技的運用將更趨完整，本研究為將頻率反應函數應用於結構健康監測中，希望利用頻率反應函數資料和指標公式的結合建立有效的損壞指標值，並將各指標值依樓層順序繪成指標圖，而曲率法的概念則是將此種原始的指標圖改良，使改良後的指標圖可表示結構的損壞位置，損壞程度方面則透過類神經網路對指標值進行學習，待數值上的損壞監測系統建置完成後，再以加入雜訊和實際實驗資料的方式來驗證此系統應用於實際的可行性。

5.1 結論

1. 「平均絕對差值」和「平均平方差值」可有效的形成損壞指標來供我們判斷構架的損壞狀況，然而多點破壞案例因為損壞點間交互作用影響，有時難以用指標值判斷出損壞的位置，須另作改良。
2. 「曲率改良法」可將原始的指標圖中破壞的位置凸顯形成較佳的指標圖，大致上架構的任意損壞案例皆可透過曲率化指標圖判斷損壞位置。
3. 損壞程度透過類神經網路的學習，在單點破壞上有良好的效果。
4. 透過「曲率化指標圖」及「類神經網路」，在數值模擬的情況下，我們可建置出一個可判斷任意損壞案例的損壞位置，及任意單點案例的損壞程度之「構架損壞檢測」系統。

5. 承上，此系統在加入高斯雜訊 5% 之內的影响仍有不错的效果。而實驗方面，在損壞位置的判斷上亦是可行，然而在損壞程度方面會有較大的誤差，原因在系統建置和實驗過程可能會產生不吻合和較大雜訊干擾的情況。

5.2 討論與建議

1. 多點損壞程度的判斷在本研究仍然是無法克服的難題，原因在不同破壞狀態間的特徵關係難以整合，往後的研究如能在此尋求突破，本研究的損壞檢測系統將更完整。
2. 在類神經學習單點程度方面，在該段範圍內所學習的案例越完整時，此範圍內的預測將會越準確，不過所能建立的案例是有限的，故類神經學習的案例數量建議在效率與精度之間做最佳的考量。
3. 本研究主要為數值系統的建立，而未來的展望是要使數值模型的建置能符合某真實重要結構物的各種性質，也就是數值模型能代表真實結構，於是量測到的真實結構訊號反應將可直接輸入數值系統分析，也是本研究最後嘗試以實驗資料測試的原因，希望最終只要透過正確的建模及量測真實結構的反應即能建置一個完整的健康監測系統，示意圖如圖 5-3 所示。然而真實系統和數值系統之間關係的建立是困難的，要讓數值模型符合真實結構的複雜狀況，除了分析的軟體要有此能力外，建模方面也須非常小心，真實系統和數值系統相容方面也可考慮調整結構的參數來進行，力求兩者之間能吻合的情況，此也為一大研究領域，對在未來整體結構健康監測系統的建置也息息相關。

4. 本研究的結構健康監測系統主要在數值模擬下建立，原因在真實情況下是無法直接得到某結構物的“更嚴重損壞情況”，故在真實情況下僅可使用曲線回歸法的方式，藉現有資料再以外差假設出此真實結構的“更嚴重損壞資料”，如此將可直接在真實情況下建置損壞監測系統而不必透過虛擬的模型，避免虛擬模型與真實結構之間的誤差，此法與本研究之概念類似但思考方向不同，但卻可改進本研究虛擬與真實之間的盲點，不過此法再量測多次真實資料的比對之間也可能會有較大誤差情況產生，故兩者可說是皆有利弊，往後之研究應該以互相思考和補足會是較佳的方式。



參考文獻

- [1] D.J. Ewins , “Modal testing : theory practice and application” John Wiley & Sons , London (2000)
- [2] R.D. Adams , P. Cawley , C.J. Pye , B.J. Stone , “A Vibration Technique for Nondestructively Assessing the Integrity of Structures” , Journal of Mechanical , Vol. 20 , No. 2 , pp.93~100 (1978)
- [3] M.Sanyayei , O.Onipede , “Damage assessment of structures using static test data” , AIAA Journal , Vol. 29 , No. 7 , pp.1174-1179 (1991)
- [4] G.C. Yao , K.C. Chang , G.C. Lee , “Damage Diagnosis of Steel Frames Using Vibrational Signature Analysis” , J Engrg. Mech. ASCE , Vol. 118 , No. 9 , pp.1949~1961 (1992)
- [5] J.S. Lew , “Using Transfer Function Parameter Change for Damage Detection of Structure” , AIAA , Vol. 33 , No. 11 , pp.2189-2193(1995)
- [6] E.T. Thostenson , T.W. Chou , “Carbon nanotube-based health monitoring of mechanically fastened composite joints” , Composites Science and Technology , Vol. 68 , No. 12 , pp.2557-2561 (2008)
- [7] Young-Ji Park and H.S. Alfredo Ang , “Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete” , ASCE Journal of Structure Engineering , Vol. 111 , No.4 , pp. 722-739 (1985)

- [8] Edoardo Cosenza , Gaetano Manfredi , Roberto Ramasco , “The use of damage functionals in earthquake engineering: A comparison between different methods” Earthquake Engineering & Structural Dynamics Vol. 22, No. 10, pp.855–868 (1993)
- [9] Peter Fajfar , “Equivalent Ductility Factors, Taking into Account Low-Cycle Fatigue” , Earthquake Engineering and Structure Dynamics , Vol. 21, No. 10, pp.837–848 (1992)
- [10] A.K. Pandey , M. Biswas and M.M. Samman , “Damage detection from changes in curvature mode shapes”, Journal of Sound and Vibration Vol. 145, No. 2 , pp.321–332 (1991)
- [11] R.J. Allemang , D.L. Brown , “correlation coefficient for modal vector analysis” , Proceeding of the International Modal Analysis Conference & Exhibit. (1991)
- [12] N.A.J. Lieven , D.J. Ewins , “Spatial correlation of mode shapes, the coordinate modal assurance criterion (COMAC)” , Proceedings of the sixth International Modal Analysis Conference , Vol. 4, No. 2 , pp. 690-695 (1988)
- [13] M. Ndambi , J. Vantomme and K. Harri , “Damage assessment in reinforced concrete beams using eigenfrequencies and mode shape derivatives” Engineering Structures Vol. 24 , No. 4 , pp.501-515 (2002)
- [14] C.C. Kennedy , & Pancu C.D.P., “Use of vectors in vibration measurement and analysis” Journal of the Aeronautical Sciences” Vol. 4 , No. 15 , pp.612-626 (1947)

[15] R. E. D. Bishop and G. M. L. Gladwell “An Investigation into the Theory of Resonance Testing” Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A , Mathematical and Physical Vol. 255, No. 1055 , pp. 241-280 (1963)

[16] D.E. Newland , “An introduction to random vibrations and spectral analysis” , Longman Publishing Group , (1975)

[17] Usik Lee & Jinho Shin, “ A frequency response function-based structural damage identification method” Computers & Structures Vol. 80 , No. 2 , pp.117-132 (2001)



[18] J.V. Araujo dos Santos, C.M. Mota Soares , C.A. Mota Soares, N.M.M. Maia , “Structural damage identification in laminated structures using FRF data” Composite Structures Vol. 67 , No. 2 , pp.239-249 (2004)



[19] Y.Q. Ni , X.T. Zhou , J.M. Ko , “Experimental investigation of seismic damage identification using PCA-compressed frequency response functions and neural networks” Journal of Sound and Vibration Vol. 290 , No. 1-2 , pp.242-263 (2005)

[20] R.F. Nunes , A. Klimke , J.R.F. Arruda , “On estimating frequency response function envelopes using the spectral element method and fuzzy sets” Journal of Sound and Vibration Vol. 291 , No. 3-5 , pp.986-1003 (2005)

[21] Zhao-de Zhang & Shuai Chen , “Crack detection using a frequency response function in offshore platforms” Journal of Marine Science and

Application Vol. 6, No. 3, pp.1-5 (2007)

[22] Zu-Qing Qu , “Adaptive mode superposition and acceleration technique with application to frequency response function and its sensitivity” Mechanical Systems and Signal Processing Vol. 21 , No. 1 , pp.40-57 (2007)

[23] Z.K. Peng , Z.Q. Lang, S.A. Billings, “Crack detection using nonlinear output frequency response functions” Journal of Sound and Vibration Vol. 301 , No. 3-5 , pp.777-788 (2007)

[24] Z.K. Peng , Z.Q. Lang, S.A. Billings , “Nonlinear parameter estimation for multi-degreeof- freedom nonlinear systems using nonlinear output frequency-response functions” Mechanical Systems and Signal Processing Vol. 22 , No. 7 , pp.1582-1594 (2008)

[25] L. Pichler, H.J. Pradlwarter, G.I. Schueller“ A mode-based meta-model for the frequency response functions of uncertain structural systems” Computers & Structures Vol. 87 , No. 5-6 , pp.332-341 (2008)

[26] 盧炳勳、曹登發編譯 “類神經網路理論與應用”(1992)

[27] N. Kudva , N. Munir and P.W. Tan , “Damage detection in smart structures using neural networks and finite-element analyses” , Smart Materials and Structure Vol.1 , No.2 , pp.108~112 (1992)

[28] K. Worden , A.D. Ball and G.R. Tomlinson “Fault location in a framework structure using neural networks” Smart Materials and Structure Vol.2 , No.3 , pp.189~200 (1993)

[29] R. Ceravolo and A. De Stefano , Politecnico di Torino , “Damage Location in Structure through a connective use of FEM Modal Analysis” , Modal Analysis Vol.10 , No.3 , pp.178~186 (1995)

[30] Z.P. Szewczyk , P. Hajela , “Damage detection in structure based on feature-sensitive neural network” , J. Comput. Civil Engng , ASCE , Vol. 8 , No.5 , pp.163~178 (1994)

[31] 洪士林，高清雲、謝明富“應用倒傳遞類神經網路模擬結構非線性遲滯動力行為中國土木工程學刊”第十三卷 第三期 (民國九十年)

[32] 洪士林、黃炯憲、黎明環、溫俊明“應用小波神經網路於橋樑實測地震反應之損壞偵測”交通部中央氣象局 計畫編號：MOTC-CWB-91-E-12

[33] M. Chandrashekhar , Ranjan Ganguli , “Damage assessment of structures with uncertainty by using mode- shape curvatures and fuzzy logic” , Journal of Sound and Vibration Vol. 326, No. 3-5 , pp.939-957 (2008)

[34] 林招焯“頻率域與時間域之結構系統識別”國立成功大學土木工程研究所碩士論文，中華民國 91 年 6 月

附表

表3-1 頻率反應函數定義(The definition of response function)

反應 Response	名稱 Terminology	定義 Definition
位移 Displacement	位移頻率反應函數 Displacement FRF	$\frac{X}{F} = D(\omega)$
速度 Velocity	速度頻率反應函數 Velocity FRF	$\frac{v}{F} = i\omega \frac{X}{F} = V(\omega)$
加速度 Acceleration	加速度頻率反應函數 Acceleration FRF	$\frac{a}{F} = -\omega^2 \frac{X}{F} = A(\omega)$

表3-2 類神經網路Case1

(單點破壞)

ANN 訓練案例：5%、10%、15%、20%、25%、30%、35%、40%、45%、50% 的損壞程度

ANN 測試案例：7%、17%、27%、37%、47% 的損壞程度

樓層	實際損壞程度				
	7%	17%	27%	37%	47%
	類神經預測結果				
1F	6% (5.857442)	19%* (18.99741)	28% (27.89952)	38% (37.61006)	48% (48.25151)
2F	5%* (4.892028)	18% (18.12782)	27% (27.08999)	37% (36.97622)	47% (46.74514)
3F	4%* (3.899562)	19%* (18.87787)	27% (27.22009)	37% (37.27146)	49%* (48.77002)
4F	5%* (4.817629)	17% (16.80065)	28% (27.99794)	38% (38.0393)	47% (47.32116)
5F	5%* (5.123762)	17% (16.88238)	27% (27.17784)	36% (36.44246)	44%* (43.56816)
6F	5%* (5.073945)	17% (17.26158)	26% (26.3633)	36% (35.92149)	46% (45.81583)

(*號代表誤差大於2%)

表3-3 類神經網路Case2

(單點破壞，較 Case1 多加入 3%損壞案例)

ANN 訓練案例：3%、5%、10%、15%、20%、25%、30%、35%、40%、45%、50% 的損壞程度

ANN 測試案例：7%、17%、27%、37%、47% 的損壞程度

樓層	實際損壞程度				
	7%	17%	27%	37%	47%
	類神經預測結果				
1F	7% (7.181296)	17% (16.89517)	28% (28.11303)	37% (36.74104)	49%* (49.37336)
2F	5%* (5.129712)	17% (16.9719)	28% (27.52033)	36% (36.22229)	47% (47.36842)
3F	8% (8.317204)	18% (18.28684)	27% (27.02382)	38% (37.84581)	46% (45.75713)
4F	7% (7.213544)	17% (16.95133)	27% (26.7803)	37% (37.50776)	47% (47.16659)
5F	7% (7.224108)	17% (17.01416)	28% (27.92121)	40%* (40.39785)	49%* (49.3311)
6F	7% (6.699244)	17% (17.312730)	27% (26.913180)	37% (37.113)	47% (47.46183)

(*號代表誤差大於 2%)

附圖

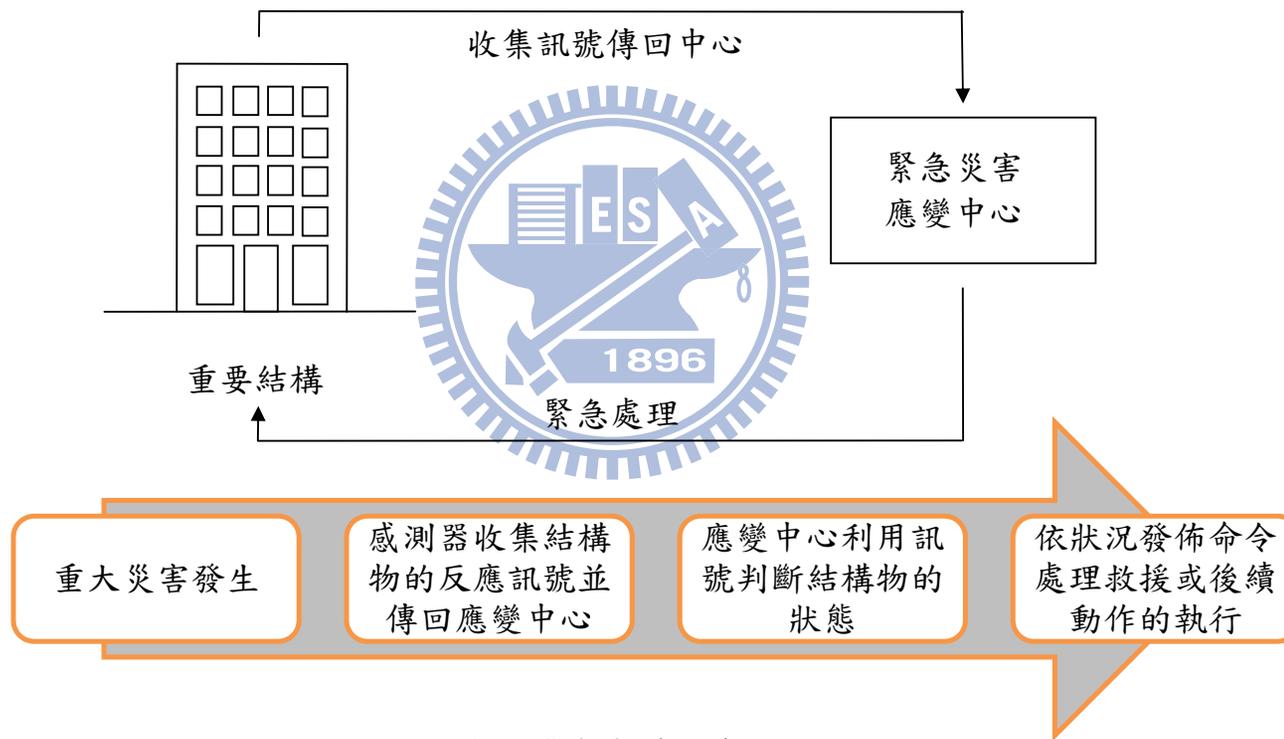


圖1-1災害應變的流程



圖3-1 系統識別的組成概念

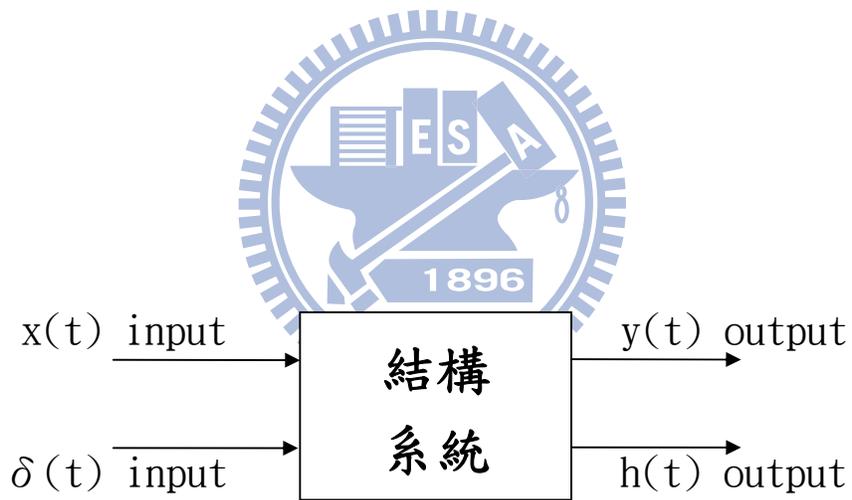


圖3-2 頻率反應函數說明示意圖

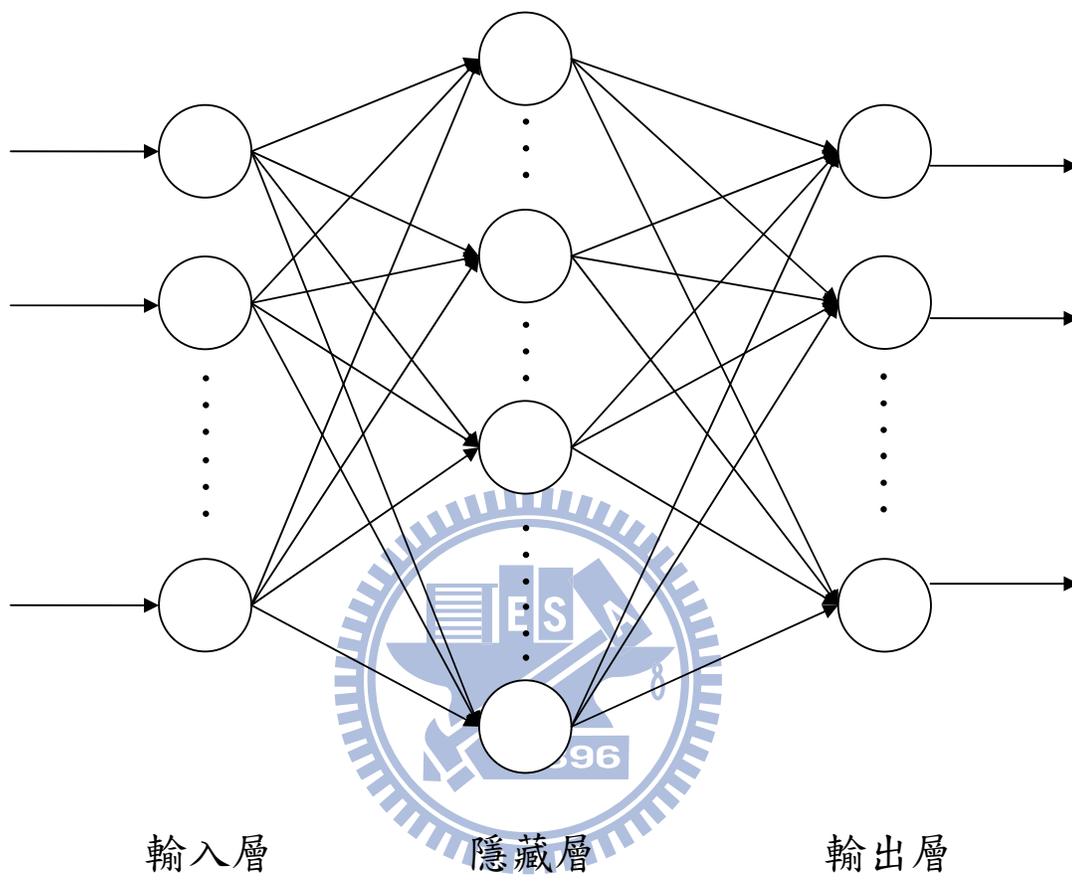


圖3-3 類神經網路的基本架構

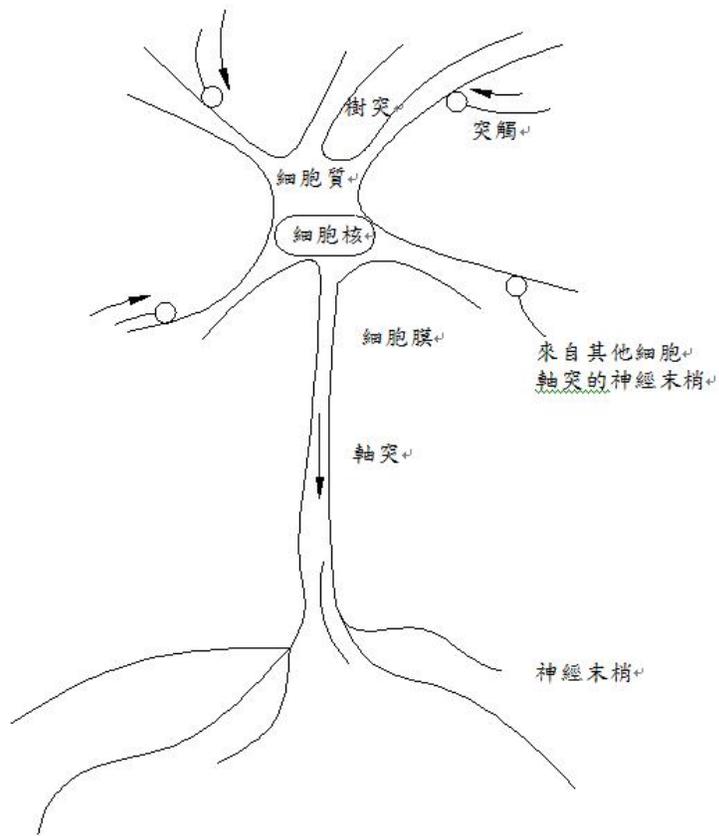


圖3-4 生物神經元的模型

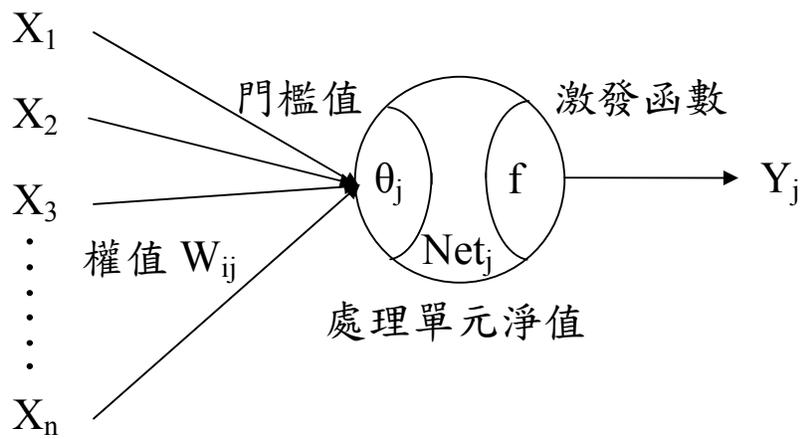
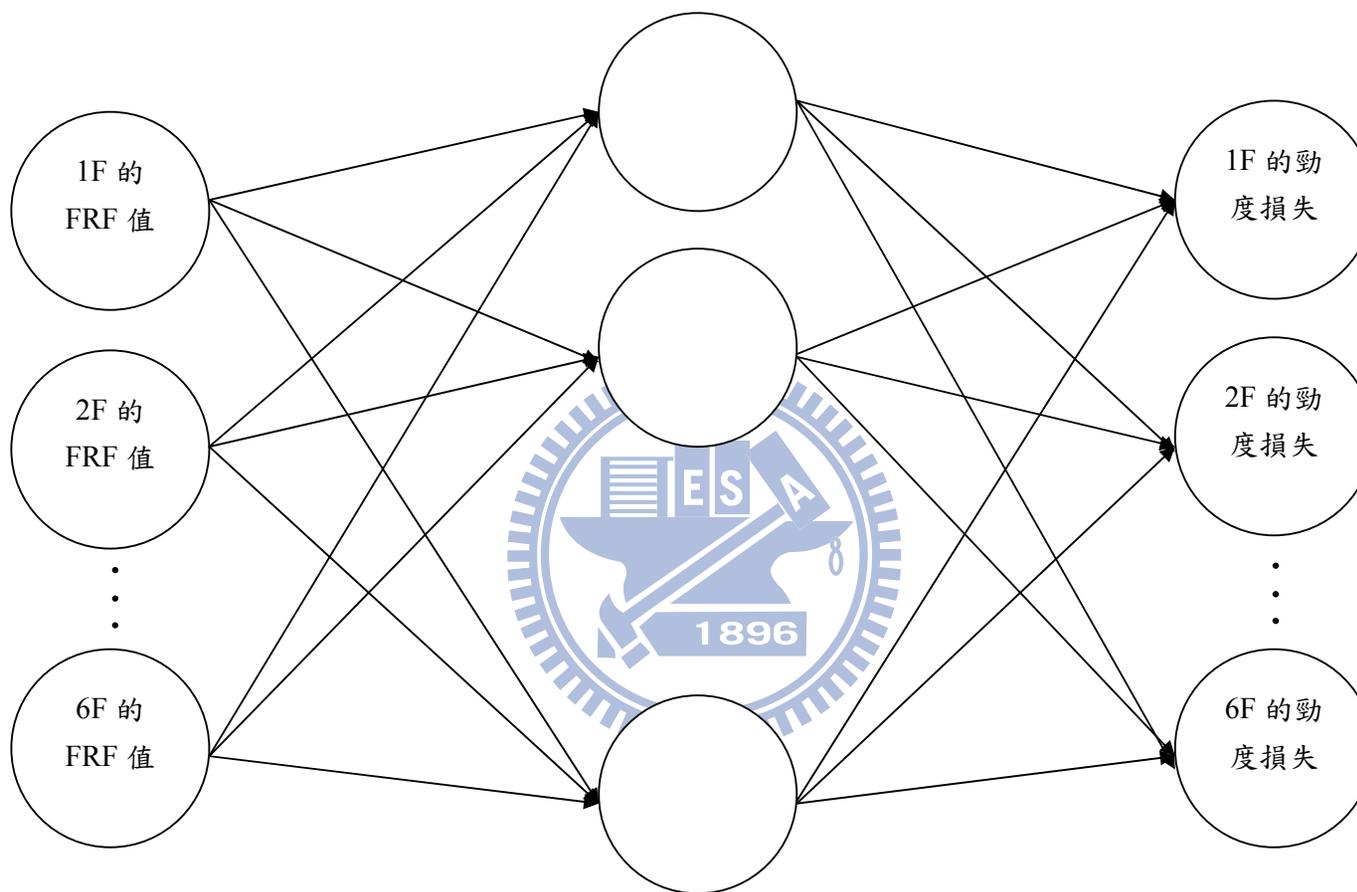


圖3-5 人工神經元的模型



輸入層神經元數目：6

隱藏層神經元數目：10

輸出層神經元數量：6

圖 3-6 本研究類神經網路的輸入及輸出值

1. 利用SAP2000軟體模擬或實驗得到構架的加速度反應訊號。



2. 透過Labview軟體所發展的頻率反應函數指標程式，將所得到的加速度資料轉換為頻率反應函數資料。



3. 利用Mean Absolute Difference和Mean Square Difference公式將頻率反應函數資料形成損壞指標值，並將原始的指標值利用曲率法改良以找出任意破壞案例的損壞位置。



4. 改良後的指標值利用類神經網路學習單點破壞的規則，使得任意單點破壞案例的損壞程度可被找出。



5. 利用雜訊和實際實驗資料測試系統應用於實際的可行性。

圖4-1 結構健康監測(損壞檢測)系統的建立流程

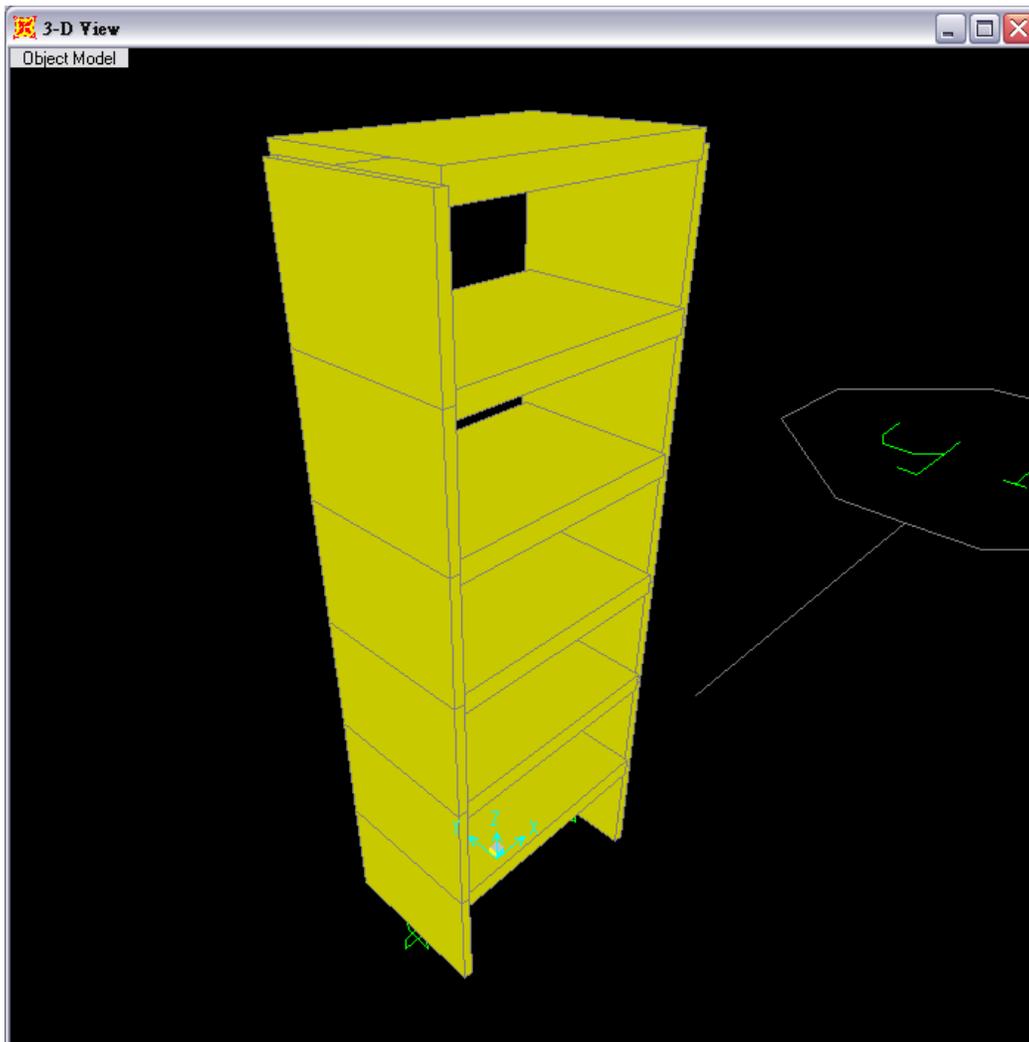


圖4-2(a) SAP2000軟體建置的剛構架模型

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0.60903	1.642	10.317	106.43
MODAL	Mode	2	0.202198	4.9457	31.074	965.62
MODAL	Mode	3	0.12043	8.3036	52.173	2722
MODAL	Mode	4	0.087414	11.44	71.879	5166.6
MODAL	Mode	5	0.070851	14.114	88.682	7864.4
MODAL	Mode	6	0.06274	15.939	100.15	10029
MODAL	Mode	7	0.007087	141.1	886.55	785980
MODAL	Mode	8	0.007084	141.15	886.89	786580
MODAL	Mode	9	0.007079	141.27	887.64	787910
MODAL	Mode	10	0.007069	141.47	888.89	790130
MODAL	Mode	11	0.007056	141.73	890.51	793010
MODAL	Mode	12	0.007044	141.96	891.98	795630

圖4-2(b) 剛構架模型的模態頻率資料

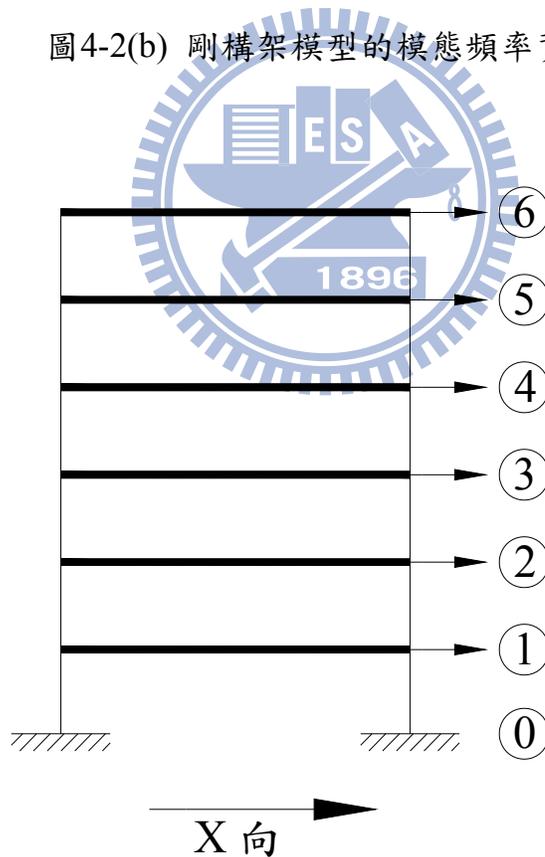


圖4-3 構架獲得加速度反應的位置示意圖

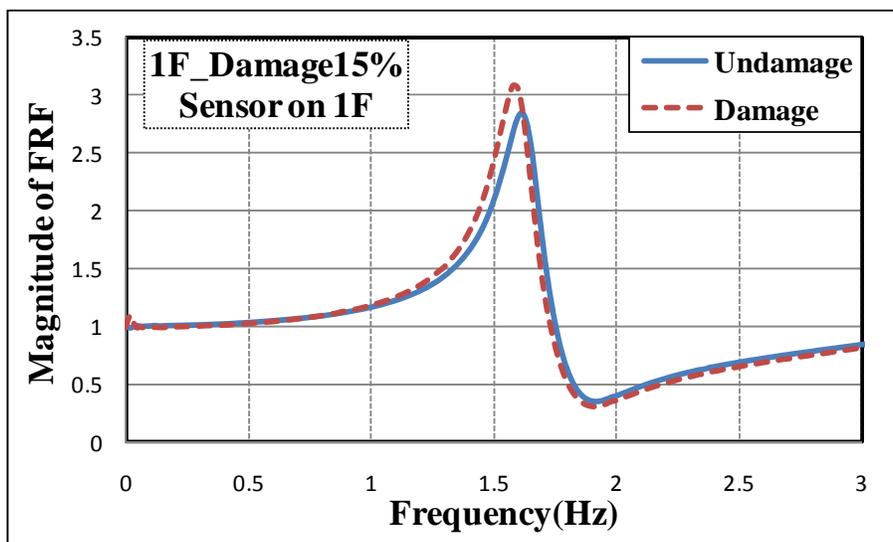


圖4-4(a) 一樓損壞15%的頻率反應函數圖(感測器位於一樓的位置)

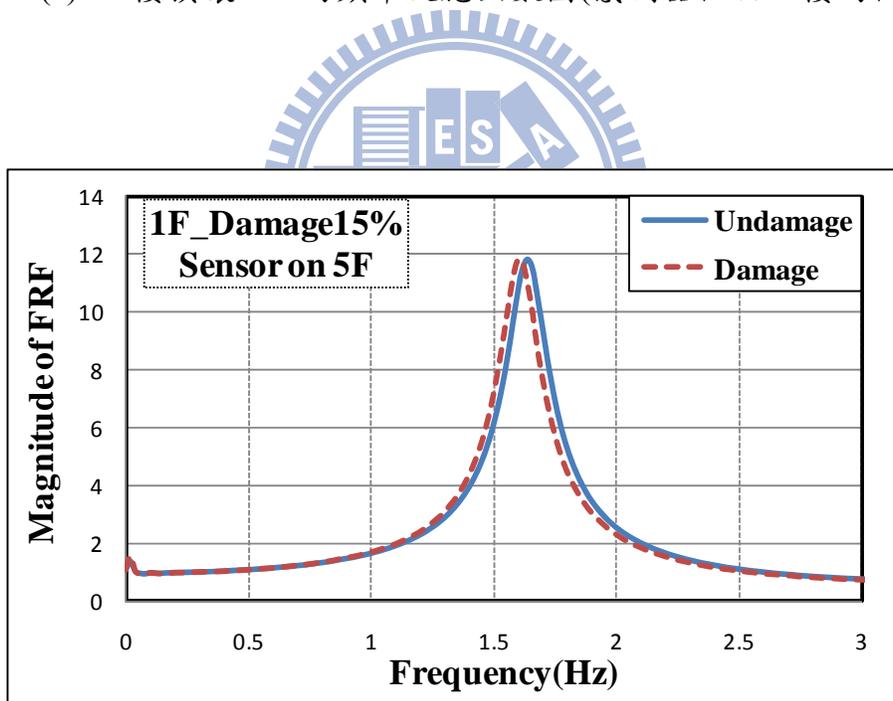


圖4-4(b) 一樓損壞15%的頻率反應函數圖(感測器位於五樓的位置)

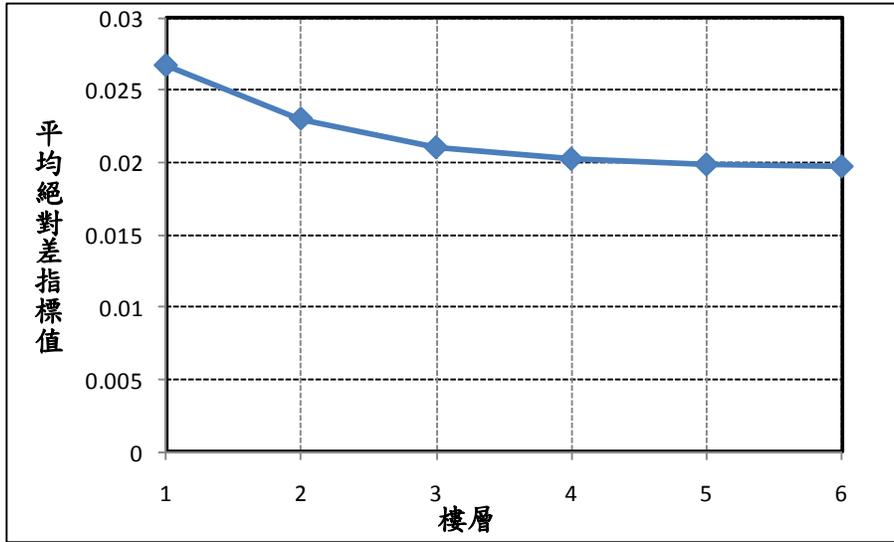


圖4-5 一樓損壞15%的原始指標圖

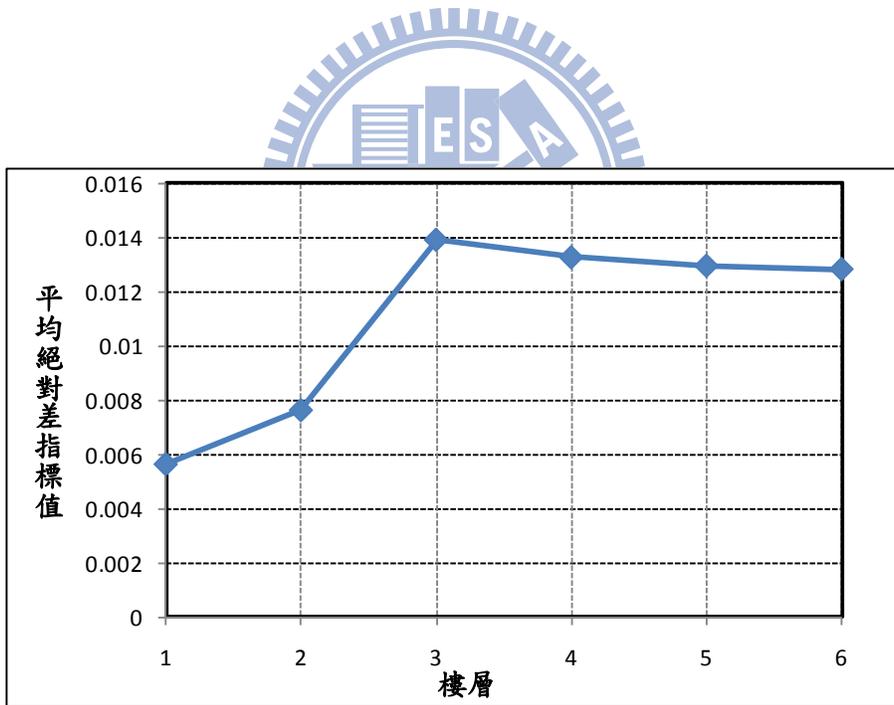


圖4-6 三樓損壞15%的原始指標圖

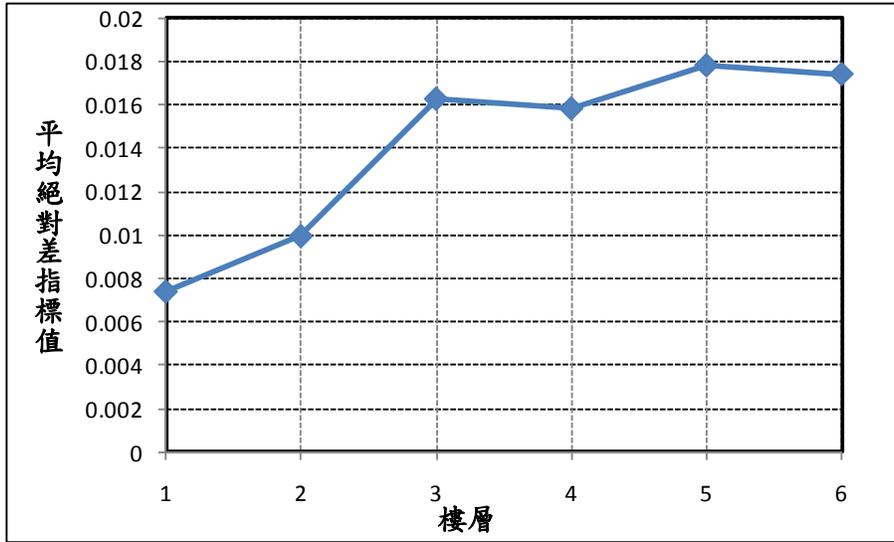


圖4-7 三樓&五樓同時損壞15%的原始指標圖

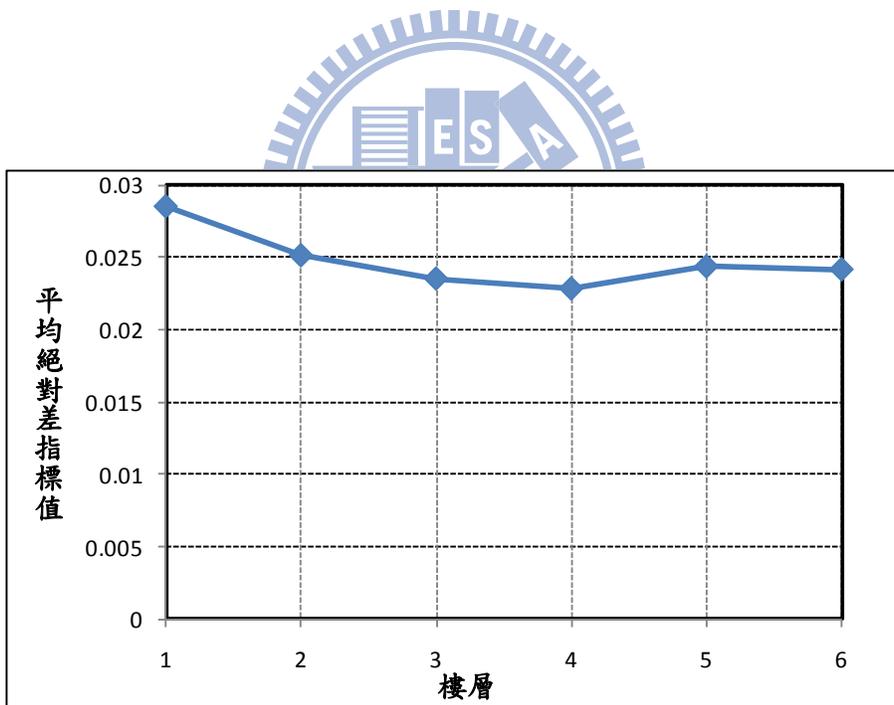


圖4-8 一樓&五樓同時損壞15%的原始指標圖

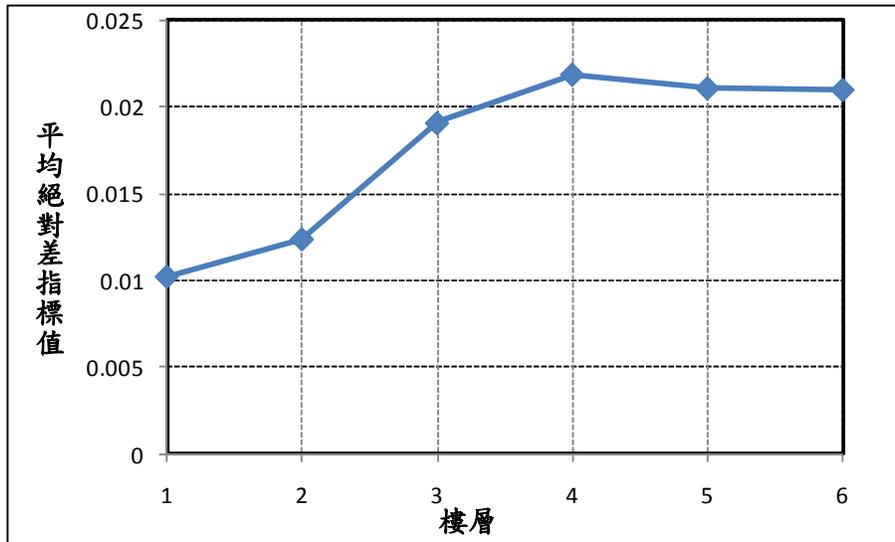


圖4-9 三樓&四樓同時損壞15%的原始指標圖

(連續樓層損壞案例)

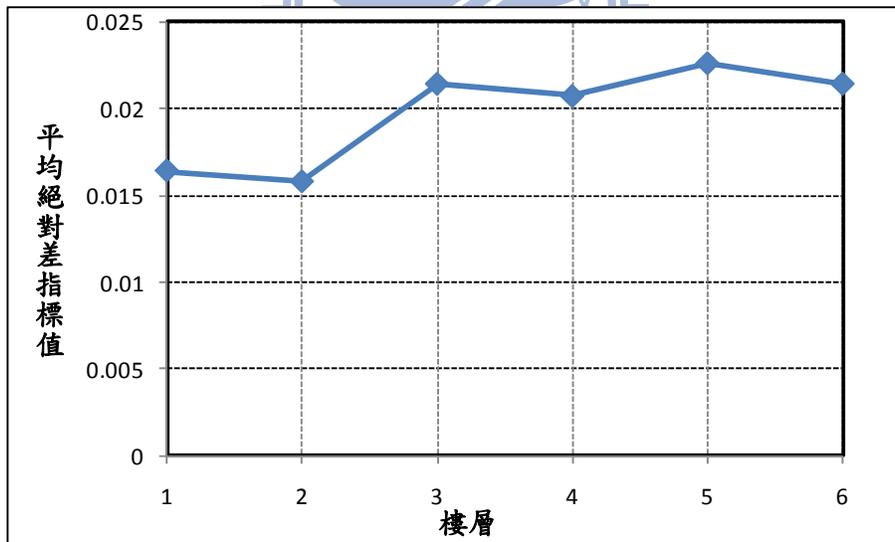


圖4-10 一樓損壞5% & 三樓損壞15% & 五樓損壞10%的原始指標圖

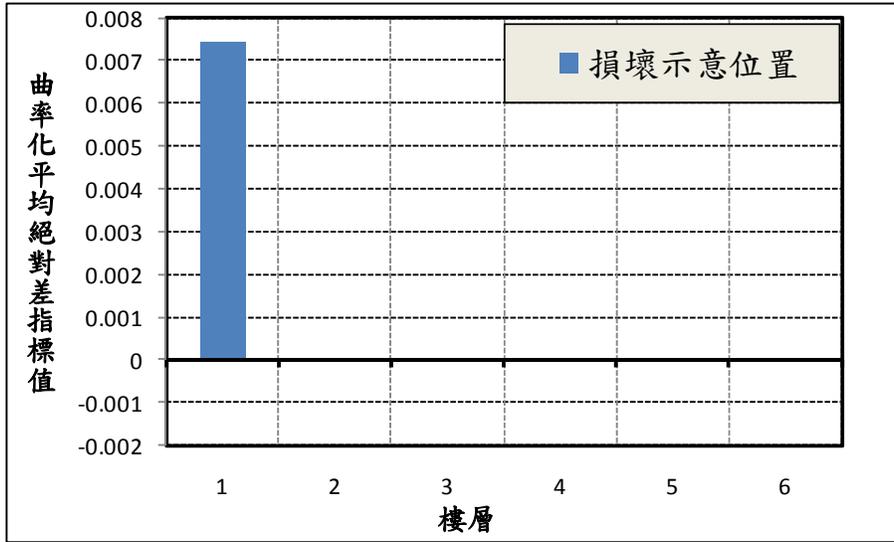


圖4-11 一樓損壞15%的曲率化指標圖

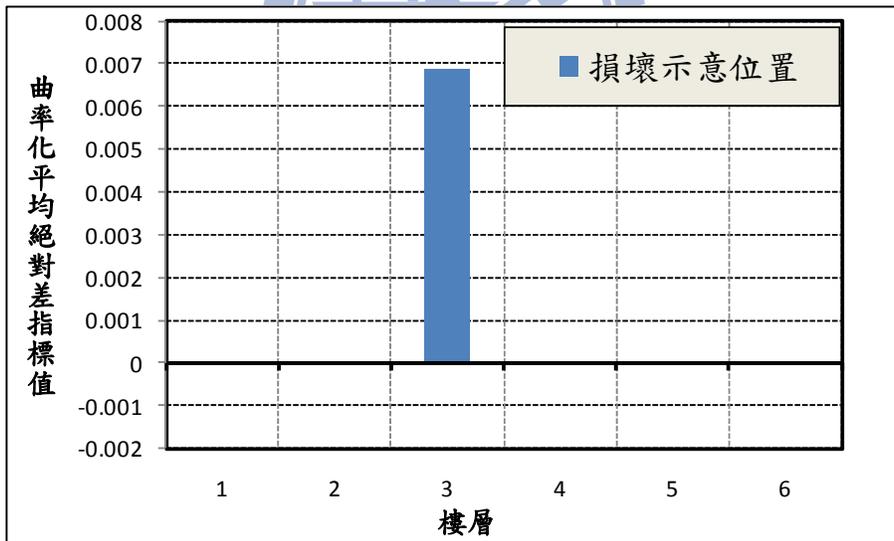


圖4-12 三樓損壞15%的曲率化指標圖

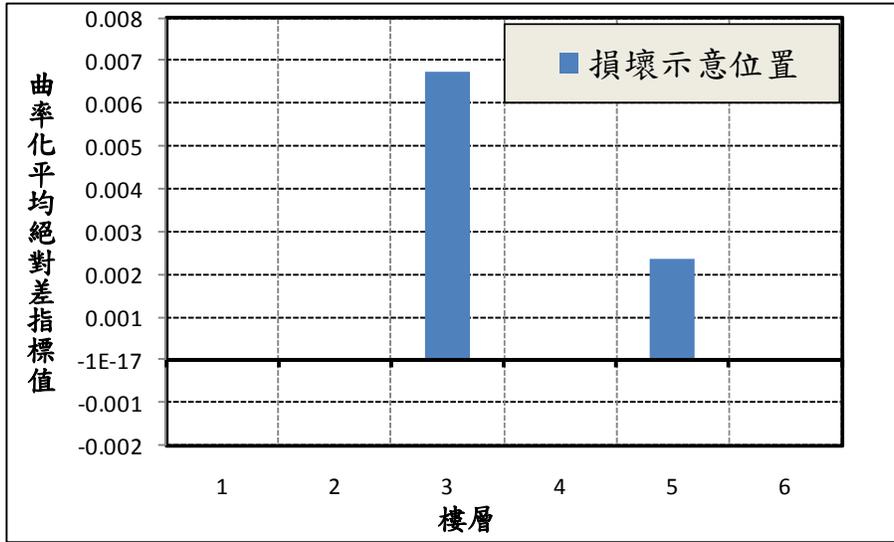


圖4-13 三樓&五樓同時損壞15%的曲率化指標圖

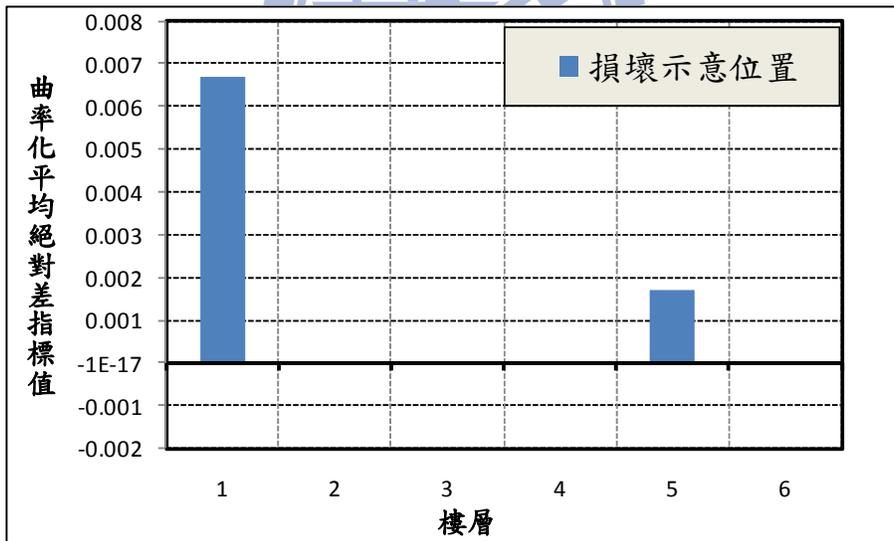


圖4-14 一樓&五樓同時損壞15%的曲率化指標圖

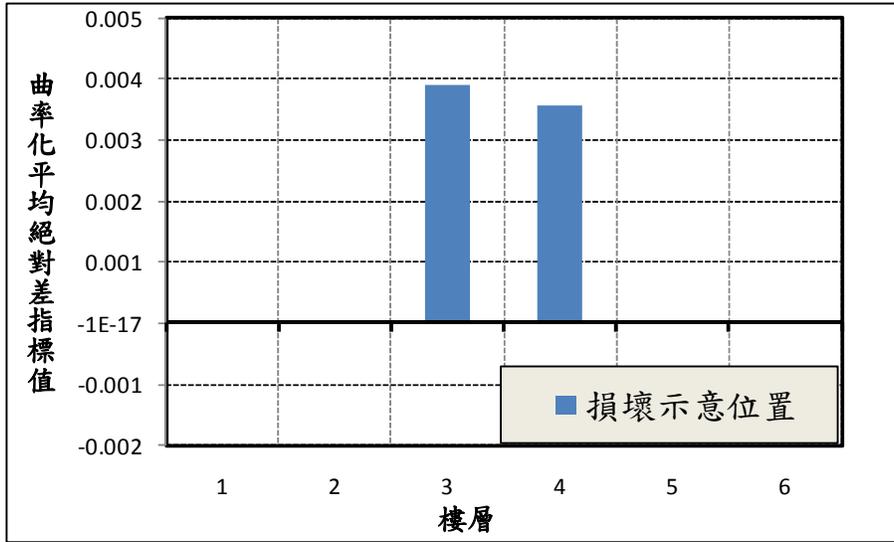


圖4-15 三樓&四樓同時損壞15%的曲率化指標圖

(連續樓層損壞案例)

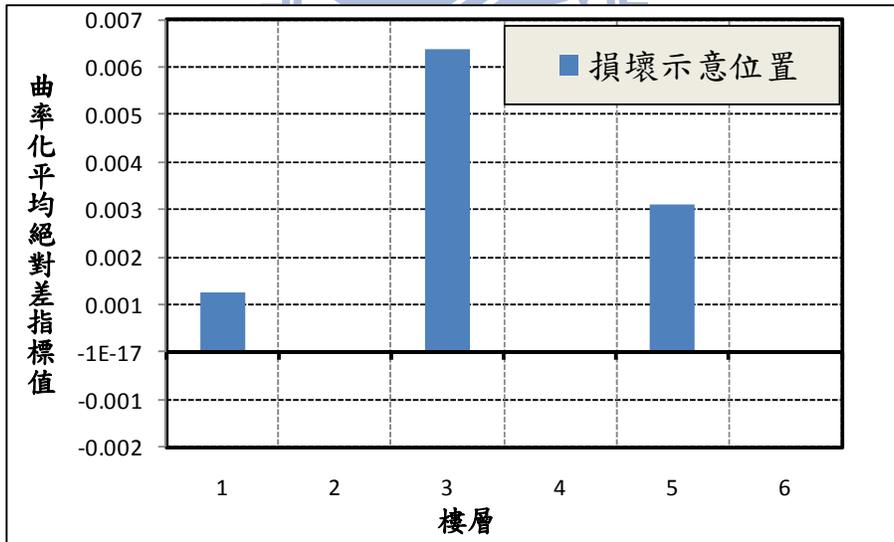


圖4-16 一樓損壞5% & 三樓損壞15% & 五樓損壞10%的曲率化指標圖

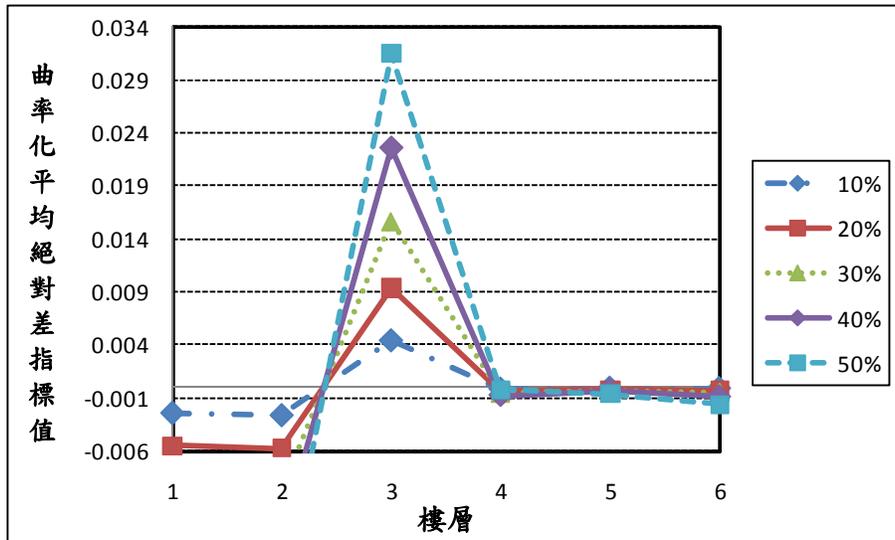


圖4-17 三樓損壞10%、20%、30%、40%、50%的曲率化指標圖

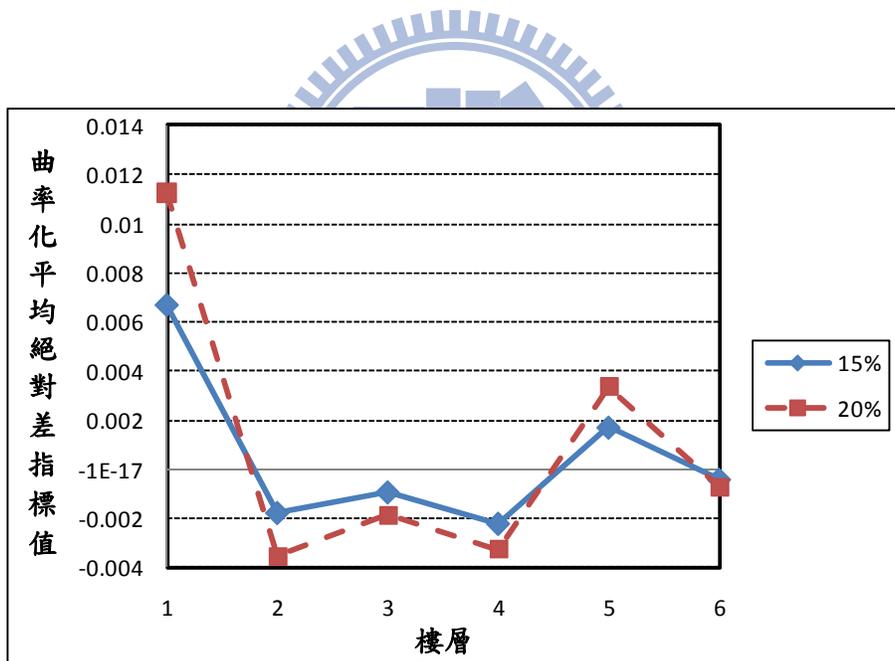


圖4-18 一樓&五樓同時損壞15%、20%的曲率化指標圖

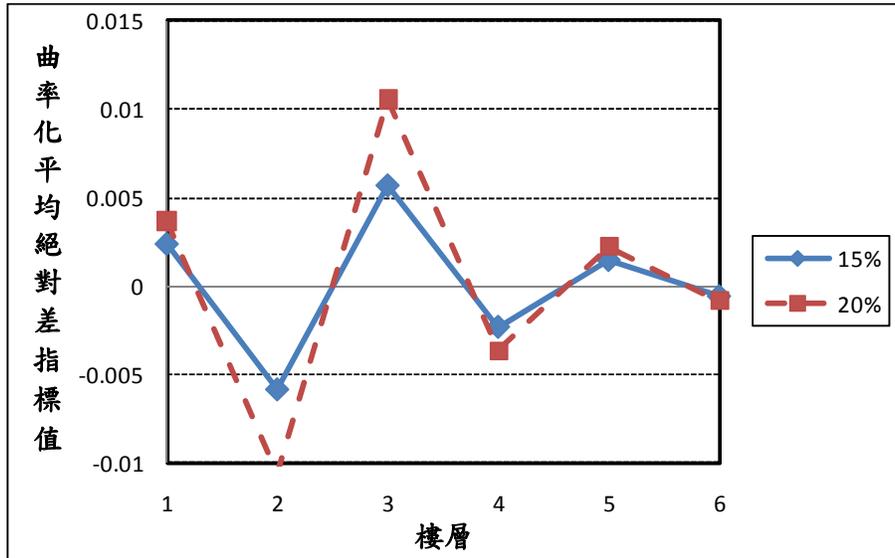


圖4-19 一樓&三樓&五樓同時損壞15%、20%的曲率化指標圖



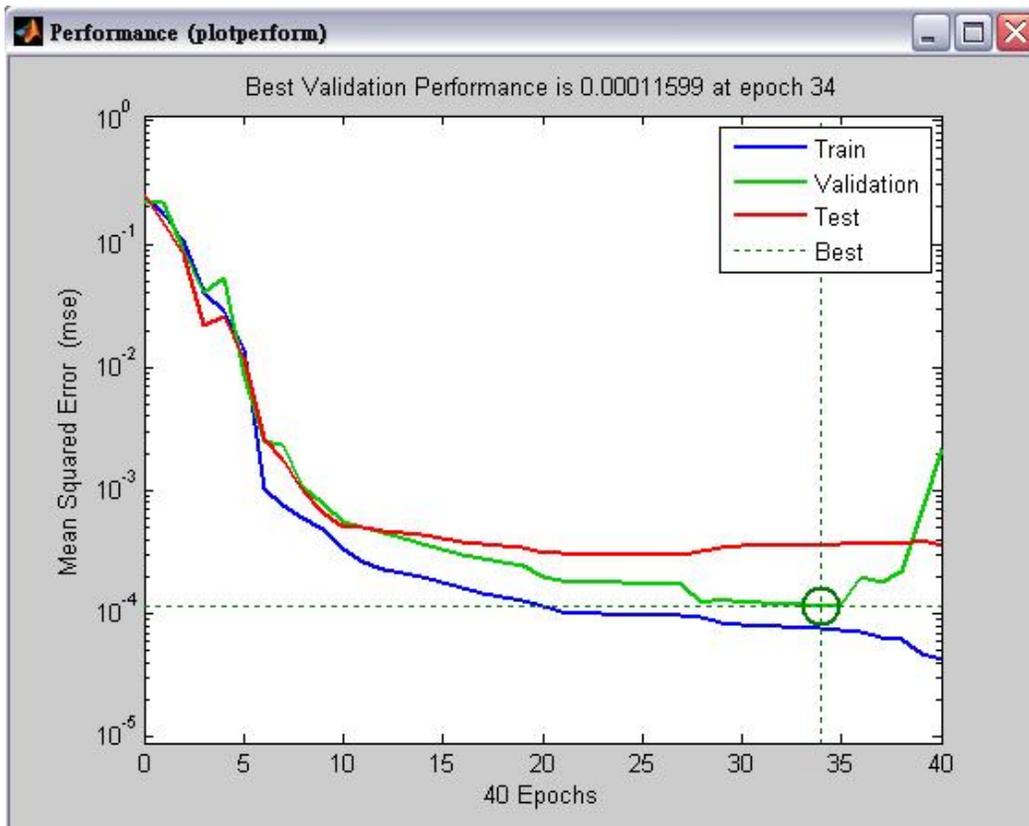


圖4-20(a) Case1的類神經網路誤差收斂

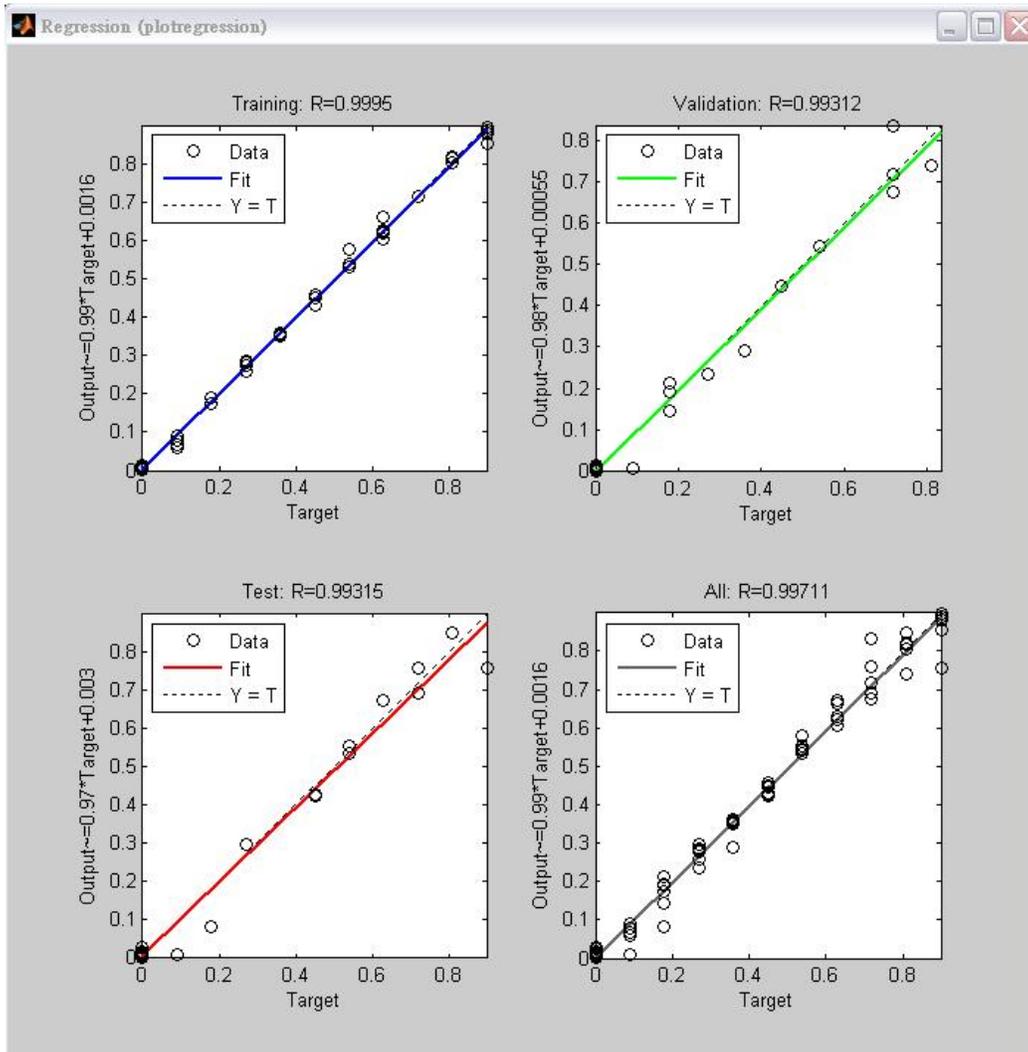


圖4-20(b) Case1的類神經網路回歸值

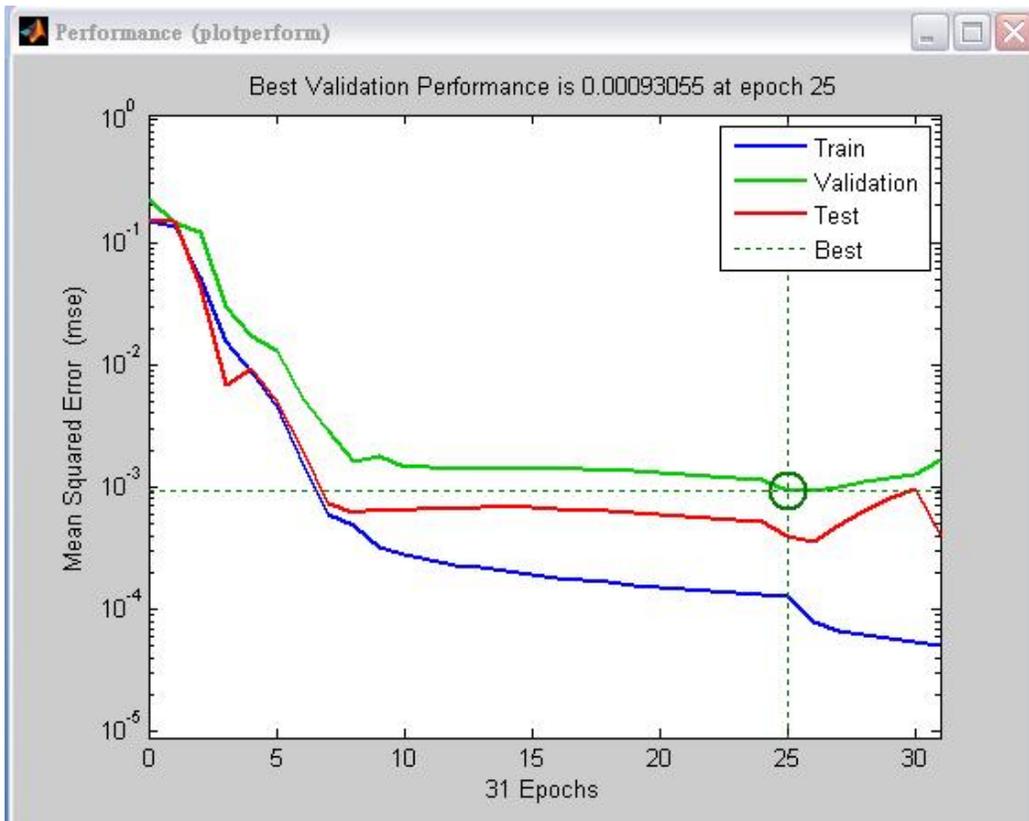


圖4-21(a) Case2的類神經網路誤差收斂

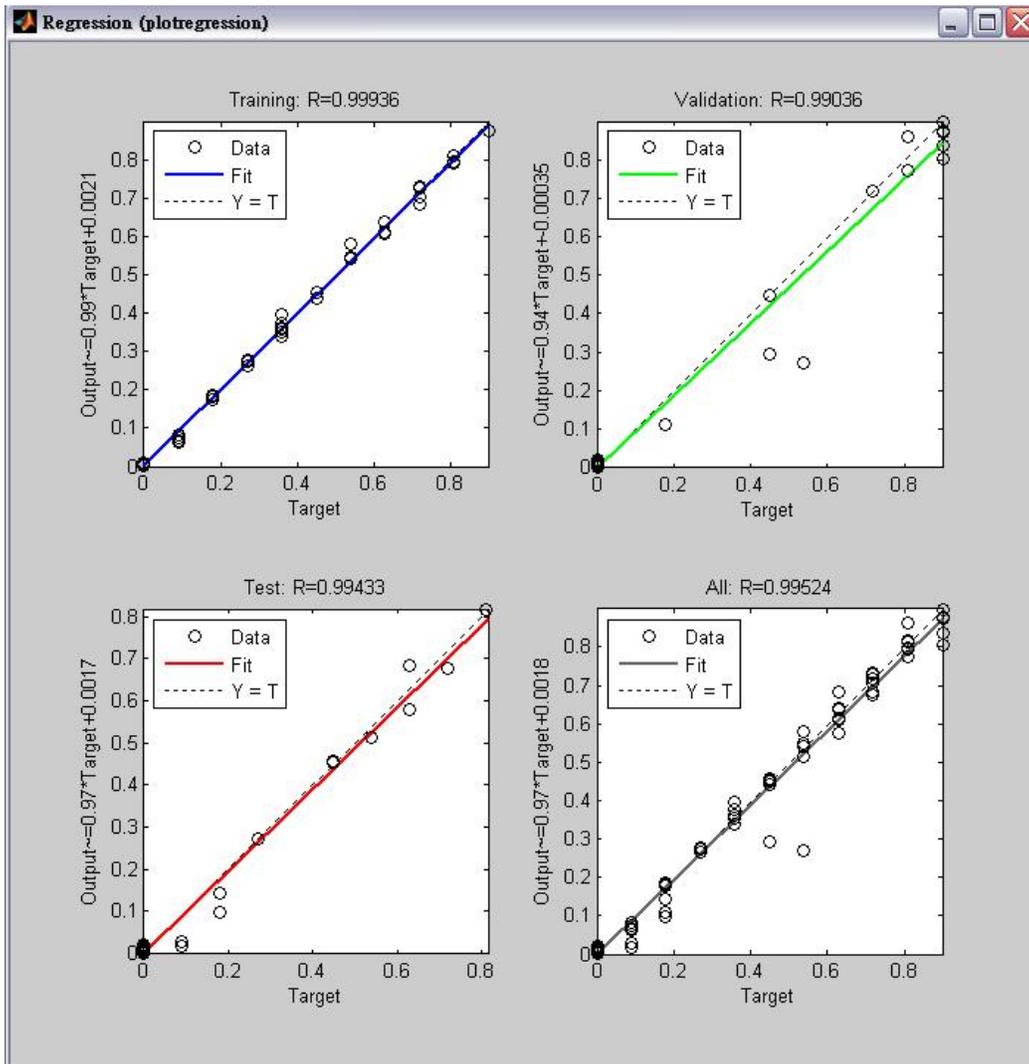


圖4-21(b) Case2的類神經網路回歸值

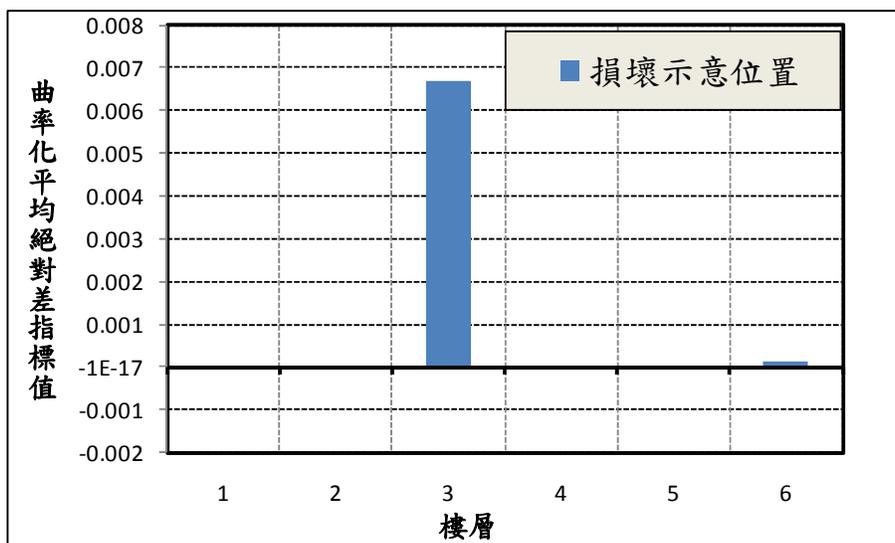


圖4-21 三樓損壞15%的曲率化指標圖(加入1%高斯雜訊)

(類神經預測損壞程度為 15%，無誤差)

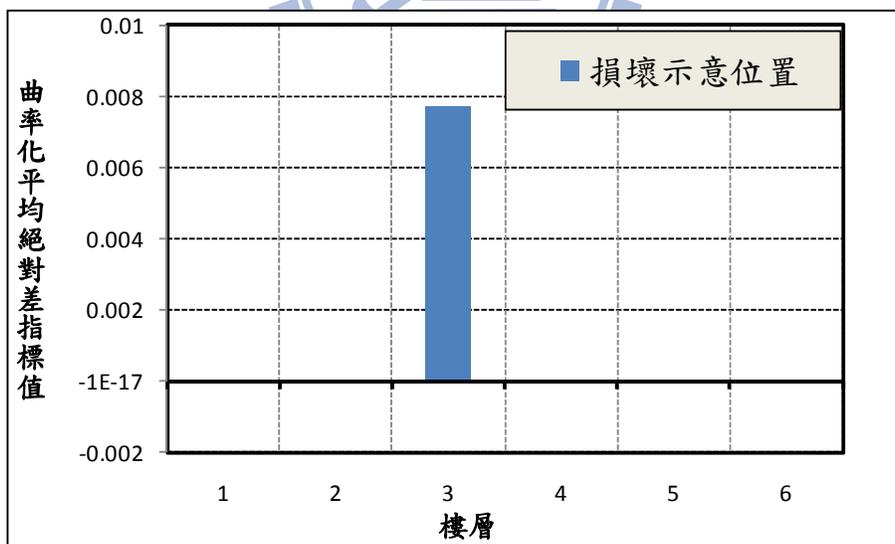


圖4-22 三樓損壞15%的曲率化指標圖(加入3%高斯雜訊)

(類神經預測損壞程度為 17%，誤差為+2%)

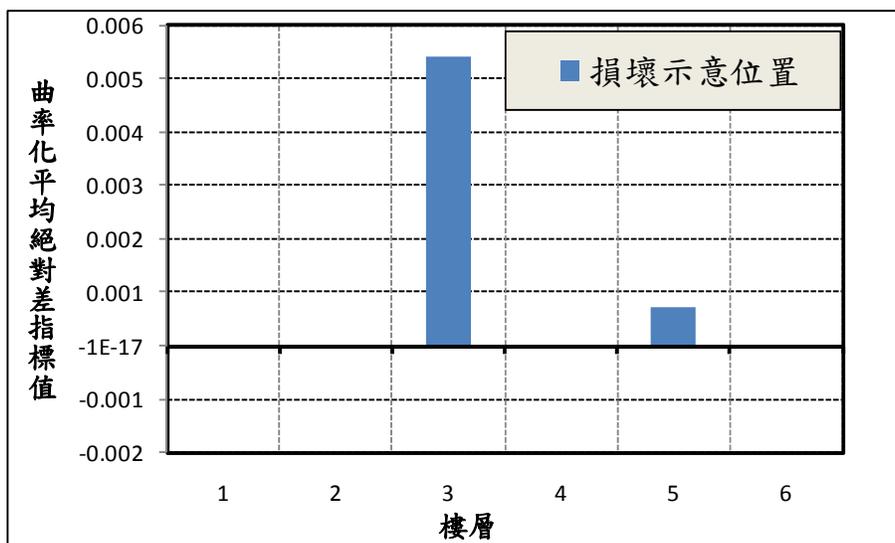


圖4-23 三樓損壞15%的曲率化指標圖(加入5%高斯雜訊)

(類神經預測損壞程度為 12%，誤差為-3%)

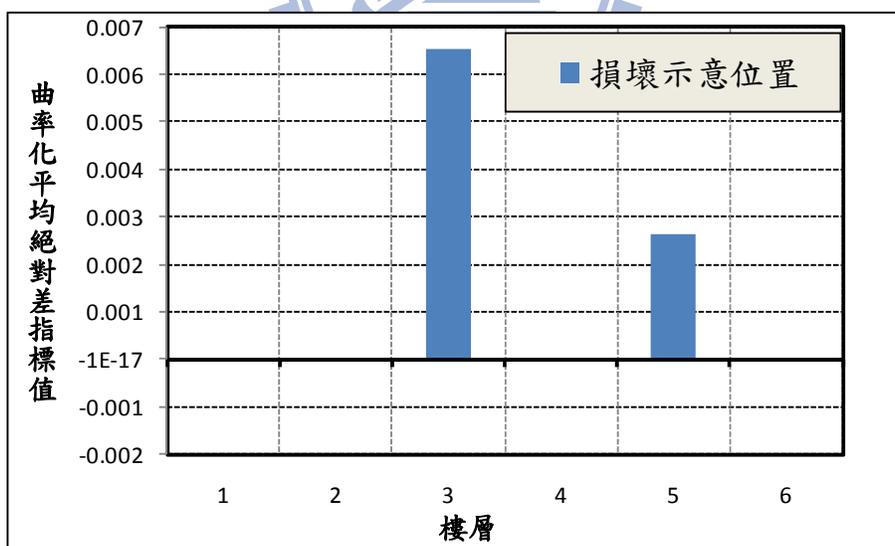


圖4-24 三樓&五樓同時損壞15%的曲率化指標圖(加入1%高斯雜訊)

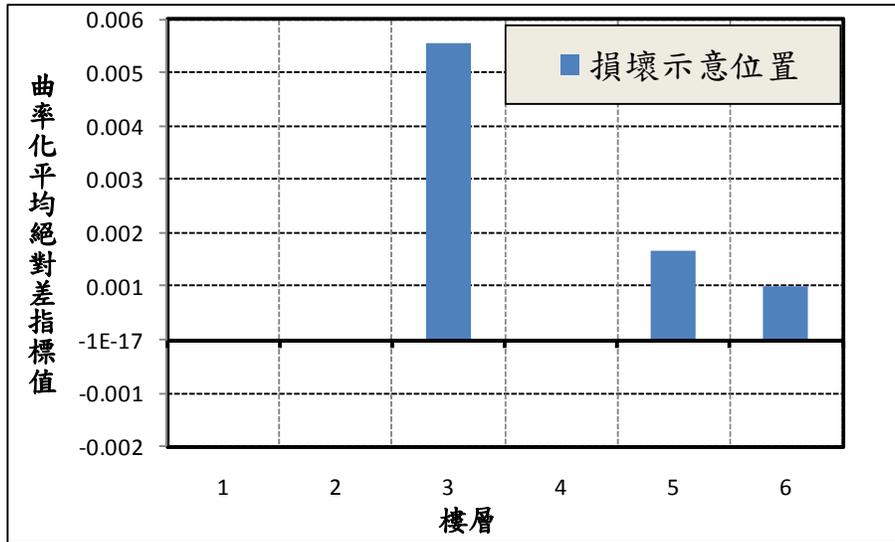


圖4-25 三樓&五樓同時損壞15%的曲率化指標圖(加入3%高斯雜訊)

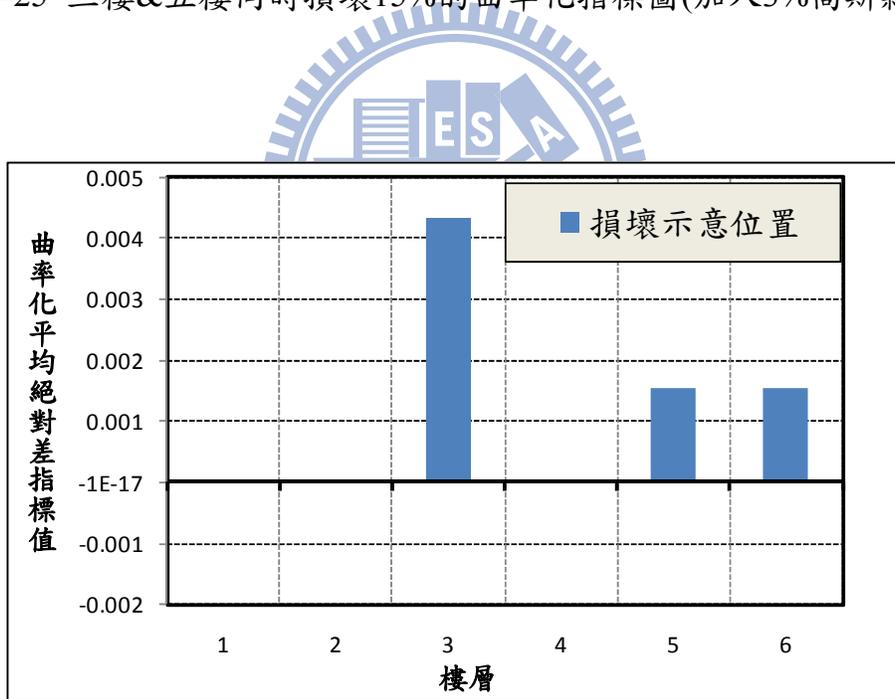
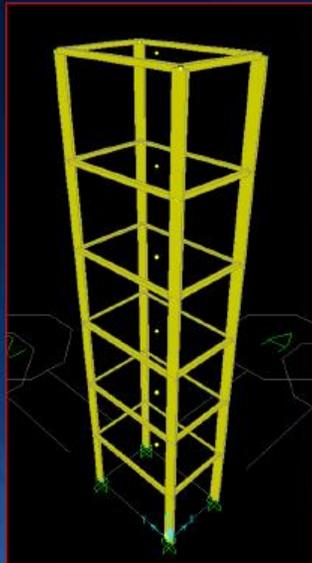


圖4-26 三樓&五樓同時損壞15%的曲率化指標圖(加入5%高斯雜訊)

Numerical Model

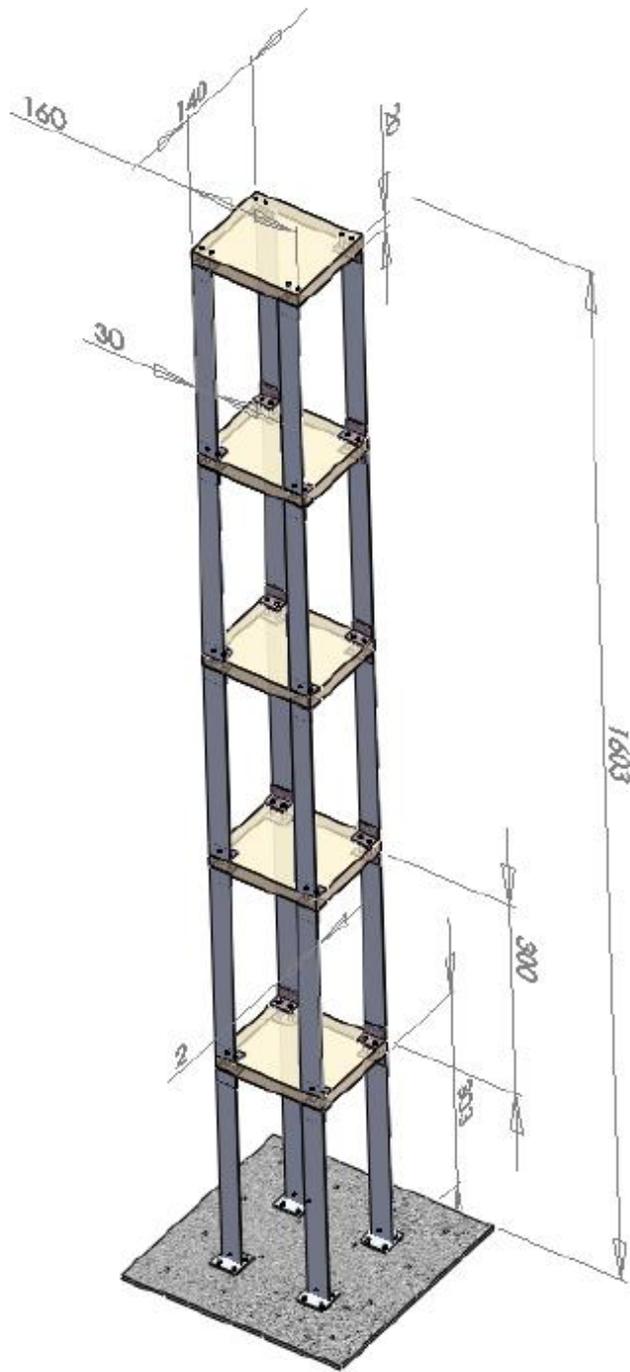


Design Value:

Dead Load	
Bracing	18.46 kgf/m ²
Main Frame	90.62 kgf/m ²
Mass Block	333.33 kgf/m ²
20 mm Steel Plate	156.98 kgf/m ²
	599.40 kgf/m ²
x Floor Area (1.5x1 m ²)	
	0.90 tf
Moment of inertia	0.0248 tf-s ² /m
Lumped Mass	0.0917 tf-s ² /m



圖4-27 國家地震中心大型鋼構架資料



單位：mm

圖4-28 小型實驗構架設計圖

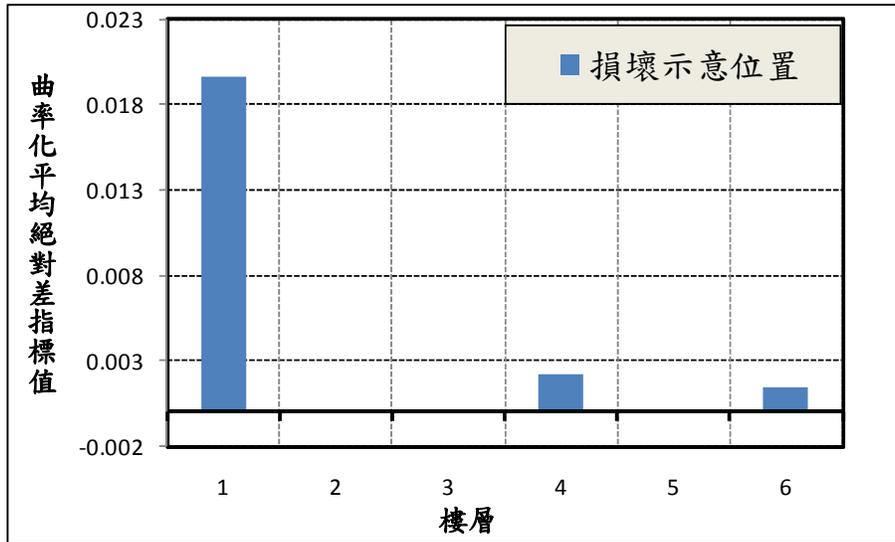


圖4-29 地震中心構架的一樓損壞案例

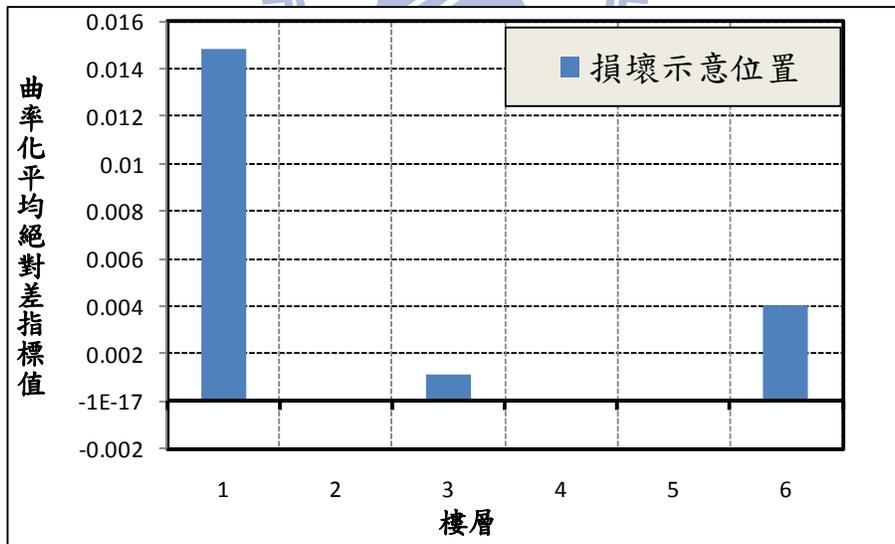


圖4-30 地震中心構架的一樓損壞案例

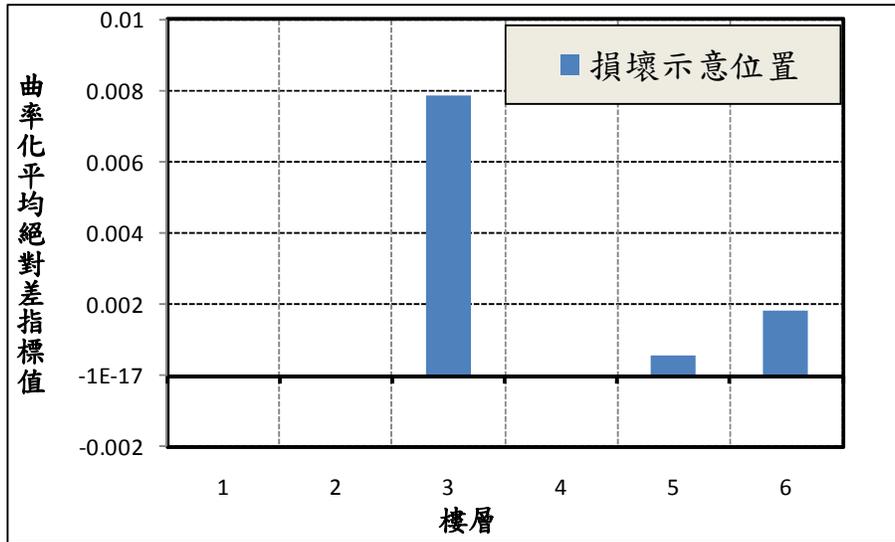


圖4-31 地震中心構架的三樓損壞案例

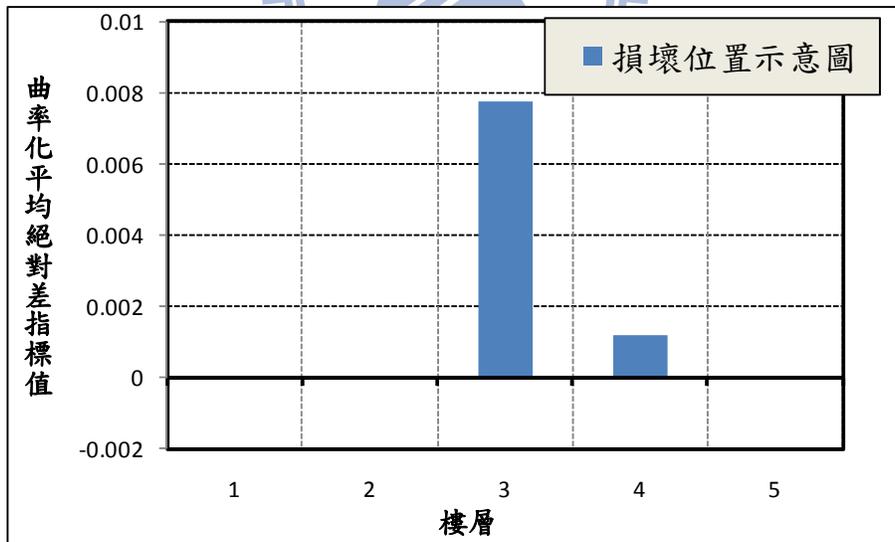


圖4-32 五層樓小型構架的三樓損壞案例(三樓換兩根細柱)

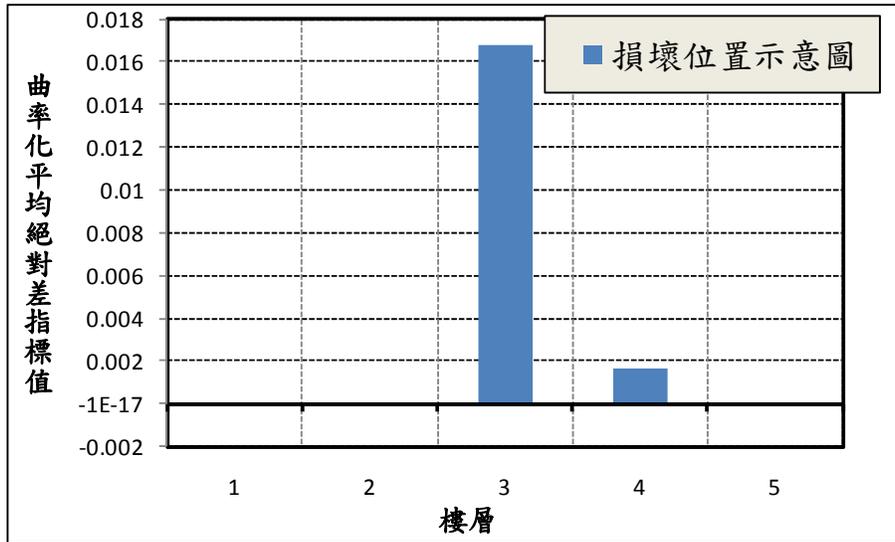


圖4-33 五層樓小型構架的三樓損壞案例(三樓換四根細柱)



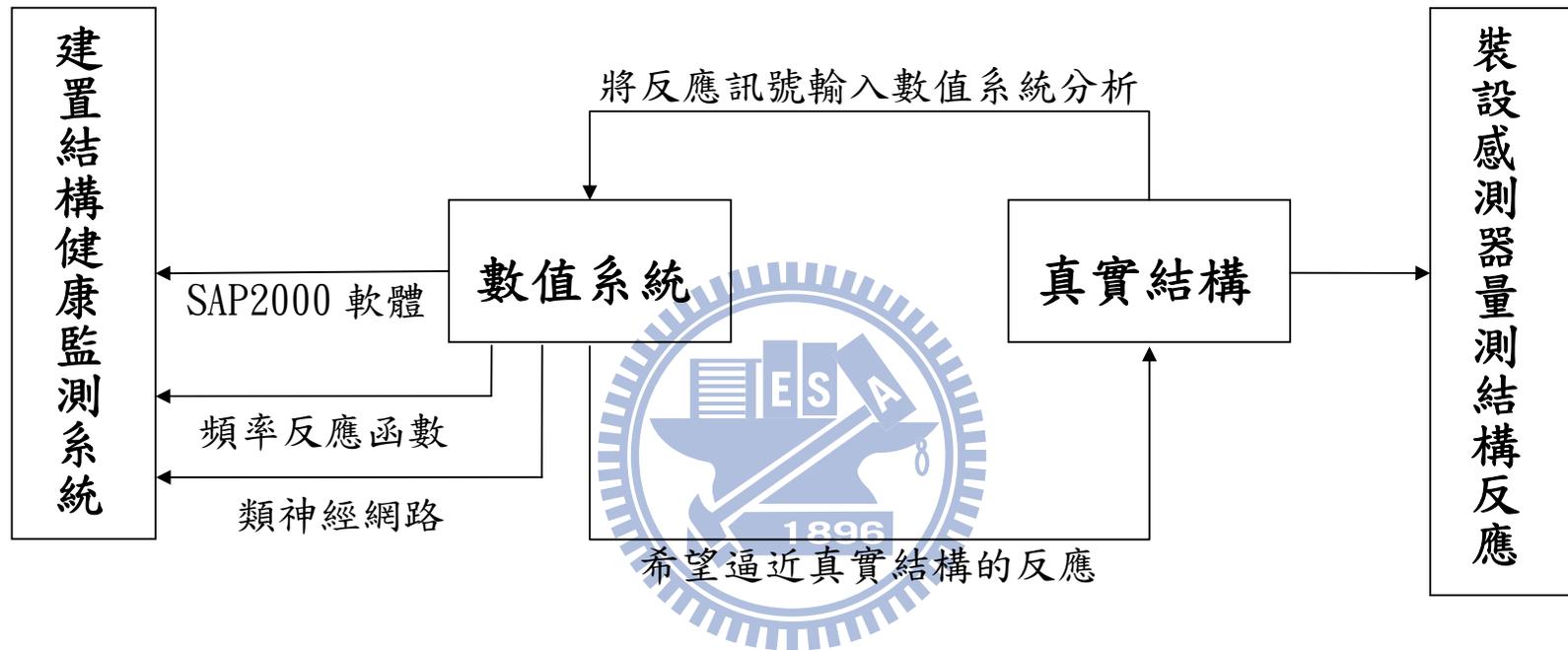
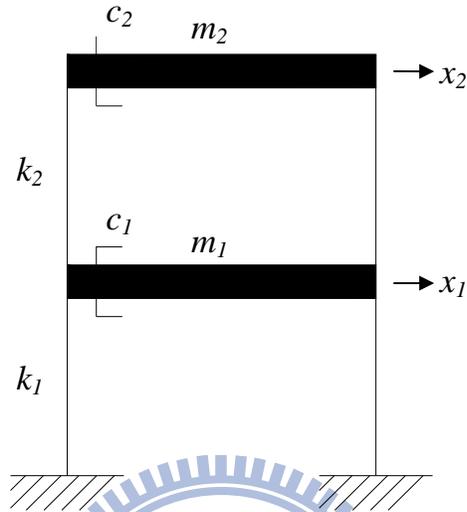
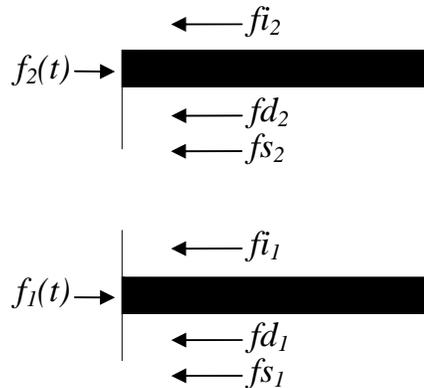


圖5-1 健康監測系統示意圖

附錄 A-1



在此將以兩度自由度的結構系統為例，即如上圖所示之結構，圖中可看出結構的各種參數，為一個簡單的剪力構架系統，若有外力 $f_1(t)$ 及 $f_2(t)$ 作用於結構上，則可將結構分為兩自由體圖來看，如下圖



上圖中 fi_1 和 fi_2 為各自由度集中質量的慣性力， fd_1 和 fd_2 為阻尼的抵抗力， fs_1 和 fs_2 則為勁度的抵抗力，由兩自由體圖的節點力平衡可得

下列兩式之關係

$$fi_1 + fs_1 + fd_1 = f_1(t) \quad (A-1)$$

$$fi_2 + fs_2 + fd_2 = f_2(t) \quad (A-2)$$

而式中的 Fi_1 和 Fi_2 所代表的慣性力可表示為

$$fi_1 = m_1\ddot{x}_1 \quad (A-3)$$

$$fi_2 = m_2\ddot{x}_2 \quad (A-4)$$

而式中的 Fd_1 和 Fd_2 所代表的慣性力可表示為

$$fd_1 = c_1\dot{x}_1 + c_2(\dot{x}_1 - \dot{x}_2) \quad (A-5)$$

$$fd_2 = c_2(\dot{x}_2 - \dot{x}_1) \quad (A-6)$$

而式中的 Fs_1 和 Fs_2 所代表的慣性力可表示為

$$fs_1 = k_1x_1 + k_2(x_1 - x_2) \quad (A-7)$$

$$fs_2 = k(x_2 - x_1) \quad (A-8)$$

將式子(A-3)到 (A-8)分別代入(A-1)和 (A-2)中

$$m_1\ddot{x}_1 + c_1\dot{x}_1 + c_2(\dot{x}_1 - \dot{x}_2) + k_1x_1 + k_2(x_1 - x_2) = f_1(t) \quad (A-9)$$

$$m_2\ddot{x}_2 + c_2(\dot{x}_2 - \dot{x}_1) + k_2(x_2 - x_1) = f_2(t) \quad (A-10)$$

將上兩式用矩陣表示可得

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} \\ = \begin{Bmatrix} f_1(t) \\ f_2(t) \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (\text{A-11})$$

又可寫成

$$[m]\{\ddot{x}(t)\} + [c]\{\dot{x}(t)\} + [k]\{x(t)\} = \{f(t)\} \quad (\text{A-12})$$

附錄 A-2

以附錄 A-1 的兩度自由度系統為例，並假設此系統為無阻尼的自由振動方程式

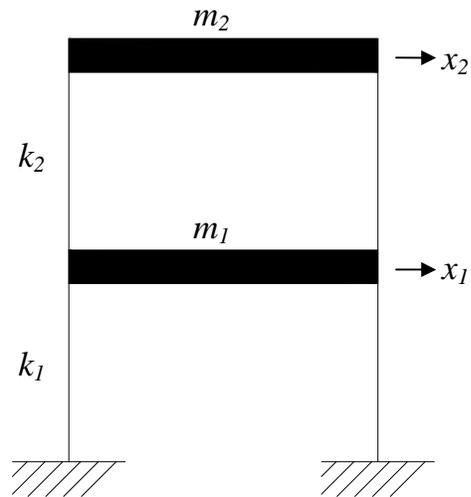
$$[m]\{\ddot{x}(t)\} + [k]\{x(t)\} = \{0\} \quad (\text{A-13})$$

令此方程式的解為 $\{x(t)\} = \{x\}e^{i\omega t}$ ， $\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2\{x\}e^{i\omega t}$ 帶入可得

$$([k] - \omega^2[m])\{x\}e^{i\omega t} = \{0\} \quad (\text{A-14})$$

上式必須有非零解，故可得下式

$$\det|[k] - \omega^2[m]| = 0 \quad (\text{A-15})$$



若假設結構參數 $k = 40000 \text{ KN/cm}$, $m = 5 \text{ KN} \cdot \text{sec}^2/\text{cm}$

則代入(A-15)可得

$$\det \begin{vmatrix} k_1 + k_2 - \omega^2 m_1 & -k_2 \\ k_2 & k_2 - \omega^2 m_1 \end{vmatrix} = 0 \quad (\text{A-16})$$

求解上式可得

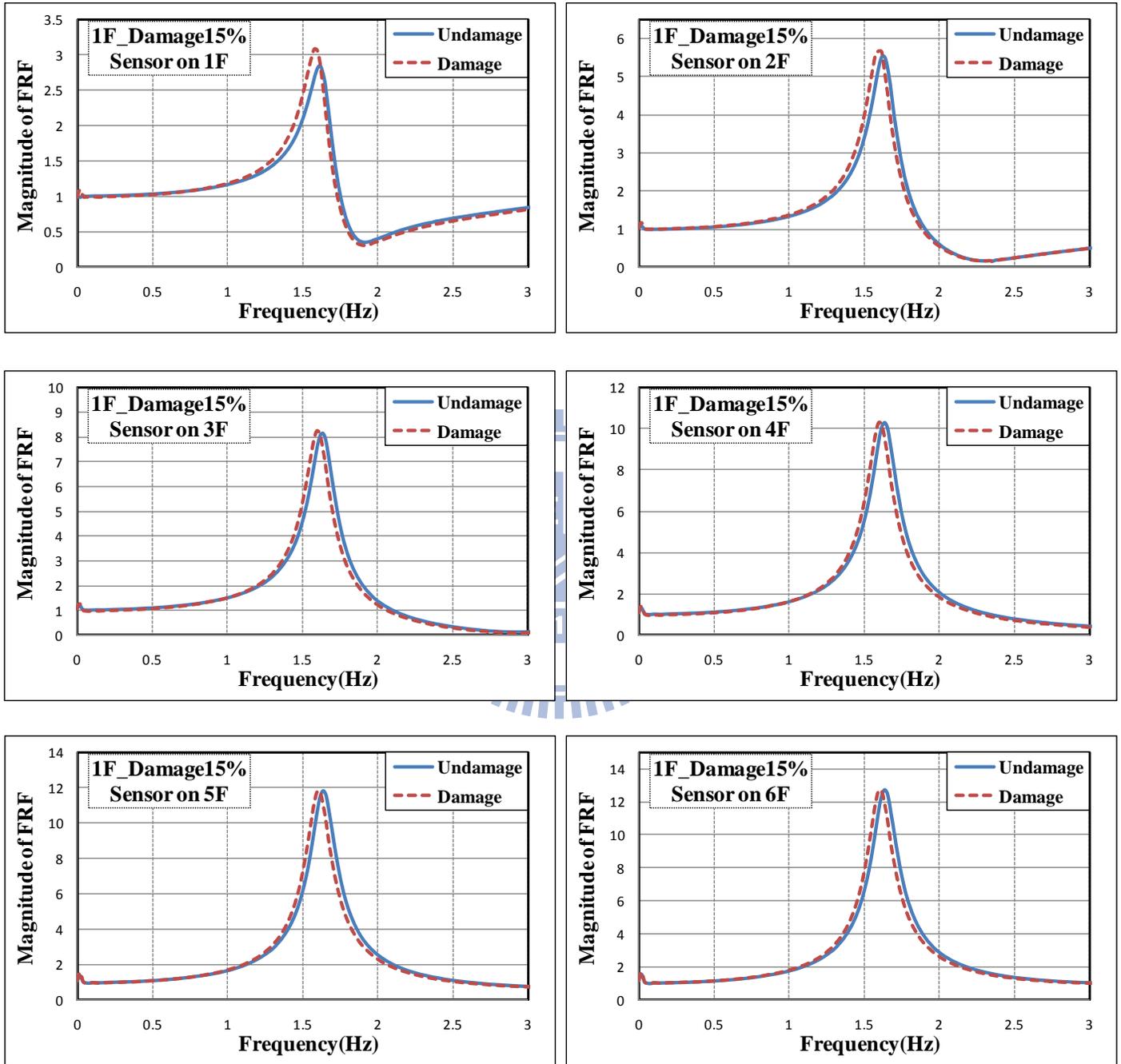
$$\omega_1^2 = 4000 \quad \omega_1 = 63.24 \text{ rad/s}$$

$$\omega_2^2 = 4000 \quad \omega_2 = 63.24 \text{ rad/s}$$

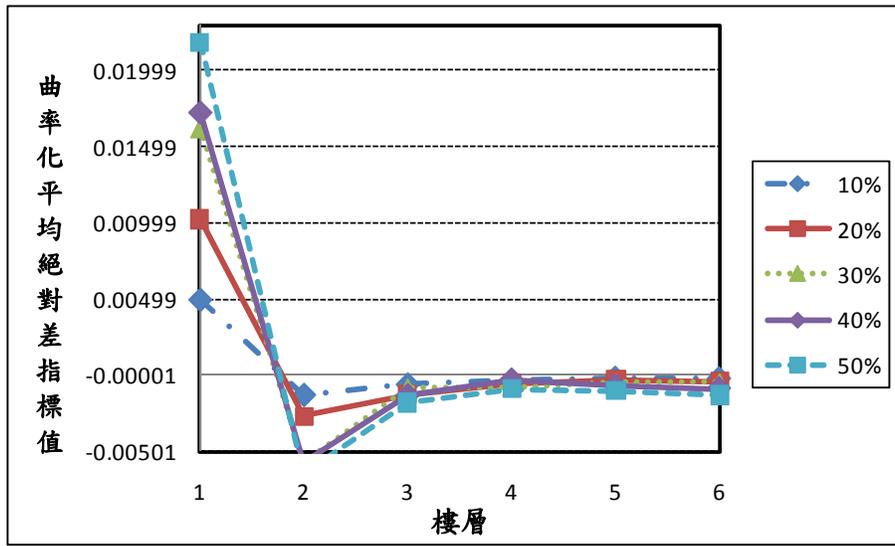
接著將 ω_1 和 ω_2 代回 $(k_1 + k_2 - \omega^2 m_1)x_1 = k_2 x_2$ 可得特徵向量

$$\{\varphi\}_1 = \begin{Bmatrix} 1/2 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad \{\varphi\}_2 = \begin{Bmatrix} -1 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

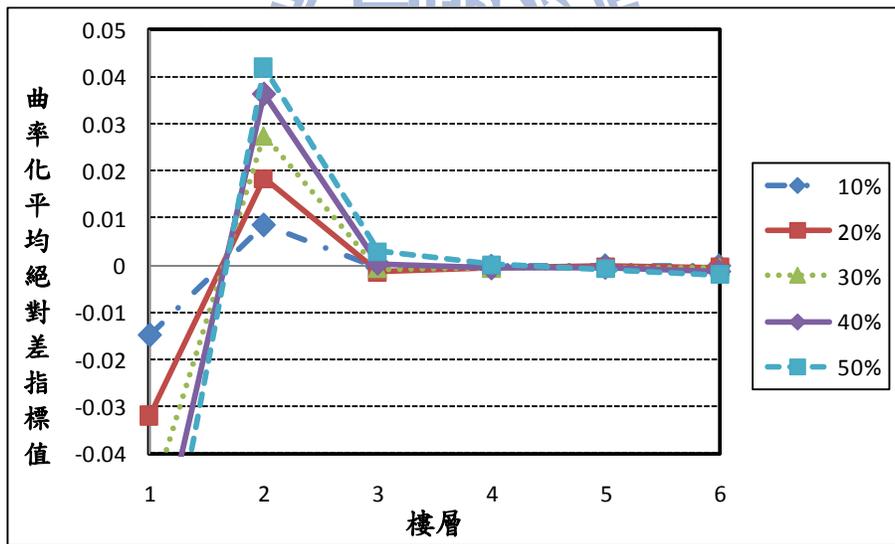
附錄 B



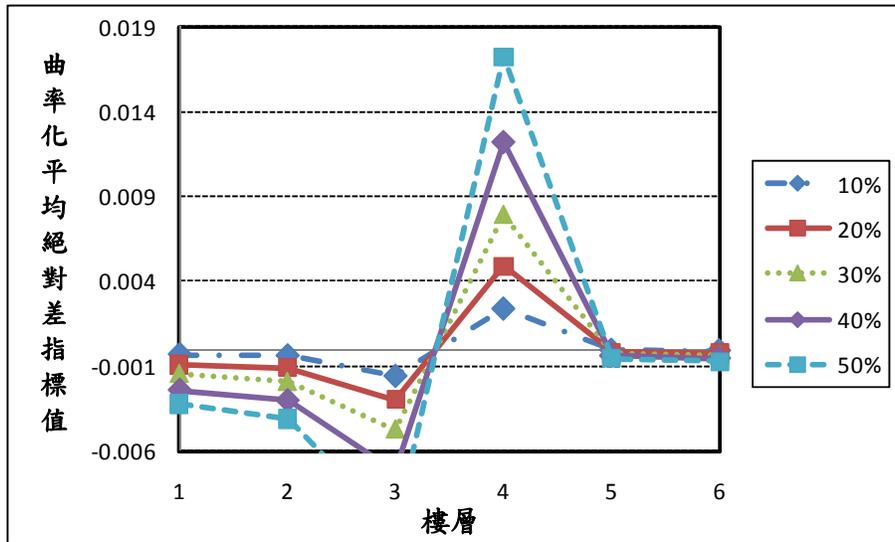
圖B-1 一樓損壞15%的各層FRF圖



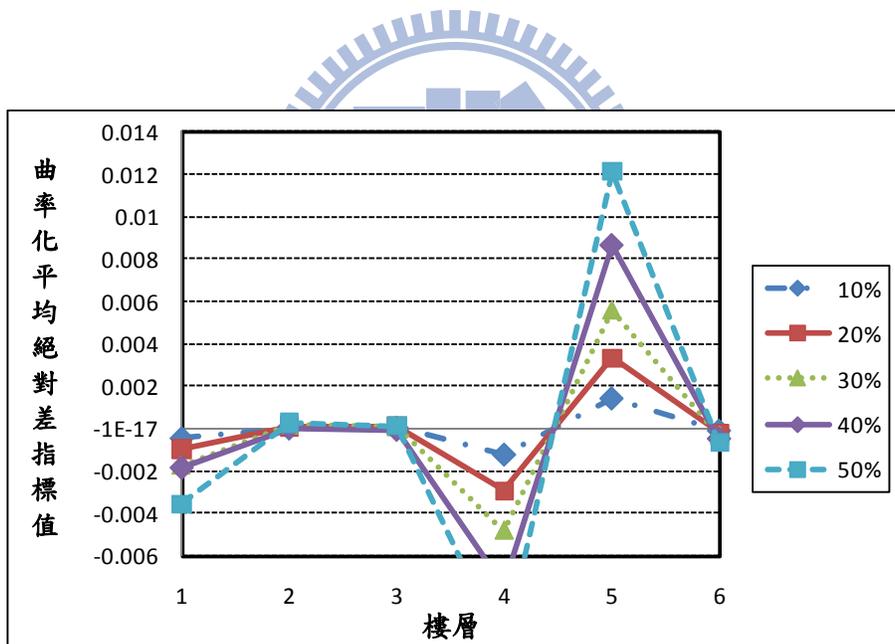
圖B-2 一樓損壞10%、20%、30%、40%、50%的曲率化指標圖



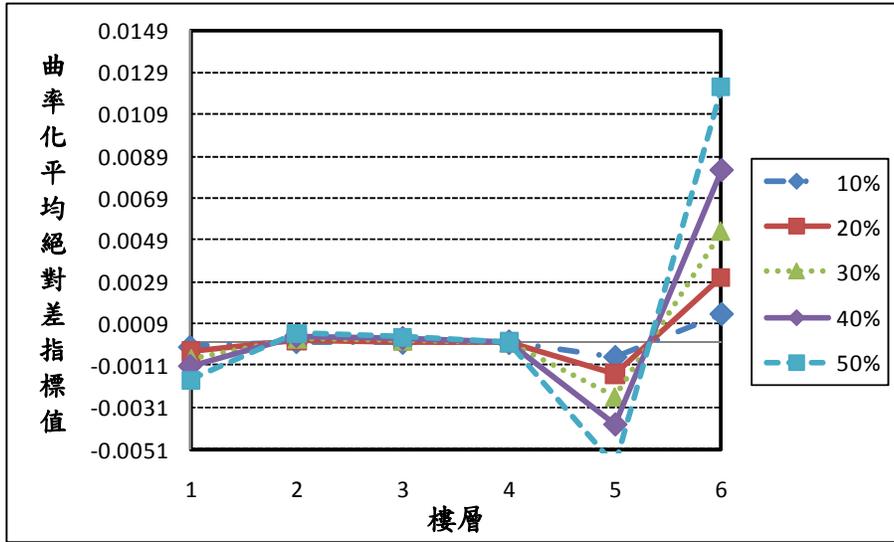
圖B-3 二樓損壞10%、20%、30%、40%、50%的曲率化指標圖



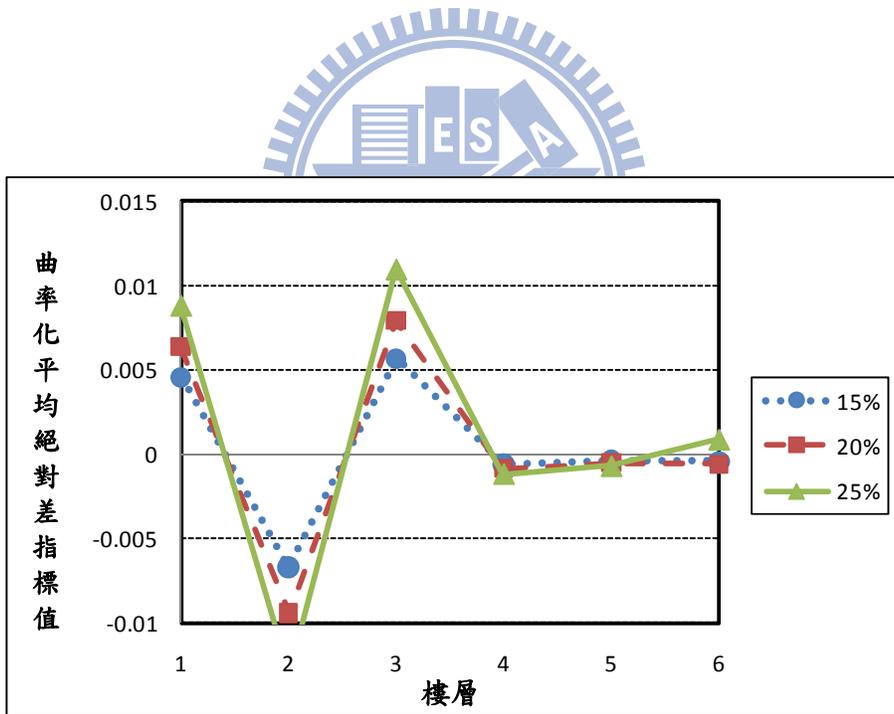
圖B-4 四樓損壞10%、20%、30%、40%、50%的曲率化指標圖



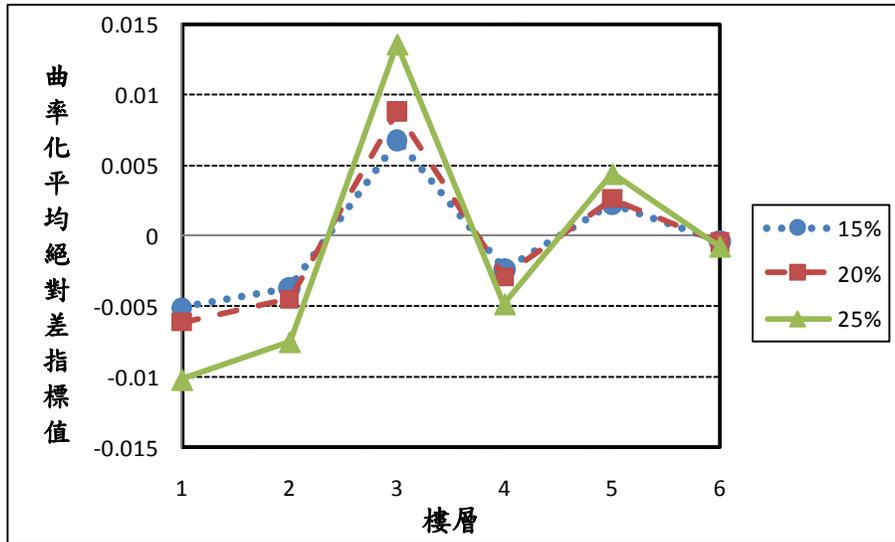
圖B-5 五樓損壞10%、20%、30%、40%、50%的曲率化指標圖



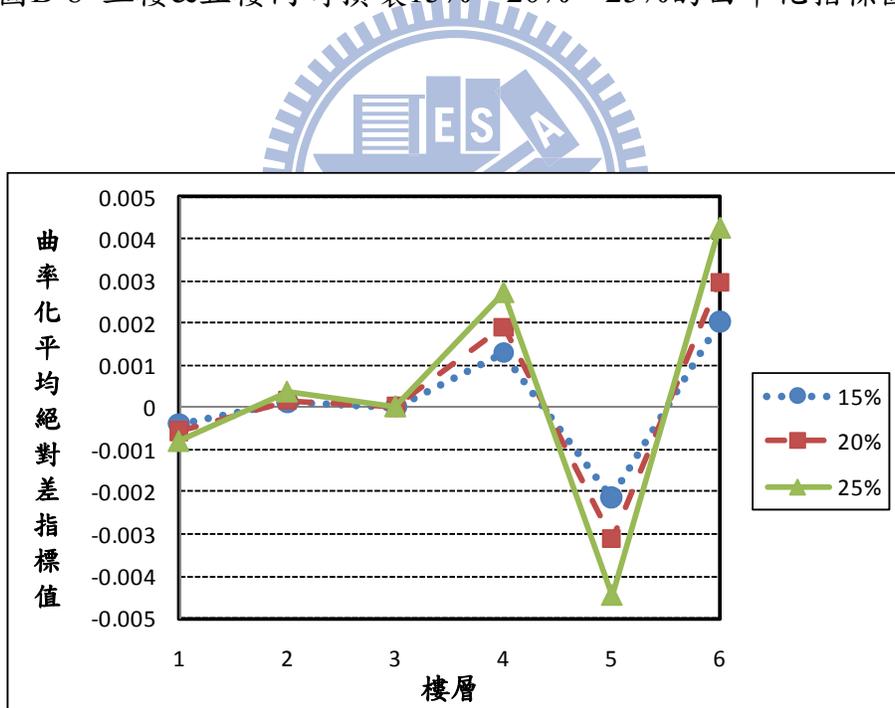
圖B-6 六樓損壞10%、20%、30%、40%、50%的曲率化指標圖



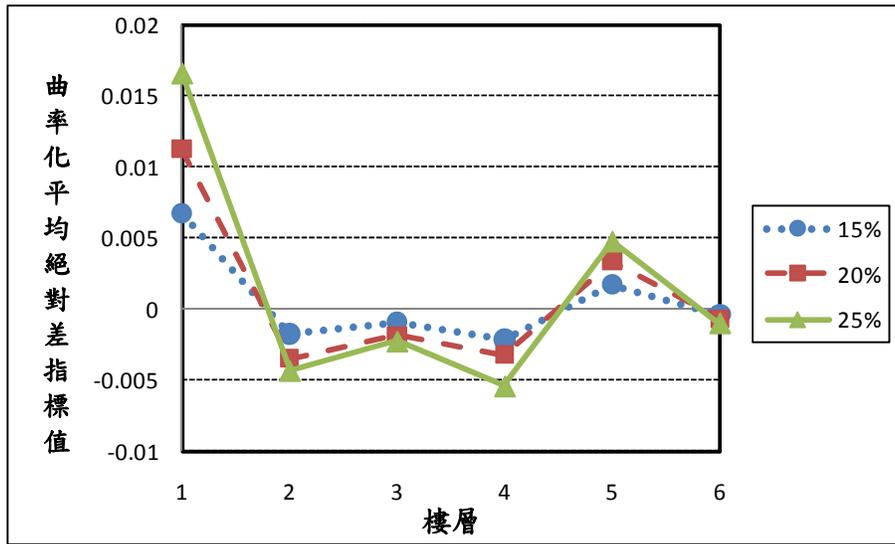
圖B-7 一樓&三樓同時損壞15%、20%、25%的曲率化指標圖



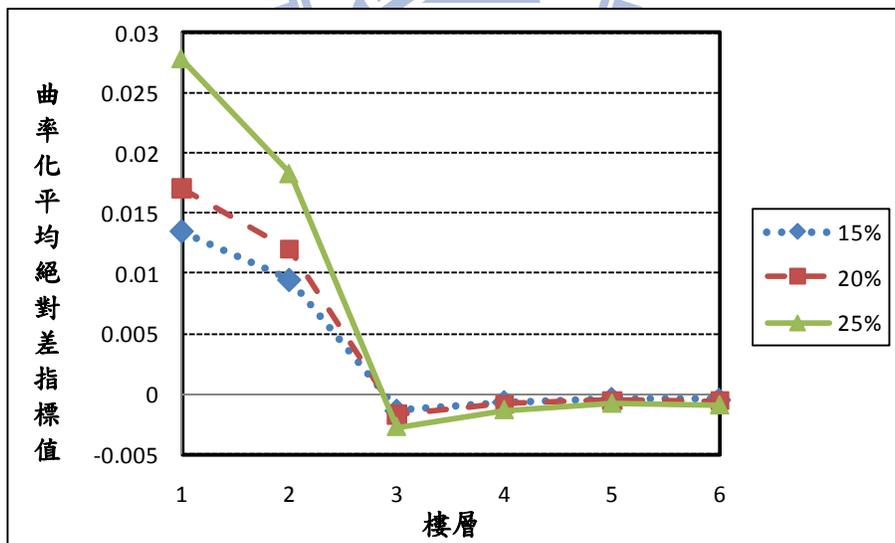
圖B-8 三樓&五樓同時損壞15%、20%、25%的曲率化指標圖



圖B-9 四樓&六樓同時損壞15%、20%、25%的曲率化指標圖

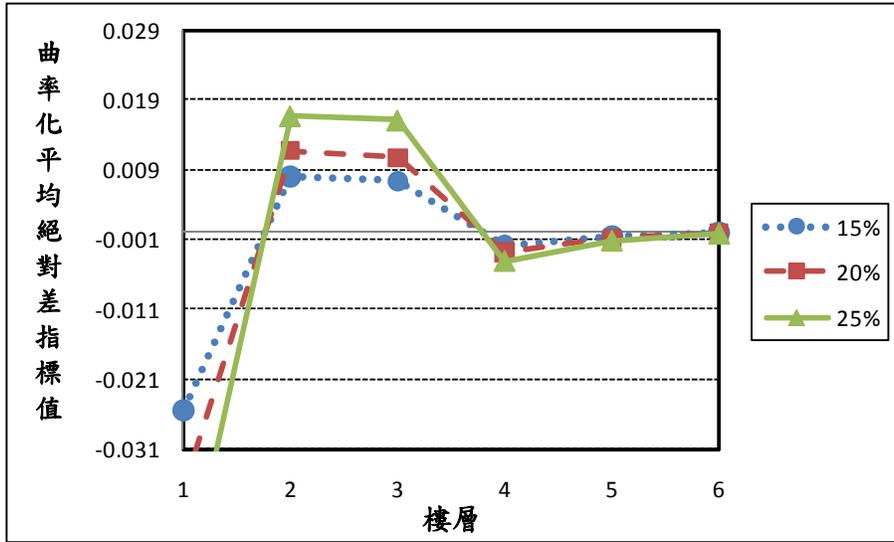


圖B-10 一樓&五樓同時損壞15%、20%、25%的曲率化指標圖



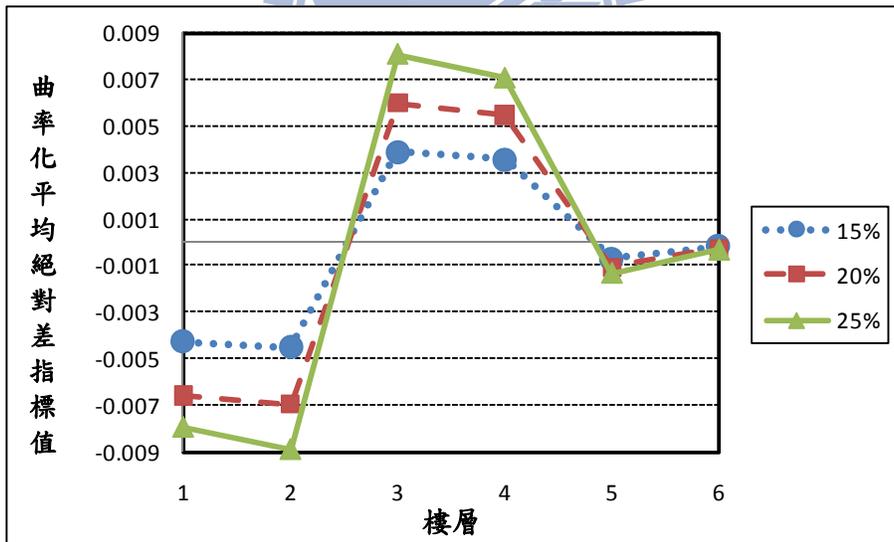
圖B-11 一樓&二樓同時損壞15%、20%、25%的曲率化指標圖

(連續樓層損壞案例)



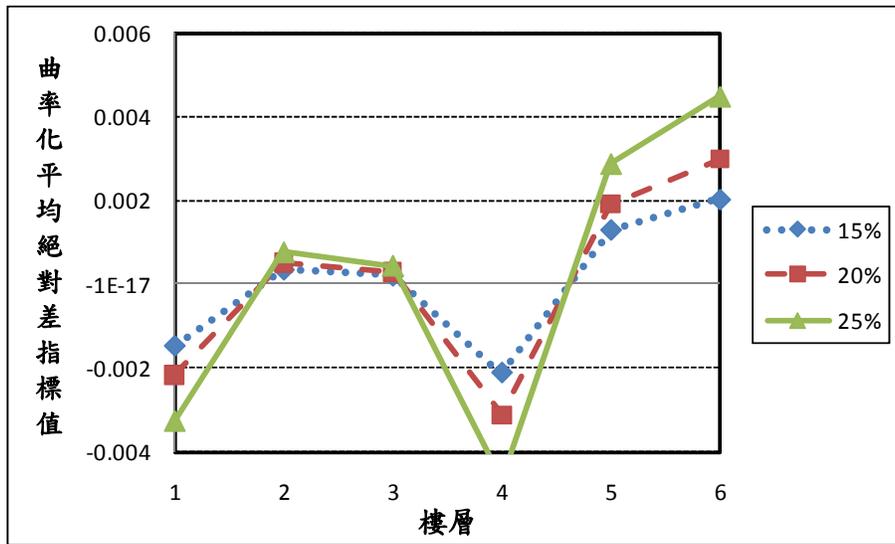
圖B-12 二樓&三樓同時損壞15%、20%、25%的曲率化指標圖

(連續樓層損壞案例)

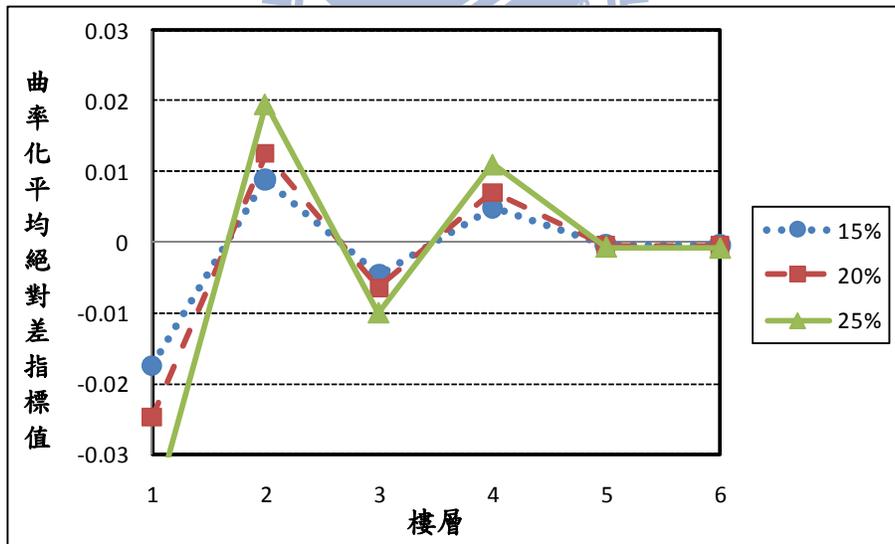


圖B-13 三樓&四樓同時損壞15%、20%、25%的曲率化指標圖

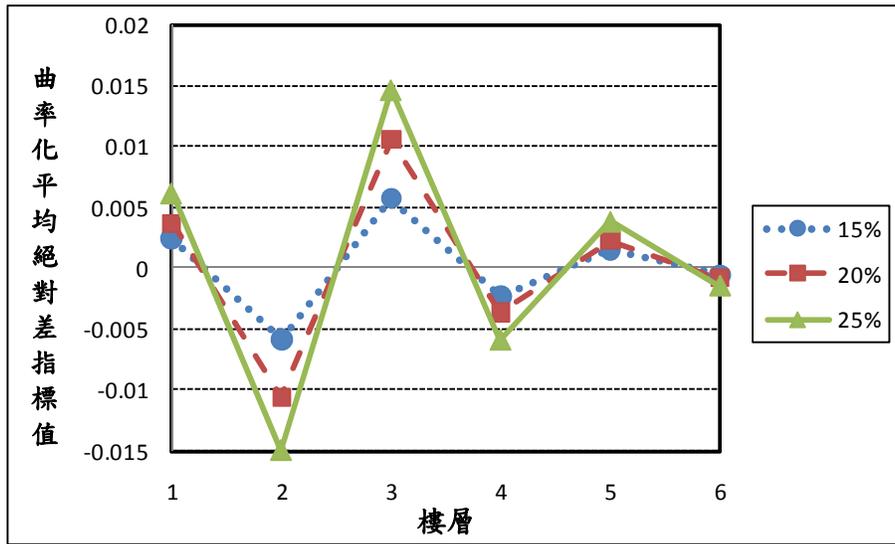
(連續樓層損壞案例)



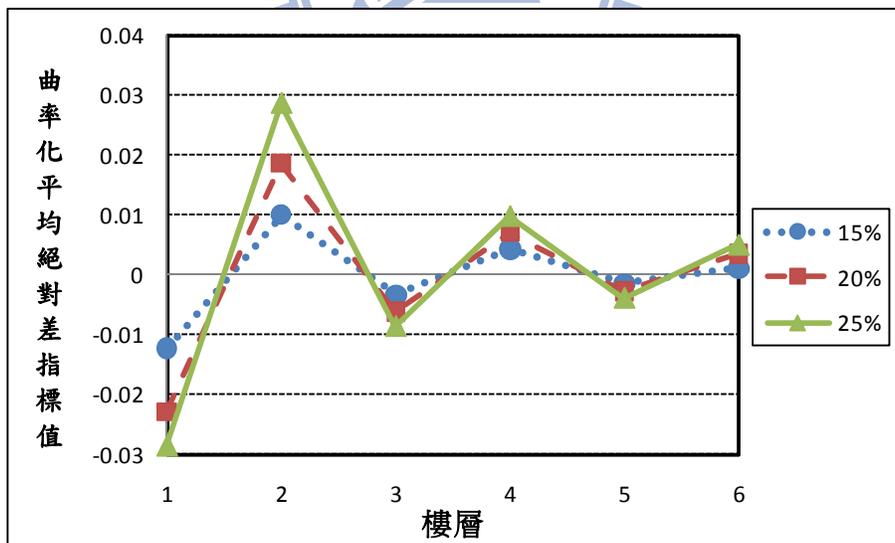
圖B-14 五樓&六樓同時損壞15%、20%、25%的曲率化指標圖



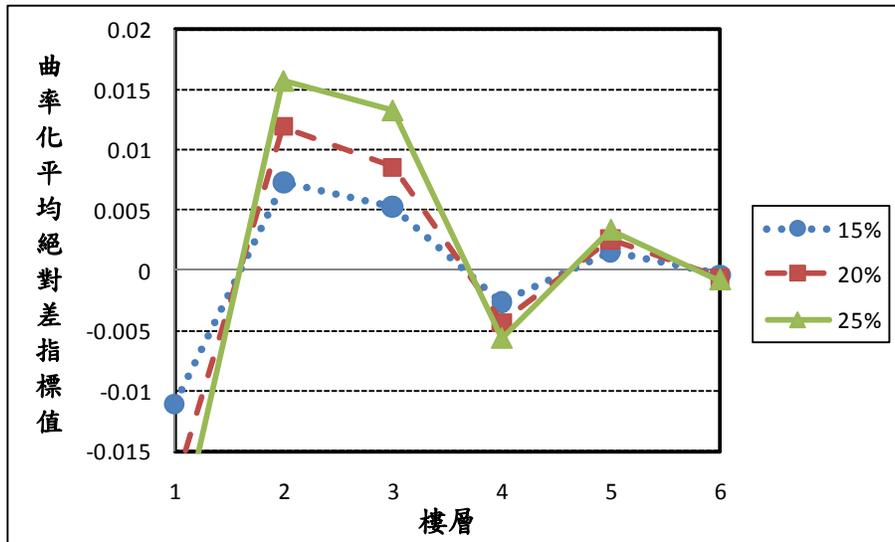
圖B-15 二樓&四樓損壞15%、20%、25%的曲率化指標圖



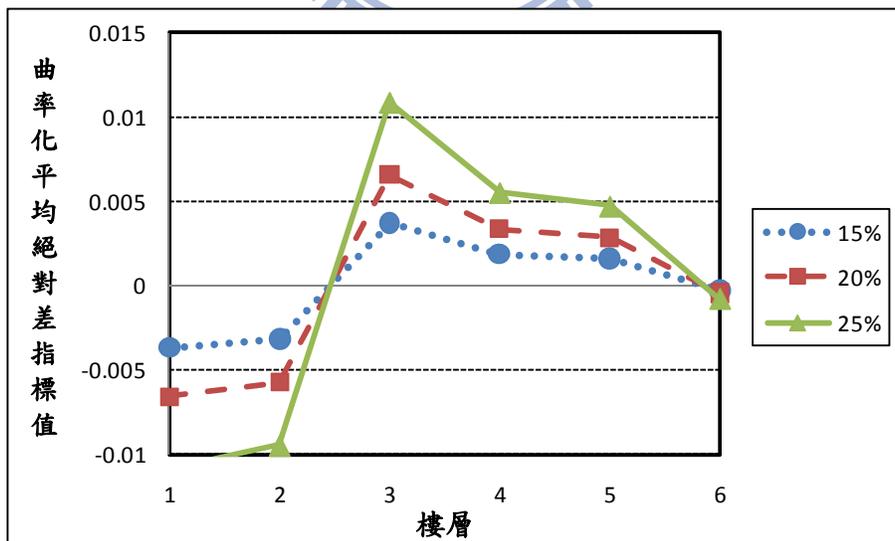
圖B-16 一樓&三樓&五樓同時損壞15%、20%、25%的曲率化指標圖



圖B-17 二樓&四樓&六樓同時損壞15%、20%、25%的曲率化指標圖

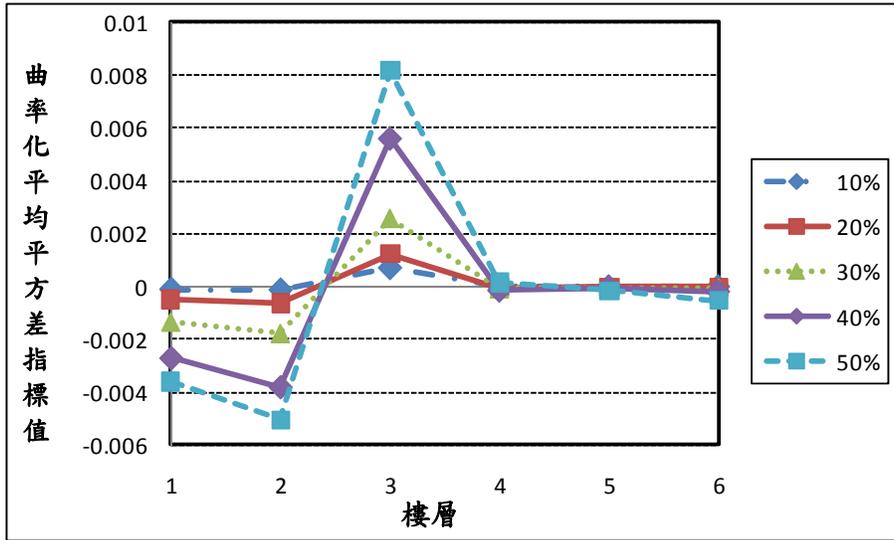


圖B-18 二樓&三樓&五樓同時損壞15%、20%、25%的曲率化指標圖

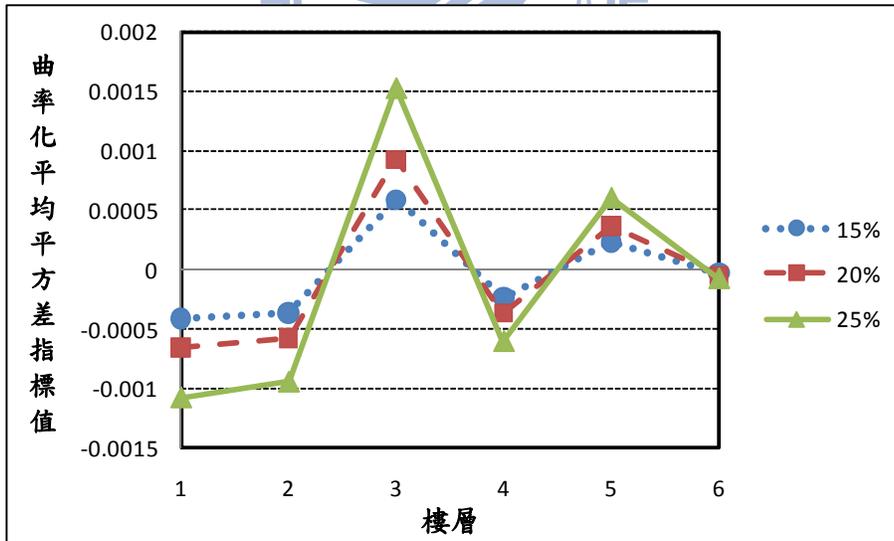


圖B-19 三樓&四樓&五樓同時損壞15%、20%、25%的曲率化指標圖

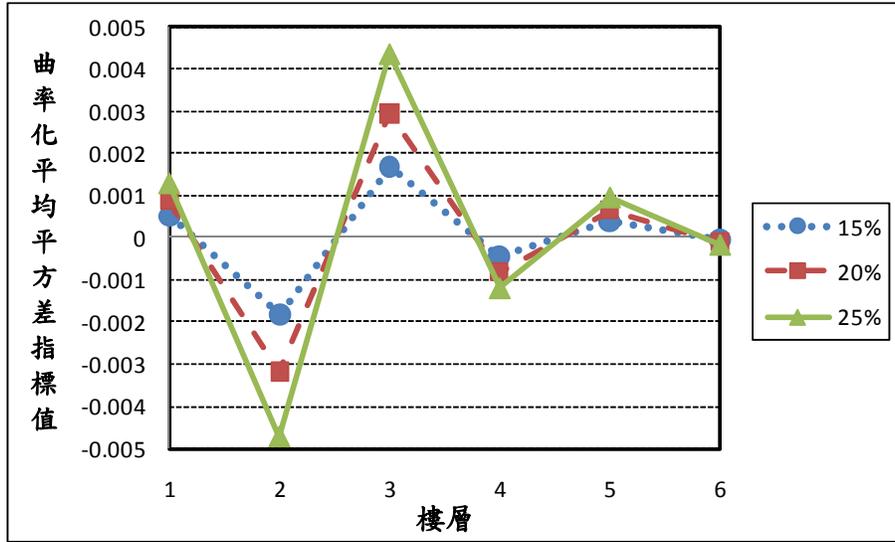
(連續樓層損壞案例)



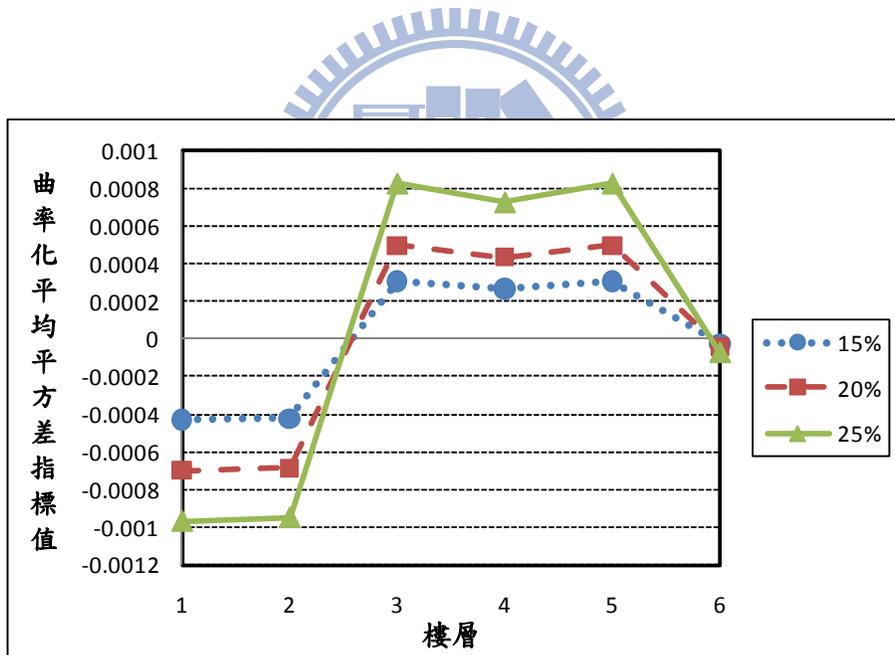
圖B-20 三樓損壞10%、20%、30%、40%、50%的曲率化指標圖



圖B-21 三樓&五樓同時損壞15%、20%、25%的曲率化指標圖



圖B-22 一樓&三樓&五樓同時損壞15%、20%、25%的曲率化指標圖



圖B-23 三樓&四樓&五樓同時損壞15%、20%、25%的曲率化指標圖

(連續樓層損壞案例)