

國 立 交 通 大 學

土木工程學系

碩 士 論 文

房屋結構非線性分析方法之比較及簡化研究

Comparison of Methods of Simplification of
Inelastic Analysis of Building Structures

研 究 生：張柏濤

指 導 教 授：劉俊秀 教 授

中 華 民 國 九 十 四 年 八 月



房屋結構非線性分析方法之比較及簡化研究

Comparison of Methods of Simplification of Inelastic Analysis of Building Structures

研究 生：張柏濤

Student : Po-Tao Cheung

指導 教授：劉俊秀 教授

Advisor : Prof. Gin-Show Liou



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 2005
Hsinchu, Taiwan, Republic of China.

中華民國九十四年八月



房屋結構非線性分析方法之比較及簡化研究

研究生：張柏濤

指導教授：劉俊秀 教授

國立交通大學土木工程學系

摘要

目前性能設計法已成為重要之設計理念，因此結構非線分析亦順理成章的成為結構分析重要的一環。

而對於結構非線分析方法來說，本論文則以三種方法來作一比較，以評估此三種方法之效能。此三種方法分為別 1. 位移係數法 (Displacement Coefficient method) 2. 容量譜法 (Capacity Spectrum method) 3. 歷時法 (Time History method)。

另一方面，本論文亦將會以勁度分配觀念，分配三維結構分析時所產生之垂直向扭矩於各構架上。藉此分配往後我們可直接以二維結構無垂直向扭矩之分析結果預估三維結構分析的結果，以減少分析所需的時間。

Comparison of Methods of Simplification of Inelastic Analysis of Building Structures

Student: Po-Tao Cheung

Advisor: Prof. Gin-Show Liou

Institute of Civil Engineering
College of Engineering
National Chiao Tung University

Abstract

Nowadays, performance-based design became more and more popular for building design, so that inelastic analysis became an important tool to solve this problems.

In this research, the effective of three inelastic analysis methods will be compared. They are Displacement Coefficient method, Capacity Spectrum method and Time History method.

Secondly, we will also use the concept of lateral stiffnesses of frames to distribute horizontal load to each frame. According to this concept, one can distribute the torsion due to horizontal loading in 3D structure to frames. Also according to this technique, one can use 2D analysis to estimate results of 3D analysis.

誌 謝

本論文得以完成，仰賴吾師 劉俊秀教授細心的指導。老師學問固然淵博，但學生認為老師待人處世之道更勝老師學問，讓學生獲益良多，在此感謝老師兩年來的教導。

口試期間承蒙 李委員洋傑、王委員忠成、鄭委員復平、黃委員炯憲及周委員中哲，提供寶貴的意見，使本文得以更加完善，十分感謝各位口試委員遁遁善誘。

感謝系辦胡家湘、詹秀琪、劉君容及蔡育穗小姐平日對學生們的熱心協助。

而課業及生活上則感謝學長李建良、賴駿仁、鍾瑜隆及蘇威智照顧與幫忙。

感謝光晏、凱仁、幸陞、佳龍、惟斌、博智、建銘、廸凱、治本、連杰、明坤、博育、百成、紀戎及冠杰。你們或給我學習、或給我也樂、或給我支持，但無論如何都謝謝與你們共聚的時光。

謝謝 LDS 的朋友們，因為有你們美好的榜樣以及所追求的真理，使我有向前推進的力量。

感謝振輝、芝菁及柏堅。縱使不能常常碰面，可是亦從你們身上學到十分多的東西。

此外感謝婉珍，求學的路途有妳的支持與鼓勵，使我倍感溫馨。

最後感激忠正及惠文，沒有我你還是你們，但是沒有你們我就再也不是我了，願以此微不足道的榮耀與你們分享！

目錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	II
誌謝.....	III
目錄.....	IV

第一章 緒論.....	1
1-1 研究動機.....	1
1-2 研究方法.....	1
1-3 論文內容.....	2
第二章 非線性分析理論.....	3
2-1 側推曲線.....	3
2-2 反應譜.....	3
2-2-1 反應譜.....	3
2-2-2 單自由度彈性系統.....	3
2-2-3 杜哈美積分.....	5
2-3 NEWMARK 逐步法.....	5
2-4 ATC-40 容量譜法.....	6
2-4-1 ATC-40 容量譜法簡介.....	7
2-4-2 容量譜.....	7
2-4-3 需求譜.....	9
2-4-4 等效黏滯阻尼.....	9
2-4-5 迭代功能績效點.....	10
2-5 位移係數法.....	10
2-6 偏心位移估計.....	11
2-6-1 偏心位移.....	11
2-6-2 偏心位移公式推導.....	12
第三章 程式簡介.....	14
3-1 前言	14
3-2 DRAIN2D+簡介.....	14
3-3 PISA3D 簡介	15
3-4 Response-2000 簡介	15

第四章 案例分析.....	17
4-1 分析說明.....	17
4-1-1 分析簡介.....	17
4-1-2 動力分析說明.....	17
4-1-3 側推分析說明.....	18
4-1-4 耐震規範分析說明.....	18
4-2 2F 結構物分析說明	18
4-2-1 結構物說明.....	18
4-2-2 ATC-40 位移係數法	18
4-2-3 ATC-40 容量譜法	19
4-2-4 歷時法.....	20
4-2-5 偏心預估.....	21
4-2-6 DRAIN2D+歷時分析.....	22
4-3 7F 結構物分析說明	22
4-3-1 結構物說明.....	22
4-3-2 ATC-40 位移係數法	22
4-3-3 ATC-40 容量譜法	23
4-3-4 歷時法.....	24
4-3-5 偏心預估.....	24
4-3-6 DRAIN2D+歷時分析.....	25
第五章 結論與建議.....	27
5-1 結果討論.....	27
5-2 建議.....	28
5-3 結論.....	28
參考文獻.....	30
表.....	31
圖.....	38
附錄.....	A-0
2F DRAIN2D+x 向分析輸入檔	A-1
2F DRAIN2D+y 向分析輸入檔	A-11
2F PISA3D 分析輸入檔	A-19
7F DRAIN2D+x 向分析輸入檔	A-35
7F DRAIN2D+y 向分析輸入檔	A-51
7F PISA3D 分析輸入檔	A-73



第一章 緒論

1-1 研究動機

美國加州洛杉磯地區 1994 年元月 17 日發生規模 6.6 之北嶺地震，數千人受傷，橋梁崩塌，火車脫軌，瓦斯管斷裂引起火災，以及停水、停電等災害。

日本兵庫縣南部的阪神和淡路地區 1995 年 1 月 17 日清晨 5 點 46 分發生芮氏規模 7.2 之阪神地震。這個直下型大地震在短短的十秒鐘搖晃後，奪走了 6433 條生命，40 多萬家庭受害，估計損失 1000 億美元。

日月潭西南方 1999 年 9 月 21 日凌晨 1 時 47 分發生了芮氏規模 7.3 的集集地震。此地震造成了 2300 多個人死亡，8000 餘人受傷，另有超過萬處的建築物全倒或半倒、山崩以及道路橋樑崩毀等災害，估計損失 92 億美元。

無論古今中外，地震對我們的威脅就一直存在，地震發生時所造成的傷害也是我們每一個人所不樂見的。雖然我們不能完全避免地震的發生，但是我們卻可以更了解結構在地震下的行為，以減低地震發生時的傷亡。

目前，電腦的應用已經遍及各個領域，當然土木工程的不例外，因此對於結構在地震下的行為也有一定的認識。不過縱使電腦運算速度比過去已經快速許多，可是在分析上因結構之自由度少則數千，多則數萬甚至數十萬，故仍需耗費許多時間。因此，倘能找出更有效之分析方法，則可達到以更少的資源作更多的設計及分析之目的，間接使我們所分析出來的結果更可靠。

1-2 研究方法

目前性能設計法已成為重要之設計理念，因此非線分析亦順理成章成為結構耐震分析重要的一環。ATC-40[1] (Applied Technology Council) 則提供了兩種非線性分析方法作為耐震評估之用，包括位移係數法(Displacement Coefficient method)及容量譜法(Capacity Spectrum method)。此兩法的優點為應用簡便直觀，而缺點則是只考慮結構第一振態之貢獻，而不計其餘振態所作的貢獻。為改善此一改缺點 Chopra 及 Goel[2] 則發展出振態側推分析法(Modal Pushover Analysis)簡稱 MPA。此法特點為分析時會納入較高頻的反應一同計算，進而求取容量譜法中之側推曲線，使結果更為正確。而翁元滔[3] 則於其博士論文中，以位移係數法為基礎發展出多振態改良型位移係

數法簡稱 MDC。此法特點同樣為分析時會納入較高頻的反應一同計算，進而求得更正確目標位移。而後 Chopra 及 Goel[4]再提出當結構物之外力不通過結構物之剛心時，此時結構會額外產生一垂直方向的扭矩所造成的位移，此位移亦能由 MPA 法預估而得。

本文中第一部分以兩案例作係數法分析、容譜法分析及歷時法分析。以了解只考慮結構第一振態之貢獻下之預估位移值，並比較此預估值是否值得作為評估或參考之用。第二部分將仿效 Chopra 及 Goel[4]的構思，推導出一使用於歷時分析法之偏心預估公式，此公式之結論有助於直接以二維分析結果估算三維之分析結果，以減少分析所需之時間。並且同樣使用前兩案例作為結果比對之用，以了解此一結論之正確性。

1-3 論文內容

本論文之內容共分為五章。

第一章旨在說明研究動機、研究方法。

第二章為本論文所用到之重要理論公式及方法，包括：側推曲線(Pushover Curve)、反應譜、杜哈美積分[5](Duhamel's integral)、Newmark Beta 逐步法[5](Newmark Beta step-by-step method)、ATC-40 容量譜法[1](ATC-40 Capacity Spectrum method)、位移係數法[1](Displacement Coefficient method)，於本章最後則是結構在三維情況下受到扭力時產生偏心位移之推導。

第三章為本論文所用到之分析程式介紹，包括：二維結構非線性分析程式-DRAIN2D+[6]、三維結構非線性分析程式-PISA3D[7]以及斷面分析程式-RESPONSE2000[8]。

第四章為案例分析。本章將以上述之理論為基礎，運用結構非線性分析軟體對兩棟建築物進行分析。並且比較三種方法之分析時間及分析結果之差異。接下來再以本論文所推導之三維結構分析公式與三維非線性分析軟體所得之結果作比較，以驗証公式之正確性。

第五章為結論與建議，最後一章則會把前述之分析結果作一總結。並建議其他可行之問題分析方法作為後續研究的方向。

第二章 非線性分析理論

2-1 側推曲線

ATC-40[1]所提及的側推曲線分析(Pushover curve analysis)已經逐漸成為結構非線性分析及評估結構耐震能力愈來愈重要的方法。其做法先以倒三角形或模態(mode shape)方式分配水平側力 P 於結構上，不斷增加此水平側力至結構產生破壞倒塌。由上述水平側力 P 及其所造之結構頂層水平位移 Δ ，以 P 為縱軸 Δ 為橫軸繪製成圖(圖 2-1)即為側推曲線(Pushover curve)。另由於在此一推倒過程中，梁柱皆由於產生塑鉸(plastic hinge)而進入非線性階段，因此側推曲線也同樣為非線性曲線，故側推分析亦稱作非線性分析(Non-Linear analysis)。

利用此側推曲線，我們除了可知道結構的破壞點之外，亦可求出結構物受某一水平外力時的功能績效點(Performance Point)。並且由此功能績效點，我們可以知道結構物之耐震性能或者結構是否已經破壞。而於本論文當中，所有側推曲線分析均由 PISA3D 程式製作而成。

2-2 反應譜

2-2-1 反應譜



單自由度結構物(圖 2-2)在已知自然週期與阻尼比的情況下，受到某動力擾動(圖 2-3)的最大反應(位移、速度及加速度)即為反應譜(圖 2-4)。而當一結構物受到此動力擾動時，我們則可從反應譜上得知此結構物之反應情形，了解此一動力擾動的特性。同時我們亦能以最大反應加速度及最大反應位移作圖(圖 2-5)，而此反應譜稱加速度位移反應譜(Acceleration-Displacement Response Spectra)，簡稱ADRS。

2-2-2 單自由度彈性系統

單自由度彈性系統(Single Degree of Freedom Elastic System)為研究結構受振反應之動力分析最常用的一種模式，其運動方程式可表示為：

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g \quad (2-1)$$

式中 m 、 c 、 k 別表示該系統之質量、阻尼及勁度， $\ddot{u}(t)$ 、 $\dot{u}(t)$ 及 $u(t)$ 表示系統之絕對加速度、相對速度與相對位移， \ddot{u}_g 為作用於系統之地表加速度。同時式(2-1)亦可改寫如下：

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega\dot{u}(t) + \omega^2u(t) = -\ddot{u}_g \quad (2-2)$$

式中 $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$ 為結構的自然頻率， $\xi = \frac{c}{2m\omega}$ 為結構物的阻尼比。

改變式(2-2)之自然頻率固定一阻尼比，求出各項反應，並將最大反應記錄下來，最後把各自然頻率及其對應之最大反應繪製成圖即為該阻尼比下的反應譜。而 $u(t)$ 可用杜哈美積分法(Duhamel integral)求解，此法將於下一節作說明。

前面所提及之最大反應則可寫成：

$$S_d = |u(t)|_{max}; S_v = |\dot{u}(t)|_{max}; S_a = |\ddot{u}(t)|_{max} \quad (2-3)$$

然而一般結構物之阻尼比大約為 0.05，所以為了計算上的方便，最大速度 S_v 及最大加速度 S_a 從新定義如下：

$$S_d = |u(t)|_{max}; \quad PS_v = \omega_D S_d \approx \omega S_d; \quad PS_a = \omega_D^2 S_d \approx \omega^2 S_d \quad (2-4)$$

式中 PS_v 為最大相對擬速度 (Maximum Relative Pseudo-Velocity)， PS_a 為最大絕對擬加速度 (Maximum Absolute Pseudo-Acceleration)。 $\omega_D = \omega\sqrt{1-\xi^2}$ 為阻尼自然頻率 (Damping Natural Frequency) 約等於自然頻率。

求解單自由度結構物系統反應的方法，一般可分為時間域 (Time Domain) 分析法及頻率域 (Frequency Domain) 分析法。在時間域分析，可以利用杜哈美積分直接求解。而頻率域分析，則利用傅立葉轉換 (Fourier Transform) 將動力方程式轉換到複數頻率域內求解頻率域反應，再將結果轉回至時間域中。於本論文中反應譜皆以杜哈美積分法 (Duhamel's integral) 求出，故頻率域分析法的部分將不作說明。

2-2-3 杜哈美積分(Duhamel's integral)

杜哈美積分之概念為對於一單自由度彈性結構物，若初始位移及初始速度都為 0，當此結構物受外力擾動後，其於 t 時間時之位移量，為此 t 時間之前所有外力擾動所造成之自由振動(Free vibration)的總和。因此式(2-2)的結果可以杜哈美積分求解得：

$$u(t) = \frac{1}{\omega_D} \int_0^t -\ddot{u}_g(\tau) \sin \omega_D(t-\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} d\tau \quad (2-5)$$

又因：

$$\sin(\omega_D t - \omega_D \tau) = \sin \omega_D t \cos \omega_D \tau - \cos \omega_D t \sin \omega_D \tau \quad (2-6)$$

將式(2-6)代入式(2-5)，可得：

$$u(t) = \frac{\sin \omega_D t}{\omega_D} \int_0^t -\ddot{u}_g(\tau) \frac{e^{\xi\omega\tau}}{e^{\xi\omega t}} \cos \omega_D \tau d\tau - \frac{\cos \omega_D t}{\omega_D} \int_0^t -\ddot{u}_g(\tau) \frac{e^{\xi\omega\tau}}{e^{\xi\omega t}} \sin \omega_D \tau d\tau \quad (2-7)$$

式(2-7)因 \ddot{u}_g 為一數值記錄，並非一連續函數，故在求解積分式時皆以數值積分求之，本論文所使用之方法則為梯形法。

2-3 NEWMARK 逐步法(NEWMARK step-by-step method)

上節所提及之杜哈美積分法只適用於彈性結構，而本節所提及之 NEWMARK 逐步法則彈性及非彈性結構都適用。

此方法之所以能適用於非彈性結構，因其對整體結構直接作計算不需將結果疊加，此外每一步的運算過程中亦會導入新時間點的勁度 $k(t)$ 作運算。而計算概念在於，假設結構加速度 $\ddot{u}(t)$ 於一微小時間 Δt 內呈線變化，因此可知 $\dot{u}(t) = \int \ddot{u}(t) dt$ 、 $u(t) = \int \dot{u}(t) dt$ (圖 2-6)。從圖中亦可得知速度的增加量 $\Delta \dot{u}$ 及相對位移的增加量 Δu 分別如下：

$$\Delta \dot{u} = \ddot{u}_0 \Delta t + \Delta \ddot{u} \frac{\Delta t}{2} \quad (2-8)$$

$$\Delta u = \dot{u}_0 \Delta t + \ddot{u}_0 \frac{\Delta t^2}{2} + \Delta \ddot{u} \frac{\Delta t^2}{6} \quad (2-9)$$

今由 t_0 及 t_1 時間的力平衡方程式可得：

$$m\ddot{u}_0 + c\dot{u}_0 + k_0 u_0 = p_0 \quad (2-10)$$

$$m\ddot{u}_1 + c\dot{u}_1 + k_1 u_1 = p_1 \quad (2-11)$$

式(2-10)及式(2-11)中的 p_0 及 p_1 分別為 $-m\ddot{u}_{g_0}$ 及 $-m\ddot{u}_{g_1}$ ，並以後式減前式得：

$$m\Delta\ddot{u} + c\Delta\dot{u} + k_0\Delta u = \Delta p \quad (2-12)$$

將式(2-8)及式(2-9)代入式(2-12)得：

$$\bar{k}\Delta u = \Delta \bar{p} \quad (2-13)$$

式中 $\bar{k} = k_0 + \frac{3c}{\Delta t} + \frac{6m}{\Delta t^2}$ 為有效勁度 (effective stiffness)，
 $\Delta \bar{p} = \Delta p + m\left(\frac{6}{\Delta t}\dot{u}_0 + 3\ddot{u}_0\right) + c\left(3\dot{u}_0 + \frac{\Delta t}{2}\ddot{u}_0\right)$ 為有效外力 (effective loading)。若結構系統之初始條件 $\ddot{u}_0 = \dot{u}_0 = u_0 = 0$ ，由式(2-8)、式(2-9)及式(2-13)可求出 $\Delta\dot{u}$ 及 Δu ，因此：

$$u_1 = u_0 + \Delta u \quad (2-14)$$

$$\dot{u}_1 = \dot{u}_0 + \Delta\dot{u} \quad (2-15)$$

再由式(2-11) t_1 點之力平衡得：

$$\ddot{u}_1 = \frac{1}{m}(p_1 - c\dot{u}_1 - k_1 u_1) \quad (2-16)$$

從式(2-14)~式(2-16)我們可求出 t_1 點之三個未知量，接著令此 t_1 點為新的 t_0 點，重複式(2-13)~式(2-16)的求解，則全時段結構的非線性反應均可逐步求出，也因為如此故稱逐步法。另外此方法尚有一限制，若 Δt 大於結構週期 $T/10$ 則結果可能不收斂，因此多取 $\Delta t < T/10$ 。

2-4 ATC-40 容量譜法(ATC-40 Capacity Spectrum Method)

2-4-1 ATC-40 容量譜法簡介

從 2-1 節的側推曲線，我們可評估結構物所能提供之最大性能 (capacity)而不致於倒塌。同時，我們亦可利用此一側推曲線配合某次地震的需求譜(Demand Spectrum)即 ADRS，得知結構物是否會於此地震下倒塌，如未倒塌則可找出結構物的性能位移點(Performance Point)。

ATC-40 則是運用此一做法，以等值的單自由度系統對結構物作分析。而當此單自由度結構物因構件降伏進入非線性階段時，結構會所產生額外的阻尼。ATC-40 則視此阻尼為等值之黏滯阻尼(Equivalent Viscous Damping)，由於阻尼的增加故對原有之需求譜會有所折減。除此之外，由於此法是以等值單自由度系統作分析，所以側推曲線亦需作一轉換使之變成容量譜方可作分析。各項做法將於下列數節說明。

2-4-2 容量譜(Capacity Spectrum)

容量譜(圖 2-7)，乃是經由側推曲線轉換而得，因此兩者十分相似。我們可以說因為結構物為一多自由度的結構，所以其側推曲線亦為一多自由度的結構反應，而容量譜則把此一側推曲線的結果等值至單自由度的結構上。容量譜的意義在於可顯示結構物之耐震性能，且經由與需求譜反複迭代求解，可求得結構物於此需求譜下的性能位移點。轉換式如下：

$$S_a = \frac{P/M}{\alpha_1} \quad (2-17)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{\text{roof}}}{PF_1\phi_{\text{roof},1}} \quad (2-18)$$

式(2-17)及式(2-18)中 M 為結構總質量， P 及 Δ_{roof} 分別為總水平側力及其對應之頂層位移， $\phi_{\text{roof},1}$ 為第一振態(mode shape)頂層振形。 α_1 及 PF_1 則分別為第一自然振態振態質量係數(modal mass coefficient for the first natural mode)及第一自然振態參與因子(modal participation factor for the first natural mode)，此兩係數求法如下：

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (2-19)$$

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \quad (2-20)$$

式(2-19)及式(2-20)中 g 為重力加速度， w_i 為第 i 層之重量， ϕ_{i1} 為第一振態第 i 層振形。以下則對此兩公式作一說明，今假設一多自由度結構之運動方程式為：

$$M\ddot{v} + C\dot{v} + Kv = -M\tilde{1}\ddot{v}_g \quad (2-21)$$

式中 M 為質量矩陣； C 為阻尼矩陣並假設此阻尼矩陣 C 可以 M 跟 K 表示，即 $C = \alpha M + \beta K$ ，其中 α 及 β 皆為常數； K 為勁度矩陣； \ddot{v}_g 為作用於系統之地表加速度。求出此一方程式之特徵值問題，即可求出結構 n 個振形 $\Phi = \phi_1, \phi_2, \dots, \phi_n$ 。令 $v = \Phi Y$ 代入式(2-21)，並左右同乘 Φ^T 可得：

$$\Phi^T M \Phi \ddot{Y} + \Phi^T C \Phi \dot{Y} + \Phi^T K \Phi Y = -\Phi^T M \tilde{1} \ddot{v}_g \quad (2-22)$$

由於 $\Phi^T M \Phi, \Phi^T C \Phi, \Phi^T K \Phi$ 皆具正交性，因此式(2-22)可改寫成：

$$\ddot{Y}_r + 2\xi_r \omega_r \dot{Y}_r + \omega_r^2 Y_r = -\frac{\phi_r^T M \tilde{1}}{\phi_r^T M \phi_r} \ddot{v}_g \quad (2-23)$$

式中 Φ_r 為第 r 個振形， $r=1, 2, \dots, n$ ；當 $r=1$ 時我們可得第一振形之運動方程式，與單自由度運動方程式(2-2)比較可知：

$$Y_{1\text{roof}} = \frac{\phi_1^T M \tilde{1}}{\phi_1^T M \phi_1} \phi_{1\text{roof}} u \Rightarrow Y_{1\text{roof}} = \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \phi_{1\text{roof}} u \quad (2-24)$$

基底剪力 V 為：

$$V = \tilde{M}\phi_1 \ddot{Y}_1 = \tilde{M}\phi_1 \frac{\phi_1^T M \tilde{1}}{\phi_1^T M \phi_1} \ddot{u} \Rightarrow \frac{V}{\sum_{i=1}^N w_i/g} = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{ii})/g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i/g][\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{ii}^2)/g]} \quad (2-25)$$

2-4-3 需求譜(Demand Spectrum)

對於某一地震記錄，找出其反應譜，並依此反應譜求出其ADRS，即為此地震的需求譜(圖2-8)。唯需注意的地方是，一般反應譜多以5%的阻尼比製作而成。假若結構已進入非彈性階段，則阻尼比會增加，因此ADRS亦需以新的阻尼比製作。

2-4-4 等效黏滯阻尼(Equivalent Viscous Damping)

當結構物進入非線性階段時，結構物除故有阻尼(一般為5%)，同時亦有新的遲滯阻尼(Hysteretic Damping)產生。因此，原來由5%阻尼比所製成之反應譜及需求譜需作修正，應以新產生之阻尼比從新製作。而為了計算上的方便ATC-40則把新產生之遲滯阻尼等值成黏滯阻尼如下：

$$\beta_{eq} = 0.05 + \beta_0 \quad (2-26)$$

式(2-26)中 β_{eq} 為等效黏滯阻尼，0.05為結構原有5%之阻尼比， β_0 為遲滯行為所等值之黏滯阻尼，由(圖2-9)我們可得 β_0 之等值式如下：

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{So}} = \frac{0.637(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (2-27)$$

式(2-27)中 E_D 為非線性構件消散之能量， E_{So} 為最大應變能， a_y 及 d_y 分別為容量譜伏服點下之加速度及位移， a_{pi} 及 d_{pi} 分別為容量譜和需求譜相交點所對應之加速度及位移。

當結構物進入非線性階段時，若結構物能提供充足之消能曲線，即結構物能提供飽滿之遲滯迴圈曲線時，則可直接使用式(2-26)。反之若結構物消能能力不佳則可對式(2-26)之阻尼比作一折減如下：

$$\beta_{eq} = 0.05 + \kappa \beta_0 \quad (2-28)$$

式(2-28)中 κ 為阻尼修正因子(Damping Modification Factor)ATC-40建議，結構物具有良好消能性 $\kappa=1$ ；結構物具有中等消能性 $\kappa=2/3$ ；結構物消能性不佳 $\kappa=1/3$ ；無消能性 $\kappa=0$ 。

2-4-5 选代功能績效點

由阻尼比 $\beta = 0.05$ 之需求譜及容量譜繪製成 ADRS，可相交出初始功能績效點。再由此初始功能績效點代入式(2-26)及式(2-27)可得出 β_{eq} ，再以阻尼比 β_{eq} 之需求譜及容量譜繪製成 ADRS，則可相交出新的功能績效點，不斷迭代後可得一收斂之 β 值及功能績效點(圖 2-10)，此 Sd_{max} 即為所求。尚需注意的是，此一 Sd_{max} 乃是經過轉換成等值單自由度結構之譜位移，並非結構真正的非線性位移，而結構真正的非線性位移為：

$$\Delta_{roof} = Sd_{max} * PF_1 \quad (2-29)$$

從新整理 ATC-40 容量譜法選代步驟：

1. 求出結構側推曲線，並轉換成容量譜。
2. 對欲分析之地震記錄求出其阻尼比為 5% 之需求譜。
3. 容量譜及需求譜共同繪製成 ADRS，求出其相交點。
4. 利用新相交點，求出新 β 值即 β_{eq} 。以此 β_{eq} 重複 3, 4 步，直到功能績效點 Sd_{max} 收斂。
5. 結構非線性位移 $\Delta_{roof} = Sd_{max} * PF_1$

2-5 位移係數法(Displacement Coefficient Method)

以上提及兩種結構非線性位移分析之方法，包括非線性歷時法即 NEWMARK BETA 逐步法以及容量譜法。於本節則將會提及 ATC-40 與 FEMA-273[9] 中所使用亦是本論文所使用的最後一種結構非線性位移分析方法—位移係數法。位移係數法顧名思義可以若干係數代入公式中求出目標位移 δ_t (Target Displacement)，使用上較為簡便。然而雖然使用上較簡便，但若其分析結果與前兩者相去不大，則此法亦為十分有效的方法。

位移係數法求目標位移公式如下：

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (2-30)$$

式(2-30)之觀念建立於 $S_d \omega^2 = S_a \Rightarrow \delta_t = S_a / \omega^2 = S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$ ，再分別以 C_0 、 C_1 、 C_2 及 C_3 作一修正，各係數分別說明如下：

1. $T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$ 為結構之有效基本週期(Effective Fundamental Period)。 T_i 為結構之彈性基本週期 (Elastic Fundamental Period)， K_i 為結構之彈性水平勁度(Elastic Lateral Stiffness)(圖 2-11)， K_e 為結構之有效水平勁度(Effective Lateral Stiffness)。一般 $K_e \approx K_i$ ，因此 $T_e \approx T_i$ 。
2. S_a 為反應譜中有效基本週期對應之加速度。
3. C_0 為第一振態之振態參與因子(Participation Factor)。
 $C_0 = PF_1$ 式(2-20)或查表(表 2-1)可得出，查表時若有需要則作線性內插。
4. C_1 為非線性位移修正因子(Inelastic Displacement Modification Factor)。若 $T_e \geq T_0$ ， $C_1 = 1$ ；若 $T_e < T_0$ ， $C_1 = [1.0 + (R - 1)T_0 / T_e] / R$ ； $T_e < 0.1\text{sec}$ ， C_1 無須超過 2.0。 T_0 為反應譜特徵週期(Characteristic Period of the Response Spectrum)，此值的決定可參考 FEMA-273。
 $R = [(S_a / g) / (V_y / W)] / C_0$ 為非線強度需求比(Ratio of Inelastic Strength Demand)，W 為結構總重。
5. C_2 為遲滯形狀修正因子(Hysteresis Shape Modification Factor)。查表(表 2-2)可得出，唯有需要時則作線性內插。
6. C_3 為二次效應修正因子(Second-order Effect Modification Factor)。若結構進入非線性破壞前為正勁度者， $C_3 = 1$ ；若為負勁度者， $C_3 = 1 + [|\alpha|(R - 1)^{3/2}] / T_e$ ， $\alpha = K_s / K_i$ 。

2-6 偏心位移估計

2-6-1 偏心位移

對一三維結構來說，我們可清楚從平面圖(圖 2-12)看到，當外力不通過結構的剛心時，此外力會對結構產生一額外之垂直向扭矩。若 x 向及 y 向的外力同時作用時則所產生之扭矩 T 大小為 $P_x e_x + P_y e_y$ 。由於此扭矩的產生，所以所有的構架亦可視為受到一額外的水平力，唯方向及大小尚需決定。而根據材料力學我們可知當材料為彈性時，其扭矩產生之水平力分佈大小是從中心(剛心)到最外側成線性分佈，而且最外側最大，另外其方向則是圍繞中心朝順時針方向或逆時

針方向。因此最外側之構架所承受的力除原有之水平力外還有扭矩產生之水平力，而其位移側是此一總外力除以此構架勁度。

之所以考慮此一扭矩分配理論，是因為如上述所提到的，此一扭矩分析需要建立三維分析模型才能求解，而二維分析模型只能對結構施予通過剛心的外力求解，無法真正的對有扭矩時所產生的反應作分析。但是我們亦知道三維模型的計算時程至少是二維模型好幾倍的時間。因此若能以二維模型作分析，配合扭矩分配理論作為分析的基礎去找出三維時應有的反應，則可大大的減少計算時間，同時得出令人滿意的結果。

2-6-2 偏心位移公式推導

由上述說明及平面圖可得知，當結構分析時受到一偏心扭矩 T 時其大小如下：

$$T = P_x e_x + P_y e_y \quad (2-31)$$

式中 P_x 及 P_y 分別為 x 向及 y 向之作用力， e_x 及 e_y 分別為 x 向及 y 向之偏心。

此外定義當結構完全無偏心扭矩時 x 向總勁度為 K_x 及 y 向總勁度為 K_y ，並假設總勁度平均分配於該向構架中(若直接計算每一構架之勁度，所費時間不貲。而從分析結論而知，即使假設總勁度平均分配亦有令人滿意的結果)，得 x 向單一構架勁度 k_x 及 y 向之單一構架勁度 k_y 、 x 向 y 向單一構架勁度比 k_n 如下：

$$K_x = \frac{P_x}{\delta_x} \quad K_y = \frac{P_y}{\delta_y} \quad (2-32)$$

$$k_x = \frac{K_x}{n_x} \quad k_y = \frac{K_y}{n_y} \quad (2-33)$$

$$k_n = \frac{k_x}{k_y} \quad (2-34)$$

式(2-32)及式(2-33)中 P_x 及 P_y 為 x 向及 y 向施予的外力， δ_x 及 δ_y 分別為 P_x 造成之 x 向頂層位移及 P_y 造成之 y 向頂層位移。 n_x 及 n_y 則為 x 向構架數及 y 向構架數。

由上述之平面圖中，假設各構架距離剛心長度為 $h_{y1}、h_{y2} \dots h_{x4}$ ，而其所對應承受的力為 $P_{y1}、P_{y2} \dots P_{x4}$ ，則所有構架對剛心的扭矩 T_r 為：

$$T_r = P_{y1}h_{y1} + P_{y2}h_{y2} + P_{y3}h_{y3} + P_{y4}h_{y4} + P_{y5}h_{y5} + P_{y6}h_{y6} + P_{x1}h_{x1} + P_{x2}h_{x2} + P_{x3}h_{x3} + P_{x4}h_{x4} \quad (2-35)$$

而由諧合變形的一致性，我們可知：

$$\begin{aligned} P_{y1} &= \frac{h_{y1}}{h_{y1}}P_{y1} & P_{y2} &= \frac{h_{y2}}{h_{y1}}P_{y1} & P_{y3} &= \frac{h_{y3}}{h_{y1}}P_{y1} \\ P_{y4} &= \frac{h_{y4}}{h_{y1}}P_{y1} & P_{y5} &= \frac{h_{y5}}{h_{y1}}P_{y1} & P_{y6} &= \frac{h_{y6}}{h_{y1}}P_{y1} \\ P_{x1} &= k_n \frac{h_{x1}}{h_{y1}}P_{y1} & P_{x2} &= k_n \frac{h_{x2}}{h_{y1}}P_{y1} \\ P_{x3} &= k_n \frac{h_{x3}}{h_{y1}}P_{y1} & P_{x4} &= k_n \frac{h_{x4}}{h_{y1}}P_{y1} \end{aligned} \quad (2-36)$$

將式(2-36)代入式(2-35)可得：

$$\begin{aligned} T_r &= \frac{h_{y1}}{h_{y1}}P_{y1}h_{y1} + \frac{h_{y2}}{h_{y1}}P_{y1}h_{y2} + \frac{h_{y3}}{h_{y1}}P_{y1}h_{y3} + \frac{h_{y4}}{h_{y1}}P_{y1}h_{y4} \\ &+ \frac{h_{y5}}{h_{y1}}P_{y1}h_{y5} + \frac{h_{y6}}{h_{y1}}P_{y1}h_{y6} + k_n \frac{h_{x1}}{h_{y1}}P_{y1}h_{x1} + k_n \frac{h_{x2}}{h_{y1}}P_{y1}h_{x2} + \\ &k_n \frac{h_{x3}}{h_{y1}}P_{y1}h_{x3} + k_n \frac{h_{x4}}{h_{y1}}P_{y1}h_{x4} \end{aligned} \quad (2-37)$$

令式(2-31)與式(2-37)相等，可求出 P_{y1} 。再由式(2-31)可求出 P_{x4} 及 P_{y6} ，因此 x 方偏心時之位移 δ_{xe} 及 y 方偏心時之位移 δ_{ye} 如下：

$$\delta_{xe} = \delta_x + \frac{P_{x4}}{k_x} \quad \delta_{ye} = \delta_y + \frac{P_{y6}}{k_y} \quad (2-38)$$

由上述的推導結果，我們只需作二維模型之位移分析，再以此位移推估三維模型時的位移。而本論文亦於第四章中以本節之方法求出有結構有偏心時之位移，並與三維模型所求得之位移作一比較，以確定本節所提之方法之可靠性。

第三章 程式簡介

3-1 前言

‘電腦科技一日千里’，相信這句話在相關介紹出現的次數已經數不清了，由此可見電腦在今天真的帶給我們很大的改變。從以前剛發展的有限元素理論來看雖然理論已很完備，但因運算量大苦無揮灑空間。時至今日幾乎任何工程領域都逃不出有限元素法的‘魔掌’，實為電腦計算速度進步的見証。

土木工程當然亦不例外，如商用設計分析程式 SAP2000[10]、ETABS[11]，學術分析程式 DRAIN2D+[6]、PISA3D[7]的發展都使我們能分析更複雜的問題。最重要的是我們可透過解析解(Aalytical Solution)及程式所得出之數值解(numerical Solution)作一比較，了解數值解之精確性。而本章所介紹的程式，亦會用作與第二章偏心位移計算結果的比較，目的就是為了確定計算結果的準確性。

此外值得注意的是縱然程式執行快速方便，只要模型建好按一個鍵結果即可得到。但我們亦不應只依賴程式，我們也應該了解其運算的理論及意義。不然即使得出結果，可是卻無法判斷其正確性，或遇到問題時不知如何修正如何解決，甚至是垃圾進垃圾出都不清楚，那就不是我們所樂見的。

3-2 DRAIN2D+簡介

DRAIN2D+[6]為二維結構非線性分析程式，與一般分析程式不同的地方是一般分析程式都假設結構為線性系統作分析，因此無法真正求得超過線性範圍後的結果。而 DRAIN2D+則是以前述 2-3 節所提到之 NEWMARK 逐步法作為分析觀念，即使勁度有所改變，亦以新的勁度求解反應，故其可以分析非線反應。

DRAIN2D+的前身為 DRAIN-2D，是由加州柏克萊大學於 1973 年所發展而成之學術程式。由於其使用方便及可靠，因此在非線性分析上得到非常廣範的應用。不過又由於在使用上 DRAIN-2D 尚有一些不足夠的地方，所以到 1992 年又發展了 DRAIN-2DX 補足一些不足的部分。然而此一變化卻又令 DRAIN-2DX 操作比 DRAIN-2D 更為複雜而造成使用上的困難。

因此為了保有 DRAIN-2D 原有簡易的使用優點以及增加使用者需要的功能，台灣大學地震工程中心遂以原 DRAIN-2D 為基礎於 1997 年發展出 DRAIN2D+供使用者研究使用。DRAIN2D+功能特色如下：

1. 可輸入雙線性材料性質作分析。

2. 可作非線性動力分析及非線性靜力分析。
3. 可計算結構之振態(Modes Shape)及週期(Periods)。
4. 可計算比例阻尼系統中隨便兩振態之 α 及 β 值， $C = \alpha M + \beta K$ ，
 C 為阻尼矩陣， M 為質量矩陣， K 為勁度矩陣。
5. 後處理程式VIEW2D，可供使用者檢核所建立的模型及分析結果(圖3-1)。

3-3 PISA3D 簡介

PISA3D[7](Platform of Inelastic Structural Analysis for 3D systems)為一物件導向之三維結構非線性分析程式，此程式乃由國家地震中心委托台灣大學於2004年所完成，其理論基礎與DRAIN2D+大致相同，主要以NEWMARK逐步法求解非線性反應。PISA3D功能特色如下：

1. 可作非線性動力分析及非線性靜力分析。
2. 可計算結構之振態(Modes Shape)及週期(Periods)。
3. 可計算比例阻尼系統中隨便兩振態之 α 及 β 值， $C = \alpha M + \beta K$ ，
 C 為阻尼矩陣， M 為質量矩陣， K 為勁度矩陣。
4. 後處理程式VISA3D，可供使用者檢核所建立的模型及分析結果(圖3-2)。可輸入雙線性材料性質作分析。
5. 可輸入四種材料種類：i. 線彈性材料。ii. 雙線性材料。iii. 金屬材料行為的兩面理論硬化材料。iv. RC構件行為的三參數衰減材料。
6. 可輸入非線性結構元件，如速度型阻尼器、結構牆元件、塑鉸模型之梁柱元件等。

3-4 Response-2000 簡介

Response-2000[8]為一套分析鋼筋混凝土斷面斷面性質之程式，由多倫多大學研究而成。其主要功能特色如下：

1. 程式介面(圖3-3)皆以視窗輸入及輸出，因此使用上十分方便。
2. 可分析斷面彎矩強度、軸力強度及剪力強度，並可以上列任何兩者作成交互影響圖(Interaction Graph)。
3. 可計算鋼筋之應力及應變。
4. 可計算混凝土應力、應變及裂縫寬。
5. 可求取斷面彎矩及曲率關係圖(Moment-Curvature Graph)(圖3-4)。

本論文主要使用上述 Response-2000 第五項功能。因為本論文中，有一案例為 SRC 結構，故其斷面為鋼骨及混凝土之複合材料。而 Response-2000 對於此種斷面之雙線性分結果則作為 DRAIN2D+ 及 PISA3D 程式分式時雙線性參數之輸入。



第四章 案例分析

4-1 分析說明

4-1-1 分析簡介

本章以兩棟台電變電所作為分析案例，一為兩層(2F)鋼結構物，另一為七層(7F)SRC結構物。利用此兩棟結構物，我們可比較第二章所提及三種非線分析法是否有效。同時，亦作偏心預估值與實際分析值之比較，以驗証此預估值的正確性。分析時假設樓板為剛性，所有樑桿件無軸向伸縮量，質量則都堆積至節點上。

4-1-2 動力分析說明

以 DRAIN2D+ 及 PISA3D 程式建立分析模型後輸入地震加速度，即可求出結構動力反應(本論文所有動力分析皆使用雷利阻尼(Rayleigh Damping)，並假設阻尼比為 5%。)。而三維分析時我們除在分析方向施加 1 倍的地震加速度外，同時亦於另一方向施加 0.33 倍的同一地震加速度，此乃考慮地震加速度於雙向皆會發生，此時我們關心的反應仍為施加 1 倍地震加速度的方向。另外因考慮垂直向地震加速度的影響，故將垂直載重增加 0.41 倍，此乃因 $S_a = 0.82g$ (2500 年回歸期)取其一半作為垂直向反應加速度。

動力分析所用之地震加速度記錄共十組，皆由設於國小(表 4-1)之測站所測得。而此十組地震加速度記錄在使用前均已作基線校正，並且把最大加速度正規化至 0.328g，因此我們可得修正後的十組地震加速度記錄(圖 4-1~圖 4-10)，同時亦製作此十組地震加速度記錄之阻尼比 5%反應譜(圖 4-11~圖 4-20)。之所以取 0.328g，乃是因為假定結構物興建於路竹鄉。而根據台灣建築規範[12]，路竹鄉 2500 年回歸期地震，在短週期之加速度反應譜值為 0.82g，而此反應譜是以 5%阻尼比所求得，故其對應之 2500 年回歸期自由場(Free-Field)之最大地動加速度為 $0.82g \times 0.4 = 0.328g$ 。

無 5%意外偏心分析時，則以剛心之位移為準。此時結構雖然尚有原有之偏心，但影響通常較為不大，且只考慮剛心點之位移，因此此結果亦可視為完全無偏心之結果。有 5%意外偏心分析時，則令結構每一樓層上之質量中心從原來位來移置往短向偏移 $0.05 h_x$ 及往長向偏移 $0.05 h_y$ ，再作動力分析，並以距離結構剛心最遠之構架求得位移反應。

4-1-3 側推分析說明

製作側推曲線時，先根據 X 方向第一振態的型式分配水平力於各樓層上，再以各節點之質量比分配此水平力至各節點上。然後慢慢增加水平力至結構不穩定的情況以求得 X 方向之側推曲線，y 方向亦以同樣的方式求得側推曲線。上述不穩定義為所有柱在底位置產生降伏時。另外關於垂直載重的部分則與動力分析時相同，考慮垂直向地震加速度的影響將其增加 0.41 倍。

而無 5%意外偏心分析時，同樣以剛心之位移為準，此結果可視為完全無偏心之結果。考慮 5%意外偏心時，水平力分配與無偏心時方法相同，仍以振態及已有 5%偏心之質量作分配，唯側推曲線乃是以距離剛心最遠之構架製作。

4-1-4 耐震規範分析說明

本論文在係數法及容譜法分析中，除了會以十組反應譜及 ADRS 作分析外，亦會以耐震規範規定[12]路竹鄉反應譜(圖 4-21)及 ADRS(圖 4-22)作一分析比較。

4-2 2F 結構物分析說明

4-2-1 結構物說明



本案例為一兩層各高 4.5m 之鋼結構建築，於分析中共建立 DRAIN2D+(圖 4-23)及 PISA3D(圖 4-24)兩種模型，並列出頂層平面圖供參考(圖 4-25)。經 PISA3D 分析後，本結構 X 向(長向)之第一及第二週期分別為 0.479 秒及 0.145 秒、y 向(短向)之第一及第二週期分別為 0.569 秒及 0.147 秒。而本結構地上層則使用五種梁斷面及一種柱斷面(表 4-2)。本結構其他較詳盡的資料，則可參考附錄中 DRAIN2D+ 及 PISA3D 的輸入檔。

4-2-2 ATC-40 位移係數法

本法如 2-5 節所說只需求得數個係數即可得出目標位移 δ_t ，今就求出式(2-25)中各係數作一說明。

今以第一組地震記錄對 X 向所造成的位移為例，因本結構 X 向之第一週期已知為 0.479 秒故 $T_e = 0.479 \text{ sec}$ ；由 $T_e = 0.479 \text{ sec}$ 則可從第一組地震記錄之反應譜(圖 4-11)對出 $S_a = 6.42 \text{ m/sec}^2$ ； $C_0 = 1.2$ (表

2-1)； $C_1 = 1.0$ ，因 $T_e \approx T_0$ ，其中 $T_0 = 0.488\text{sec}$ (根據建築規範路竹鄉 $S_s^m = 0.82\text{g}$ ， $S_l^m = 0.40\text{g}$ 求得)。 $C_2 = 1.0$ ，此乃因結構為韌性結構(表 2-2)。 $C_3 = 1.0$ ，此因本結構降伏後，其勁度為正。將以上係數代入式(2-30)可得：

$$\delta_{x\max} = 1.2 * 1 * 1 * 1 * 6.42 \frac{0.479^2}{4\pi^2} = 0.0449\text{ m} = 4.49\text{ cm}$$

同理，y 向第一週期為 0.569 sec ，因此 $T_e = 0.569\text{ sec}$ ； $T_e = 0.569\text{ sec}$ 則可從第一組地震記錄之反應譜(圖 4-12)得 $S_a = 6.20\text{m/sec}^2$ ；其餘係數皆和 x 向相同。將 y 向係數代入式(2-30)可得：

$$\delta_{y\max} = 1.2 * 1 * 1 * 1 * 6.20 \frac{0.569^2}{4\pi^2} = 0.0620\text{ m} = 6.20\text{ cm}$$

上述之 $\delta_{x\max}$ 及 $\delta_{y\max}$ 為第一組地震對結構物造成 x 向及 y 向之目標位移，餘下的九組地震及規範反應譜以上述方法同樣可得出其目標位移(表 4-3)。

計算 5%意外偏心位移時，則先調整質量使其產生 5%意外偏心，再作週期分析可得 x 向第一週期為 0.487 sec 、y 向第一週期為 0.590 sec 。同樣以上述方法得出結構有偏心時的目標位移(表 4-6)。而無意外偏心時結構週期之所以會較小，乃是因為無意外偏心時可想像成於垂直扭矩向有一假想之束制，因此其垂直扭矩向剛度較有意外偏心時大，所以週期較小。

4-2-3 ATC-40 容量譜法

由之前所提及求側推曲線之方法，我們可以找出此結構水平力及頂層位移的關係，並繪製作 x 向的側推曲線(圖 4-26)及 y 向的側推曲線(圖 4-27)。

接著利用式(2-19)與式(2-20)求出此結構於 x 向及 y 向之第一自然振態有效質量係數 α_1 及第一自然振態參與因子 PF_1 可得：

$$\alpha_{1x} = \frac{(1028 * 0.41 + 1621 * 1)^2}{(1028 + 1621)(1028 * 0.41^2 + 1621 * 1^2)} = 0.878$$

$$PF_{1x} = \frac{1028 * 0.41 + 1621 * 1}{1028 * 0.41^2 + 1621 * 1^2} = 1.139$$

$$\alpha_{1y} = \frac{(1028 * 0.40 + 1621 * 1)^2}{(1028 + 1621)(1028 * 0.40^2 + 1621 * 1^2)} = 0.873$$

$$PF_{1y} = \frac{1028 * 0.40 + 1621 * 1}{1028 * 0.40^2 + 1621 * 1^2} = 1.138$$

將 x 向及 y 向之 α_1 及 PF_1 代入式(2-17)與式(2-18)後，則可得出 x 向及 y 向容量譜(圖 4-28)。然後以此容量譜與需求譜重疊，並迭代求出十組地震記錄的功能績效點(圖 4-29~圖 4-38)及規範 ADRS 的功能績效點(圖 4-39)。

對第一組地震記錄之功能績效點(圖 4-29)而言，我們可找出 S_{dx} 及 S_{dy} 分別為 0.038m 及 0.050m，故 $\delta_{x\max} = 1.139 * 0.038 = 0.0432m = 4.32cm$ 及 $\delta_{y\max} = 1.138 * 0.050 = 0.0569m = 5.69cm$ 。其餘九組地震記錄及規範 ADRS 亦以相同方法找出其位移(表 4-4)。

至於容量譜 5% 意外偏心分析部分，則如上述所提，先製作偏心時最外側構架之 x 向側推曲線(圖 4-40)及 y 向側推曲線(圖 4-41)。並求出 5% 意外偏心時之 $\alpha_{1x} = 0.870$ 、 $PF_{1x} = 1.138$ 及 $\alpha_{1y} = 0.862$ 、 $PF_{1y} = 1.137$ ，其中 x 向第一振態 $\phi_x = [1.0 | 0.39]$ 、y 向第一振態 $\phi_y = [1.0 | 0.38]$ ，將側推曲線轉換成容量譜(圖 4-42)。最後同樣找出十組地震記錄之功能績效點(圖 4-43~圖 4-62)及規範 ADRS 的功能績效點(圖 4-63~圖 4-64)，並計算其位移(表 4-7)。

4-2-4 歷時法

歷時法以 PISA3D 建立模型，輸入地震記錄即可得出位移歷時結果(圖 4-65~圖 4-84)，並將結果作一整理(表 4-5)。5% 意外偏分析時，則令結構每一樓層上之質量中心從原來位來移置往短向偏移 $0.05h_x$ 及往長向偏移 $0.05h_y$ ，再作動力分析，並以距離結構剛心最遠之構架求得位移反應(圖 4-65~圖 4-84)，並將結果作一整理(表 4-8)。

到目前為止已經分別以三種非線性分析方法得出 2F 鋼結構無意外偏分析時及有意外偏分析時之位移，從此位移結果(表 4-3~4-8)來看，我們可知三種非線性分析方法的結果大致相同，此乃分析案例屬於低矮型結構，所以忽略高頻振態影響後，三種分析結果亦大約相近。此結果亦合乎文獻[2][3]所提出的結論。另外從規範反應譜所得

出的位移亦明顯偏低，此部份將會於第五章之結果討論作討論。

4-2-5 偏心預估

以上我們已經求得 2F 結構無 5%意外偏心時之位移(表 4-5)及有 5%意外偏心時之位移(表 4-8)。於本節我們則以此無 5%意外偏心時之位移配合第二章偏心預估公式及結構平面圖(圖 4-25)，預估有 5%意外偏心時之估計值。今以第一組地震反應結果為例，可得：

$$K_x = \frac{P_x}{\delta_x} = \frac{P}{3.86} = 0.259P \quad K_y = \frac{P_y}{\delta_y} = \frac{P}{6.68} = 0.150P \quad (2-32)$$

$$k_x = \frac{K_x}{n_x} = \frac{0.259P}{4} = 0.0645P \quad k_y = \frac{K_y}{n_y} = \frac{0.150P}{7} = 0.0214P \quad (2-33)$$

$$k_n = \frac{k_x}{k_y} = \frac{0.0645P}{0.0214P} = 3.01 \quad (2-34)$$

$$T_x = P_x e_x + P_y e_y = P * 0.05 * 33 + 0.33P * 0.05 * 54 = 2.541P \quad (2-31)$$

$$\begin{aligned} T_r &= P_{y1} * 27 * 2 + P_{y1} * \frac{2}{3} * 18 * 2 + P_{y1} * \frac{1}{3} * 9 * 2 + \\ &+ 3.01(P_{y1} * \frac{16.5}{27} * 16.5 * 2 + P_{y1} * \frac{5.5}{27} * 5.5 * 2) = 151.3P_{y1} \end{aligned} \quad (2-37)$$

令 $T_x = T_r$ ，可求出 $P_{y1} = 0.0166P$ ，則 $P_{x4} = 3.01 * P_{y1} * 0.61 = 0.031P$ ，因此：

$$\delta_{xe} = \delta_x + \frac{P_{x4}}{k_x} = 3.86 + \frac{0.0305P}{0.0645P} = 4.33cm \quad (2-38)$$

同理，y 向之外意外扭矩為：

$$T_y = P_x e_x + P_y e_y = 0.33P * 0.05 * 33 + P * 0.05 * 54 = 3.245P \quad (2-31)$$

令 $T_y = T_r$ ，可求出 $P_{y1} = 0.0212P$ ，因此：

$$\delta_{ye} = \delta_y + \frac{P_{y1}}{k_y} = 6.68 + \frac{0.0212 P}{0.0214 P} = 7.67 \text{cm} \quad (2-38)$$

其他九組地震記錄同樣以上述方法求出預估值 δ_{xe} 及 δ_{ye} (表 4-9)。

由 PISA3D 數值分析所得之偏心位移結果(表 4-8)，與公式預估所得之偏心位移結果(表 4-9)比較，我們可看出結果令人滿意。而如果分析案例更多，我們則可以做更多的比較，以增加對預估結果的信心。

4-2-6 DRAIN2D+歷時分析

前節所分析之無 5% 意外偏心位移，乃以三維結構之剛心為準求出結果。今以二維分析程式 DRAIN2D+作歷時分析，可以得到真正無 5% 意外偏心時之位移並作與之比較，若結果相差不大，則我們可知利用二維分析結果配合偏心預估公式即可預估有偏心時之位移。同樣 DRAIN2D+只需建立模型，輸入十組地震記錄即可得出位移歷時結果(圖 4-85~圖 4-104)，並整理成表(表 4-10)。

4-3 7F 結構物分析說明

4-3-1 結構物說明



本案例為一七層高(1F~7F 樓高別為 6m、4m、6m、4m、4m、5m、6m)之 SRC 建築，於分析中共建立 DRAIN2D+(圖 4-105)及 PISA3D(圖 4-106)兩種模型，並列出頂層平面圖供參考(圖 4-107)。經 PISA3D 分析後，本結構 X 向(長向)之第一及第二週期分別為 0.975 秒及 0.325 秒、y 向(短向)之第一及第二週期分別為 1.00 秒及 0.328 秒。而本結構地上層則使用四種梁斷面及三種柱斷面(表 4-11)。本結構其他較詳盡的資料，則可參考附錄中 DRAIN2D+及 PISA3D 的輸入檔。

4-3-2 ATC-40 位移係數法

首先以第一組地震記錄對 X 向所造成的位移為例。本結構 X 向第一週期為 0.975 秒，因此 $T_e = 0.975 \text{ sec}$ ； $T_e = 0.975 \text{ sec}$ 則可從第一組地震記錄之反應譜(圖 4-11)得 $S_a = 8.06 \text{ m/sec}^2$ ； $C_0 = 1.44$ (表 2-1)； $C_1 = 1.0$ ，因 $T_e > T_0$ ，其中 $T_0 = 0.488 \text{ sec}$ (根據建築規範路竹鄉 $S_s^m = 0.82g$ ， $S_l^m = 0.40g$ 求得)。 $C_2 = 1.0$ ，此乃因結構為韌性結構(表 2-2)。 $C_3 = 1.0$ ，此因本結構降伏後，其勁度為正。將以上係數代入

式(2-30)可得：

$$\delta_{x\max} = 1.44 * 1 * 1 * 1 * 8.06 \frac{0.975^2}{4\pi^2} = 0.280\text{m}$$

同理，y 向第一週期為 1.00 秒，因此 $T_e = 1.00\text{sec}$ ； $T_e = 1.00\text{sec}$ 則可從第一組地震記錄之反應譜(圖 4-12)得 $S_a = 8.17\text{m/sec}^2$ ；其餘係數皆和 x 向相同。將 y 向係數代入式(2-30)可得：

$$\delta_{y\max} = 1.44 * 1 * 1 * 1 * 8.17 \frac{1.00^2}{4\pi^2} = 0.298\text{m}$$

上述之 $\delta_{x\max}$ 及 $\delta_{y\max}$ 為第一組地震對結構物造成之目標位移，餘下的九組地震及規範反應譜以上述方法同樣可得出其目標位移(表 4-12)。

計算 5%意外偏心位移時，則先調整質量使其產生 5%意外偏心，再作週期分析可得 x 向第一週期為 0.979 秒、y 向第一週期為 1.04 秒。同樣以上述方法得出結構有偏心時的目標位移(表 4-15)。

4-3-3 ATC-40 容量譜法



同樣由之前所提及求側推曲線之方法，我們可以找出此結構水平力及頂層位移的關係，並繪製作 x 向的側推曲線(圖 4-108)及 y 向的側推曲線(圖 4-109)。

接著利用式(2-19)與式(2-20)求出此結構於 x 向及 y 向之第一自然振態有效質量係數 α_1 及第一自然振態參與因子 PF_1 ，其中 x 向第一振態 $\phi_x = [1.0 | 0.89 | 0.76 | 0.64 | 0.50 | 0.25 | 0.13]$ 、y 向第一振態 $\phi_y = [1.0 | 0.87 | 0.72 | 0.59 | 0.45 | 0.20 | 0.10]$ 、各層質量 $m = [4031 | 4097 | 3712 | 2801 | 2465 | 6589 | 3374]\text{ton}$ ，可得：

$$\alpha_{1x} = 0.770 \quad PF_{1x} = 1.34$$

$$\alpha_{1y} = 0.736 \quad PF_{1y} = 1.36$$

將 x 向及 y 向之 α_1 及 PF_1 代入式(2-17)與式(2-18)後，則可得出 x 向及 y 向容量譜(圖 4-110)。然後以此容量譜與需求譜重疊，並迭代求出十組地震記錄的功能績效點(圖 4-111~圖 4-130)及規範 ADRS 的功能績效點(圖 4-131~圖 4-132)。

對第一組地震記錄之功能績效點(圖 4-111)而言，我們可找出 S_{dx} 及 S_{dy} 分別為 0.172m 及 0.176m，故 $\delta_{x\max} = 1.34 * 0.172 = 0.231m$ 及 $\delta_{y\max} = 1.36 * 0.176 = 0.239m$ 。其餘九組地震記錄及規範 ADRS 亦以相同方法找出其位移(表 4-13)。

至於容量譜 5%意外偏心分析部分，則如上述所提，先製作偏心時最外側構架之 x 向側推曲線(圖 4-133)及 y 向側推曲線(圖 4-134)。並求出 5%意外偏心時之 $\alpha_{lx} = 0.770$ 、 $PF_{lx} = 1.34$ 及 $\alpha_{ly} = 0.736$ 、 $PF_{ly} = 1.36$ ，其中 x 向第一振態、y 向第一振態與無 5%意外偏心十分接近故使用同一振態，將側推曲線轉換成容量譜(圖 4-135)。最後同樣找出十組地震記錄之功能績效點(圖 4-136~圖 4-155)及規範 ADRS 的功能績效點(圖 4-156~圖 4-157)，並計算其位移(表 4-16)。

4-3-4 歷時法

歷時法以 PISA3D 建立模型，輸入地震記錄可得出位移歷時結果(圖 4-158~圖 4-177)，並將結果整理(表 4-14)。5%意外偏分析時，則令結構每一樓層上之質量中心從原來位來移置往短向偏移 $0.05h_x$ 及往長向偏移 $0.05h_y$ ，再作動力分析，並以距離結構剛心最遠之構架求得位移反應(圖 4-158~圖 4-177)，並將結果作一整理(表 4-17)。

至此我們亦已經分別以三種非線性分析方法得出 7F SRC 結構無意外偏分析時及有意外偏分析時之位移，從此位移結果(表 4-12~4-17)來看，我們可知三種非線性分析方法的結果大致相同，此乃因分析案例屬於低矮型結構，所以忽略高頻振態影響後，三種分析結果亦大約相近。此結果亦合乎文獻[2][3]所提出的結論。另外從規範反應譜所得出的位移亦明顯偏低，此部份同樣將會於第五章之結果討論作討論。

4-3-5 偏心預估

以上我們已經求得 7F 結構無 5%意外偏心時之位移(表 4-14)及有 5%意外偏心時之位移(表 4-17)。於本節我們則以此無 5%意外偏心時之位移配合第二章偏心預估公式及結構平面圖(圖 4-107)，預估有 5%意外偏心時之估計值。今以第一組地震反應結果為例，可得：

$$K_x = \frac{P_x}{\delta_x} = \frac{P}{0.258} = 3.876P \quad K_y = \frac{P_y}{\delta_y} = \frac{P}{0.256} = 3.906P \quad (2-32)$$

$$k_x = \frac{K_x}{n_x} = \frac{3.876P}{4} = 0.969P \quad k_y = \frac{K_y}{n_y} = \frac{3.906P}{10} = 0.391P \quad (2-33)$$

$$k_n = \frac{k_x}{k_y} = \frac{0.969P}{0.391P} = 2.478 \quad (2-34)$$

$$T_x = P_x e_x + P_y e_y = P * 0.085 * 32 + 0.33P * 0.069 * 72 = 4.37P \quad (2-31)$$

$$T_r = 173.5P_{y1} \quad (2-37)$$

令 $T_x = T_r$, 可求出 $P_{y1} = 0.0252P$, 則
 $P_{x4} = 2.478 * P_{y1} * 0.413 = 0.0258P$, 因此：

$$\delta_{xe} = \delta_x + \frac{P_{x4}}{k_x} = 0.258 + \frac{0.0258P}{0.969P} = 0.285m \quad (2-38)$$

同理，y 向之意外扭矩為：

$$T_y = P_x e_x + P_y e_y = 0.33P * 0.085 * 32 + P * 0.069 * 72 = 5.87P \quad (2-31)$$

令 $T_y = T_r$, 可求出 $P_{y1} = 0.0338P$, 因此：

$$\delta_{ye} = \delta_y + \frac{P_{y1}}{k_y} = 0.256 + \frac{0.0338P}{0.391P} = 0.342m \quad (2-38)$$

上述偏心量看似並非 5% 意外偏心，實質結構原來已有一偏心，故加上 5% 意外偏心其值會大於 5%。而其他九組地震記錄同樣以上述方法，可求出預估值 δ_{xe} 及 δ_{ye} (表 4-18)。

由 PISA3D 數值分析所得之偏心位移結果(表 4-17)，與公式預估所得之偏心位移結果(表 4-18)比較，我們可看出結果令人滿意。而如果分析案例更多，我們則可以做更多的比較，以增加對預估結果的信心。

4-3-6 DRAIN2D+歷時分析

前節所分析之無 5% 意外偏心位移，乃以三維結構之剛心為準求出結果。今以二維分析程式 DRAIN2D+作歷時分析，可以得到真正無 5% 意外偏心時之位移並作與之比較，若結果相差不大，則我們可知利用

二維分析結果配合偏心預估公式即可預估有偏心時之位移。同樣 DRAIN2D+ 只需建立模型，輸入十組地震記錄即可得出位移歷時結果（圖 4-178~圖 4-197），並整理成表（表 4-19）。



第五章 結論與建議

5-1 結果討論

1. 由分析時間比較表(表 5-1)我們可知各種分析方法所需要的時間，以係數法最短，歷時法最長。而從位移結果(表 4-3~4-8 及 4-12~4-17)來看，我們可知三種非線性分析方法的結果大致相同，此乃因分析案例樓層數較低，所以忽略高頻振態影響後，三種分析結果亦大約相近。因此，若分析時間不允許，我們則可以以係數法作一概估性之分析。
2. 而從 5%意外偏心位移結果(表 4-8~4-9 及 4-17~4-18)來看，我們可看到以 2D 分析結果，配合本論文所推導之偏心公式所預估之 5% 意外偏心位移，與 3D 分析之結果十分相近，故對於類似問題的分析，亦可以本論文之方法作一合理的估計，以減少分析所需的時間。
3. 由歷時法位移結果(表 4-14 及表 4-17)，我們看到於第三組地震記錄 X 向分析時(圖 4-153)，7F 結構因位移過大而倒塌，我們推估其原因應該是結構加速度過大而造成。因為我們由此地震記錄的反應譜(圖 4-13)可以看出當結構之週期為 1 秒時，此時結構加速度約為 14m/sec^2 ，大約等於地表加速度的四倍半。而其他地震記錄中反應譜週期 1 秒時，結構加速度大約只有 $8\sim10\text{m/sec}^2$ 。另一方面，本 7F 結構所使用之材料雙線性第二段之斜率約只有第一段之 $3/1000$ ，實偏保守因此才會造成位移過大倒塌的現象。
4. 容量譜法中我們亦可看出 2F、7F 結構在某些地震記錄下(圖 4-32、圖 4-59、圖 4-136、圖 4-148)，雖然容量譜與需求譜仍有交出性能點，但可說是剛好交到。如果需求譜稍有增加，或容量譜稍有減少，則都有可能交不出性能點。因此結構於此地震記錄下可能會因結構韌性不足而倒塌，所以結構宜以分析上較為準確之歷時法再作計算，以評估結構之耐震能力。之所以有上述結構能耐震能力不足情況的發生，乃因本論文所作之容譜法分析皆假定結構消能性不佳，故取 $\kappa=1/3$ 。不過此假設偏向保守，因此可說我們於本論文中低估了結構之耐震能力。
5. 以規範規定之反應譜所作的分析，我們可看出在 7F SRC 結構中得到的結果，明顯比其他方法所得之結果低許多。其原因則我們可從規範反應譜(圖 4-21)當中找到結構週期為 0.975 秒時(7F 結構 X 向週期)，其對應之加速度約為 0.4g ，此值約只有我們所使用地震加度反應譜的一半。

5-2 建議

1. 在分析案例方面若能有更多的例子，則分析結果可以有更多的比較，進而大大增加其的可靠性。
2. 對於分析時之時間間距可先作一最佳化處理，因為如果時間間距太小理論上結果會較精確但分析時間將會提高。同樣如果時間間距太大雖分析時間較短但卻較不精確，甚至於逐步法更有時間間距至大應小於週期的十分之一的規定。故為了顧及分析時間及精確度，事先可對於時間間距可作一最佳化處理。
3. 對於本論文所提及之 2F 及 7F 雖然為三維結構，但實際分析亦可以二維觀念簡化分析。但對於倫敦聖瑪軸三十號(圖 5-1)此種真正的三維結構來說是否亦存在著一種簡化分析之觀念，亦值得考究考究。
4. 我們曾經以 PISA3D 建立 7F 結構之二維分析模型，其分析結果與 DRAIN2D+ 幾乎相同(表 4-19)。但若以 PISA3D 建立 7F 結構之三維分析模型，並以樓層剛心之位移作為似二維分析之位移時(表 4-14)，我們可看出其結果即使差異不致於太大，但仍有一定的距離。這表示我們把三維模型以二維模型建立過程中，亦有尚待修正、改善的地方。若能找出差異的原因，則二維分析所得出之結果可更為可靠。



5-3 結論

綜合上述之結果討論我們可知，以二維模型結果預估三維模型結果的確有其可行的一面。由電腦分析時間上來看，7F 結構之二維歷時分析只需 30 秒，而 7F 結構之三維係數法分析亦需 10 分。而由分析結果上來看，二維模型分析可得出全時段之結果。因此若兼顧時效及分析之準確性，二維歷時法預估可說是不錯的選擇。

但是二維歷時法預估比較需注意的地方就是建議中的第四點，我們需更確切的建立一能夠反映三維模型剛心位移結果之二維模型，如此我們才能有更正確的結果。

另外，歷時法在分析上之所以較係數法或容譜法準確，很重要的原因就是歷時法分析中可以把最多的模態反應納入計算，而係數法或容譜法可能只以一個模態作計算。本論文所使用之分析案例皆屬低矮型結構，所以即使忽略高頻振態之後，三種分析結果亦大致相同。為了修改上述缺點，A. K. Chopra 及 R. K. Goel 於 2001 年提出模振側推法[2](Modal Pushover Analyses)，而蔡克銓及翁元滔則於 2003 提出多模態改良型位移係數法[3]，此兩方法目的都是增加振態分析

數目以使分析結果更準確。而從其結論可知，模振側推法及多模態改良型位移係數法的確可得更好的分析結果。不過此兩方法於其文中亦都是與歷時法作比較，由此可見只要時間、資源上許可，歷時法仍是最佳的選擇。



參考文獻

1. Applied Technology Council ATC-40, “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings” , 1996.
2. A. K. Chopra, R. K. Goel, “A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings” , Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, p. 561-582, 2002.
3. 翁元滔, “建築結構多振態耐震性能評析與位移導向設計法研究”, 國立台灣大學, 博士論文, 2003。
4. A. K. Chopra, R. K. Goel, “A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings” , Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 33, p. 903-927, 2004.
5. R. W. Clough, J. Penzien, “Dynamics of Structures” , McGraw-Hill, 1993.
6. K. C. Tsai, J. W. Li, C. C. Chou, T. S. Wang, P. C. Chung, “DRAIN2D+ Version2.1 and VIEW2D Version2.1 User’ s Guide” , Center for Earthquake Engineering Research National Taiwan University, Report No. CEER/R86-07, 1997.
7. K. C. Tsai, B. Z. Lin, “PISA3D User’ s manual” , National Center for Research on Earthquake Engineering, Department of Civil Engineering of National Taiwan University, 2004.
8. M. P. Collins, E. Bentz, “User Manual of Response-2000” , University of Toronto, 1999.
9. FEMA-273, “NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings” , 1997.
10. Ashraf Habibullah, “SAP2000 Nonlinear Version 7.12” , Computers and Structures, Inc. , 1999.
11. Ashraf Habibullah, “ETABS Nonlinear Version 8.08” , Computers and Structures, Inc. , 2002.
12. 內政部建築研究所專題研究計畫成果報告, “建築物耐震規範及解說之修訂研究” , 2000 。

表 2-1 振態參與因子參考值

結構樓層數	振態參與因子
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5

表 2-2 遲滯形狀修正因子參考值

結構功能等級	T = 0.1 sec		T ≥ T ₀ sec	
	結構類型 1	結構類型 2	結構類型 1	結構類型 2
立即發生(Immediate Occupancy)	1.0	1.0	1.0	1.0
生命安全(Life Safety)	1.3	1.0	1.1	1.0
防此倒塌(Collapse Prevention)	1.5	1.0	1.2	1.0

結構類型 1：結構任何一層中，有 30%之剪力由發生地震時強度及勁度有可能降低之構件承擔者。上述構件如抗彎構架，剪力牆等。

結構類型 2：除類型 1 者或結構有良好韌性者。

表 4-1 各國小測站

編號	測站記錄名稱	記錄時間
1	0525 梓官(N-S)	2002/3/31 P.M. 2:53 (331 地震)
2	0525 梓官(E-W)	2002/3/31 P.M. 2:53 (331 地震)
3	0525 茄定(N-S)	2002/3/31 P.M. 2:53 (331 地震)
4	0525 茄定(E-W)	2002/3/31 P.M. 2:53 (331 地震)
5	梓官(N-S)	1999/9/21 A.M. 1:33 (921 地震)
6	梓官(E-W)	1999/9/21 A.M. 1:33 (921 地震)
7	彌陀(N-S)	1999/9/21 A.M. 1:33 (921 地震)
8	彌陀(E-W)	1999/9/21 A.M. 1:33 (921 地震)
9	後紅(N-S)	1999/9/21 A.M. 1:33 (921 地震)
10	後紅(E-W)	1999/9/21 A.M. 1:33 (921 地震)

表 4-2 2F 結構物斷面性質

	A(m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	M _y (kN·m)	P _y (kN)	E(kN/m ²)	E _u (kN/m ²)
c1	0.0509	0.00284	0.00284	3245	17477	20*10 ⁷	6*10 ⁶
b1	0.0186	0.00113	0.0000901	1322	6386	20*10 ⁷	6*10 ⁶
b2	0.0206	0.00170	0.0000901	1665	7073	20*10 ⁷	6*10 ⁶
b3	0.0253	0.00222	0.000172	2177	8687	20*10 ⁷	6*10 ⁶
b4	0.0293	0.00255	0.000200	2500	10060	20*10 ⁷	6*10 ⁶
b5	0.0226	0.00193	0.000193	1895	7760	20*10 ⁷	6*10 ⁶

說明：A 為斷面面積、I_x 為 x 軸慣性矩、I_y 為 y 軸慣性矩、M_y 為斷面之降伏彎矩、P_y 為斷面之降伏軸力、E 為斷面之彈性模數(Elastic Modulus)、E_u 為斷面降伏後之彈性模數。

表 4-3 2F 係數法得十組地震記錄之最大位移

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均	規範
$\delta_{x\max}$ (cm)	4.49	4.50	4.24	4.20	5.68	4.5	3.88	3.97	3.65	4.27	4.34	4.47
$\delta_{y\max}$ (cm)	6.20	6.16	6.93	7.52	7.37	8.93	5.13	6.51	7.27	6.39	6.84	5.63

表 4-4 2F 容量譜法得十組地震記錄之最大位移

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均	規範
$\delta_{x\max}$ (cm)	4.32	4.43	3.98	3.98	5.46	4.32	3.64	3.75	3.52	3.98	4.14	4.32
$\delta_{y\max}$ (cm)	5.69	5.69	6.25	6.82	6.94	7.85	4.78	5.91	6.25	5.91	6.21	5.23

表 4-5 2F 歷時法得十組地震記錄之最大位移

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均	規範
$\delta_{x\max}$ (cm)	3.86	3.88	3.91	4.04	4.90	4.23	3.38	3.43	3.23	3.93	3.88	x
$\delta_{y\max}$ (cm)	6.68	6.68	6.91	7.59	5.93	8.29	5.55	6.57	7.97	6.08	6.83	x

表 4-6 2F 係數法得十組地震記錄之最大位移(5%意外偏心)

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均	規範
$\delta_{x\max}$ (cm)	4.38	4.40	4.44	4.45	5.73	4.55	3.91	4.11	3.76	4.43	4.42	4.57
$\delta_{y\max}$ (cm)	6.62	6.65	7.69	8.48	7.90	10.5	5.50	7.27	8.48	6.97	7.61	5.90

表 4-7 2F 容量譜法得十組地震記錄之最大位移(5%意外偏心)

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均	規範
$\delta_{x\max}$ (cm)	4.30	4.30	4.18	4.18	5.57	4.41	3.83	3.95	3.66	4.18	4.26	4.41
$\delta_{y\max}$ (cm)	7.01	7.12	7.48	7.83	8.29	9.58	6.07	8.06	7.36	7.24	7.60	5.97

表 4-8 2F 歷時法得十組地震記錄之最大位移(5%意外偏心)

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均	規範
$\delta_{x\max}$ (cm)	4.33	4.35	4.09	4.62	5.06	4.55	3.62	4.40	4.26	4.29	4.36	x
$\delta_{y\max}$ (cm)	6.74	6.76	8.05	8.36	8.15	10.7	5.68	7.98	9.07	7.01	7.85	x

表 4-9 2F 歷時法得十組地震記錄之最大預估位移(5%意外偏心)

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均	規範
$\delta_{x\max}$ (cm)	4.33	4.36	4.40	4.56	5.39	4.79	3.79	3.88	3.71	4.42	4.36	x
$\delta_{y\max}$ (cm)	7.67	7.68	7.93	8.68	6.96	9.46	6.40	7.51	8.97	6.99	7.83	x

表 4-10 2F DRAIN2D+歷時法得十組地震記錄之最大位移

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均	規範
$\delta_{x\max}$ (cm)	4.28	4.30	4.07	3.78	5.94	5.16	3.23	3.56	3.29	4.12	4.17	x
$\delta_{y\max}$ (cm)	6.62	6.63	6.21	7.41	6.05	6.94	5.55	6.88	7.57	7.57	6.74	x

表 4-11 7F 結構物斷面性質

	A(m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	M _y (kN·m)	P _y (kN)	E(kN/m ²)	E _u (kN/m ²)
c1	1.00	0.0833	0.0833	14826	61643	4.47*10 ⁷	1.34*10 ⁵
c2	1.00	0.0833	0.0833	16679	66243	5.02*10 ⁷	1.51*10 ⁵
c3	1.00	0.0833	0.0833	20161	75695	6.04*10 ⁷	2.42*10 ⁵
b1	0.60	0.0500	0.0180	6819	33270	2.97*10 ⁷	0.59*10 ⁵
b2	0.60	0.0500	0.0180	7323	34410	3.22*10 ⁷	0.97*10 ⁵
b3	0.60	0.0500	0.0180	8359	36970	3.73*10 ⁷	1.49*10 ⁵
b4	0.65	0.0542	0.0229	9141	39583	3.77*10 ⁷	1.51*10 ⁵

說明：A 為斷面面積、I_x 為 x 軸慣性矩、I_y 為 y 軸慣性矩、M_y 為斷面之降伏彎矩、P_y 為斷面之降伏軸力、E 為斷面之彈性模數(Elastic Modulus)、E_u 為斷面降伏後之彈性模數。

表 4-12 7F 係數法得十組地震記錄之最大位移

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均	規範
$\delta_{x\max}$ (m)	.280	.281	.465	.251	.239	.320	.226	.349	.308	.333	.305	.139
$\delta_{y\max}$ (m)	.298	.299	.501	.245	.256	.335	.242	.369	.299	.347	.319	.143

表 4-13 7F 容量譜法得十組地震記錄之最大位移

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均	規範
$\delta_{x\max}$ (m)	.231	.231	.335	.205	.197	.243	.197	.275	.335	.259	.251	.126
$\delta_{y\max}$ (m)	.239	.239	.367	.202	.197	.245	.199	.281	.366	.272	.261	.128

表 4-14 7F 歷時法得十組地震記錄之最大位移

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均	規範
$\delta_{x\max}$ (m)	.258	.258	-	.195	.202	.257	.208	.257	.260	.306	.245	x
$\delta_{y\max}$ (m)	.256	.257	.306	.221	.244	.261	.219	.283	.283	.299	.263	x

表 4-15 7F 係數法得十組地震記錄之最大位移(5%意外偏心)

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均	規範
$\delta_{x\max}$ (m)	.282	.283	.469	.253	.241	.323	.228	.352	.310	.336	.308	.139
$\delta_{y\max}$ (m)	.321	.321	.536	.265	.276	.359	.262	.397	.327	.370	.343	.151

表 4-16 7F 容量譜法得十組地震記錄之最大位移(5%意外偏心)

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均	規範
$\delta_{x\max}$ (m)	.255	.255	.355	.216	.227	.261	.216	.291	.355	.270	.270	.130
$\delta_{y\max}$ (m)	.279	.279	.390	.243	.238	.254	.238	.322	.387	.279	.291	.146

表 4-17 7F 歷時法得十組地震記錄之最大位移(5%意外偏心)

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均	規範
$\delta_{x\max}$ (m)	.289	.290	-	.227	.242	.268	.237	.306	.323	.348	.281	x
$\delta_{y\max}$ (m)	.345	.345	.456	.288	.291	.345	.329	.360	.422	.396	.358	x

表 4-18 7F 歷時法得十組地震記錄之最大預估位移(5%意外偏心)

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均	規範
$\delta_{x\max}$ (m)	.284	.285	-	.217	.226	.284	.230	.286	.289	.337	.271	x
$\delta_{y\max}$ (m)	.343	.344	.410	.294	.323	.349	.292	.377	.377	.401	.351	x

表 4-19 DRAIN2D+歷時法得十組地震記錄之最大位移

地震	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均	規範
$\delta_{x\max}$ (m)	.234	.227	.328	.220	.187	.243	.202	.235	.270	.270	.242	x
$\delta_{y\max}$ (m)	.247	.247	.337	.196	.192	.222	.199	.267	.246	.303	.246	x



表 5-1 分析時間比較

方法 樓層	PISA3D 係數法	PISA3D 容譜法	PISA3D 歷時法	DRAIN2D+ 歷時法
2F	10 sec	30 sec	20 min	1 sec
7F	10 min	30 min	20 hr	30 sec

說明：係數法分析法時間為分析自然振動頻率的時間、容譜法分析法時間為分析側推曲線的時間、歷時法分析法時間為分析全時段結果的時間。電腦規格：PentiumIV CPU：3.2GHz RAM：2.0GB



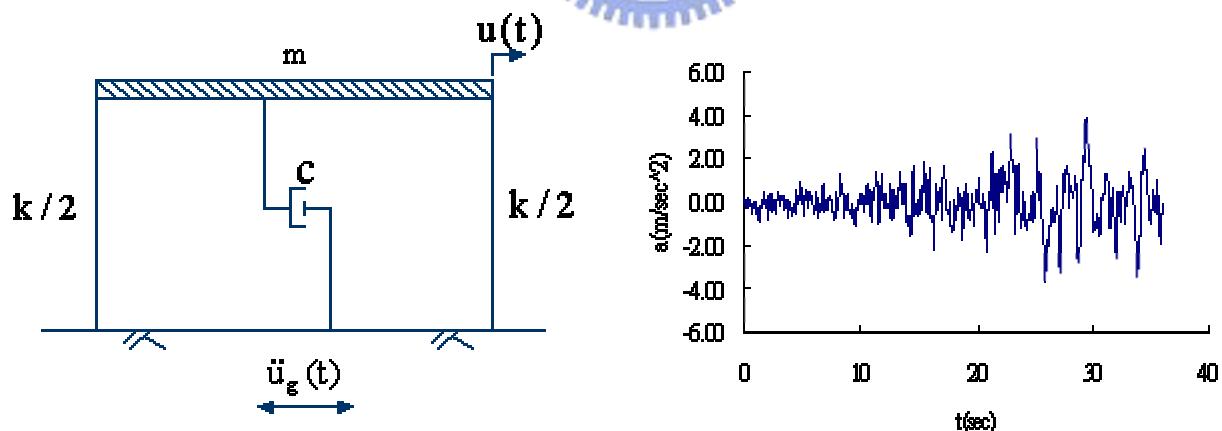
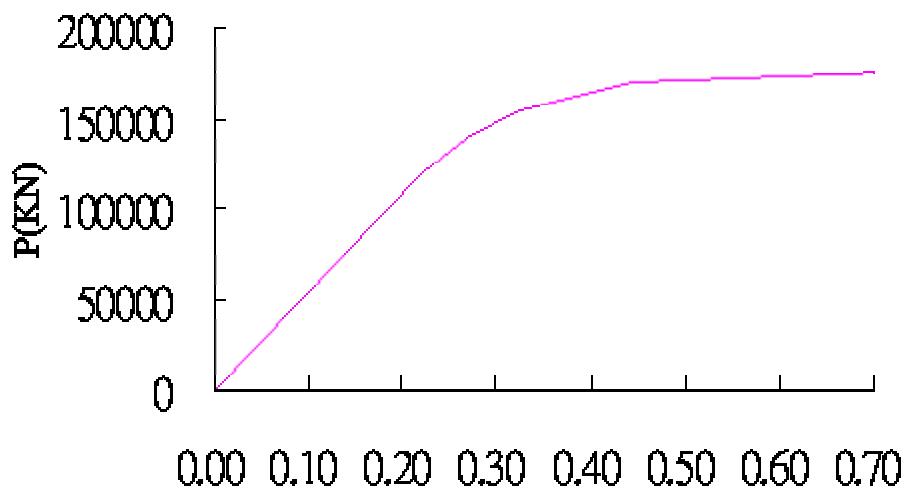


圖 2-2 單自由度結構物

圖 2-3 動力擾動(地震加速度)

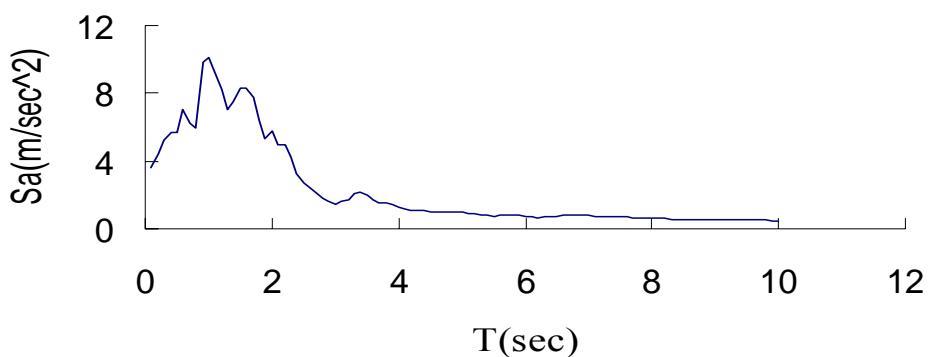


圖 2-4 (加速度)反應譜

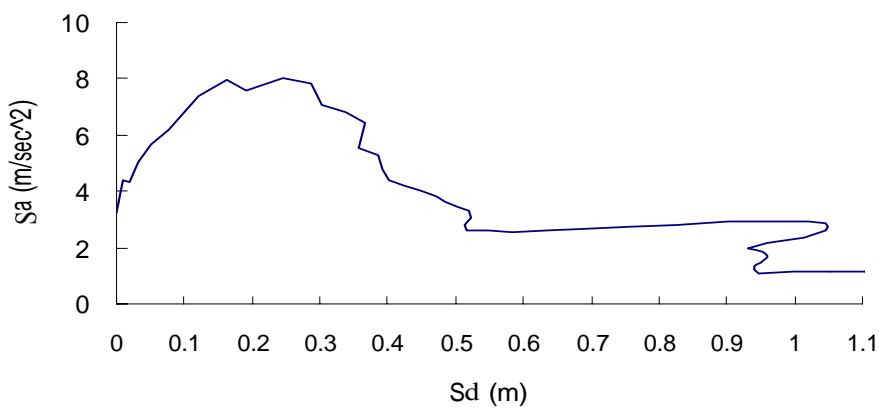


圖 2-5 加速度位移反應譜(ADRS)

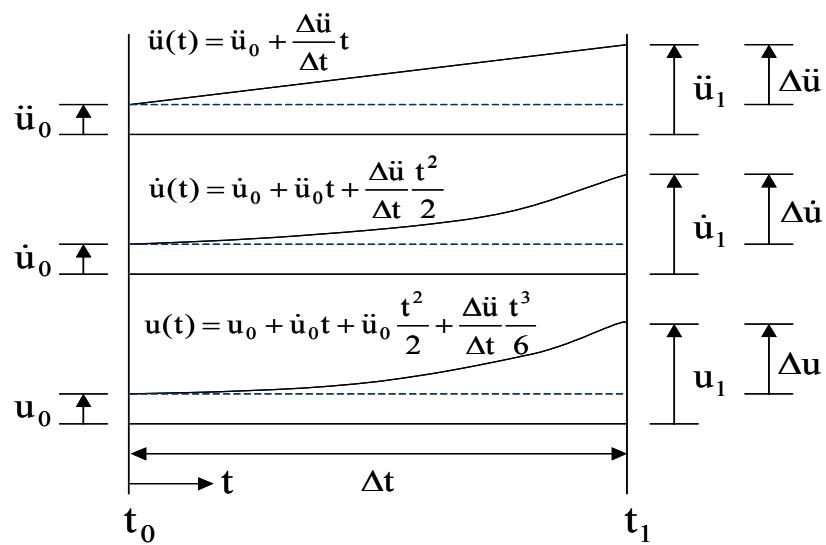


圖 2-6 結構加速度，速度及相對位移變化圖

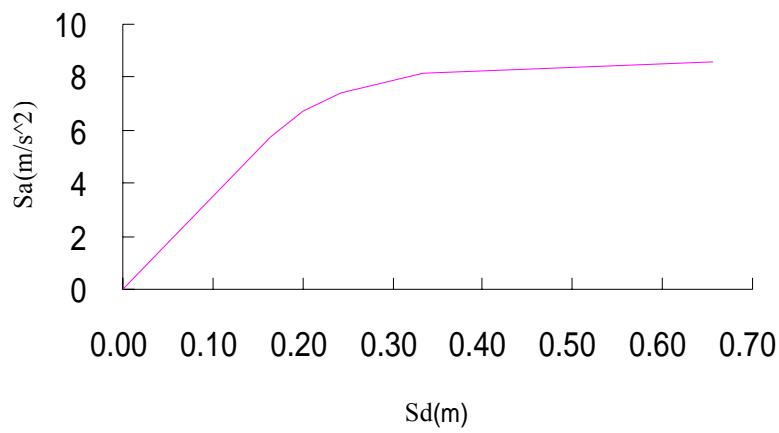


圖 2-7 容量譜

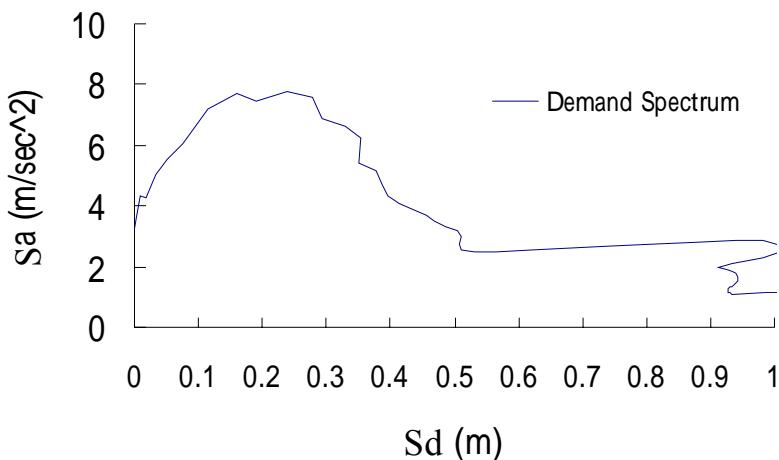


圖 2-8 需求譜

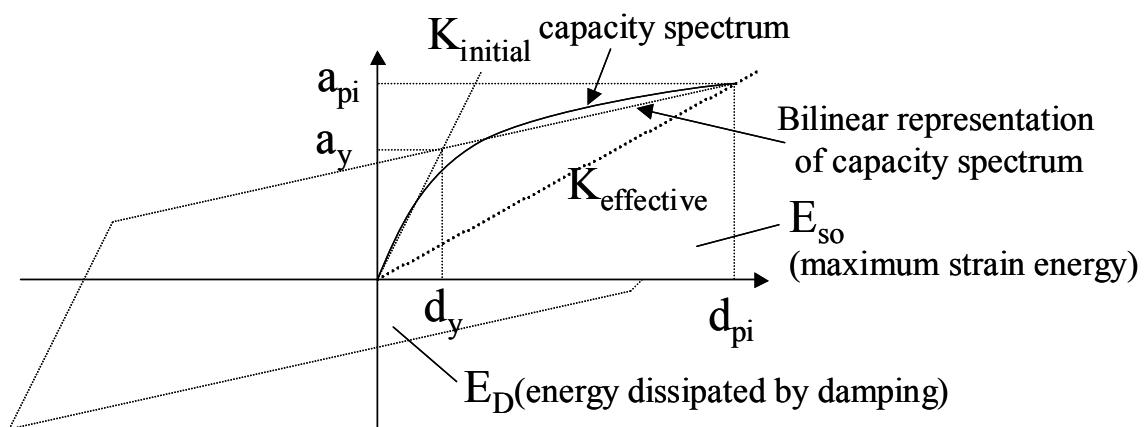


圖 2-9 等效黏滯阻尼與容量震譜關係圖

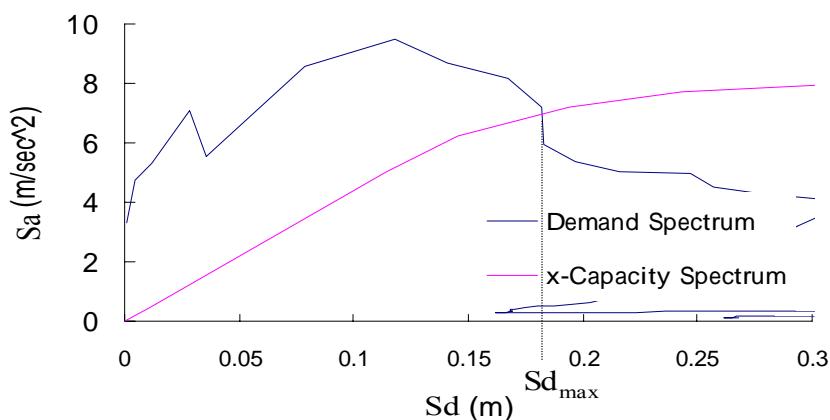


圖 2-10 容量譜阪需求譜迭代功能績效點

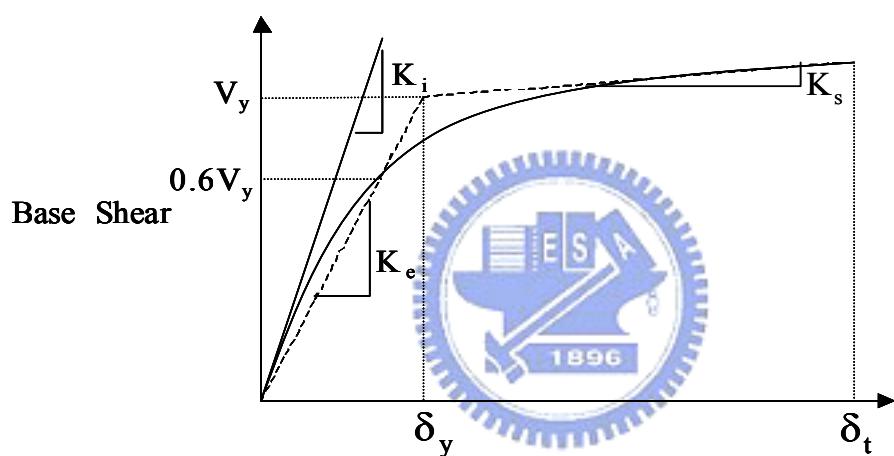


圖 2-11 雙線性說明圖

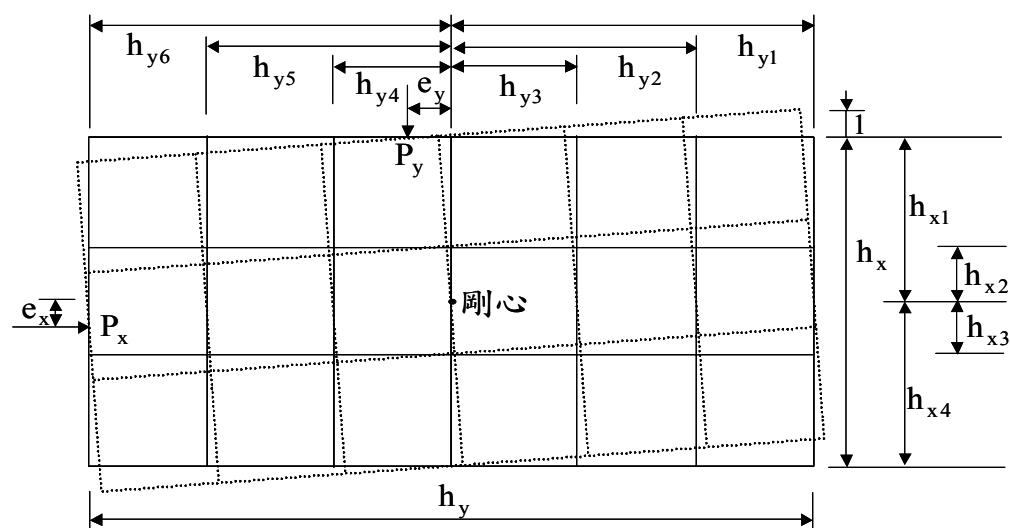


圖 2-12 結構偏心平面示意圖

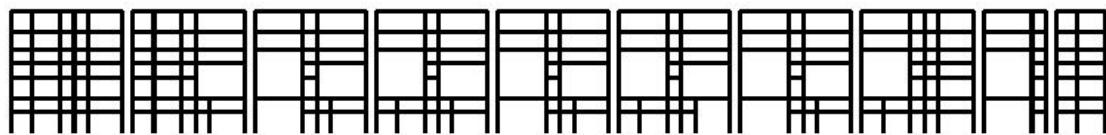


圖 3-1 VIEW2D 模型圖

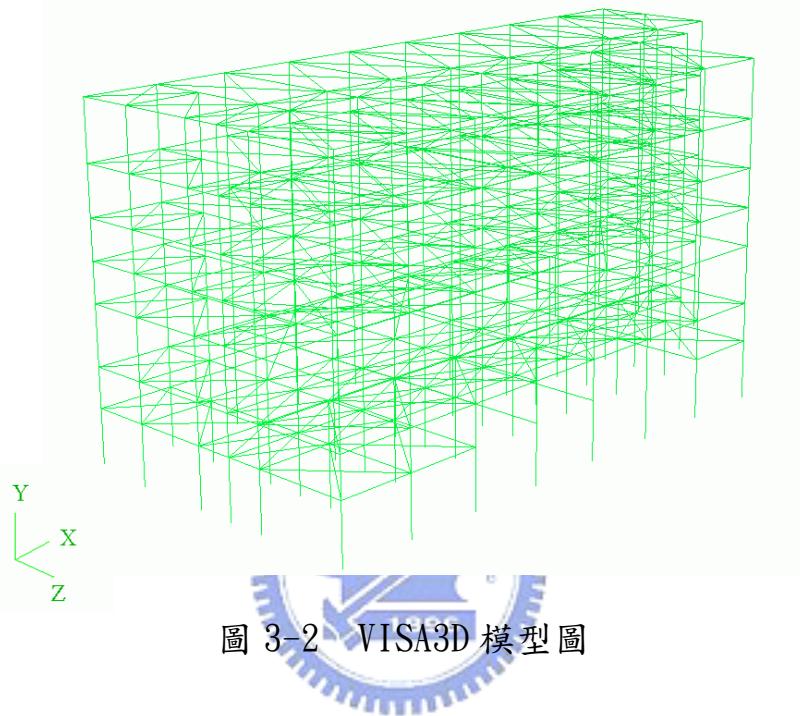


圖 3-2 VISA3D 模型圖

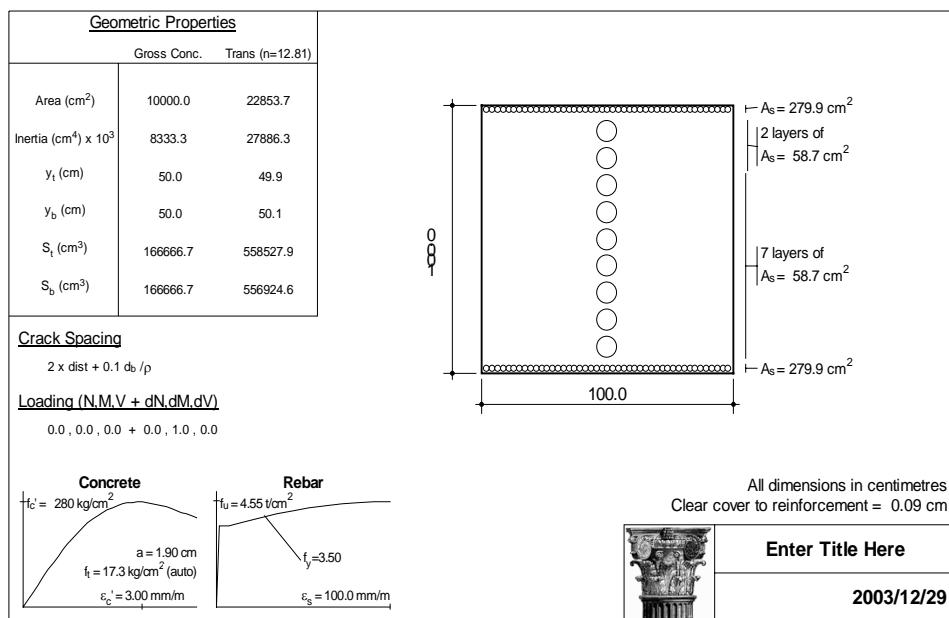


圖 3-3 Response-2000 介面圖

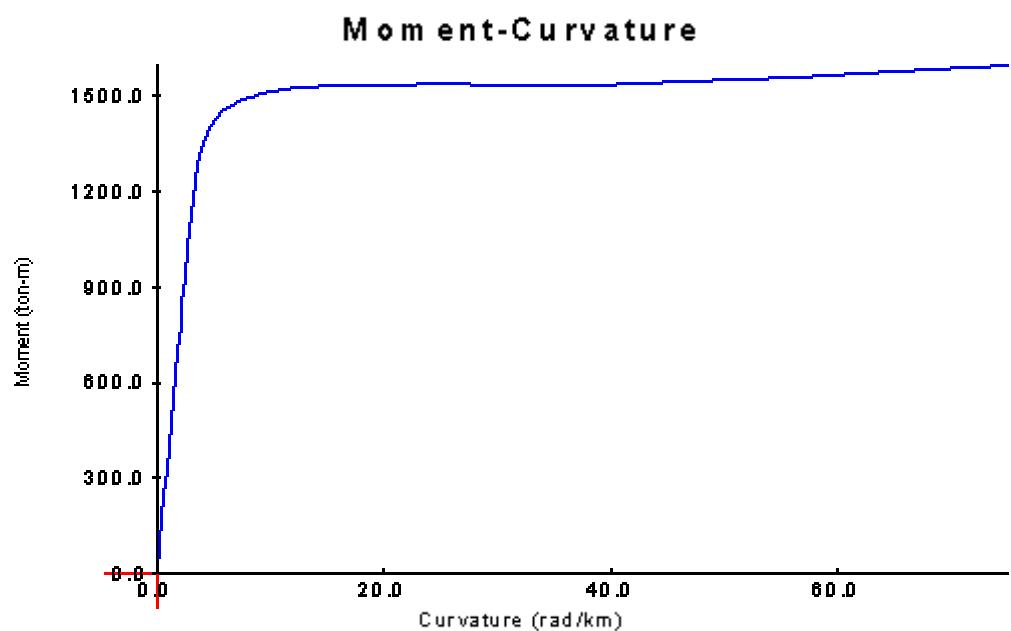


圖 3-4 Response-2000 斷面雙曲線性質結果圖



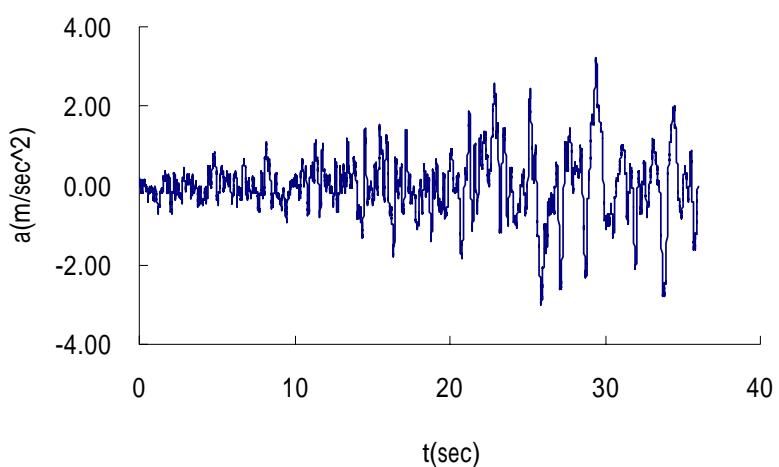


圖 4-1 No. 1 地震記錄

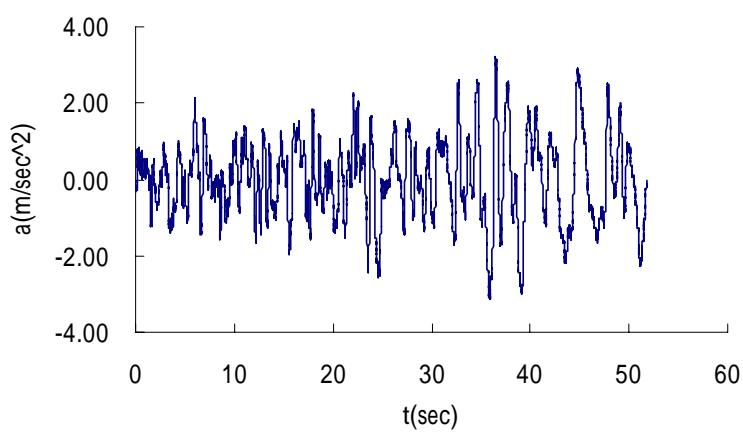


圖 4-2 No. 2 地震記錄

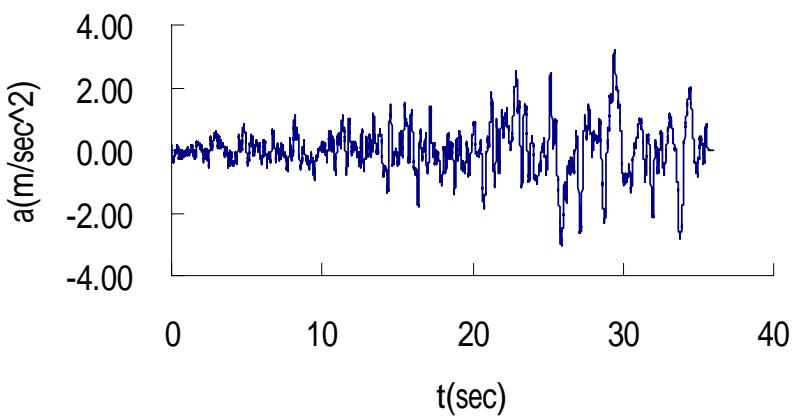


圖 4-3 No. 3 地震記錄

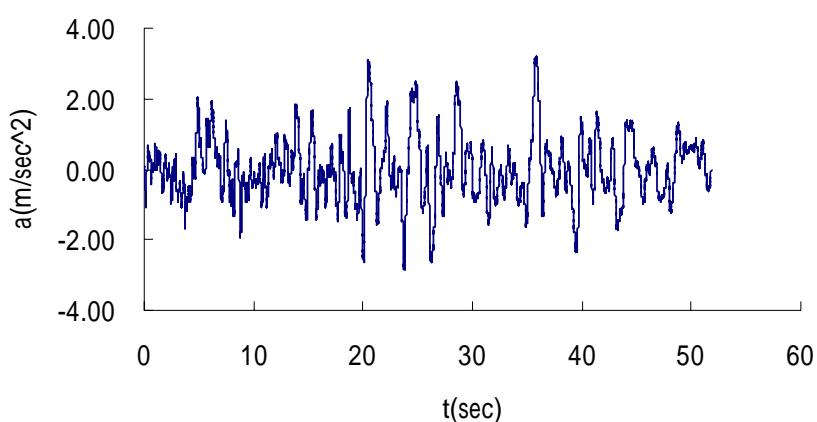


圖 4-4 No. 4 地震記錄

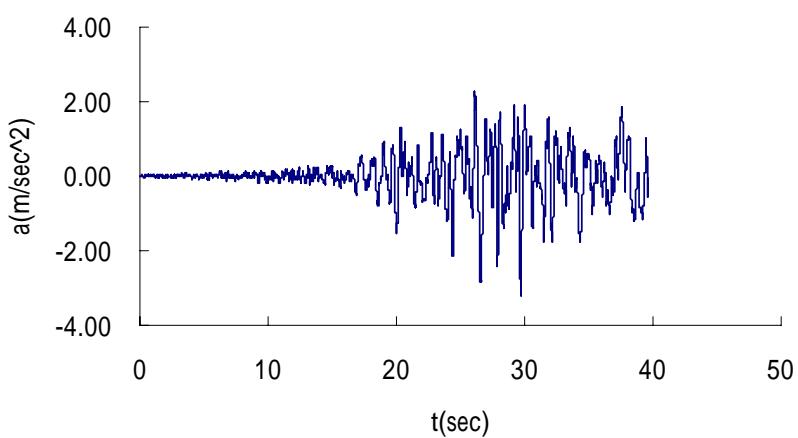


圖 4-5 No. 5 地震記錄

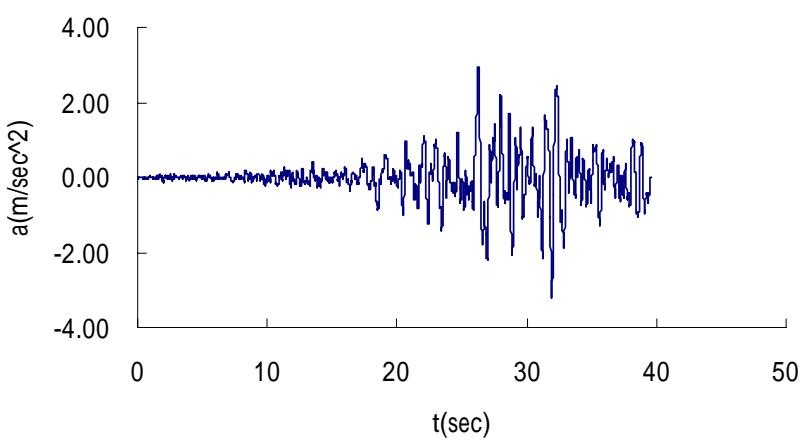


圖 4-6 No. 6 地震記錄

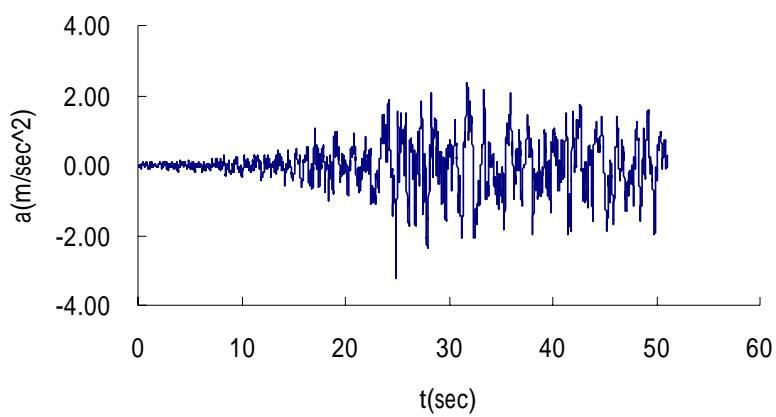


圖 4-7 No. 7 地震記錄

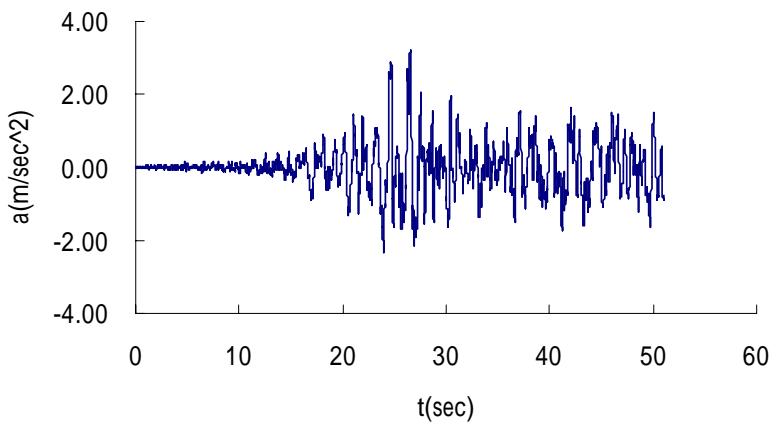


圖 4-8 No. 8 地震記錄

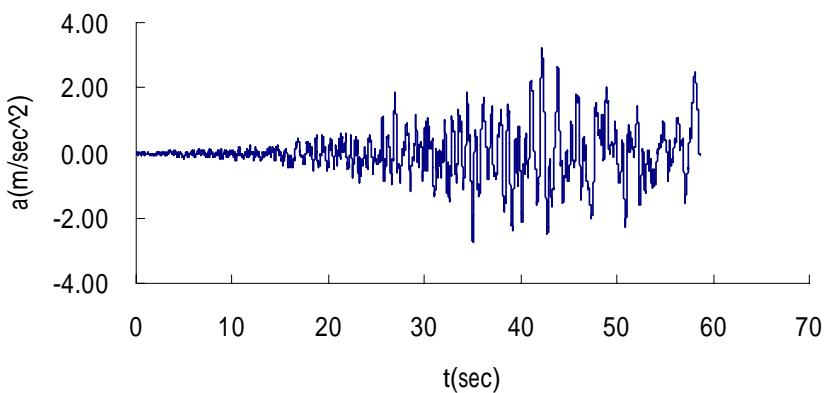


圖 4-9 No. 9 地震記錄

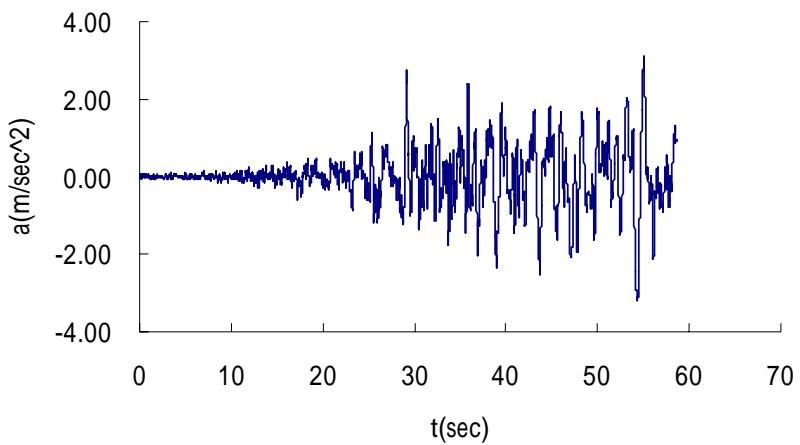


圖 4-10 No. 10 地震記錄

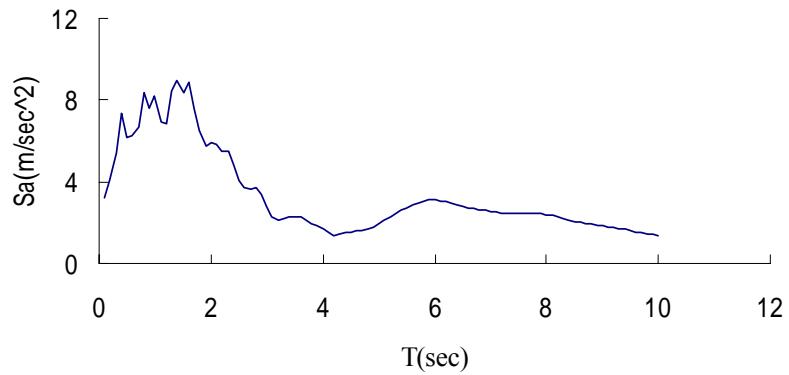


圖 4-11 No. 1 地震記錄反應譜

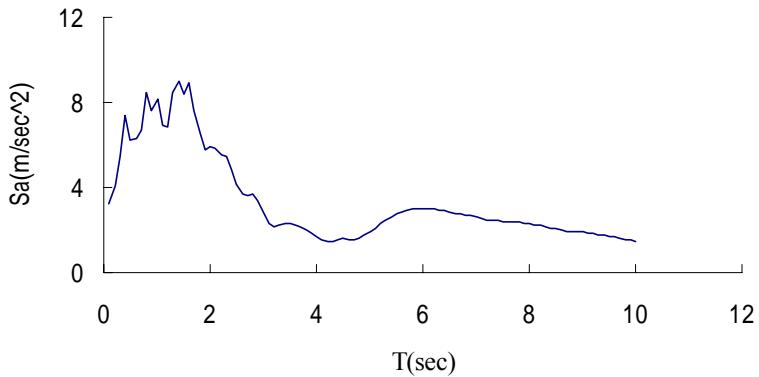


圖 4-12 No. 2 地震記錄反應譜

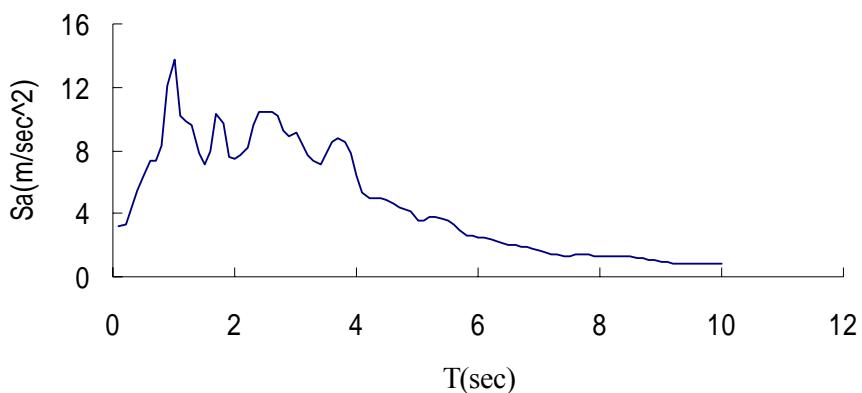


圖 4-13 No. 3 地震記錄反應譜

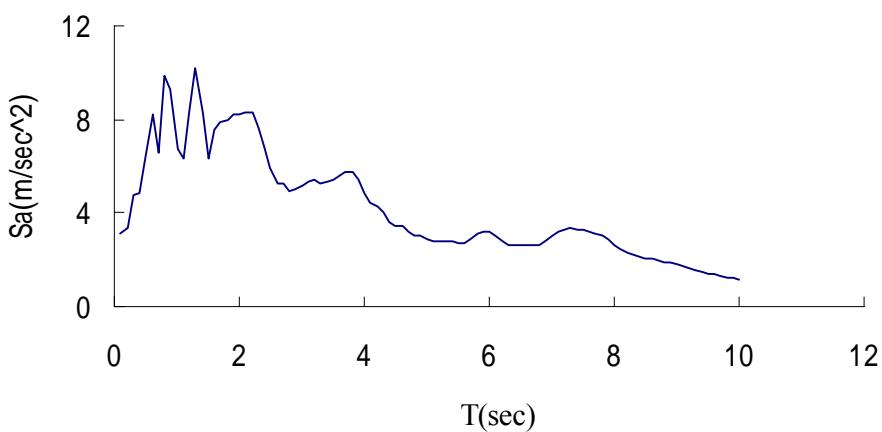


圖 4-14 No. 4 地震記錄反應譜

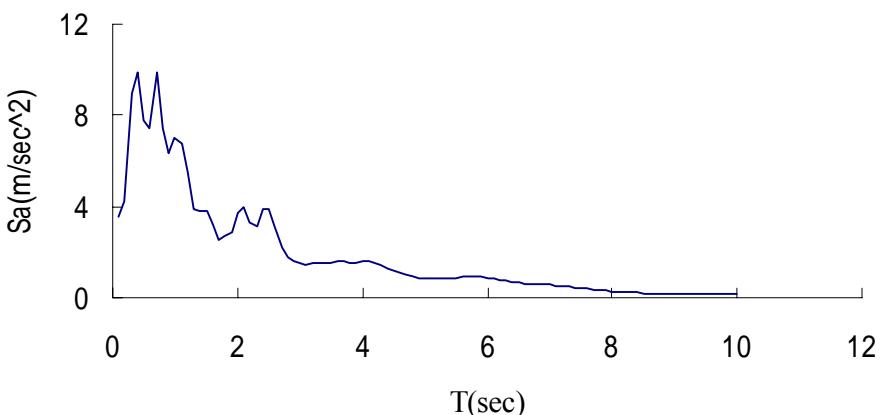


圖 4-15 No. 5 地震記錄反應譜

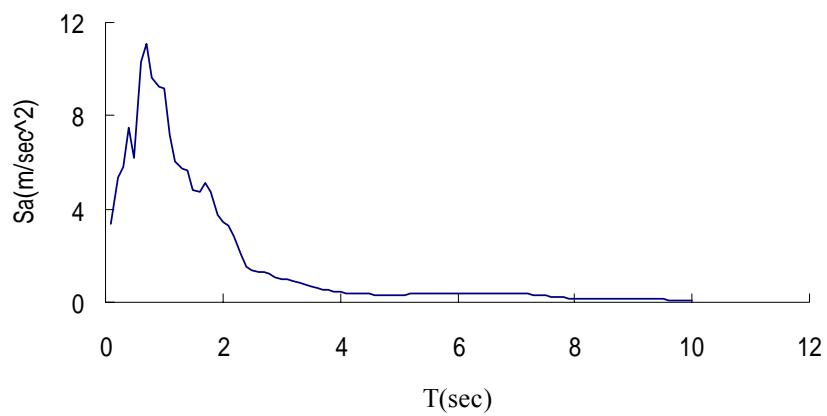


圖 4-16 No. 6 地震記錄反應譜

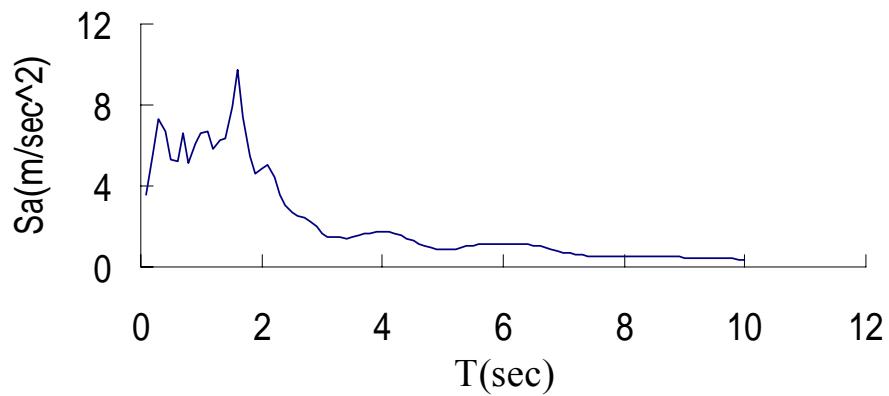


圖 4-17 No. 7 地震記錄反應譜

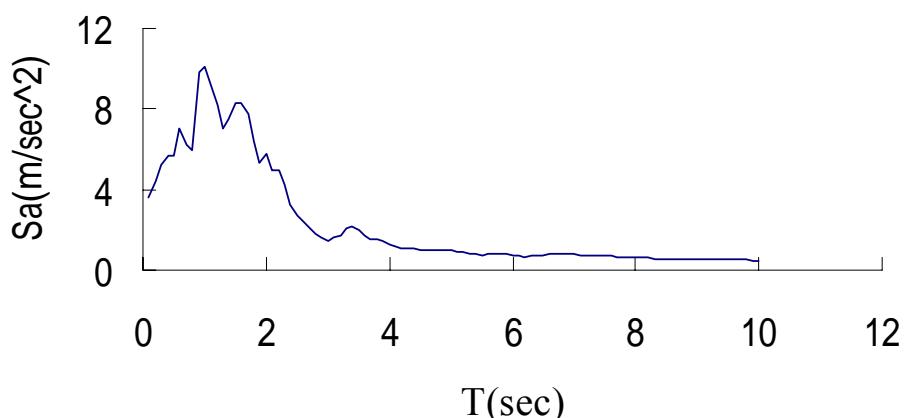


圖 4-18 No. 8 地震記錄反應譜

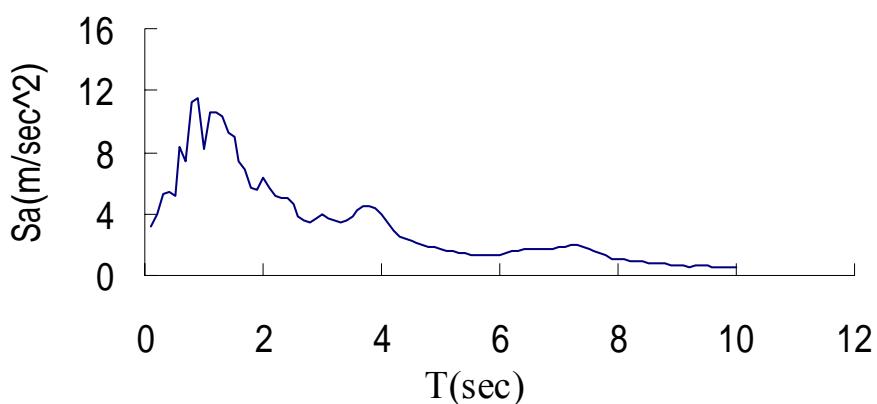


圖 4-19 No. 9 地震記錄反應譜

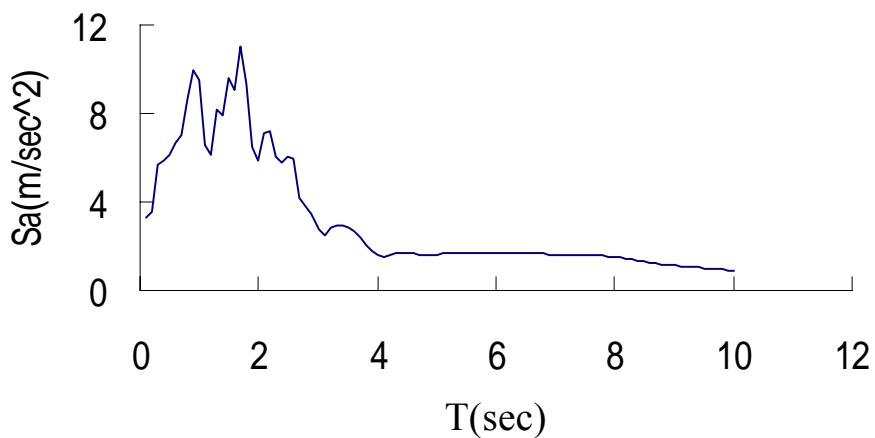


圖 4-20 No. 10 地震記錄反應譜

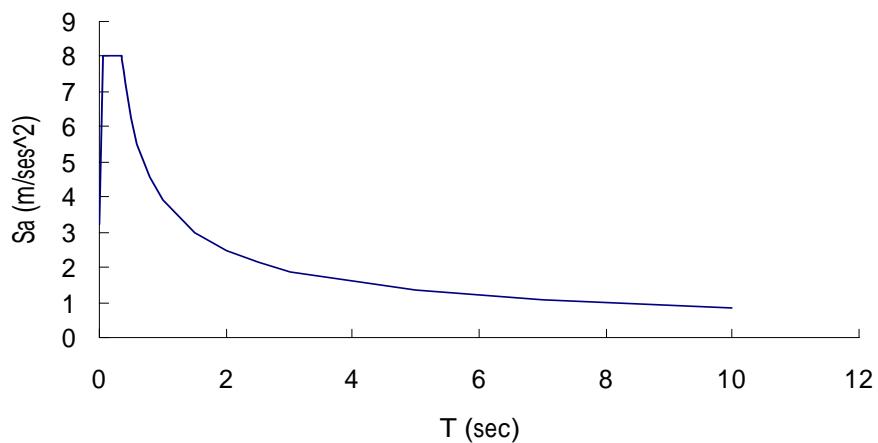


圖 4-21 建築物耐震規範[12]路竹鄉加速度反應譜

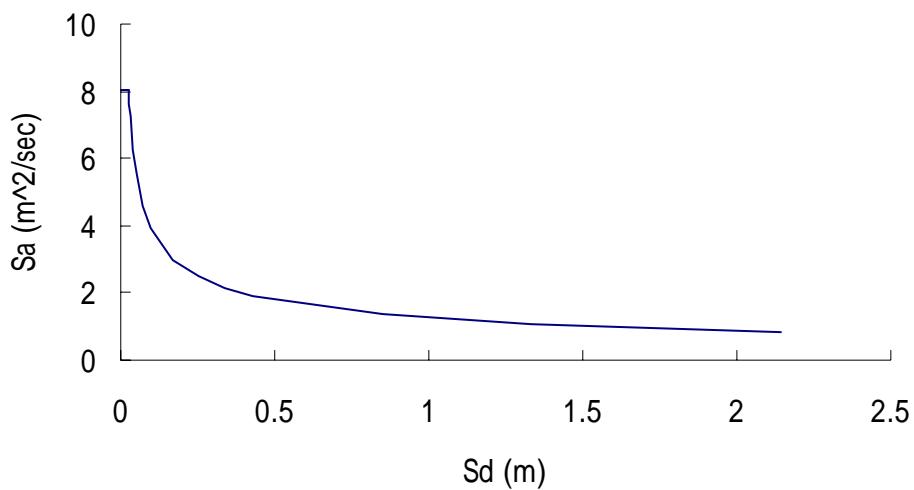


圖 4-22 建築物耐震規範[12]路竹鄉之ADRS

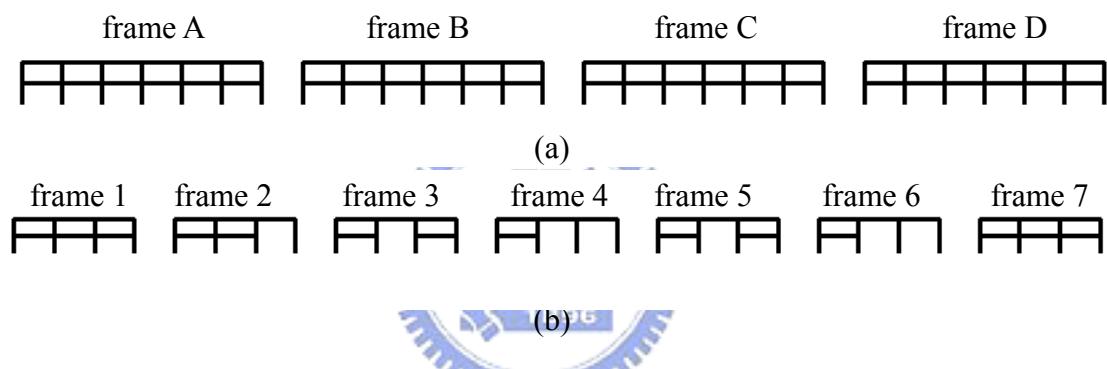


圖 4-23 2F DRAIN2D+結構模型 X 方向(a)及 y 方向(b)

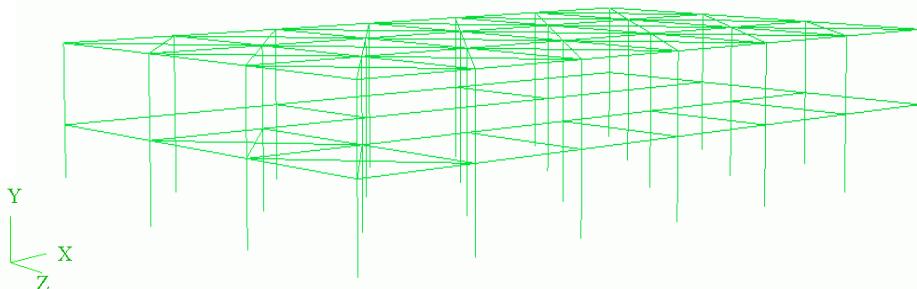


圖 4-24 2F PISA3D 結構模型

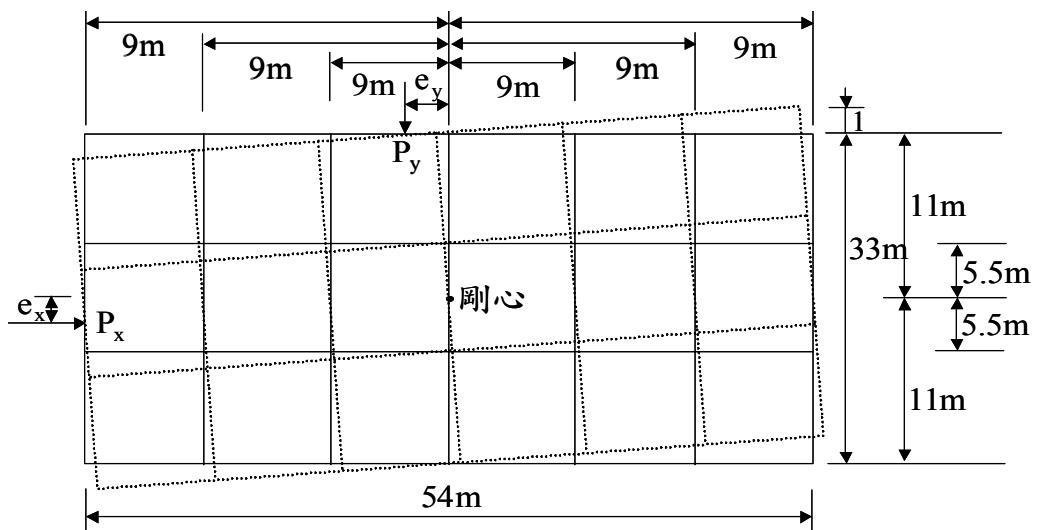


圖 4-25 2F 結構頂層平面示意圖

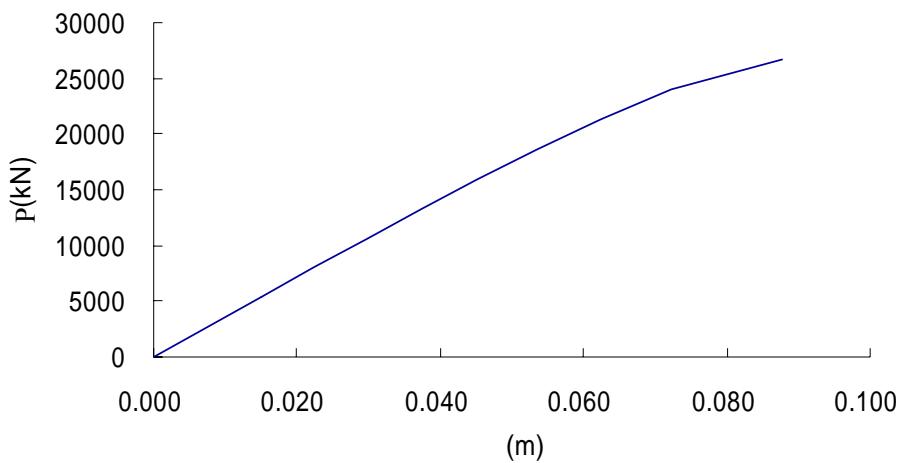


圖 4-26 2F 結構 x 向側推曲線

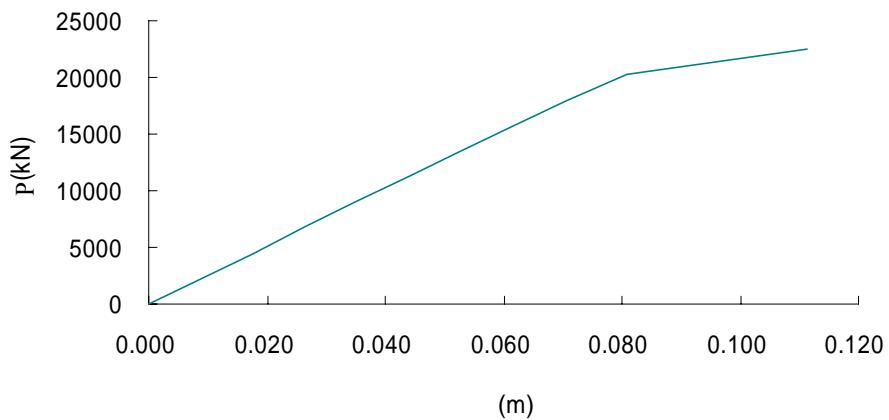


圖 4-27 2F 結構 y 向側推曲線

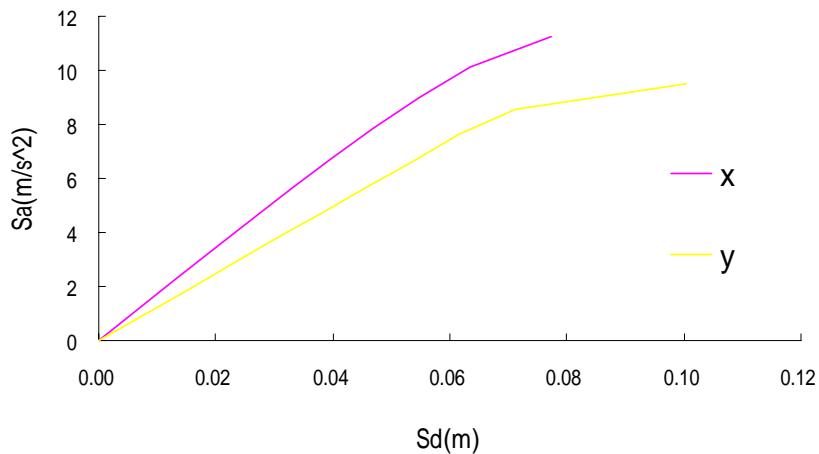


圖 4-28 2F 結構 X 向及 y 向容量譜

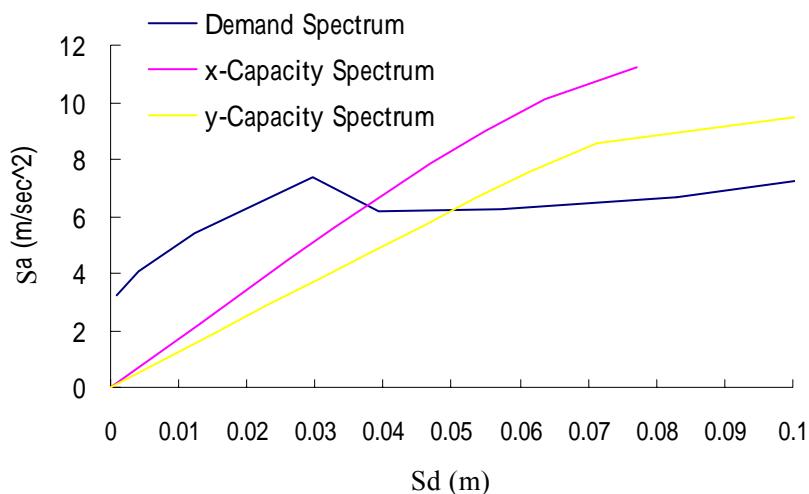


圖 4-29 No. 1 地震記錄 X 向及 y 向功能績效交點 $\beta = 5\%$

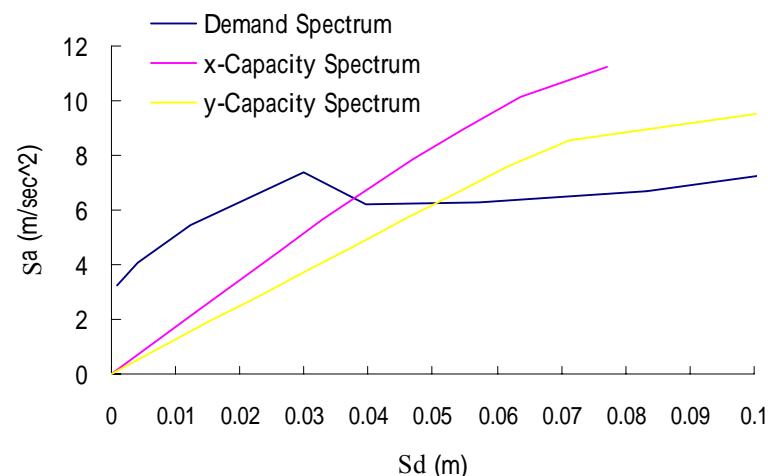


圖 4-30 No. 2 地震記錄 X 向及 y 向功能績效交點 $\beta = 5\%$

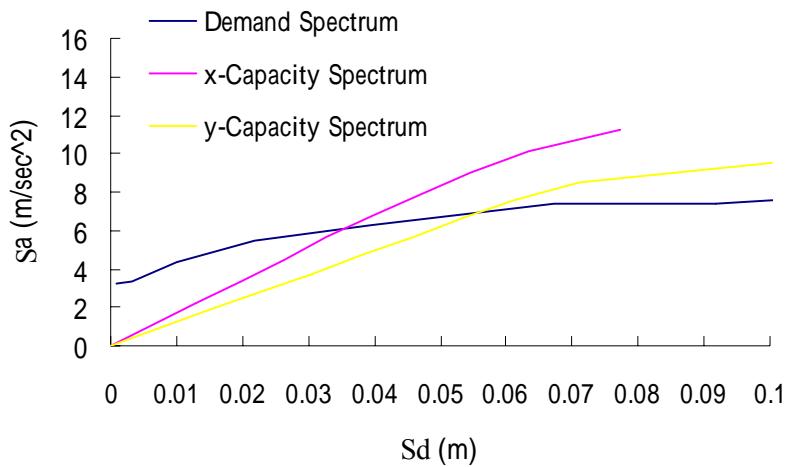


圖 4-31 No. 3 地震記錄 x 向及 y 向功能績效交點 $\beta=5\%$

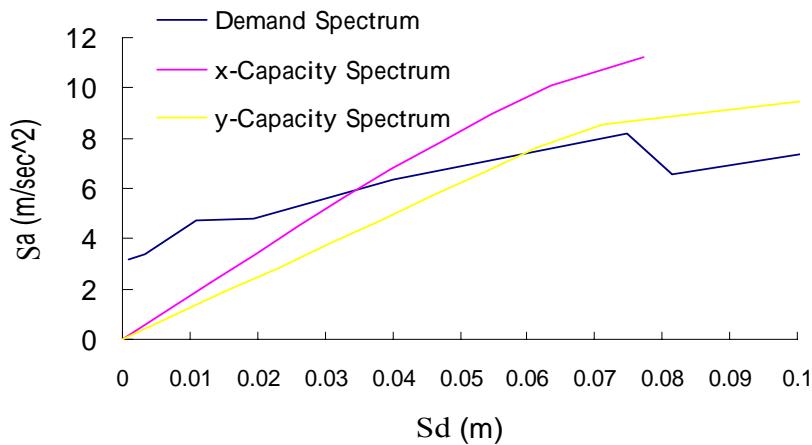


圖 4-32 No. 4 地震記錄 x 向及 y 向功能績效交點 $\beta=5\%$

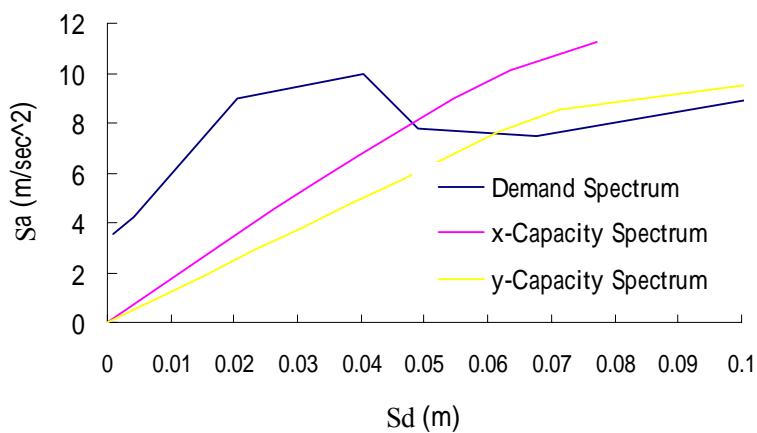


圖 4-33 No. 5 地震記錄 x 向及 y 向功能績效交點 $\beta=5\%$

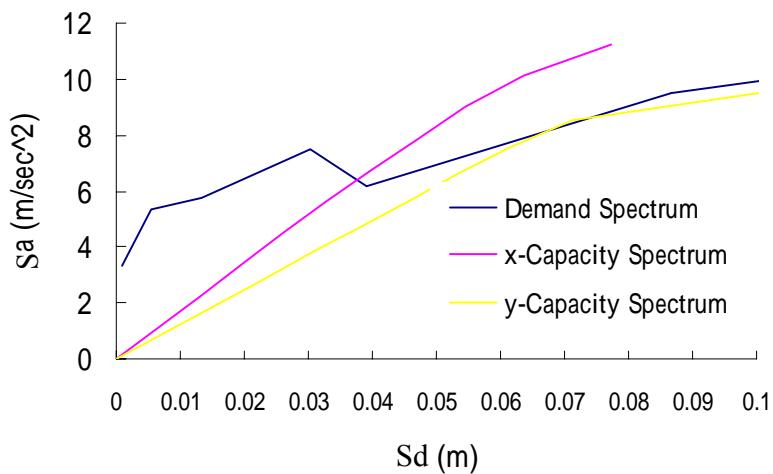


圖 4-34 No. 6 地震記錄 x 向及 y 向功能績效交點 $\beta = 5\%$

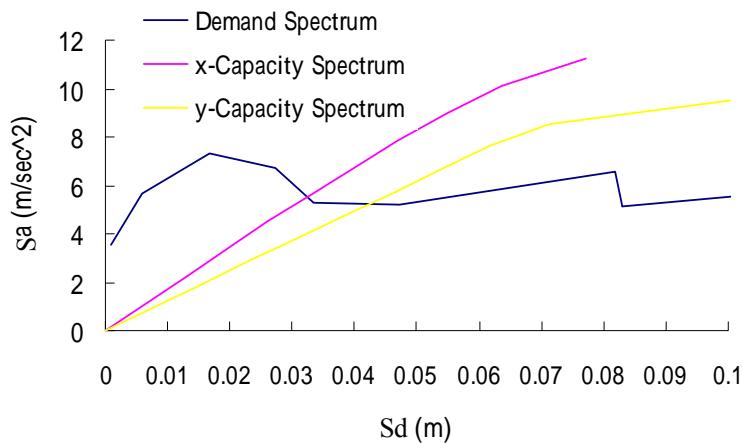


圖 4-35 No. 7 地震記錄 x 向及 y 向功能績效交點 $\beta = 5\%$

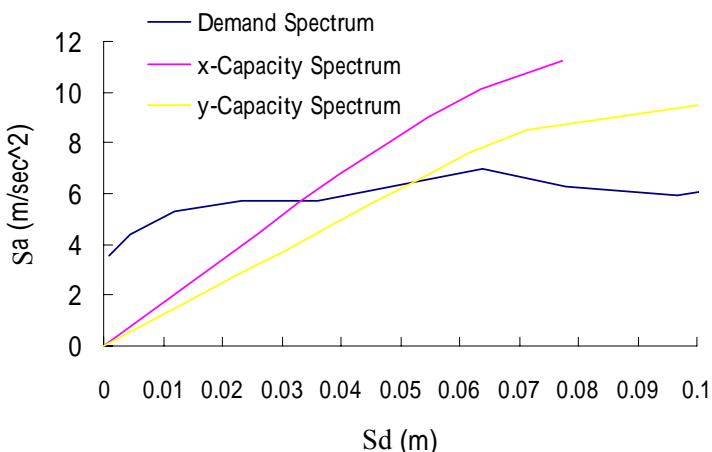


圖 4-36 No. 8 地震記錄 x 向及 y 向功能績效交點 $\beta = 5\%$

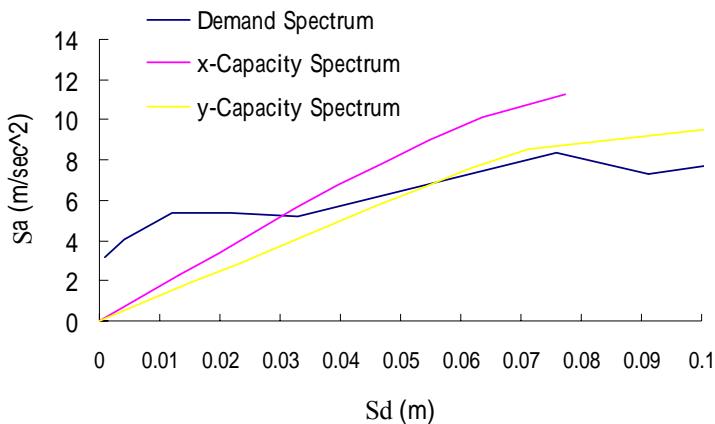


圖 4-37 No. 9 地震記錄 x 向及 y 向功能績效交點 $\beta=5\%$

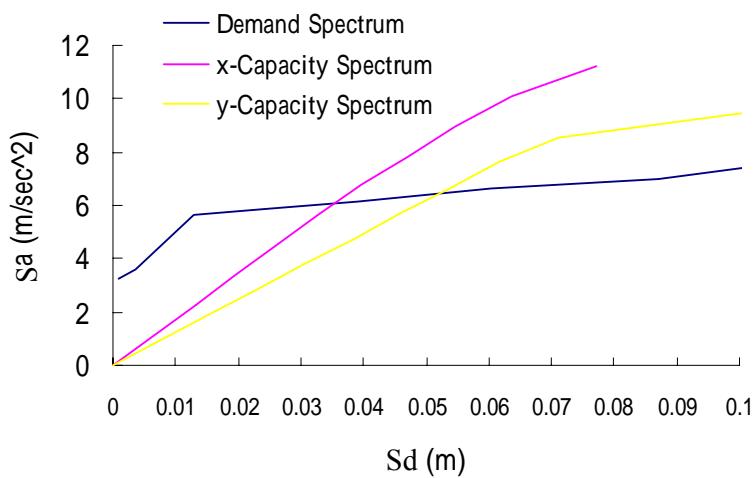


圖 4-38 No. 10 地震記錄 x 向及 y 向功能績效交點 $\beta=5\%$

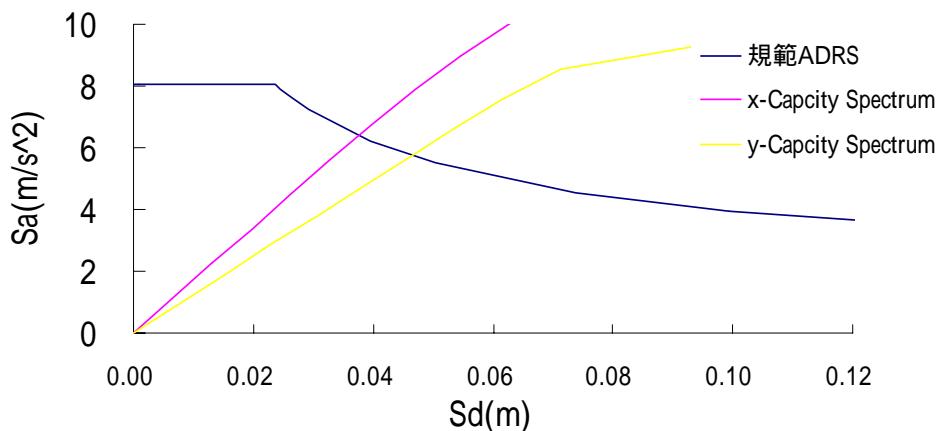


圖 4-39 規範 ADRS x 向及 y 向功能績效交點 $\beta=0.05$

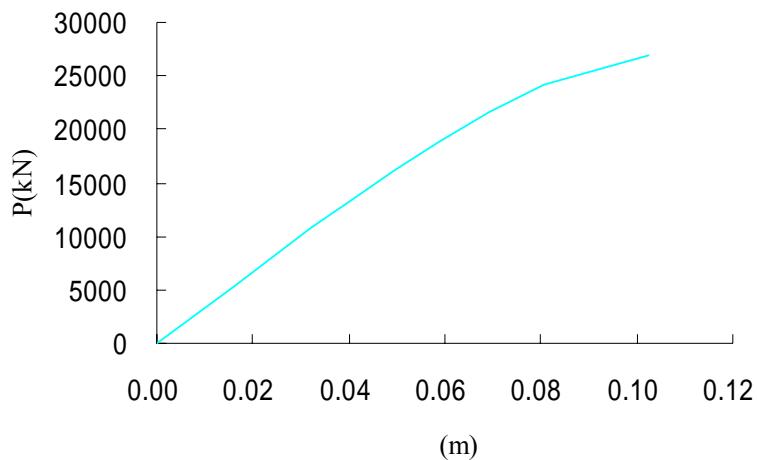


圖 4-40 2F 結構 X 向側推曲線(5%意外偏心)

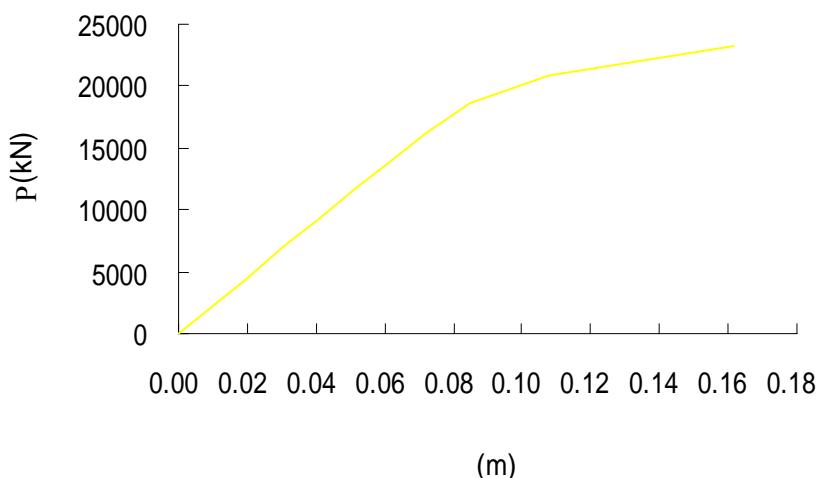


圖 4-41 2F 結構 y 向側推曲線(5%意外偏心)

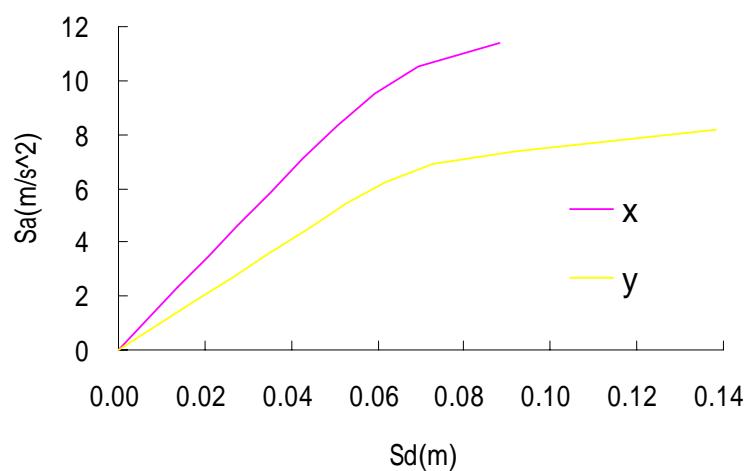


圖 4-42 2F 結構 X 向及 y 向容量譜(5%意外偏心)

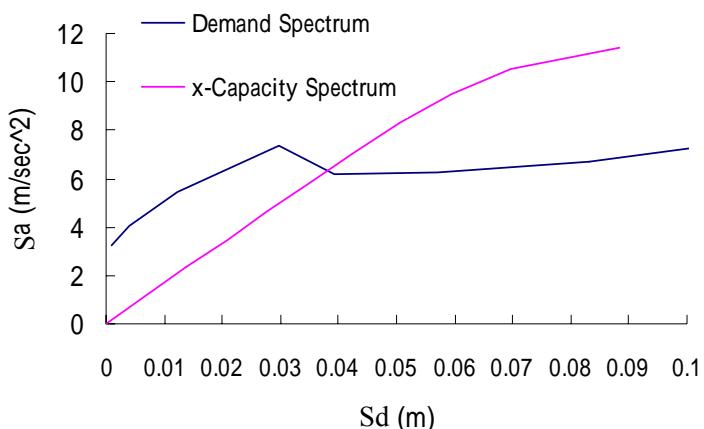


圖 4-43 No. 1 地震記錄 X 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=5\%$

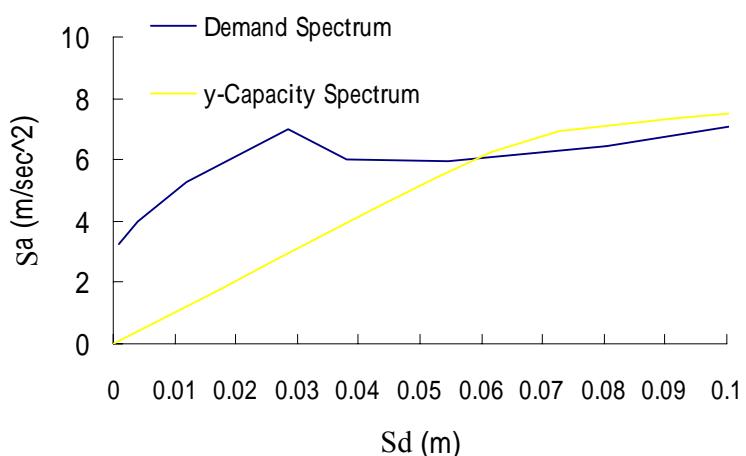


圖 4-44 No. 1 地震記錄 Y 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=5\%$

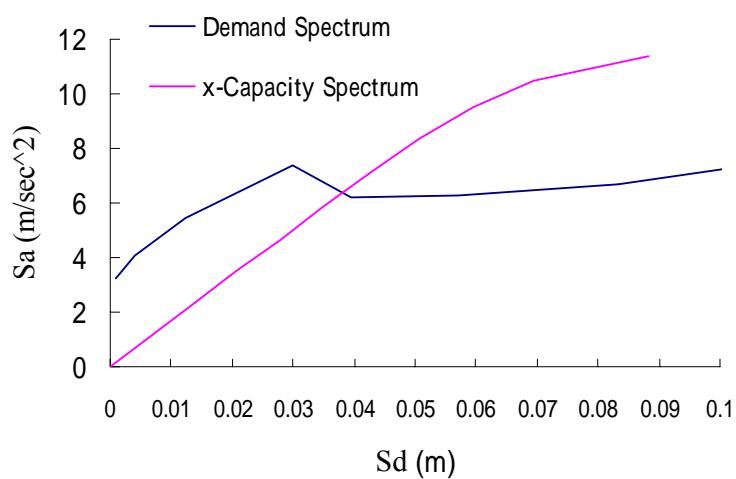


圖 4-45 No. 2 地震記錄 X 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=5\%$

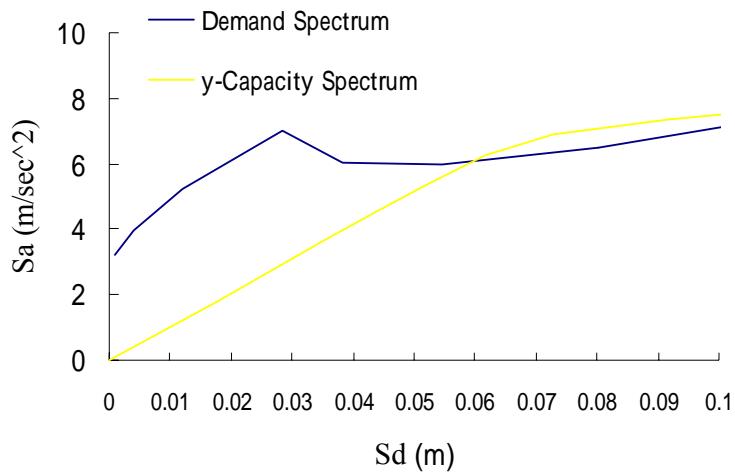


圖 4-46 No. 2 地震記錄 y 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=5\%$

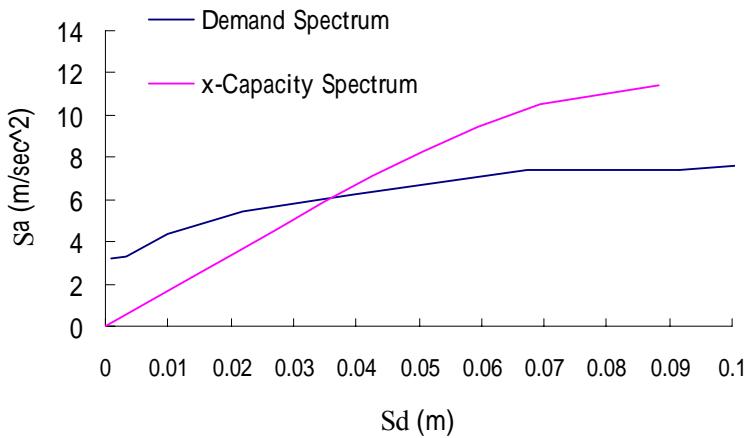


圖 4-47 No. 3 地震記錄 x 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=5\%$

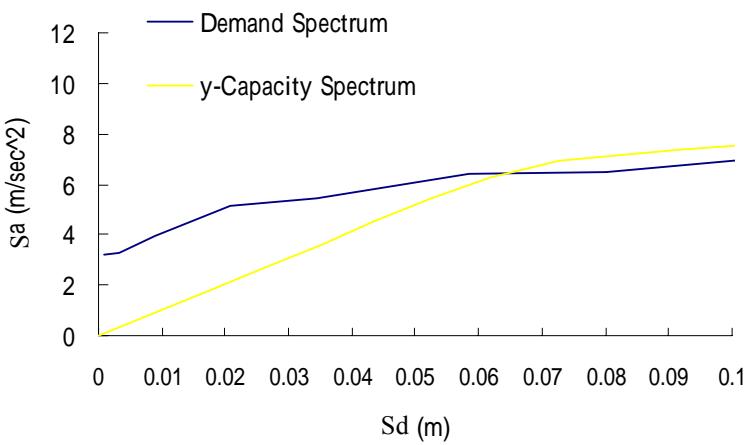


圖 4-48 No. 3 地震記錄 y 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=5\%$

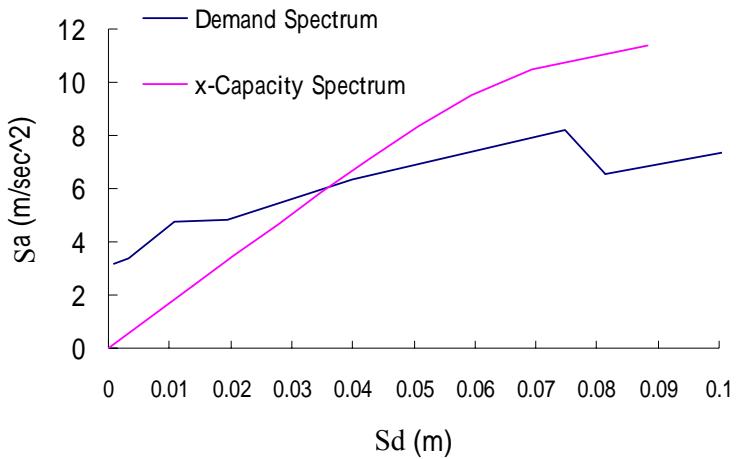


圖 4-49 No. 4 地震記錄 X 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=5\%$

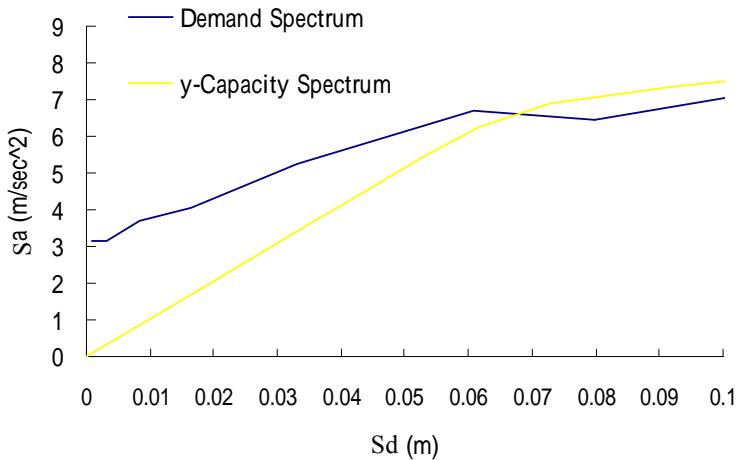


圖 4-50 No. 4 地震記錄 y 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=5\%$

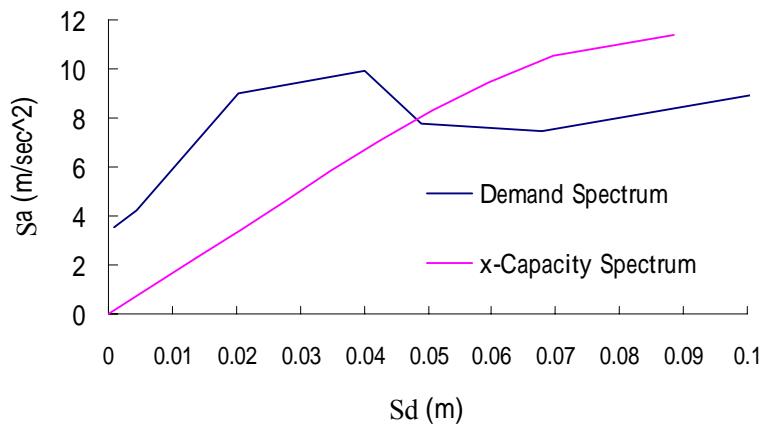


圖 4-51 No. 5 地震記錄 X 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=5\%$

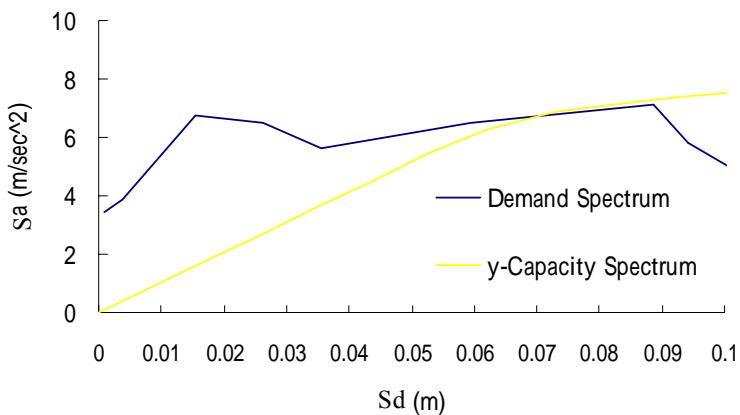


圖 4-52 No. 5 地震記錄 y 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=5\%$

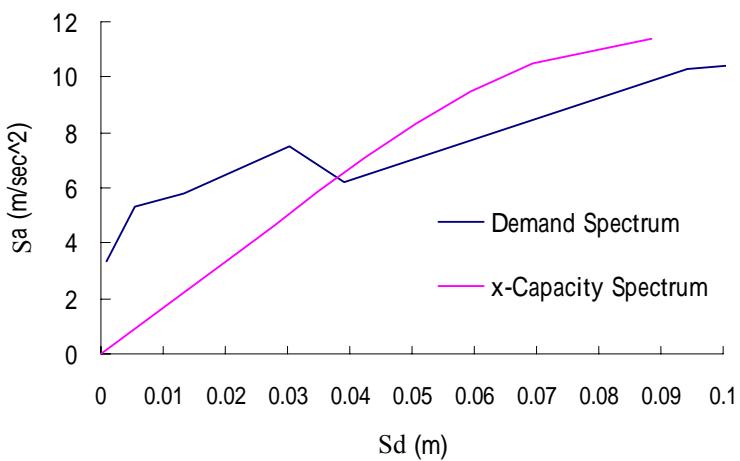


圖 4-53 No. 6 地震記錄 x 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=5\%$

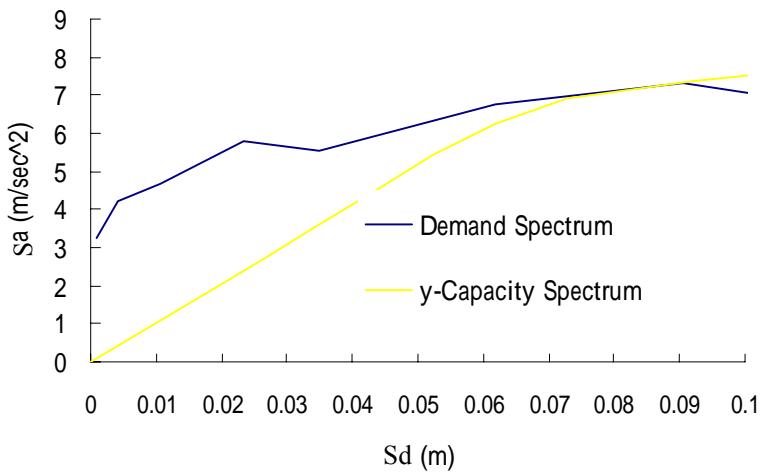


圖 4-54 No. 6 地震記錄 y 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=9.36\%$

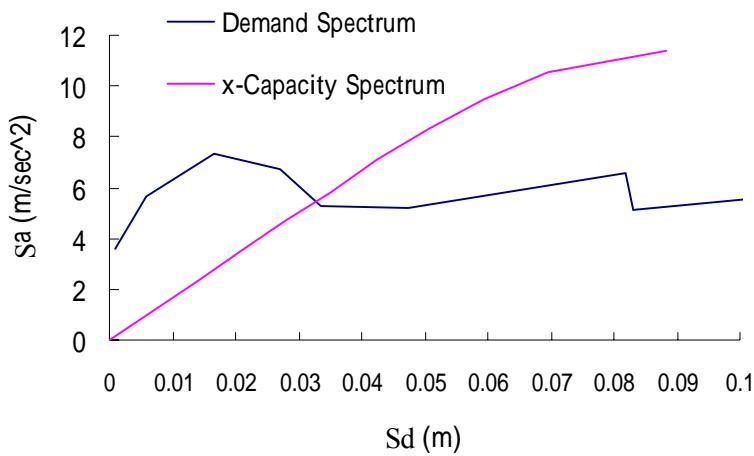


圖 4-55 No. 7 地震記錄 X 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=5\%$

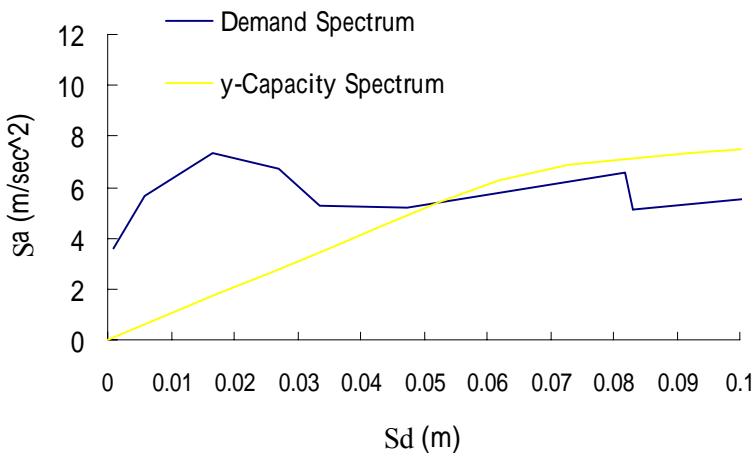


圖 4-56 No. 7 地震記錄 y 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=5\%$

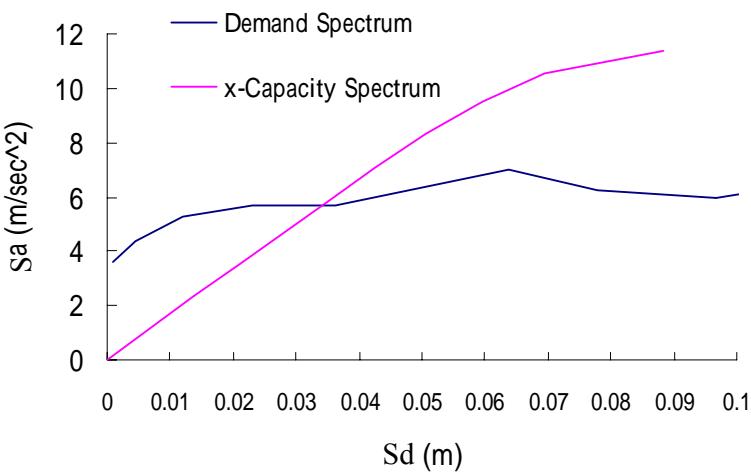


圖 4-57 No. 8 地震記錄 X 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=5\%$

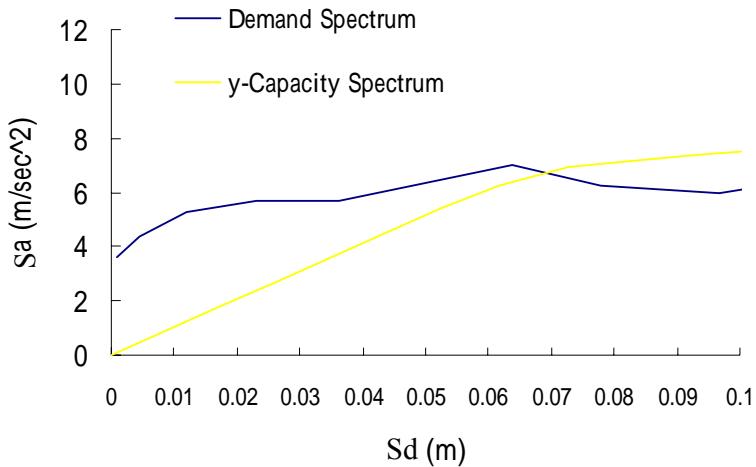


圖 4-58 No. 8 地震記錄 y 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=7.12\%$

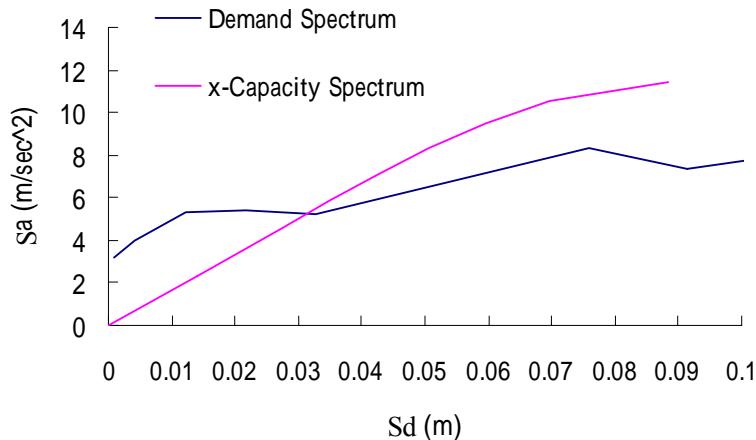


圖 4-59 No. 9 地震記錄 x 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=5\%$

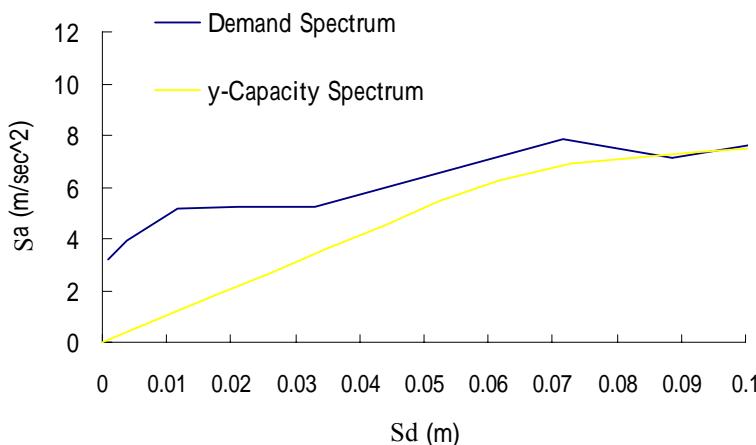


圖 4-60 No. 9 地震記錄 y 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=8.17\%$

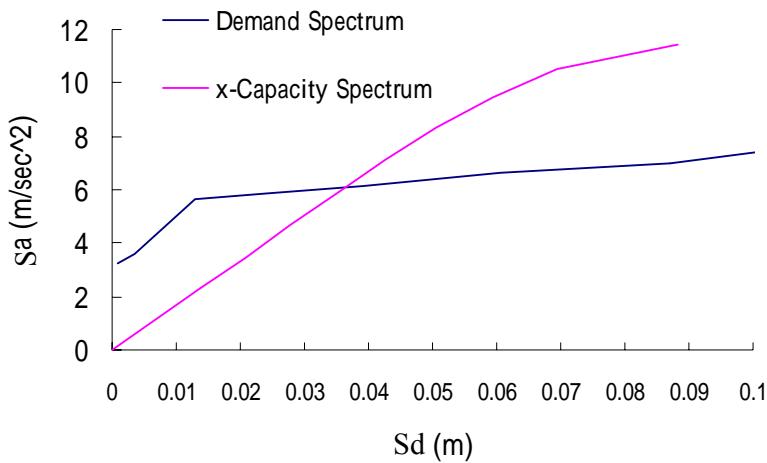


圖 4-61 No. 10 地震記錄 X 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=5\%$

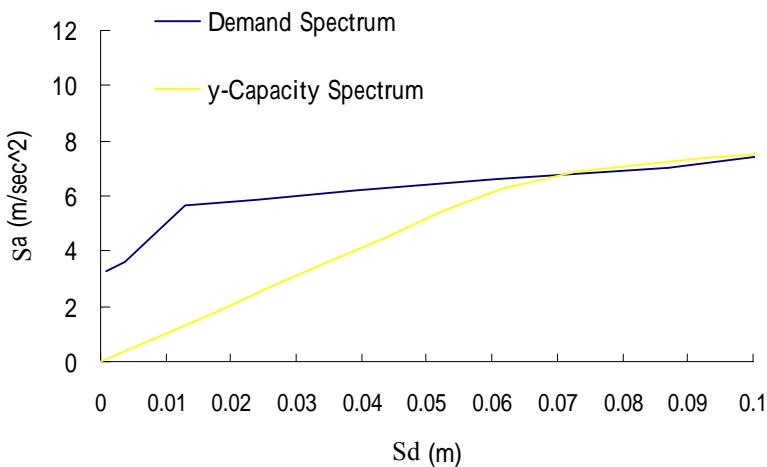


圖 4-62 No. 10 地震記錄 Y 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=6.64\%$

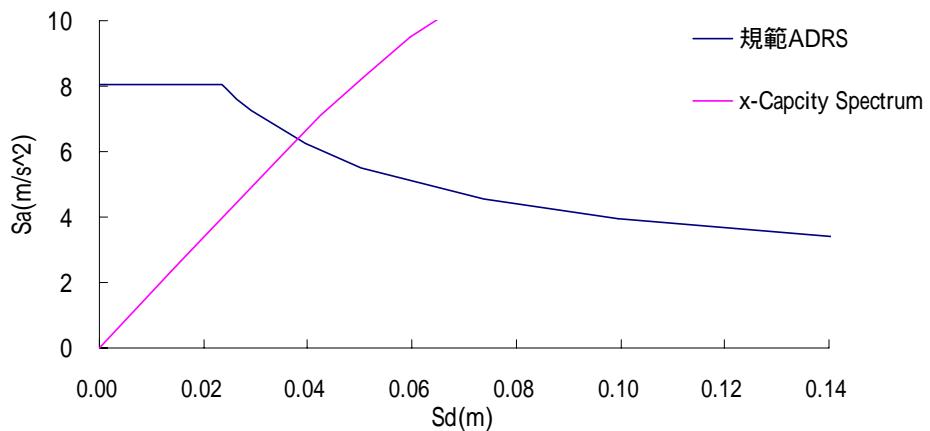


圖 4-63 規範 ADRS x 向功能績效交點(5%意外偏心)

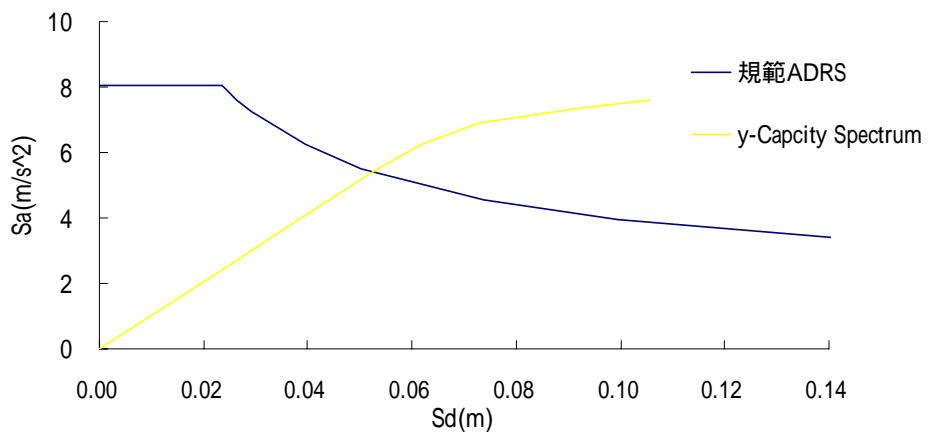


圖 4-64 規範 ADRS y 向功能績效交點(5%意外偏心)

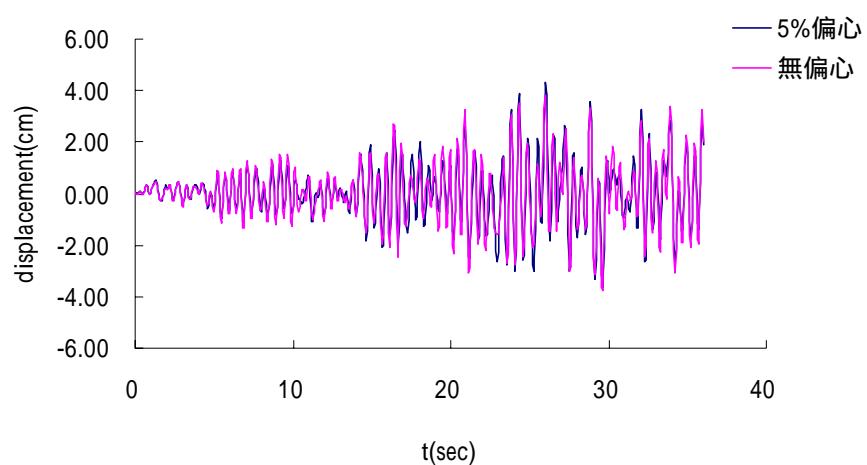


圖 4-65 No. 1 地震記錄 x 向頂層位移歷時

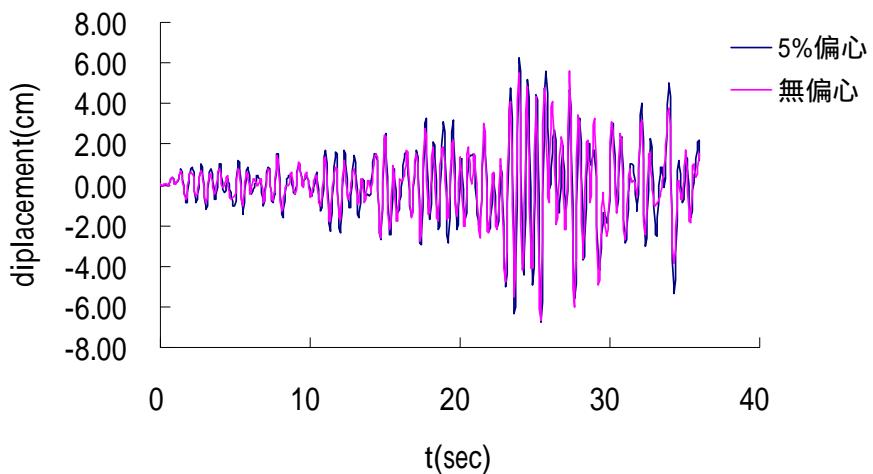


圖 4-66 No. 1 地震記錄 y 向頂層位移歷時

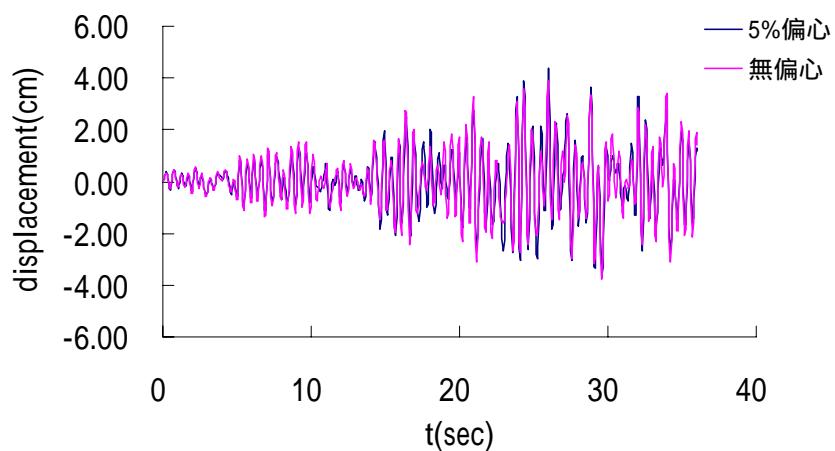


圖 4-67 No. 2 地震記錄 x 向頂層位移歷時

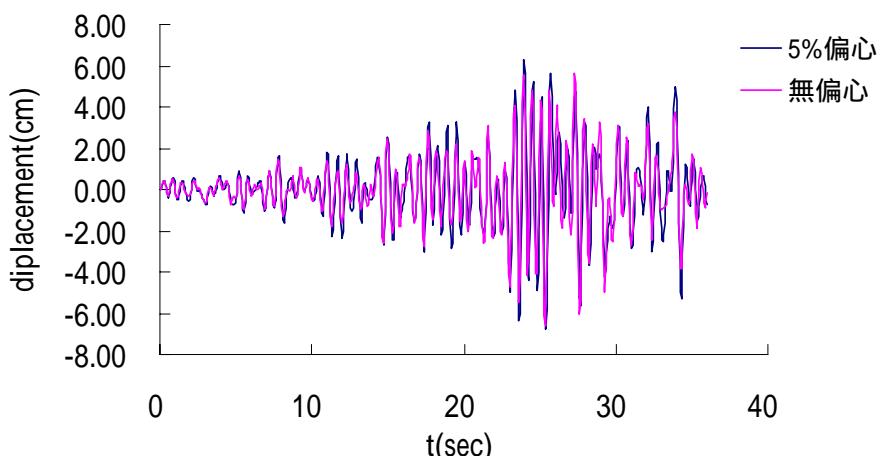


圖 4-68 No. 2 地震記錄 y 向頂層位移歷時

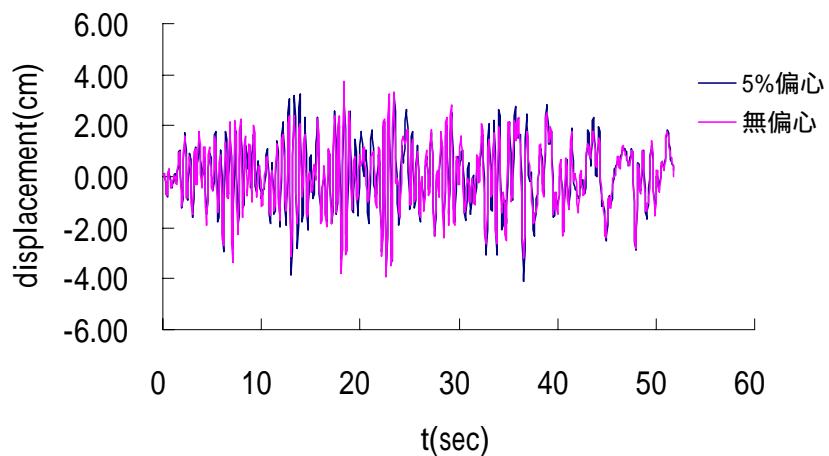


圖 4-69 No. 3 地震記錄 X 向頂層位移歷時

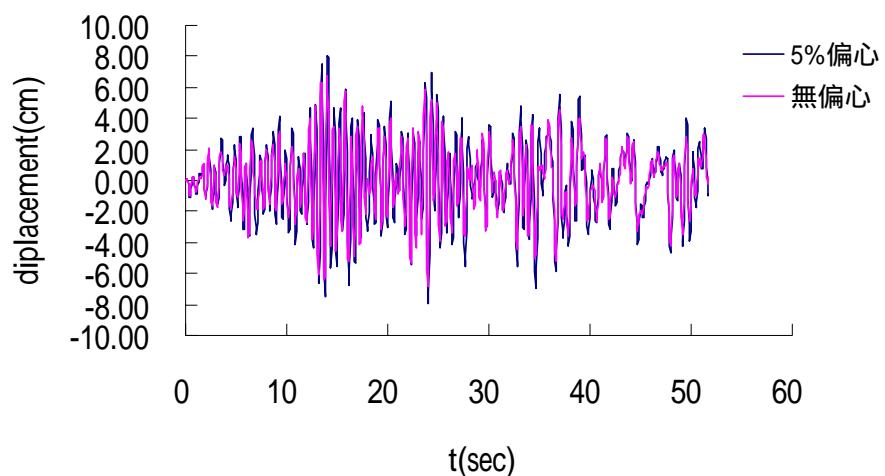


圖 4-70 No. 3 地震記錄 y 向頂層位移歷時

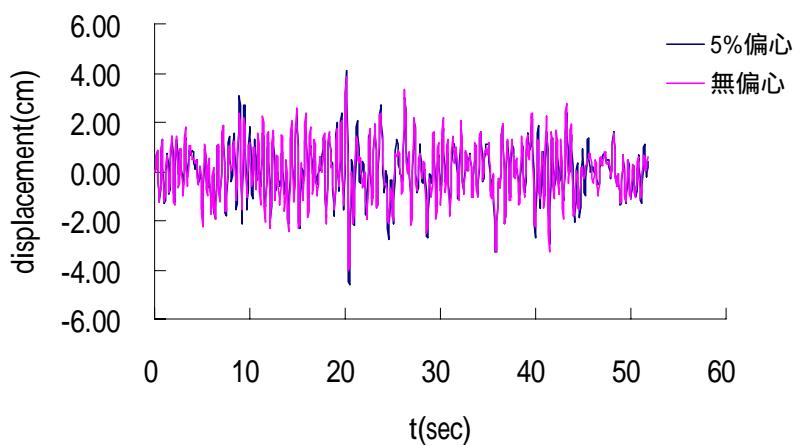


圖 4-71 No. 4 地震記錄 X 向頂層位移歷時

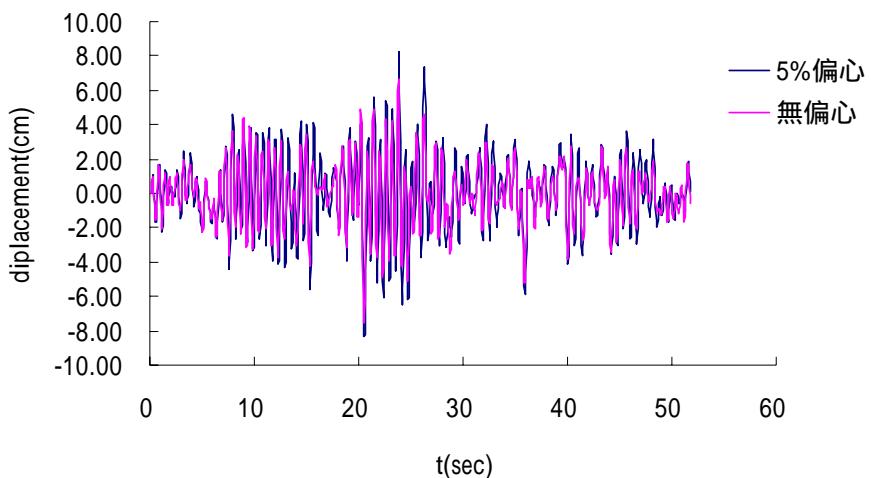


圖 4-72 No. 4 地震記錄 y 向頂層位移歷時

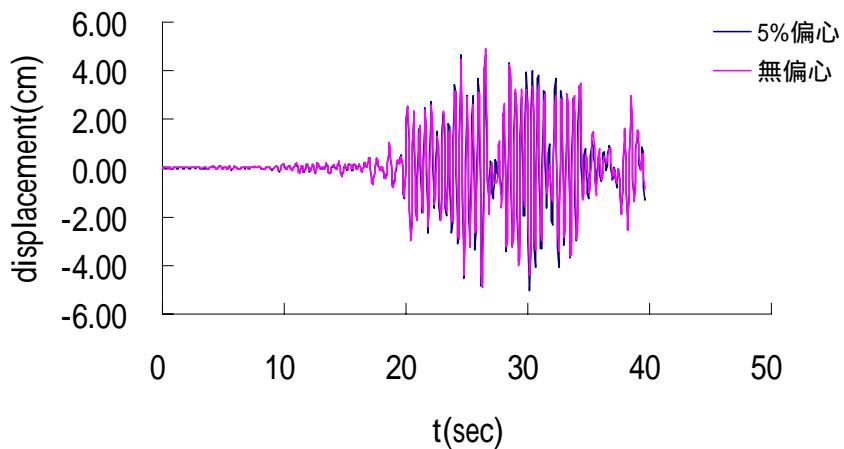


圖 4-73 No. 5 地震記錄 x 向頂層位移歷時

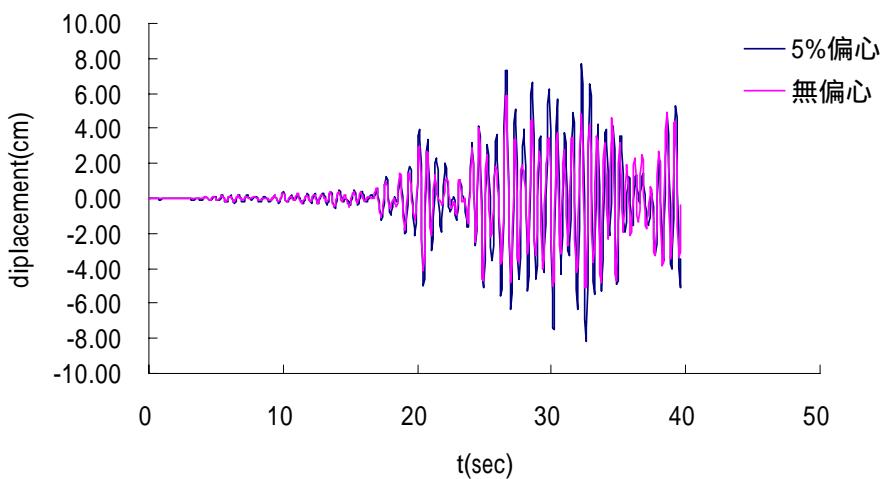


圖 4-74 No. 5 地震記錄 y 向頂層位移歷時

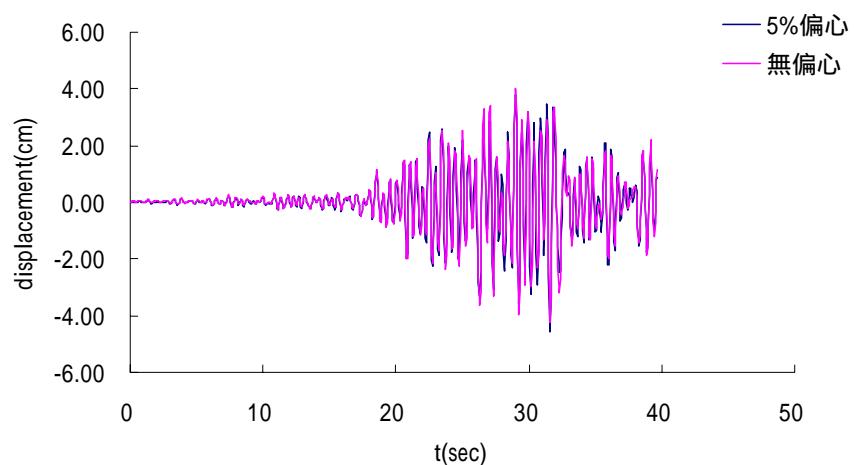


圖 4-75 No. 6 地震記錄 X 向頂層位移歷時

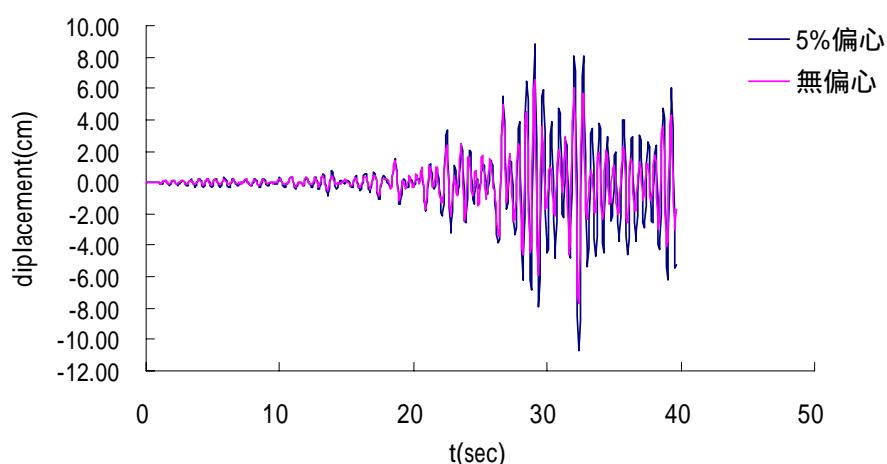


圖 4-76 No. 6 地震記錄 y 向頂層位移歷時

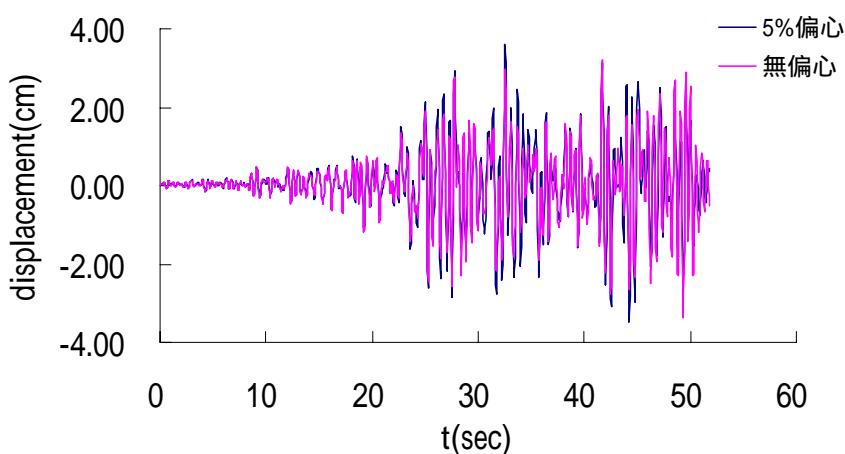


圖 4-77 No. 7 地震記錄 X 向頂層位移歷時

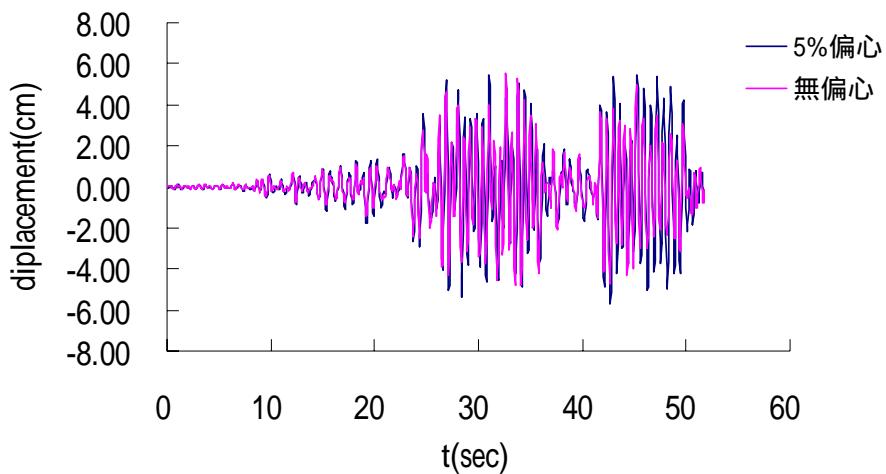


圖 4-78 No. 7 地震記錄 y 向頂層位移歷時

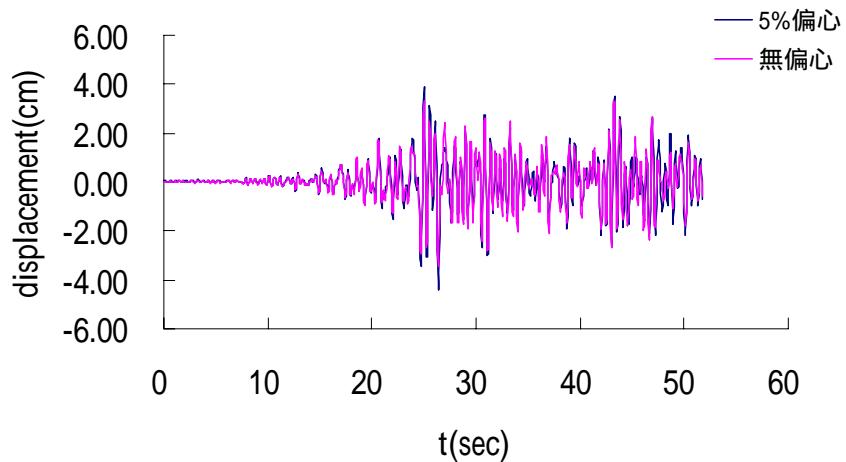


圖 4-79 No. 8 地震記錄 x 向頂層位移歷時

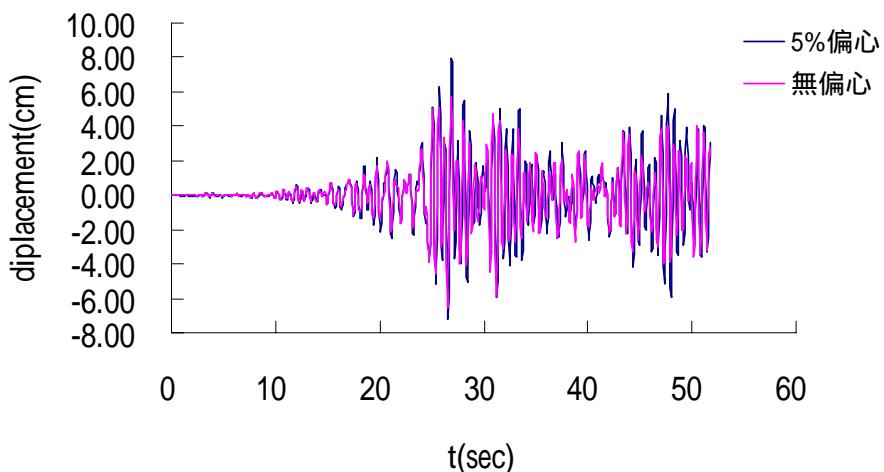


圖 4-80 No. 8 地震記錄 y 向頂層位移歷時

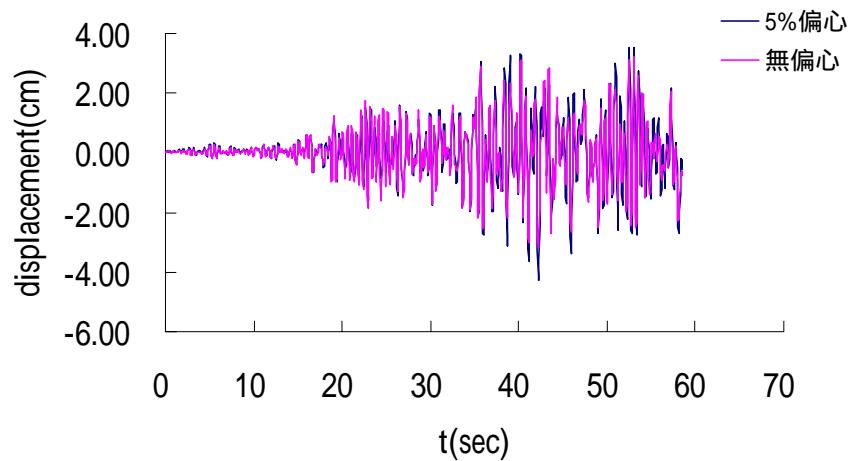


圖 4-81 No. 9 地震記錄 X 向頂層位移歷時

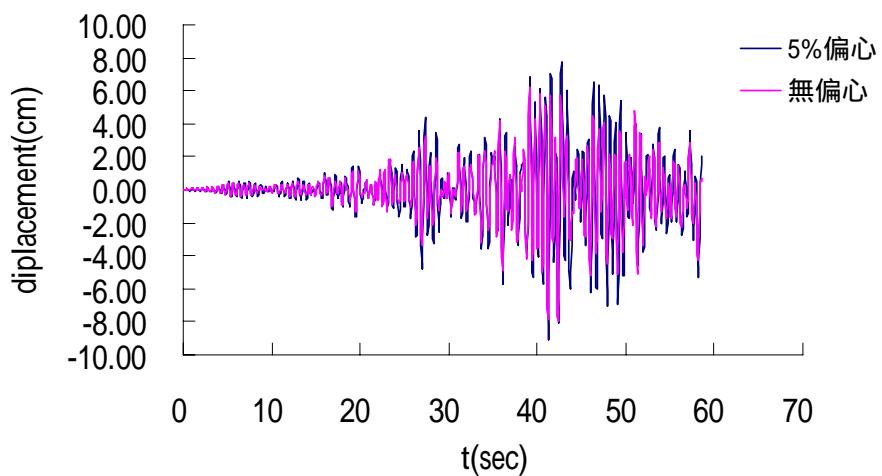


圖 4-82 No. 9 地震記錄 y 向頂層位移歷時

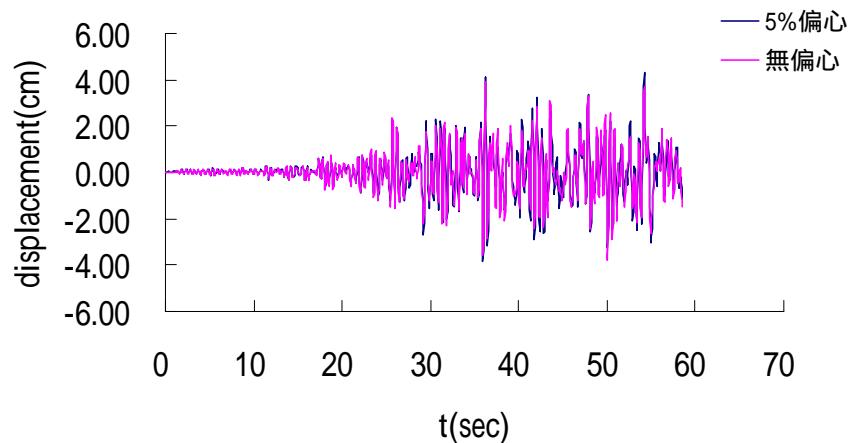


圖 4-83 No. 10 地震記錄 X 向頂層位移歷時

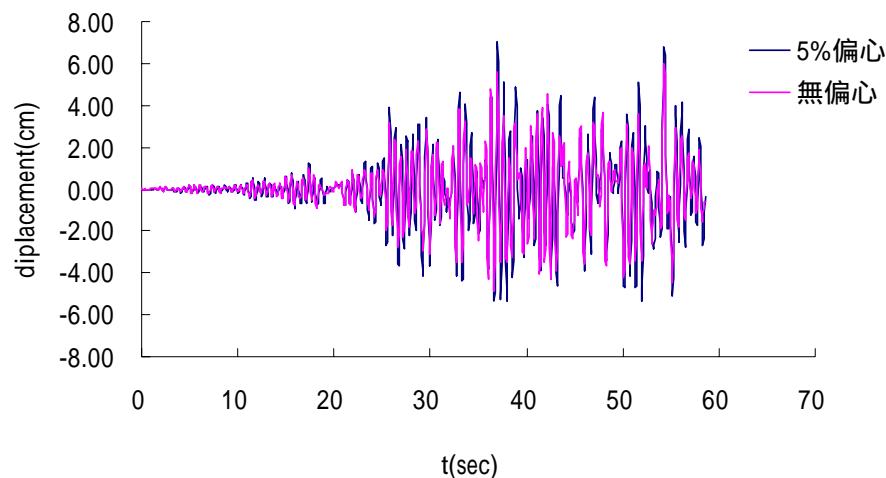


圖 4-84 No. 10 地震記錄 y 向頂層位移歷時

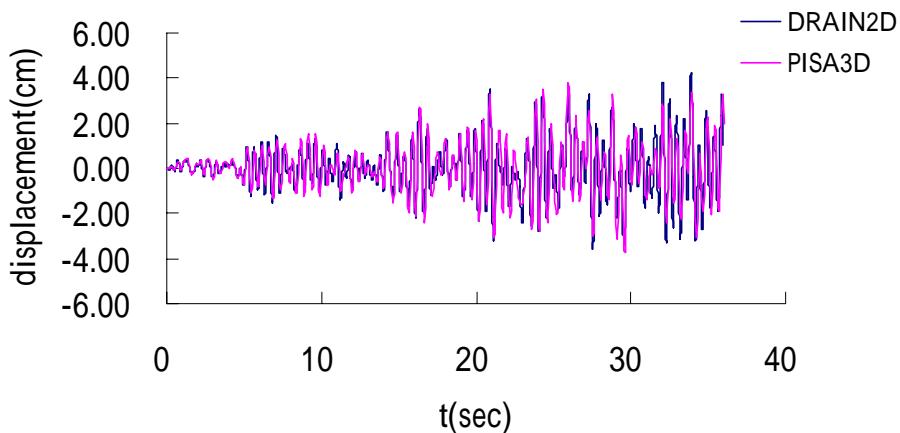


圖 4-85 No. 1 地震記錄 x 向頂層位移比較

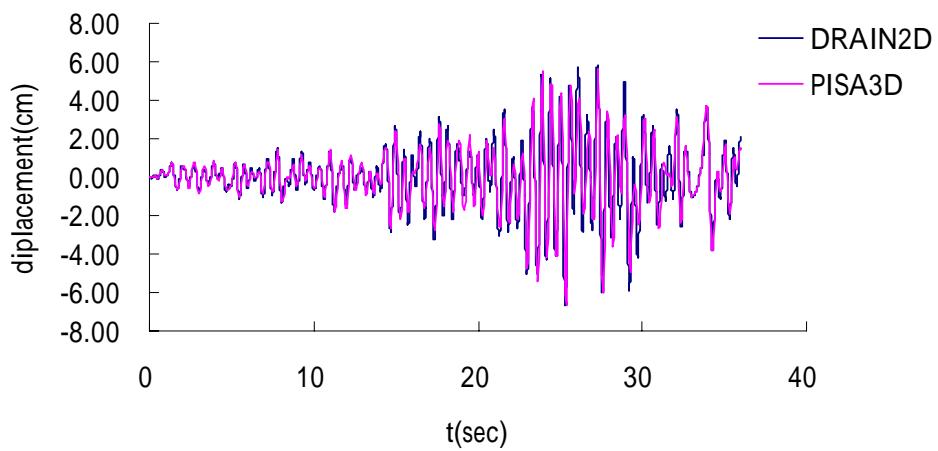


圖 4-86 No. 1 地震記錄 y 向頂層位移比較

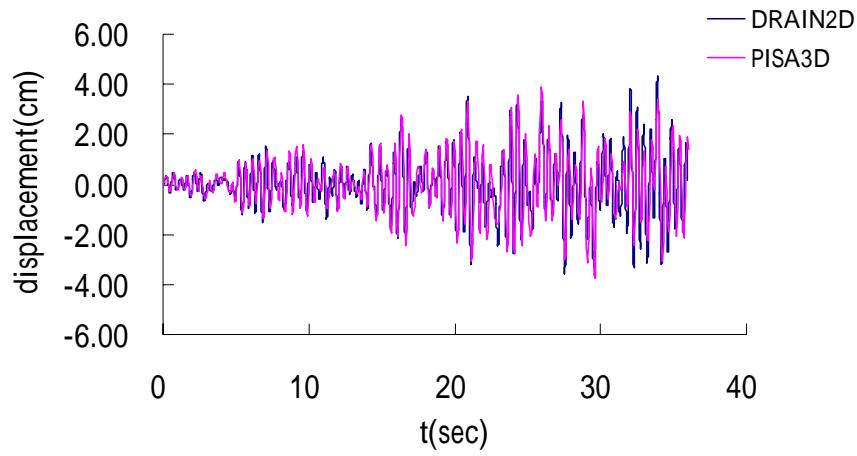


圖 4-87 No. 2 地震記錄 X 向頂層位移比較

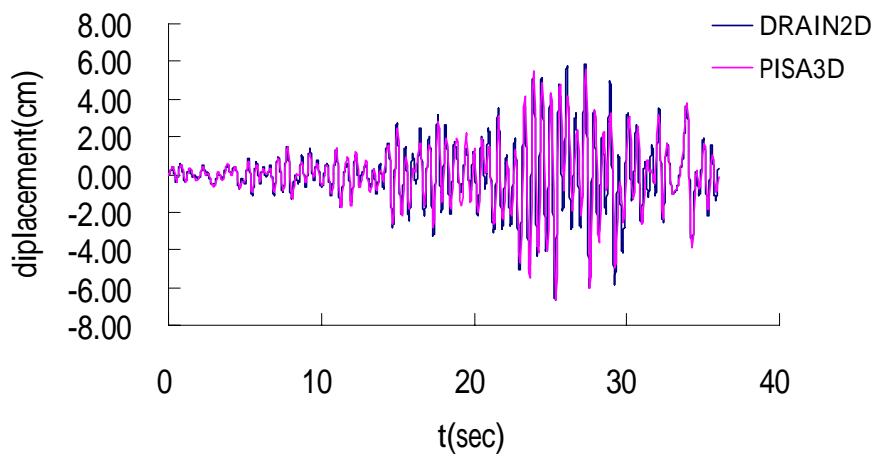


圖 4-88 No. 2 地震記錄 y 向頂層位移比較

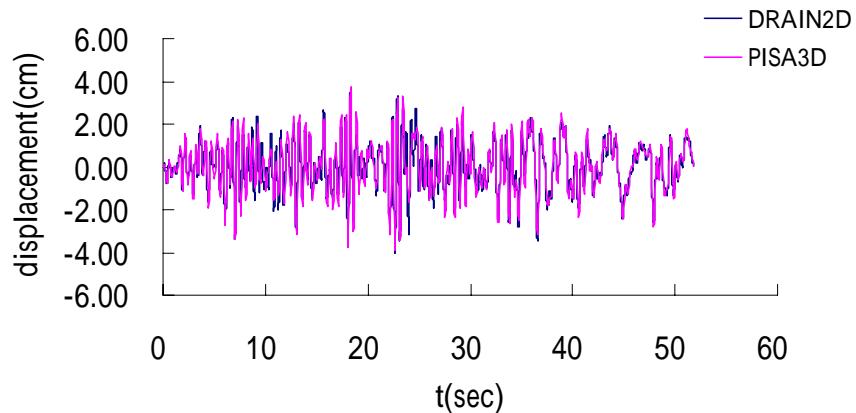


圖 4-89 No. 3 地震記錄 X 向頂層位移比較

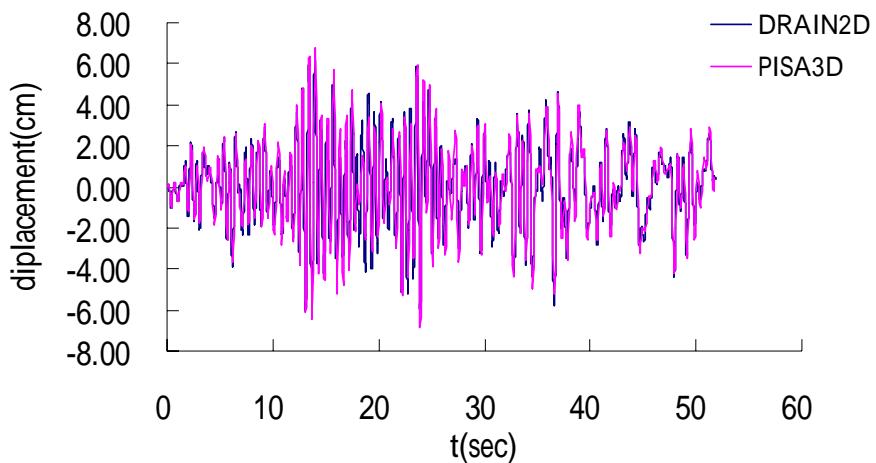


圖 4-90 No. 3 地震記錄 y 向頂層位移比較

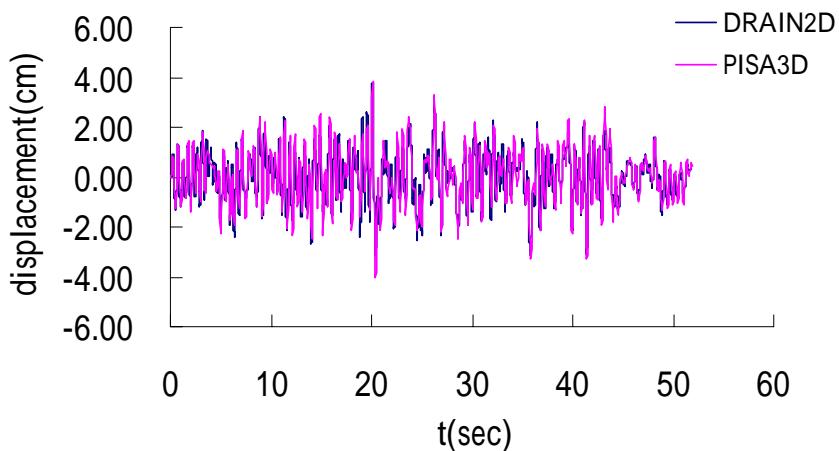


圖 4-91 No. 4 地震記錄 x 向頂層位移比較

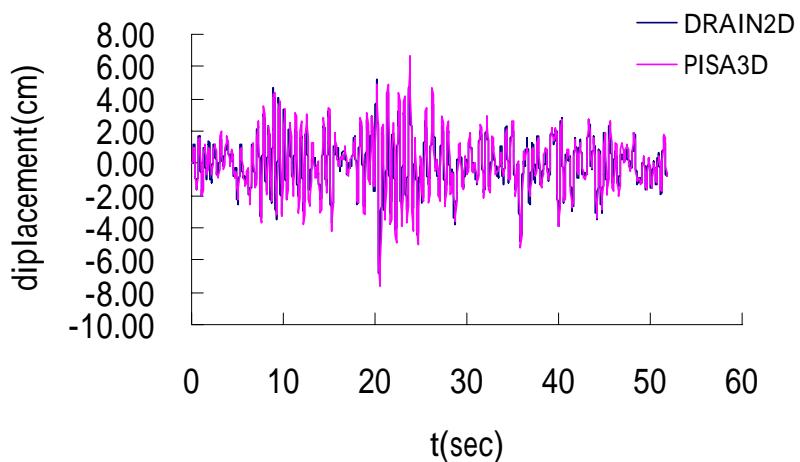


圖 4-92 No. 4 地震記錄 y 向頂層位移比較

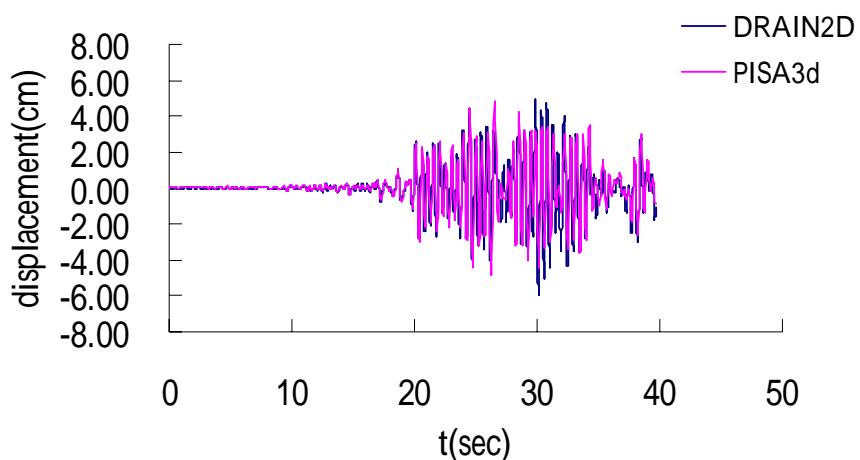


圖 4-93 No. 5 地震記錄 x 向頂層位移比較

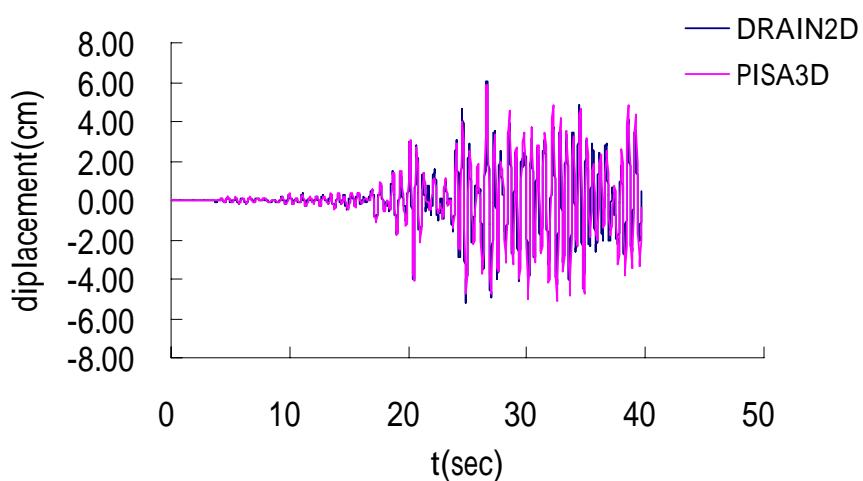


圖 4-94 No. 5 地震記錄 y 向頂層位移比較

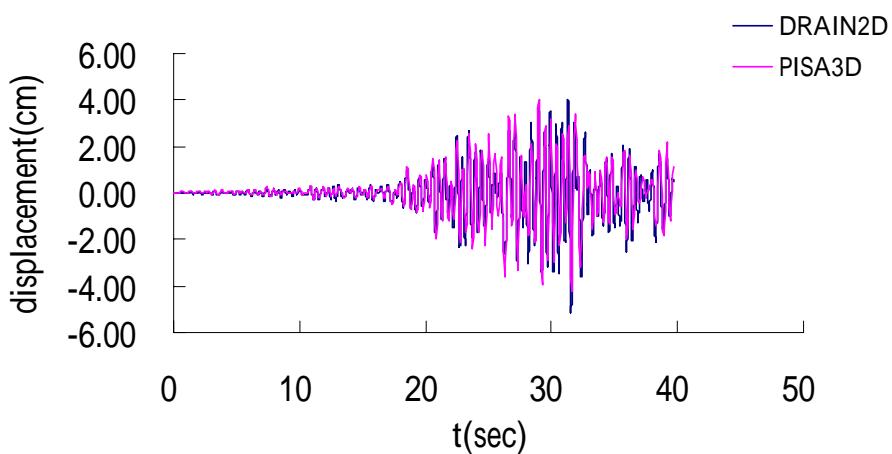


圖 4-95 No. 6 地震記錄 x 向頂層位移比較

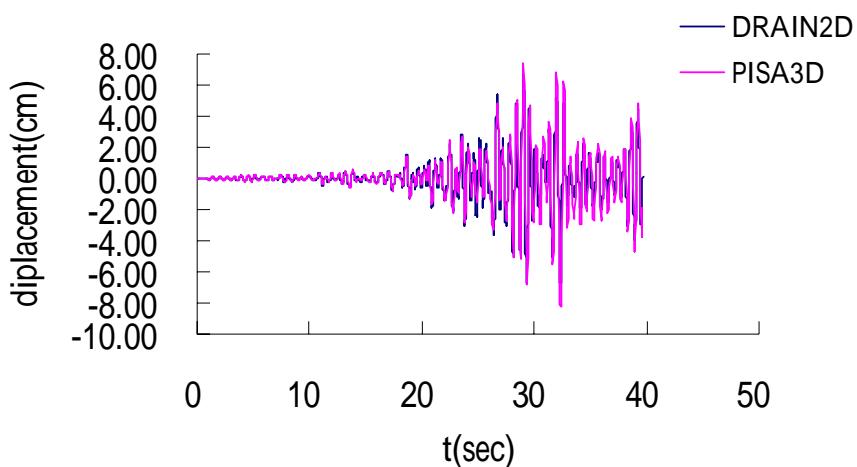


圖 4-96 No. 6 地震記錄 y 向頂層位移比較

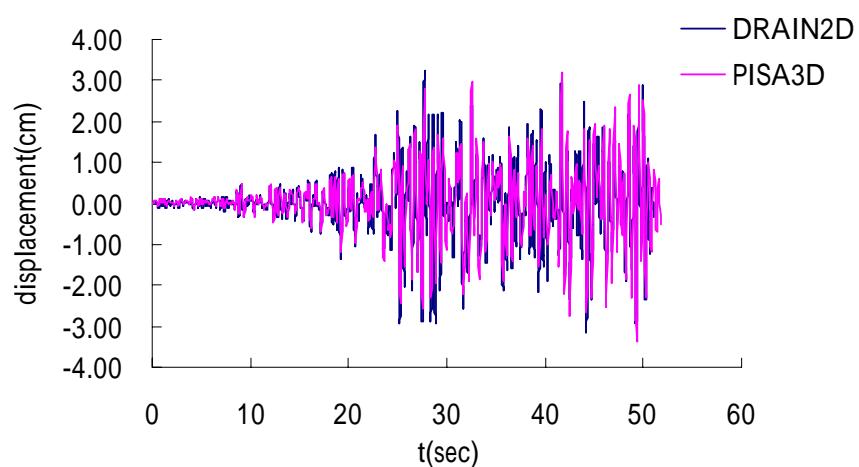


圖 4-97 No. 7 地震記錄 x 向頂層位移比較

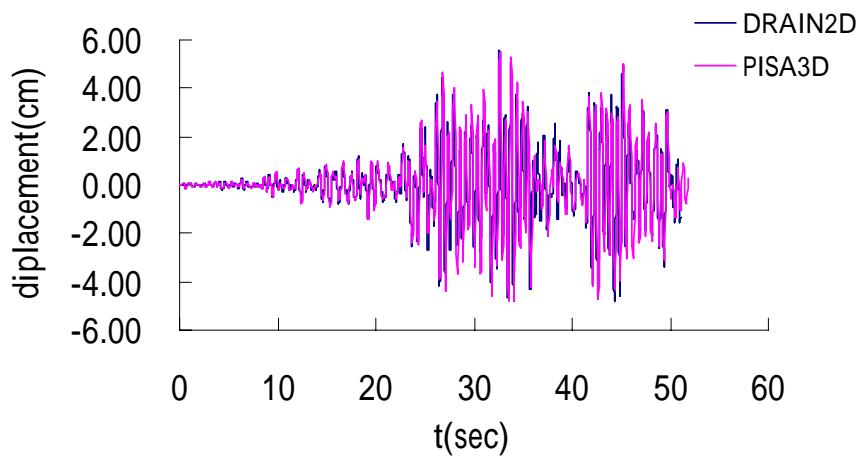


圖 4-98 No. 7 地震記錄 y 向頂層位移比較

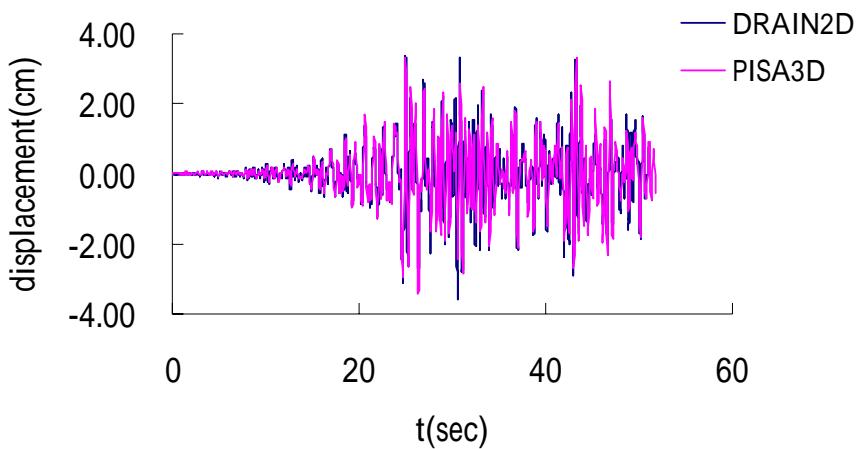


圖 4-99 No. 8 地震記錄 X 向頂層位移比較

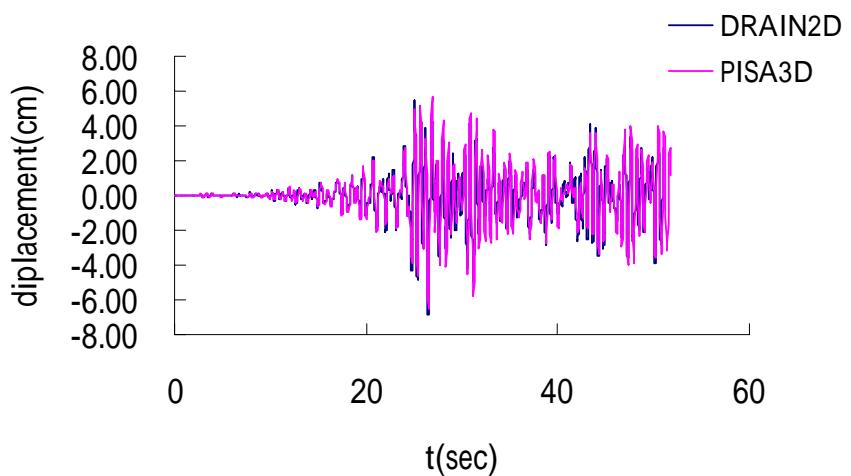


圖 4-100 No. 8 地震記錄 y 向頂層位移比較

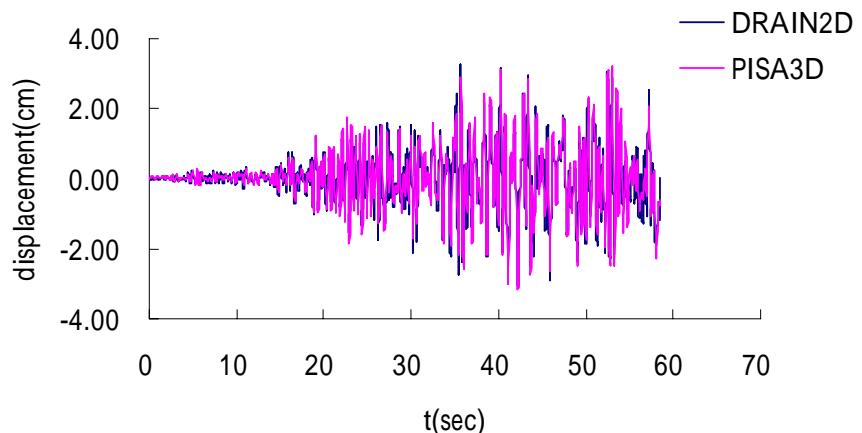


圖 4-101 No. 9 地震記錄 X 向頂層位移比較

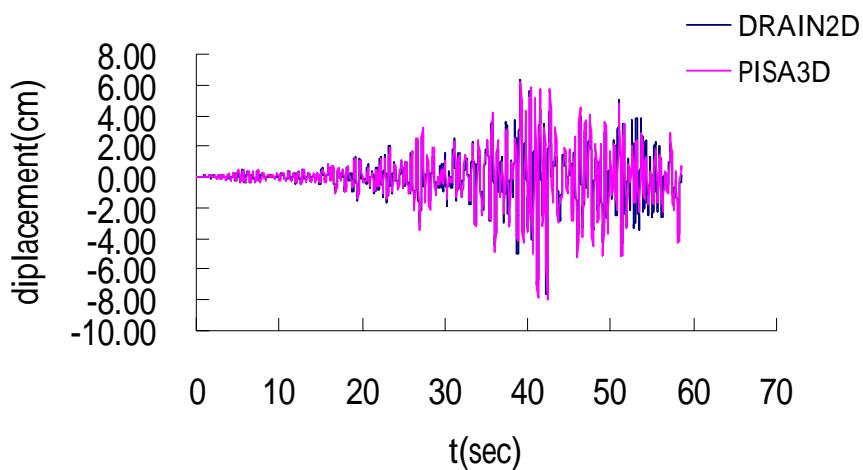


圖 4-102 No. 9 地震記錄 y 向頂層位移比較

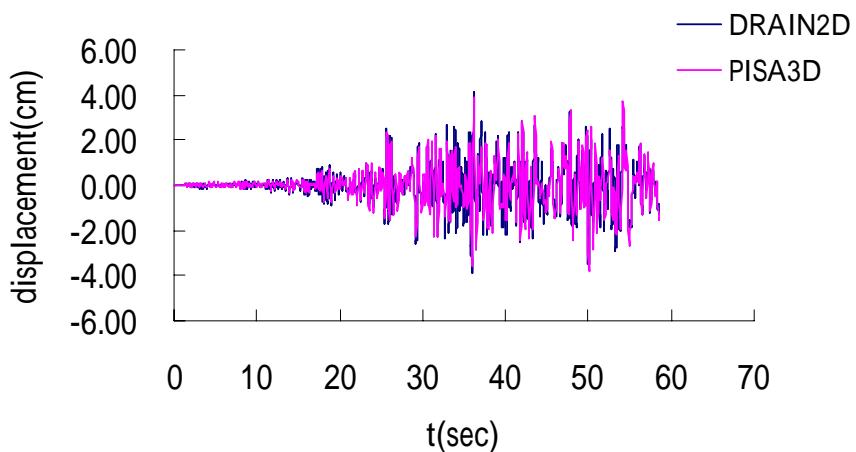


圖 4-103 No. 10 地震記錄 x 向頂層位移比較

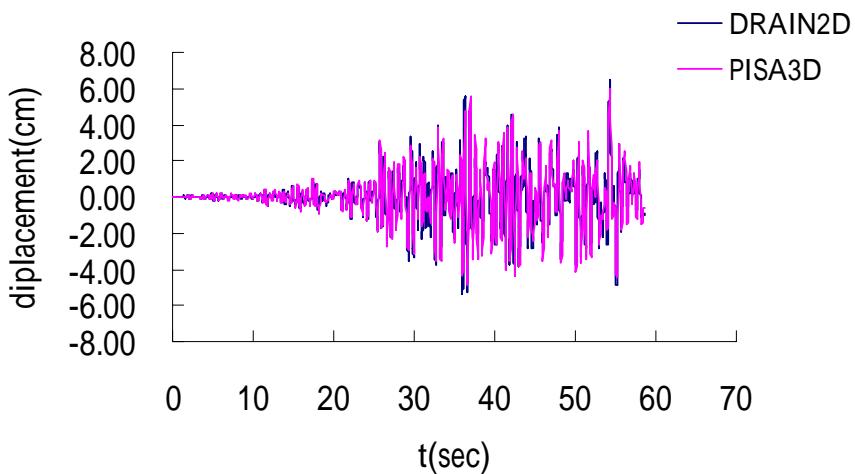


圖 4-104 No. 10 地震記錄 y 向頂層位移比較

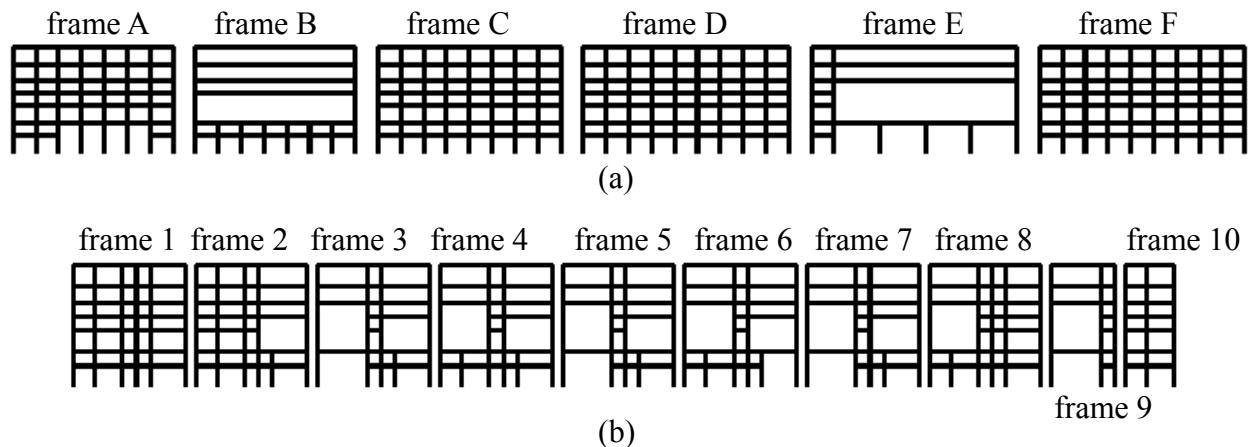


圖 4-105 7F DRAIN2D+結構模型 x 方向(a)及 y 方向(b)

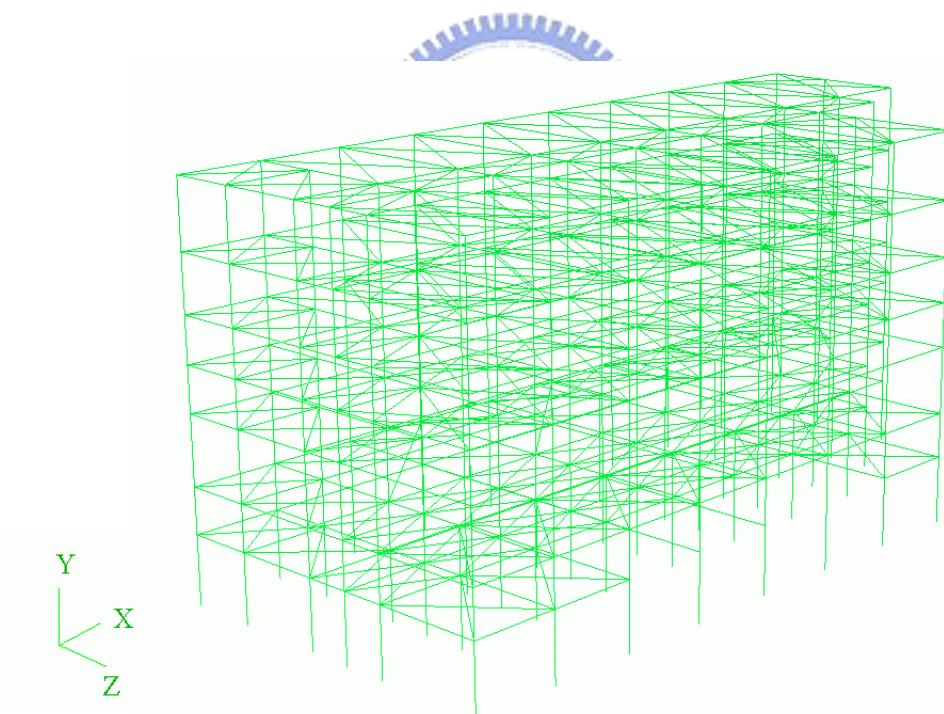


圖 4-106 7F PISA3D 結構模型

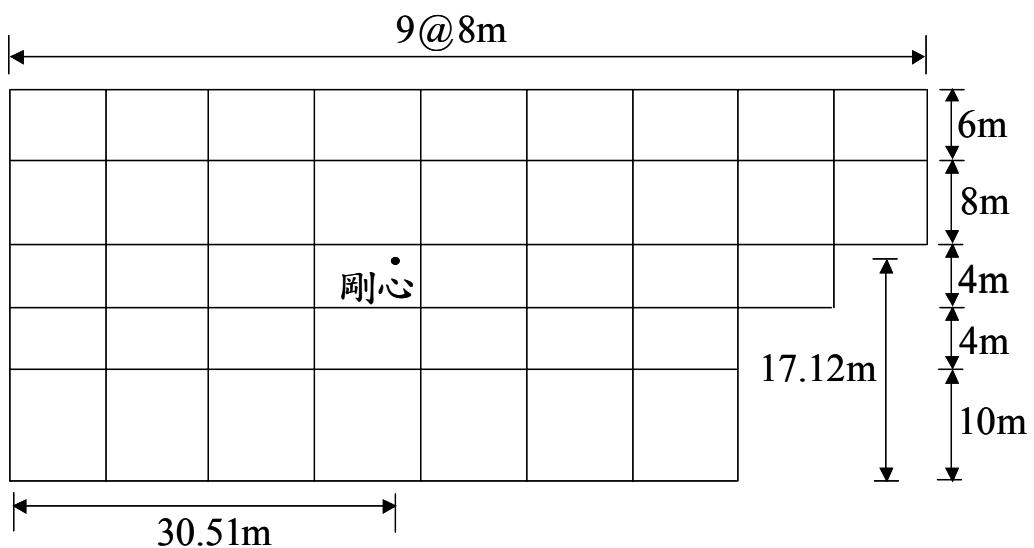


圖 4-107 7F 結構頂層平面示意圖

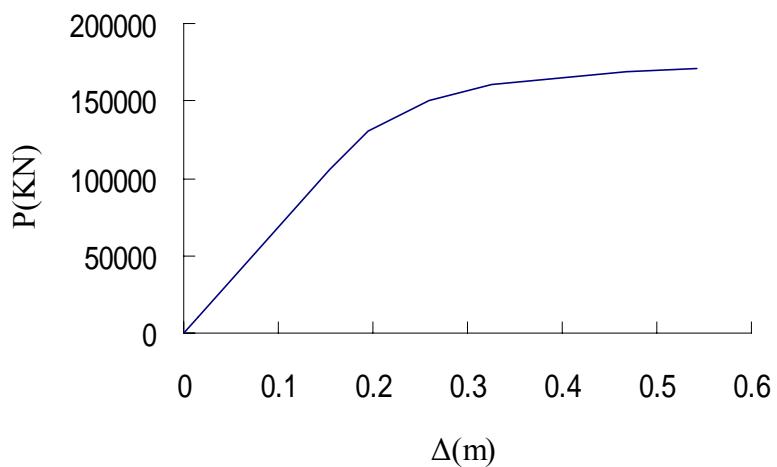


圖 4-108 7F 結構 X 向側推曲線

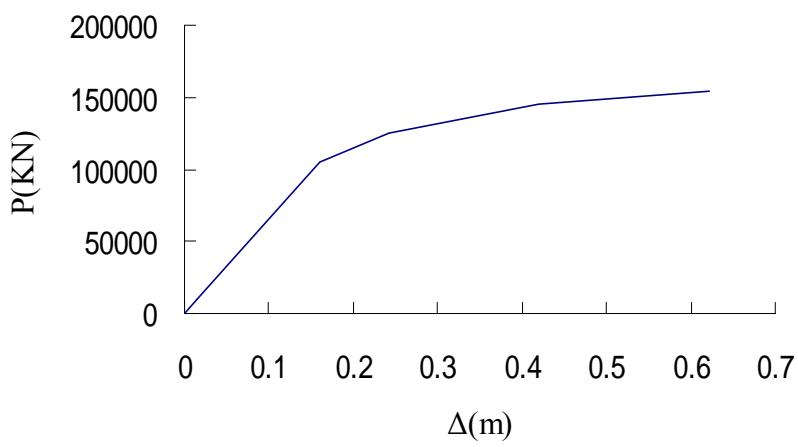


圖 4-109 7F 結構 y 向側推曲線

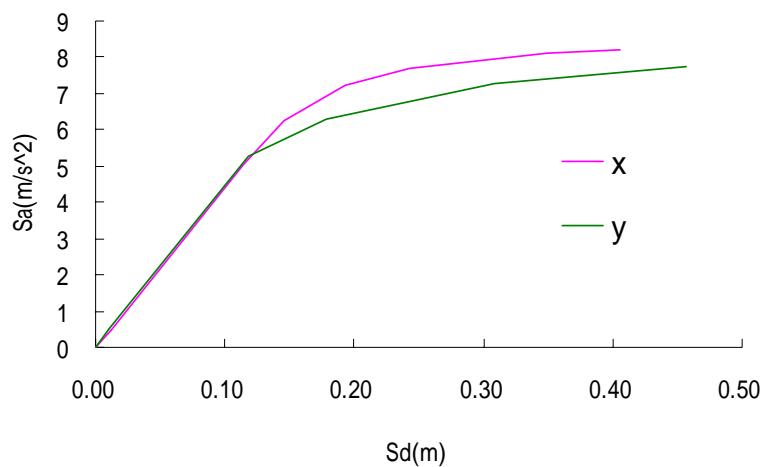


圖 4-110 7F 結構 X 向及 y 向容量譜

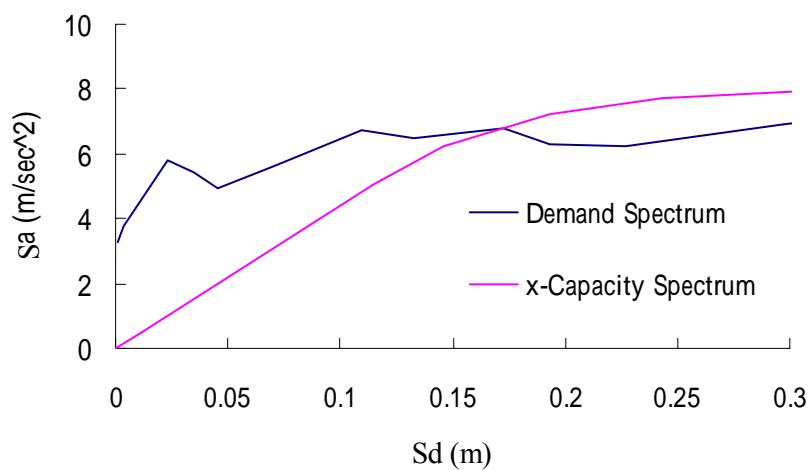


圖 4-111 No. 1 地震記錄 x 向功能績效交點 $\beta = 6.87\%$

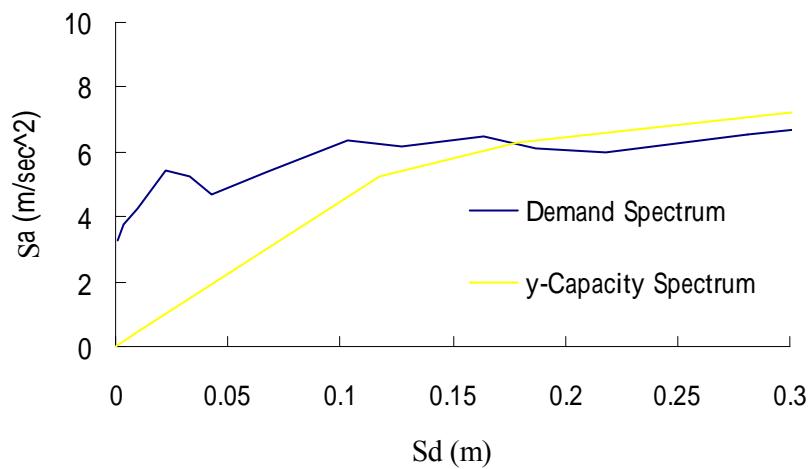


圖 4-112 No. 1 地震記錄 y 向功能績效交點 $\beta = 9.14\%$

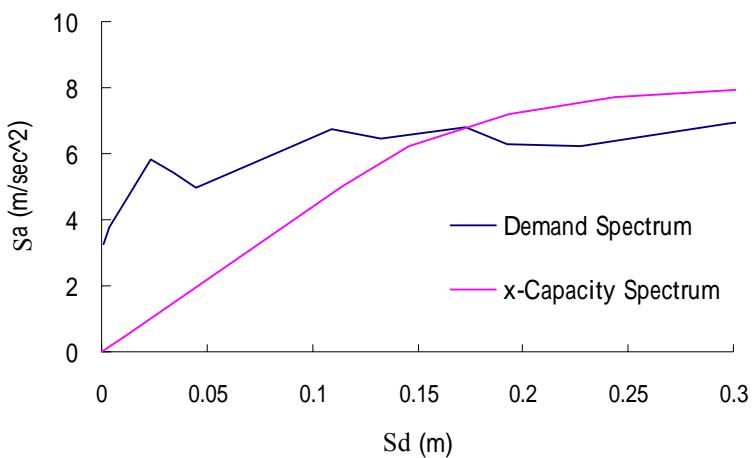


圖 4-113 No. 2 地震記錄 x 向功能績效交點 $\beta=5.94\%$

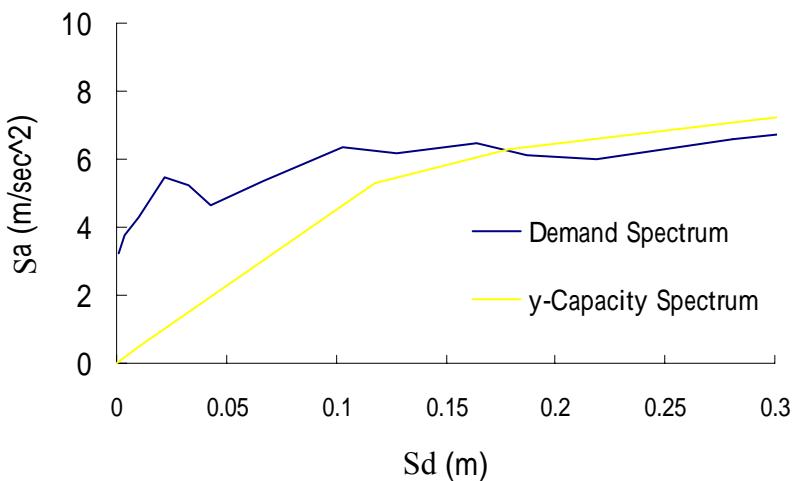


圖 4-114 No. 2 地震記錄 y 向功能績效交點 $\beta=11.1\%$

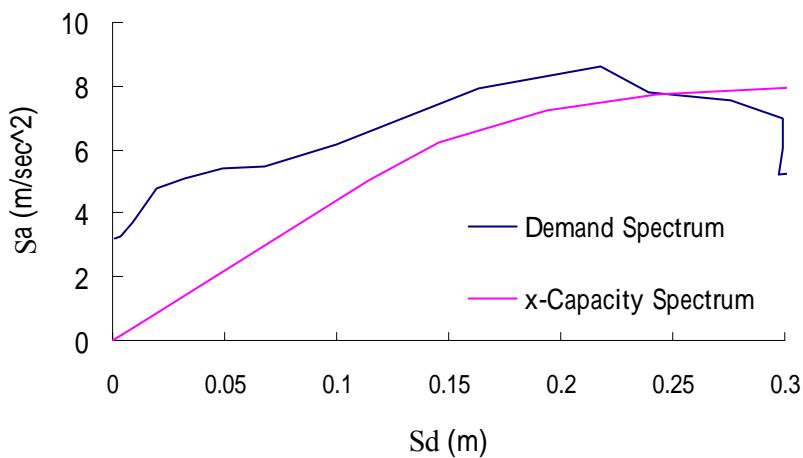


圖 4-115 No. 3 地震記錄 x 向功能績效交點 $\beta=12.3\%$

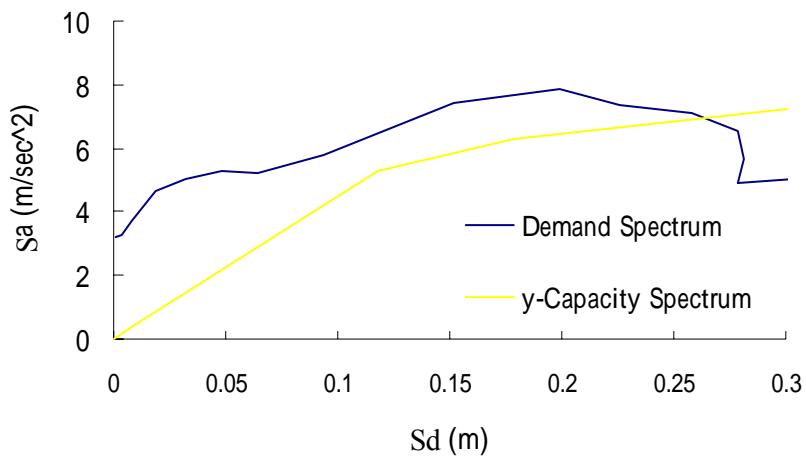


圖 4-116 No. 3 地震記錄 y 向功能績效交點 $\beta=18.1\%$

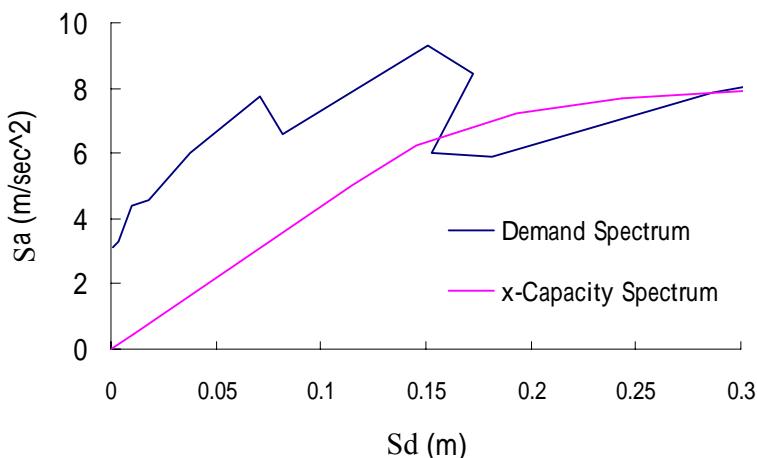


圖 4-117 No. 4 地震記錄 x 向功能績效交點 $\beta=5\%$

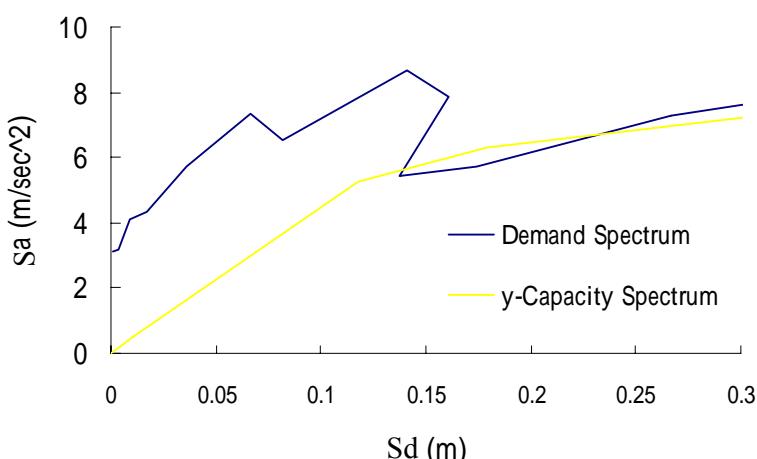


圖 4-118 No. 4 地震記錄 y 向功能績效交點 $\beta=5\%$

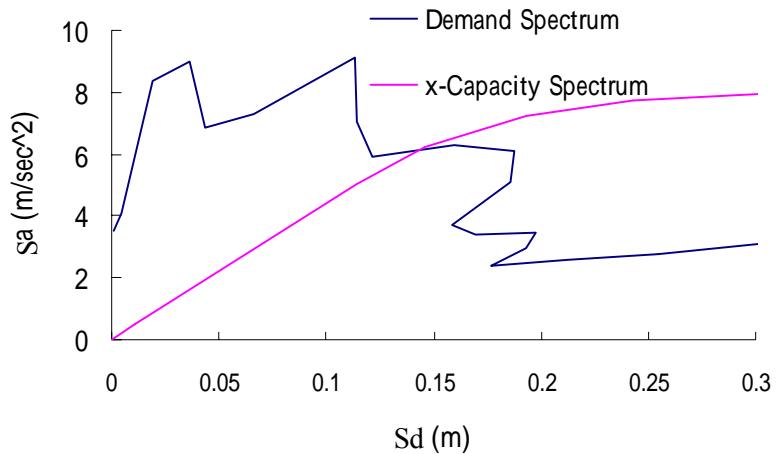


圖 4-119 No. 5 地震記錄 x 向功能績效交點 $\beta = 5\%$

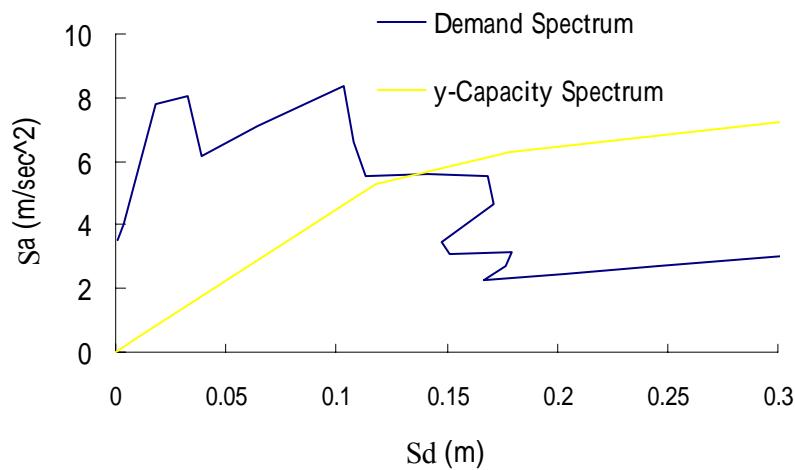


圖 4-120 No. 5 地震記錄 y 向功能績效交點 $\beta = 5\%$

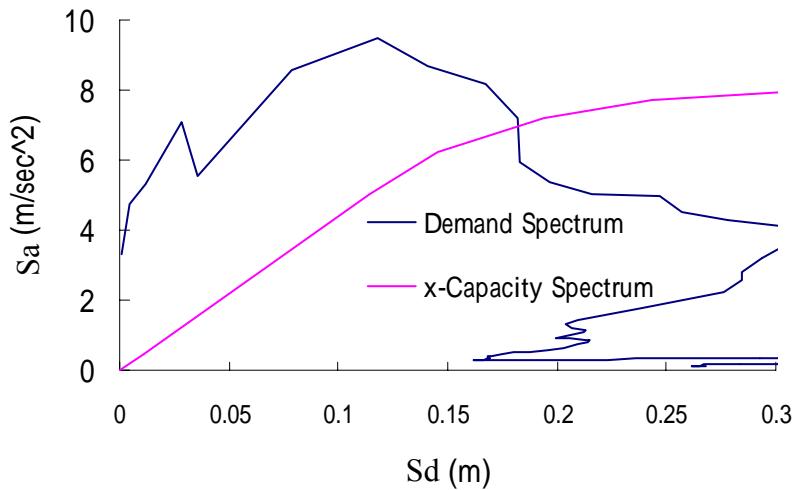


圖 4-121 No. 6 地震記錄 x 向功能績效交點 $\beta = 6.72\%$

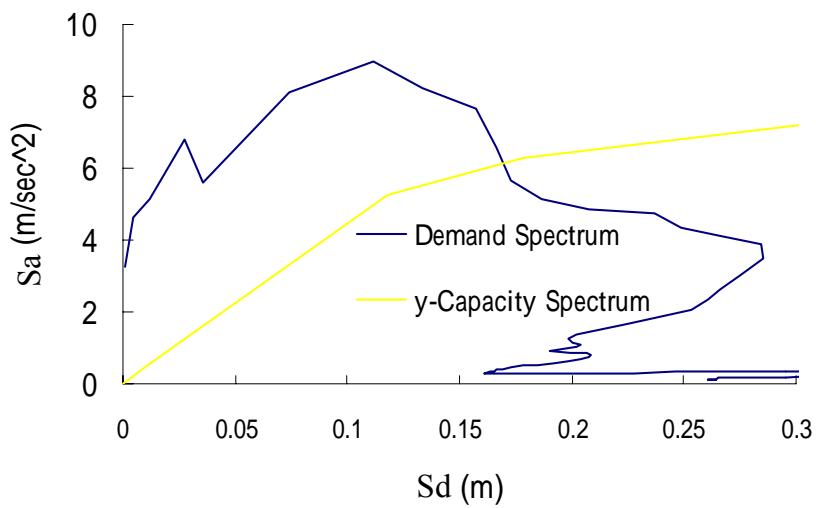


圖 4-122 No. 6 地震記錄 y 向功能績效交點 $\beta=8.94\%$

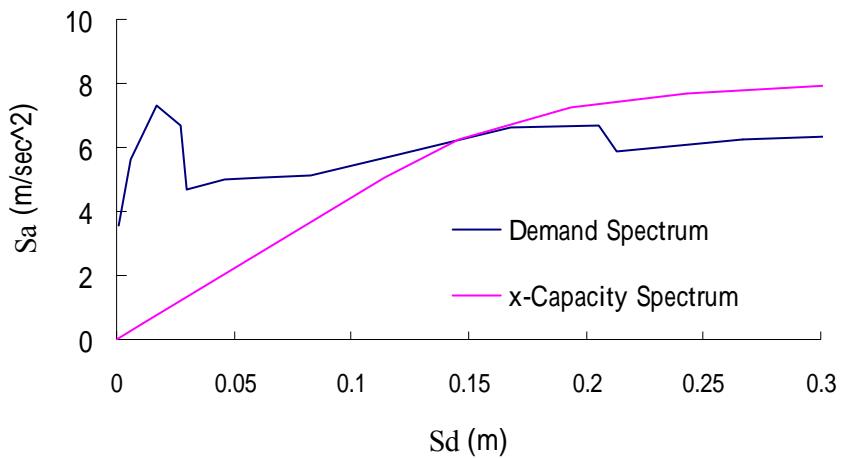


圖 4-123 No. 7 地震記錄 x 向功能績效交點 $\beta=5\%$

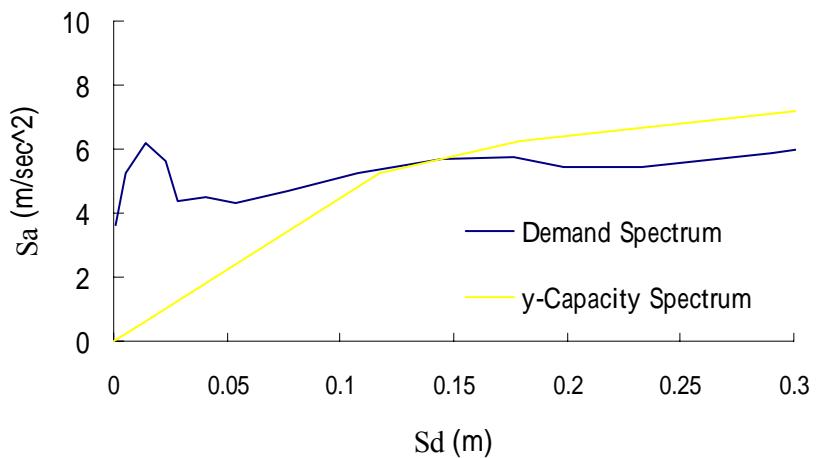


圖 4-124 No. 7 地震記錄 y 向功能績效交點 $\beta=5.59\%$

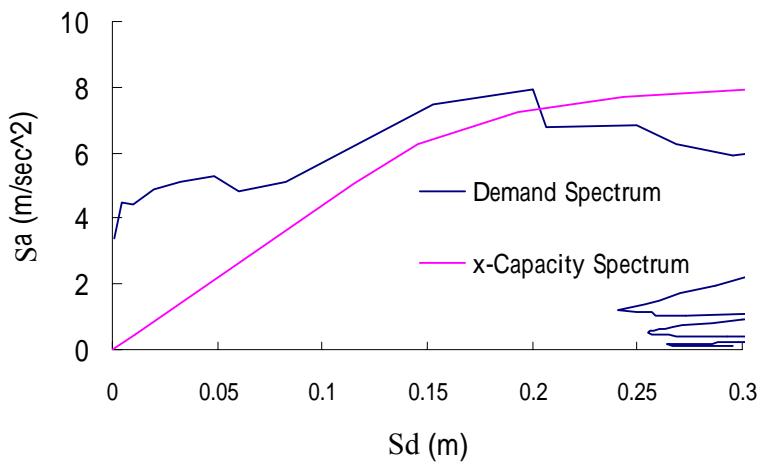


圖 4-125 No. 8 地震記錄 x 向功能績效交點 $\beta=7.89\%$

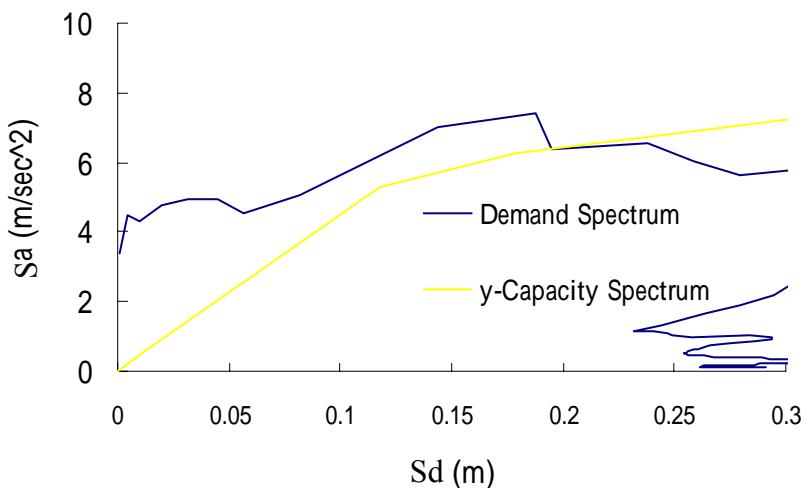


圖 4-126 No. 8 地震記錄 y 向功能績效交點 $\beta=11.4\%$

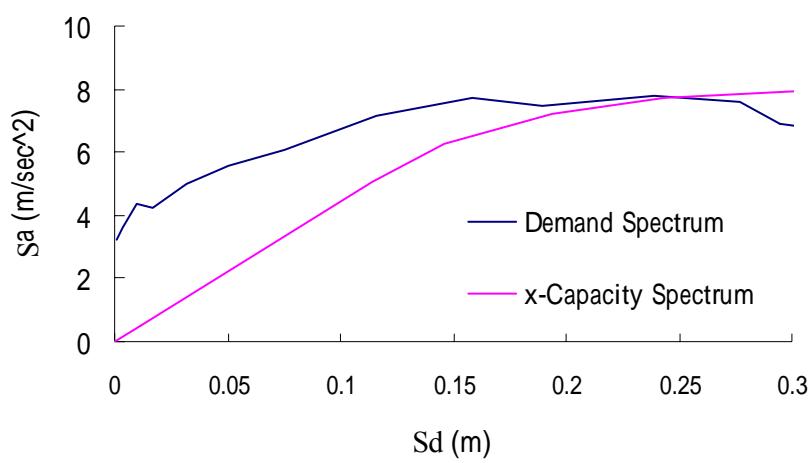


圖 4-127 No. 9 地震記錄 x 向功能績效交點 $\beta=14.2\%$

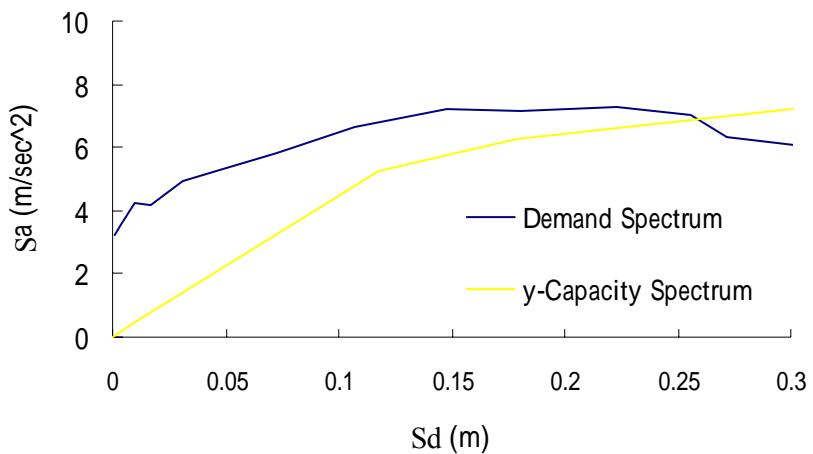


圖 4-128 No. 9 地震記錄 y 向功能績效交點 $\beta = 18.1\%$

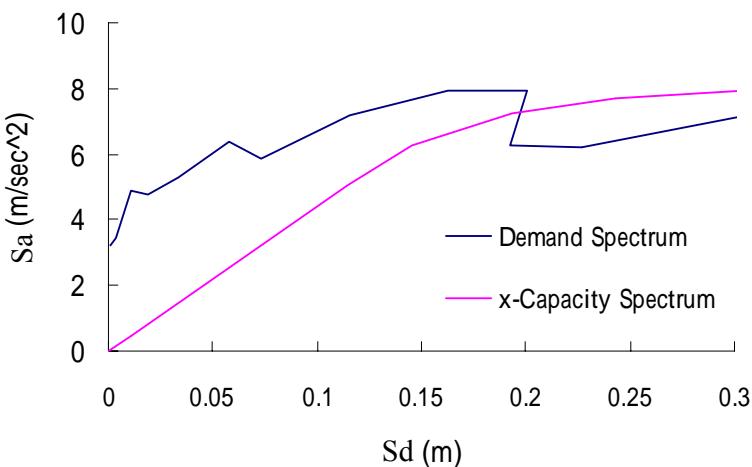


圖 4-129 No. 10 地震記錄 x 向功能績效交點 $\beta = 7.12\%$

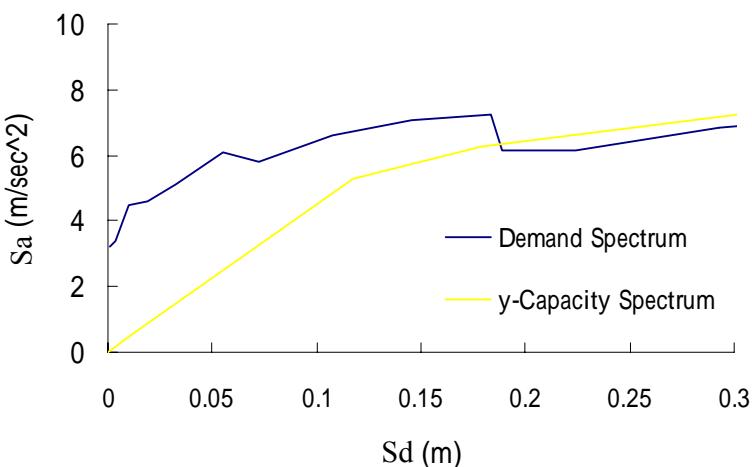


圖 4-130 No. 10 地震記錄 y 向功能績效交點 $\beta = 9.01\%$

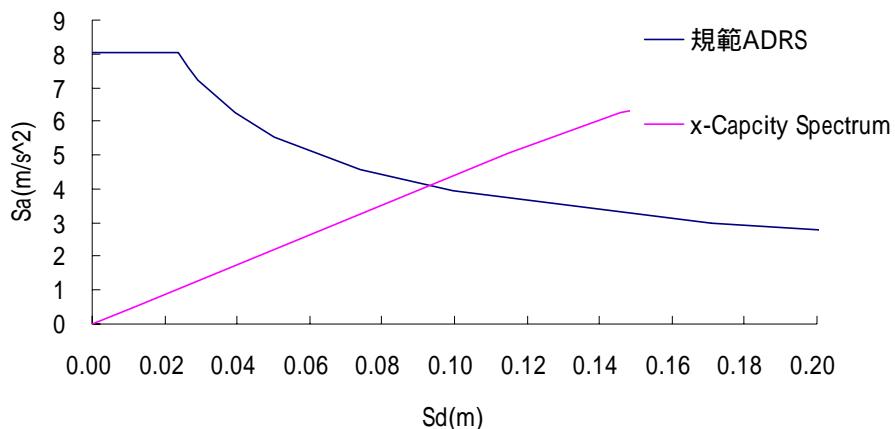


圖 4-131 規範 ADRS x 向功能績效交點

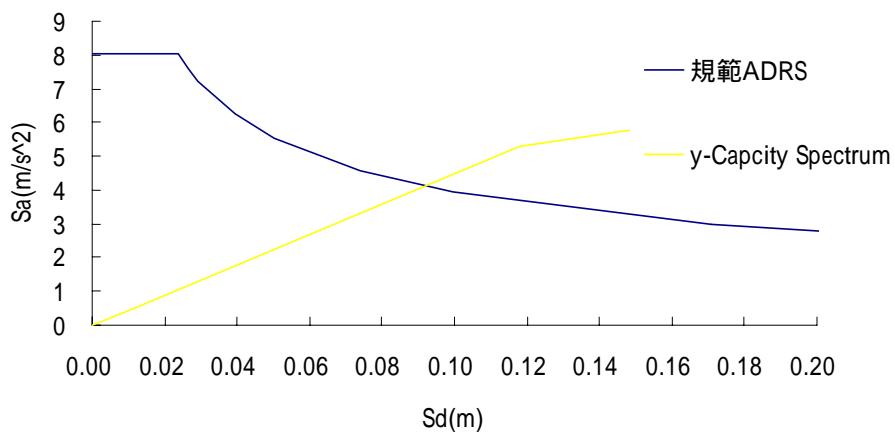


圖 4-132 規範 ADRS y 向功能績效交點

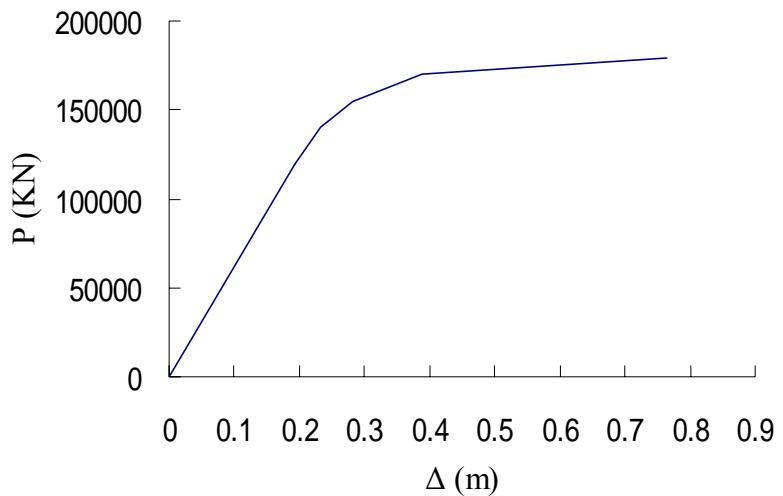


圖 4-133 7F 結構 X 向側推曲線(5%意外偏心)

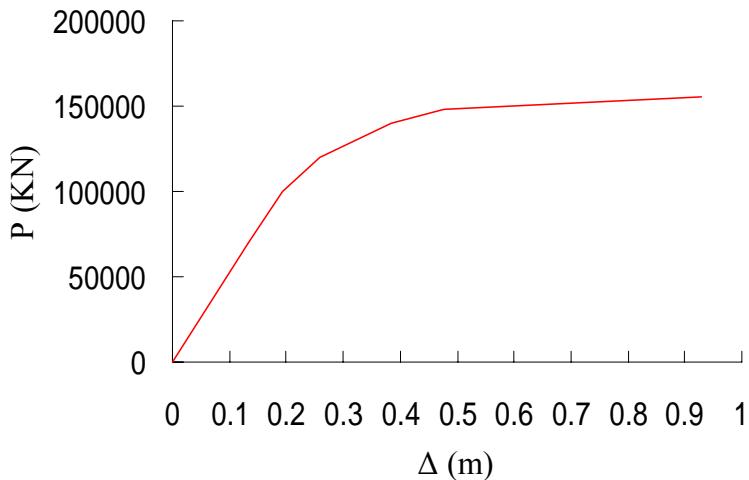


圖 4-134 7F 結構 y 向側推曲線(5%意外偏心)

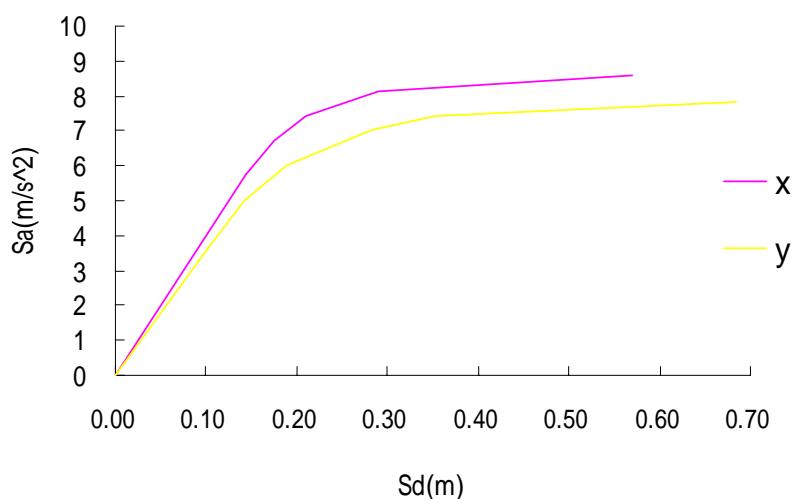


圖 4-135 7F 結構 x 向及 y 向容量譜(5%意外偏心)

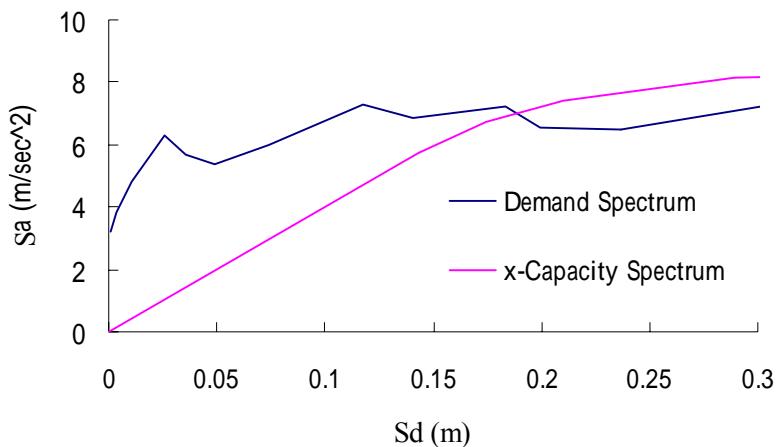


圖 4-136 No. 1 地震記錄 x 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=5\%$

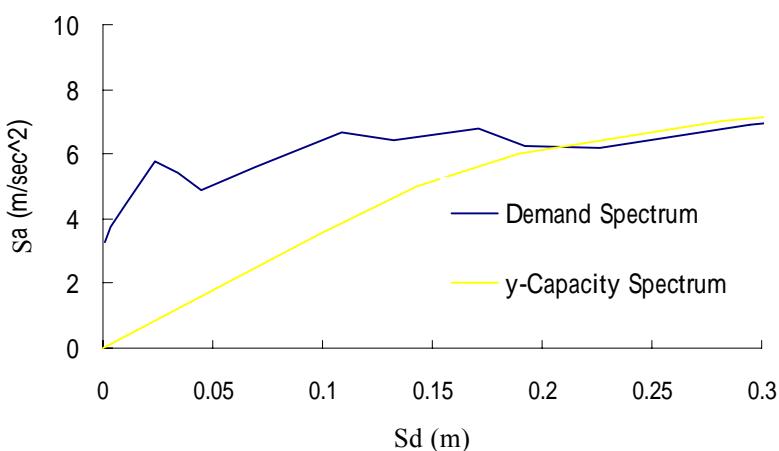


圖 4-137 No. 1 地震記錄 y 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=5\%$

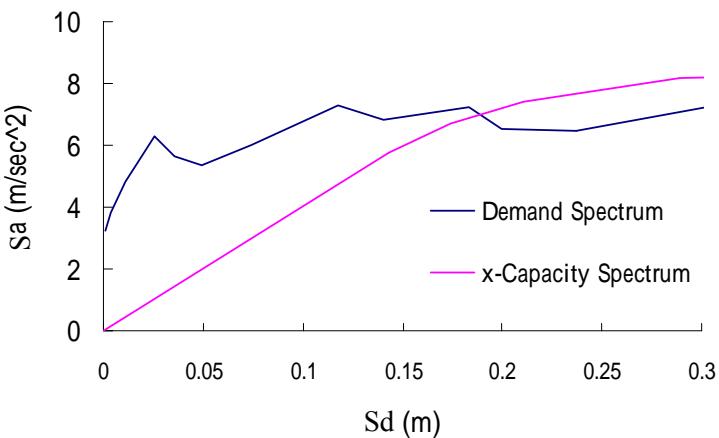


圖 4-138 No. 2 地震記錄 x 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=5\%$

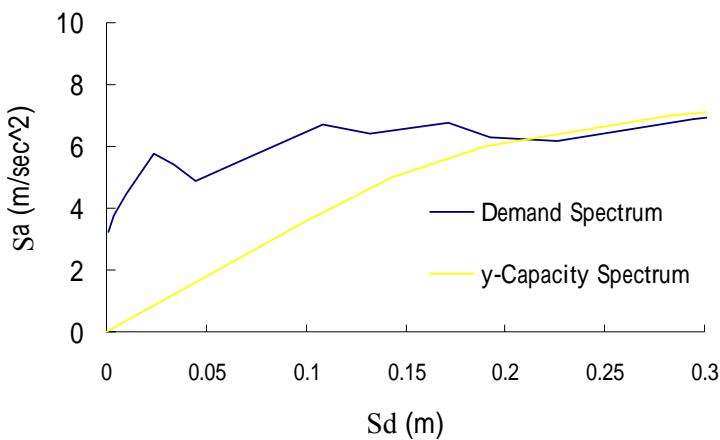


圖 4-139 No. 2 地震記錄 y 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=6.12\%$

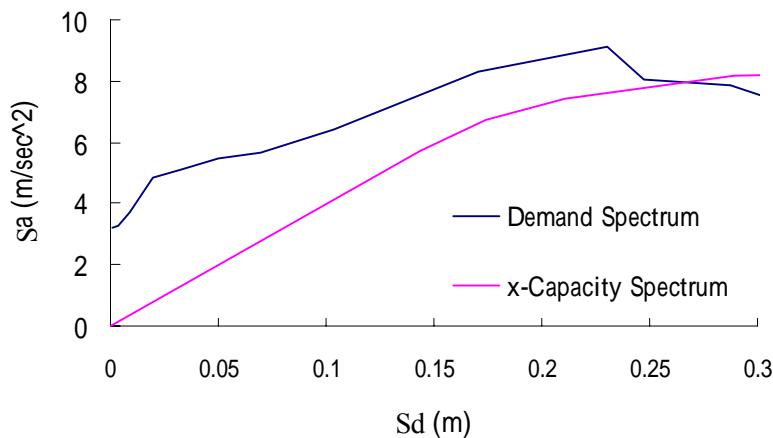


圖 4-140 No. 3 地震記錄 x 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=10.3\%$

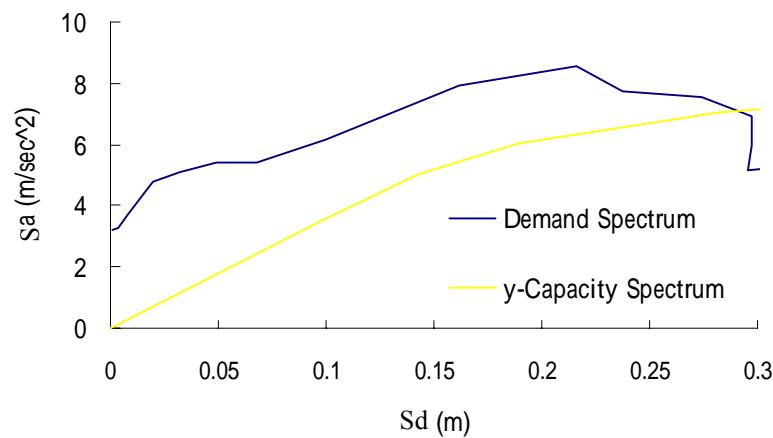


圖 4-141 No. 3 地震記錄 y 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=12.7\%$

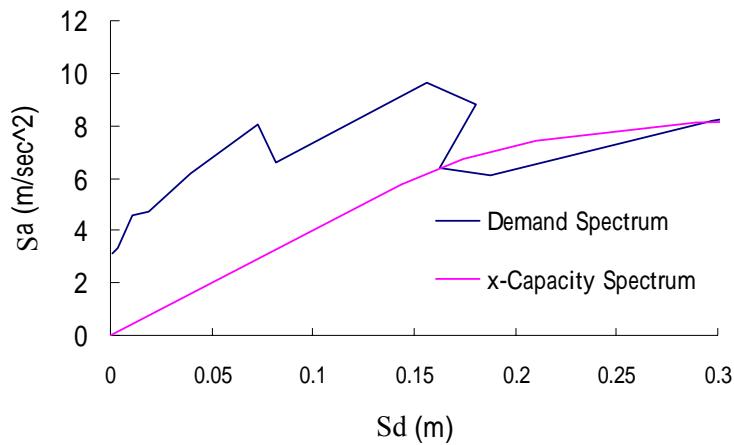


圖 4-142 No. 4 地震記錄 X 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=5\%$

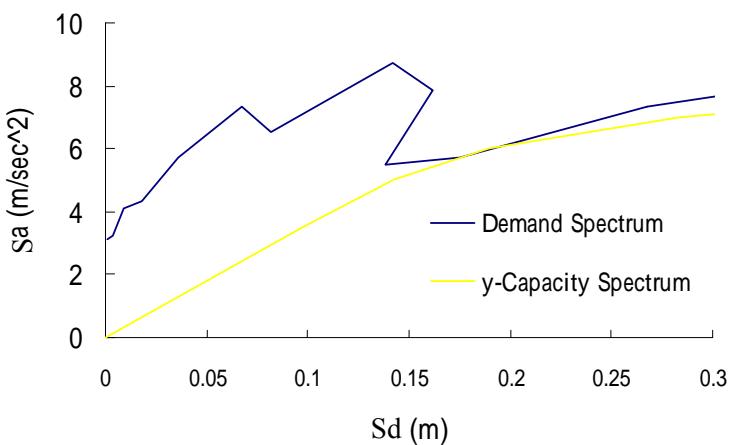


圖 4-143 No. 4 地震記錄 y 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=5\%$

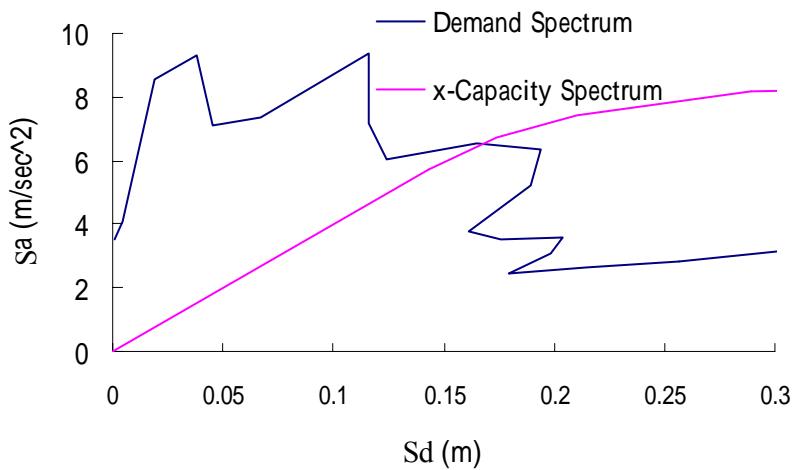


圖 4-144 No. 5 地震記錄 X 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=5\%$

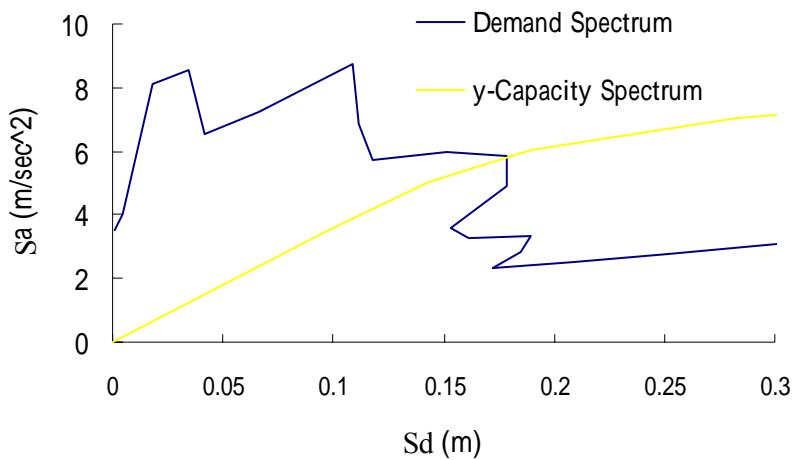


圖 4-145 No. 5 地震記錄 y 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta = 5\%$

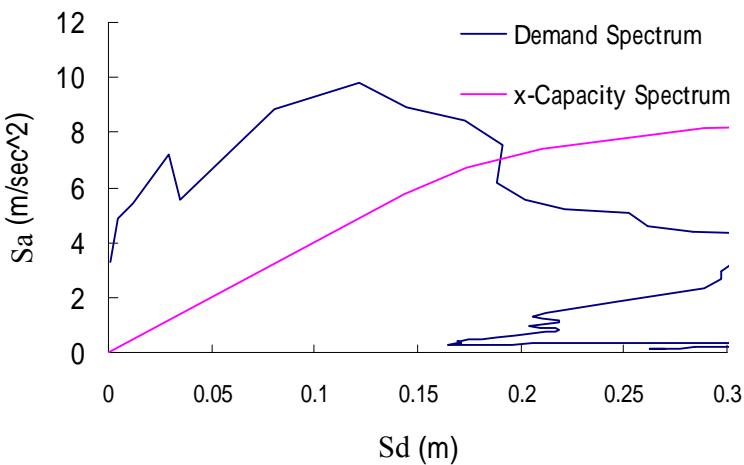


圖 4-146 No. 6 地震記錄 x 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta = 5\%$

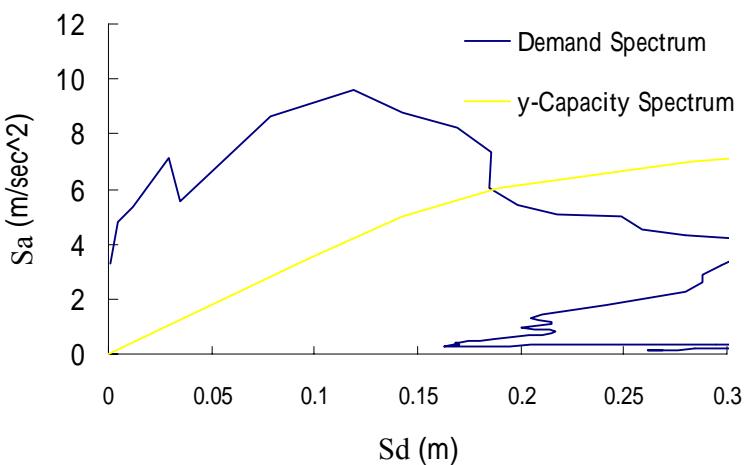


圖 4-147 No. 6 地震記錄 y 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta = 5\%$

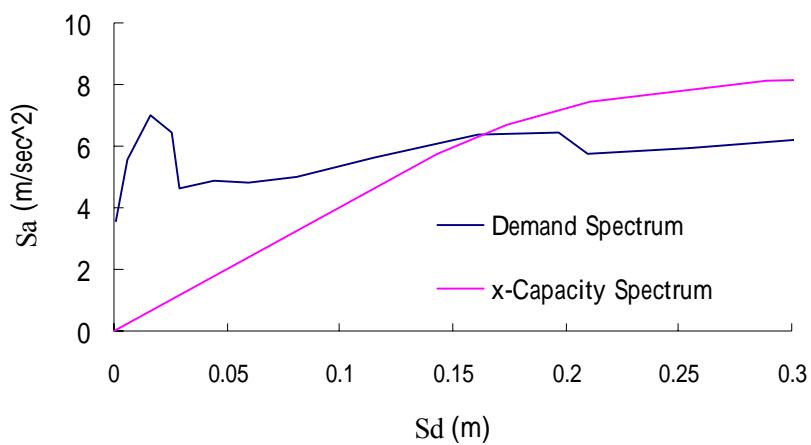


圖 4-148 No. 7 地震記錄 X 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=5\%$

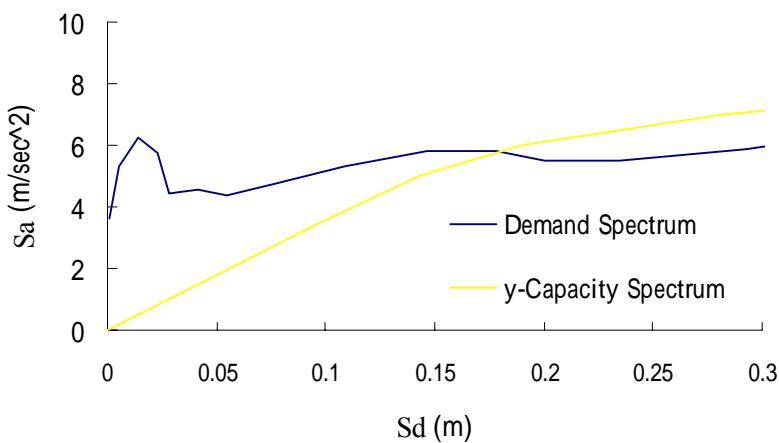


圖 4-149 No. 7 地震記錄 Y 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=5\%$

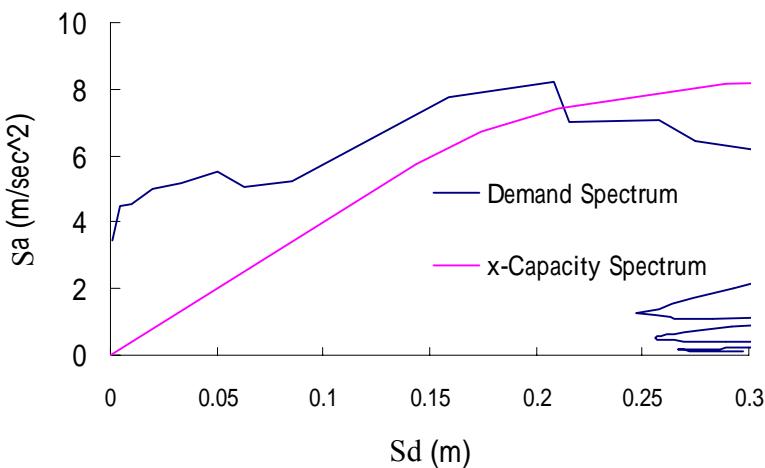


圖 4-150 No. 8 地震記錄 X 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=8.43\%$

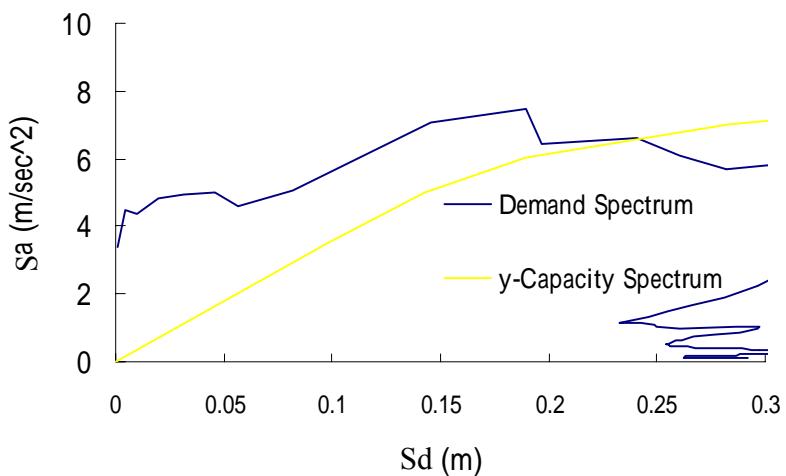


圖 4-151 No. 8 地震記錄 y 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta = 9.67\%$

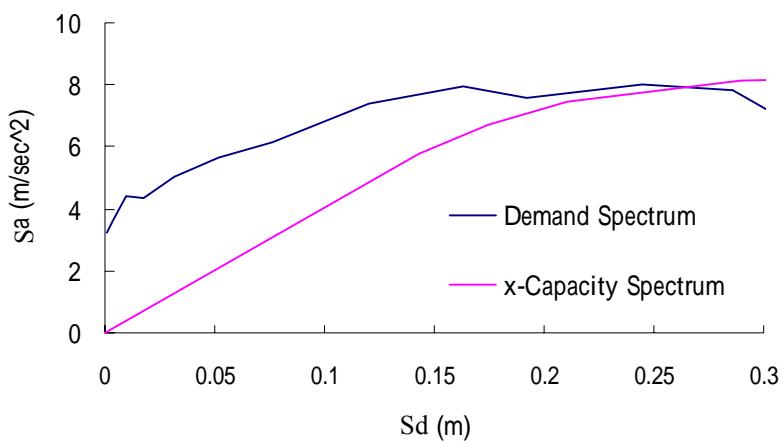


圖 4-152 No. 9 地震記錄 x 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta = 14.2\%$

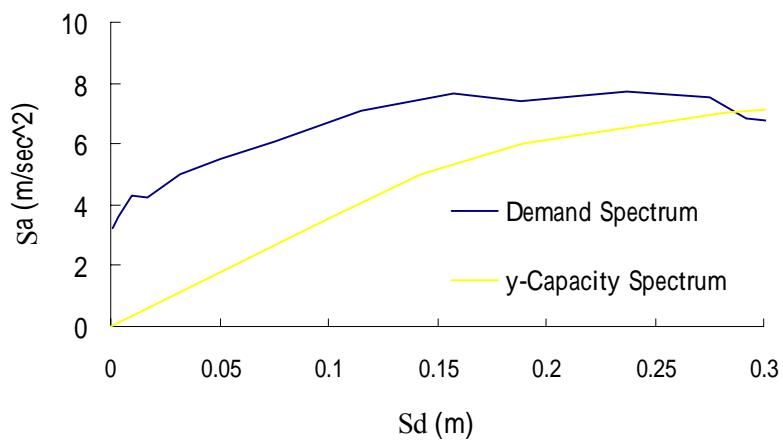


圖 4-153 No. 9 地震記錄 y 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta = 15.2\%$

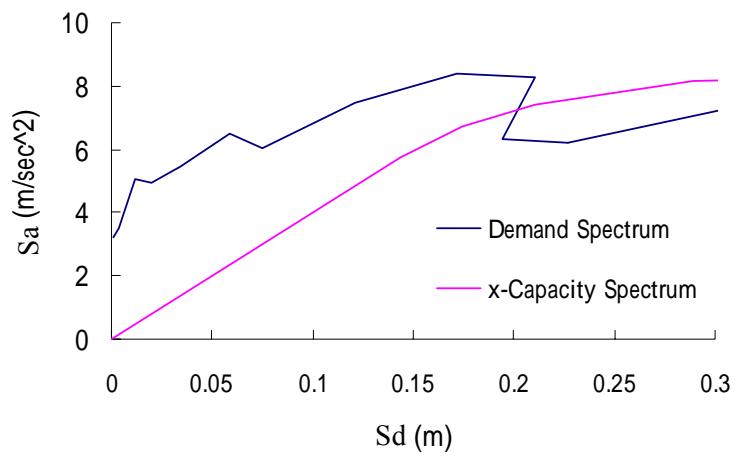


圖 4-154 No. 10 地震記錄 X 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=7.26\%$

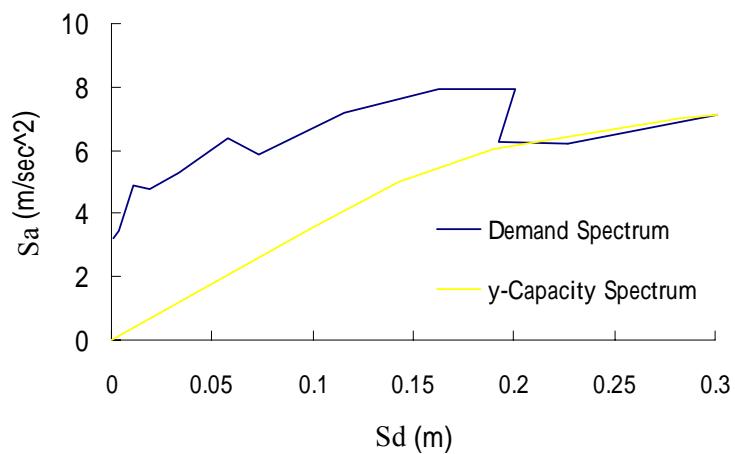


圖 4-155 No. 10 地震記錄 Y 向功能績效交點(5%意外偏心) $\beta=7.78\%$

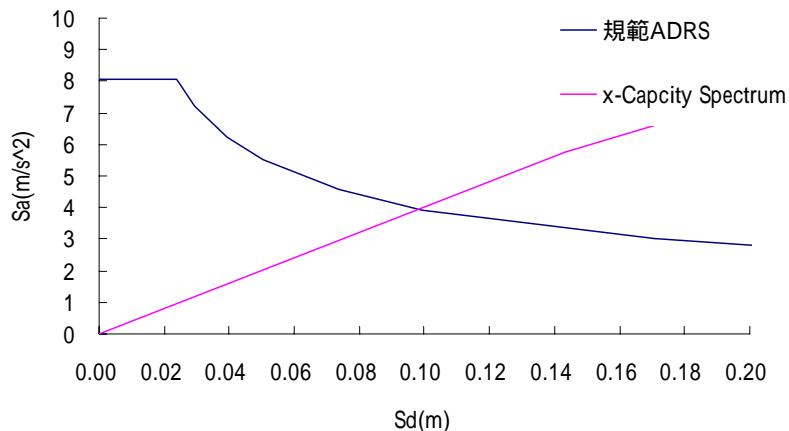


圖 4-156 規範 ADRS X 向功能績效交點(5%意外偏心)

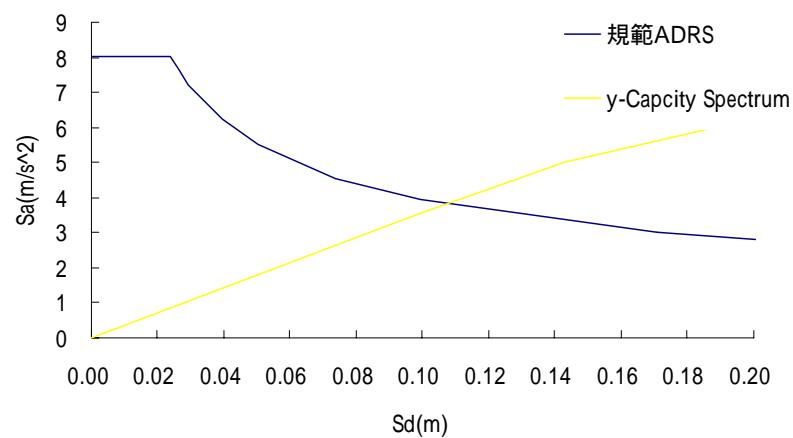


圖 4-157 規範 ADRS y 向功能績效交點(5%意外偏心)

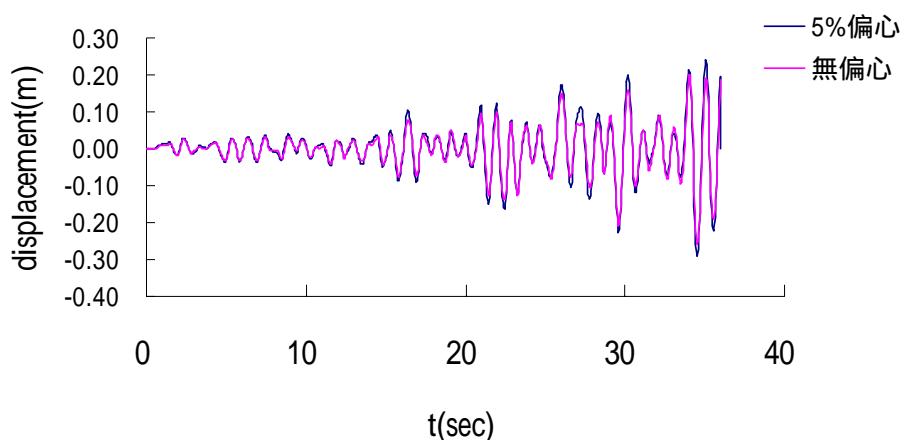


圖 4-158 No. 1 地震記錄 X 向頂層位移歷時

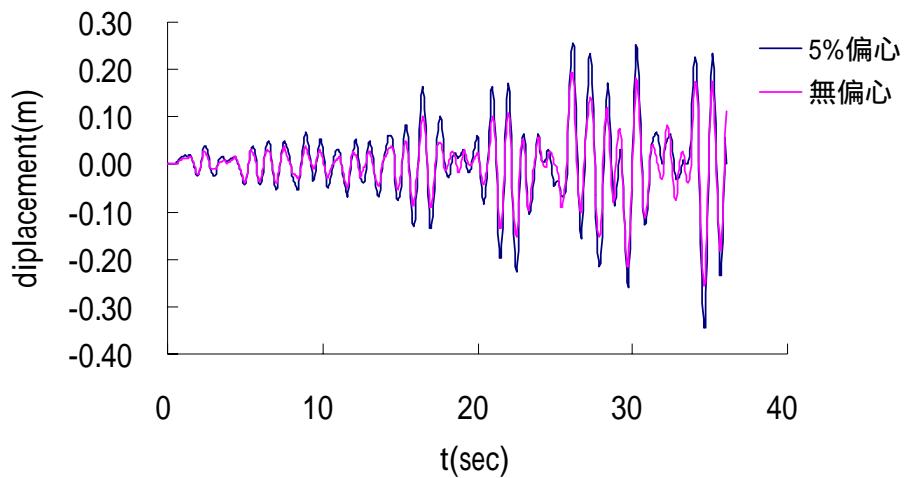


圖 4-159 No. 1 地震記錄 y 向頂層位移歷時

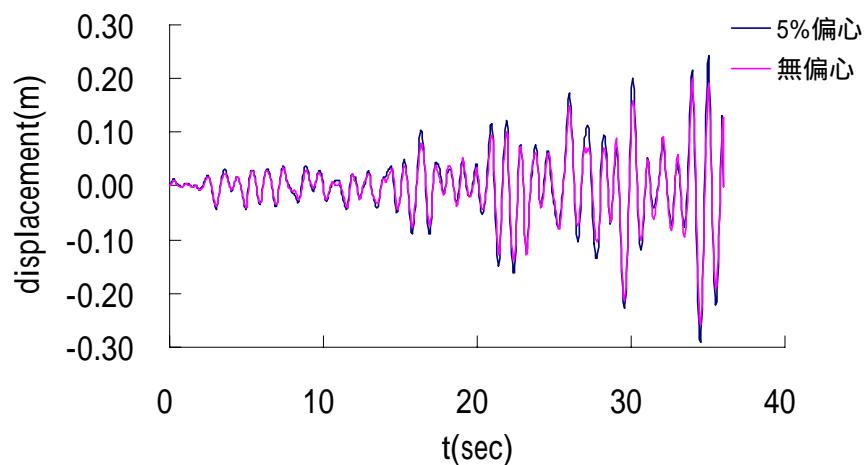


圖 4-160 No. 2 地震記錄 x 向頂層位移歷時

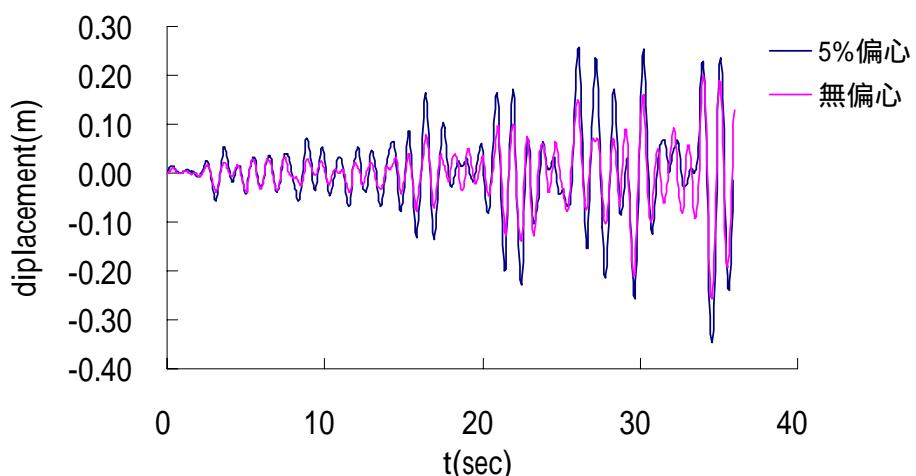


圖 4-161 No. 2 地震記錄 y 向頂層位移歷時

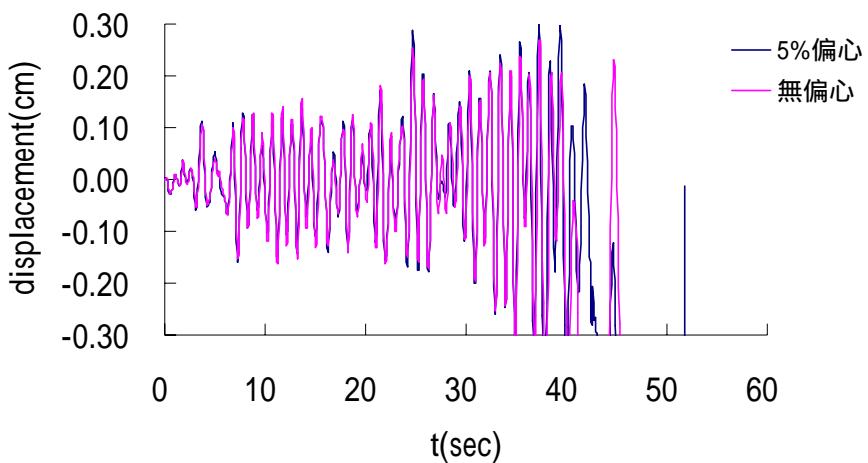


圖 4-162 No. 3 地震記錄 X 向頂層位移歷時

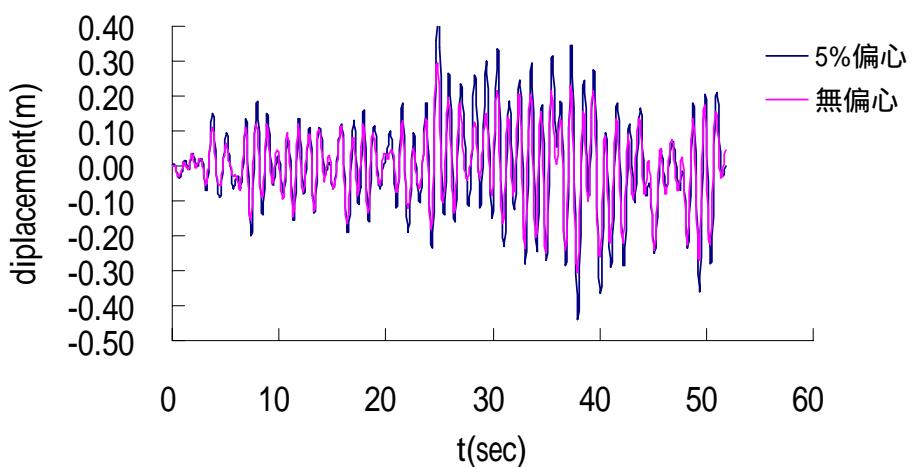


圖 4-163 No. 3 地震記錄 y 向頂層位移歷時

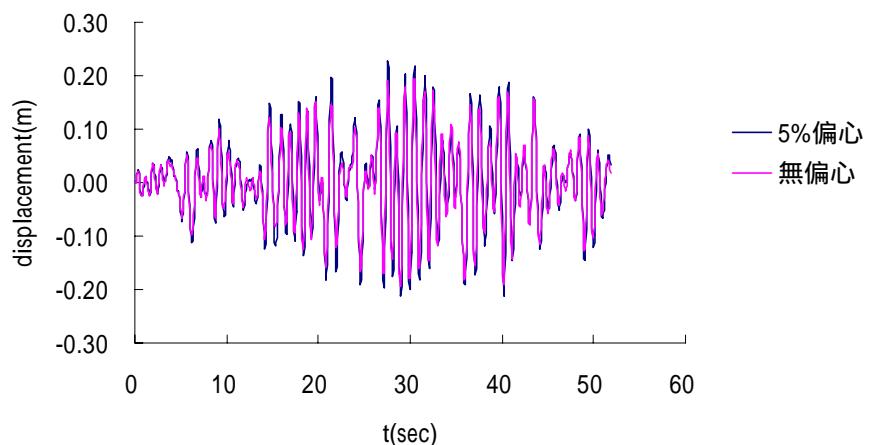


圖 4-164 No. 4 地震記錄 X 向頂層位移歷時

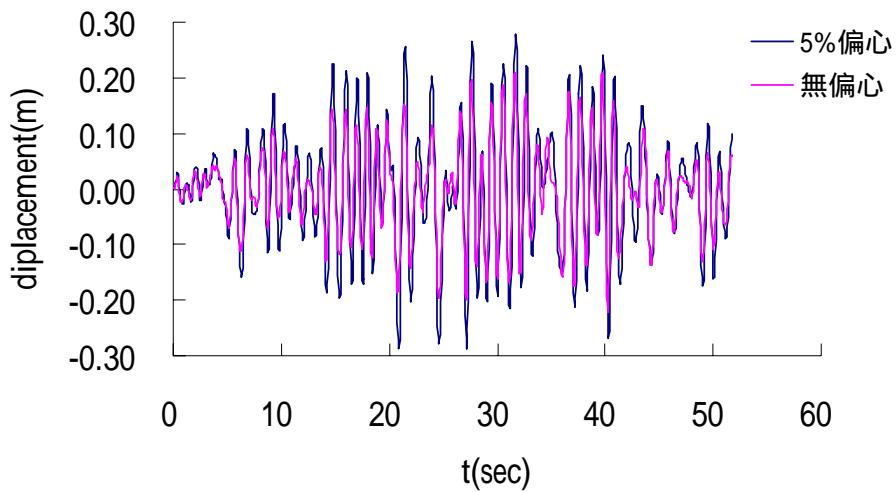


圖 4-165 No. 4 地震記錄 y 向頂層位移歷時

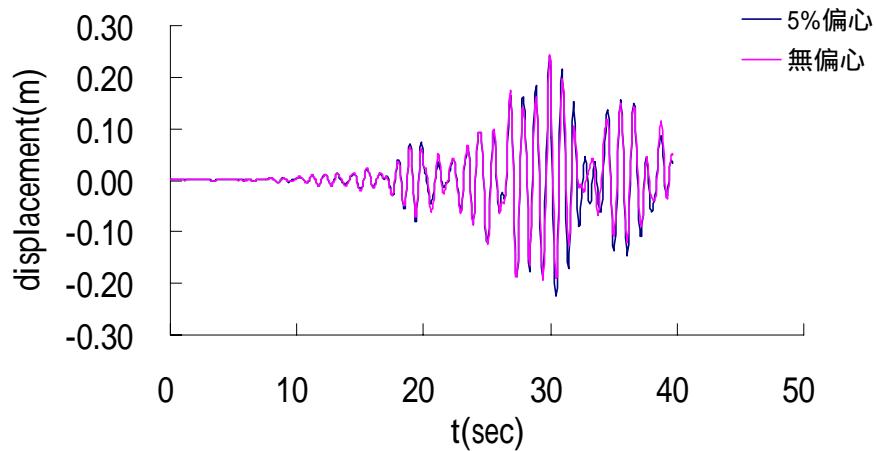


圖 4-166 No. 5 地震記錄 x 向頂層位移歷時

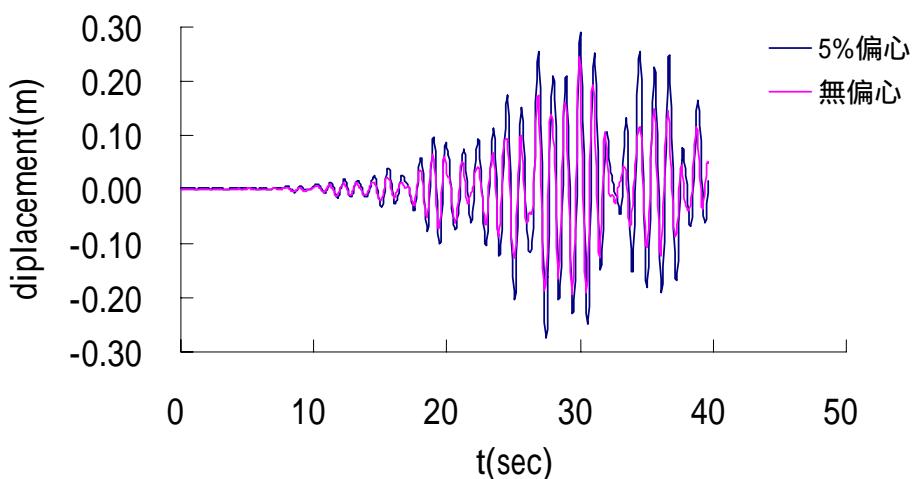


圖 4-167 No. 5 地震記錄 y 向頂層位移歷時

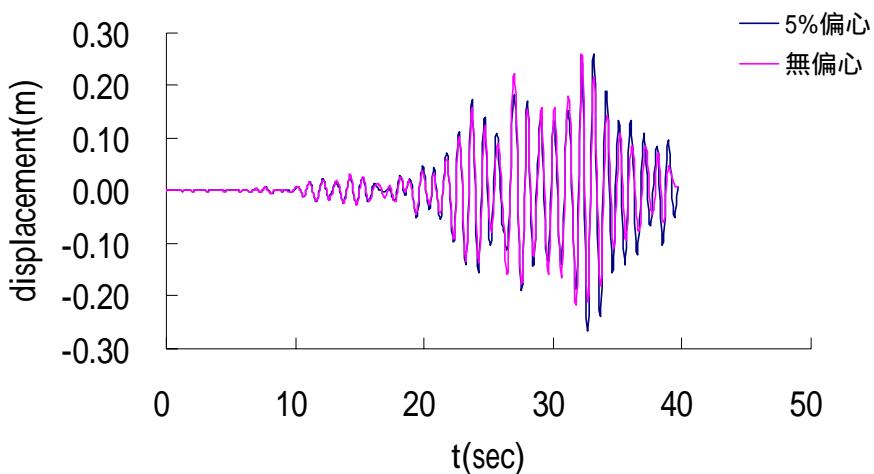


圖 4-168 No. 6 地震記錄 X 向頂層位移歷時

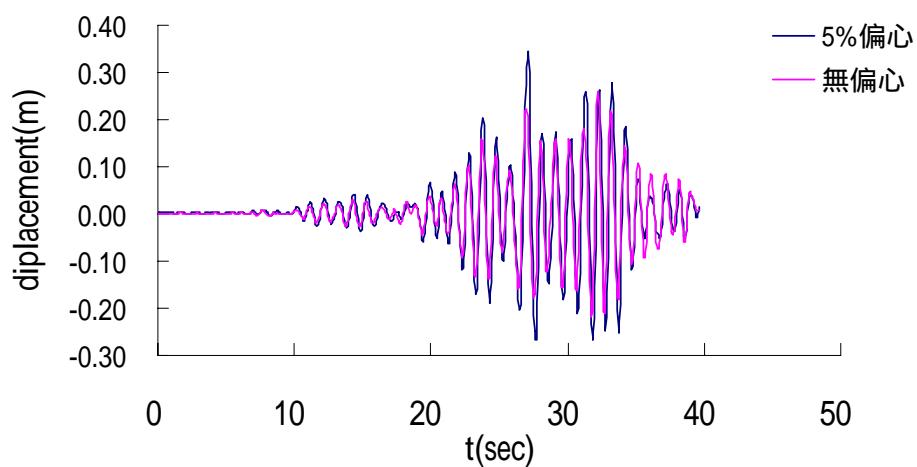


圖 4-169 No. 6 地震記錄 y 向頂層位移歷時

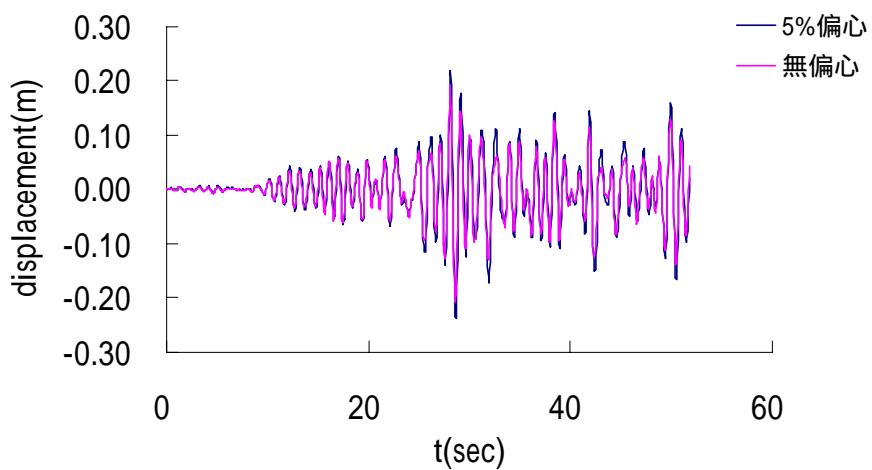


圖 4-170 No. 7 地震記錄 X 向頂層位移歷時

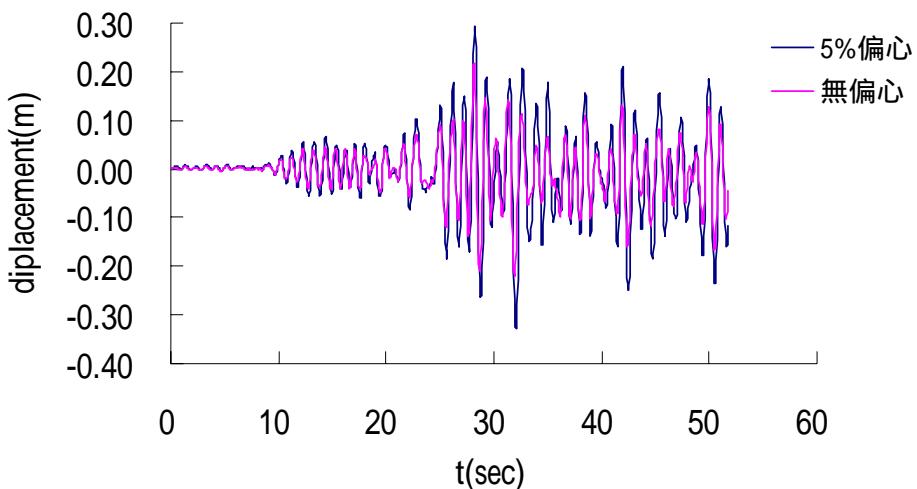


圖 4-171 No. 7 地震記錄 y 向頂層位移歷時

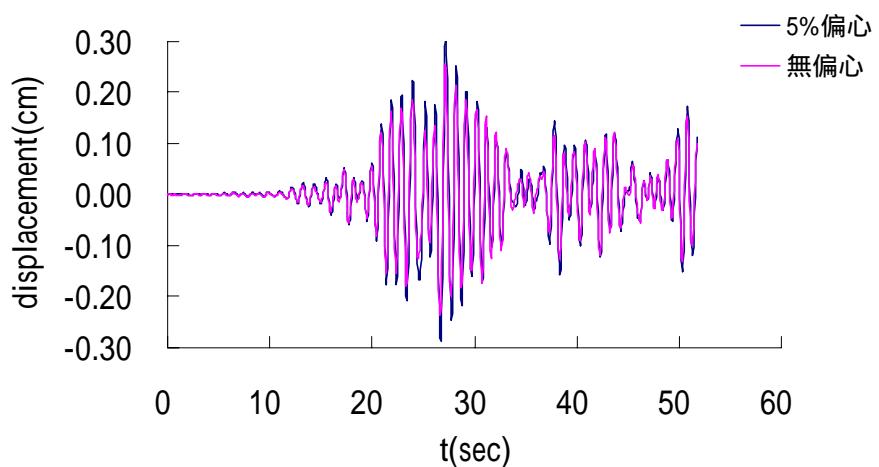


圖 4-172 No. 8 地震記錄 x 向頂層位移歷時

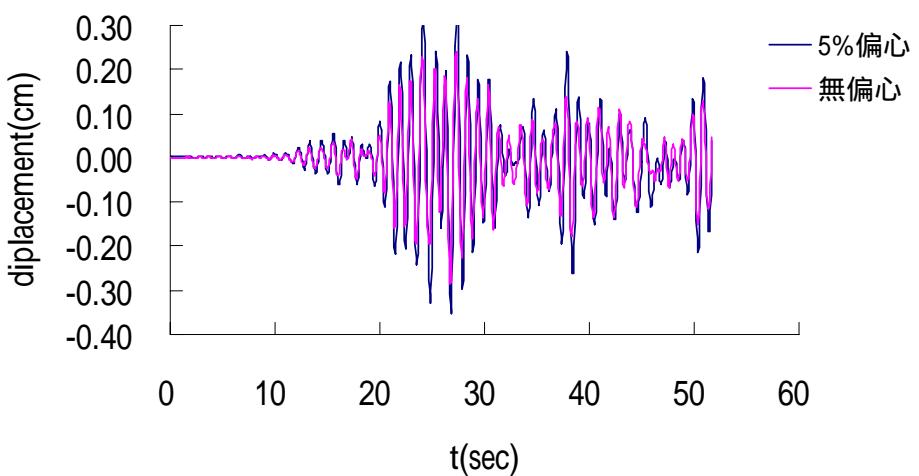


圖 4-173 No. 8 地震記錄 y 向頂層位移歷時

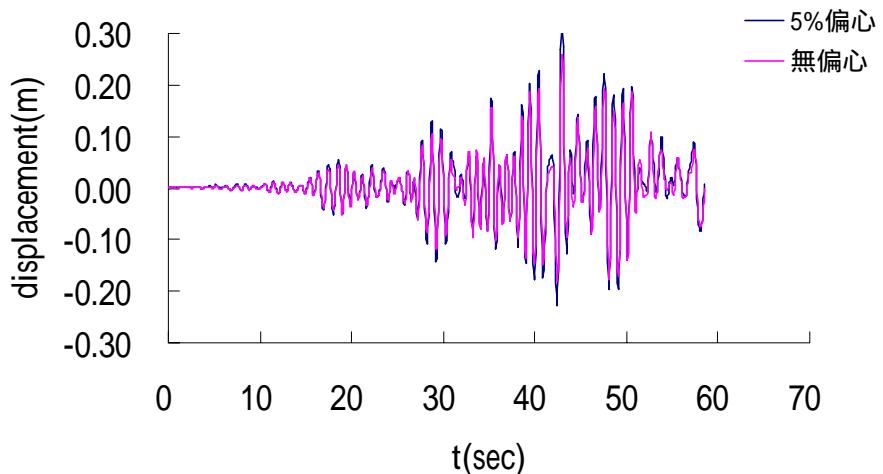


圖 4-174 No. 9 地震記錄 X 向頂層位移歷時

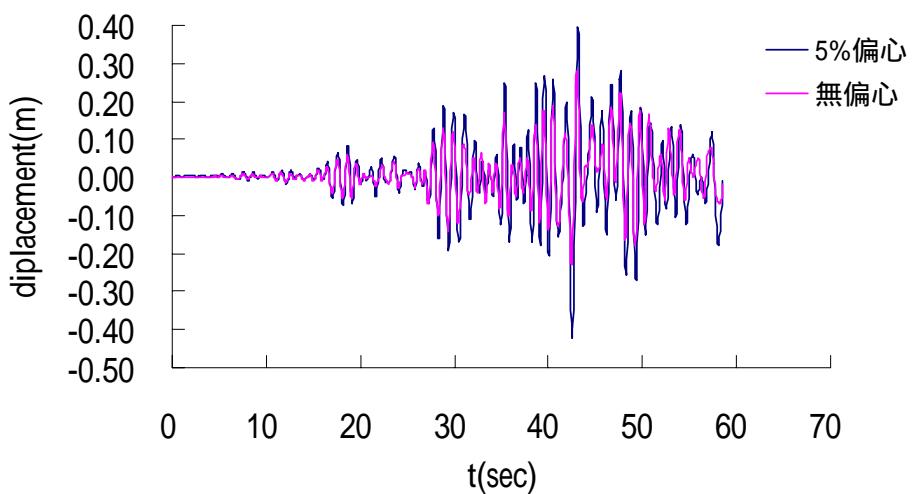


圖 4-175 No. 9 地震記錄 y 向頂層位移歷時

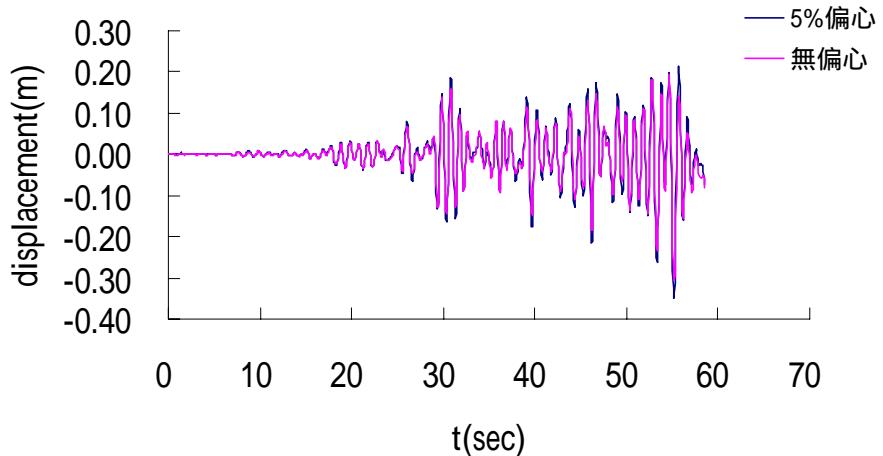


圖 4-176 No. 10 地震記錄 X 向頂層位移歷時

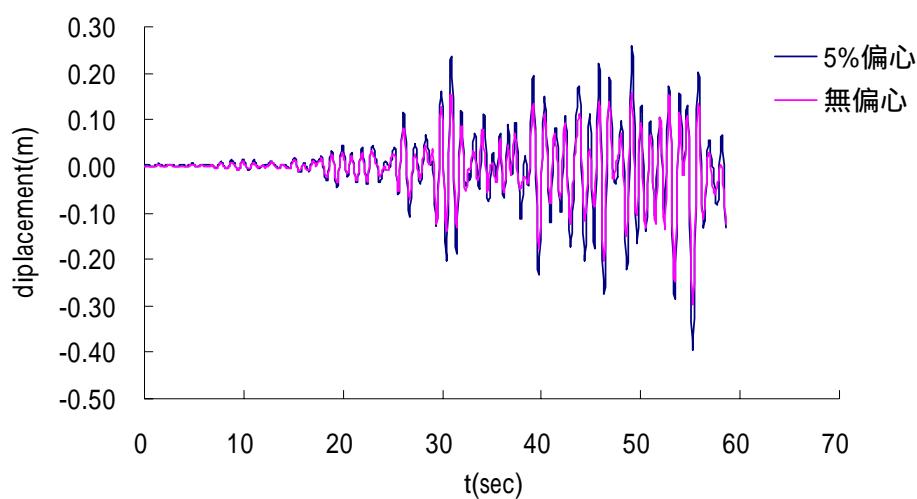


圖 4-177 No. 10 地震記錄 y 向頂層位移歷時

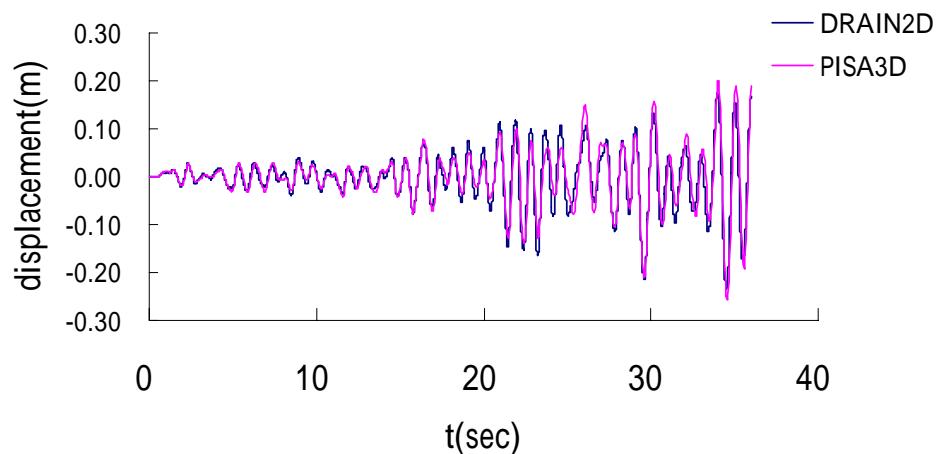


圖 4-178 No. 1 地震記錄 x 向頂層位移比較

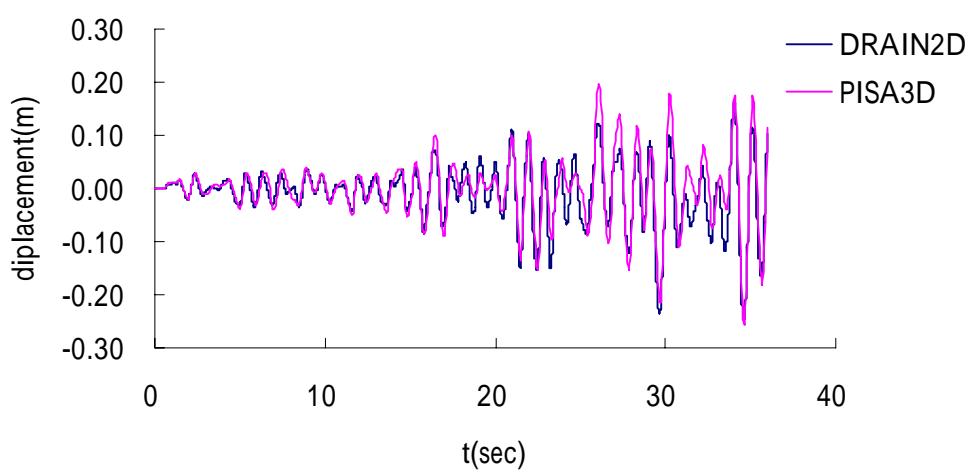


圖 4-179 No. 1 地震記錄 y 向頂層位移比較

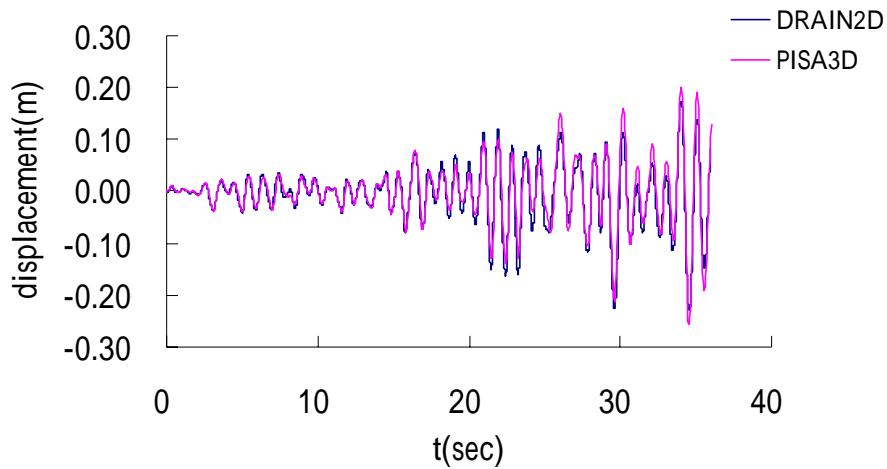


圖 4-180 No. 2 地震記錄 x 向頂層位移比較

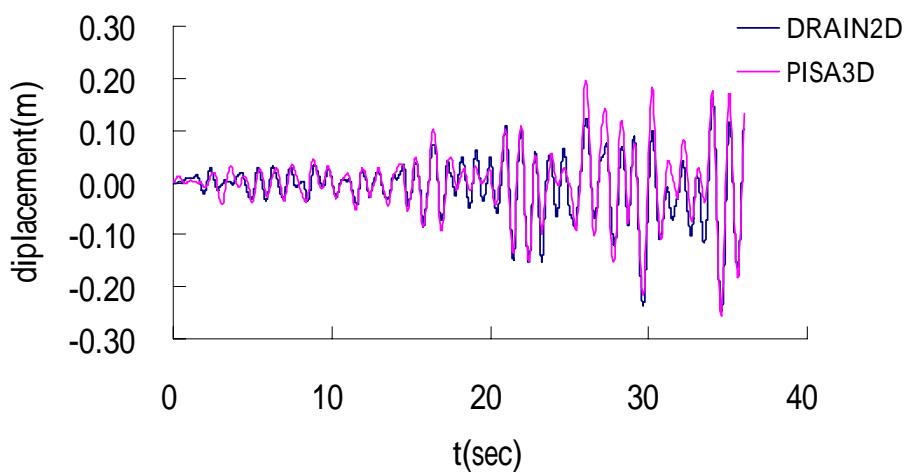


圖 4-181 No. 2 地震記錄 y 向頂層位移比較

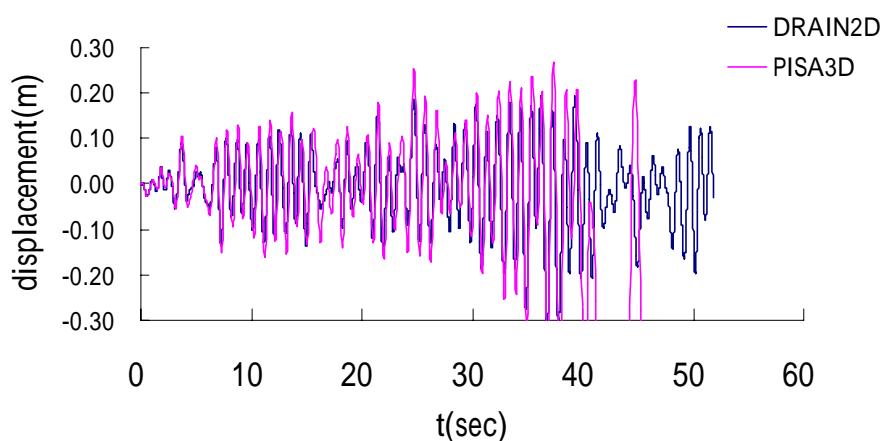


圖 4-182 No. 3 地震記錄 x 向頂層位移比較

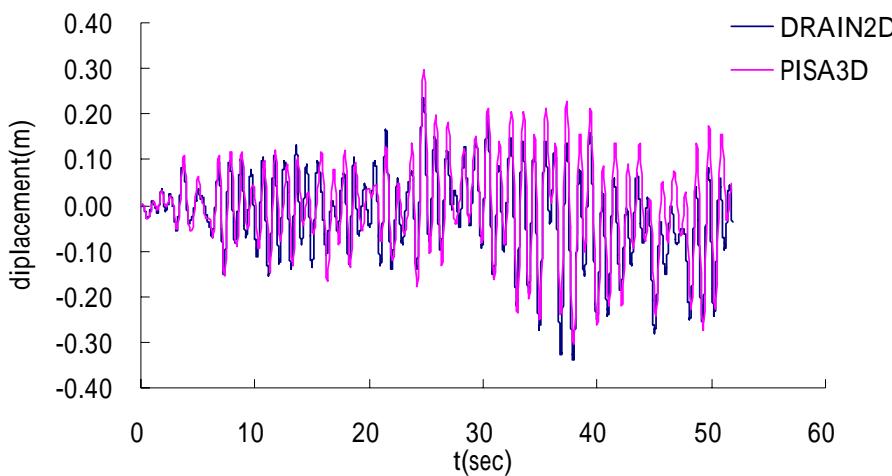


圖 4-183 No. 3 地震記錄 y 向頂層位移比較

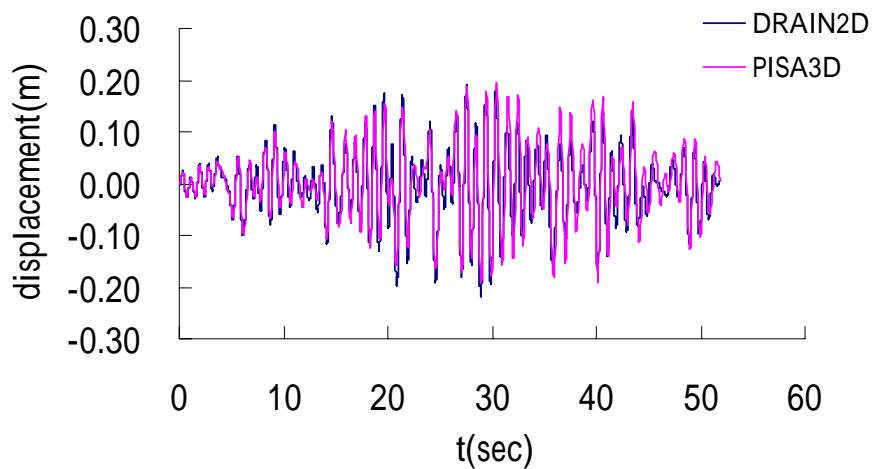


圖 4-184 No. 4 地震記錄 x 向頂層位移比較

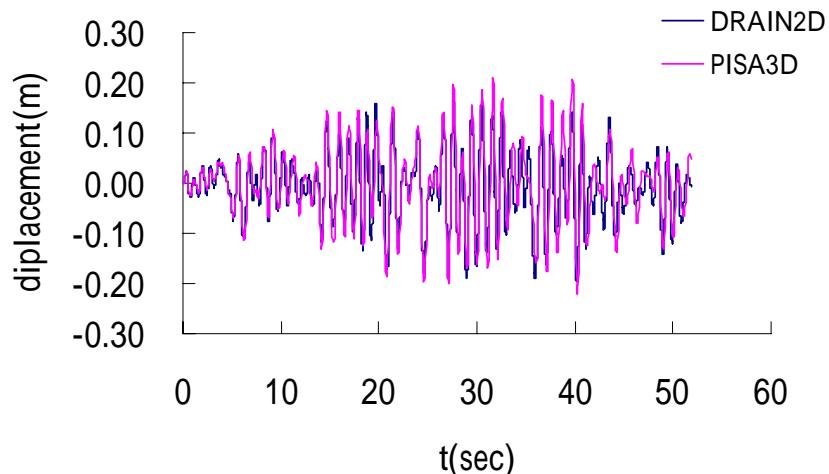


圖 4-185 No. 4 地震記錄 y 向頂層位移比較

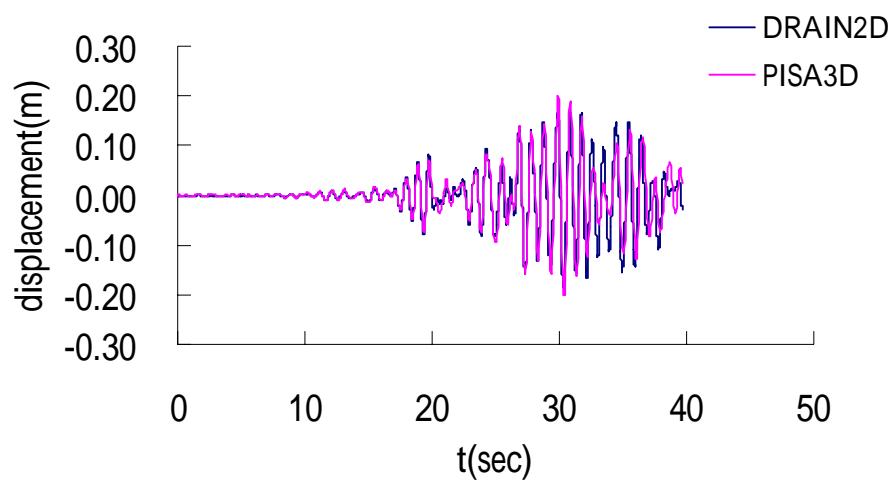


圖 4-186 No. 5 地震記錄 x 向頂層位移比較

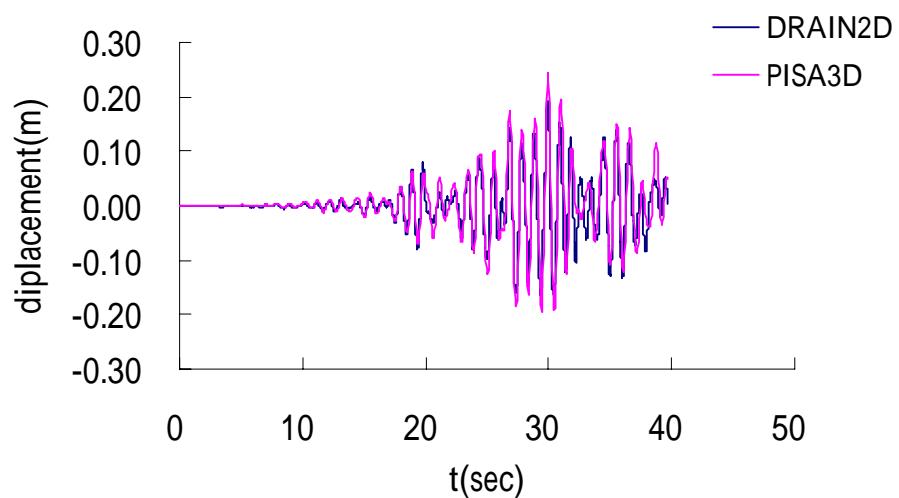


圖 4-187 No. 5 地震記錄 y 向頂層位移比較

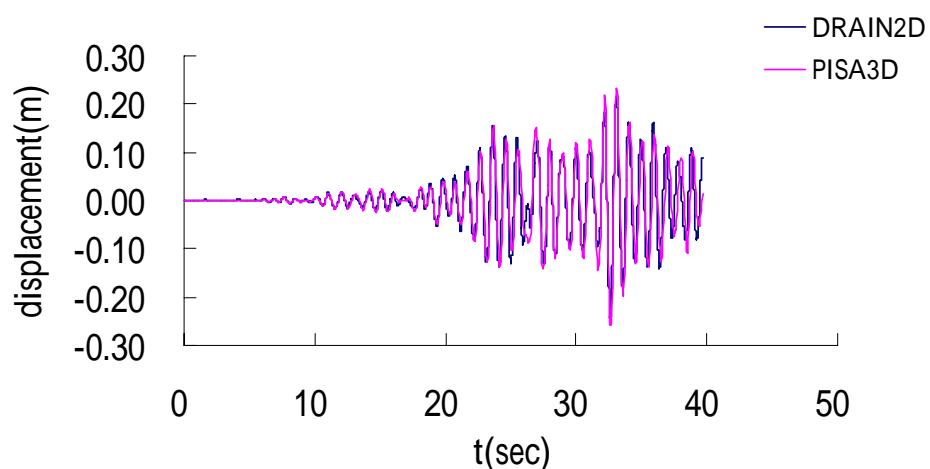


圖 4-188 No. 6 地震記錄 x 向頂層位移比較

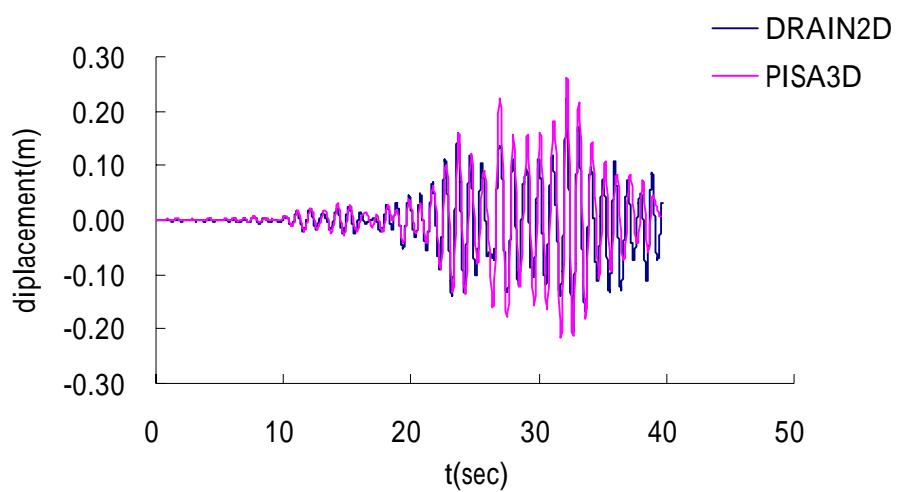


圖 4-189 No. 6 地震記錄 y 向頂層位移比較

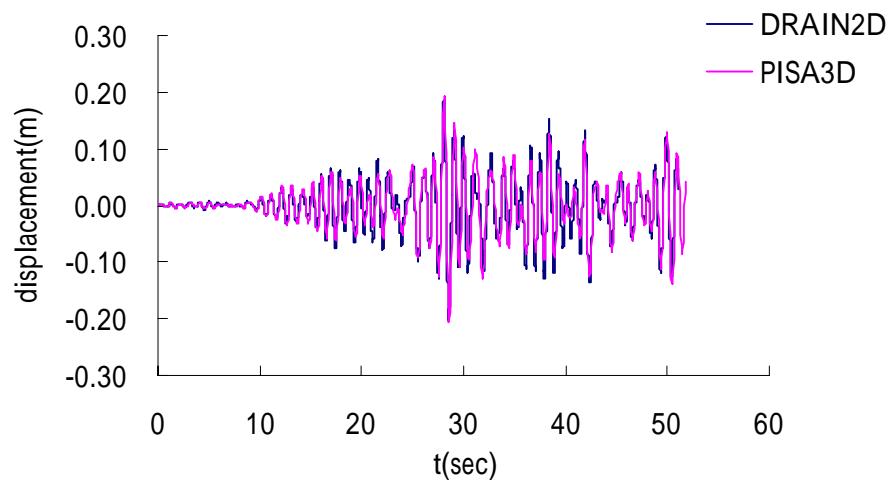


圖 4-190 No. 7 地震記錄 x 向頂層位移比較

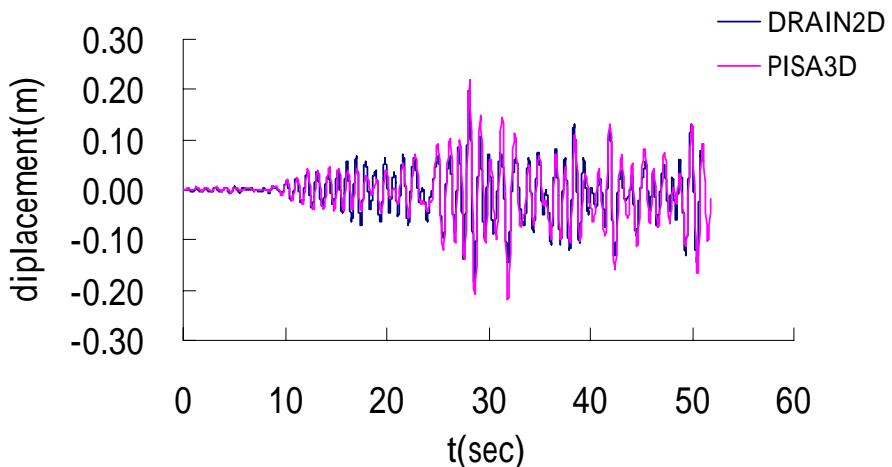


圖 4-191 No. 7 地震記錄 y 向頂層位移比較

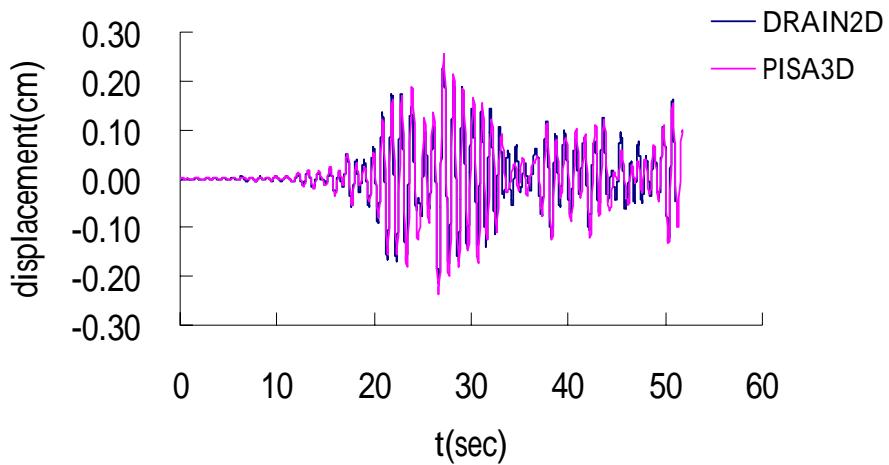


圖 4-192 No. 8 地震記錄 x 向頂層位移比較

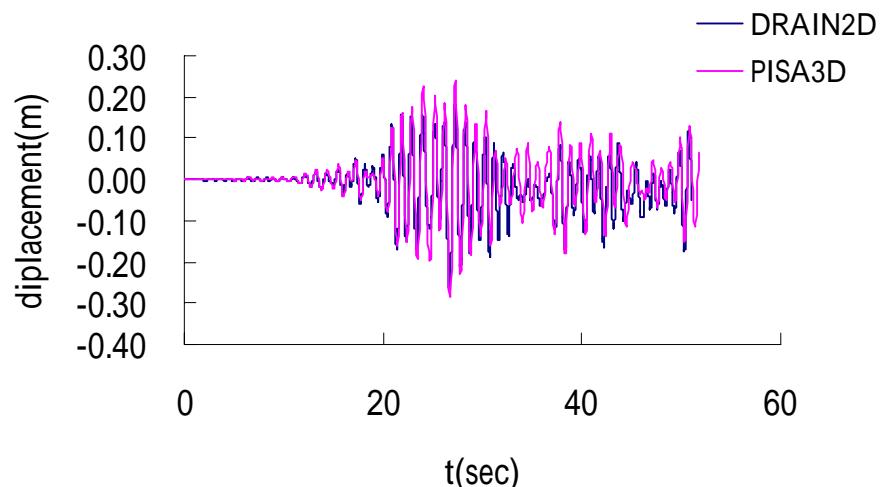


圖 4-193 No. 8 地震記錄 y 向頂層位移比較

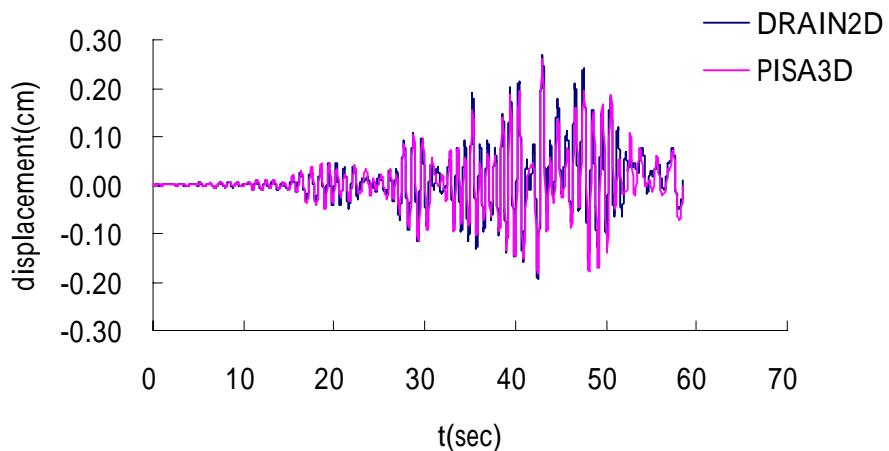


圖 4-194 No. 9 地震記錄 x 向頂層位移比較

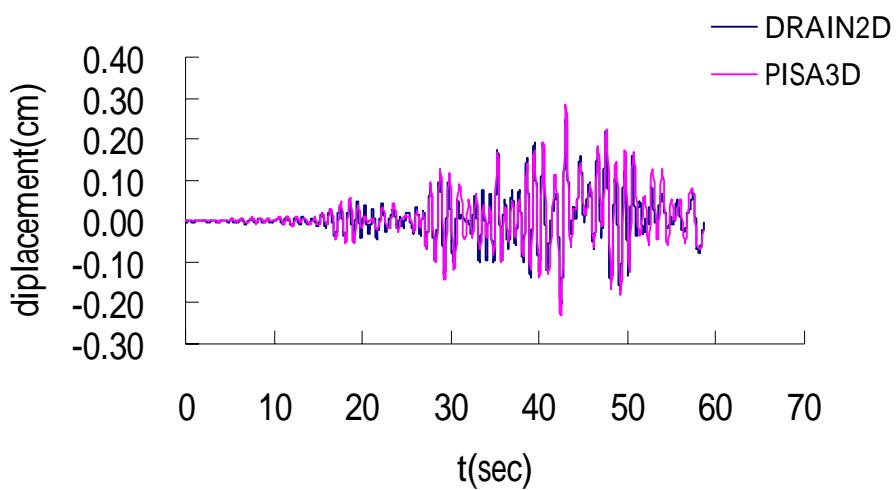


圖 4-195 No. 9 地震記錄 y 向頂層位移比較

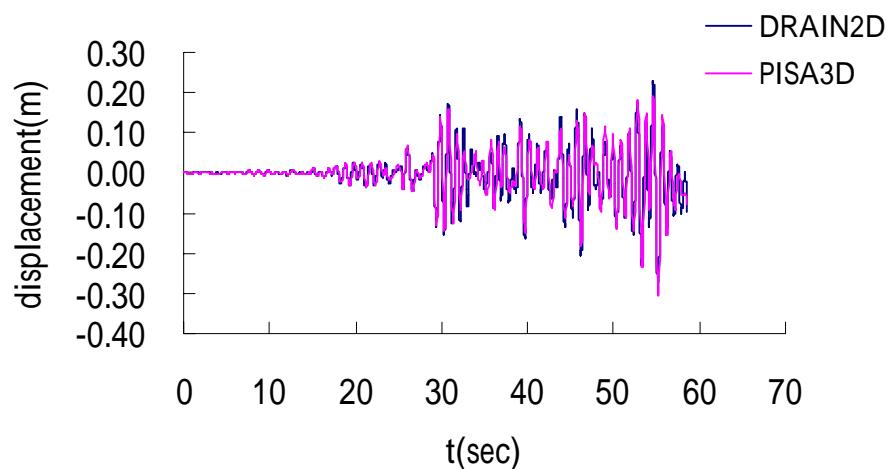


圖 4-196 No. 10 地震記錄 x 向頂層位移比較

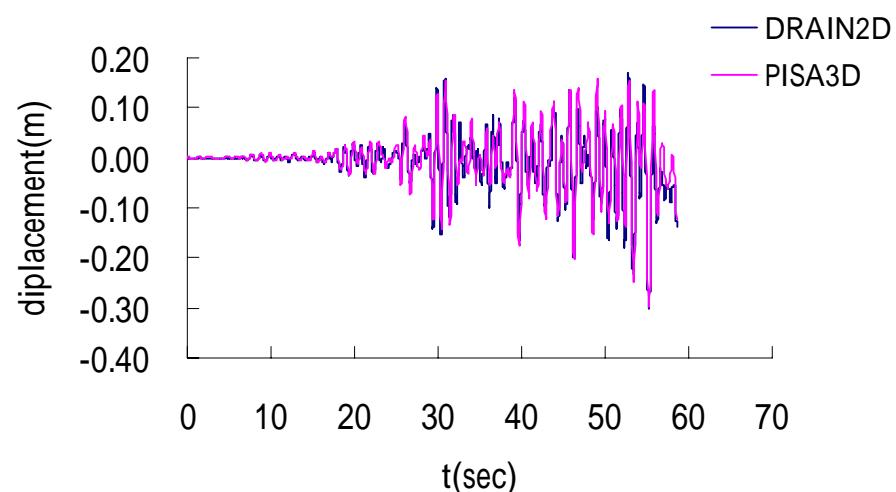


圖 4-197 No. 10 地震記錄 y 向頂層位移比較



圖 5-1 倫敦聖瑪軸三十號(30 St Mary Axe)

圖片來源：英國 Foster and Partners 公司