

因應國際規範與國內近斷層地震效應對於國內隔減震建築設計規範之研修考量

內政部建築研究所委託研究報告

108  
年度

# 因應國際規範修訂與國內近斷層地震效應 對於國內隔減震建築設計規範之研修考量

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 108 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)



PG10802-0053

# 因應國際規範修訂與國內近斷層地震效應 對於國內隔減震建築設計規範之研修考量

受委託單位：國立臺灣科技大學

研究主持人：汪向榮

協同主持人：黃震興

研究員：林旺春、楊卓諺、游忠翰

研究助理：李學文、劉康任

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 108 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)





## 目次

目次	I
表次	III
圖次	V
摘要	XV
<b>第一章 研究背景與目的</b>	<b>1</b>
第一節 國內外隔減震實務應用案例與發展	1
第二節 國內隔減震規範發展與研究目標	5
<b>第二章 美國 ASCE/SEI 7-16 隔減震建築設計標準</b>	<b>7</b>
第一節 隔震結構耐震設計要求	7
第二節 含被動消能系統建築物設計要求	57
<b>第三章 理論研究與示範例</b>	<b>95</b>
第一節 隔震系統之上界與下界特性	95
第二節 隔震系統之最大總位移	105
第三節 上部結構之地震力豎向分配方法	107
<b>第四章 耐震設計規範修訂建議</b>	<b>183</b>
第一節 第九章隔震建築物設計之修訂建議	183
第二節 第十章隔震建築物設計之修訂建議	206
<b>第五章 結論與建議</b>	<b>213</b>
第一節 結論	213
第二節 建議	215
<b>附錄一 期中審查意見及廠商回應</b>	<b>217</b>
<b>附錄二 期末審查意見及回應</b>	<b>221</b>
<b>參考書目</b>	<b>225</b>



## 表 次

表 3-1-2.1 計算隔震系統雙線行為之設計參數條件	110
表 3-1-2.2 組合一中各設計參數下所計算得到之降伏位移與降伏後勁度比	110
表 3-1-2.3 組合二中各設計參數下所計算得到之降伏位移	111
表 3-1-2.4 組合三中各設計參數下所計算得到之降伏後勁度比	112
表 3-1-2.5 組合四中各設計參數下所計算得到之降伏位移與降伏後勁度	113
表 3-1-2.6 組合五中各設計參數下所計算得到之降伏位移	114
表 3-1-2.7 組合六中各設計參數下所計算得到之降伏位移	115
表 3-1-2.8 組合七中各設計參數下所計算得到之降伏位移及降伏後勁度比	116
表 3-1-2.9 組合八中各設計參數下所計算得到之降伏位移及降伏後勁度比	117
表 3-1-2.10 組合九中各設計參數下所計算得到之降伏位移及降伏後勁度比	118
表 3-1-2.11 組合十中各設計參數下所計算得到之降伏位移及降伏後勁度比	119
表 3-1-2.12 所有設計參數組合，於分析過程中發生不合理狀況之整理表	119



## 圖 次

圖1-1 2012年全球隔震建築數量統計	1
圖1-2 台北市地震二區住宅大樓	2
圖1-3 國內最高的隔震建築大樓	2
圖1-4 臺北表演藝術中心	2
圖1-5 位於台北市信義區之陶朱隱園	2
圖1-6 公館聯合開發大樓	3
圖1-7 台大土木系研究大樓	3
圖1-8 台北市中間層隔震建築	3
圖1-9 台北市中山區中間層隔震建築	3
圖1-10 捷運站黏彈性阻尼器	4
圖1-11 嘉義長庚醫院黏彈性阻尼器	4
圖1-12 台北科技大學紡織館黏彈性阻尼器	4
圖1-13 故宮博物院液態黏性阻尼	4
圖1-14 高科技廠房液態黏性阻尼	4
圖3-1-2.1 典型隔震元件雙線性力量-變形行為	120
圖3-1-2.2 組合一中發生降伏位移為負值之遲滯迴圈	120
圖3-1-2.3 組合一中發生降伏位移及降伏後勁度比皆為負值之遲滯迴圈	120
圖3-1-2.4 組合一中降伏後勁度比大於工程應用範圍之遲滯迴圈	121
圖3-1-2.5 組合二的兩個計算結果中， 降伏位移一組合理一組不合理之狀況	121
圖3-1-2.6 組合二的兩個計算結果中，降伏位移皆不合理之狀況	121
圖3-1-2.7 組合三較容易得到符合實務應用之力學特性	122

圖3-1-2.8 組合三計算結果中，降伏後勁度比較大之狀況	122
圖3-1-2.9 組合四的四個計算結果中， 僅迴圈一符合實務應用力學特性之案例	122
圖 3-1-2.10 組合四的四個計算結果中， 僅迴圈二符合實務應用力學特性之案例	123
圖 3-1-2.11 組合四的四個計算結果中， 皆不符合實務應用力學特性之案例	123
圖 3-1-2.12 組合五的四個計算結果中， 僅迴圈二符合實務應用力學特性之案例	123
圖 3-1-2.13 組合五的四個計算結果中， 僅迴圈二符合實務應用力學特性之案例	124
圖 3-1-2.14 組合六的四個計算結果中， 僅迴圈二符合實務應用力學特性之案例	124
圖 3-1-2.15 組合六的四個計算結果中， 皆不符合實務應用力學特性之案例	124
圖 3-1-2.16 組合七中發生降伏位移小於工程應用範圍之遲滯迴圈	125
圖 3-1-2.17 組合七中合理之遲滯迴圈	125
圖 3-1-2.18 組合八的兩個計算結果中， 降伏位移皆不符合實務應用範圍之案例	125
圖 3-1-2.19 不同降伏後勁度比與等效阻尼下，判別式 $D$ 之數值分佈	126
圖 3-1-2.20 組合九中降伏位移及降伏後勁度比過大之案例	126
圖 3-1-2.21 組合九中降伏位移為負值及降伏後勁度比過大之案例	126
圖 3-1-2.22 組合九中降伏位移及降伏後勁度比皆為負值之案例	127
圖 3-1-2.23 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.1$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化	127
圖 3-1-2.24 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化	127
圖 3-1-2.25 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化	128

- 圖 3-1-2.26 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 128
- 圖 3-1-2.27 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 128
- 圖 3-1-2.28 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 129
- 圖 3-1-2.29 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 129
- 圖 3-1-2.30 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 129
- 圖 3-1-2.31 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 130
- 圖 3-1-2.32 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 130
- 圖 3-1-2.33 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 130
- 圖 3-1-2.34 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 131
- 圖 3-1-2.35 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 131
- 圖 3-1-2.36 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 131
- 圖 3-1-2.37 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 132
- 圖 3-1-2.38 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 132
- 圖 3-1-2.39 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.1$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 132
- 圖 3-1-2.40 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.1$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 133
- 圖 3-1-2.41 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、



$D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化	133
圖 3-1-2.42 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化	133
圖 3-1-2.43 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化	134
圖 3-1-2.44 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化	134
圖 3-1-2.45 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化	134
圖 3-1-2.46 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化	135
圖 3-1-2.47 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化	135
圖 3-1-2.48 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化	135
圖 3-1-2.49 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化	136
圖 3-1-2.50 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化	136
圖 3-1-2.51 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化	136
圖 3-1-2.52 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化	137
圖 3-1-2.53 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化	137
圖 3-1-2.54 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化	137
圖 3-1-2.55 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化	138
圖 3-1-2.56 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.1$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化	138

- 圖 3-1-2.57 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.1$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 138
- 圖 3-1-2.58 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.1$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 139
- 圖 3-1-2.59 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.1$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 139
- 圖 3-1-2.60 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 139
- 圖 3-1-2.61 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 140
- 圖 3-1-2.62 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 140
- 圖 3-1-2.63 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 140
- 圖 3-1-2.64 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 141
- 圖 3-1-2.65 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 141
- 圖 3-1-2.66 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 141
- 圖 3-1-2.67 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 142
- 圖 3-1-2.68 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 142
- 圖 3-1-2.69 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 142
- 圖 3-1-2.70 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 143
- 圖 3-1-2.71 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化 143
- 圖 3-1-2.72 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、

$D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化	143
圖 3-1-2.73 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化	144
圖 3-1-2.74 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.1$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	144
圖 3-1-2.75 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	145
圖 3-1-2.76 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	145
圖 3-1-2.77 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	146
圖 3-1-2.78 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	146
圖 3-1-2.79 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	147
圖 3-1-2.80 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	147
圖 3-1-2.81 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	148
圖 3-1-2.82 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	148
圖 3-1-2.83 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	149
圖 3-1-2.84 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	149
圖 3-1-2.85 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	150
圖 3-1-2.86 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	150
圖 3-1-2.87 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	151

- 圖 3-1-2.88 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度 151
- 圖 3-1-2.89 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度 152
- 圖 3-1-2.90 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.1$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度 152
- 圖 3-1-2.91 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.1$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度 153
- 圖 3-1-2.92 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度 153
- 圖 3-1-2.93 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度 154
- 圖 3-1-2.94 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度 154
- 圖 3-1-2.95 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度 155
- 圖 3-1-2.96 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度 155
- 圖 3-1-2.97 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度 156
- 圖 3-1-2.98 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度 156
- 圖 3-1-2.99 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度 157
- 圖 3-1-2.100 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度 157
- 圖 3-1-2.101 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度 158
- 圖 3-1-2.102 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度 158
- 圖 3-1-2.103 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、

$D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	159
圖 3-1-2.104 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	159
圖 3-1-2.105 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	160
圖 3-1-2.106 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	160
圖 3-1-2.107 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.1$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	161
圖 3-1-2.108 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.1$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	161
圖 3-1-2.109 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.1$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	162
圖 3-1-2.110 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.1$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	162
圖 3-1-2.111 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	163
圖 3-1-2.112 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	163
圖 3-1-2.113 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	164
圖 3-1-2.114 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	164
圖 3-1-2.115 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	165
圖 3-1-2.116 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	165
圖 3-1-2.117 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	166
圖 3-1-2.118 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	166

圖 3-1-2.119 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	167
圖 3-1-2.120 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	167
圖 3-1-2.121 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	168
圖 3-1-2.122 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	168
圖 3-1-2.123 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	169
圖 3-1-2.124 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度	169
圖3-2.1 隔震系統平面配置模型	170
圖 3-2.2 ASCE7-16 定義最大總位移與我國規範之差異量( $m=5\sim 7$ )	170
圖 3-2.3 ASCE7-16 定義最大總位移與我國規範之差異量( $m=8\sim 10$ )	171
圖 3-2.4 ASCE7-16 定義最大總位移與我國規範之差異量三向圖( $n=1$ )	171
圖 3-2.5 ASCE7-16 定義最大總位移與我國規範之差異量三向圖( $n=2$ )	172
圖 3-2.6 ASCE7-16 定義最大總位移與我國規範之差異量三向圖( $n=3$ )	172
圖 3-2.7 ASCE7-16 定義最大總位移與我國規範之差異量三向圖( $n=4$ )	173
圖 3-3.1 單層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R=1.0$ )之地震力豎向分配結果	173
圖 3-3.2 單層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R=1.5$ )之地震力豎向分配結果	174
圖 3-3.3 單層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R=2.0$ )之地震力豎向分配結果	174
圖 3-3.4 4層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R=1.0$ )之地震力豎向分配結果	175
圖 3-3.5 4層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R=1.5$ )之地震力豎向分配結果	175

- 圖 3-3.6 4 層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R=2.0$ )之地震力豎向分配結果 176
- 圖 3-3.7 9 層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R=1.0$ )之地震力豎向分配結果 176
- 圖 3-3.8 9 層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R=1.5$ )之地震力豎向分配結果 177
- 圖 3-3.9 9 層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R=2.0$ )之地震力豎向分配結果 177
- 圖 3-3.10 19 層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R=1.0$ )之地震力豎向分配結果 178
- 圖 3-3.11 19 層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R=1.5$ )之地震力豎向分配結果 178
- 圖 3-3.12 19 層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R=2.0$ )之地震力豎向分配結果 179
- 圖 3-3.13 39 層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R=1.0$ )之地震力豎向分配結果 179
- 圖 3-3.14 39 層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R=1.5$ )之地震力豎向分配結果 180
- 圖 3-3.15 39 層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R=2.0$ )之地震力豎向分配結果 180

## 摘要

關鍵詞：建築物耐震設計規範及解說、隔震建築物設計、含被動消能系統建築物之設計、耐震設計規範修訂

## 一. 研究緣起

我國於 2005 年頒布施行的建築物耐震設計規範及解說中，首次增加了「隔震建築物設計」與「含被動消能系統建築物之設計」兩章節，爾後於 2011 年頒布施行的修正版本中，僅針對「隔震建築物設計」之內容進行微幅調整。在 1999 年九二一集集大地震及國內相關規範提出後，隔減震技術已廣泛應用於國內多項重要公共工程與民生建築，至今國內已超過 150 個建案採用隔震設計，近 400 個建案採用速度型消能元件進行減震設計。除此之外，國內於近十年內亦開始將隔減震技術應用於橋梁新建與補強工程。目前國內隔減震建築設計規範之分析與測試規定，主要仍依循 FEMA 273 與 274 (1997 年)之報告內容。然而，於 FEMA 368 與 369(2000 年)以及其後發行的相關正式報告與準則，包括 FEMA 450(2003 年)，以及 ASCE/SEI 7-05、7-10、7-16，隔減震建築之設計精神已有大幅變更，其中包括考慮性能導向與風險告知之設計地震需求、同時考慮第一與殘餘模態之等效線性靜力分析與反應譜動力分析程序、以及合理考慮變異性之邊界值分析；此外，分析時採用之地震歷時選取以及人造地震歷時製作，亦有因應近年全球記錄到的長延時與近斷層地表運動，而有所合理建議。因此，隨著全球耐震概念的演進及設計規範的脈動、因應國內工程業界於實務設計之回饋意見、以及鑒於國內近期多記錄到具有長週期高脈衝速度效應之近斷層地表運動(如 1999 年九二一集集大地震與 2018 年花蓮地震)，實迫切需要提出國內下一世代隔減震建築設計規範修訂方向與草案。

## 二. 研究方法及過程

本研究的主軸為因應國際規範修訂與相關近斷層地震研究結果，提出國內隔減震建築設計規範之修正對策，以達到與全球並駕齊驅之目標，並同時兼顧本土特性與有效解決品管不良問題，研究內容包含對於國內外重要文獻蒐集與彙整(如 ASCE/SEI 7-16)，以及目前國內針對近斷層地表運動效應對於地震工程之衝擊與因應對策。同時，針對美國規範中重大修訂之內容，進行了深入的理論探討以及示範例研究；包括隔震元件變異性對於設計參數之影響、隔震系統考量偏心扭轉之計算方式、以及隔震結構地震力豎向分配之方法。其中，針對隔震元件(系統)之變異性，除了探討美國規範中考量變異性之方式，更進一步針對我國耐震設計規範之內容以及特性，研討出適合我國之變異性考量方式，並於多組設計需



求之示範例中，探討我國規範針對變異性規範修訂之保守性。

### 三. 重要發現

本報告最後依據上述的研究成果與結論，提出國內隔減震建築設計規範之修正草案，包含相關分析設計與測試要求，可供國內相關工程師、產品供應商、以及公務部門使用。對於現行規範中，第九章隔震建築物設計，以及第十章含被動消能系統建築物之設計，提出了數項修訂與新增建議。新增部分包含隔震元件力學行為變異性之定義與解釋；以及於隔震元件試驗規定中，新增了出廠試驗之規定。修訂部分主要則建議將隔震元件動力歷時分析方法，包含近斷層區域之考量，合併至第三章中動力分析之相關規定；同時，因應出廠試驗之試驗項目，針對原有的性能保證試驗及實體試驗，亦於參考 ASCE7-16 後做了一定程度上之修訂。對於減震建築物，亦於規範建議修訂中，參考美國 ASCE/SEI 7-16 中相關概念，明確規定減震之定義，以避免業界於實務應用上，對於減震建築認知上之衝突與混淆。

### 四. 主要建議事項

根據本研究之成果，提出以下具體建議。

#### 建議一

建築物耐震設計規範與解說修訂：立即可行建議

主辦機關：內政部營建署

協辦機關：內政部建築研究所

根據本研究成果中所羅列之相關規範修訂項目，包含隔震系統設計參數之變異性、隔震元件出廠試驗等條文之新增，以及動力分析方法、減震建築之定義、與隔減震元件試驗規定等條文之修訂，皆經過數次產官學界專家之座談會進行協商，具有一定的嚴謹性、公平性、以及正確性，故可立即提送進行規範修訂之審查。

#### 建議二

提供本研究成果予以業界參考：立即可行建議

主辦機關：中華民國結構工程技師公會全國聯合會、台北市結構工程工業技師公會、高雄市結構工程工業技師公會

協辦機關：內政部建築研究所

本研究成果報告內容豐富充實，包含對於美國最新 ASCE/SEI 7-16 中隔減震相關規定之翻譯探討、相應設計應用示範例、以及針對我國建築物耐震設計規範之修訂建議。本研究成果可供業界技師於實務設計上參考，促使我國隔減震設計之技術步於世界尖端。

## 第一章 研究背景與目的

### 第一節 國內外隔減震實務應用案例與發展

對於結構隔震技術之應用，根據 2012 年之統計<sup>[1]</sup>(圖 1)，全球約 30 個國家中，已有超過 10,000 個隔震建築之案例，其中以日本約有 6600 棟隔震建築為最，其次為中國、俄羅斯、義大利、美國等。舉例而言，美國南加州大學醫院以及日本郵政省電腦中心的隔震結構，分別在 1994 美國加州北嶺地震與 1995 日本阪神地震中，直接驗證了應用隔震技術的良好耐震表現及可靠性；其他如阪神地區的復舊工作、美國舊金山市政廳(San Francisco City Hall)的補強<sup>[2]</sup>、美國加州州政府交通部/加州公路巡警局車管中心(Caltrans/ CHP Traffic Management Center)<sup>[3]</sup>、加州大學洛杉磯分校柯克赫夫廳(UCLA Kerckhoff Hall)與洛城郡緊急災難運作中心(Los Angeles County Emergency Operations Center)的建造<sup>[4]</sup>、以及各國採用隔震技術進行結構設計之諸多實務案例<sup>[5-8]</sup>，皆驗證了全球隔震技術蓬勃發展的趨勢。

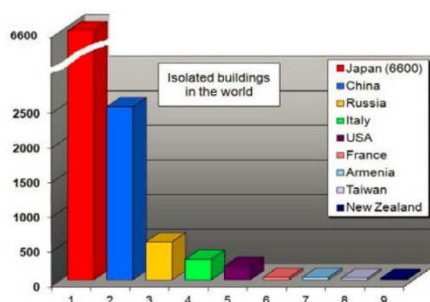


圖 1-1 2012 年全球隔震建築數量統計

反觀國內之發展，於 1999 年九二一集集大地震後，隔震技術已逐漸廣泛應用於國內建築工程，根據統計<sup>[9]</sup>，截至 2009 年底全台約有 50 個建案採用隔震設計，目前雖無正式統計資料，然而根據初步調查結果，全台至今已超過 200 個建案採用隔震設計。舉例而言，位於台北市地震二區之地上十二層地下三層的住宅大樓，隔震系統位於一樓下方，其採用了 18 顆高阻尼橡膠支承墊，並搭配 6 組油壓阻尼器<sup>[10]</sup>(圖 2)；位於新北市淡水區的地上三十八層地下三層的住宅大樓，為目前國內最高的隔震建築大樓，如圖 3 所示，其建築總高度達 133.2 m，高寬比為 3.17，隔震系統位於一樓下方，配置有 43 顆鉛心橡膠支承墊<sup>[11]</sup>，其支承墊平面尺寸最大為 1.5m，建築物隔震週期約為 5.18 sec。除橡膠支承墊外，座落於台北市士林區，地上十二層地下一層，同時具有結構平面和立面不規則的台北表演藝術中心(圖 4)，採用了 89 組摩擦單擺支承，其最大平面尺寸達 2.2 m。摩擦單擺支承之優勢為：隔震週期與垂直載重無關、水平勁度與垂直載重成正比；因此可以適用於如此複雜及不規則之建築配置。同樣地，位於台北市信義區地上二十一層地下四層之陶珠隱園，隔震系統位於地下四層下方，設置有 48 個摩擦單

因應國際規範修訂與國內近斷層地震效應對於國內隔減震建築設計規範之研修考量

擺隔震支承。該結構設計利用調整曲面半徑之方式，控制隔震週期，並且以表面摩擦來消散地震能量，以有效降低隔震位移，如圖 5 所示。



圖 1-2 台北市地震二區住宅大樓



圖 1-3 國內最高的隔震建築大樓

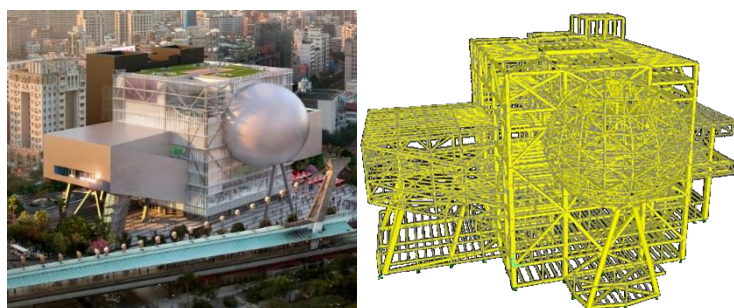


圖 1-4 臺北表演藝術中心



圖 1-5 位於台北市信義區之陶朱隱園

除基礎隔震建築物外，中間層隔震建築物之實務案例亦與日俱增，其目的在於滿足建築上的特殊考量與功能需求，且在都會區之施工較為便捷。目前國內最

常見之中間層隔震層設計是將隔震層設置在一樓頂部，如台北公館捷運大樓(圖 6)與國立台灣大學土木系研究大樓(圖 7)。位於台北市之社區住宅大樓，為地上二十三層地下四層之中間層隔震建築，如圖 8 所示；隔震系統位於二樓上方，一至二樓為群樓，三至二十三樓為兩棟隔震上部結構，採用 30 組平面尺寸為 1.4 m 之鉛心橡膠支承墊與 8 組液態黏性阻尼器。現今國內具有最高隔震層之中間層隔震建築，為位於台北市中山區地上十六層地下六層之大樓(圖 9)，隔震系統位於四樓下方。相較於基礎隔震建築物之設計與興建，中間層隔震建築物雖可提高施工效率以及更有效地使用現有建築用地，然而因上部結構與下部結構之特性均會影響隔震之效益，而使得設計更為複雜；其中非預期之高模態耦合效應，更會造成中間層隔震建築物無法發揮預期之隔震效果【12-14】。



圖 1-6 公館聯合開發大樓



圖 1-7 台大土木系研究大樓



圖 1-8 台北市中間層隔震建築



圖 1-9 台北市中山區中間層隔震建築

由圖 10 中可知，國內除了重要民生設施如醫院、學校以及防救災單位等重要建築，因必須在地震中及震後發揮功能，而採用隔震設計，以保護結構本身及其內部重要或貴重之非結構設備；一般住宅大樓亦開始大量應用隔震設計，以保障生命安全並且提升使用者之舒適性。

另外，現今國內的新建建築結構逐漸走向超高層規劃設計【15,16】，諸多建築案例動輒超過三十層樓高，此時結構設計除需考慮地震力外，風力亦為重要設計考量【16,17】；原因為由於建築高度過高、基本振動週期較長，使得風力載重往往會控制結構設計之結果，在上述建築中，工程師多會考慮採用減震技術與產品，以同



時提昇耐震能力並增進居住舒適性。921 地震之後，國內已有許多新建的建築物採用減震設計，以及許多既有的建築物採用阻尼器補強。根據初步調查結果，於 2013 年國內已有超過 300 個建築案例採用速度型消能元件之減震設計，包括一般住宅大樓、公共建設與重要結構等，此外，在近十年內亦開始應用於國內橋梁新建與補強工程【18,19】，包括採用黏性與黏彈性阻尼器設計之公共建設、高科技廠房與重要結構等，如圖 11 為捷運車站採用黏彈性阻尼器設計、圖 12 為醫院採用黏彈性阻尼器設計、圖 13 為學校教學大樓採用黏彈性阻尼器補強、圖 14 為博物館採用液態黏性阻尼器補強，及圖 15 為高科技廠房採用液態黏性阻尼器補強；而國外則有美國、日本、中國、墨西哥、義大利等地區多有採用。



圖 1-10 捷運站黏彈性阻尼器



圖 1-11 嘉義長庚醫院黏彈性阻尼器



圖 1-12 台北科技大學紡織館黏彈性阻尼器



圖 1-13 故宮博物院液態黏性阻尼



圖 1-14 高科技廠房液態黏性阻尼

綜上所述，目前隔、減震設計已是一門相當成熟的技術，在諸多分析、試驗

研究與實際應用案例中均已驗證其為相當有效的抗震技術，可大幅減少地震反應、增加結構的安全性、降低非結構元件、設備與系統的地震需求，並可滿足結構與非結構設備最高性能水準要求。

## 第二節 國內隔減震規範發展與研究目標

在 1999 年九二一集集大地震及國內相關規範提出後，隔減震技術已廣泛應用於國內多項重要公共工程與民生建築，至今國內已超過 200 個建案採用隔震設計，近 500 個建案採用速度型消能元件進行減震設計。近年較著名之重要工程案例，除上述建築外，尚有佛教慈濟醫院、長庚醫院、中央與臺北市災害應變中心、內政部建築研究所、捷運站聯合開發大樓、國家實驗研究院國家動物中心、中央研究院、中華電信股份有限公司、中華郵政股份有限公司、國立臺灣、交通、臺北科技大學、臺北 101 國際金融大樓、臺北藝術中心、故宮博物院、台新銀行、台灣銀行、台灣積體電路製造股份有限公司、聯華電子股份有限公司、宏盛帝寶、御之苑、陶朱隱園等。此外，國內近十年內亦開始將隔減震技術應用於橋梁新建與補強工程。

我國於 2005 年 7 月 1 日頒布施行的建築物耐震設計規範及解說<sup>[20]</sup>中，首次增加了「隔震建築物設計」與「含被動消能系統建築物之設計」兩章節，其中分別針對隔震建築物與含被動消能系統建築物之設計概念、設計方式、靜力與動力分析方法、以及元件之試驗與檢核等，提出了明確的定義與規定。其內容之相關條文規定，乃在學研界與工程界逐年的研修與檢討下更臻完善；例如過去內政部建築研究所委託國家地震工程研究中心執行「建築物耐震設計規範隔震設計及含被動消能系統設計專章研修與示範例研擬」計畫<sup>[21]</sup>與「建築物速度型被動消能元件設計手冊之研擬」計畫<sup>[22]</sup>，其中便提供了詳細示範例說明隔震元件、速度型消能元件之基本參數、力學特性及完整設計流程。爾後於 2011 年頒布施行的修正版本<sup>[23]</sup>中，亦針對「隔震建築物設計」之內容進行了微幅的調整。

目前國內隔減震建築設計規範之分析與測試規定，主要仍依循 FEMA 273 與 274 (1997 年)<sup>[24]</sup>之報告內容。然而，於 FEMA 368 與 369 (2000 年)<sup>[25]</sup>以及其後發行的相關正式報告與準則，包括 FEMA 450 (2003 年)<sup>[26]</sup>，以及 ASCE/SEI 7-05<sup>[27]</sup>、7-10<sup>[28]</sup>、7-16<sup>[29]</sup>，隔減震建築之設計精神已有大幅變更，包括考慮性能導向與風險告知之設計地震需求、同時考慮第一與殘餘模態之等效線性靜力分析與反應譜動力分析程序、以及合理考慮變異性之邊界值分析；此外，分析時採用之地震歷時選取以及人造地震歷時製作，亦有因應近年全球記錄到的長延時與近斷層地表運動，所提出之合理建議。

綜合上述，隨著全球耐震概念的演進及設計規範的脈動、因應國內工程業界於實務設計之回饋意見、以及鑒於國內近期多記錄到具有長週期高脈衝速度效應之近斷層地表運動(如 1999 年九二一集集大地震與 2018 年花蓮地震)，實迫切需要提出國內下一代隔減震建築設計規範修訂方向與草案。再者，對於隔減震元

件的測試要求，包括試驗規定與檢核標準，有鑒於隔減震元件在過去數十年的多元性與不斷創新、近年國內實驗設施容量大幅提升、長延時與近斷層地表運動之合理測試程序、近期日本阻尼器之品管不週事件，實有必要進行更為嚴謹的探討，並提出更為適切且合理的之測試要求，以俾利國內隔減震建築設計規範更臻完整，並使國內隔減震技術之應用與發展更趨健全，避免此一優良耐震技術再次遭到誤用或社會大眾的誤解。

因此，本研究的主要目的為，因應國際規範修訂、國內近斷層地震效應，提出國內隔減震建築設計規範之修正對策，以達到與全球並駕齊驅之目標，並同時兼顧本土特性與有效解決品管不良問題。其中透過國內外重要文獻之蒐集與彙整，並且進一步整理國外相關規範之演進，可以了解其規範修訂之精神與概念，藉此經驗可以釐清我國規範現況之優勢與修訂之策略；再者，藉由研究我國近斷層地震之特性，以及歷年來近斷層地震對於建築所造成的影響，可以進一步完善現行規範中，對於近斷層地震應對策略所不足之處。本研究所提出之規範修正草案，包含相關分析設計與測試要求，可供國內相關工程師、產品供應商、以及公務部門使用，同時有效且正確地推廣隔減震技術，使國內隔減震技術發展更為成熟。

## 第二章 美國 ASCE/SEI 7-16 隔減震建築設計標準

### 第一節 簡介

ASCE (American Society of Civil Engineers) 美國土木工程師學會，成立於 1852 年，為美國該領域最早成立之非營利性組織，亦為全球土木技術發展之領頭羊。其專業領域會員至今已超過 15 萬人，遍佈全球 177 個國家。該學會研究範疇包含營建工程、建築、工程力學、河海工程、大地、環境、測量、以及交通工程等。隸屬 ASCE、以研究結構技術與發展實務應用為宗旨的結構工程學會 (SEI, Structural Engineering Institute)，於結構工程領域方面，出版了許多具有代表性的設計準則，其中 ASCE7: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Building and Other Structure，為建築相關結構以及其附屬非結構構材，提供了最小設計載重、危害等級、以及性能目標等相關設計準則。本章分別針對 ASCE7-16 中第十七章隔震結構耐震設計要求 (Seismic Design Requirements for Seismically Isolated Structure)，以及第十八章結構安裝阻尼系統之耐震設計要求 (Seismic Design Requirements for Structures with Damping System)，兩個章節中之條文與解說進行說明，並且補充相關概念及理論之探討。

以下各小節內容中所探討的 ASCE7-16 準則內容，會依據原文章節編號與順序依序進行，並且除了同時探討準則中之條文與解說，亦會在必要處補充相關說明或是公式推導。

### 第二節 隔震結構耐震設計要求

#### 17.1 通則

隔震結構及其相關部分之設計和建造方式，均應依照本節之要求，並且符合本準則之相關適用要求。

#### 解說

隔震為一種分離結構反應與具有潛在損傷結構可能性之水平向地震的設計方法，因通常被應用於建築物基礎位置而被稱為基礎隔震。相較於傳統固接於地表的結構型式，此分離機制可顯著降低建築物之地震反應。

過去三十年中，大地震對於建築物和基礎設施所造成的嚴重損壞，使得美國的隔震技術、隔震建築及隔震橋梁相關設計準則、以及隔震元件之標準化試驗流程迅速發展。

隔震結構的設計要求，首現於美國 1991 年 “Uniform Building Code” 規範中之附錄，該附錄內容之制訂，乃根據加州結構工程師學會 (Structural Engineers Association of California) 之州立地震委員會 (State Seismic Committee)，所發行的



準則“General Requirements for the Design and Construction of Seismic-Isolated Structures”。至今，上述規定演化為兩種分別不同的設計需求；其一為本準則(ASCE/SEI 7)第十七章隔震結構耐震設計要求(Seismic Design Requirements For Seismically Isolated Structures)，另一為 2007 年出版的 ASCE/SEI 41 準則中第 9.2 節：現有建築物耐震補強(Seismic Rehabilitation of Existing Buildings)<sup>[30]</sup>。此兩種準則的設計與分析方法相似，惟 ASCE / SEI 41 對於補強建築的上部結構之要求更為寬鬆。同時，美國公路橋樑隔震設計的基本概念與原則，亦首見於 1990 年 AASHTO 的“Guide Specifications for Seismic Isolation Design”<sup>[31]</sup>規範中。而該規範的後續版本 (AASHTO 1999) <sup>[32]</sup>，則為隔震元件力學行為之分析與設計，系統性地提供了一套制訂界線限制的方法。

當前的本版 ASCE / SEI7 第 17 章裡之規定進行了重大修改，旨在促進隔震技術之設計和應用，從而促進該技術的擴展使用。本準則之設計要求非針對特定的隔震方式，而是適用於各式隔震系統。由於設計要求擁有高度的通用性，因此需要對隔震系統元件進行測試，確認設計中所使用到之工程參數，以確保隔震系統使用之適當性。一般而言，適當的隔震系統須具備有：(a) 設計位移下能保持水平和垂直的穩定性；(b) 隨位移增大之回復力；(c) 性能不會在重複循環載重下顯著降低；(d) 具有可量化之工程參數（例如：力量-位移特性和阻尼）。

隔震系統之力量-位移行為可分為四類，如圖 C17.1-1 所示，圖中假設每條曲線皆有相同的設計位移 $D_D$ 。為求清晰展示，圖中未包含犧牲性風束制系統所提供之勁度

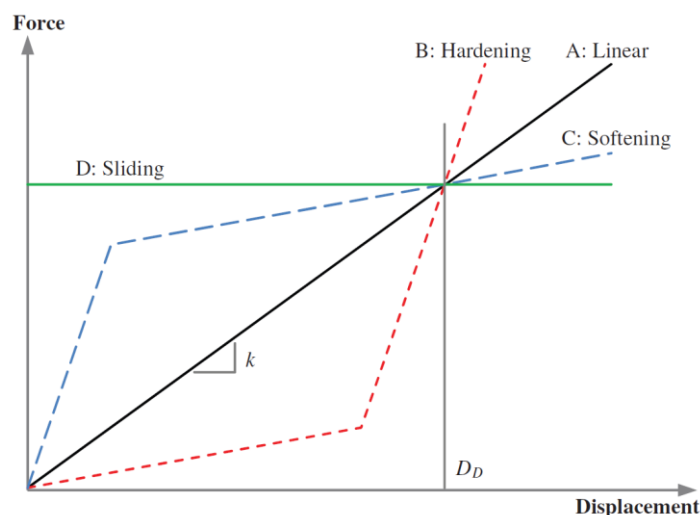


圖 C17.1-1 隔震系統理論力量-位移曲線

承上圖，線性隔震系統（曲線 A）之等效週期為定值且獨立於位移需求，傳遞至上部結構之力量與隔震系統的位移成正比。應變硬化隔震系統（曲線 B）具有較低的初始側向勁度（或較長之等效週期），隨後在較大的位移需求下具有較高的第二勁度（或較短之等效週期）。當實際位移大於設計位移時，上部結構之

力量需求會增加，然而相較於線性隔震系統，該隔震系統會產生減小的位移。軟化隔震系統（曲線 C）具有相對較高的初始勁度（或較短之等效週期），隨後在較大的位移需求下具有相對較低的第二勁度（或較長之等效週期）。當實際位移大於設計位移時，上部結構之力量需求會減少，然而隔震系統所產生之位移會明顯大於線性隔震系統。缺乏側向回復力之純滑動隔震系統（曲線 D），其行為由滑動界面處產生的摩擦力所控制。隨著位移的增加，有效週期會增加，而傳遞至上部結構的力量卻維持定值。此系統於地震重複性地震擾動下所引至之最大隔震位移，與該地震之特性高度相關，因此有可能會超過設計位移 $D_D$ 。由於該系統之回復力不會隨著位移而增加，無助於結構復位與防止倒塌，無法應用本準則之設計程序，因此該系統禁止使用。

本章訂定了隔震系統設計位移、結構設計剪力、以及其他關於隔震結構之特定要求，且上述項目皆僅依據  $MCE_R$  進行考量。而其他所有設計要求，包括載重（地震力除外）、載重組合、容許力與應力、及水平剪力分佈等，皆與一般固定基底(Fix-base structure)結構相同。本版規範主要變革包括：

- 將彈性設計基底剪力之計算程序依據，由原規範之設計地震(Design Earthquake, DE)，修訂為風險導向最大考量地震(Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake,  $MCE_R$ )，並且於計算程序中，採用一組具有一致性之上、下界位移和勁度特性進行運算。此修訂亦藉由僅考量  $MCE_R$  之案例，簡化了設計和分析過程。
- 放寬靜力分析 (Equivalent Lateral Force, ELF) 程序之標準與容許極限。本修訂有效地簡化了基礎隔震結構，於隔震系統及上部結構之設計上，複雜且耗時的非線性歷時分析方法。
- 強化隔震系統中相關設計特性之定義。
- 採用製造商依據先前實體試驗結果所提出之隔震元件標稱特性。
- 上述之標稱特性，為考量其表現之不確定性，引入 AASHTO (1999) <sup>[32]</sup>  $\lambda$  參數之概念進行調整，進一步計算出隔震系統設計程序中之上、下界特性。
- 提出靜力分析中，地震力豎向分配之新方法。
- 簡化非線性歷程分析中，考量 5% 意外偏心質量之方法。
- 將隔震設計案所需的同行評審數量，由目前的三到五人，減少至最少一名。此外，同行評審無需參與實體試驗。
- 建立一套計算流程，當隔震應用案例具有相對長週期、高降伏力或摩擦力、以及低降伏位移時，預估其於不同地震程度下，隔震系統可能發生的永久殘餘變位。

### 17.1.1 名詞定義

以下名詞定義僅適用於本章且相關定義衍伸自第 11 章(註：Chapter 11, Seismic Design Criteria)

- **上部結構底層(Base Level)**：指隔離交界面上方結構的第一個樓層。
- **位移束制系統(Displacement Restraint System)**：泛指用以限制「最大考量地震下，隔震結構側向位移」之所有結構構件。
- **等效阻尼(Effective Damping)**：隔震系統於一個完整循環之消能行為下，所相應之黏性阻尼。
- **等效勁度(Effective Stiffness)**：由隔震系統(或其中隔震元件)之側向出力，除以該力量對應之側向位移後所得之值。
- **隔離交界面(Isolation Interface)**：隔震結構上半部(即隔震系統上方結構)與下半部(即隔震系統下方結構)的交界面，隔震系統下方結構假設與地表呈剛性運動。
- **隔震系統(Isolation System)**：由隔震元件、元件間傳遞力量之結構構件、與結構構件之連接元件所組成，同時亦包括為滿足本章中相關規定所設置之風束制系統、位移束制系統以及消能元件。
- **隔震元件(Isolator Unit)**：隔震系統中具有水平向柔性及垂直向剛性的結構元件，於設計地震力下可以發揮足夠大的側向變位。單一個隔震元件可視為結構重量承載系統之一部分，亦可單純提供隔震功能。
- **最大位移(Maximum Displacement)**：隔震系統設計時所採用的最大側向位移(不包括實際與意外扭矩所造成的額外位移)。最大位移必須分別由隔震系統之上界與下界特性進行計算。
- **軟化(Scragging)**：指橡膠產品(包括彈性支承)於反覆運動或是循環加載試驗下，勁度下降之現象，其中部分下降之勁度可隨時間回復。
- **最大總位移(Total Maximum Displacement)**：最大總位移包括最大位移與實際和意外扭矩所造成的額外位移，使用目標為驗證隔震系統與相關結構構件之穩定性、設計結構間距以及決定隔震元件實體試驗之垂直向試驗條件。最大總位移須分別由隔震系統之上限與下限特性進行計算。
- **風束制系統(Wind-restraint System)**：泛指提供束制「隔震系統風載重下之反應」功能的結構構件，該功能可整合或獨立於隔震元件中。

### 17.1.2 符號定義

(此處省略，合併於下方各條準則內文中。)

## 17.2 設計通則

### 解說

對於理想的隔震設計應用，結構的側向位移主要來自於隔震系統的變位，而非上部結構的內部變形。上部結構的側向力抵抗系統必須設計得具有足夠的勁度與強度，以防止較大的非彈性變形發生。因此，此準則提出了相應的標準，以限制上部結構之非彈性反應。雖然損害控制並非本章的主要目標，但藉由限制非彈性反應之設計，便可直接降低地震所引至之損害。一般而言，依據本準則所設計之隔震結構會滿足以下條件：

1. 於中小度地震下，結構構材、非結構構件、及結構內容物不會發生損傷；
2. 於大地震下，隔震系統不會失去功能、結構構材不會發生重大損傷、非結構構件不會大範圍破壞、並且結構內部設備的主要功能不會喪失。

隔震結構於中大型地震中，預期比固定基底結構有較優的性能表現。表 C17.2-1 比較了依照本準則所設計之隔震結構與固定基底結構，於不同程度地震下之預期性能。隔震結構之實際性能，需透過一系列的地震歷時，進行非線性歷時分析，以求得樓層加速度及層間變位反應。以上計算結果可用以估計結構震後修復成本，參考 FEMA P-58 中耐震性能設計法(Performance-based Earthquake Engineering, PFEE)<sup>[33]</sup>，或使用大規模直接/間接成本模擬軟體(HAZUS)<sup>[34]</sup>。評估隔震對於提升結構耐震性能之程度，必須考量隔震設計對於樓層加速度以及層間變位所造成之衝擊，因為此兩項反應為影響機械、電氣及管線系統 (Mechanical, Electrical, and Piping, MEP)、天花板與隔板系統、以及建築內容物等損壞程度之關鍵設計需求參數。

表 C17.2-1 各地震程度下之性能預期表現

Performance Measure	Earthquake Ground Motion Level <sup>a</sup>		
	Minor	Moderate	Major
Life safety: Loss of life or serious injury is not expected	F, I	F, I	F, I
Structural damage: Significant structural damage is not expected	F, I	F, I	I
Nonstructural damage: Significant nonstructural or content damage is not expected	F, I	I	I

<sup>a</sup>F indicates fixed base; I indicates isolated.

表 C17.2-1 中所列，不包含失去功能或是中止服務之建築物。對於特定的固

定基底設施或機構，除非其結構或非結構構件於地震中遭受到嚴重損害，導致建築物關閉或無法進入，否則不允許此設施或機構喪失功能。而對於其他固定基底之設施或機構，即使結構僅受到輕微的損傷，也有可能因為重要的非結構元件受到損傷，而導致此設施或機構之功能喪失。採用本準則所設計之隔震結構，預期將可以減輕結構和非結構性之損傷，並保護建築免於功能喪失。另外，此隔震結構震後所需之修復時間，亦可透過前述 FEMA P-58 之 PBEE<sup>[33]</sup>方法進行評估

觀察全世界各地，中大型地震對於固定基底結構物，造成結構或非結構損傷的主要原因，來自於高強度之水平地表運動，而非垂直向振動。依據典型的垂直載重設計程序，會導致結構斷面及尺寸設計上，對於承受地震力，具有相對較高的安全係數。因此，現有規範對於垂直向地震力  $E_v$  之計算(根據第 12.2.4.6 和 12.2.7.1 節之規定)，於設計地震力下採用  $0.2S_{DS}D$ ；其中  $D$  為靜載重，計算方式依結構設計時所分配之靜載，而非實際參與結構垂直向振動的精確載重。上述地震力，對於隔震結構，公式中之  $S_{DS}$  須改成  $S_{MS}$ 。

然而，與固定基底結構相同，隔震結構若僅考慮水平向地表運動，將可能低估結構樓層及其他結構構件之加速度反應。固定基底結構及隔震結構中之部分構件(包括大跨度、垂直不連續、或長距離懸臂構件)，可能會對地表垂直運動所引發的結構放大反應特別敏感。同時，對於特定的非結構構件，如隔音板吊頂系統(Acoustic tile suspended ceiling systems)，也特別容易受到垂直向和水平向地表共同運動之影響。因此這些結構物次要組件或構件，須額外對於垂直向地震進行考量。此外，具有相對較低垂直載重、且位於柱下方共同抵抗地震力之隔震支承，可能會因較大的垂直地表加速度和整體傾覆之影響，而產生淨上舉或拉伸變位。此種上舉或垂直向張力，可能對於於隔震層下方之基礎結構造成高度衝擊力，危及隔震支承之穩定性，甚至導致破壞。

基礎隔震結構若位於逆衝斷層或斜滑斷層之上盤區域，則因具有較大地垂直向加速度，須特別考慮垂直向地表運動。

力學特性與垂直載重相依之隔震元件，其水平向反應可能會因為結構水平與垂直向耦合之關係，因垂直向加速度變化而造成改變。

依據第 C17.2.4.6 節所述，垂直向反應譜以及柱和隔震支承之垂直向設計需求等，為易受垂直向擾動所影響之結構設計參數。而具顯著水平與垂直耦合現象的隔震建築，當垂直向運動頻率為此耦合振態時，結構會產生額外的水平向加速度反應。

若欲調查垂直向地表運動對結構反應之影響，建議採用以下任一種分析方法：

- 反應譜分析採用水平以及向上與向下之垂直向反應譜。
- 進行垂直向反應譜分析，並依據 100%-30%-30%之正交組合規則，結合水

平向反應譜分析結果。

- 依據第 C17.3.3 節之建議，進行三軸向歷時分析，並確實採用垂直向地表加速度記錄。
- 依據第 17.3.3 節之規定進行水平向歷時分析，並考量第 17.2.7.1 節中所規定的最大及最小垂直向載種組合。須特別注意的是，本項分析方法的兩種加載方式，對於力學特性與垂直載重相依之隔震元件，會造成其力學特性之改變，因此會更進一步造成基底剪力與隔震位移的改變。

上述分析中的結構模型應能夠模擬垂直反應和垂直質量參與的影響，並應包括 C17.6.2 節中的建模建議。

### 17.2.1 用途係數

整體結構(包括隔震系統上方結構)皆須參照表 1.5-1 進行風險等級分類。唯耐震用途係數  $I_e$  在所有風險等級中皆為 1.0。

#### 補充說明：

表 1.5-1 為建築物風險等級分類，分有四個等級，等級越高代表該建築物有較高的生命及社會風險，以及較重要的功能性。表 1.5-2 為依據風險等級所建立的用途係數，風險等級越高，用途係數也就越大；其中分有雪害、冰、以及地震等用途係數。相較之下臺灣沒有雪及冰之危害考量，所以台灣耐震設計規範中只有地震用途係數。

### 17.2.2 結構規則性

隔震系統上方結構若屬表 12.3-1 中的 1b 平面不規則性，及表 13.3-2 中 1a, 1b, 5a, 5b 的立面不規則性，則應參照不規則結構之規定進行設計。

#### 補充說明：

表 12.3-1 為結構平面不規則性之定義，表 12.3-2 為結構立面不規則之定義，其中大致上分類接與台灣規範相似，因其內容不屬於本研究探討範圍，此處僅將上述二表之項目羅列如下。

表 12.3-1 平面不規則，包含 1a. 扭轉不規則；1b. 極端扭轉不規則；2. 具凹角性；3. 橫隔板不連續性；4. 面外錯位性；5. 非平行結構系統。

表 12.3-2 立面不規則，包含 1a. 勁度不規則-軟層；1b. 勁度不規則-極軟層；2. 質量不規則性；3. 立面幾何不規則性；4. 抵抗側力的豎向構件立面內不連續；5a. 強度不連續性-弱層；5b. 強度不連續性-極弱層。

其中部分平面與立面不規則性，於 ASCE/SEI7-16 隔震設計中不予以考慮，



原因為此不規則性，可以透過隔震系統勁度之設計進行調整，且上部結構於地震作用下，相較於固定基底結構具有較剛性之運動，此數項不規則性對於結構所造成之負擔亦較為輕微。

### 17.2.3 結構贅餘度

隔震系統上方之結構，須考量 12.3.4 節規定之結構贅餘度係數  $\rho$  進行設計；若隔震系統上方之結構不屬於 17.2.2 節中所定義之不規則結構，則結構贅餘度係數  $\rho$  可視為 1.0。

#### 補充說明：

舉例而言，ASCE/SEI 7-16 第 12.4.2.1 節中提到，用以進行靜力分析之水平向地震力  $E_h = \rho Q_E$ ，其中  $Q_E$  為有效地震力，而當結構物屬於不規則結構時，其贅餘度係數  $\rho$  為 1.3。

### 17.2.4 隔震系統

#### 17.2.4.1 環境狀況

隔震系統除了滿足地震力及風力造成之垂直向及側向須求外，尚須考慮其他環境狀況，例如：老化效應、潛變、疲勞、作業溫度、以及暴露於潮濕或破壞性物質環境。

#### 解說

必須徹底調查，可能會對於隔震系統之性能，產生不利影響的環境條件。考量隔震元件環境因素影響的具體要求，規定於新增的第 17.2.8 節中。與性質不隨時間顯著變化的一般材料不同，隔震元件中所使用的材料，通常在建築物的生命週期內，便會產生顯著的老化效應。由於第 17.8 節的測試項目中沒有考慮到老化、污染、軟化（於反覆運動或是循環加載試驗下，勁度下降之現象）、溫度、速度效應、及磨損的影響，設計者必須通過明確的分析來解釋上述影響。AASHTO 規範（AASHTO 1999）<sup>[32]</sup>中對於考量上述影響之方法，已納入本準則中第 17.2.8.4 節之特性修改因子。

#### 17.2.4.2 抗風

隔震結構必須能夠抵抗隔離界面以上所有樓層之設計風力。於隔離界面之風束制系統，必須能夠限制隔震系統的側向位移，使其於設計風力作用下，不大於 17.5.6 節中針對隔震系統上方結構所規定的層間變位值。

#### 解說

由風荷載所引致之隔震區域側向位移，必須予以上部結構限制樓層相同之限

制值。

#### 17.2.4.3 防火

隔震系統之防火時效不小於該系統所在區域中，所有柱、牆、以及其他垂直承載元件之防火時效。

#### 解說

火災可能會對於隔震系統的側向性能產生不利影響，但至少必須保護隔震系統的垂直向承載力，以及維持上部結構所有構件穩定性之能力。

#### 17.2.4.4 側向回復力

為確保隔震系統具有足夠的側向回復力，考慮其上、下界特性，皆必須使隔震系統於最大位移下的水平出力，大於「50%最大位移對應之水平出力」 $0.025W$ 以上。

#### 解說

回復力之規定旨在限制隔震系統中，由於任何地震事件所造成的殘餘位移，使其能夠保有充分的隔震位移，以承受餘震和未來的地震。殘餘位移的推估將於C17.2.6節中討論。

#### 17.2.4.5 側向位移限制

不得使風險導向最大考量地震(MCER)之隔震位移，於位移束制系統之限制下小於「最大總位移( $D_{TM}$ )」，除非該隔震建築滿足以下之設計條件：

1. MCER下結構物之分析，須滿足17.6節中對於動力分析之相關規定，並確實考量隔震元件以及隔震系統上方結構物之非線性行為。
2. 隔震系統及其下方結構之極限容量，須超過MCER下之力量與位移需求。
3. 隔震系統上方結構，必須確保其於MCER下之穩定度與韌性需求。
4. 隔震位移束制系統不會於 $0.6 D_{TM}$ 以下發生作用。

#### 解說

不鼓勵採用位移束制之方式，限制超出隔震設計值之位移。若使用位移束制系統，則須進行明確的非線性歷時分析，並參照第16章之規定，考量位移束制系統對於隔震系統之影響。



### 補充說明：

含位移束制系統之隔震結構，一旦於地震中超過設計位移，上部結構會因為位移束制系統之瞬間出力，而受到非常大的衝擊力，有可能因此造成額外的損傷。故本準則不鼓勵採用位移束制之方式，限制超出隔震設計值之位移；言下之意，應於設計階段，充分考量足夠的隔震位移。

故本文中更進一步提出，不允許在一般情況下，含位移束制系統之非線性歷時分析(MCER 等級下)結果中，束制系統於最大總位移發生前便提早觸發，而因此導致結構承受額外的衝擊力。

#### 17.2.4.6 垂直加載穩定性

隔震系統中的每一個元件，皆必須於最大總位移下，具備有足夠的垂直加載穩定性。該垂直加載必須依據 17.2.7.1 節中，載重組合二之最大垂直加載、及載重組合三之最小垂直加載進行計算。

#### 解說

用以評估隔震元件穩定性之垂直荷載，應使用之靜載重與活載重組合之極限值及 MCER 等級下之地震力最大需求進行計算。由於地震為反覆加載運動，因此地震力之峰值配合上靜載與活載組合之極限值，方可得到每個隔震元件的最大壓力與最大拉力。每個隔震器的穩定性，應加載上述兩種極限垂直荷載，並以隔震系統於 MCER 所承受之最大位移程度進行驗證。除此之外，隔震系統的所有元件都需要經過測試或類似措施，以證明其對 MCER 地震之的水平穩定性。該性能可以透過非線性靜態分析下，隔震系統展現出之水平向和垂直向穩定性進行驗證，分析必須考量包含隔震系統在內的整體結構系統，以及 MCER 地震作用下之最大位移。

#### 17.2.4.7 傾倒

於各載重組合下(包含所有地震力及垂直力加載狀況)，隔離交界面上方結構之抗傾倒安全係數不得小於 1.0。其中計算傾倒力矩時，須以 MCER 等級之地震力作為側力，並且以 W 作為垂直向之回復力。

不允許各別隔震元件發生局部上舉之狀況，除非該行為不會造成其他隔震元件及結構構件之應力過度及不穩定情形。

#### 解說

此節之要求是為防止結構整體傾覆，以及因局部上舉造成元件承受過大的應力。只要隔震系統不脫離其水平力抵抗系統(包含細部連接元件)，則可接受隔震元件之上舉。相對的，在某些隔震系統中所之細部連接元件不具抗拉能力，因此

在分析和設計中加以考慮此一狀況。若隔震元件之抗拉能力被用以抵抗結構上舉，則必須依據第 17.2.4.6 和 17.8.2.5 節之規定進行設計和試驗，以驗證系統在最大總位移時能充分抵抗拉力。

#### 17.2.4.8 檢測與更換

下列事項皆必須列入長期檢測與更換之計畫：

1. 隔震系統的所有構件，皆必須保留有檢測與更換之通道。
2. 專業技師必須在核發使用執照前，對於隔震系統所在空間及穿越隔離交界面之構件，進行一系列的檢查。該系列檢查，必須確認隔震結構可以在最大總位移所包含的空間內，進行自由無阻的運動，並且確認穿越隔離交界面之構件，必須具有足夠容納該運動的容量。
3. 隔震建築必須由其負責之專業技師，制定一套完整的觀察、監測與維護計畫。
4. 隔震系統元件及穿越隔離交界面構件之改裝、修復、及補強皆必須在專業技師的指導下進行。

#### 解說

即使大多數隔震系統在地震發生後皆不需進行更換，但仍必須提供隔震系統檢查、維修、及更換之管道。在某些情況下（如 17.2.6 節所述）隔震器需要重新復位。隔震系統平時應定期檢查，且於大地震發生後也應進行檢查，並且修理或更換任何損壞的元件。

#### 17.2.4.9 品質管制

隔震元件的品質管制試驗計畫，必須由該隔震建築之專業設計技師，參照 17.8.5 節之性能試驗規定所制定。

#### 解說

隔震元件的製造和安裝都需要有測試和檢查程序。由於隔震技術的快速發展，對於特定隔震系統而言，參考特定的測試和檢查標準會於執行上遭遇困難；然而，某些隔震系統的測試和檢查程序則有可能作為參考（例如彈性隔震元件應遵照 ASTM D4014 之要求<sup>[35]</sup>）。而其他類型之隔震系統，類似的標準尚有待開發。因此，每個項目都應制定專門的檢驗程序和測試計畫，以確保製造品質。品管要求可能因所使用隔震系統的類型而有所不同。品管測試的具體要求可參閱本準則第 17.8.5 節。

#### 17.2.5 結構系統

##### 17.2.5.1 地震力之水平傳遞

隔離交界面以上結構之樓版及結構構件，須具備有連續性，並且提供足夠的強度與韌性以傳遞力量。

#### 17.2.5.2 結構最小間隔

隔震系統上方結構與周圍擋土壁或其他阻礙物之最小間隔，必須大於最大總位移。

#### 解說

隔震結構與其他結構或剛性阻礙物之間應有一最小間隔，以允許地震發生時，上部結構在所有方向上能不受限制之水平位移。此最小間隔應考量隔震系統的最大總位移、上部結構的最大側向位移、以及相鄰結構的側向變形。

#### 17.2.5.3 非建築結構物

非建築結構物之設計與建造必須依據 15 章之相關規定進行，其中設計位移與力量依照 17.5 節與 17.6 節計算。

#### 17.2.5.4 鋼結構同心斜撐

屬於耐震設計類別(Seismic Design Category)D、E、F 之隔震結構，若滿足以下所有條件，則可允許將鋼結構同心斜撐視為抗地震側力系統，並且允許最大高度為 160 ft (48.4 m)。

1. 17.5.4 節中所定義之  $R_I$  為 1.0。
2. 公式 17.5-3 中所定義的最大總位移  $D_{TM}$  必須放大至 1.2 倍。

#### 補充說明：

因美國地震危害度與震區區分與台灣定義不同，此處關於建築物種類與高度之限制，較無於本研究討論之必要，故於此省略解釋之文字。然而本條文訂定之意義仍解釋如下：

- 相較之下，根據 ASCE7-16 Section12 之規定，針對固定基底之建築物，Category D,E 之鋼構同心斜撐結構允許高度為 10.7m，Category F 則不允許鋼構同心斜撐結構。因此採用隔震設計後，上部結構的地震需求較小，故可以放寬限制。
- $R_I$  採用 1.0 表示在設計地震下上部結構必須維持彈性。
- 研究顯示，若隔震層位移過大，導致上部結構撞擊到周圍護壁或擋土牆時，

含鋼構同心斜撐之上部結構會有非預期的倒塌危險，故須特別放大隔震間距。

#### 17.2.5.5 隔震系統連接構件

上部結構底層(Base level)以下之隔震系統鋼結構連接構件，允許採用 AISC 341 E1.6a 及 E1.6b 中之相關規定進行設計。

#### 解說

本節所述之連接構件乃指隔震元件與結構構件間之接合元件。隔震系統由隔震元件、接頭、與接合元件所組成。一般而言，接頭會直接位於隔震元件之正上方；然而市面上仍有許多其他接頭之設計形式，本節旨非排除其他形式。關鍵必須注意隔震系統之連接構件乃是以  $V_b$  等級之力量進行設計，而隔震系統上方元件則是以  $V_s$  等級之力量進行設計。(補充說明： $V_b$  與  $V_s$  之定義詳見 17.5.4 節)

雖然隔震系統之連接構件不需考量韌性設計，且這些構件於  $V_b$  等級下仍採用  $R=1.0$  之彈性設計，但在某些情況下，考量這些接合元件之韌性設計(若可行)可防止不可預見之加載。過去已相關類似經驗可循，其方法乃依循表 12.2-1 之規定進行耐震細部設計，並且令其彎矩與剪力強度皆高於規定之最小值。達到此一目標之方式包含提高設計力，或是使其彎矩與剪力強度，能夠容納連接梁之塑性彎矩強度(可參考 AISC 341 或 ACI 318 中對於一般彎矩構架(Ordinary Moment Frame, OMF)之相關規定)。

#### 17.2.6 附屬結構物之部分構體及非結構構件

附屬於隔震結構之部分構體、永久型非結構構材及其附屬構件、以及永久且固定安裝於結構體上之設備物等，必須依據本章及 13 章之規定進行地震力及位移之設計。

##### 17.2.6.1 隔離界面以上之構件

隔離界面以上附屬結構物的部分構體及非結構構件，必須能夠承受於動力歷時分析中，該構體、構件、或其他須特別考量部分於最大反應下之總地震側力；然若已依照 12 及 13 章中所規定之地震力進行設計，則不需要遵照本規定。

#### 例外

根據第 12 章或第 13 章的規定，隔震結構元件、非結構構件、其他用於抵抗地震力和位移之設計元件，不需要滿足此規定。

##### 17.2.6.2 穿越隔離界面之構件

穿越隔震介面之附屬結構物的部分構體及非結構構件，必須能夠承受隔震系統的最大總位移，並且考量隔震系統的永久變位。

### 17.2.6.3 隔離交界面下方之構件

隔離交界面下方之附屬結構物的部分構體及非結構構件，須依照 12.1 及 13 章之相關規定進行設計與建造。

#### 解說

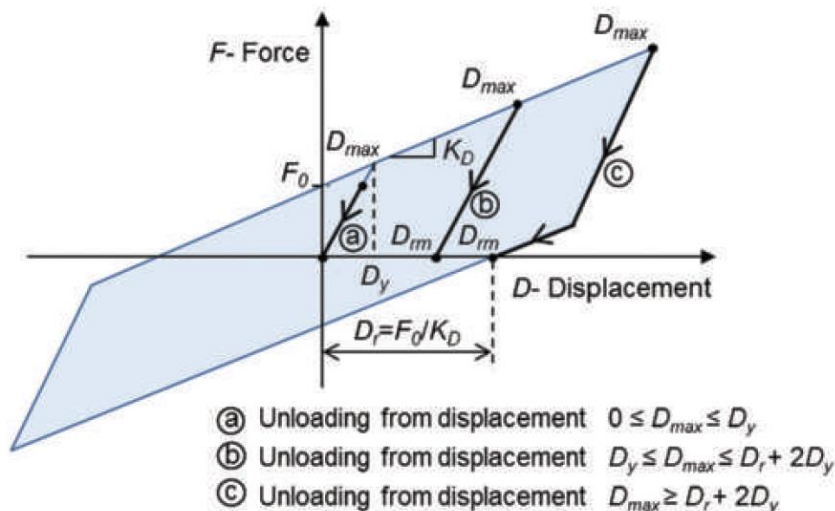
為了容納隔震結構(隔震交界面上方)與地面(隔震交界面下方)之間的水平垂直變位差異，須具有一定柔性的接合方式。此外，穿越隔震交界面之剛性元件(如樓梯、電梯井和牆壁)必須詳細設計，以滿足最大總位移，不得牴觸生命安全之規定。

各式隔震元件於結構中，於不同特性地震作用下之效率與性能表現，皆有大量的實驗和數值分析研究<sup>[36-43]</sup>。這些研究中之實驗通常採用縮尺試體，且試體亦是於實驗室等級之高精密度環境下完成製造。同時，早期研究主要集中在彈性隔震元件上，近年來逐漸轉移至單/多曲面摩擦隔震元件。後者為更長的隔震週期需求，提供了另一種選擇。

近期於實尺寸振動台試驗<sup>[44]</sup>和數值分析研究<sup>[45]</sup>中發現，若隔震系統同時具備長週期、高降伏/摩擦力、以及低降伏位移之特性，將易導致隔震系統於震後發生殘餘變位。上述研究中發現，若隔震結構週期大於 4 秒，且隔震系統降伏力介於結構重量 8% 到 15% 之範圍內，則會發生 2 至 6 in (約 50 至 150 mm) 的殘餘變位。此種永久性變位可能會影響結構的使用性，並危及穿越隔震皆介面構件的功能(例如防火和防風兩元件、出入口設施、電梯和主要管線系統之接頭)。

Katsaras 2008<sup>[45]</sup>年之報告中，透過廣泛地數值分析和參數研究，提出了估算任何隔震系統中永久殘餘變位的建議方法。該方法使用理想化的雙線性隔震系統(如圖 C17.2-1 所示)，合理地預測了實尺寸試驗中的殘餘變位<sup>[44]</sup>。影響殘餘變位的三個變量為隔震週期(以降伏後勁度  $K_D$  表示)，降伏/摩擦水平 ( $F_0$ ) 和降伏位移 ( $D_y$ )。(補充說明：特別注意，此處所謂的降伏水平，原文中所使用的詞為 yielding level，與一般認知的降伏力  $F_y$  不同；此處  $F_0$  等於特徵強度  $Q_d$ ，但對於摩擦力之定義則與一般認知相同。)



圖 C17.2-1 靜態殘餘位移於雙線性系統  $D_{rm}$  中之定義

永久殘餘變位  $D_{rd}$  為隔震系統降伏位移  $D_y$ 、靜態殘餘位移  $D_r$  與  $D_{rm}$  等參數之函數(見 C17.2-1 式)；其中  $D_r = F_0 / K_D$ ， $D_{rm}$  為地震下最大隔震位移  $D_{max}$  之函數，其關係參見表 C12.2-2。

$$D_{rd} = \frac{0.87D_{rm}}{\left(1 + 4.3 \frac{D_{rm}}{D_m}\right) \left(1 + 31.7 \frac{D_y}{D_r}\right)} \quad (C12.7-1)$$

因此，可透過簡單的兩個步驟來估算永久殘餘變位  $D_{rd}$ ：

- 根據隔震週期（以降伏後勁度  $K_D$  表示）和降伏/摩擦水平  $F_0$  計算靜態殘餘位移  $D_r$ 。表 C17.2-3 提供了根據隔週期  $T$  (範圍為 2.5 至 20.1 秒) 及降伏/摩擦水平  $F_0$  (範圍為 0.03 W 至 0.15 W)，快速查找  $D_r$  之方法。
- 透過  $D_r$  及  $D_y$ ，可由公式 C17.2-1 計算永久殘餘變位  $D_{rd}$ 。表 C17.2-4 和 C17.2-5 分別提供了當地震下最大位移 ( $D_m$ ) 為 10 in 和 20 in (250 mm 至 500 mm) 時的  $D_{rd}$  值。

表 C17.2-2 靜態殘餘位移  $D_{rm}$  與地震下最大隔震位移  $D_{max}$  之關係

Range of Maximum Displacement, $D_{max}$	Static Residual Displacement, $D_{rm}$
$0 \leq D_{max} \leq D_y$	0
$D_y \leq D_{max} < D_r + 2D_y$	$D_r(D_{max} - D_y)/(D_r + D_y)$
$D_r + 2D_y \leq D_{max}$	$D_r$

表 C17.2-3 不同隔震週期  $T$  與不同降伏/摩擦水平  $F_0$  下之  $D_r$  (in)

$T$ (s)	$F_0$				
	0.03	0.06	0.09	0.12	0.15
2.5	1.8	3.6	5.3	7.1	8.9
2.8	2.4	4.7	7.1	9.5	11.9
3.5	3.6	7.1	10.7	14.2	17.8
4.0	4.7	9.5	14.2	19.0	23.7
5.0	7.2	14.5	21.7	28.9	36.1
5.6	9.2	18.5	27.7	37.0	46.2
6.0	10.7	21.3	32.0	42.7	53.3
7.0	14.2	28.4	42.7	56.9	71.1
8.0	18.7	37.4	56.2	74.9	93.6
9.0	23.7	47.4	71.1	94.8	118.5
20.1	118.5	237.0	355.5	474.0	592.5

Note: 1 in. = 25 mm.

表 C17.2-4 地震下最大隔震位移  $D_{max}$  為 10 in 下之永久殘餘變位  $D_{rd}$

$D_r$ (in.)	$D_y$ (in.)							
	0.005	0.01	0.02	0.20	0.39	0.59	0.98	1.97
4.0	0.63	0.60	0.56	0.25	0.16	0.11	0.07	0.04
7.9	1.28	1.25	1.21	0.73	0.50	0.39	0.26	0.14
11.9	1.86	1.84	1.79	1.22	0.90	0.71	0.50	0.27
15.8	<b>2.32</b>	<b>2.30</b>	<b>2.25</b>	1.67	1.29	1.04	0.75	0.43
19.8	<b>2.72</b>	<b>2.70</b>	<b>2.66</b>	<b>2.07</b>	1.65	1.37	1.01	0.59
23.7	<b>3.08</b>	<b>3.06</b>	<b>3.02</b>	<b>2.43</b>	<b>1.99</b>	1.68	1.27	0.76
27.7	<b>3.39</b>	<b>3.37</b>	<b>3.34</b>	<b>2.75</b>	<b>2.30</b>	<b>1.97</b>	1.51	0.92
31.6	<b>3.68</b>	<b>3.66</b>	<b>3.62</b>	<b>3.05</b>	<b>2.59</b>	<b>2.24</b>	1.75	1.09
35.6	<b>3.93</b>	<b>3.91</b>	<b>3.87</b>	<b>3.32</b>	<b>2.85</b>	<b>2.49</b>	<b>1.97</b>	1.25
39.5	<b>4.16</b>	<b>4.14</b>	<b>4.11</b>	<b>3.56</b>	<b>3.09</b>	<b>2.73</b>	<b>2.19</b>	<b>1.41</b>

Note: 1 in. = 25 mm.

Bold values designate  $D_{rd}$  values of 2 inches or more.

表 C17.2-5 地震下最大隔震位移  $D_{max}$  為 20 in 下之永久殘餘變位  $D_{rd}$

$D_r$ (in.)	$D_y$ (in.)							
	0.005	0.01	0.02	0.20	0.39	0.59	0.98	1.97
4.0	0.63	0.60	0.56	0.25	0.16	0.11	0.07	0.04
7.9	1.28	1.25	1.21	0.73	0.50	0.39	0.26	0.15
11.9	1.93	1.90	1.85	1.28	0.95	0.76	0.54	0.31
15.8	<b>2.58</b>	<b>2.55</b>	<b>2.50</b>	1.86	1.45	1.19	0.87	0.52
19.8	<b>3.23</b>	<b>3.20</b>	<b>3.15</b>	<b>2.47</b>	1.98	1.65	1.24	0.75
23.7	<b>3.75</b>	<b>3.72</b>	<b>3.67</b>	<b>2.97</b>	<b>2.45</b>	<b>2.08</b>	1.59	0.99
27.7	<b>4.22</b>	<b>4.20</b>	<b>4.15</b>	<b>3.45</b>	<b>2.90</b>	<b>2.50</b>	1.95	1.24
31.6	<b>4.67</b>	<b>4.64</b>	<b>4.60</b>	<b>3.90</b>	<b>3.33</b>	<b>2.90</b>	<b>2.30</b>	1.50
35.6	<b>5.08</b>	<b>5.06</b>	<b>5.02</b>	<b>4.32</b>	<b>3.74</b>	<b>3.30</b>	<b>2.65</b>	1.76
39.5	<b>5.47</b>	<b>5.45</b>	<b>5.41</b>	<b>4.72</b>	<b>4.13</b>	<b>3.67</b>	<b>2.99</b>	<b>2.02</b>

Note: 1 in. = 25 mm.

Bold values designate  $D_{rd}$  values of 2 inches or more.

## 17.2.7 地震力係數與載重組合

隔震結構之所有構件(包括其他不屬於抗地震力系統之構件)，應使用第 12.4 節的地震力係數和第 17.2.7.1 節中額外增加之載重組合，以設計隔震系統和隔震器元件之實體試驗。

### 17.2.7.1 隔震元件垂直向載重組合

計算每個隔震元件之最小、平均與最大垂直向載重時，須採用  $MCE_R$  下之水平向地震力  $Q_E$ ，並且依據下列載重組合進行計算：

1. 平均垂直加載：1.0 倍靜載加上 0.5 倍活載。
2. 最大垂直加載：依照 2.3.6 節之載重組合 6 進行計算，其中  $E$  依照公式 12.4-1 計算，而公式 14.4-4a 之  $S_{DS}$  由  $S_{MS}$  取代。
3. 最小垂直加載：依照 2.3.6 節之載重組合 7 進行計算，其中  $E$  依照公式 12.4-2 計算，而公式 14.4-4a 之  $S_{DS}$  由  $S_{MS}$  取代。

#### 補充說明：

1. 平均垂直加載： $1.0D+0.5L$
2. 最大垂直加載： $1.2D+E_v+E_h+L+0.2S$  (計算  $E_v$ 、 $E_h$  時採用  $S_{MS}$ )
3. 最小垂直加載： $0.9D-E_v+E_h$  (計算  $E_v$ 、 $E_h$  時採用  $S_{MS}$ )

其中， $D$ 、 $L$ 、 $S$ 、 $E_h$ 、 $E_h$  分別為靜載重、活載重、雪載重、水平向地震力、垂直向地震力。

### 17.2.8 隔震系統特性

#### 解說

本節定義了造成隔震系統力學特性變異之來源，其包含實體試驗之量測、製造規格容許誤差、以及結構生命週期間所發生之老化和環境影響。隔震系統中元件之上、下界力學行為(例如應用於歷時分析程序中之力學參數)，以及根據此邊界特性計算得到之有效勁度和阻尼的最大及最小值(例如應用於靜力分析程序中之力學參數) 將在本節建立。特性修正因子的數值因產品而異，於本準則中不能一概而論。本節解說中提供了常用且典型之隔震系統的預設值。隔震系統設計者和同行審查，須依照個別建案與產品之特性，負責決定上述因子之適當值。

本節亦將隔震系統元件行為的邊界值（上界和下界）概念細分為：

1. 明確定義由製造容許誤差、老化、和環境影響引起的變異性。ASCE / SEI 7-10 準則中，僅包含了與實體試驗相關之變異性。
2. 僅以  $MCE_R$  等級地震下，依振幅量測之邊界特性，以簡化設計。ASCE / SEI 7-10 使用了設計地震 (DE) 和  $MCE_R$ 。

本節亦採用修正公式，對於隔震系統等效勁度與等效阻尼最大、最小值之概念進行細分：



因應國際規範修訂與國內近斷層地震效應對於國內隔減震建築設計規範之研修考量

1. 定義隔震系統元件對應邊界值之有效特性參數(即等效勁度與等效阻尼)。
2. 取消 ASCE / SEI 7-10 中特意利用最大等效勁度與最小等效阻尼進行設計之保守作法。

(補充說明:最大等效勁度(或等效勁度之上界值)意味隔震系統會有較大的出力,此時若採用最小等效阻尼(或等效阻尼之下界值),隔震系統會有較大的隔震位移,代表隔震系統傳遞至上部結構之設計地震力將過於保守。)

#### 17.2.8.1 隔震系統元件形式

所有隔震系統的隔震元件或額外消能元件,皆必須依照其種類與尺寸進行分類。

#### 17.2.8.2 隔震元件標稱特性

隔震元件的標稱設計特性,應參照 17.8.2.2 節實體試驗第二項之規定,將每組三個同振幅循環之試驗結果中,每一個循環所得到之特性加以平均而得。因垂直向載重差異,對於標稱特性所造成之變異性,可以由 17.8.2.2 節之試驗中,依照 17.2.7.1 節三種垂直向載重組合分別加載下,選取單一個代表性試驗迴圈計算所得之特性值加以平均求得。

#### 例外

若參照 17.2.7.1 節第一種載重組合求得之等效勁度與等效阻尼,與三種載重組合下該數值之平均值差異小於 15%,則標稱設計特性可允許僅以載重組合一之計算結果做為代表。

#### 解說

隔震元件之製造商,通常會提供具有一定合理程度上準確的標稱設計特性,並且可在設計和建造階段中透過實體試驗進行確認。此標稱特性,應根據過往參照第 17.8.2 節進行之實體試驗結果所訂定,見圖 C17.2-2。

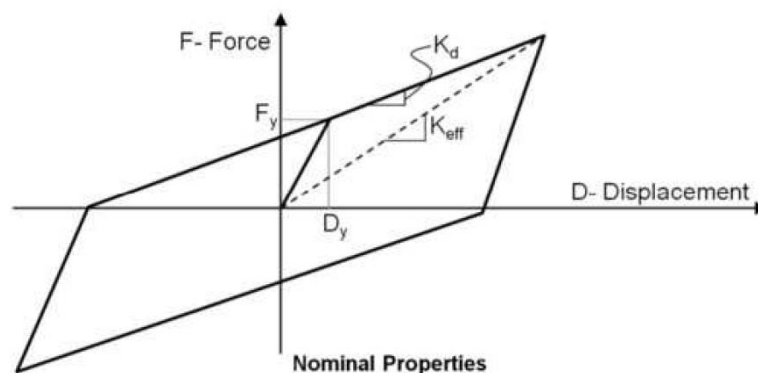


圖 C17.2-2 雙線性力量-位移系統標稱值示意圖

### 17.2.8.3 隔震系統元件之邊界特性

隔震系統中每一種形式之元件皆必須計算其邊界特性，此邊界特性必須考量下列之變異性：

1. 由 17.8.2.2 節第二項試驗項目所量測得到，關於垂直向載重、試驗頻率、試驗速率或速度效應、循環試驗中升溫、加載歷時、軟化、以及其他潛在因素所造成之變異性。
2. 17.8.5 節性能試驗中所規定之隔震元件容許製造誤差
3. 由環境與老化所造成之變異性，包括潛變、疲勞、環境汙染、作業溫度與暴露於該溫度下之時間、以及結構生命週期內之磨耗。

#### 解說

採用特性修正因子來建立隔震元件力學特性上、下界數值的方法，首先由 Constantinou 等人<sup>[46]</sup>所提出。稍後隨著對於隔震元件生命週期研究之深入，Constantinou 等人於 2007 年提出了此方法之修正版本<sup>[47]</sup>。該版本採用了特性修正因子來調整隔震元件的標稱性能，此修正因子考量元件本身特性之自然變異性、試驗升溫、老化、汙染、環境溫度、暴露於該溫度之持續時間、以及加載歷時的影響。標稱特性應由未經測試之隔震元件，於常溫與動態條件下之實體試驗(或代表性試驗)求得。

此方法考量到多種事件同時發生之機率較低(例如大地震、老化、及低溫)，因此以調整因子修正此特性修正因子。調整因子之範圍由一般結構物之 0.66 到重要結構物之 1.0。本準則假定調整因子為 0.75。然專業設計技師可根據結構的重要性(例如，醫療機構或緊急應變中心)，或根據所考量之極端事件的數量而決定調整因子為 1.0；舉例而言，若計算特性修正因子時，僅考慮老化而忽略其他事件的發生機率，則特性調整因子就適合設定為 1.0。

在 Constantinou 等人的研究中<sup>[48]</sup>可以找到橋樑設計的應用案例。這些例子可以作為本標準提出方法之應用指南。Constantinou 等人亦提出了估算鉛心橡膠和摩擦單擺隔震器標稱性能之程序，且同樣是基於沒有實體試驗數據為依據之假設前提。研究中，僅採用了已知且有限的測試數據，以估計隔震元件力學特性之變異範圍；此資料皆為用以探討熱效應之試驗數據。以此數據推估的變異性，適用於高速運動、大尺寸鉛心、或高摩擦係數的狀況。

對於同尺寸所有隔震元件的平均特性，規格容許誤差值通常建議在(±10%~±15%)的範圍內。對於±10%之容許誤差，相應的特性修正因子為 $\lambda_{(spec.max)}=1.1$ 和 $\lambda_{(spec.max)}=0.9$ 。如第 17.2.8.4 節所述，在同尺寸下，單一隔震元件性能的變異性，通常大於由所有隔震元件性能變異性平均所求得之容許誤差值。

建議在訂定這些容許誤差時，可諮詢隔震元件之製造商。

17.2.8.4 節要求隔震系統設計時應考慮到環境因素，包括老化效應，潛變，疲勞和工作溫度。若考慮到上述所有極端狀況並不會同時發生，則當考量老化和環境因素時，將此兩項因子相乘後，會再乘上調整因子 0.75。作為設計過程的一部分，對於標稱特性因製造過程所產生變異性之認知非常重要。若無法取得製造商所提供之數據，下一節中將指定與製造過程相應的特性修正因子或其預設值。同時考量上述因素與特性修正因子（第 17.2.8.4 節），以確定隔震元件之上、下界特性（第 17.2.8.5 節）以用於分析和設計。

$\lambda_{(\text{test.max})}$  和  $\lambda_{(\text{test.min})}$  須由實體試驗決定，並應包絡住由 17.8.2.2 節第 2 項試驗中，因運動速度、加熱效應和軟化，對於元件特性所引起的變異性和衰減。專業設計技師應決定該測試是否以擬靜態(如項目 2 (a))，或以動態(如項目 2 (b)) 執行。當以擬靜態之方式進行測試時，應適當調整分析和設計所採用之  $\lambda_{\text{test}}$  值，以考量動態效應。

第 17.8.2.2 節所要求之第 3 項試驗對於決定隔震元件之特性非常重要，因為其亦常見於第 2 項試驗。於該項試驗下，對於實尺寸試體進行有效週期  $T_M$  及振幅  $1.0D_M$  之動態試驗，可以求得  $\lambda_{(\text{test.max})}$  和  $\lambda_{(\text{test.min})}$ ，其中亦包含高速運動之效應。 $K_d$  的上、下界值，應包絡第 17.8.2.2 節第 2 項試驗中，振幅為的  $0.67D_M$  以及  $1.0D_M$  之測試。因此， $\lambda_{(\text{test.max})}$  和  $\lambda_{(\text{test.min})}$  考量到了試驗中升溫和軟化因素之影響。如第 17.2.8.2 節所定義，隔震元件之標稱特性由三個循環加載試驗結果平均而得，因此  $\lambda_{(\text{test.max})}$  則應為第一循環試驗結果得到之參數，對於此平均值之比值；而  $\lambda_{(\text{test.min})}$  則為代表性循環試驗結果對於平均值之比值，此代表性循環須根據當地地震危害度與隔震元件可接受之性能表現，由專業設計技師所決定，本準則預設為第三個循環。對此，McVitty 和 Constantinou<sup>[49]</sup> 提出了相關的方法與建議。

#### 17.2.8.4 特性修正因子

每個隔震元件標稱設計特性之變異性，必須透過最大與最小特性修正因子 ( $\lambda$ ) 進行計算，該因子考量試驗中反覆動態加載所造成的升溫、加載速率、軟化與回復、元件製造變異性、溫度、老化、暴露環境、以及汙染對於隔震元件特性所造成之變異。若製造商根據 17.8 節進行之認證試驗，並經專業技師認證後，該試驗資料允許用以計算特性修正因子，而不須依照下列公式 17.2-1 及 17.2-2 計算最大與最小特性修正因子；若該試驗資料未經專業技師所認證，則必須依照公式 17.2-1 及 17.2-2 計算最大與最小特性修正因子。

每種形式之隔震元件皆必須計算特性修正因子，且當應用標稱設計參數時，必須使其上、下界值包絡住  $\pm 0.5D_M$  至  $\pm 1.0D_M$  範圍內之遲滯行為。環境特性修正因子可不必依照 17.8.2.7 節所規定之相似性要求計算。

每種隔震元件形式之最大特性修正因子 ( $\lambda_{\text{max}}$ ) 與最小特性修正因子

$(\lambda_{\min})$ 可由下列公式所求得：

$$\lambda_{\max} = \left(1 + \left(0.75 \times (\lambda_{(ae, \max)} - 1)\right)\right) \times \lambda_{(test, \max)} \times \lambda_{(spec, \max)} \geq 1.8 \quad (17.2-1)$$

$$\lambda_{\max} = \left(1 - \left(0.75 \times (1 - \lambda_{(ae, \min)})\right)\right) \times \lambda_{(test, \min)} \times \lambda_{(spec, \min)} \leq 0.6 \quad (17.2-2)$$

其中：

$\lambda_{(ae, \max)}$  = 考量老化效應及環境因素，用以求取隔震元件力學特性參數最大值之特性修正因子。

$\lambda_{(ae, \min)}$  = 考量老化效應及環境因素，用以求取隔震元件力學特性參數最小值之特性修正因子。

$\lambda_{(test, \max)}$  = 考量試驗過程升溫、試驗加載速率、以及軟化效應，用以求取隔震元件力學特性參數最大值之特性修正因子。

$\lambda_{(test, \min)}$  = 考量試驗過程升溫、試驗加載速率、以及軟化效應，用以求取隔震元件力學特性參數最小值之特性修正因子。

$\lambda_{(spec, \max)}$  = 考量同一種型號隔震元件之製造容許誤差，用以求取隔震元件力學特性參數最大值之特性修正因子。

$\lambda_{(spec, \min)}$  = 考量同一種型號隔震元件之製造容許誤差，用以求取隔震元件力學特性參數最小值之特性修正因子。

### 例外

若隔震元件依照 17.8.2.3 節之規定，進行實尺寸元件的實體試驗，則特性修正因子應依照試驗結果進行計算，而非採用公式 17.2-1 及 17.2-2。

### 解說

$\lambda$  因子被用於建立分析時所採用的最大和最小數值模型，其中最簡單的應用，便是用於計算靜力分析中設計基底剪力和隔震系統位移之最小需求。更複雜的數值模型則明確地考量了各種因素所引起的變異性（例如，速度，垂直載重，水平雙向位移、及即時溫度）；於此種狀況下， $\lambda$  因子的疊加效應會減小（疊加後的  $\lambda$  因子會更接近 1.0）。然而，某些因素，例如製造容許誤差和老化，會因為無法於數學模型中表示而保持存在。表 C17.2-6 中所提供之  $\lambda$  因子，針對來自於未知

製造商且無認證試驗資料之隔震元件。而表 C17.2-7 中所提供之  $\lambda$  因子，則針對來自於認證製造商所生產之常見類型隔震元件。請注意，此表並未針對滑動隔震元件實際勁度 ( $K_d$ ) 的特性修正因子進行修正，其原因乃假定滑動隔震元件(無論是平面或是曲面)，都具高生產精度，使其實際勁度值為已知。專業設計技師可以基於實體試驗結果之數據，或缺乏實務應用經驗之未知製造商，將滑動隔震元件實際勁度之特性修正因子訂定為一個不為 1.0 之數值。另外，表 C17.2-6 中所提供的相關參數，已大致考量隔震元件選用材料和製造方法的不確定性；同時，此數值之訂定乃假設隔震元件之試驗數據缺乏或不完整、或未知製造商之狀況。舉例而言，假設滑動隔震元件於滑動界面所採用之材料未知，因此摩擦係數值則存在有相當大的不確定性；並且亦假設彈性隔震元件中使用的彈性材料，具有顯著地軟化與老化現象；除此之外，對於鉛心橡膠支承，表中之數值則假設鉛心降伏行為的初始值(於任何遲滯行為升溫效應前)存在有相當大的不確定性。因此，特性修正因子的最大、最小值間存在著不小的差距；這些值於使用上應格外謹慎，因為生產品值低劣之製造商所採用的材料以及硫化等製程，可能會進一步增加隔震元件之變異性。建立特性修正因子較佳之方式，必須通過對於認證製造商之材料及製程進行嚴格的認證試驗、實尺寸元件之動態實體試驗、並且針對建案之設計載重與位移進行性能試驗。對於相似尺寸的隔震元件上，可優先於表列預設值，而採用上述之試驗數據。

對於彈性隔震元件，特性修正因子和實體試驗應須反應到垂直與剪力交互作用、水平雙向變形、加載歷史(包括第一循環加載下之反應、以及新製元件之軟化效應)、環境溫度、環境負荷(environmental loads)、以及設計生命週期內之老化效應等影響因素。

表 C12.2-6 對於未知製造商之特性修正因子參數

Variable	Unlubricated Interfaces, $\mu$ or $Q_d$	Lubricated (Liquid) Interfaces, $\mu$ or $Q_d$	Plain Low Damping Elastomeric, $K$	Lead Rubber Bearing (LRB), $K_d$	Lead Rubber Bearing (LRB), $Q_d$	High-Damping Rubber (HDR), $K_d$	High-Damping Rubber (HDR), $Q_d$
<b>Example: Aging and Environmental Factors</b>							
Aging, $\lambda_a$	1.3	1.8	1.3	1.3	1	1.4	1.3
Contamination, $\lambda_c$	1.2	1.4	1	1	1	1	1
Example Upper Bound, $\lambda_{(ae, max)}$	1.56	2.52	1.3	1.3	1	1.4	1.3
Example Lower Bound, $\lambda_{(ae, min)}$	1	1	1	1	1	1	1
<b>Example: Testing Factors</b>							
All cyclic effects, Upper	1.3	1.3	1.3	1.3	1.6	1.5	1.3
All cyclic effects, Lower	0.7	0.7	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Example Upper Bound, $\lambda_{(test, max)}$	1.3	1.3	1.3	1.3	1.6	1.5	1.3
Example Lower Bound, $\lambda_{(test, min)}$	0.7	0.7	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
$\lambda_{(PM, max)} = (1 + (0.75 * (\lambda_{(ae, max)} - 1))) * \lambda_{(test, max)}$	1.85	2.78	1.59	1.59	1.6	1.95	1.59
$\lambda_{(PM, min)} = (1 - (0.75 * (1 - \lambda_{(ae, min)}))) * \lambda_{(test, min)}$	0.7	0.7	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Lambda factor for Spec. Tolerance, $\lambda_{(spec, max)}$	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
Lambda factor for Spec. Tolerance, $\lambda_{(spec, min)}$	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Upper Bound Design Property Multiplier	2.12	3.2	1.83	1.83	1.84	2.24	1.83
Lower Bound Design Property Multiplier	0.6	0.6	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77
Default Upper Bound Design Property Multiplier	2.1	3.2	1.8	1.8	1.8	2.2	1.8
Default Lower Bound Design Property Multiplier	0.6	0.6	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

Note:  $\lambda_{PM}$  is the lambda value for testing and environmental effects.

表 C12.2-7 對於認證製造商之特性修正因子參數

Variable	Unlubricated PTFE, $\mu$	Lubricated PTFE, $\mu$	Rolling/ Sliding, K2	Plain Elastomers, K	Lead rubber bearing (LRB), K2	Lead rubber bearing (LRB), $Q_d$	High- Damping Rubber (HDR), $Q_d$	High- Damping Rubber (HDR), $K_d$
<b>Example: Aging and Environmental Factors</b>								
Aging, $\lambda_a$	1.10	1.50	1.00	1.10	1.10	1.00	1.20	1.20
Contamination, $\lambda_+$	1.10	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Example Upper Bound, $\lambda_{(ae, max)}$	1.21	1.65	1.00	1.10	1.10	1.00	1.20	1.20
Example Lower Bound, $\lambda_{(ae, min)}$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>Example: Testing Factors</b>								
All cyclic effects, Upper	1.20	1.30	1.00	1.03	1.03	1.30	1.50	1.30
All cyclic effects, Lower	0.95	0.95	1.00	0.98	0.98	0.95	0.95	0.95
Example Upper Bound, $\lambda_{(test, max)}$	1.20	1.30	1.00	1.03	1.03	1.30	1.50	1.30
Example Lower Bound, $\lambda_{(test, min)}$	0.95	0.95	1.00	0.98	0.98	0.95	0.95	0.95
$\lambda_{(PM, max)} = (1 + (0.75 * (\lambda_{(ae, max)} - 1))) * \lambda_{(test, max)}$	1.39	1.93	1.00	1.11	1.11	1.30	1.73	1.50
$\lambda_{(PM, min)} = (1 - (0.75 * (1 - \lambda_{(ae, min)}))) * \lambda_{(test, min)}$	0.95	0.95	1.00	0.98	0.98	0.95	0.95	0.95
Lambda factor for Spec. Tolerance, $\lambda_{(spec, max)}$	1.15	1.15	1.00	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
Lambda factor for Spec. Tolerance, $\lambda_{(spec, min)}$	0.85	0.85	1.00	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Upper Bound Design Property Multiplier	1.60	2.22	1.00	1.27	1.27	1.50	1.98	1.72
Lower Bound Design Property Multiplier	0.81	0.81	1.00	0.83	0.83	0.81	0.81	0.81
Default Upper Bound Design Property Multiplier	1.6	2.25	1	1.3	1.3	1.5	2	1.7
Default Lower Bound Design Property Multiplier	0.8	0.8	1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

Note:  $\lambda_{PM}$  is the lambda value for testing and environmental effects.

加載速率或速度效應，最適合透過實尺寸隔震元件之動態實體試驗進行展現。反之言之，考量此部分之特性修正因子可替代動態試驗。

通常，對於大多數的隔震系統，如果環境溫度之變化於 30°F (1°C) 和 100°F (38°C) 之間，則可忽略環境溫度影響。

針對如何訂定隔震元件力學特性之邊界值，可參考下列資訊：

1. 升溫效應（遲滯或摩擦）也許可以使用合理的理論解釋<sup>[50-52]</sup>，因此對於隔震元件標稱性能之不確定因素，便僅須考量老化、軟化、及污染影響。對於使用鉛心橡膠支承中，採用之高純度且已知熱力學性能之鉛心，的確適用上述理論；然對於滑動隔震元件而言，滑動界面的組成影響到其摩擦運動與溫度的關係，因此不能僅通過理論來預測升溫效應；再者，在高速運動期間所產生的高溫，可能會影響到摩擦材料的粘合強度。有鑑於市面上存在許多類型的滑動界面（並且它們通常皆為專有產品），並且由於滑動隔震元件中之升溫效應與壓力、速度、及尺寸直接相關<sup>[47]</sup>，因此實尺寸之動態實體與性能試驗，對於驗證滑動隔震元件之性能非常重要。
2. 升溫效應對於滑動支承與鉛心橡膠支承中的鉛心非常重要，但對於低或高阻尼彈性隔震元件而言，此種效應之影響則不明顯。根據 Constantinou 等人的時研與理論研究<sup>[47]</sup>，彈性隔震元件的升溫效應太小，以至於不能顯著地影響其機械性能；文中描述大約一個循環僅升高攝氏一度。採用實尺寸之隔震元件，於預期載重及位移的條件下進行實體或性能試驗（即便採用擬動態試驗），便足以檢測出材料質量與黏合上之缺陷。
3. 對於新製橡膠的軟化與回復現象，取決於橡膠化合物原料、隔震元件尺寸、硫化過程、以及製造商之經驗<sup>[47]</sup>。低剪力模數的橡膠會有較明顯的軟化現象，



而橡膠材料的阻尼容量亦有小部分的影響；此外，亦觀察到部分製造商能夠生產出低剪力模數卻沒有顯著軟化效應之橡膠。因此，建議製造商應提供關於新製橡膠的性能數據（指未經過預先測試，且於硫化後立即進行 not previously tested and immediately after vulcanization），以便獲得軟化效應之特性修正因子。該特性修正因子之定義為，於代表性剪應變試驗下(例如，100%)，第一循環等效勁度對於第三循環等效勁度的比率。對於剪力模數小於或等於 0.45 MPa (65 psi) 的橡膠材料，該因子之值可以高達、甚至超過 2.0。同樣的，亦有觀察到部分製造商能夠生產出剪力模數為 0.45 MPa (65 psi) 的橡膠材料，其特性修正因子卻僅有 1.2。因此，建立本項特性修正因子最好的方法，便是由各案所進行之試驗，或過去認證之結果進行訂定。

4. 彈性隔震元件之老化效應之影響通常不大（於結構生命週期內，其勁度或強度約增加 10 %至 30 %），假設如前項所述，其軟化效應不明顯。據信，軟化效應為不完全硫化所引起，此現象通常亦辦隨著老化效應，因橡膠內部的化學反應，會隨著時間的推移，不斷的持續進行。因此，沒有經驗的製造商，可能會於生產低剪力模數橡膠的同時，無法進行完全的硫化，這將會導致更顯著的老化效應。
5. 滑動隔震元件的老化效應取決於滑動界面的組成。對於使用金屬滑動界面具有重大的憂慮<sup>[47]</sup>，即使在沒有生鏽的情況下也是如此，因此它們於老化效應下，受到較大的特性修正因子懲罰或者根本不允許使用。此外，含潤滑之界面亦必須以更高的老化及污染特性修正因子進行修正。設計者可以參考 Constantinou 等人<sup>[44]</sup>對於元件運作條件和暴露環境因子詳細數值之描述。上述所指之潤滑乃指液體潤滑劑，通常直接塗裝於界面上或是添加於界面上之凹坑內。固態潤滑採用石墨或相似材料，通常會結合織物，並以襯墊形式與滑動界面上之不鏽鋼材料接觸，不存在液體潤滑方式可能遇到之問題。

#### 17.2.8.5 隔震系統元件之上、下界力量－變形行為

每一種型號的隔震系統元件，皆必須計算出其力量－變形(迴圈)行為之上界數值模型。具有遲滯行為之隔震系統元件(例如：隔震支承)，應透過 17.2.8.4 節中所規定之特性因子求得隔震元件特性之最大值，以計算出其上界數值模型；具有黏滯性消能行為之隔震系統元件(例如：黏滯性阻尼器)，應透過第 18 章之相關規定，計算出其上界數值模型。

每一種型號的隔震系統元件，皆必須計算出其力量－變形(迴圈)行為之下界數值模型。具有遲滯行為之隔震系統元件(例如：隔震支承)，應透過 17.2.8.4 節中所規定之特性修正因子求得隔震元件特性之最小值，以計算出其下限數值模型；具有黏滯性消能行為之隔震系統元件(例如：黏滯性阻尼器)，應透過第 18 章之相關規定，計算出其下限數值模型。

## 解說

隔震系統中，每種形式隔震元件之上界與下界特性，應以 17.2.8.4 節所建立之  $\lambda$  參數表示。以圖 C17.2-2 之雙線性遲滯迴圈為例，若將控制上界與下界之  $\lambda$  參數，運用於標稱降伏力或摩擦力，以及雙線性或降伏後之側力與位移關係曲線，即可決定遲滯迴圈之上界與下界行為，如圖 C17.2-3 所示。圖 C17.2-3 中各參數之命名方式須特別注意。等效勁度與等效阻尼皆須依據相應的  $D_M$  分別計算其上界與下界值。此最大與最小之等效勁度與等效阻尼，可依據 17.2.8.6 節之方法，由上界與下界之側力與位移關係進行計算。

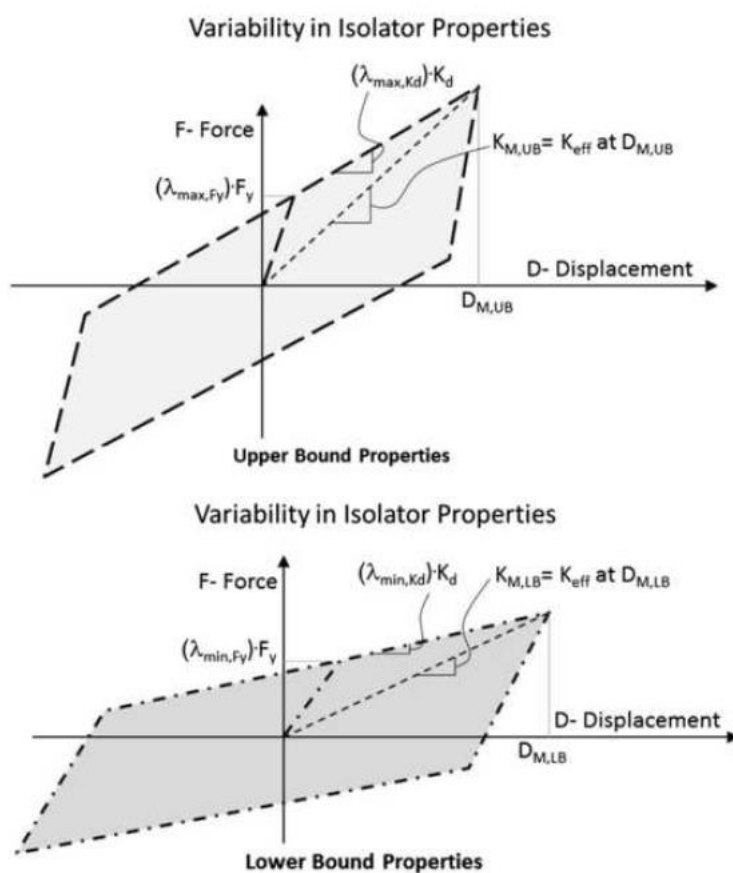


圖 C17.2-3 雙線性系統之上界與下界特性示意圖

## 17.2.8.6 最大位移下之隔震系統特性

隔震系統於最大位移( $D_M$ )下之等效勁度( $k_M$ )，應分別依據各隔震元件之上界與下界力量—變形行為，計算出其上界值與下界值，公式如下：

$$k_M = \frac{\sum |F_M^+| + \sum |F_M^-|}{2D_M} \quad (17.2-3)$$

隔震系統於最大位移( $D_M$ )下之等效阻尼比( $\beta_M$ )(單位：inch 或 mm)，應分別



依據各隔震元件之上界與下界力量－變形行為，計算出其上限值與下限值，公式如下：

$$\beta_M = \frac{\sum E_M}{2\pi k_M D_M^2} \quad (17.2-4)$$

其中：

$\sum E_M$  = 最大位移為  $D_M$  時，隔震系統於一完整迴圈之總消散能量。

$\sum F_M^+$  = 相應於正向最大位移  $D_M$  下，所有隔震元件絕對出力值之總和。

$\sum F_M^-$  相應於負向最大位移  $D_M$  下，所有隔震元件絕對出力值之總和。

#### 17.2.8.7 最大位移下隔震系統之上界與下界特性

隔震系統與結構之分析，以及其用以設計之分析結果，皆必須依照隔震系統的上界與下界特性分別進行。此外，該分析必須依照下列所有方式進行：

1. 對於靜力分析流程，以及計算動力分析之最小力量及位移值，以下參數皆須分別依照隔震系統之上界與下界特性進行計算： $k_M$ 、 $\beta_M$  (17.2.8.6 節)； $D_M$  (17.5.3.1 節)； $T_M$  (17.5.3.2 節)； $D_{TM}$  (17.5.3.3 節)； $v_b$  (17.5.4.1 節)； $v_s$ 、 $v_{st}$  (17.5.4.2 節)。
2. 17.5.4.3 節中對於  $V_s$  之限制值，必須分別依照隔震系統之上界與下界特性進行計算，並且採用最嚴苛之限制條件。
3. 對於靜力分析流程、以及計算反應譜分析中的最小樓層剪力，17.5.5 節之地震力豎向分配須分別依照隔震系統之上界與下界特性進行建立；該流程中必須分別獨立計算出  $F_1$ 、 $F_x$ 、 $C_{vx}$ 、 $k$  (公式 17.5-8 至 17.5-11)

### 17.3 地震輸入準則

#### 17.3.1 工址地震危害度

工址  $MCE_R$  反應譜允許參照 11.4.5 節及 11.4.6 節之相關規定建立。工址之地震歷時允許參照第 21 章之規定流程製作，且該地震歷時適用於任何隔震結構。若隔震建築所在地盤類型分類為 F，則工址之反應分析應依照 21.1 節進行

**解說**

此新增小節依據其他章節所規定之現有工址危害度要求。

**17.3.2 MCE<sub>R</sub> 反應譜與加速度係數**

MCE<sub>R</sub> 之反應譜應依照 11.4.6 節或 11.4.7 節之相關規定訂定；且該反應譜之加速度係數  $S_{MS}$  及  $S_{M1}$  應依照 11.4.4 節或 11.4.8 節之相關規定訂定。

**17.3.3 MCE<sub>R</sub> 地震歷時紀錄**

進行動力歷時分析時，必須選取至少七組不同獨立地震事件之(MCE<sub>R</sub>)水平加速度歷時紀錄，並經倍率調整至 MCE<sub>R</sub> 等級；該地震歷時紀錄必須反應 MCE<sub>R</sub> 之地震規模、斷層距離與震源效應。倍率調整之方法允許採用等比例調整法或反應譜擬合法。若無法取得七組獨立地震事件之歷時紀錄，則允許採用模擬之地震歷時。

針對每一組水平地震歷時紀錄，皆必須分別針對其經過倍率調整後之水平雙向歷時，製作 5% 阻尼比之反應譜，接著再透過 SRSS 之方式疊加成為該組歷時之 5% 阻尼比反應譜。若採用等比例調整法，則同一組水平地震歷時之雙向歷時，皆必須乘以相同的放大因子；同時，必須使所有 SRSS 反應譜的平均值，於  $0.75T_M$  (由隔震系統上限特性計算) 至  $1.25T_M$  (由隔震系統上限特性計算) 之區間內，不低於 11.4.6 節或 11.4.7 節中所規定的 MCE<sub>R</sub> 反應譜值。

若採用反應譜擬合法，則每一組歷時中，每一個水平方向歷時記錄之反應譜值，皆不得於  $0.20T_M$  (由隔震系統上限特性計算) 至  $1.25T_M$  (由隔震系統上限特性計算) 之區間內，小於 11.4.6 節或 11.4.7 節中所規定之反應譜值的 90%。

若工址距離活動斷層小於 3 mi (5 km)，則不得採用反應譜擬合法，除非該擬合目標之反應譜，具有近斷層地震之衝擊波特性，同時必須保證經擬合後之地震歷時記錄，仍保有原有衝擊波之特性。

若工址距離活動斷層小於 3 mi (5 km)，則每一組地震歷時記錄皆必須轉向至與斷層正交之方向，並且透過振幅放大法，使得所有與斷層方向垂直之地震歷時反應譜平均值，於  $0.20T_M$  (由隔震系統上限特性計算) 至  $1.25T_M$  (由隔震系統上限特性計算) 之區間內，不低於 MCE<sub>R</sub> 之反應譜值；同時，所有與斷層方向平行之地震歷時反應譜平均值，於相同區間內，不低於 MCE<sub>R</sub> 反應譜值之 50%。

**解說**

MCE<sub>R</sub> 反應譜乃依據 11.4.5、11.4.6、或 11.4.7 節規定之  $S_{MS}$  及  $S_{M1}$  所建立。

當隔震建築之歷時分析及反應譜分析含有垂直向擾動，其垂直向設計反應譜建議依照以下方法進行計算：

1. 根據 2009 NEHRP (FEMA 2009)<sup>[53]</sup> 新建之第 23 章，其等同於 Annex A 之第 15 章中，將  $S_{DS}$  替換為  $S_{MS}$ 。此垂直向反應譜之計算，乃依據工址之近域與遠域情況(反應於工址短週期水平譜加速度系數  $S_s$ )，以及土壤條件(工址類別)。
2. 採用垂直向地震擾動之預測公式，進行工址地震危害度分析。
3. 依據結構垂直向週期、工址等級、或斷層距離等，將目標水平向反應譜乘上一垂直對水平比例之經驗值。
4. 其他方法則於 NIST GCR 11-917-15 (NIST 2011)<sup>[54]</sup> 中進行探討，這些方法由垂直向條件式反應譜或條件式主要反應譜、包絡縮放值、主要反應譜之擬合、以及其他相關方法所組成。

若採用歷時分析， $MCE_R$  等級之地震須由至少七組以上合適的水平向加速度歷時所組成。

若進行歷時分析時包含垂直向地震歷時，則垂直向歷時之縮放方式可以參考以下提供之兩種建議：

1. 將垂直向地震歷時以反應譜擬合之方式，於  $0.2T_v$  至  $1.5T_v$  之區間擬合至設計垂直向反應譜， $T_v$  為結構垂直向主要振動週期。若無法確定結構之垂直向振動週期，則可以採用較寬之週期範圍。
2. 垂直向地震歷時之縮放比例應與水平向地震歷時相同。若結構反應中包含有垂直向輸入歷時所造成之反應，則於建立垂直向地震歷時之反應譜時，須藉由參考垂直向設計反應譜，進行合理的計算(NIST 2011)<sup>[54]</sup>。

若能夠將地震歷時進行合理的垂直向反應譜擬合，則垂直向地震歷時之縮放可以採用與水平向地震歷時不同之縮放比例。進行垂直向地震歷時之擬合時，可以於  $0.2T_v$  至  $1.5T_v$  之區間內，採用最小平方法調整振幅；其中  $T_v$  為結構垂直向主要振動週期。由於結構垂直向主要振動週期之不確定性，可考慮採用較廣週期區間。

## 17.4 分析流程

除了符合 17.4.1 節所定義之隔震結構外，其餘隔震結構皆須進行 17.6 節所規定之動力分析程序。若有採用額外之黏滯阻尼器，則須依照 17.4.2.2 節之規定進行反應譜歷時分析。

### 17.4.1 靜力分析流程

滿足下列共七點之隔震結構，得採 17.5 節之靜力分析方法進行設計。以下各項要求，皆須依據隔震元件之上界與下界之特性進行計算，並採用最嚴苛之限

制條件。

1. 隔震結構座落於 A、B、C、或 D 類工址。
2. 於最大位移  $D_M$  下，隔震結構之有效週期小於等於 5 秒。
3. 隔震交界面上方樓層數小於或等於四樓，或以上部結構底層起算之樓高小於等於 65 ft(19.8 m)。例外：若隔震元件無拉力或抬升現象，則得以超過上述限制。
4. 於最大位移  $D_M$  下，隔震系統之等效阻尼比小於或等於 30%。
5. 隔震結構之等效週期  $T_M$ ，大於上部結構於固接狀況下，以合理地振態分析所計算之彈性週期的三倍。
6. 上部結構不具 17.2.2 節所定義之不規則性。
7. 隔震系統須滿足以下三點：a. 隔震系統於最大位移時所對應之等效勁度，大於 20%最大位移時所對應之等效勁度的 1/3 倍；b. 隔震系統具有如 17.2.4.4 節所規定之回復力；c. 隔震系統不會在最大位移小於最大總位移  $D_{TM}$  的狀況下予以限制。

#### 17.4.2 動力分析流程

17.6 節之動力分析程序，得依本節之規定使用。

##### 7.4.2.1 反應譜分析

除非結構、工址與隔震系統滿足 17.4.1 節中所規定之第 1、2、3、4 與 6 點，否則隔震結構之設計不得採用反應譜分析。

##### 7.4.2.2 歷時分析

任何隔震結構皆可採用歷時分析，且當隔震結構不符合 17.4.2.1 節之規定時，則必須採用歷時分析。

#### 解說

求取設計地震力之分析流程有三種，分別為靜力分析、反應譜分析、以及歷時分析流程。對於靜力分析流程，計算結構各樓層側力之簡單計算公式(相似於一般固定基底結構之計算公式)，為譜加速度及隔震結構週期與阻尼之函數，可用以求取結構最大側向位移及設計力量。本節規定允許增加使用靜力分析方法，因於該分析方法下，隔震結構之反應乃由單自由度振動傳遞行為所控制，且即使於  $MCE_R$  等級之地震下，上部結構設計仍維持本質上的彈性(有限的韌性需求與非線性變形)，故靜力分析方法對於隔震結構而言非常適當。只要上部結構為規則形式(定義於 17.2.2 節)、上部結構之固定基底週期( $T$ )與隔震週期( $T_{min}$ )有明顯

區別、以及採用常見、典型且符合可預估隔震反應之隔震系統，本準則允許採用靜力分析法進行所有工址等級下之隔震設計(除了等級 F)。

結構系統之設計需求，乃根據  $MCE_R$  地震等級下，經由隔震系統上、下界特性(17.5 節)分析所得到之結構力量與層間變位所訂定。隔震系統(包含所有連接與支撐構件，以及隔震間隙)須以  $100\%MCE_R$  地震之需求進行設計與試驗。隔震系統上方結構構件於  $MCE_R$  地震等級下，須維持本質上的彈性；相較於基底隔震結構以  $MCE_R$  除上最大為 2 之地震力需求，對於相似的固定基底結構，其地震力需求為  $(2MCE_R/3)$  再除上 6 至 8 之折減倍率。

## 17.5 靜力分析

### 7.5.1 通則

採用等效靜力分析進行隔震設計時，應滿足本節之規定。

#### 解說

本節所規定之位移，約略為單自由度系統於地震下之最大位移反應；此系統具有週期為  $T$  之線彈性系統，以及等效阻尼比  $\beta$ 。ASCE7-10 之 17.5-1 式及 17.5-3 式，明訂出隔震系統於 DE 及  $MCE_R$  地震等級下，隔震系統質心位置最大位移。於此前準則以及本準則所規定之公式中，隔震週期下譜加速度之計算，皆基於加速度反應譜長週期區段以  $1/T$  趨勢遞減之前提。上述之前提為保守之假設，計算固定基底結構於  $T_M$  週期下之行為時，以採用相同的假設前提。阻尼修正係數  $B$ ，乃用於計算當等效阻尼比大於(或小於)5%時，所減少(或增加)之位移需求。於 Kircher 等人(1988)<sup>[55]</sup>以及 Constantinou 等人(1993)<sup>[56]</sup>的研究文獻中，針對 17.5-1 式所求得之相關數值，與非線性歷時分析之結果進行了比較。

本準則中靜力分析流程所計算之隔震系統最小位移及力量設計需求，僅根據  $MCE_R$  等級之地震；而先前準則所規定之計算流程，則同時考量設計地震與  $MCE_R$  地震等級。

靜力分析需分別針對隔震系統上界與下界特性進行計算，並且以控制之條件進行設計。上界特性通常(但並非總是)導致較低的最大考量位移  $D_M$ 、較高的阻尼  $\beta_M$ 、以及較大的側力( $V_b$ 、 $V_{st}$ 、 $V_s$ 、 $k$ )。

17.2.8 節訂定出隔震系統之有效振動週期、等效勁度、以及等效阻尼等，與隔震元件力量位移行為上、下界特性之關係。

### 7.5.2 隔震系統變形特性

隔震結構之最小設計水平總橫力及位移，須基於隔震系統之變形特性進行計算。若隔震系統符合本規範之設計需求，則其變形特性應包含風束制系統之影響。

隔震系統之變形特性須經由 17.8 節中所規定之實體試驗所驗證，並以 17.2.8.4 節中所規定之特性修正因子進行修正。

隔震系統與結構須分別針對上界與下界特性進行分析，並採用最嚴苛之條件進行設計。

### 7.5.3 最小側向位移設計要求

#### 7.5.3.1 隔震系統之最大考量位移

隔震系統之設計與建造，必須至少能夠抵最大考量位移  $D_M$ ，其值須根據水平最極端方向上之反應，並考量上界與下界之特性依式(17.5-1)計算。

$$D_M = \frac{g S_{MI} T_M}{4\pi^2 B_M} \quad (17.5-1)$$

其中，

$g$  = 重力加速度。若位移之單位為(in 或 mm)，則重力加速度單位為(in/s<sup>2</sup> 或 mm/s<sup>2</sup>)。

$S_{MI}$  = 依據第 11.4.4 節或第 11.4.8 節之規定，5%阻尼之 MCE<sub>R</sub> 反應譜在 1 秒週期之譜加速度值。

$T_M$  = 依式 17.5-2 之規定，在位移  $D_M$  下，隔震結構於所考量方向上之有效週期。

$B_M$  = 表 17.5-1 中所列、針對隔震系統位移  $D_M$ 、有效阻尼  $\beta_M$  下之參數。

**Table 17.5-1 Damping Factor,  $B_M$**

Effective Damping, $\beta_M$ (percentage of critical) <sup>a,b</sup>	$B_M$ Factor
≤2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥50	2.0

<sup>a</sup>The damping factor shall be based on the effective damping of the isolation system determined in accordance with the requirements of Section 17.2.8.6.

<sup>b</sup>The damping factor shall be based on linear interpolation for effective damping values other than those given.

本節反應出僅以  $MCE_R$  進行設計之概念，並且以  $MCE_R$  之譜加速度以及適當的週期  $T$ ，定義  $MCE_R$  下之最大位移。

除此之外，同樣重要地，最大考量位移  $D_M$  及阻尼修正係數  $B_M$ ，皆須分別依照隔震系統之上界與下界特性進行求取。於前期準則中，最大考量位移  $D_M$  乃以下界特性之阻尼進行定義，而此阻尼亦與上界特性之等效勁度共同決定設計力量。本準則之修訂於理論上較為正確，然卻明顯地降低了靜力分析中上部結構之設計保守性。此一受到降低之上部結構設計保守性，於本準則中則由提升上部結構設計力之依據，將原準則中依據之設計地震提升至  $MCE_R$  地震等級，增加設計保守性。

### 7.5.3.2 最大位移下之有效振動週期

在最大位移  $D_M$  處，隔震結構之有效週期  $T_M$  須考慮隔震系統上、下界之變形特性並依式(17.5-2)計算。

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_M g}} \quad (17.5-2)$$

2)

其中，

$W$  = 參照第 17.7.2 節之規定，上部結構參與地震之有效重量。

$k_M$  = 隔震系統在最大位移  $D_M$  (式 17.2-3) 時之有效勁度，單位為 kip/in. (kN/mm)。

$g$  = 重力加速度。若有效勁度  $k_M$  之單位為 kip/in. (kN/mm)，則重力加速度單位為 in./s<sup>2</sup> (mm/s<sup>2</sup>)。

### 解說

本節規定乃修訂至僅考量  $MCE_R$  等級地震之設計公式，並且做了相關用語上之變更(仍維持原有效振動週期之概念)。此處有效振動週期  $T_M$  仍須依據隔震系統之上、下界特性分別進行計算。

### 7.5.3.3 最大總位移

隔震系統元件最大總位移  $D_{TM}$  之計算，須包含由真實與意外偏心扭轉所造成之位移，其乃依水平勁度在空間上的分佈，及質量於最劣偏心位置之計算求得。隔震系統元件之最大總位移  $D_{TM}$  不得小於 17.5-3 式之計算值。

$$D_{TM} = D_M \left[ 1 + \left( \frac{y}{P_T^2} \right) \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (17.5-3)$$

其中，

$D_M$  = 依據式 17.5-1，於所考量方向上，隔震系統剛心之位移。

$y$  = 隔震系統剛心至所關心元件垂直於考慮地震方向之距離，單位為 in. (mm)。

$e$  = 上部結構質量中心與隔震系統剛心之真實偏心距。此偏心距包含意外偏心距  $f$  (mm)，其為垂直於所考量地震力方向上，結構最長平面尺寸的 5%。

$d$  = 結構平面最長邊，單位為 ft.(mm)。

$b$  = 結構平面垂直於  $d$  方向之最短邊，單位為 ft. (mm)。

$P_T$  = 隔震系統有效平移週期與有效扭轉週期之比值，可採用動力分析或依式 17.5-4 進行計算，其值可不小於 1.0。

$$P_T = \frac{1}{r_l} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i^2 + y_i^2)}{N}} \quad (17.5-$$

4)

其中，

$x_i, y_i$  = 分別在兩個水平方向上，自隔震系統質心到第  $i$  個隔震元件間之水平距離，單位為 ft (mm)。

$N$  = 隔震元件總數。

$r_l$  = 隔震系統之迴轉半徑(ft. (mm))。若隔震系統平面為  $b \times d$  之矩形，則其值為  $((b^2 + d^2)/12)^{1/2}$ 。

最大總位移  $D_{TM}$  不得小於  $D_M$  之 1.15 倍。

### 解說

本節規定乃修訂至僅考量  $MCE_R$  等級地震之設計公式，並且做了相關用語上之變更。除此之外， $MCE_R$  等級之最大總位移(含平移及扭轉)公式中，新增了一項參數以獎勵對於抵抗扭轉行為有益之隔震系統排列方式。

隔震結構中之隔震系統排列方式，須將上部結構質心與隔震系統剛心間之偏心量最小化，以減少隔震系統之扭轉效應。圖 C17.5-1 繪製出本節規定所採用的相關符號。17.5-3 式提供了簡化自精確計算方法且用以推估扭轉反應之公式。若隔震系統最大平面尺寸之偏心率為 5%，則由偏心效應對於結構角隅處設計位移所造成之增加比例，約為 15%(平面為完美正方形)至 30%(平面為細長矩形)。上述對於隔震系統扭轉位移之計算，乃基於隔震系統勁度於平面上為均勻分布之前



提。隔震系統之勁度若較集中於結構外圍，或是採用特定用以減少質量偏心之滑動系統，將減少扭轉位移。基於正確之理由，本準則允許採用最小至  $1.15D_M$  之  $D_{TM}$  值。

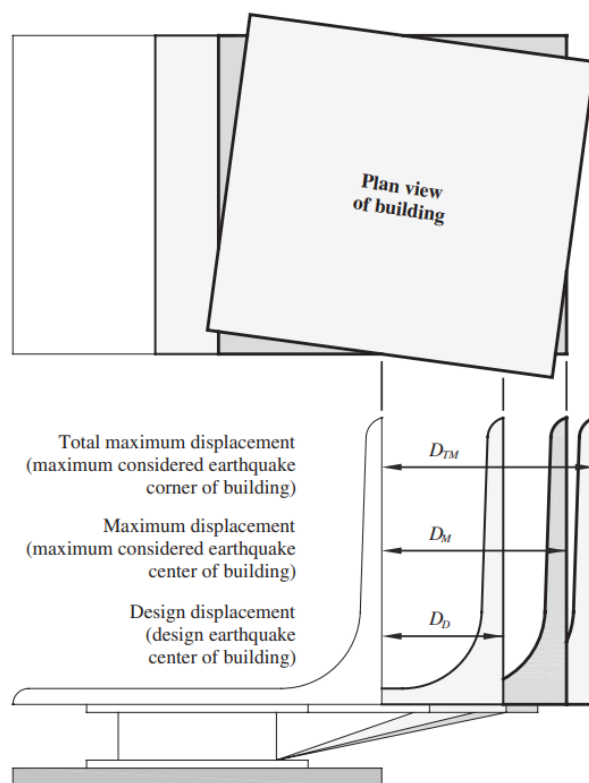


圖 C17.5-1 隔震系統之相關位移參數

#### 補充說明：

ASCE7-16 中，對於最大總位移之計算方式(式 17.5-3)，相較於 ASCE7-10 版本與我國耐震設計規範中所規定之計算方式，多了  $P_T$  之參數。目的為修正原規範中計算迴轉半徑之方式；以往採用整體隔震系統平面進行計算，現今準則中則修改為直接以實際隔震元件勁度配置進行計算迴轉半徑。 $P_T$  之採用則提供了設計技師另一種較便捷的計算選擇，其可直接由振態分析中之平移與扭轉週期，修正簡單採用平面長寬尺寸之公式，而不需針對實際隔震元件之配置逐一進行加總計算。相關深入探討，包括公式推導以及隔震元件配置方式對於新舊準則之影響及差異，將於本報告第三章中繼續探討。

### 7.5.4 最小設計水平總橫力

#### 7.5.4.1 隔震系統及上部結構底層以下之結構

上部結構底層之下，包含隔震系統、基礎與其他結構構件，須依現行非隔震結構之相關要求進行設計，並能至少承受最小水平總橫力  $V_b$ ，其值可由式 17.5-5 並考慮隔震系統上、下界特性進行計算。

$$V_b = k_M D_M \quad (17.5-5)$$

其中，

$k_M$  = 隔震系統在最大位移  $D_M$  下(公式 17.2-3)之有效勁度，單位為 kip/in. (kN/mm)。

$D_M$  = 依據式 17.5-1，隔震系統剛心於所考量方向上之位移。

$V_b$  不得小於隔震系統位移小於或等於最大考量位移  $D_M$ (如 17.5.3 之定義)所對應之力量。

由  $V_b$  引致之傾覆載重，對於上部結構底層下之隔震系統、基礎、及結構構件所造成之力量，應依據 17.5.5 節中垂直向分布之定義進行計算，除非於式 17.5-9 中之  $V_s$  以不折減之  $V_{st}$  取代。

### 解說

圖 C17.5-2 繪製出了隔震系統及系統上下方相關構件之用語。17.5-5 式具體地訂定了所有隔震系統與其下方結構物桿件之最大彈性設計地震剪力。17.5-7 式則具體地訂定了所有隔震系統上方結構物桿件之最大彈性設計地震剪力。對於可推估非線性變形容量之結構，17.5-7 式包含了有效折減參數( $R_f=3R/8$ ，不超過 2)。此項參數確保了上部結構本質上的彈性行為。

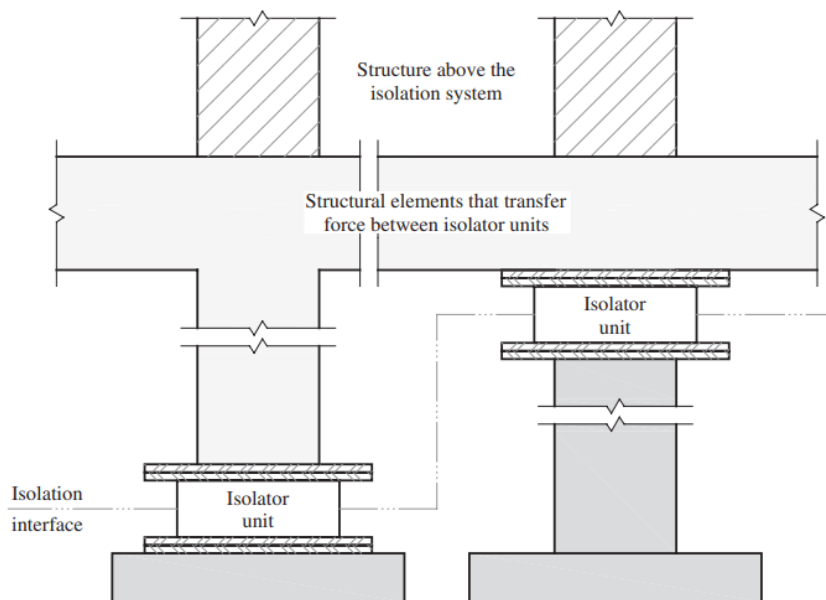


圖 C17.5-2 隔震系統相關名詞定義

本節規定包含了兩項對於計算結構彈性基底剪力方法上重大的概念修訂。於 ASCE7-10 以及更早的準則中，設計彈性基底剪力乃由設計地震力(DE)下，透過隔震系統上界特性之有效勁度以及下界特性之等效阻尼求得之最大位移共同決定；如圖 C17.5-3 所示。其已被認為保守之設計方式。本準則中之彈性設計基

底剪力則由  $MCE_R$  等級地震進行計算，並且統一採用上界或下界之特性參數，如 17.5-5 式及圖 C17.5-3 所示。

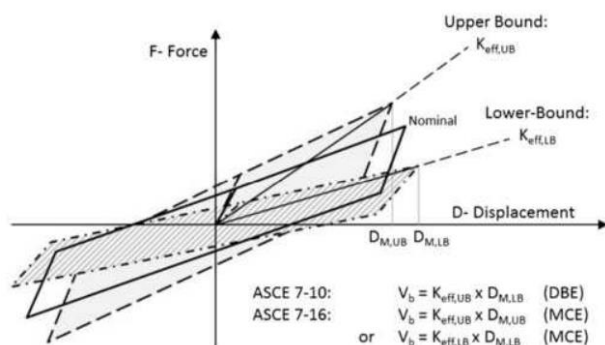


圖 C17.5-3 典型隔震元件之標稱、上界、下界雙線性遲滯迴圈

針對彈性設計地震基底剪力及隔震系統相關設計參數(降伏力、降伏後勁度、)，採用 ASCE7-10 及本準則規範進行計算之結果比較表列於表 17.5-1 中。表中數值計算之假設，乃基於設計地震力為  $2/3$  之  $MCE_R$  地震，以及長週期譜加速度以  $S_1/T$  之趨勢折減。表 C17.5-1 中以深灰色底所標示之彈性設計基底剪力數值，為依照本準則進行計算之結果，較採用 ASCE7-10 計算結果高出 10% 以上之數值；而以淺灰色底所標示之數值，則代表超出程度介於 0~10% 間；而其餘未標示之數值，則代表本準則所計算之結果較低。

	Upper Bound Multipliers			$K_d$	Yield Level	Lower Bound Multipliers			$K_d$	Yield Level
<b><math>MCE_R S_1 = 1.5</math></b>				<b>1.15</b>	<b>1.6</b>				<b>0.85</b>	<b>0.85</b>
T2 (s)	2.00	2.00	3.00	3.00	4.00	4.00	5.00	5	6	6
Yield Level	0.05	0.10	0.05	0.10	0.05	0.10	0.05	0.1	0.05	0.1
New, $V_b/W$	0.80	0.66	0.47	0.42	0.33	0.33	0.26	0.28	0.21	0.26
ASCE 7-16/ASCE 7-10	1.14	1.02	1.08	0.91	1.02	0.84	0.96	0.83	0.91	0.82
New, $V_b/W$	0.77	0.71	0.52	0.42	0.35	0.31	0.26	0.27	0.21	0.25
ASCE 7-16/ASCE 7-10	1.32	1.25	1.39	1.01	1.25	0.88	1.24	1.02	1.16	1.12
<b><math>MCE_R S_1 = 1.0</math></b>				<b>1.15</b>	<b>1.6</b>				<b>0.85</b>	<b>0.85</b>
T2 (s)	2.00	2.00	3.00	3.00	4.00	4.00	5.00	5	6	6
Yield Level	0.05	0.10	0.05	0.10	0.05	0.10	0.05	0.1	0.05	0.1
New, $V_b/W$	0.47	0.43	0.29	0.30	0.21	0.23	0.17	0.23	0.15	0.21
ASCE 7-16/ASCE 7-10	1.08	0.91	0.99	0.83	0.91	0.65	0.84	0.76	0.84	0.71
New, $V_b/W$	0.54	0.47	0.33	0.32	0.24	0.29	0.19	0.22	0.16	0.20
ASCE 7-16/ASCE 7-10	1.12	0.99	1.05	0.90	0.99	0.92	0.94	0.82	0.90	0.81
New, $V_b/W$	0.55	0.47	0.33	0.31	0.24	0.24	0.18	0.20	0.15	0.18
ASCE 7-16/ASCE 7-10	1.22	1.10	1.16	1.01	1.10	0.94	1.05	0.91	1.01	0.89

Note: Dark gray cells indicate that the new elastic design base shears are more than 10% higher than the old provisions; light gray cells indicate 0-10% higher than old provisions.

表 C17.5-1 彈性設計基底剪力比較表(採用 ASCE7-16 及 ASCE7-10)

針對 7.5.4.1 節之規定，其將舊有準則之條文修訂至僅考量  $MCE_R$  等級地震之設計公式，並且做了相關用語上之變更。同時，本節亦新增了一段規定，言明對於計算隔震系統傾覆力量時，應採用未折減之側力。

### 7.5.4.2 上部結構底層以上之結構

上部結構底層以上之結構，須依本準則中針對非隔震結構之所有規定，以最小剪力  $V_s$  進行設計，其值可由式 17.5-6 並考慮隔震系統之上、下界特性進行計算。

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_I} \quad (17.5-6)$$

其中，

$R_I$  = 與隔震系統上部結構型式及其抗地震力系統相關之係數

$V_{st}$  = 上部結構底層以上未折減之總側向設計地震力，或為隔震元件總剪力，依式 17.5-7 計算。

$R_I$  須基於上部結構於受力方向上之抗地震力系統之形式決定，其為 3/8 倍由表 12.2-1 所定義之  $R$  值，且須介於 1.0 至 2.0 間。例外：若於非線性靜力分析下，頂層位移側推至結構發生  $MCE_R$  下最大層間變位或  $0.015h_{sx}$  中之小值時，其結構強度小於 1.1 倍的  $V_b$ ，則  $R_I$  允許取大於 2.0。

上部結構底層以上之未折減之總側向設計地震力或隔震元件剪力，應考慮隔震系統之上、下界特性並依式 17.5-7 計算。

$$V_{st} = V_b \left( \frac{W_s}{W} \right)^{1-0.25\beta_M} \quad (17.5-7)$$

其中，

$W$  = 隔震交界面上方之結構之有效地震參與重量(參照 12.7.2 節定義)。

$W_s$  = 扣除上部結構底層之重量後，其餘隔震交界面上方結構之有效地震參與重量(參照 12.7.2 節定義)。

當隔震元件上緣至上部結構底層樓板構架下緣之平均距離超過 3 ft (0.9 m) 時，式 17.5-7 中之有效地震參與重量  $W_s$  應以  $W$  計。例外：隔震系統之遲滯行為，若於降伏前後或滑動前後具備有明顯且瞬間地勁度改變，則式 17.5-7 中之指數項  $(1-0.25\beta_M)$  應改為  $1-0.35\beta_M$ 。

### 解說

本節將舊有準則之條文修訂至僅考量  $MCE_R$  等級地震之設計公式，並且做了相關用語上之變更，其中包含 base level 之新概念，其意指接續於隔震系統上方之樓層。

條文中加入了一項對於允許  $R_I$  上限值超過 2.0 之例外規定，滿足條件為上部結構之側推力於  $MCE_R$  位移或最大層間變位為  $0.015h_{sx}$  時，其值大於  $MCE_R$  下隔離交界面最大力量之 10%。此項例外條件直接闡明，於  $MCE_R$  地震等級下之力量與相應的非彈性變位需求。側推分析方法可參考 ASCE 41 (2007)<sup>[57]</sup>。

根據 York & Ryan(2008)<sup>[58]</sup>之研究，由本準則所新建立之上部結構底層以上構件地震側力公式(17.5-7 式)，乃以折減地震參與重量(由上部結構有效地震參與重量扣除上部結構底層重量)以及隔震系統等效阻尼等參數所描述。本公式之建立，乃假設上部結構底層立即銜接於於隔離交界面上方(位於隔震元件上方 0.9 公尺以內)。若上部結構底層並未立即銜接於於隔離交界面上方(意即樓版並未立即位於隔震元件上方)，17.5-7 式則將採用隔離交界面上方未折減之結構總有效地震參與重量，計算上部結構底層以上結構構件之地震側力。

#### 7.5.4.3 最小剪力之限制

$V_s$  不得小於下述所列之任一項目：

1. 採用  $W_s$  與考慮隔震系統上界特性之  $T_M$ ，並假設結構固定基底，依 12.8 節所計算之最小剪力。
2. 係數化後設計風力所對應之基底剪力。
3. 參照 17.5-7 式所計算之未折減總側向設計地震力  $V_{st}$ ，式中  $V_b$  為考慮隔震元件上界特性、可完全啟動隔震系統之最小剪力，或：
  - a. 軟化系統於降伏階段之 1.5 倍標稱性質。
  - b. 一次性之風束制系統極限容量。
  - c. 滑動系統之啟動摩擦力。
  - d. 在振幅為  $D_M$  之動力循環試驗中，零位移所對應之力量。

#### 解說

本節將舊有準則之條文修訂至僅考量  $MCE_R$  等級地震之設計公式，並且做了相關用語上之變更。本節條文針對  $V_s$  最小值進行修訂之目的，乃為明訂能夠完全啟動隔震系統力量之計算依據，應自隔震系統力量變形關係之上界值或 1.5 倍之標稱特性值中，取所計算出之最大值。其他最小值之限制則包含了(a)可完全啟動隔震系統之降伏力或摩擦力；以及(b)犧牲形風束制系統(預期於明顯側力作用下，會破壞且釋放上部結構)之極限容量。

這些限制之必要性，乃為避免上部結構於隔震系統於啟動前或是尚未發生明顯變位前，便過早發生降伏反應。

#### 17.5.5 地震力豎向分配

水平地震力  $V_s$  之豎向分配，須依照上部結構之高度進行分布，並且考慮隔震系統之上、下界特性，以下列式子計算。

$$F_1 = \frac{(V_b - V_{st})}{R_1} \quad (17.5-$$

8)

$$F_x = c_{vx} V_s \quad (17.5-$$

9)

$$c_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=2}^n w_i h_i^k} \quad (17.5-$$

10)

$$k = 14 \beta_M T_{fb} \quad (17.5-$$

11)

其中，

$F_1$  = 上部結構底層之側向地震力。

$F_x$  = 第  $x$  層之側向地震力 ( $x > 1$ )。

$C_{vx}$  = 垂直分佈因子。

$w_i$ 、 $w_x$  = 有效地震參與重量  $W_s$  於第  $i$  或  $x$  層之重量。

$h_i$ 、 $h_x$  = 隔震交界面上方第  $i$  或  $x$  層之高度。

$T_{fb}$  = 隔震層上方結構考慮固定基底條件時，依合理之振態分析所得之結構基本振動週期。

**例外：**

替代式 17.5-6 與 17.5-9，求取所考量方向第  $x$  樓層側向地震力  $F_x$  之計算方式，得採用簡化之棒狀模型(stick model)，並以經  $V_b/R_I$  縮放後之地震紀錄，輸入上部結構底層進行歷時分析。

### 解說

本節條文之修訂含括更精準的豎向剪力分佈方法，此方法考量上部結構之週期與隔震系統之阻尼。此豎向力量分佈之計算方法，首先單獨計算上部結構底層之側力，接著再將其餘側力豎向分佈於其他樓層。換句話說，上部結構底層之質

量，並不參與在豎向分佈中。

本節所提出之修訂方法乃根據近期的分析研究結果(York and Ryan, 2008)<sup>[58]</sup>。依據線性基礎隔震理論之預測，隔震結構之基底剪力乃以均佈之方式沿樓高進行分配；而 ASCE7-10 靜力分析流程中，樓層側力則是沿樓高呈線性遞增。均勻分配之方法與隔震結構第一振態振形相符，而線性遞增之分佈方法則是與固定基底結構第一振態振形相符。然而，若採用線性遞增之分配方法則有可能使隔震結構之設計過於保守，特別是對於僅有一或二樓高，且大部分重量集中於上部結構底層之隔震建築。

於 York and Ryan (2008)<sup>[58]</sup>的研究中，推導了兩項獨立的公式：第一項公式為預測上部結構基底剪力  $V_{st}$  與隔離交界面剪力  $V_b$  之關係；第二項公式則是將  $V_{st}$  沿樓高進行分配。於設計中考量到此較  $V_b$  低之  $V_{st}$  值，可考量到上部結構底層通常具有較大的慣性力(原因為上部結構底層聚集有非比例性且較大之質量)。此研究亦採用  $k$  參數，將上部結構之基底剪力進行豎向分配；其中若  $k=0$  為均勻分布，而  $k=1$  則將側力依樓高線性遞增。此研究採用了一代表性且具有單跨度多樓層之基底隔震結構模型，並且進行了一系列具有 20 筆與反應譜相符之地震歷時分析。將分析結果以上部結構基底剪力之比例以及  $k$  參數做為函數進行回歸分析；York and Ryan (2008)<sup>[58]</sup>研究中所推薦之公式具有  $R^2$  數值大於 0.95 的良好回歸結果。

直接判斷隔震系統之上界或下界特性何者會控制隔震系統及結構之設計，是一件非常困難的事情。於進行地震力豎向分配時，非常有可能發生部分樓層為隔震系統上界特性控制，而部分樓層為下界特性所控制。舉例而言，隔震系統的下界特性可造成較大的隔震位移  $D_M$ 、較小的等效阻尼  $\beta_M$ ，因此導致較高的基底剪力  $V_b$ 。此種結果可能導致豎向分配中，以結構較低樓層的分配結果作為控制之設計需求。相對的，隔震系統的上界特性可造成較小的隔震位移  $D_M$ 、較大的等效阻尼  $\beta_M$ ，即使在基底剪力  $V_b$  較低的情況下，也可能控制結構較高樓層的設計需求。

### 17.5.6 層間變位限制

上部結構最大層間變位，不得超過  $0.015h_{sx}$ 。層間變位之計算依 12.8-15 式，且隔震結構之  $C_d$  須等於 17.5.4.2 節規定之  $R_I$  值。

## 17.6 動力分析方法

### 17.6.1 通則

若採用動力分析方法進行隔震結構之耐震設計，應依據本節適用範圍之規定。

## 17.6.2 模型模型之建立

### 17.6.2.1 隔震系統

隔震系統應使用依據 17.2.8 節所建立之變位特性進行模擬。其側向位移與力之關係，應依據第 17.2.8.5 節所定義之隔震系統上、下界特性分別進行計算。隔震系統之模擬應考慮以下細節：

1. 考慮隔震元件之空間配置。
2. 考慮質量偏心之最劣位置，以計算上部結構之平移(兩個水平方向)及扭轉。
3. 估算作用於單一隔震元件上之傾倒及揚升力。
4. 若隔震系統之力量-變形特性受垂直加載、雙側向加載或加載速率之影響時，隔震系統之模擬應能考慮此影響。

橫跨隔震系統之最大位移( $D_{TM}$ )，應使用此隔震結構之模型進行計算，而該模型中應包含側向力抵抗系統及此隔震系統非線性元件之力量-變形特性。

### 17.6.2.2 隔震結構

若位於隔震系統上方之側向力抵抗系統，於設計地震下仍保持彈性，其每一層樓的最大位移，以及側向力抵抗系統中元件之力與位移，允許使用隔震結構之線彈性模型進行計算

具基本彈性元件之側向力抵抗系統，包含(但不僅限於)規則結構系統，其設計之側向力不得小於第 17.5.4.2 節和 17.5.4.3 節所規定  $V_s$  之 100%。

隔震系統與結構應分別採用上、下界特性進行分析，並採用最嚴苛之數值進行設計。

## 17.6.3 分析程序

### 17.6.3.1 通則

反應譜分析法須參照第 12.9 節進行，並符合第 17.6.3.3 節之規定。使用動力歷時分析法進行分析時，須符合第 17.6.3.4 節之規定。

### 17.6.3.2 MCE<sub>R</sub> 歷時



依據第 17.3 節所規定之  $MCE_R$  歷時，應被用以計算隔震結構之側向力與位移、隔震系統之最大總位移、隔震元件出力、隔震元件之接合、與其上下端用以抵抗 P- $\Delta$  效應支撐構件之受力。

#### 17.6.3.3 反應譜分析方法

反應譜分析須使用考量方向上之第一模態之模態阻尼比進行分析，其值不得大於隔震系統之等效阻尼比或 30% 之臨界阻尼。針對高模態阻尼比之選擇，應與假設上部結構為固定基底結構，其反應譜分析所採用之阻尼比一致。

採用反應譜分析以決定最大總位移時，應同時考量主軸方向上 100% 地震力與水平垂直於主軸上 30% 地震力之組合進行分析。隔震系統的最大位移應採用兩正交方向位移的向量和進行計算。

#### 17.6.3.4 動力歷時分析方法

動力歷時分析須依據第 17.3.3 節之規定，選擇並調整一系列之地震歷時以進行分析。每一組(水平雙向)地震歷時，必須同時施加於分析模型，並且考慮質量偏心的最劣位置。隔震系統的最大位移，應採用每一瞬時下兩正交方向位移的向量和進行計算。

結構所需之設計參數，必須經由每一組動力歷時分析求出，並且加以平均以進行設計。

對於工址鄰近近斷層之結構，每一組水平地震歷時皆須旋轉至垂直與平行於斷層之方向後，方能施加於結構模型。

對於所有工址位於非近斷層區域之結構，則不須進行上述之向量組合。

##### 17.6.3.4.1 意外偏心質量

進行反應歷時分析時，須考慮由質量和勁度之不對稱性所導致之扭轉反應。此外，各層質心之位置應由計算所得之位置，考量地震方向垂直尺度 5% 之量值進行偏移。

意外偏心的影響，允許將不考量 5% 偏心量之分析結果(包含力量、位移、及變形等)，採用放大係數放大。此放大係數須假設已考量並且涵蓋所有偏心狀況。

#### 17.6.4 最小側向位移與力量

##### 17.6.4.1 隔震系統及上部結構底層以下之結構

隔震系統、基礎與其下方所有結構元件，須以適用於一般非隔震結構之規定

以及動力分析結果未經折減之力量進行設計，但其最小設計水平總橫力不得小於(17.5-5)式所定  $V_b$  值之 90%。

隔震系統之最大總位移不得小於第 17.5.3.3 節所規定  $D_{TM}$  值之 80%，但允許以  $D'_M$  代替  $D_M$  值，該  $D'_M$  由下式所定：

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1+(T/T_M)^2}} \quad (17.6-1)$$

其中，

$T$  = 根據第 12.8.2 節規定，考慮固定基礎時上部結構之彈性週期，包含參數  $C_u$ ，同時亦可採用週期估算式進行計算彈性週期。

$T_M$  = 考量方向上隔震結構於最大位移下之有效振動週期，如(17.5-2)式所述，其單位為 s。

#### 17.6.4.2 上部結構底層以上之結構構件

位於隔震系統上方之結構構件，須以適用於一般非隔震結構之規定以及動力分析所得經係數  $R_I$  (第 17.5.4.2 節之規定)折減後之最小設計水平總橫力進行設計。

對於反應譜分析而言，每一層之設計剪力不得小於(17.5-9)式計算所得之樓層剪力，亦不得小於由反應譜分析所得之主軸方向基底剪力值  $V_b$ 。

對於反應歷時分析，若其配置為規則性，分析所得之總橫力不得小於第 17.5.4.1 節規定  $V_b$  值之 80%，且  $V_s$  不得小於第 17.5.4.3 節規定限制值之 100%。

對於動力歷時分析，若其配置為不規則性者，分析所得之總橫力不得小於第 17.5.4.1 節規定  $V_b$  值之 100%，且  $V_s$  不得小於第 17.5.4.3 節規定限制值之 100%。

#### 17.6.4.3 設計參數之調整

由反應譜分析或動力歷時分析所得之結構元件水平總橫力，若經折減因子計算後其值小於第 17.6.4.1 節和 17.6.4.2 節規定之最小值，則所有設計參數應等比例向上調整。

#### 17.6.4.4 層間變位之限制

根據設計總橫力分析得到最大層間相對側向位移，包含因隔震系統之垂直變形所造成之位移，應滿足以下任一規定：

1. 反應譜分析所得之上部結構最大層間相對側向位移不得超過  $0.015h_{sx}$ 。

2. 依照隔震系統及側向力抵抗系統之非線性元件之力量-變形特性下，由反應歷時分析所得之最大層間相對側向位移不得超過  $0.020h_{sx}$ 。

層間相對側向位移應根據(12.8-15)式進行計算，其中隔震結構所使用之  $C_d$  與第 17.5.4.2 節規定之  $R_I$  相等。

若層間相對側向位移之比值超過  $0.010/R_I$ ，則須探討上部結構之最大側向位移與重力組合下所引致之 P-delta 效應的影響。

## 17.7 設計審查

隔震系統的獨立設計審查及其相關試驗計劃之審查委員，須由以下一個或多個專業領域人士所組成，且至少有一名審查成員是專業設計技師。隔震系統設計審查應包括(但不僅限於)以下所有內容：

1. 工址設計準則，包括工址設計反應譜及地震歷時。
2. 初步設計，包括元件的選定，隔震系統之最大位移、最大總位移及最小水平總橫力之決定。
3. 製造商與所選定元件之審查資料與適當的特性修正因子。
4. 實體試驗計畫（第 17.8.2 節）。
5. 結構系統之最終設計成果審查及所有其他相關之分析，包含隔震結構反應歷時分析之模擬。
6. 隔震裝置的性能保證試驗計劃（第 17.8.5 節）。

## 17.8 試驗

### 17.8.1 通則

隔震系統於隔震結構之設計與分析時，所使用之位移特性與阻尼比，須根據本節所說明之一系列隔震元件試驗結果。若隔震系統含有風束制系統，則應一併納入試驗。

本節中規定的試驗為建立和驗證隔震裝置和隔震系統之特性，進而用於決定符合第 17.2.8 節中隔震系統的設計特性。

#### 17.8.1.1 驗證試驗

設備供應商應提供由專業工程師許可之認證試驗、試驗數據之分析與具科學

依據之研究成果。相關結果允許量化由動態循環試驗引致之熱效應、加載速率、軟化、製程上之變異與不確定性、溫度，老化，環境暴露和污染之影響。出廠試驗應滿足於施工中所使用的隔震裝置型式，型號，材料和尺寸。進行出廠試驗與施工中所使用之隔震裝置應由同一製造商進行生產(對於同一施工地，由相同製造商所提供之隔震裝置也須進行出廠試驗)。若於出廠試驗中以縮尺隔震裝置試體進行試驗，其試驗數據應採用比例原則與相似原則進行判讀。

## 17.8.2 實體試驗

實體試驗應分別針對隔震系統中每種主要類型和尺寸之兩組實尺寸隔震裝置(或適當的試驗組數與數量)進行試驗。設計時若採用風束制系統，則須納入試驗中一併進行測試。試驗試體不得再用於現地安裝，除非經負責設計之專業設計技師同意。

### 17.8.2.1 試驗紀錄

針對每一次試驗，試體每一迴圈之力與位移行為皆須予以記錄

### 17.8.2.2 試驗項目與循環

在執行以下試驗前，每一個隔震裝置須執行完成依據第 17.8.5 節所規定之性能試驗。

1. 垂直載重為  $D+(1/2)L$  下，進行二十個循環試驗，每個循環試驗對應之力量為設計風力引致之水平力。
2. 須執行以下項目 a. 或項目 b. 之試驗：
  - a. 於垂直載重為  $D+(1/2)L$  下，進行循環試驗，每個循環試驗之水平位移依序為隔震裝置最大位移( $D_M$ )的 0.25、0.5、0.67 與 1.0 倍，且每一位移皆進行三個循環試驗。其中隔震裝置最大位移  $D_M$  之定義依據第 17.5.3.1 節或 17.6 節之相關規定。
  - b. 於垂直載重為  $D+(1/2)L$  下，進行兩組連續四個循環試驗，第一組循環試驗之每一循環試驗水平位移依序為隔震裝置最大位移( $D_M$ )的 1.0、0.67、0.5 與 0.25 倍進行連續動態試驗，對應之加載週期為  $T_M$ ， $T_M$  為隔震建築物於最大位移( $D_M$ )時之有效振動週期；第二組循環試驗之每一循環試驗水平位移依序為隔震裝置最大位移( $D_M$ )的 0.25、0.5、0.67 與 1.0 倍進行連續動態試驗，對應之加載週期為  $T_M$ ， $T_M$  為隔震建築物於最大位移時( $D_M$ )之有效振動週期。以上兩組循環試驗之間可進行休息。
3. 於垂直載重為  $D+(1/2)L$  下，進行三個循環試驗，每個循環試驗之水平位移為隔震裝置最大位移( $D_M$ )的 1.0 倍。

4. 須執行以下項目 a. 或項目 b. 之試驗：
- 於垂直載重為  $D+(1/2)L$  下，進行  $30S_{M1}/(S_{MS}B_M)$  個循環試驗(但不得低於 10 個)，每個循環試驗對應之水平位移為隔震裝置之最大位移( $D_M$ )的 0.75 倍。其中， $S_{M1}$  為 5% 阻尼比之一秒週期工址最大考量水平譜加速度係數； $S_{MS}$  為 5% 阻尼比短週期工址最大考量水平譜加速度係數； $B_M$  為阻尼比修正係數。
  - 進行項目 a 之動態試驗，其對應之加載週期為  $T_M$ 。此項試驗可拆分成數組試驗進行，然每組試驗之循環數不得少於五。

若隔震裝置亦為垂直承載元件時，則須於試驗項目 3，增加另外兩個由 17.2.7.1 節中所規定之垂直載重條件( $1.2D+E_v+E_h+L+0.2S$  與  $0.9D-E_v+E_h$ )。受地震傾覆引致之載重增加量( $Q_E$ )應大於或等於對應於試驗位移之最大地震垂直力反應。在這些試驗中，垂直載重之組合須考慮所有相同類型和尺寸隔震支承之典型或平均下壓力。每個試驗的垂直載重和位移值應大於依據第 17.2.8.5 節所規定中，隔震系統特性經分析後所決定之上界和下界值。有效振動週期  $T_M$  應小於經分析決定之上界和下界值。

### 17.8.2.3 動態試驗

第 17.8.2.2 節規定之動態試驗應採用，由上、下界特性計算結果中，較低之有效振動週期( $T_M$ )進行。

若實體試驗之隔震裝置尺寸以及垂直加載相似於第 17.8.2.7 節之要求，且有同時考慮速度、位移之振幅與熱效應之影響，則無須進行動態試驗。上述實體試驗動態測試之數據應用於建立  $k_d$  與  $E_{loop}$  之三個循環試驗平均值之調整因子，以考慮因測試速度與熱影響所造成之差異來建立  $\lambda_{(test, min)}$  和  $\lambda_{(test, max)}$ 。

只有於實尺寸隔震裝置無法進行動態試驗的條件下，可使用縮尺試體進行實體試驗以量化隔震裝置的速度相依之特性。該縮尺試體須採用與實尺寸試體相同之型式、材料、製程與品質，同時應採用足以代表實尺寸試體加載速率之頻率進行試驗。

### 17.8.2.4 隔震元件水平雙向之相依性

若隔震裝置之力-變形關係與水平雙向加載相依，則第 17.8.2.2 節與第 17.8.2.3 節中規定之試驗，應增加包含雙向加載之試驗，試驗之水平位移為最大位移( $D_M$ )的 0.25 與 1.0 倍、0.5 與 1.0 倍、0.67 與 1.0 倍、1.0 與 1.0 倍。

如果使用縮尺試體進行試驗以量化雙向加載相依性，則須滿足第 17.8.2.7 節的要求。該縮尺試體須採用與實尺寸試體相同之型式、材料、製程與品質。

如果受到雙向加載時的有效勁度與單向加載下的有效勁度相差超過 15%，則須考慮隔震元件之力量-變形特性以反應雙向加載效應。

### 17.8.2.5 最大與最小垂直加載

隔震裝置在垂直向載重下，進行一個循環試驗，每個循環之水平位移為隔震裝置之最大總位移( $D_{TM}$ )，其主要類型和尺寸之隔震裝置所對應的最大與最小垂直載重，須滿足第 17.2.7.1 節之規定。每次試驗之垂直載重與水平位移值應大於根據第 17.2.8.5 節中所規定、隔震系統特性經分析所決定之上界和下界值。

例外：

允許執行兩個試驗以替代單一試驗之包絡值，其試驗之軸向載重與水平位移之組合應根據第 17.2.8.5 節之規定，分別由隔震系統特性經分析所決定之上界和下界值求得。

### 17.8.2.6 犧牲性風束制系統

如果採用具犧牲性之風束制系統，則應透過試驗決定其極限容量。

### 17.8.2.7 相似元件之試驗

若待測隔震元件與已測隔震元件之比較，滿足以下所有規定，則無須進行實體試驗：

1. 對於待測隔震元件之尺寸而言，其設計尺寸不得大於先前已測隔震裝置尺寸之 15%，亦不得小於 30%。
2. 須採用與實尺寸試體相同之型式、材料。
3. 待測隔震元件的每一循環消能能量設計值( $E_{loop}$ )不得小於先前已測隔震裝置之 85%。
4. 待測隔震元件之設計與製造，須由同一設備供應商使用相同或更嚴格的生產規定和品質控制程序來進行。
5. 對於彈性支承而言，待測隔震元件的設計不得承受大於先前已測隔震元件之最大剪應變與軸壓應力。
6. 對於滑動支承而言，使用相同滑動材料之待測隔震元件的設計不得承受大於先前已測隔震元件之最大軸壓應力或滑動速度。

上述實體試驗之相關減免說明，應由獨立設計審查單位依據第 17.7 節之規定進行批准認可。

依照第 17.8.2.3 節之規定，使用相似隔震元件的試驗結果建立其動態特性時，除上述第 2 項至第 4 項外，亦應滿足下列規定：

7. 相似之隔震元件應依據比例原則與相似原則，採用足以代表實尺寸試體加載

速率之頻率進行試驗。

8. 縮尺隔震元件的縮尺比例不得大於 2。

### 17.8.3 隔震元件之力量與變形特性

隔震元件的力量-變形關係，須根據第 17.8.2 節實體試驗中所規定的循環加載試驗進行計算。

隔震元件在任一個循環試驗下的有效勁度( $k_{eff}$ )可由下式(式 17.8-1)決定：

$$k_{eff} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|} \quad (17.8-1)$$

其中： $\Delta^+$ 及 $\Delta^-$ 分別為單一循環中之最大正位移及最大負位移。 $F^+$ 及 $F^-$ 為對應位於 $\Delta^+$ 及 $\Delta^-$ 時之力量。

隔震裝置在任一個循環試驗下的有效阻尼比( $\beta_{eff}$ )可由下式(式 17.8-2)決定：

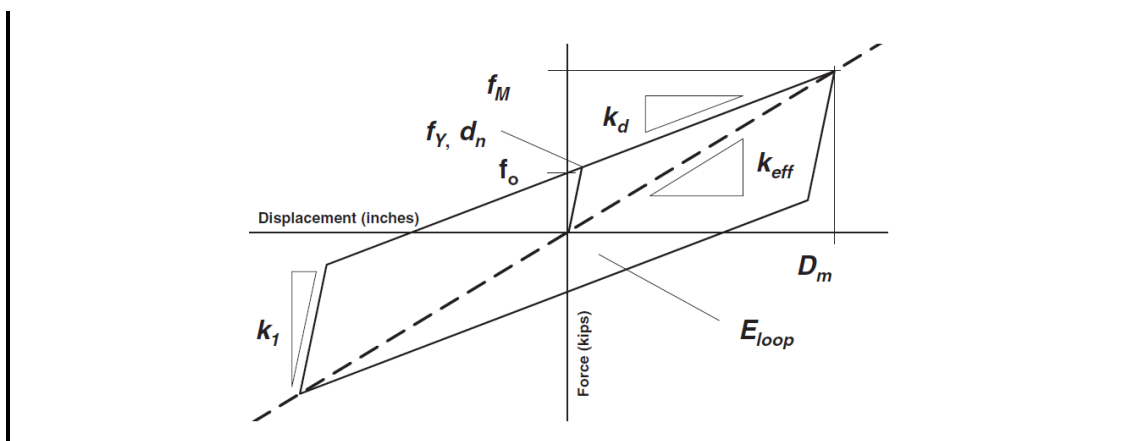
$$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi} \frac{E_{loop}}{k_{eff} (|\Delta^+| + |\Delta^-|)^2} \quad (17.8-2)$$

其中： $E_{loop}$ 為單一循環遲滯迴圈所包圍之面積，而有效勁度( $k_{eff}$ )須依據試驗位移極值 $\Delta^+$ 與 $\Delta^-$ 進行計算。

隔震裝置在任一個循環試驗下之降伏後勁度( $k_d$ )的計算可由以下假設決定：

1. 每一測試迴圈應可用雙線性遲滯迴圈的性質表示，其中包含參數  $k_1$ 、 $k_d$ 、 $f_0$ 、 $f_y$ 、 $k_{eff}$  與  $E_{loop}$  (見圖 17.8-1)。
2. 透過每一測試迴圈所獲得之計算迴圈應與測試迴圈具有相同之有效勁度  $k_{eff}$  與單一循環遲滯迴圈所包圍之面積  $E_{loop}$ 。
3.  $k_1$  的假設值應與隔震裝置達最大位移( $D_M$ )後，瞬間卸載階段的彈性勁度進行視覺上的擬合。

迴圈的擬合允許採用不同的方法進行，例如  $k_d$  直接以直線擬合遲滯迴圈，並延伸至最大位移( $D_M$ )，進而決定  $k_1$  以滿足  $E_{loop}$ 。



#### 17.8.4 試驗結果檢核

試驗結果須滿足下列所有要求，隔震裝置方具有適當的性能表現：

1. 針對第 17.8.2 節中之所有試驗，力量與變形關係圖之切線勁度必須為正值。
2. 依據第 17.8.2.2 節第 3 項於垂直載重為  $D+(1/2)L$  下，進行三個循環試驗，與第 17.8.2.3 節包含熱影響與加載速率，其平均降伏後勁度( $k_d$ )與每一循環遲滯迴圈所包圍之面積( $E_{loop}$ )須落在單一隔震裝置之標稱設計值的範圍內，其值通常比所有隔震裝置的平均  $\lambda_{(spec, min)}$  和  $\lambda_{(spec, max)}$  的範圍大約  $\pm 5\%$ 。
3. 依據第 17.8.2.2 節第 2 項與 3 項於規定之垂直載重下，對應之水平位移為最大位移( $D_M$ )的 0.67 與 1.0 倍下，在相同的位移，任一個循環下降伏後勁度， $k_d$ ，的值，應落在標稱降伏後勁度的  $\lambda_{(test, min)}$  和  $\lambda_{(test, max)}$  倍的範圍內。
4. 對於第 17.8.2.2 節第 4 項規定之循環試驗，各試體初始有效勁度的變化不得超過 20%。
5. 對於第 17.8.2.2 節第 4(a) 之循環試驗，任一個循環下，各試體降伏後勁度， $k_d$ ，與循環遲滯迴圈所包圍之面積( $E_{loop}$ )須落在由  $\lambda_{(test, min)}$  和  $\lambda_{(test, max)}$  決定的標稱設計值範圍內。
6. 對於第 17.8.2.2 節第 4 項規定之循環試驗，各試體初始有效阻尼比的減少不得超過 20%。
7. 對於第 17.8.2.5 節規定之循環試驗，隔震裝置為垂直承載元件時，試體必須保持穩定。

例外：

上述第 3 項、第 4 項與第 6 項的檢核範圍可由專業設計技師所訂定，以考慮第 17.2.8.4 節用於隔震系統設計之特性因子的變異性。



### 17.8.5 性能試驗

隔震元件進行安裝前，其性能試驗內容與項目應由專業設計技師所訂定。藉由進行每一個隔震裝置之壓力與剪力組合試驗，試驗所對應之水平位移不得小於由下界值所決定之最大位移( $D_M$ )之  $2/3$  倍，其試驗內容與項目，應評估所有受測隔震裝置與標稱隔震元件力學特性量測值之一致性。

所有試驗之平均值應落在依據第 17.2.8.4 節所建立之  $\lambda_{(\text{spec,max})}$  與  $\lambda_{(\text{spec,min})}$  之內。依據第 17.2.8.4 節的規定，若隔震系統每一元件之設計已考慮上述兩數值範圍內之差異，則允許於「單一隔震裝置」與「指定隔震裝置類型之所有隔震裝置」之平均值使用不同之數值範圍。

### 第三節 含被動消能系統建築物設計要求

#### 18.1 通則

##### 18.1.1 範圍

所有含消能系統之結構與其每一部分須符合本章之相關規定進行設計與建造。當消能元件被使用於跨越隔震結構之隔離交界面時，應依據第 17 章之相關規定決定其位移、速度與加速度。

##### 18.1.2 名詞定義

以下名詞定義僅適用於本章中含消能系統之結構，且相關定義衍伸自第 11 章。

- **消能元件**：消能元件為消能系統中一具有柔性之結構元件，該元件藉由兩端點相對運動以進行能量消散。消能元件之組成包含插銷、螺栓、接合版、接合斜撐與連接至結構其他構件之所需元件。消能元件可分為位移相關型、速度相關型或其他型式。且允許將其作用方式設定為線性或非線性型式。
- **消能系統**：消能系統為一子結構，包括所有每一消能元件、所有將消能元件傳遞作用力至基礎結構之所需結構構件或斜撐，以及所有將消能元件傳遞作用力至側向力抵抗系統之所需結構構件。
- **位移相關型元件**：位移相關型元件的受力與位移反應關係主要是該元件兩端點相對位移的函數，而與兩端點間的相對速度及激振頻率並無實質關係。
- **力控制構件**：力控制構件為具有臨界強度衰減以實現可靠之非彈性變形能力之構件。
- **速度相關型元件**：速度相關型元件的受力與位移反應關係主要是該元件兩端點相對速度的函數，或該元件兩端點相對位移的函數。

##### 18.1.3 符號定義

(此處省略，合併於下方各準則條文中。)

#### 18.2 設計通則

##### 18.2.1 系統要求

結構設計應考慮側向力抵抗系統與消能系統如下列章節定義之基本要求。側向力抵抗系統應具有滿足第 18.2.1.1 節所定義之強度需求。允許側向力抵抗系統

與消能系統之組合用於滿足位移需求。

### 18.2.1.1 側向力抵抗系統

一包含消能系統之結構應為側向力抵抗系統，即在每一側向方向上符合第 12.2-1 節所定義之類型。

每一方向上側向力抵抗系統之設計應滿足本節所規定之最小基底剪力之需求。若採用第 18.3 節之非線性歷時分析方法，則應符合第 18.4 節之要求。若採用第 18.7.1 節反應譜分析方法或第 18.7.2 節等效側向力分析方法，則應符合第 18.7.4 節之要求。

用於設計側向力抵抗系統之地震基底剪力不得小於  $V_{min}$ ，其中  $V_{min}$  為依式(18.2-1)與式(18.2-2)計算取大值決定之。

$$V_{min} = \frac{V}{B_{V+1}} \quad (18.2-1)$$

$$V_{min} = 0.75V \quad (18.2-2)$$

其中，

$V$  為依據第 12.8 節決定於考量之方向之地震基底剪力。

$B_{V+1}$  為按表 18.7-1 所列之於考量方向上結構基本振動模態之黏滯阻尼總和( $B_{V+1}$  ( $m=1$ ))之有效阻尼，並包含固有阻尼比( $B_1$ )之數值係數，其中建築物基本週期等於  $T_1$ 。

#### 例外

如果滿足下列任一條件，則用於設計側向力抵抗系統之地震基底剪力不得小於  $1.0 V$ ：

1. 在考量之方向上，阻尼器統於每一樓層上提供少於 2 組消能元件，視為抗扭轉之配置。
2. 側向力抵抗系統具有水平不規則 1b 型式(見表 12.3-1)或垂直不規則 1b 型式(見表 12.3-2)。

Table 12.3-1 Horizontal Structural Irregularities

Type	Description	Reference Section	Seismic Design Category Application
1a.	<b>Torsional Irregularity:</b> Torsional irregularity is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion with $A_x = 1.0$ , at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.2 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.	12.3.3.4 12.7.3 12.8.4.3 12.12.1 Table 12.6-1 16.3.4	D, E, and F B, C, D, E, and F C, D, E, and F C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F
1b.	<b>Extreme Torsional Irregularity:</b> Extreme torsional irregularity is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion with $A_x = 1.0$ , at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.4 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Extreme torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.	12.3.3.1 12.3.3.4 12.3.4.2 12.7.3 12.8.4.3 12.12.1 Table 12.6-1 16.3.4	E and F D D B, C, and D C and D C and D D B, C, and D
2.	<b>Reentrant Corner Irregularity:</b> Reentrant corner irregularity is defined to exist where both plan projections of the structure beyond a reentrant corner are greater than 15% of the plan dimension of the structure in the given direction.	12.3.3.4 Table 12.6-1	D, E, and F D, E, and F
3.	<b>Diaphragm Discontinuity Irregularity:</b> Diaphragm discontinuity irregularity is defined to exist where there is a diaphragm with an abrupt discontinuity or variation in stiffness, including one that has a cutout or open area greater than 50% of the gross enclosed diaphragm area, or a change in effective diaphragm stiffness of more than 50% from one story to the next.	12.3.3.4 Table 12.6-1	D, E, and F D, E, and F
4.	<b>Out-of-Plane Offset Irregularity:</b> Out-of-plane offset irregularity is defined to exist where there is a discontinuity in a lateral force-resistance path, such as an out-of-plane offset of at least one of the vertical elements.	12.3.3.3 12.3.3.4 12.7.3 Table 12.6-1 16.3.4	B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F
5.	<b>Nonparallel System Irregularity:</b> Nonparallel system irregularity is defined to exist where vertical lateral force-resisting elements are not parallel to the major orthogonal axes of the seismic force-resisting system.	12.5.3 12.7.3 Table 12.6-1 16.3.4	C, D, E, and F B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F

Table 12.3-2 Vertical Structural Irregularities

Type	Description	Reference Section	Seismic Design Category Application
1a.	<b>Stiffness-Soft Story Irregularity:</b> Stiffness-soft story irregularity is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 70% of that in the story above or less than 80% of the average stiffness of the three stories above.	Table 12.6-1	D, E, and F
1b.	<b>Stiffness-Extreme Soft Story Irregularity:</b> Stiffness-extreme soft story irregularity is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 60% of that in the story above or less than 70% of the average stiffness of the three stories above.	12.3.3.1 Table 12.6-1	E and F D, E, and F
2.	<b>Weight (Mass) Irregularity:</b> Weight (mass) irregularity is defined to exist where the effective mass of any story is more than 150% of the effective mass of an adjacent story. A roof that is lighter than the floor below need not be considered.	Table 12.6-1	D, E, and F
3.	<b>Vertical Geometric Irregularity:</b> Vertical geometric irregularity is defined to exist where the horizontal dimension of the seismic force-resisting system in any story is more than 130% of that in an adjacent story.	Table 12.6-1	D, E, and F
4.	<b>In-Plane Discontinuity in Vertical Lateral Force-Resisting Element Irregularity:</b> In-plane discontinuity in vertical lateral force-resisting element irregularity is defined to exist where there is an in-plane offset of a vertical seismic force-resisting element resulting in overturning demands on supporting structural elements.	12.3.3.3 12.3.3.4 Table 12.6-1	B, C, D, E, and F D, E, and F D, E, and F
5a.	<b>Discontinuity in Lateral Strength-Weak Story Irregularity:</b> Discontinuity in lateral strength-weak story irregularity is defined to exist where the story lateral strength is less than 80% of that in the story above. The story lateral strength is the total lateral strength of all seismic-resisting elements sharing the story shear for the direction under consideration.	12.3.3.1 Table 12.6-1	E and F D, E, and F
5b.	<b>Discontinuity in Lateral Strength-Extreme Weak Story Irregularity:</b> Discontinuity in lateral strength-extreme weak story irregularity is defined to exist where the story lateral strength is less than 65% of that in the story above. The story strength is the total strength of all seismic-resisting elements sharing the story shear for the direction under consideration.	12.3.3.1 12.3.3.2 Table 12.6-1	D, E, and F B and C D, E, and F

### 18.2.1. 消能系統

消能元件以及將消能元件結合至結構的其他元件所需要之構材，應設計使其在  $MCE_R$  載重下保持彈性。如果經由分析或試驗說明消能系統中其他的元件的非

彈性反應並不會對阻尼器系統產生不利之影響，則允許消能系統中其他的元件在  $MCE_R$  載重下具有非彈性反應。若採用第 18.7.1 節反應譜分析方法或第 18.7.2 節等效側向力分析方法，則應依據第 18.7.4.6 節之要求限制非彈性反應。

消能系統中力控制之元件應根據平均  $MCE_R$  的反應增加 20% 作為地震力之設計。

## 18.2.2 地震動準則

### 18.2.2.1 設計地震與 $MCE_R$ 反應譜

有關考量工址之設計地震與  $MCE_R$  反應譜可依照第 11.4.5 節與 11.4.6 節有關反應譜之要求決定之。第 21 章提到的特定工址地表運動分析方法也允許用來確定任何含消能系統結構之地表運動。對於坐落在地盤工址為  $F$  之任何含消能系統結構，工址反應分析應依照第 21.1 節之規定執行。

### 18.2.2.2 設計地震與 $MCE_R$ 地震歷時紀錄

進行非線性動力歷時分析時，必須選取至少七組不同獨立地震事件之設計地震與 ( $MCE_R$ ) 水平加速度歷時紀錄，並經倍率調整至  $MCE_R$  等級；該地震歷時紀錄必須反應  $MCE_R$  之地震規模、斷層距離與震源效應。倍率調整之方法允許採用等比例調整法或反應譜擬合法。若無法取得七組獨立地震事件之歷時紀錄，則允許採用模擬之地震歷時。

針對每一組水平地震歷時紀錄，皆必須分別針對其經過倍率調整後之水平雙向歷時，製作 5% 阻尼比之反應譜，接著再透過 SRSS 之方式疊加成為該組歷時之 5% 阻尼比反應譜。若採用等比例調整法，則同一組水平地震歷時之雙向歷時，皆必須乘以相同的放大因子；同時，對於設計地震與  $MCE_R$  而言，必須使所有 SRSS 反應譜的平均值，於  $0.2T_{1D}$  至  $1.25T_{1M}$  之區間內，不低於 18.2.2.1 節中所規定的反應譜值。

若採用反應譜擬合法，對於設計地震與  $MCE_R$  而言，每一組歷時中，每一個水平方向歷時記錄之反應譜值，皆不得於  $0.2T_{1D}$  至  $1.25T_{1M}$  之區間內，小於 18.2.2.1 節中所規定之反應譜值的 90%。

若工址距離活動斷層小於 3 mi (5 km)，則不得採用反應譜擬合法，除非該擬合目標之反應譜，具有近斷層地震之衝擊波特性和，同時必須保證經擬合後之地震歷時記錄，仍保有原有衝擊波之特性。

若工址距離活動斷層小於 3 mi (5 km)，對於設計地震與  $MCE_R$  而言，每一組地震歷時記錄皆必須轉向至與斷層正交之方向，並且透過振幅放大法，使得所有與斷層方向垂直之地震歷時反應譜平均值，於  $0.20T_{1D}$  至  $1.25T_{1M}$  之區間內，不

低於設計或  $MCE_R$  之反應譜值(在適當的情況下)；同時，所有與斷層方向平行之地震歷時反應譜平均值，於相同區間內，不低於設計或  $MCE_R$  反應譜值之 50%(在適當的情況下)。

### 18.2.3 分析流程

具有消能系統之消能結構應使用第 18.3 節之非線性歷時反應分析方法進行分析與設計。

#### 例外

採用第 18.7.1 節反應譜分析方法進行結構分析與設計時，應滿足 18.2.3.1 節之規定；採用第 18.7.2 節等效靜力分析方法進行結構分析與設計時，應滿足 18.2.3.2 節之規定。

#### 18.2.3.1 反應譜分析流程

採用第 18.7.1 節反應譜分析方法進行結構分析與設計時，應滿足下列所有條件：

1. 在任一主軸方向上，消能系統於每一樓層至少配置兩組消能元件以抵抗扭轉。
2. 於結構考量之方向上，基本模態之總有效阻尼( $\beta_{mD}$ ,  $m=1$ )不得高於 35%。
3. 工址的  $S_1$  值要小於 0.6。

#### 18.2.3.2 等效靜力分析流程

採用第 18.7.2 節等效靜力分析方法進行結構分析與設計時，應滿足下列所有條件：

1. 在任一主軸方向上，消能系統於每一樓層至少配置兩組消能元件以抵抗扭轉。
2. 於結構考量之方向上，基本模態之總有效阻尼( $\beta_{mD}$ ,  $m=1$ )不得高於 35%。
3. 側向力抵抗系統不得具有水平不規則 1a 或 1b 型式(見表 12.3-1)或垂直不規則 1a、1b、2 或 3 型式(見表 12.3-2)。
4. 依第 12.3.1 節規定，樓板須為剛體。
5. 位於基礎上方之結構高度不得超過 100ft (30m)。
6. 工址的  $S_1$  值要小於 0.6。

#### 18.2.4.1 消能設計

消能元件之設計、製作與安裝皆基於 MCER 強動與下列全部考量：

1. 地震作用下，低循環次數、大位移之衰減。
2. 風力、溫度或其他循環載重作用下，高循環次數、小位移之衰減。
3. 因重力所造成之力量與位移。
4. 因腐蝕、磨耗、生物分解、潮溼或化學暴露所造成之元件部件黏著(卡住?!)
5. 暴露於環境條件包含下列但不限制，溫度、潮溼、水氣、輻射及化學反應或腐蝕性物質

於消能系統上，禁止元件採用以冷焊技術之複合金屬滑動介面。

承受低循環疲勞破壞之消能元件須能抵抗風力且不產生滑動、移動或非彈性往復。

依 18.24.4 小節，消能元件之設計應納入元件之溫度條件範圍、塗裝、製造誤差與其他可能造成元件性質在設計壽命內變化之效應。元件常時之工作溫度須為環境溫度。設計溫度範圍須包含消能元件之年最低與最高工作溫度。

#### 18.2.4.2 多軸向運動

消能元件之接合處，須提供充份之連接以容納瞬間之軸向、側向與垂直向之位移。

#### 18.2.4.3 檢查與定期試驗

消能元件之接合處，須提供充份之連接以容納瞬間之軸向、側向與垂直向之位移。

應提供全部消能元件之檢查與搬遷之方法。

針對所有類型之消能元件、結構設計之技師負責建立包含檢查、維護與試驗排程，以確保元件在設計生命內可靠的作用。檢查與試驗之程度須反應消能元件已建立的服務歷程及設計生命內可能之性質改變。

#### 18.2.4.4 標稱設計性質

消能元件之設計性質須由特定專案的實體試驗數據或過去相近型式與尺寸之元件實體試驗。標稱設計性質須基於

依 18.6.1.2 節(2)所指定且依 18.6.1.4 節(2)計算之實體試驗數據。這類標稱設

計性質須由 18.2.4.5 節載明之性質變化或因子進行修正。

#### 18.2.4.5 阻尼器最大最小性質

專業技師針對每一元件應用在分析與設計過程中考慮標稱性質之，其最大最小性質修正因子須依式 18.2-3a 與式 18.2-3b 建立。

$$\lambda_{\max} = \left(1 + \left(0.75 \times \left(\lambda_{(ae, \max)} - 1\right)\right)\right) \times \lambda_{(test, \max)} \times \lambda_{(spec, \max)} \geq 1.2 \quad (18.2-3a)$$

$$\lambda_{\min} = \left(1 - \left(0.75 \times \left(1 - \lambda_{(ae, \min)}\right)\right)\right) \times \lambda_{(test, \min)} \times \lambda_{(spec, \min)} \leq 0.85 \quad (18.2-3b)$$

例外：

藉由經專業技師與同行審查之測試數據，容許採用  $\lambda_{\max}$  小於 1.2 及  $\lambda_{\min}$  大於 0.85。

對於每一元件最大最小分析與設計特性，每一模型參數應依 18.2-4a 與 18.2-4b 計算。

$$\text{Maximum Design Property} = \text{Nominal Design Property} \times \lambda_{\max} \quad (18.2-4a)$$

$$\text{Minimum Design Property} = \text{Nominal Design Property} \times \lambda_{\min} \quad (18.2-4b)$$

最大最小分析與設計特性應依照所選定之分析方法，建立模型參數。速度係數、勁度、強度與消能之最大值，應於最大分析與設計時被考慮；速度係數、勁度、強度與消能之最小值，應於最小分析與設計時被考慮。

對應不同設計水準條件與 MCER 條件下，最大與最小性質對應之力量與位移應分別建立。

#### 18.2.4.6 消能系統贅餘度

於主軸上，結構任一樓層之消能元件少於 4 個，或於勁度中心兩側中，任一側少於 2 個元件時，所有消能元件應具備承受 130% 在 MCER 下所計算之位移。對於速度相依型元件，應具備承受在 MCER 下速度的 130% 其所對應之力量與位移。

### 18.3 非線性歷時分析



分析模型中所使用之消能元件，其勁度與阻尼參數皆須經過 18.6 節所定義之消能元件試驗，並由試驗結果建立或驗證。消能元件之非線性力、速度與位移特性皆須被模擬，且按要求確實考慮元件於頻率、振幅與地震力延時之相依性。

非線性歷時分析中抗地震力系統與消能系統所須採用之數學模型如本節所述。模型應直接考慮全部構件與接頭之於非彈性下之非線性遲滯行為，並符合可取得之實驗資料。於實驗變形範圍內，實驗資料不可對其外插。若分析結果呈現元件強度或勁度明顯之降低，則遲滯模型須包含這些效應。**例外：**若一抗地震力系統或消能系統之元件所計算之力不大於採強度折減係數  $\phi=1$  時之預期強度的 1.5 倍，則該原件可以線性模擬之。

對於近斷層之工址，每一地震事件下之兩水平向地震紀錄須轉換至與斷層垂直及平行方向並施加於數學模型中。

對於其它工址，獨立地震事件下之兩水平向地震紀錄不必以多方向施加於數學模型。

結構固有阻尼不可大於 3%，除非實驗資料佐證當抗地震力系統變形程度小於等於等效降伏位移時提供較高之阻尼值。

分析須同時考慮設計地震力與  $MCE_R$ 。設計地震力下可不必考慮意外偏心效應。抗地震力系統須以設計地震力之分析結果進行設計。消能系統則須以  $MCE_R$  所得之分析結果進行設計。

### 18.3.1 消能元件之數值模型

位移型消能元件之數學模型須包含符合實驗數據並考慮所有明顯之強度、勁度與遲滯迴圈形狀變化之遲滯行為。速度型消能元件之數學模型須包含符合實驗數據與速度相關之係數。若消能元件之特性隨時間與/或溫度變化，則其行為須被確實模擬。連接消能元件與結構之柔性桿件，須納入分析模型中。

**例外：**

若消能元件之特性於歷時分析中隨時間變化，則其動力反應得依 18.2.4.5 小節，以最大、最小特性進行包絡。對於這些變化的元件參數之限制情況須滿足同樣的條件，如同元件對於時間相依之行為被明確的模擬。

### 18.3.2 意外質量偏心

於  $MCE_R$  分析中，須考慮因質量與勁度之不對稱所造成之固有偏心。此外，

須於分析中考慮每一樓板、雙向，再計算以質心位置依樓板尺寸 5% 位移所造成之意外偏心。

**例外：**

意外偏心之效應可透過建立力量、層間變位與變形之放大因子來考慮，其允許於分析中僅以計算質心之縮放來包含所有之質量偏心的情況。

### 18.3.3 反應參數

於歷時分析中，對於每一地震紀錄，須對所關心之反應參數求取最大值。反應參數須包含每一元件之力量、位移與速度(速度型元件)。於設計地震或  $MCE_R$  下，反應參數之平均值可做為設計值。

## 18.4 地震力加載條件與非線性歷時分析檢核標準

18.4 對於 18.3 節所定義之非線性歷時分析，其抗地震力系統、消能系統、加載條件與檢核應符合下列各小節。

### 18.4.1 抗地震力系統

抗地震力系統須滿足 12.2.1 小節定義之強度要求，包含：

1. 基底剪力  $V_{min}$ ，依據 18.2.2.1 小節計算。
2. 以非線性歷時分析於設計地震力下所求得之需求。

層間變位的計算，須採用  $MCE_R$  等級地震並結合抗地震力系統與阻尼系統。其中須包含意外偏心。

於  $MCE_R$  下之最大層間變位不可超過 3%，也不可超過表 12.12-1 所規定之變位乘上  $1.5R/C_d$  與 1.9 倍取小值。其中  $R$  與  $C_d$  依構架型式由表 12.2-1 查得。

### 18.4.2 阻尼系統

消能元件與接合須按尺寸承受  $MCE_R$  所造成之力、位移與速度。消能系統中，位移控制桿件之受力，須以  $MCE_R$  時之平均值並提高 20% 進行設計。

### 18.4.3 載重組合

重力與地震力對消能系統所造成之影響，應依 12.4 小節之規定，以水平地震力  $Q_E$  計入影響，除非  $Q_E$  須依  $MCE_R$  之分析結果進行計算。當以非線性歷時分析進行設計時，採用之載重組合包含活載重，則活載重之載重係數可取 25%。贅餘度係數  $\rho$  於所有情況下皆取 1.0，且地震力效應包含 12.4.3 節之超強因子不

需要於設計消能系統時考慮之。

#### 18.4.4 檢核條件與反應參數

消能系統之元件須依照本規範之強度設計準則，並考慮地震力與加載條件於 MCE<sub>R</sub> 地震下配合強度折減因子取  $\phi=1.0$  下進行計算。

### 18.5 設計審查

消能系統與相關試驗程序須由一或多位具備下列專業知識之人員進行獨立設計審查，其中至少一位為專業技師。審查內容須包含消能系統之設計，但不僅限下列各項：

1. 包含工址反應譜與地震紀錄之設計準則。
2. 地震力抵抗系統與銷能系統之初步設計，包含元件選擇與設計參數。
3. 針對製造商與所選原件，審查製造商之試驗數據與性能修正因子。
4. 實體試驗內容(Section 18.6.1)
5. 全結構系統設計定案與相關分析結果審查，若設計採歷時分析，則須包含分析內所使用之消能元件模型。
6. 消能元件之性能保證試驗內容(Section 18.6.2)

### 18.6 試驗

根據 18.2.4.4 節所假設之力-速度-位移關係與阻尼特性作為消能元件標稱設計特性，應經過符合 18.6.1 節試驗證實，或者應以滿足 18.6.1.3 節相似規定之消能元件，其先前已進行過之試驗作為基礎進行確認。

依據 18.6.1 節所規定之實體試驗，其目的為證實分析與設計中所假設消能元件之力-速度-位移特性，並驗證在地震作用下每一消能元件之穩健性。此(實體)試驗應於生產製造且於使用至實務工程上前進行施作。

性能試驗之要求規定於 18.6.2 節。

由實體試驗所得元件標稱特性的驗收標準應滿足建立於 18.2.4.5 節所使用  $\lambda_{(spec, min)}$  和  $\lambda_{(spec, max)}$ 。這些標準應考慮材料性質之變異性。

由 18.6.2 節出廠試驗確定之元件標稱特性驗收標準應滿足建立於 18.2.4.5 節所使用  $\lambda_{(spec, min)}$  和  $\lambda_{(spec, max)}$ 。

對於所有實體試驗受測件與實際產品所採之製程與品管措施均應相同。在實體試驗受測件生產製造前所有細節均應經由專業技師同意。

### 18.6.1 實體試驗

下列實體試驗須分別施作於設計中各類型及各尺寸之消能元件各兩個全尺寸試體，依照下列依序說明：

若滿足以下兩個條件，則允許每一類型之代表性尺寸試體可使用於實體試驗：

1. 使用於結構中各類型及各尺寸消能元件之製造與品管措施均應相同。
2. 消能元件用於實體試驗之代表性尺寸應經由負責結構設計之專業技師同意。

試驗試體不得再用於現地安裝，除非經由負責結構設計之專業技師同意，以及滿足實體試驗與出廠試驗之要求。

#### 18.6.1.1 試驗結果紀錄

每一試驗中之每一循環之力與變位關係均須應用數位化方式記錄。

#### 18.6.1.2 試驗順序與循環數

針對以下所有試驗項目順序，每一消能元件均應加載以模擬其在建築上之重力及其環境溫度的條件。針對地震力試驗，應採用 MCER 地震力計算消能元件之位移，即消能元件之最大位移。

在執行以下試驗前，消能元件應依據第 18.6.2 節之規定執行一個性能試驗，並將其試驗數據作為與後續製造之消能元件試驗之比較基準。

1. 每一元件均應循環加載至在設計風暴所預期之次數，但不得少於 2000 次連續反覆循環之風力載重。風力載重之振幅應如設計風暴所預期，且對應之頻率為建築物基本週期之倒數( $1/T_1$ )。

允許採用將總風力位移分配到預期的靜態、擬動態和動態元件中的替代加載方案以代表設計風暴。

**例外：**若消能元件不承受風力引致之受力或位移，或設計風力小於阻尼器降伏力或滑動力，則以上試驗可免除。

2. 每一元件應於環境溫度下加載下列完全反覆循環，對應之頻率為  $1/(1.5T_1)$ 。
  - a. 進行 10 個完整循環試驗，對應之軸向位移為最大考量地震下消能元件之 0.33 倍最大位移。
  - b. 進行 5 個完整循環試驗，對應之軸向位移為最大考量地震下消能元件之 0.67 倍最大位移。
  - c. 進行 3 個完整循環試驗，對應之軸向位移為最大考量地震下消能元件之 1 倍最大位移。

- d. 若消能元件於試驗(c)中的出力小於分析時消能元件在最大考量地震下之出力，試驗(c)則應重複以一頻率進行試驗，使得試驗中的出力等於或大於分析時消能元件在最大考量地震下之出力。
3. 若消能元件的特性會隨著操作溫度不同而有變異，則至少採用一組元件增加最少兩個額外溫度(最小與最大)條件下，進行 18.6.1.2 節 2(a)至 2(d)試驗，以含括設計溫度範圍。
- 例外：只要下列條件滿足，消能元件可由上述方法以外之其它方法進行測試：
- 所提試驗方法須與此節的反覆循環試驗要求相似
  - 所提試驗方法須能反映消能元件在不同溫度、不同載重頻率下及試驗時溫度升高之效應。
  - 所提試驗方法須經由專業技師審查通過。
4. 若消能元件之受力與變形特性在變化測試頻率從  $1/(1.5T_1)$  至  $2.5/T_1$  之條件下，在小於或等於消能元件之最大位移內任何時候該特性之變動量超過(設計值之)15%時，則前述 2(a)至 2(c)試驗應在  $1/T_1$  及  $2.5/T_1$  之頻率下再測試。

例外：若實尺寸動態測試超過試驗設備容量，則允許使用縮尺實體試體以量化消能元件之速率相關性質，該縮尺試體與試驗方法須採用比例原則與相似原則進行設計。

#### 18.6.1.3 相似元件試驗

若先前以經過實體試驗測試之既有消能元件滿足下列之規定，則無須針對特定之消能元件進行測試：

- 與目標消能元件具有相似之尺寸特性、內部構件以及靜動態內壓(如果有的話)。
- 與目標消能元件具有相同之型式、材料。
- 與目標消能元件具有相同之製造規定和品質控制程序。
- 於相似的最大衝程與出力條件下進行測試，以滿足目標消能元件所需要之最大衝程與出力。

#### 18.6.1.4 力量-速度-位移特性之決定

實體試驗下消能元件之力量-速度-位移特性須基於 18.6.1.2 節所提實體試驗所規定的循環位移與下列所有要求：

- 每一循環應計算對應零位移的最大、最小力量、對應消能元件最大位移的最大、最小力量，以及遲滯迴圈之面積。如果需要，消能元件在每一循環下的有效勁度可由式(17.8-1)進行計算。
- 使用於分析與設計之消能元件標稱試驗特性應建立於一給定位移下，循

環試驗前三圈試驗平均值之上。試驗每一循環應透過標稱值與每一循環的特性進行比較，以建立符合循環效應的  $\lambda_{\text{test}}$  因子。

3. 速度與溫度的  $\lambda$  因子應與有效的實尺寸實體試驗數據的循環效應的  $\lambda$  因子一同確定。由不同的試驗所確定的這些或相似的效應， $\lambda$  因子的建立應經由比較實體試驗條件符合適用於特性變化參數所決定的試驗條件範圍。

#### 18.6.1.5 力量-速度-位移特性之決定

如果滿足下列所有條件，實體消能元件的性能則可視為滿足需求。若分析顯示證明增加差異值對於結構反應並無產生有害的影響，則允許負責結構設計之專業技師提高下列敘述中 15% 的限制。

##### 18.6.1.5.1 位移相依型阻尼元件

依據 18.6.1.2 節規定進行測試，若滿足下列所有條件，則實體位移相關型元件的性能則可視為滿足需求。

1. 對於試驗 1，無產生漏油、降伏以及破損等破壞。
2. 對於試驗 2、試驗 3 與試驗 4，消能元件依據該試驗於一具體的頻率與溫度條件下，每一循環之對應零位移最大、最小力量與所有循環平均值比較，差異在  $\pm 15\%$  以內。
3. 對於試驗 2、試驗 3 與試驗 4，消能元件依據該試驗於一具體的頻率與溫度條件下，每一循環之對應最大位移最大、最小力量與所有循環平均值比較，差異在  $\pm 15\%$  以內。
4. 對於試驗 2、試驗 3 與試驗 4，消能元件依據該試驗於一具體的頻率與溫度條件下，每一循環之迴圈面積與所有循環平均值比較，差異在  $\pm 15\%$  以內。
5. 依照試驗 2、試驗 3 與試驗 4 之試驗順序，計算每一試驗所有循環對應零位移最大、最小力量平均值、對應最大位移最大、最小力量平均值、平均迴圈面積，其平均值與負責結構設計之專業技師指定之目標值差異在  $\pm 15\%$  以內。
6. 依照試驗 2(c) 計算所有循環對應零位移最大、最小力量平均值、對應最大位移最大、最小力量平均值、平均迴圈面積，其平均值應符合專業技師規定之範圍內，如 18.2.4.5 節中標稱特性與  $\lambda$  因子中  $\lambda_{(\text{spec, min})}$  和  $\lambda_{(\text{spec, max})}$  的容許誤差。
7. 依據 18.6.1.4 節規定消能元件的試驗  $\lambda$  因子不應超過專業技師依照 18.2.4.5 節所規定之數值。

##### 18.6.1.5.2 速度相依型阻尼元件

依據 18.6.1.2 節規定進行測試，若滿足下列所有條件，則實體速度相關型元

件的性能則可視為滿足需求。

1. 對於試驗 1，無產生漏油、降伏以及破損等破壞。
2. 對於試驗 2、試驗 3 與試驗 4，實體速度相關型元件依據該試驗於一具體的頻率與溫度條件下，每一循環之有效勁度與所有循環平均有效勁度比較，差異在±15%以內。
3. 對於試驗 2、試驗 3 與試驗 4，消能元件依據該試驗於一具體的頻率與溫度條件下，每一循環之對應零位移最大、最小力量與所有循環平均值比較，差異在±15%以內。
4. 對於試驗 2、試驗 3 與試驗 4，消能元件依據該試驗於一具體的頻率與溫度條件下，每一循環之迴圈面積與所有循環平均值比較，差異在±15%以內。
5. 依照試驗 2(c)計算所有循環對應零位移最大、最小力量平均值、平均有效勁度(如消能元件具有勁度)、平均迴圈面積，其平均值應符合專業技師規定之範圍內，如 18.2.4.5 節中標稱特性與  $\lambda$  因子中  $\lambda_{(spec, min)}$  和  $\lambda_{(spec, max)}$  的容許誤差。
6. 依據 18.6.1.4 節規定消能元件的試驗  $\lambda$  因子不應超過專業技師依照 18.2.4.5 節所規定之數值。。

### 18.6.2 性能試驗

在裝設消能元件於建築物之前，消能元件需進行符合本節要求之試驗。

實際產品的測試計畫應由專業技師訂定。測試計畫應對每一個元件均應加載 3 個完整循環試驗，對應之軸向位移與頻率分別為最大考量地震下消能元件之 0.67 倍最大位移與  $1/(1.5T_i)$ ，以驗證其標稱特性。標稱特性的量測值應符合計畫規範規定之範圍內。這些規定的範圍應與 18.2.4.5 節所建立標稱特性的容許誤差一致。

若實際產品可以通過其他方式顯示其特性可滿足計畫規範之要求，則實際產品可無須進行出廠試驗。在這種情況下，專業技師應建立一個替代計畫以確保所裝設之消能元件品質。替代計畫應包括至少每一類型且其尺寸具代表性的消能元件進行出廠試驗，除非想同類型與尺寸之元件已經特定實體試驗測試。元件於試驗中發生非彈性作用或其他損壞，則不得使用於建築中。

### 18.7 替代方法與相應檢核標準

若結構採用反應譜分析方法，則應滿足 18.7.1、18.7.3、及 18.7.4 節之規定。

若結構採用靜力分析方法，則應滿足 18.7.2、18.7.3、及 18.7.4 節之規定。

### 18.7.1 反應譜分析方法

含被動消能系統結構若採用反應譜分析方法，則必須遵照本節之規定進行。

#### 18.7.1.1 數值模型之建立

含被動消能系統耐震結構之數值模型，須反應實際結構之質量、勁度、及阻尼分佈。數值模型中之抗地震力系統之建立與分析，須依照 12.9 節之規定執行，而模型中之消能系統則須依照本節之規定進行。數值模型中消能元件所設定之阻尼與勁度，必須根據 18.6 節試驗所驗證之結果訂定。

消能系統中構件(非消能元件)之彈性勁度必須明確地模擬於模型當中，而消能元件之勁度則應根據下列元件之型式進行模擬：

1. 位移相依型消能元件：位移相依型消能元件必須以有效勁度進行模擬，其值須能代表消能元件於特定位移下(如：設計層間變位)之出力值。然若將遲滯型或摩擦型元件之設計出力( $Q_{DSD}$ )以外力型式施加於模型當中，則允許於進行反應譜分析時，不考量此類位移相依型消能元件之勁度(18.7.4.5 節)。
2. 速度相依型消能元件：含勁度之速度相依型消能元件(如：黏彈性阻尼器)，其勁度須於模型中，以相應於特定振幅及頻率下之有效勁度模擬。

#### 18.7.1.2 抗地震力系統

##### 18.7.1.2.1 地震基底剪力

結構於考量方向上之地震基底剪力( $V$ )，乃由各振態基底剪力( $V_m$ )，依 SRSS 或 CQC 之振態疊加方法計算求得。其限制為：

$$V \geq V_{\min} \quad (18.7-1)$$

##### 18.7.1.2.2 振態基底剪力

結構於考量方向上，第  $m$  振態之振態基底剪力( $V_m$ )須根據 18.7-2a 式及 18.7-2b 式計算。

$$V_m = C_{Sm} \bar{W}_m \quad (18.7-2a)$$

$$\bar{W}_m = \frac{\left( \sum_{i=1}^n w_i \phi_{im} \right)^2}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{im}^2} \quad (18.7-2b)$$



其中，

$C_{sm}$  = 結構於考量方向上第  $m$  振態之地震反應係數，由 18.7.1.2.4 節 ( $m=1$ ) 及 18.7.1.2.6 節 ( $m>1$ ) 決定；

$\bar{W}_m$  = 結構第  $m$  振態之地震有效重量；

$\phi_{im}$  = 結構於考量方向上，第  $m$  振態下  $i$  樓層之位移。須正規化至頂樓位移為 1。

#### 18.7.1.2.3 振態參與係數

結構於考量方向上第  $m$  振態之振態參與係數 ( $\Gamma_m$ ) 須根據 18.7-3 式計算。

$$\Gamma_m = \frac{\bar{W}_m}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{im}} \quad (18.7-3)$$

#### 18.7.1.2.4 基本振態地震反應係數

結構於考量方向上，基本振態 ( $m=1$ ) 之地震反應係數 ( $C_{S1}$ ) 須根據 18.7-4 式及 18.7-5 式計算。

對於  $T_{1D} < T_S$ ：

$$C_{S1} = \left( \frac{R}{C_d} \right) \frac{S_{DS}}{\Omega_0 B_{1D}} \quad (18.7-4)$$

對於  $T_{1D} \geq T_S$ ：

$$C_{S1} = \left( \frac{R}{C_d} \right) \frac{S_{D1}}{T_{1D} (\Omega_0 B_{1D})} \quad (18.7-5)$$

#### 18.7.1.2.5 等效基本振態週期

設計地震等級下之結構等效基本振態 ( $m=1$ ) 週期 ( $T_{1D}$ )，以及風險導向最大考量地震等級下之結構等效基本振態週期 ( $T_{1M}$ )，須明確根據結構降伏後實際之力量與變位特性進行計算，或是由 18.7-6 式及 18.7-7 式計算。

$$T_{1D} = T_1 \sqrt{\mu_D} \quad (18.7-6)$$

$$T_{1M} = T_1 \sqrt{\mu_M} \quad (18.7-7)$$

## 18.7.1.2.6 高振態地震反應係數

結構於考量方向上，高振態( $m > 1$ )之地震反應係數( $C_{Sm}$ )須根據 18.7-8 式及 18.7-9 式計算。

對於  $T_m < T_S$  :

$$C_{Sm} = \left( \frac{R}{C_d} \right) \frac{S_{DS}}{\Omega_0 B_{mD}} \quad (18.7-8)$$

對於  $T_m \geq T_S$  :

$$C_{Sm} = \left( \frac{R}{C_d} \right) \frac{S_{D1}}{T_m (\Omega_0 B_{mD})} \quad (18.7-9)$$

其中

$T_m$  = 結構於考量方向上第  $m$  振態之週期(單位為秒)；

$B_{mD}$  = 依表 18.7-1，根據振態等效阻尼( $\beta_{mD}$ )與結構振態週期( $T_m$ )所決定之阻尼修正係數。

## 18.7.1.2.7 側向設計地震力

結構於考量方向上，第  $m$  振態下  $i$  樓層之側向地震力( $F_{im}$ )須根據 18.7-10 式計算。

$$F_{im} = w_i \phi_{im} \frac{\Gamma_m}{W_m} V_m \quad (18.7-10)$$

結構構件之設計力，必須依 SRSS 或 CQC 之振態疊加方法計算求得。

**Table 18.7-1 Damping Coefficient,  $B_{V+I}$ ,  $B_{1D}$ ,  $B_{1E}$ ,  $B_R$ ,  $B_{1M}$ ,  $B_{mD}$ ,  $B_{mM}$  (Where Period of the Structure  $\geq T_0$ )**

Effective Damping, $\beta$ (percentage of critical)	$B_{V+I}$ , $B_{1D}$ , $B_{1E}$ , $B_R$ , $B_{1M}$ , $B_{mD}$ , $B_{mM}$ (where period of the structure $\geq T_0$ )
$\leq 2$	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.8
40	2.1
50	2.4
60	2.7
70	3.0
80	3.3
90	3.6
$\geq 100$	4.0

### 18.7.1.3 消能系統

消能系統中，消能元件與其他構件之設計力量，應由本節所規定之樓層位移、層間變位、層間相對速度等參數所決定。

用以計算每個樓層消能元件最大出力之變位及速度，必須考量每個元件水平面上之旋轉角度，以及抗地震力系統進行扭轉行為設計時，所產生之額外反應。

第  $i$  層之樓層位移( $\delta_{iD}$  及  $\delta_{iM}$ )、層間變位( $\Delta_D$  及  $\Delta_M$ )、層間相對速度( $\nabla_D$  及  $\nabla_M$ )等數值，皆須依據本節規定，分別針對設計地震等級與風險考量最大設計地震  $MCE_R$  等級進行計算。

#### 18.7.1.3.1 設計地震下之樓層位移

結構於考量方向之設計地震下，第  $m$  振態、 $i$  樓層之樓層位移須根據 18.7-11 式進行計算。

$$\delta_{imD} = D_{mD} \phi_{im} \quad (18.7-11)$$

每個樓層之總側向位移，須依 SRSS 或 CQC 之振態疊加方法進行計算。

#### 18.7.1.3.2 設計地震下之頂層位移

結構於考量方向上，由設計地震所造成基本振態( $m=1$ )及高振態( $m>1$ )之頂層位移( $D_{1D}$  及  $D_{mD}$ )，須根據 18.7-12 式及 18.7-13 式進行計算。

對於  $m = 1$  :

$$D_{1D} = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{DS} T_{1D}^2}{B_{1D}} \geq \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{DS} T_1^2}{B_{1E}}, \quad T_{1D} < T_S \quad (18.7-12a)$$

12a)

$$D_{1D} = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{D1} T_{1D}}{B_{1D}} \geq \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{D1} T_1}{B_{1E}}, \quad T_{1D} > T_S \quad (18.7-12b)$$

對於  $m > 1$  :

$$D_{mD} = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_m \frac{S_{D1} T_m}{B_{mD}} \geq \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_m \frac{S_{DS} T_m^2}{B_{mD}} \quad (18.7-13)$$

#### 18.7.1.3.3 設計地震下之層間變位

結構於考量方向上，基本振態之層間變位( $\Delta_{1D}$ )及高振態之層間變位( $\Delta_{mD}$  ( $m > 1$ ))，須根據 12.8.6 節之規定計算，並且採用 18.7.1.3.2 節所規定之頂層位移。

設計總層間變位( $\Delta_D$ )須依 SRSS 或 CQC 之振態疊加方法進行計算。

#### 18.7.1.3.4 設計地震下之層間相對速度

結構於考量方向上，基本振態之層間相對速度( $\nabla_{1D}$ )及高振態之層間相對速度( $\nabla_{mD}$  ( $m > 1$ ))，須根據 18.7-14 式及 18.7-15 式計算。

對於  $m = 1$  :

$$\nabla_{1D} = 2\pi \frac{\Delta_{1D}}{T_{1D}} \quad (18.7-14)$$

對於  $m > 1$  :

$$\nabla_{mD} = 2\pi \frac{\Delta_{mD}}{T_m} \quad (18.7-15)$$

設計總層間相對速度( $\nabla_D$ )須依 SRSS 或 CQC 之振態疊加方法進行計算。

#### 18.7.1.3.5 $MCE_R$ 下之結構反應

結構  $i$  樓層之最大總樓層位移、 $MCE_R$  等級下之層間變位、及  $MCE_R$  等級下之層間相對速度，須分別依照 18.7.1.3.1 節、18.7.1.3.3 節、及 18.7.1.3.4 節之規定進行計算，惟公式中之設計頂層位移須替換為  $MCE_R$  等級下之頂層位移。結構於考量方向上， $MCE_R$  等級下之頂層位移須依照 18.7-16 式及 18.7-17 式進行計算。

對於  $m = 1$ ：

$$D_{1M} = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{MS} T_{1M}^2}{B_{1M}} \geq \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{MS} T_1^2}{B_{1E}}, \quad T_{1M} < T_S \quad (18.7-16a)$$

$$D_{1M} = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{M1} T_{1M}}{B_{1M}} \geq \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{M1} T_1}{B_{1E}}, \quad T_{1M} \geq T_S \quad (18.7-$$

16b)

對於  $m > 1$ ：

$$D_{mM} = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_m \frac{S_{M1} T_m}{B_{mM}} \geq \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_m \frac{S_{MS} T_m^2}{B_{mM}} \quad (18.7-17)$$

其中， $B_{mM}$  為根據表 18.7-1，由振態等效阻尼( $\beta_{mM}$ )與結構振態週期( $T_m$ )所決定之阻尼修正係數。

## 18.7.2 靜力分析方法

含被動消能系統結構若採用靜力分析方法，則必須遵照本節之規定進行設計。

### 18.7.2.1 數值模型之建立

抗地震力系統構件之模擬，應符合 12.8 節之規定。因考量到本節之分析方法，數值模型應模擬為固定基底形式。

消能系統構件之模擬，應使消能元件能夠計算出其傳遞至基底及抗地震力系統之力量。數值模型須模擬速度型消能元件之有效勁度。

若消能元件之等效阻尼已依照 18.7.4 節之規定計算，且經 18.7.2.2 節及 18.7.2.3 節之修正，則不需於數值模型中精確地進行模擬。

數值模型中消能元件所設定之阻尼與勁度，必須根據 18.6 節試驗所驗證之結果訂定。

### 18.7.2.2 抗地震力系統

#### 18.7.2.2.1 地震基底剪力

結構於考量方向上，抗地震力系統之地震基底剪力( $V$ )，應根據 18.7-18 式由兩項模態基底剪力( $V_1$ 、 $V_R$ )計算而得。

$$V = \sqrt{V_1^2 + V_R^2} \geq V_{\min} \quad (18.7-18)$$

其中，

$V_1$  = 結構於考量方向上，根據 18.7.2.2.2 節所計算得到之基本振態基底剪力；

$V_R$  = 結構於考量方向上，根據 18.7.2.2.6 節所計算得到之殘餘振態基底剪力；

$V_{\min}$  = 結構於考量方向上，根據 18.2.1.1 節所計算得到之最小允許基底剪力。

#### 18.7.2.2.2 基本振態基底剪力

基本振態基底剪力( $V_1$ )須根據 18.7-19 式進行計算。

$$V_1 = C_{S1} \bar{W}_1 \quad (18.7-19)$$

其中，

$C_{S1}$  = 根據 18.7.2.2.4 節所計算得到之基本振態地震反應係數；

$\bar{W}_1$  = 根據 18.7-2b 式所計算得到之基本振態地震有效重量( $m=1$ )，包括部分活載重。

#### 18.7.2.2.3 基本振態特性參數

結構基本振態之振形( $\phi_{i1}$ )及振態參與係數( $\Gamma_1$ )之計算，須透過以結構抗地震力系統之彈性與變形特性，進行動力分析之結果，或是依照 18.7-20 式及 18.7-21 式進行計算。

$$\phi_{i1} = \frac{h_i}{h_n} \quad (18.7-$$

20)

$$\Gamma_1 = \frac{\bar{W}_1}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i1}} \quad (18.7-$$

21)

其中，

$h_i$  = 基底至  $i$  樓層之高度；

$h_n$  = 根據 11.2 節所訂定之結構高度；

$w_i$  = 結構第  $i$  樓層之地震有效重量。

基本振態週期( $T_1$ )之計算，須透過以結構抗地震力系統之彈性與變形特性，進行動力分析之結果，或是依照 18.7-22 式進行計算。

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}} \quad (18.7-22)$$

其中，

$f_i$  = 根據 11.2 節所訂定，結構第  $i$  樓層之側向地震力；

$\delta_i$  = 於結構第  $i$  樓層，由側向地震力  $f_i$  所造成之彈性變形。

#### 18.7.2.2.4 基本振態地震反應係數

結構基本振態地震反應係數( $C_{S1}$ )須依照 18.7-23 式及 18.7-23 式進行計算。

對於  $T_{1D} < T_S$ ：

$$C_{S1} = \left( \frac{R}{C_d} \right) \frac{S_{DS}}{\Omega_0 B_{1D}} \quad (18.7-23)$$

對於  $T_{1D} \geq T_S$ ：

$$C_{S1} = \left( \frac{R}{C_d} \right) \frac{S_{D1}}{T_{1D} (\Omega_0 B_{1D})} \quad (18.7-24)$$

其中，

$S_{DS}$  = 工址短週期設計水平譜加速度係數；

$S_{D1}$  = 工址一秒週期設計水平譜加速度係數；

$B_{1D}$  = 依表 18.7-1，根據振態等效阻尼  $\beta_{mD}$  與結構振態週期  $T_{1D}$  所決定之阻尼修正係數。

#### 18.7.2.2.5 等效基本振態週期

設計地震等級下之結構等效基本振態週期( $T_{1D}$ )，以及風險導向最大考量地震等級下之結構等效基本振態週期( $T_{1M}$ )，須明確根據結構降伏後實際之力量與

變位特性進行計算，或是根據 18.7-25 式及 18.7-26 式計算。

$$T_{1D} = T_1 \sqrt{\mu_D} \quad (18.7-25)$$

$$T_{1M} = T_1 \sqrt{\mu_M} \quad (18.7-26)$$

#### 18.7.2.2.6 殘餘振態基底剪力

殘餘振態基底剪力( $V_R$ )須根據 18.7-27 式計算。

$$V_R = C_{SR} \bar{W}_R \quad (18.7-27)$$

其中，

$C_{SR}$  = 殘餘振態地震反應係數，根據 18.7.2.2.8 節計算；

$\bar{W}_R$  = 殘餘振態有效重量，根據 18.7-30 式計算。

#### 18.7.2.2.7 殘餘振態之相關參數

殘餘振態之振形( $\phi_{iR}$ )、振態參與係數( $\Gamma_R$ )、結構殘餘振態有效重量( $\bar{W}_R$ )、及有效週期( $T_R$ )須根據 18.7-28 式至 18.7-31 式進行計算。

$$\phi_{iR} = \frac{1 - \Gamma_1 \phi_{i1}}{1 - \Gamma_1} \quad (18.7-28)$$

$$\Gamma_R = 1 - \Gamma_1 \quad (18.7-29)$$

$$\bar{W}_R = W - \bar{W}_1 \quad (18.7-30)$$

$$T_R = 0.4T_1 \quad (18.7-31)$$

#### 18.7.2.2.8 殘餘振態地震反應係數

殘餘振態地震反應係數( $C_{SR}$ )須根據 18.7-32 式進行計算。

$$C_{SR} = \left( \frac{R}{C_d} \right) \frac{S_{DS}}{\Omega_0 B_R} \quad (18.7-32)$$

其中， $B_R$  為參照表 18.7-1，根據振態等效阻尼  $\beta_R$  與結構振態週期  $T_R$  所決定之阻尼修正係數。



### 18.7.2.2.9 設計側向地震力

結構於考量方向上，由其基本振態及殘餘振態，對於抗地震力系統第  $i$  樓層所引至之設計側向地震力分別為  $F_{i1}$  及  $F_{iR}$ ，其值須根據 18.7-33 式及 18.7-34 式進行計算。

$$F_{i1} = w_i \phi_{i1} \frac{\Gamma_1}{W_1} V_1 \quad (18.7-33)$$

$$F_{iR} = w_i \phi_{iR} \frac{\Gamma_R}{W_R} V_R \quad (18.7-34)$$

結構抗地震力系統中，構件之設計力，必須採用 SRSS 方法，由基本振態及殘餘振態所引至之力量值計算。

### 18.7.2.3 消能系統

消能系統中，消能元件與其他構件之設計力量，應由本節所規定之樓層位移、層間變位、層間相對速度等參數所決定。

用以計算每個樓層消能元件最大出力之變位及速度，必須考量每個元件水平面上之旋轉角度，以及抗地震力系統進行扭轉行為設計時，所產生之額外反應。

第  $i$  層之樓層位移 ( $\delta_{iD}$  及  $\delta_{iM}$ )、層間變位 ( $\Delta_D$  及  $\Delta_M$ )、層間相對速度 ( $\nabla_D$  及  $\nabla_M$ ) 等數值，皆須依據本節規定，分別針對設計地震等級與風險考量最大設計地震  $MCE_R$  等級進行計算。

#### 18.7.2.3.1 設計地震下之樓層位移

結構於考量方向上，各樓層總位移之計算，須將基本振態與殘餘振態之樓層位移，以 SRSS 之方法進行疊加。於設計地震下，結構第  $i$  樓層之剛心，其考量方向上基本振態與殘餘振態之樓層變位 ( $\delta_{i1D}$  及  $\delta_{iRD}$ )，須根據 18.7-35 式及 18.7-36 式進行計算。

$$\delta_{i1D} = D_{1D} \phi_{i1} \quad (18.7-35)$$

$$\delta_{iRD} = D_{RD} \phi_{iR1} \quad (18.7-36)$$

其中，

$D_{1D}$  = 結構於考量方向上，頂層剛心基本振態之設計位移，參照 18.7.2.3.2 節之規定；

$D_{RD}$  = 結構於考量方向上，頂層剛心殘餘振態之設計位移，參照 18.7.2.3.2 節之規

定。

#### 18.7.2.3.2 設計地震下之頂層位移

結構於考量方向上，頂層剛心於基本振態與殘餘振態下之設計位移( $D_{1D}$  及  $D_{1R}$ )，須根據 18.7-37 式及 18.7-38 式進行計算。

$$D_{1D} = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{DS} T_{1D}^2}{B_{1D}} \geq \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{DS} T_1^2}{B_{1E}}, \quad T_{1D} < T_s \quad (18.7-37a)$$

37a)

$$D_{1D} = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{D1} T_{1D}}{B_{1D}} \geq \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{D1} T_1}{B_{1E}}, \quad T_{1D} > T_s \quad (18.7-37b)$$

$$D_{RD} = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_R \frac{S_{D1} T_R}{B_R} \geq \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_R \frac{S_{DS} T_R^2}{B_R} \quad (18.7-38)$$

#### 18.7.2.3.3 設計地震下之層間變位

結構於考量方向上之設計層間變位( $\Delta_D$ )須根據 18.7-39 式進行計算。

$$\Delta_D = \sqrt{\Delta_{1D}^2 + \Delta_{RD}^2} \quad (18.7-39)$$

其中，

$\Delta_{1D}$  = 結構於考量方向上，基本振態之設計層間變位；

$\Delta_{RD}$  = 結構於考量方向上，殘餘振態之設計層間變位。

振態之設計層間變位( $\Delta_{1D}$  及  $\Delta_{RD}$ )，須根據 18.7.2.3.1 節所決定之樓層位移，計算相鄰樓層間之位移差異值。

#### 18.7.2.3.4 設計地震下之層間相對速度

結構於考量方向上之設計層間相對速度( $\nabla_D$ )須根據 18.7-40 式至 18.7-42 式進行計算。

$$\nabla_D = \sqrt{\nabla_{1D}^2 + \nabla_{RD}^2} \quad (18.7-40)$$

$$\nabla_{1D} = 2\pi \frac{\Delta_{1D}}{T_{1D}} \quad (18.7-41)$$

$$\nabla_{RD} = 2\pi \frac{\Delta_{RD}}{T_R} \quad (18.7-42)$$

其中，

$\nabla_{1D}$  = 結構於考量方向上，基本振態之設計層間相對速度；

$\nabla_{RD}$  = 結構於考量方向上，殘餘振態之設計層間相對速度。

#### 18.7.2.3.5 $MCE_R$ 下之結構反應

結構  $i$  樓層於  $MCE_R$  等級下之總樓層位移、最大層間變位、及最大層間相對速度，須分別依照 18.7.2.3.1 節、18.7.2.3.3 節、及 18.7.2.3.4 節之規定進行計算，惟公式中之設計頂層位移須替換為  $MCE_R$  等級下之頂層位移。 $MCE_R$  等級下之頂層位移須依照 18.7-43 式及 18.7-44 式進行計算。

$$D_{1M} = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{MS} T_{1M}^2}{B_{1M}} \geq \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{MS} T_1^2}{B_{1E}}, \quad T_{1M} < T_S \quad (18.7-43a)$$

$$D_{1M} = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{M1} T_{1M}}{B_{1M}} \geq \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{S_{M1} T_1}{B_{1E}}, \quad T_{1M} \geq T_S \quad (18.7-43b)$$

$$D_{RM} = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_R \frac{S_{M1} T_R}{B_R} \geq \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_R \frac{S_{MS} T_R^2}{B_R} \quad (18.7-44)$$

其中，

$S_{MS}$  = 依 11.4.4 節之規定經地盤特性修正後，5% 阻尼工址短週期  $MCE_R$  水平譜加速度係數；

$S_{D1}$  = 依 11.4.4 節之規定經地盤特性修正後，5% 阻尼工址一秒週期  $MCE_R$  水平譜加速度係數；

$B_{1M}$  = 依表 18.7-1，根據振態等效阻尼  $\beta_{1M}$  與結構振態週期  $T_{1M}$  所決定之阻尼修正係數。

## 解說

### 等效阻尼

本準則中，結構物於考量振態下，因阻尼系統所降低之結構反應程度，乃由阻尼折減係數  $B$  所表示，此數值乃依據等效阻尼  $\beta$  所決定。此種表達方式與隔震

結構所採用之方法相同。如同隔震系統，基本振態之等效阻尼，乃根據結構物之非線性力量—變形特性所決定。於彈性分析下，結構之非線性特性則由超強因子  $\Omega_0$  與其他參數所表示。

圖 C18.7-1 中描繪出了結構於設計地震下，因等效阻尼之增加，對於結構基本振態所降低之反應(由  $B_{1D}$  所表示)。圖中之容量曲線，乃是將結構基本振態之非線性行為，於譜加速度—譜位移之座標系統下點繪而成。阻尼乃沿圖中基本振態週期之方向(割線方向)，對於結構反應進行折減。

一般而言，等效阻尼乃由下列三項因素所組成：

1. 固有阻尼( $\beta_I$ )：不包含外加阻尼，結構於小於或等於降伏點階段時，其本身所具有之阻尼值(固有阻尼通常取臨界阻尼之 2% 至 5%)。
2. 遲滯阻尼( $\beta_H$ )：於考量變位下，結構抗地震力系統或是阻尼系統中構件因降伏所產生之遲滯阻尼(若構件未超過降伏點，則遲滯阻尼為 0)。
3. 外加黏性阻尼( $\beta_V$ )：阻尼系統中之黏性特性部分(遲滯系統或摩擦系統之黏性阻尼為 0)。

遲滯阻尼與黏性阻尼皆與振幅相關，而其對於總等效阻尼之貢獻程度，則隨結構降伏程度而有所不同。舉例而言，於結構上安裝阻尼器，可降低結構的降伏程度，因此導致結構中抗地震力系統所提供之遲滯阻尼減少；若結構之位移更進一步降低至降伏點以下，等效阻尼中將無遲滯阻尼之貢獻，該值由固有阻尼與黏性阻尼所組成；若該結構如一般建築物不具有阻尼系統，則等效阻尼便僅為固有阻尼。

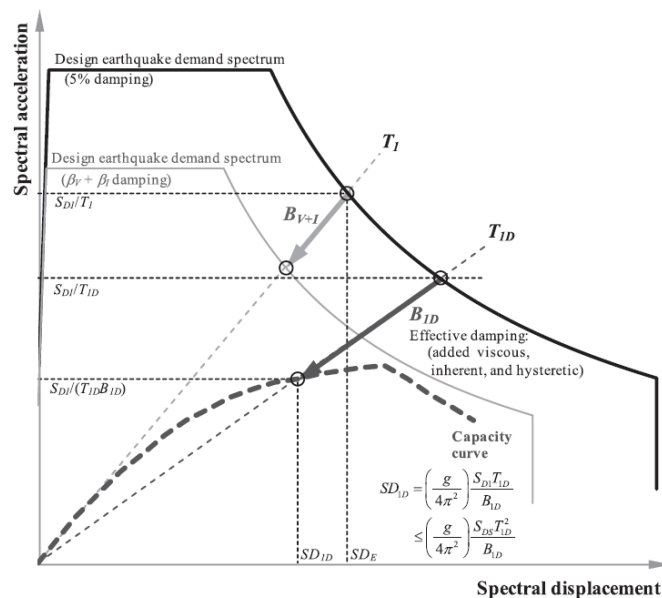


圖 C18.7-1 設計地震需求下之等效阻尼折減

## 彈性分析方法

準則中以設計地震譜加速度及振態特性參數，表示設計地震位移、速度、以及力量。對於靜力分析，結構物之反應分為基本振態及殘餘振態下之反應。殘餘振態乃用以概估所有高振態之組合效應。一般而言，樓層速度之重要性次於層間變位，然由於高振態對於樓層速度上具有顯著的貢獻，因此就速度相依型阻尼元件之設計而言，高振態反應為重要的設計依據。對於反應譜分析，則可精確地計算出各高振態之反應。

對於靜力分析與反應譜分析方法，考量方向上基本振態反應之決定，皆根據結構物所假設之非線性(側推)特性。以基底剪力及頂層位移所表示之結構非線性(側推)特性，可利用振態參與質量及振態其他相關參數，將其轉換為以反應譜座標系統所表示之結構容量曲線，如圖 C18.7-2 所示。圖中所表示之轉換概念與相關參數等，皆與本準則第九章以及 ASCE/SEI 41 (2014) 中探討含消能元件結構之耐震修復章節之定義相同。

當採用彈性分析時，若結構側推曲線未知，則必須假設結構行為如圖 C18.7-3 所示之理想彈塑性曲線。此理想的側推曲線應該於設計地震位移( $D_{1D}$ )下，與實際側推曲線重合。同時，此理想曲線得實現設計地震下結構整體韌性需求( $\mu_D$ )之定義，該值為設計位移( $D_{1D}$ )對降伏位移( $D_y$ )之比值，可用以求取多項設計參數。此設計地震下之韌性需求，不可超過依一般結構反應所計算得到之抗地震力系統韌性容量( $\mu_{max}$ )。Ramirez 等人(2001)<sup>[59]</sup>提出了結構彈性分析之設計例，並且於非線性歷時分析下，取得了良好的比較結果。

阻尼系統中之構件，乃以基本振態下，相應於基底剪力為  $V_Y$  之設計地震力進行設計(除非消能元件是以最大考量地震為依據進行設計與試驗)。對於彈性設計且實際側推曲線未知的狀況下，結構抗地震力系統中之構件，以折減後之基本振態基底剪力  $V_1$  進行設計，其中力量之折減，乃依據系統超強因子  $\Omega_0$  乘上  $(C_d/R)$  進行計算。進行折減的計算過程中，採用  $(C_d/R)$  是必要的，因為於本準則中所提出之  $C_d$  值較  $R$  值小。若此兩個參數等值且結構於彈性狀態下之等效阻尼為 5%，則不須乘上此兩參數之比值進行調整。由於本分析方法之目的，乃為求取實際層間變位以及消能元件位移，並非透過折減後之地震力計算出彈性位移後，再乘上  $C_d$  值，因此有進行上述調整之必要。另外，由於此處計算之數值為實際層間變位，因此表 12.12-1 中所列之允許層間變位，必須乘上  $(R/C_d)$ 。

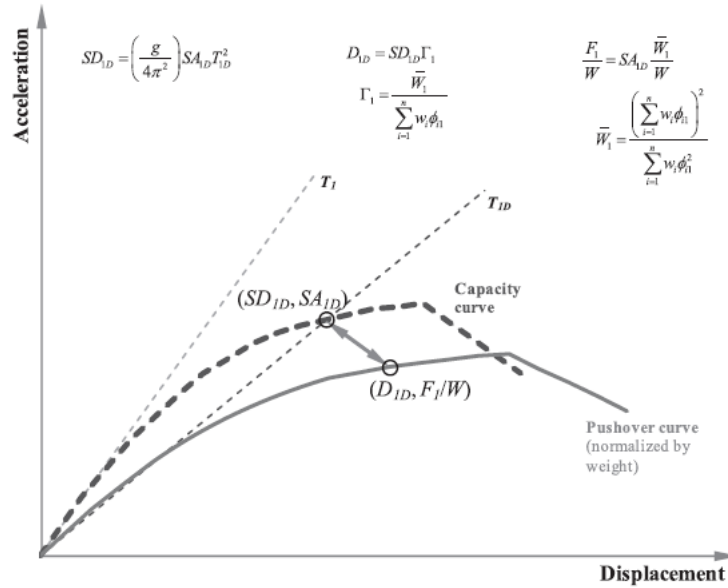


圖 C18.7-2 側推與容量曲線

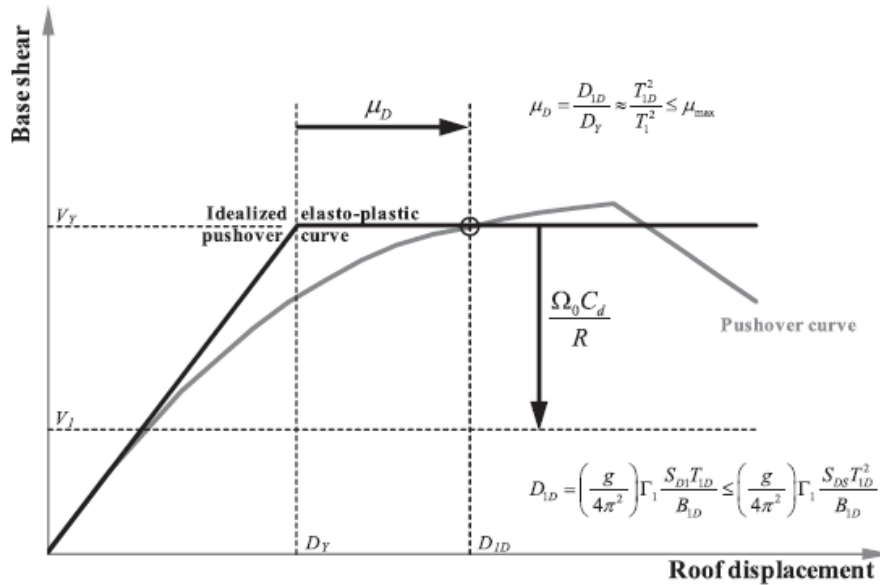


圖 C18.7-3 側推曲線與容量曲線

### 18.7.3 含消能系統結構反應修正

根據 18.7.1 節及 18.7.2 節之規定，結構物之反應須依照消能系統之作用而進行修正

#### 18.7.3.1 阻尼修正係數

若結構之週期大於或等於  $T_0$ ，則其阻尼修正係數必須根據表 18.7-1 決定；若結構之週期小於  $T_0$ ，則其阻尼修正係數必須採用內插之方式，於(週期 0 秒、阻

尼修正係數等於 1.0)，至(週期 $T_0$ 、阻尼係數依結構阻尼於表 18.7-1 所列之值)間進型線性內插。

### 解說

表 18.7-1 所列含消能元件結構之阻尼折減係數( $B$ )數值，與表 17.5-1 所列隔震結構阻尼折減係數，於 20% 阻尼以內之數值相同，惟表 18.7-1 根據 Ramirez 等人(2001)<sup>[59]</sup>之研究，於阻尼大於 20% 後，有相較於表 17.5-1 為大之阻尼折減係數。表 18.7-1 為各準則、文件、規範中阻尼折減係數之比較表，其中 FEMA 440 (2005) 與 Eurocode 8 (2005) 提出了阻尼折減係數之公式，其餘則是以數值型式呈現。

FEMA 440 提出之公式為

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(100\beta)}$$

Eurocode 8 提出之公式為

$$B = \sqrt{\frac{0.05 + \beta}{0.10}}$$

### 18.7.3.2 等效阻尼

結構於考量方向之設計地震及  $MCE_R$  地震作用下，第  $m$  振態之等效阻尼 ( $\beta_{mD}$  及  $\beta_{mM}$ )，須分別根據 18.7-45 式及 18.7-46 式進行計算。

$$\beta_{mD} = \beta_I + \beta_{Vm} \sqrt{\mu_D} + \beta_{HD} \quad (18.7-45)$$

$$\beta_{mM} = \beta_I + \beta_{Vm} \sqrt{\mu_M} + \beta_{HM} \quad (18.7-$$

46)

其中，

$\beta_{HD}$  = 結構於考量方向之等效韌性需求  $\mu_D$  下，由抗地震力系統及消能系統中之降伏遲滯行為所提供之阻尼；

$\beta_{HM}$  = 結構於考量方向之等效韌性需求  $\mu_M$  下，由抗地震力系統及消能系統中之降伏遲滯行為所提供之阻尼；

$\beta_I$  = 結構之抗地震力系統，於彈性階段下，由構件之固有消能行為所提供之阻尼；

$\beta_{Vm}$  = 結構之抗地震力系統，於考量方向之彈性階段下，由阻尼系統中之黏滯消能行為所提供之阻尼；；

$\mu_D$  = 結構於考量方向之設計地震作用下，其抗地震力系統之等效韌性需求；

$\mu_M$  = 結構於考量方向之  $MCE_R$  地震作用下，其抗地震力系統之等效韌性需求；

除非經由分析或試驗資料證實得以採用其他數值，否則結構高振態之等效韌性需求皆視為 1.0。

#### 18.7.3.2.1 固有阻尼

固有阻尼( $\beta_I$ )之訂定需考量到材料型式、構造、以及結構與結構構材於抗地震力系統彈性階段下之動態反應。所有振態固有阻尼之訂定皆不得大於 3%，除非相關試驗與分析結果證實得採用其他數值。

#### 18.7.3.2.2 遲滯阻尼

抗地震力系統以及消能系統構材之遲滯阻尼，需根據試驗與分析結果或是由 18.7-47 式與 18.7-48 式所決定：

$$\beta_{HD} = q_H (0.64 - \beta_I) \left( 1 - \frac{1}{\mu_D} \right) \quad (18.7-47)$$

$$\beta_{HM} = q_H (0.64 - \beta_I) \left( 1 - \frac{1}{\mu_M} \right) \quad (18.7-48)$$

其中，

$q_H$  = 18.7.3.2.2.1 節所規定之遲滯迴圈修正參數；

$\mu_D$  = 抗地震力系統於考量方向上，設計地震下之等效韌性需求；

$\mu_M$  = 抗地震力系統於考量方向上，MCE<sub>R</sub> 地震下之等效韌性需求。

除非經由分析或試驗資料證實得以採用其他數值，否則於考量方向上，高振態之遲滯阻尼皆視為 0。

#### 18.7.3.2.2.1 遲滯迴圈修正係數

計算抗地震力系統以及消能系統構建之遲滯阻尼時，需考量到於地震反覆加載作用下，束縮或其他致使遲滯迴圈面積減少之現象。除非經由分析或試驗資料證實得以採用其他數值，否則設計所採用之抗地震力系統遲滯迴圈，其面積減少後與原迴圈之比例須等於參數  $q_H$ ，並依 18.7-49 式計算。

$$q_H = 0.67 \frac{T_S}{T_1} \quad (18.7-49)$$

其中，

$T_S$  = 依  $S_{D1}/S_{DS}$  所計算之週期；



$T_1$  = 結構於考量方向上之基本振態週期。

$q_H$  不得大於 1.0，且不得小於 0.5。

### 18.7.3.2.3 黏滯阻尼

結構於第  $m$  振態下之黏滯阻尼 ( $\beta_{V_m}$ )，須依照 18.7-50 式及 18.7-51 式計算。

$$\beta_{V_m} = \frac{\sum_j W_{mj}}{4\pi W_m} \quad (18.7-50)$$

$$W_m = \frac{1}{2} \sum_i F_{im} \delta_{im} \quad (18.7-51)$$

其中，

$W_{mj}$  = 第  $j$  個消能元件，於考量方向上，第  $m$  振態且相應於變位  $\delta_{im}$  下，進行一個

完整迴圈所消散之能量；

$W_m$  = 結構於考量方向上，第  $m$  振態且相應於變位  $\delta_{im}$  下之最大應變能；

$F_{im}$  = 樓層  $i$  於  $m$  振態下慣性力。

$\delta_{im}$  = 結構於考量方向上，第  $i$  樓層剛心於  $m$  振態下之位移。

位移型消能元件中黏滯阻尼之計算，應根據結構等效降伏位移進行計算。

各獨立消能元件所消散能量之計算，應考量元件於考量振態下之參與及運動方向。各獨立消能元件所消散之能量，應於考量連接構件(如插銷、螺栓、連接鈑、延長之斜撐構件等)柔度之前提下，予以相應之折減。

### 解說

等效阻尼之計算(根據 Ramirez 等人(2001)<sup>[59]</sup>之描述)，建立於結構系統(於等效韌性需求  $\mu$  下)具有完美雙線性遲滯行為之假設前提下。等效阻尼須藉由遲滯迴圈調整參數( $q_H$ )進行調整，該參數由實際遲滯迴圈面積除以假設之完美雙線性遲滯迴圈面積所求得。一般而言，該參數小於 1。Ramirez 等人(2001)<sup>[59]</sup>稱該調整參數為品質因子(Quality Factor)，並說明該因子過於複雜且不適合以單一法則簡化應用。18.7-49 式則提供了簡單的預估方法。此公式可正確地估計反應譜中等加速度段的趨勢，並且為柔性結構提供可信地保守參數。

### 18.7.3.3 等效韌性需求

設計地震與 MCE<sub>R</sub> 地震下，抗地震力系統之等效韌性需求( $\mu_D$  及  $\mu_M$ )，須根據 18.7-52 式至 18.7-54 式進行計算。

$$\mu_D = \frac{D_{1D}}{D_Y} \geq 1.0 \quad (18.7-52)$$

$$\mu_M = \frac{D_{1M}}{D_Y} \geq 1.0 \quad (18.7-53)$$

$$D_Y = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \left( \frac{\Omega_0 C_d}{R} \right) \Gamma_1 C_{S1} T_1^2 \quad (18.7-54)$$

其中，

$D_{1D}$  = 結構頂層於考量方向上，設計地震下基本振態之位移，按 18.7.1.3.2 節及 18.7.2.3.2 節之規定；

$D_{1M}$  = 結構頂層於考量方向上，MCE<sub>R</sub> 地震下基本振態之位移，按 18.7.1.3.5 節及 18.7.2.3.5 節之規定；

$D_Y$  = 結構頂層剛心位置，於抗地震力系統有效降伏點之位移。

$R$  = 反應修正因子 (參照表 12.2-1)。

$C_d$  = 位移放大因子 (參照表 12.2-1)。

$\Omega_0$  = 超強因子 (參照表 12.2-1)。

$\Gamma_1$  = 結構於考量方向上，基本振態之振態參與因子，按 18.7.1.2.3 節或 18.7.2.2.3 節 ( $m=1$ ) 之規定。

$C_{S1}$  = 結構於考量方向上，基本振態之地震反應係數，按 18.7.1.2.4 節或 18.7.2.2.4 節 ( $m=1$ ) 之規定。

$T_1$  = 結構於考量方向上，基本振態之週期。

設計韌性需求 ( $\mu_D$ ) 不得超過 18.7.3.4 節規定等效韌性需求 ( $\mu_{\max}$ ) 之最大值。

### 例外

允許採用 18.3 節之方法建立非線性數值模型，再以此模型計算出結構抗地震力系統之位移與力量關係曲線(側推曲線)。並且允許利用此曲線取代 18.7-54 式中之  $D_Y$ ，分別計算出 18.7-52 式中設計地震下之等效韌性需求 ( $\mu_D$ )，及 8.7-53 式中 MCE<sub>R</sub> 地震下之等效韌性需求 ( $\mu_M$ )。惟採用此種方法時，18.7-4 式、18.7-5 式、18.7-8 式、及 18.7-9 式中之 ( $R/C_d$ ) 須視為 1.0。

### 18.7.3.4 最大等效韌性需求

為決定遲滯迴圈修正係數、遲滯阻尼、以及其他參數，等效韌性需求之最大值 ( $\mu_{\max}$ ) 須根據 18.7-55 式及 18.7-56 式計算。

對於  $T_{1D} \leq T_S$

$$\mu_{\max} = 0.5 \left[ \left( R / (\Omega_0 I_e) \right)^2 + 1 \right] \quad (18.7-55)$$

對於  $T_1 \geq T_S$

$$\mu_{\max} = R / (\Omega_0 I_e) \quad (18.7-56)$$

其中，

$I_e$  = 根據 11.5.1 節所訂定之重要係數；

$T_{1D}$  = 結構於考量方向上，設計位移下之等效基本振態週期。

若  $T_1 < T_S < T_{1D}$ ，則  $\mu_{\max}$  須於 18.7-55 式及 18.7-56 式之計算值間，採用線性內插方法進行計算。

#### 18.7.4 反應譜與靜力分析之地震力加載方式及檢核標準

根據 18.7.1 節反應譜分析方法，以及 18.7.2 節靜力分析方法所決定之設計力量與設計位移，須以本規範之設計力量準則以及 18.7.4.3 節之地震力加載方式進行檢核。

抗地震力系統、消能系統、地震力加載方式、及檢核標準須根據本節之規定。

##### 18.7.4.1 抗地震力系統

抗地震力系統中，分別根據 18.7.1.2 節及 18.7.2.2 節所決定之地震基底剪力及設計力量，須滿足 12.2.1 節之要求。

由 18.7.1.3.3 節或 18.7.2.3.3 節所決定之設計層間變位 ( $\Delta_D$ )，不得超過  $(R/C_d)$  倍之容許層間變位。此容許層間變位由表 12.12-1 所決定，並且須考量 12.12.1 節所規定之扭轉效應。

##### 18.7.4.2 消能系統

消能系統須滿足 12.12.1 節對於設計地震力之要求，並且滿足 18.7.4.3 節對於地震加載方式之規定。消能系統中力量控制之構件，須以較平均  $MCE_R$  地震反應高 20% 之地震力進行設計。

##### 18.7.4.3 載重組合

作用於消能系統及系統中構件之重力與地震力組合，須根據 12.4 節之規定，並且採用 18.7.4.5 節所決定之水平地震力  $Q_E$ 。設計消能系統時，所有載重組合中之贅餘度係數  $\rho$  應設定為 1.0，且不須考量 12.4.3 節所規定之含超強因素地震力。

##### 18.7.4.4 消能系統振態設計力

消能系統振態設計力之計算，應依據消能系統之種類，以及根據 18.7.1.3 節或 18.7.2.3 節所計算出之振態樓層設計位移及設計速度

振態樓層設計位移及設計速度，應增加且包絡根據 18.3 節中，經由歷時分析求取反應最大值後，所求得之總樓層位移及速度。

對於位移相依型消能元件，設計地震力須為：元件變位大於或等於設計層間變位( $\Delta_D$ )時之最大出力。

對於速度相依型消能元件，每個振態中之設計地震力須為：元件速度大於或等於設計層間相對速度時之最大出力。

用以設計各樓層消能元件之變位及速度，須考量元件之安裝角度，以及由扭轉效應所引至之額外樓版反應。

#### 18.7.4.5 地震力加載及振態反應組合

消能系統中之設計地震力( $Q_E$ )應為下列三種狀況之最大值：

1. 最大位移階段：

最大位移階段之設計地震力應根據 18.7-57 式進行計算。

$$Q_E = \Omega_0 \sqrt{\sum_m (Q_{mSFRS})^2} \pm Q_{DSD} \quad (18.7-57)$$

其中

$Q_{mSFRS}$  = 結構於考量方向上，消能系統中各元件及構件於  $m$  振態下所承受之地震力。

$Q_{DSD}$  = 消能系統中之構件，因位移相依型消能元件抵抗設計地震力所產生之力量。

消能系統中構件之地震力  $Q_{DSD}$  之計算，須將位移相依型消能元件之設計地震力，以擬靜態之方式施加於系統當中。此設計地震力須於結構物最大位移下，以正向與負向之方式施加。

2. 最大速度階段：

最大速度階段之設計地震力應根據 18.7-58 式進行計算。

$$Q_E = \sqrt{\sum_m (Q_{mDSV})^2} \quad (18.7-58)$$

其中

$Q_{mDSV}$  = 消能系統中之構件，於結構考量方向之第  $m$  振態下，因速度相依型消能元件抵抗設計地震力所產生之力量。

消能系統構件之振態設計地震力( $Q_{mDSV}$ )，應藉由將速度相依型消能元件之

振態設計地震力，以擬靜態之方式，施加於未變形之消能系統中進行計算。振態設計地震力之施加方向須與考量振態之方向一致。水平向束制力須施加於每個  $i$  樓層之未變形消能系統上，並與速度相依型消能元件之設計力同步，以使得結構中每個樓層之位移為零。每個樓層  $i$  之束制力，應依比例且施加於各質量位置上。

3. 最大加速度階段：

最大加速度階段之設計地震力應根據 18.7-59 式進行計算。

$$Q_E = \sqrt{\sum_m (C_{mFD} \Omega_0 Q_{mSFRS} + C_{mFV} Q_{mDSV})^2} \pm Q_{DSD} \quad (18.7-58)$$

力量係數  $C_{mFD}$  及  $C_{mFV}$ ，須根據依下列要求所決定之等效阻尼，分別由表 18.7-2 及表 18.7-3 中求出：

對於結構考量方向上之基本振態 ( $m=1$ )，力量係數  $C_{1FD}$  及  $C_{1FV}$  之計算，須根據消能元件速度與力量關係中之速度指數 ( $\alpha$ )。基本振態於考量地震反應程度下 ( $\mu = \mu_D$  或  $\mu = \mu_M$ ) 之等效阻尼，為基本振態總等效阻尼減去遲滯阻尼 ( $\beta_{1D} - \beta_{HD}$  或  $\beta_{1M} - \beta_{HM}$ )。

對於結構考量方向上之高振態 ( $m > 1$ ) 或殘餘振態，力量係數  $C_{mFD}$  及  $C_{mFV}$  之計算，須將  $\alpha$  視為 1.0。等效振態阻尼為考量振態之總等效阻尼 ( $\beta_{mD}$  或  $\beta_{mM}$ )。決定力量係數  $C_{mFD}$  時，韌性需求須等於基本振態之韌性需求 ( $\mu = \mu_D$  或  $\mu = \mu_M$ )。

Table 18.7-2 Force Coefficient, <sup>a,b</sup>  $C_{mFD}$

Effective Damping	$\mu \leq 1.0$				$C_{mFD} = 1.0^c$
	$\alpha \leq 0.25$	$\alpha = 0.5$	$\alpha = 0.75$	$\alpha \geq 1.0$	
$\leq 0.05$	1.00	1.00	1.00	1.00	$\mu \geq 1.0$
0.1	1.00	1.00	1.00	1.00	$\mu \geq 1.0$
0.2	1.00	0.95	0.94	0.93	$\mu \geq 1.1$
0.3	1.00	0.92	0.88	0.86	$\mu \geq 1.2$
0.4	1.00	0.88	0.81	0.78	$\mu \geq 1.3$
0.5	1.00	0.84	0.73	0.71	$\mu \geq 1.4$
0.6	1.00	0.79	0.64	0.64	$\mu \geq 1.6$
0.7	1.00	0.75	0.55	0.58	$\mu \geq 1.7$
0.8	1.00	0.70	0.50	0.53	$\mu \geq 1.9$
0.9	1.00	0.66	0.50	0.50	$\mu \geq 2.1$
$\geq 1.0$	1.00	0.62	0.50	0.50	$\mu \geq 2.2$

<sup>a</sup>Unless analysis or test data support other values, the force coefficient  $C_{mFD}$  for viscoelastic systems shall be taken as 1.0.

<sup>b</sup>Interpolation shall be used for intermediate values of velocity exponent,  $\alpha$ , and ductility demand,  $\mu$ .

<sup>c</sup> $C_{mFD}$  shall be taken as equal to 1.0 for values of ductility demand,  $\mu$ , greater than or equal to the values shown.

Table 18.7-3 Force Coefficient,<sup>a,b</sup>  $C_{mFV}$ 

Effective Damping	$\alpha \leq 0.25$	$\alpha = 0.5$	$\alpha = 0.75$	$\alpha \geq 1.0$
$\leq 0.05$	1.00	0.35	0.20	0.10
0.1	1.00	0.44	0.31	0.20
0.2	1.00	0.56	0.46	0.37
0.3	1.00	0.64	0.58	0.51
0.4	1.00	0.70	0.69	0.62
0.5	1.00	0.75	0.77	0.71
0.6	1.00	0.80	0.84	0.77
0.7	1.00	0.83	0.90	0.81
0.8	1.00	0.90	0.94	0.90
0.9	1.00	1.00	1.00	1.00
$\geq 1.0$	1.00	1.00	1.00	1.00

<sup>a</sup>Unless analysis or test data support other values, the force coefficient  $C_{mFV}$  for viscoelastic systems shall be taken as 1.0.

<sup>b</sup>Interpolation shall be used for intermediate values of velocity exponent,  $\alpha$ .

### 解說

消能系統中構件之地震力計算方式，可明區分為三個明確地階段：最大位移、最大速度、以及最大加速度。對於含速度相依型消能元件之結構，此三個階段皆必須進行確認；對於含位移相依型消能元件之結構，第一及第三階段意義相同，而第二階段則無關緊要。

力量系數  $C_{mFD}$  及  $C_{mFV}$  乃用以組合最大位移及最大速度階段所計算得到之力量，以求得最大加速度階段之力量。這些參數皆根據 Ramirez 等人(2001)<sup>[59]</sup>之研究結果，以數值表列的方式提供應用，並且適用於非線性之黏性行為及結構系統之非彈性行為。

#### 18.7.4.6 非彈性反應限制

若經分析或試驗驗證滿足以下狀況，則消能系統構件允許超過設計加載之力量限制：

1. 非彈性反應不會對於消能系統之功能性造成不良之影響。
2. 根據 18.7.4.5 節，並採用  $\Omega_0$  等於 1.0 所計算之消能系統構件力量，不會超過根據 12.4 節中載重組合所計算之力量需求。



### 第三章 理論研究與示範例

#### 第一節 隔震系統之上界與下界特性

##### 壹、前言

ASCE7-16 中提出了隔震元件變異性之概念，指出隔震元件會因為製造容許誤差、試驗條件不同(如試驗速率、試驗過程、升溫等)、以及環境狀況(如環境溫度、老化、汙染等)等因素，造成其力學行為與原先由製造商所提出之標稱行為有所差異，因此必須於設計中予以保守考慮。ASCE7-16 中以特性修正因子 $\lambda$ 之概念，針對隔震元件的特徵強度( $Q_d$ )、摩擦係數( $\mu$ )、以及降伏後勁度( $k_d$ )等力學參數進行修正。特性修正因子根據上述變異性來源，分有製造誤差 $\lambda_{spec}$ 、試驗條件 $\lambda_{test}$ 、以及環境老化影響 $\lambda_{ag}$ 等三類；每一類變異性之來源，皆透過長久以來廣泛的實務應用回饋以及試驗數據蒐集，以統計及機率的方式訂出上界值與下界值。每一個隔震元件的力量與變形行為，可以透過將前述力學參數，分別同時乘上特性修正因子之上界值與下界值，描繪出其力學行為的上界特性與下界特性。此特性修正因子亦針對信任或不信任之廠商，提出不同數值之修正方式；例如，對於市面上使用經驗極少，或是對於某類型隔震元件製造經驗較不足之製造商，其特性修正因子上、下界值之範圍，將會較廣，以保守因應各種變異性之發生。

隔震元件力學特性變異性概念之採用，可以使專業設計技師於設計階段上，便先行考慮變異性對於隔震系統與整體結構上所造成之影響，以將低未來重新檢討變更設計之可能；更重要的是，變異性的概念能夠提高對於隔震結構生命週期內，其動力行為的掌握度，並且大幅提升隔震結構設計上之經濟性與保守性。反觀我國耐震設計規範中，對於隔震元件變異性之因應方式，乃是在性能試驗與實體試驗中，訂定試驗結果與標稱值間之容許誤差範圍，以及訂定試驗結果與其平均值間之變異容許範圍。然此一變異性卻未能反應於設計流程中，使隔震設計上仍存在著些許的不確定性。

有鑑於此，本研究有意將變異性之概念，自隔震元件之試驗檢核，擴展到設計階段。然我國目前對於隔震技術實務應用之經驗，以及相關試驗研究雖已趨成熟，但對於統計資料之樣本數上，仍稍嫌不足；例如各種隔震元件之老化行為、以及環境影響等等。若要將變異性之概念應用於設計階段，貿然採用 ASCE7-16 中對於變異性所建議之特性修正因子亦不甚合適。舉例而言，美國相關研究中所採用隔震元件之製造商，便與台灣市場上之製造商不同，因此關於製造誤差之特性修正因子理應有所不同；另一方面，美國的天然環境(如環境溫度、溫差、以及溼度等)與主要汙染來源及其程度，皆與台灣大相逕庭，因此若直接採用 ASCE7-16 準則中所提出的環境特性修正因子，必然不合適。

承上所述，若要使我國隔震建築設計規範採用變異性之概念，除持續累積各



類型隔震支承力學行為之數據外，可將我國規範中，對於隔震元件實體試驗及性能試驗結果檢核之 15%容許誤差量，訂為考量變異性之範圍。如此一來，鑒於目前規範所訂定之隔震元件試驗項目，雖然無法充分考量到環境老化和試驗條件因素之影響，但仍足以涵蓋製造誤差所產生之變異性。另外，為與試驗結果檢核目標保有一致性，以及配合既有規範中之靜力分析流程，本研究建議針對隔震元件之有效勁度( $k_{eff}$ )與等效阻尼( $\zeta_{eD}$ )，等兩項力學特性參數，作為檢討變異性之依據。選取此兩項參數之作法，有別於 ASCE7-16 中針對特徵強度、摩擦係數、及降伏後勁度等特性參數，所進行之變異性探討。

為確定考量有效勁度( $k_{eff}$ )與等效阻尼( $\zeta_{eD}$ )變異性之設計方式，不會於理論分析與實務應用上造成難以執行之困擾。本節首先基於我國規範對於隔震系統之雙線性理論模型，提出以不同的設計起始條件，並於不同的耐震及阻尼需求下，嘗試以靜力分析之方式進行隔震設計。例如：於設計目標為特定工址且結構之有效勁度、等效阻尼、及降伏位移已給定之條件下，設計出其他隔震系統之特性參數(例如：特徵強度、初始勁度、降伏後勁度等)。於一系列的初始與設計條件下，歸納出各設計方式可能會遭遇到之困難(包含無法得到合理的雙線性力量位移行為，或是無法進行製造等)，並以此驗證將有效勁度與等效阻尼作為初始控制條件以及考量其變異性等方式之正確性。

接著，以示範例之方式展示如何將變異性之概念，應用於靜力分析流程中，同時藉由不同的設計需求條件，更進一步探討考量有效勁度與等效阻尼變異性之方式，以及於此兩項參數之上、下界特性下，隔震系統力量變形特性中，其所相應之其他重要參數(如特徵強度及降伏後勁度等)的變異程度。

## 貳、隔震系統靜力分析流程比較

典型的雙線性隔震元件力量與變形關係(遲滯迴圈)如圖 3-1-2.1 所示，其中  $D_D$  為設計位移、 $F_D$  為設計出力、 $D_y$  為降伏位移、 $F_y$  為降伏出力、 $Q_d$  為特徵強度、 $K_u$  為降伏勁度、 $K_d$  為降伏後勁度、 $K_{eff}$  為有效勁度。由於靜力分析乃將隔震建築視為上部結構為剛體之單自由度系統，因此上述參數雖為單一隔震元件之力學參數，於靜力分析流程中亦可用於代表整體隔震系統的力學特性。

由於決定一個典型雙線性隔震系統之力量與變形關係，共需要三個特定參數，然承前所述，於建立隔震系統上、下界特性之過程中，僅有有效週期與等效阻尼等兩參數為已知，因此必須額外給定一限制條件，方能決定其力量與變形之關係。假定隔震系統之降伏後勁度比為已知，典型的線性靜力設計及計算流程如下：

步驟一：假設隔震系統之垂直載重為  $W$ 。

步驟二：決定有效週期  $T_{eff}$ 。

步驟三：決定等效阻尼  $\zeta_{eff}$ 。

步驟四：依據工址規範設計地震反應譜，計算隔震設計位移  $D_D$ 。

$$D_D = \frac{gS_{ad}T_e^2}{4\pi^2 B} \quad (3-1-2.1)$$

步驟五：計算對應設計位移  $D_D$  與有效週期  $T_{eff}$  下的有效勁度  $K_{eff}$ 。

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 W}{T_e^2 g} \quad (3-1-2.2)$$

步驟六：計算特徵強度  $Q_d$  (假設  $D_y=0$ )。

$$Q_d = \frac{\pi\zeta_b K_{eff} D_D^2}{2(D_D - D_y)} \quad (3-1-2.3)$$

步驟七：計算降伏後勁度  $K_d$ 。

$$K_d = \frac{K_{eff} D_D - Q_d}{D_D} \quad (3-1-2.4)$$

步驟八：決定降伏後勁度比  $\alpha_b$ 。

步驟九：計算彈性勁度  $K_u$

$$K_u = \frac{K_d}{\alpha_b} \quad (3-1-2.5)$$

步驟十：計算降伏出力  $F_y$

$$F_y = \frac{Q_d}{1 - \alpha_b} \quad (3-1-2.6)$$

步驟十一：計算降伏位移  $D_y$

$$D_y = \frac{F_y}{K_u} \quad (3-1-2.7)$$

步驟十二：將步驟十一所得之降伏位移  $D_y$ ，代入步驟六重新計算特徵強度  $Q_d$ ，重複步驟六到十二，迭代直至收斂。

為探討採用有效勁度與等效阻尼比做為設計參數之可行性與合理性，同時找尋適合此方式所應該採用的第三個設計參數，以下進一步提出十組常用以計算隔震系統雙線性行為之設計參數組合，且分別嘗試於不同的需求等級下，檢討並且比較各組參數計算結果之合理性。各組所採用之設計參數詳見表 3-1-2.1。表中十種組合可以大致上分為三類，其中第一類為驗證前述考量變異性參數(有效勁度與等效阻尼)之可行性，選取有效週期與等效阻尼作為決定隔震行為之首要設計參數。由於計算過程中必須參照特定工址設計反應譜，此類別中特意將原規劃之有效勁度更改為有效週期，以避免於對應特定週期下之譜加速度時，會因為結構週期中含有上部結構之重量  $W$ ，而導致無法確定實際的譜加速度值。第一類除了確定以有效週期與等效阻尼作為設計參數外，第三項設計參數則分別訂為特徵強度  $Q_d$ 、降伏後勁度比  $\alpha_b$ 、以及降伏位移  $D_y$ 。第二類中包含有四組不同的參數組合，其中分別或共同採用所謂的彈性週期  $T_u$  與降伏後週期  $T_d$ 。此種做法亦為現今學界與實務應用上常採用的作法，優點為可以直觀的得到於小地震(隔震系統彈性階段)，或是大地震中大位移運動階段(隔震系統於降伏後階段運動)下，隔震系統瞬間的運動週期。第三類之目的則在於隔震結構的性能設計方法，透過訂定隔震系統上傳的加速度目標  $A_D$  與位移目標  $D_D$ ，可以有效地控制上部結構之反應，以此保護上部結構於地震下之安全，同時確保內部重要非結構構件以及相關設備之運作功能。

以下針對各組合進行分析計算之比較，其中各組合中皆分別採用四個不同的工址設計反應譜，分別以工址 A 至 D 命名，其定義如下：

工址 A： $S_s^D = 0.6$ ； $S_1^D = 0.3$  (基隆市七堵區)

工址 B： $S_s^D = 0.8$ ； $S_1^D = 0.45$  (宜蘭縣宜蘭市)

工址 C： $S_s^D = 0.8$ ； $T_0^D = 1.05$  (臺北三區)

工址 D： $S_s^D = 0.8$ ； $T_0^D = 1.6$  (臺北一區)

**組合一 (設計參數： $T_{eff}$ 、 $\zeta_{eff}$ 、 $Q_d$ )：**

有效週期  $T_{eff}$  (三種案例分別為：2 sec、3 sec、4 sec)

等效阻尼  $\zeta_{eff}$  (三種案例分別為：10%、20%、30%)

特徵強度  $Q_d$  (三種案例分別為：0.03 $W$ 、0.05 $W$ 、0.08 $W$ )

由式(3-1-2.1)及式(3-1-2.2)求出之設計位移及等效勁度，將其與給定的特徵強度，代入式(3-1-2.3)至式(3-1-2.7)可直接計算出其他參數。從分析結果能歸納出幾種不合理之狀況，如圖 3-1-2.2 中所示，部分案例遲滯迴圈之降伏位移為負值，此結果不符合物理現象；同時，如圖 3-1-2.3 所示，甚至部分案例遲滯迴圈之降伏位移及降伏後勁度比同時出現負值之現象。另一方面，若以工程常用之降伏位移(10~30mm)與降伏後勁度比(0.05~0.15)作為判定標準，則如圖 3-1-2.4 所示，部分案例遲滯迴圈之降伏位移則會超出此一範圍。將所有分析結果之降伏位移與

降伏後勁度比表列於表 3-1-2.2 中，並且將超出上述工程應用範圍或是呈現負值之項目，以黃底進行標記。由表中可以看出，幾乎所有的分析案例皆呈現不合理的分析結果，由此可以推論出，以特徵強度作為設計參數之方法，會因為特徵強度微小的變化，導致其他參數發生相應的敏感變化。因此判定此項組合不適合作為隔震系統行為之設計參數。

**組合二 (設計參數： $T_{eff}$ 、 $\zeta_{eff}$ 、 $\alpha_b$ )：**

有效週期  $T_{eff}$  (三種案例分別為：2 sec、3 sec、4 sec)

等效阻尼  $\zeta_{eff}$  (三種案例分別為：10%、20%、30%)

降伏後勁度比  $\alpha_b$  (三種案例分別為：0.02、0.05、0.1)

由式(3-1-2.1)及式(3-1-2.2)求出之設計位移及等效勁度，將其與給定的特徵強度，代入式(3-1-2.3)至式(3-1-2.7)所組成的聯立方程組，可直接計算出其他參數。以降伏後勁度比作為設計參數之組合會出現兩組計算結果，但並非都符合工程應用，因此以降伏位移是否符合實務應用範圍(10~30mm)做為判定標準。如圖 3-1-2.5 中之兩組遲滯迴圈計算結果，其中實線迴圈之降伏位移(18mm)介於實務範圍中，但虛線迴圈的降伏位移(54mm)則超過實務應用範圍。然而，並非所有設計參數的計算結果皆為一組合理一組超過實務應用範圍之狀況。如圖 3-1-2.6 所示，兩組計算結果的降伏位移分別為 6mm 及 149mm，一組降伏位移過小，而另一組的降伏位移則過大，因此皆不符合實務應用範圍。將所有分析結果之降伏位移表列於表 3-1-2.3 中，並且將超出工程應用範圍之項目以黃底進行標記。表中任一項的兩個計算結果中，只要有一個遲滯迴圈之降伏位移界於工程應用範圍(表中亦無出現兩個計算結果皆符合工程應用的狀況)，便代表該組設計參數可以得到合理的隔震系統力學行為。由表中可以觀察出，當降伏後勁度比接近常用的 0.05 至 0.1 時，有較大的機會可以得到合理的計算結果。

**組合三 (設計參數： $T_{eff}$ 、 $\zeta_{eff}$ 、 $D_y$ )：**

有效週期  $T_{eff}$  (三種案例分別為：2 sec、3 sec、4 sec)

等效阻尼  $\zeta_{eff}$  (三種案例分別為：10%、20%、30%)

降伏位移  $D_y$  (三種案例分別為：10mm、20mm、30mm)

由式(3-1-2.1)及式(3-1-2.2)求出之設計位移及等效勁度，將其與給定的特徵強度，代入式(3-1-2.3)至式(3-1-2.7)所組成的聯立方程組，可直接計算出其他參數。組合三較容易得到合理的遲滯迴圈(圖 3-1-2.7 所示)，但仍可見於部分阻尼需求較低的案例中，計算得到較大的降伏後阻尼比(如 3-1-2.8 所示)。以組合三之設計參數進行計算，過程中除了發生降伏後勁度比不符合實務應用的案例外，不會有其他諸如多重解惑是無解的狀況發生。將所有分析結果之降伏位移表列於表 3-1-

2.4 中，並且將超出工程應用範圍之項目以黃底進行標記。

**組合四 (設計參數： $T_d$ 、 $\zeta_{eff}$ 、 $Q_d$ )：**

降伏後週期  $T_d$  (四種案例分別為：3sec、4sec、5sec、6sec)

等效阻尼  $\zeta_{eff}$  (三種案例分別為：10%、20%、30%)

特徵強度  $Q_d$  (三種案例分別為：0.03W、0.05W、0.08W)

先由降伏後週期算出降伏後勁度，再將給定的等效阻尼及特徵強度代入由式(3-1-2.3)至式(3-1-2.7)所組成的聯立方程組，可直接計算出其他參數。組合四的設計參數會導致四個計算結果，如圖 3-1-2.9 及圖 3-1-2.10 所示。此兩張圖中分別皆只有一個遲滯迴圈不會具有負的降伏位移或是負的降伏力，如圖 3-1-2.9 中藍色實線以及圖 3-1-2.10 中紅色虛線所繪之遲滯迴圈。然而亦有可能發生四個計算結果皆不符合物理現象之狀況，如圖 3-1-2.11 所示。將所有分析結果之降伏位移及降伏後勁度比表列於表 3-1-2.5 中。表中首先將如圖 3-1-2.11 般沒有合理計算結果之遲滯迴圈以 none 之字樣表示，接著再將超出上述工程應用範圍之項目以黃底進行標記。由表中可以觀察出，組合四除了發生沒有合理結果的狀況，亦因為以特徵強度為設計參數造成其他行為變化明顯之關係，幾乎沒有可以應用的設計參數組合。

**組合五 (設計參數： $T_d$ 、 $\zeta_{eff}$ 、 $\alpha_b$ )：**

降伏後週期  $T_d$  (四種案例分別為：3sec、4sec、5sec、6sec)

等效阻尼  $\zeta_{eff}$  (三種案例分別為：10%、20%、30%)

降伏後勁度比  $\alpha_b$  (三種案例分別為：0.02、0.05、0.1)

先由降伏後週期算出降伏後勁度，再將給定的等效阻尼及降伏後勁度比代入由式(3-1-2.3)至式(3-1-2.7)所組成的聯立方程組，可直接計算出其他參數。組合五會有四組兩兩相同的遲滯迴圈(特性參數正負相反，如降伏位移)，如圖 3-1-2.12 與圖 3-1-2.13 所示。除此特性外，組合五之四組不同之計算結果中，會有一組之降伏位移可以符合實務應用範圍，但如同組合二一般，也有不少案例發生四組皆無法符合的狀況發生。將所有分析結果之降伏位移表列於表 3-1-2.6 中，並且將超出工程應用範圍之項目以黃底進行標記。

**組合六 (設計參數： $T_u$ 、 $\zeta_{eff}$ 、 $\alpha_b$ )：**

彈性週期  $T_u$  (三種案例分別為：0.5sec、0.75sec、1sec)

等效阻尼  $\zeta_{eff}$  (三種案例分別為：10%、20%、30%)

降伏後勁度比  $\alpha_b$  (三種案例分別為：0.02、0.05、0.1)

先由彈性週期算出彈性勁度，再將給定的等效阻尼及降伏後勁度比代入由式(3-1-2.3)至式(3-1-2.7)所組成的聯立方程組，可直接計算出其他參數。組合 6 同樣具有四個計算結果，且如同組合五般呈現兩兩相同的遲滯迴圈(特性參數正負相反，如降伏位移)，如圖 3-1-2.14 與圖 3-1-2.15 所示。組合六之四組不同之計算結果中，會有一組之降伏位移可以符合實務應用範圍，但如同組合五一般，也有不少案例發生四組皆無法符合的狀況發生。將所有分析結果之降伏位移表列於表 3-1-2.6 中，並且將超出工程應用範圍之項目以黃底進行標記。

**組合七 (設計參數： $T_{eff}$ 、 $\zeta_{eff}$ 、 $T_u$ )：**

有效週期  $T_{eff}$  (三種案例分別為：2 sec、3 sec、4 sec)

等效阻尼  $\zeta_{eff}$  (三種案例分別為：10%、20%、30%)

彈性週期  $T_u$  (三種案例分別為：0.5sec、0.75sec、1sec)

由式(3-1-2.1)及式(3-1-2.2)求出之設計位移及等效勁度，將其與給定的特徵強度，代入式(3-1-2.3)至式(3-1-2.7)所組成的聯立方程組，可直接計算出其他參數。從分析結果觀察到，組合七具有唯一計算結果。絕大部分降伏位移皆小於工程應用範圍，如圖 3-1-2.16 所示；僅少部分降伏位移及降伏後勁度比皆符合工程應用範圍，如圖 3-1-2.17 所示。所有分析結果如表 3-1-2.8 所示，超出工程應用範圍之結果以黃底標記，觀察到降伏後勁度比部分能控制在工程應用範圍中，但降伏位移則否，且將彈性週期做為設計參數並非常見的工程設計方法。

**組合八 (設計參數： $A_D$ 、 $D_D$ 、 $T_u$ )：**

最大加速度  $A_D$  (三種案例分別為：0.1g、0.15g、0.2g)

最大位移  $D_D$  (三種案例分別為：30cm、40cm、50cm)

降伏後勁度比  $\alpha_b$  (三種案例分別為：0.02、0.05、0.1)

由性能點求出等效勁度和有效週期，接著再配合工址條件求出阻尼比修正係數及相對應的等效阻尼，最後將求得之值代入式(3-1-2.3)至式(3-1-2.7)所組成的聯立方程組，可直接計算出其他參數。由於規範允許之等效阻尼的範圍介於 2% 到 50% 之間，相應之阻尼比修正係數的範圍介於 0.8 到 1.75 之間，故前述各設計參數組合下之案例，若於計算等效阻尼時發現其值超出此一範圍，則會判定無法繼續進行計算，且標示於表 3-1-2.9 中。

以降伏後勁度比作為第三個設計參數時，進行聯立方程組運算求解後會得到兩組解，然計算結果中大部分的降伏位移皆不符合工程應用範圍(如圖 3-1-2.18 所示)。除此之外，在某些參數組合下會發生特徵強度、降伏位移之計算結果為複數解的不合理狀況；例如於工址 D 下，最大位移、最大加速度、及降伏後勁度比分別為 0.5m、0.15g、及 0.02 的分析案例。此種狀況通常發生在阻尼需求較大的

狀況下。為更進一步釐清可能發生複數解的狀況，本研究更進一步以更細緻的參數變化進行分析，並且特徵強度之值是否為複數作為判斷依據，其研究如下所述：

圖 3-1-2.1 之雙線性遲滯迴圈有三個獨立參數：特徵強度、彈性勁度及降伏後勁度，其餘參數都可藉此推導，又定義降伏後勁度除以彈性勁度為降伏後勁度比，再由遲滯迴圈之幾合關係與消能面積，可以將特徵強度表如式(3-1-2.8)，式中的  $r$  為降伏後勁度比之倒數，從式中的根號項可以判斷出等效阻尼與降伏後勁度比之間的關係決定了特徵強度是否會出現複數解，也就是不符合物理現象的分析結果，因此定義判別式  $D$ ，如式(3-1-2.9)，並繪製等效阻尼、降伏後勁度比與判別式之關係圖，如圖 3-1-2.19，若控制參數同時固定了等效阻尼與降伏後勁度比且位於判別式小於零之情況下，就會導致分析結果出現複數解。由圖中可以得知，若阻尼的需求越大，則越有可能發生複數解之情形。

$$Q_d = \frac{K_{eff} D_D \left[ (2\pi\xi_{eff} + 4)(r-1) \pm \sqrt{(2\pi\xi_{eff} + 4)^2 (r-1)^2 - 32\pi\xi_{eff} r(r-1)} \right]}{8r} \quad (3-1-2.8)$$

$$D = (2\pi\xi_{eff} + 4)^2 (r-1)^2 - 32\pi\xi_{eff} r(r-1) \quad (3-1-2.9)$$

**組合九 (設計參數： $A_D$ 、 $D_D$ 、 $Q_d$ )：**

最大加速度  $A_D$  (三種案例分別為：0.1g、0.15g、0.2g)

最大位移  $D_D$  (三種案例分別為：30cm、40cm、50cm)

特徵強度  $Q_d$  (三種案例分別為：0.03W、0.05W、0.08W)

由性能點求出等效勁度和有效週期，接著再配合工址條件求出阻尼比修正係數及相對應的等效阻尼，最後將求得之值代入式(3-1-2.3)至式(3-1-2.7)逐步計算出其他參數。從分析結果中發現幾乎所有案例所計算得到的降伏位移及降伏後勁度比，皆不符合實務應用範圍。其中包含降伏位移及降伏後勁度比過大(如圖 3-1-2.20 所示)、降伏位移為負值及降伏後勁度比過大(如圖 3-1-2.21 所示)、以及降伏位移及降伏後勁度比皆為負值(如圖 3-1-2.22 所示)等現象。將所有分析結果之降伏位移表列於表 3-1-2.10 中，並且將超出工程應用範圍之項目以黃底進行標記。

**組合十 (設計參數： $A_D$ 、 $D_D$ 、 $D_y$ )：**

最大加速度  $A_D$  (三種案例分別為：0.1g、0.15g、0.2g)

最大位移  $D_D$  (三種案例分別為：30cm、40cm、50cm)

降伏位移  $D_y$  (三種案例分別為：10mm、20mm、30mm)

由性能點求出等效勁度和有效週期，接著再配合工址條件求出阻尼比修正係數及相對應的等效阻尼，最後將求得之值代入式(3-1-2.3)至式(3-1-2.7)逐步計算出其他參數。將所有分析結果之降伏位移表列於表 3-1-2.11 中，並且將超出工程應用範圍之項目以黃底進行標記。

### 小結

綜合上述十種設計參數組合分析之結果，將各組合計算過程中，會發生物理現象不合理、不符合工程應用範圍、以及數值上多重解或是複數解的狀況，整理於表 3-1-2。首先由表中之前三欄可以觀察出，幾乎每一種組合皆有可能遭遇到降伏位移或降伏後勁度比超出工程應用範圍之狀況；此種情況與利用性能點進行設計的組合八至組合十，可能遭遇到無解的狀況相同，其原因可以明顯的推論並且聯想得到，於實務應用上，隔震系統無法滿足任意設計需求。舉例而言，當工址位於長週期譜加速度較大之區域，便很難要求於較短的隔震週期下，仍採用較低的等效阻尼。此為隔震設計上常見的問題，但亦可以透過於隔震系統加裝阻尼器之方式，克服部份狀況。

另一方面，若觀察採用特徵強度作為第三個設計參數的組合，會發現格信筒雙線性行為對於特徵強度非常敏感；換句話說，只要特徵強度進行小量的變動，便有可能造成雙線性行為有劇烈的改變，甚至超出工程應用範圍。因此，採用特徵強度作為設計參數，會較不便於設計之進行。而採用彈性週期或是降伏後週期的設計組合，會產生高達四個計算結果之現象，同時亦有相當大的機會，發生不符合實務應用範圍之狀況。經改良後的組合七(採用有效週期、等效阻尼、以及彈性週期)則可解決多重解的情形，且較容易得到符合工程應用範圍之力學特性。然將降伏週期做為設計參數之一，非實務上常用的方式，不利實際應用。

綜合上述，採用有效週期及等效阻尼，配合上降伏位移的設計方式，亦為本研究建議探討隔震系統變異性之設計參數組合，不會發生有多重解、複數解、甚至是無解之狀況，且因應大部分的設計需求，幾乎都可以計算出隔震系統之特性。因此，由此十組設計組合分析結果之比較中，可以驗證採用此種組合之合理性與正確性。值得一提的，採用性能設計方法的組合十，其組合設計參數包含隔震系統之性能點以及降伏位移。此種組合亦不會於數值分析上遭遇求解之相關問題，僅有計算結果是否符合工程應用範圍以及是否可以找尋到性能點之疑慮。不過正如前述，此種問題屬隔震設計上可以解決的狀況。因此，組合十的設計方式亦為本研究所推薦。

### 參、隔震系統上、下界變異性探討



根據前述研究，採用有效勁度(等同於採用有效週期)與等效阻尼，配合上合理的降伏位移(組合三)，可以計算得到合理的隔震系統雙線性行為。配合前述研究之案例，進行變異性探討前之標稱特性，分別選取有效週期為 2、3、4 秒等三項、等效阻尼為 10、20、30%等三項、以及降伏位移為 10、20、30mm 等三項之組合，加上前述 A 至 D 等四組工址需求進行計算。其中根據前述研究亦可得知，部分設計參數組合下會發生降伏後勁度比超過實務應用範圍之現象，因此於此出探討變異性問題時，事先將其刪除。由於本研究建議針對隔震元件之等效勁度  $k_{eff}$  與等效阻尼  $\zeta_{eff}$ ，兩項力學特性參數之正負 15%，作為檢討變異性之依據，因此在組合三中，以  $(1.15)^{-0.5}$  及  $(0.85)^{-0.5}$  倍的有效週期  $T_{eff}$  對應等效勁度  $k_{eff}$  的上、下界行為。因此，於每個工址下隔震元件力學行為之分析結果共有五個，其中包含隔震元件之標稱特性，以及有效勁度上、下界特性與等效阻尼上、下界特性等四種組合。圖 3-1-2.23 至圖 3-1-2.73 為上述案例所有計算結果之遲滯迴圈，其中黑色實線標示為 Nominal 之曲線為隔震元件標稱特性，其餘四條曲線則分別以 U 及 L 分別代表上界(Upper bound)及下界(Lower bound)特性，同時以下標  $k$  及  $\zeta$  代表探討變異值之參數；例如圖中藍色虛線之標式為  $(U_k L_\zeta)$ ，代表此為採用有效勁度上界值與等效阻尼比下界值所分析之結果。另外，圖中標籤亦有標示出相應之特徵強度  $Q_d$ 、降伏後勁度  $K_d$ 、設計位移  $D_D$ 、降伏後勁度比  $\alpha_b$  等相應其標稱特性之比值。

由計算結果可知，當隔震元件有效勁度等於變異性之上界值時，隔震元件會有較大的出力；反之則較小。然而當有效勁度值較低時，卻有可能因為週期延長、隔震位移增加的關係，導致元件出力值稍微上升，以至於與標稱值差異不大。另一方面，當隔震元件等效阻尼比較低時，會導致隔震位移增加，因而引至出力值之稍微上升；同時，由結果中也可以看出，阻尼比之增加對於隔震元件出力值之上升影響極小，反而會因為隔震位移之下降，降低隔震系統之出力。承上所述，可以歸納出若要探討隔震系統傳遞至上部結構之加速度，隔震系統之控制狀況為：有效勁度為上界值，且等效阻尼比為下界值；若要探討隔震系統之最大位移，則其控制狀況為：有效勁度為下界值，且等效阻尼比亦為下界值。

另一方面，為進一步了解，相應於有效勁度與等效阻尼之變異性，其他特性參數(如特徵強度、降伏後勁度、設計位移及出力)之變化程度。將各上下界分析案例中，計算得到之各參數值與相應標稱特性之比值點繪於圖 3-1-2.74 至圖 3-1-2.124 中。圖中「○、×、□、☆」分別表示上下界特性中特徵強度、降伏後勁度、設計位移以及最大出力與標稱參數之比值。橫軸中亦以兩個英文字母所組成之名稱，分別代表有效勁度與等效阻尼比之上下界值計算案例；舉例而言 UL 即代表採用有效勁度上界值與等效阻尼比下界值所對應之結果。

觀察所有分析結果，可以發現特徵強度放大之倍率在有效勁度及等效阻尼皆為上界值時，會有最大值，其中所有案例中比率最大值為 1.27，發生在地震需求較小(工址 A)，但具有較小隔震週期(2sec)、較大等效阻尼(30%)、以及較大降伏

位移(30mm)之案例。而特徵強度之最小比率 0.77 發生在同一個案例中，有效勁度及等效阻尼皆為下界值之狀況。另一方面，降伏後勁度的最大(1.52)最小(0.60)比率亦發生在同一個案例，分別是有有效勁度上界值、等效阻尼下界值之狀況，以及有效勁度及等效阻尼皆為上界值之狀況。整體而言，每一個分析案例若皆考慮四種上下界之狀況，其降伏後勁度與特徵強度之變化(ASCE7-16 規範中是以此兩個參數作為探討變異性之依據)幅度皆超過 15%，代表採用有效勁度(或有效週期)及等效阻尼的方式，具有較高的保守性。而在隔震性能方面，所有案例中隔震位移最大放大比率約為 1.15，最大側向出力之放大比率約為 1.14，此現象代表本研究採用考量變異性之分析方法，對於隔震系統變位以及上傳力量之需求，約較原設計值增加 15%。

## 第二節 隔震系統之最大總位移

ASCE7-16 中，考量平面扭轉行為，對於最大總位移之計算方式(式 3-2.1 及 3-2.2)，相較於 ASCE7-10 版本與我國耐震設計規範中所規定之計算方式(式 3-2.3)，多了  $P_T$  之參數。目的為修正原規範中計算迴轉半徑之方式；以往採用整體隔震系統平面進行計算，現今準則中則修改為直接以實際隔震元件勁度配置進行計算迴轉半徑。 $P_T$  之採用則提供了設計技師另一種較便捷的計算選擇，其可直接由振態分析中之平移與扭轉週期，修正簡單採用平面長寬尺寸之公式，而不需針對實際隔震元件之配置逐一進行加總計算。於 ASCE7-16 準則中之解說有提到：若隔震系統最大平面尺寸之偏心率為 5%，則由偏心效應對於結構角隅處設計位移所造成之增加比例，約為 15%(平面為完美正方形)至 30%(平面為細長矩形)。上述對於隔震系統扭轉位移之計算，乃基於隔震系統勁度於平面上為均勻分布之前提。隔震系統之勁度若較集中於結構外圍，或是採用特定用以減少質量偏心之滑動系統，將減少扭轉位移。

$$D_{TM} = D_M \left[ 1 + \left( \frac{y}{P_T^2} \right) \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (3-2.1)$$

$$P_T = \frac{1}{r_l} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i^2 + y_i^2)}{N}} \quad (3-2.2)$$

$$D_{TM} = D_M \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (3-2.3)$$

本研究有意建議我國規範參考 ASCE7-16 之作法，修訂現有最大總位移之規定，將原考量樓層平面尺寸之方法，修改為實際考量隔震元件勁度分布的做法。

為進一步探討隔震元件分佈方式(包含平面為正方形或細長矩形，或是元件分佈均勻或向中央集中)對於最大總位移之影響，並且進一步比較採用新式算法與原規範之差異，本研究設計了一系列的隔震系統配置方式，並且針對每個案例進行最大總位移之計算，以達到上述研究之目的。

隔震系統平面配置模型如圖 3-2.1 所示。圖中灰底矩形代表隔震系統上方之樓板，其中  $b$  為樓板平面短向長度、 $d$  為樓板平面長向長度；於本研究模型中假設上部結構重量均勻分佈在此樓板上。圖中白色圓圈代表隔震元件，成陣列配置；為方便計算，將最外圍元件的中心點簡化設定位於樓板邊緣(實際狀況上，元件中心點會位於較內側的位置，但計算結果上差異不大)。假設每一個隔震元件垂直載重相同、且型號尺寸亦相同。為控制隔震元件的數量以及陣列之排列方式，定義沿長向最外緣隔震元件中心點之距離為  $d_1$ ，其他沿長向元件中心點距離為  $d_2$ (假設該方向上除邊緣元件間距外，其餘元件之間距相同)；同樣的，定義沿短向最外緣隔震元件中心點之距離為  $b_1$ ，其他沿長向元件中心點距離為  $b_2$ 。假設長向與短向最外圍元件間距相同，即：

$$b_1 = d_1 \quad (3-2.4)$$

除此之外，定義  $n$  為隔震系統上方樓板之長寬比， $n$  值等於 1 代表樓板為正方形， $n$  值越大則樓板越偏向細長矩形。 $n$  值之公式如下：

$$n = \frac{d}{b} \quad (3-2.5)$$

另外定義  $m$  值為短向隔震元件之數量； $\alpha$  為集中度，用以控制最外緣元件間距之大小，其與最外緣間距之關係如下列所示：

$$b_1 = d_1 = \alpha \times \frac{m-1}{b} \quad (3-2.6)$$

當  $\alpha$  值等於 1 時，代表短向隔震元件之間距平均分配；當  $\alpha$  值小於 1 時， $b_1$  會小於  $b_2$ ，隔震元件便相對的向外圍集中；反之，當  $\alpha$  值大於 1 時， $b_1$  會大於  $b_2$ ，隔震元件則向中心集中。相應於  $b_1$ ， $b_2$  可以推得為：

$$b_2 = \frac{b - 2b_1}{m - 3} \quad (3-2.7)$$

$d_2$  則因長短向元件數量向應於長寬比之不同，調整其計算公式如下：

$$d_2 = \frac{nb - 2d_1}{(m-1)n - 2} \quad (3-2.8)$$

為得到不同狀況下之分析結果，以各種不同長寬比、短向元件數、以及集中度之組合進行分析，以求得此算法與我國規範的差異性。其中對於長寬比  $n$  值選取 1、2、3、4、5 等五個項目，短向元件數量  $m$  則選取 5、6、7、8、9、10 等六個項目，而對於集中度  $\alpha$  則取 0.25、0.5、0.75、1、1.25、1.5、1.75 等七個項目；故總共包含有 210 個分析案例。分析結果如圖 3-2.1 至圖 3-2.2 所示。圖中縱軸為 ASCE7-16 定義最大總位移與我國規範計算值之差異比例，其計算方法如下：

$$\text{ratio} = \frac{D_{TM,ASCE7-16} - D_{TM,TAIWAN}}{D_{TM,TAIWAN}} \quad (3-$$

2.8)

其中  $D_{TM,ASCE7-16}$  為依據 ASCE7-16(3-2.1 式及 3-2.2 式)計算得到之最大總位移， $D_{TM,TAIWAN}$  則為依據我國規範(3-2.3 式)(同樣也是 ASCE7-10 準則)計算得到之最大總位移。由圖中可以得知，幾乎所有的計算結果皆較我國規範計算值小，其值約略為我國規範之 0.92 倍至 1.0 倍。由此可知，若確實的計算每個隔震元件勁度提供位置對於值量偏心所造成的影響，其對於最大總位移之需求將較為寬鬆但更為精準。由圖中可以看出，當  $n$  值越小，也就是隔震系統上方樓板越趨近於正方形，則最大總位移可以折減的量值也就越高。同時也可以觀察出，當  $\alpha$  值越高，代表隔震元件之排列越集中在中央，可想而知抗扭轉的能力會較差，因此折減的程度也就較低。同樣以此最大總位移之比值為縱軸，以集中度以及短向元件數量作為兩個水平軸，依照  $n$  值之不同，可以繪製出圖 3-2.4 至圖 3-2.7 等四個三維圖。由圖中可以觀察出，越靠近右上角，折減率越低，代表隔震元件數量越多(或是靠近中央的隔震元件數量比例增加)或是越集中於中央，其抗扭轉能力較差；反之越靠近左下角，隔震元件越分散於四周(或是相對上靠近周圍的數量比例越高)，則有越好的抗扭能力。

### 第三節 上部結構之地震力豎向分配方法

我國現行法規中，針對隔震系統上部結構地震力豎向分配的公式如下：

$$F_x = V_S \frac{W_x u_x}{\sum_{i=0}^n W_i u_i} \quad (3-3.1)$$

其中  $V_S$  為上部結構最小總橫力，其以各樓層重量  $W_i$  承上側向位移  $u_i$  之比例，分配於上部結構各樓層。公式中之側向位移乃靜側力作用下之樓層位移，而此側力

則為設計地震下，單自由度結構物地震震力(有效勁度呈上設計位移)依樓層重量分配而得。

而美國 ASCE7-16 對於地震力豎向分配，提出了兩向主要修訂。第一，將隔震系統上方樓板之側力獨立於上部結構地震力之豎向分配，亦即上部結構之總地震力必須扣除隔震系統上方樓板應承受之側力後，再分配至其他樓層。其原因為，美國根據相關實際應用統計與數值模擬研究後，發現上部結構底層之重量往往遠大於其他樓層(所佔比例較高)，即使依照重量比例進行地震力分配，仍會導致底層所受之側力較實際狀況小；換句話說，會導致上部結構其他樓層側力分配較實際狀況大。尤其是對於上部樓層數較少的結構，其除了底層外其他樓層的設計力將會過於保守。因此，特別將上部結構底層之地震力獨立進行計算。其公式經整理後如下：

$$F_1 = V_b \left( 1 - \left( \frac{W_s}{W} \right)^{1-0.25\beta_M} \right) / R_l \quad (3-3.2)$$

其中， $V_b$  為上部結構總橫力， $W$  為上部結構總重量，而  $W_s$  則為上部結構扣除上部結構底層後之重量，其他符號定義詳見本報告第二章。

第二項修訂與豎向分配之比例有關。上部結構除底層外，其餘樓層的分配公式整理如下：

$$F_x = \left( \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=2}^n w_i h_i^k} \right) V_s \quad (3-3.3)$$

其中  $w$  及  $h$  為各樓層的重量與高程， $V_s$  則為扣除上部結構底層側力後的總地震力。此第二項修訂則是於樓層高程上新增了次方項次  $k$ ，其公式為：

$$k = 14\beta_M T_{fb} \quad (3-3.4)$$

其中  $\beta_M$  為最大考量地震下之等效阻尼， $T_{fb}$  則為上部結構基底固定狀況下之週期。此  $k$  值公式為美國相關研究所求得之經驗公式，其與等效阻尼有關。當  $k=0$  時，地震力以等值之方法均勻分配在各結構樓層，與隔震結構第一振態振形相符，而當  $k=1$  時，地震力則以線性遞增之方式沿樓高分配，線性遞增的分佈方法與固定基底結構第一振態振形相符。然而，若採用線性遞增之分配方法則有可能使隔震結構之設計過於保守，特別是對於僅有一或二樓高，且大部分重量集中於上部結構底層之隔震建築。

本研究為更進一步實際了解 ASCE7-16 中地震力豎向分配之特性(包含上部結構底層側力)，分別根據樓層數、隔震系統效阻尼、隔震元件形式(彈性支承或滑動支承)、以及上部結構容許韌性發展程度  $R_I$  等，假設了不同的結構進行探討。假設結構每個樓層重量皆一致，分析案例採用結構樓層數為 1、4、9、19、39 等五個項目，因此 3-3.2 式中  $W_s/W$  則分別為 0.5、0.8、0.9、0.95、0.975。等效阻尼比採用常見的 10%、15%、20%、25% 等四個項目。上部結構容許韌性發展程度亦取用三種數值，其分別為 1.0、1.5、2.0；其中當  $R_I$  為 1.0 時，代表不允許於  $MCE_R$  地震下，上部結構進入降伏階段。另外，依據隔震元件形式之不同，ASCE7-16 中規定，若隔震系統沒有明顯的彈塑性階段區分點(如採用橡膠類隔震元件)，則 3-3.2 式中之指數項維持  $(1-0.25\beta_M)$ ；然若隔震系統具有明顯的彈塑性階段區分點(如採用滑動類隔震元件)，則 3-3.2 式中之指數項必須修改為  $(1-0.35\beta_M)$ 。綜合上述分析條件，則總共有  $5 \times (4 \times 2) \times 3 = 120$  個案例。

將同一種樓層數、隔震系統形式、及  $R_I$  值之地震力豎向分配結果，繪於圖 3-3.1 至圖 3-3.15 中。由圖中觀察可以得知，如 ASCE7-16 所述，上部結構底層之地震力分配比例會較其上方數個樓層增加，此種現象隨著建築物層數越多便越明顯；同時此分配之側力，會隨著隔震系統阻尼的增加而下降。此現之原因(除去經驗公式刻意為之之考量)，推論有可能因為隔震系統阻尼最直接也最快速影響到的區域便是上部結構之底層，因此當阻尼增加時，反應最有可能受到抑制的便是該樓層，故側力分配比例會隨阻尼之上升而下降。然而同樣自高樓層的分析結果觀察，會發現隔震系統阻尼的增加，雖然可以減少下部結構底層或是低樓層的地震力，然卻會造成高樓層地震力的急速增加，此一現象反應在 3.3-3 式中之  $k$  值(因其為指數型式增加樓層高程對於地震力分配之影響)。因此，依據上述現象可以推論得到，於考量隔震系統變異性時，並非上界特性會造成結構地震力之增加，由本研究之結果而論，上界特性會造成上部結構高樓層的地震力增加，但卻可以降低低樓層的地震力；反之，下界特性僅能夠降低上部結構高樓層的地震力，但卻會增加上部結構低樓層的地震力。另一方面，由分析結果中也可以了解到，我國隔震設計靜力分析流程中的豎向力分配方法，只單純與樓層勁度和質量有關，此種方式有可能會對於結構低樓層之設計地震力過於保守，但卻對於高樓層設計地震力顯得較不保守。美國的豎向分配經驗公式乃包含了非線性動力分析的研究結果，因此具有足夠可信度。

另一方面，由圖中亦可看出，採用滑動形隔震支承對於上部結構底層及低樓層的地震力，具有較採用向膠類隔震支承所分配地震力為低之趨勢，此狀況類似於增加隔震系統阻尼。推論其原因，也許是滑動類隔震支承具有明顯的彈性-塑性轉換點，可以快速發揮阻尼功能；然橡膠類隔震支承，因為於降伏位移附近，會有一區較不明顯的降伏現象轉換段，此特性可能造成阻尼無法及時發揮，因此採用橡膠類隔震支承的上部結構地震力分配形式，會趨近於降低隔震系統阻尼的

因應國際規範修訂與國內近斷層地震效應對於國內隔減震建築設計規範之研修考量

形式。

表 3-1-2.1 計算隔震系統雙線行為之設計參數條件

類別	組合	$T_{eff}$	$\zeta_{eff}$	$Q_d$	$\alpha_b$	$D_y$	$T_d$	$T_u$	$A_D$	$D_D$
一	1	•	•	•						
	2	•	•		•					
	3	•	•			•				
二	4		•	•			•			
	5		•		•		•			
	6		•		•			•		
	7	•	•					•		
三	8				•				•	•
	9			•					•	•
	10					•			•	•

表 3-1-2.2 組合一中各設計參數下所計算得到之降伏位移與降伏後勁度比

parameters	site	$D_y(m)$	$\alpha_b$	parameters	site	$D_y(m)$	$\alpha_b$	parameters	site	$D_y(m)$	$\alpha_b$
$T_{eff} = 2sec$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $Q_d = 0.03W$	A	0.044	0.527	$T_{eff} = 2sec$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $Q_d = 0.05W$	A	0.074	0.466	$T_{eff} = 2sec$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $Q_d = 0.08W$	A	0.091	0.277
	B	0.010	0.223		B	0.078	0.530		B	0.116	0.447
	C	0.080	1.733		C	0.052	0.457		C	0.127	0.521
	D	0.386	1.092		D	0.079	3.642		D	0.094	0.483
$T_{eff} = 2sec$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $Q_d = 0.03W$	A	-0.005	-0.124	$T_{eff} = 2sec$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $Q_d = 0.05W$	A	0.037	0.271	$T_{eff} = 2sec$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $Q_d = 0.08W$	A	0.060	0.132
	B	-0.085	1.779		B	0.009	0.103		B	0.061	0.264
	C	-0.250	0.503		C	-0.067	45.842		C	0.037	0.222
	D	-0.748	1.046		D	-0.321	1.224		D	-0.082	-3.346
$T_{eff} = 2sec$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $Q_d = 0.03W$	A	-0.041	-11.675	$T_{eff} = 2sec$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $Q_d = 0.05W$	A	0.012	0.100	$T_{eff} = 2sec$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $Q_d = 0.08W$	A	0.042	0.064
	B	-0.160	1.312		B	-0.041	-1.127		B	0.026	0.119
	C	-0.391	1.099		C	-0.158	1.739		C	-0.027	-0.244
	D	-1.061	1.032		D	-0.520	1.130		D	-0.215	2.031
$T_{eff} = 3sec$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $Q_d = 0.03W$	A	0.104	0.492	$T_{eff} = 3sec$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $Q_d = 0.05W$	A	0.134	0.310	$T_{eff} = 3sec$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $Q_d = 0.08W$	A	0.151	~ 0
	B	0.100	0.527		B	0.167	0.466		B	0.205	0.277
	C	0.045	0.356		C	0.177	0.527		C	0.252	0.424
	D	-0.195	1.639		D	0.112	0.446		D	0.285	0.522
$T_{eff} = 3sec$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $Q_d = 0.03W$	A	0.045	0.270	$T_{eff} = 3sec$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $Q_d = 0.05W$	A	0.087	0.162	$T_{eff} = 3sec$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $Q_d = 0.08W$	A	0.110	-0.140
	B	-0.011	-0.124		B	0.083	0.271		B	0.136	0.132
	C	-0.146	2.411		C	0.038	0.178		C	0.141	0.252
	D	-0.589	1.153		D	-0.162	9.927		D	0.077	0.213
$T_{eff} = 3sec$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $Q_d = 0.03W$	A	0.005	0.037	$T_{eff} = 3sec$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $Q_d = 0.05W$	A	0.058	0.087	$T_{eff} = 3sec$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $Q_d = 0.08W$	A	0.088	-0.175
	B	-0.092	-11.675		B	0.027	0.100		B	0.094	0.064
	C	-0.295	1.421		C	-0.062	-0.510		C	0.069	0.128
	D	-0.915	0.083		D	-0.373	1.672		D	-0.069	-0.294
$T_{eff} = 4sec$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $Q_d = 0.03W$	A	0.164	0.407	$T_{eff} = 4sec$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $Q_d = 0.05W$	A	0.194	0.140	$T_{eff} = 4sec$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $Q_d = 0.08W$	A	0.210	-0.283
	B	0.189	0.514		B	0.257	0.365		B	0.295	0.093
	C	0.170	0.521		C	0.303	0.479		C	0.377	0.302
	D	-0.004	-0.030		D	0.303	0.530		D	0.476	0.466
$T_{eff} = 4sec$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $Q_d = 0.03W$	A	0.095	0.241	$T_{eff} = 4sec$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $Q_d = 0.05W$	A	0.136	~ 0	$T_{eff} = 4sec$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $Q_d = 0.08W$	A	0.160	-0.431
	B	0.064	0.244		B	0.158	0.209		B	0.210	-0.046
	C	-0.042	-0.331		C	0.142	0.272		C	0.245	0.155
	D	-0.430	-1.519		D	-0.003	-0.012		D	0.236	0.271
$T_{eff} = 4sec$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $Q_d = 0.03W$	A	0.051	0.129	$T_{eff} = 4sec$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $Q_d = 0.05W$	A	0.104	-0.047	$T_{eff} = 4sec$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $Q_d = 0.08W$	A	0.133	-0.449
	B	-0.023	-0.123		B	0.096	0.117		B	0.163	-0.089
	C	-0.199	7.669		C	0.034	0.077		C	0.166	0.082
	D	-0.769	1.242		D	-0.227	-3.065		D	0.078	0.100



表 3-1-2.3 組合二中各設計參數下所計算得到之降伏位移

parameters	site	$D_{y1}(m)$	$D_{y2}(m)$	parameters	site	$D_{y1}(m)$	$D_{y2}(m)$	parameters	site	$D_{y1}(m)$	$D_{y2}(m)$
$T_{eff} = 2\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.02$	A	~ 0	0.100	$T_{eff} = 2\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.001	0.099	$T_{eff} = 2\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.003	0.098
	B	0.001	0.150		B	0.002	0.149		B	0.004	0.147
	C	0.001	0.210		C	0.002	0.209		C	0.005	0.206
	D	0.001	0.320		D	0.004	0.318		D	0.008	0.314
$T_{eff} = 2\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.001	0.067	$T_{eff} = 2\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.002	0.066	$T_{eff} = 2\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.006	0.063
	B	0.001	0.101		B	0.004	0.099		B	0.008	0.094
	C	0.002	0.141		C	0.005	0.138		C	0.012	0.132
	D	0.003	0.215		D	0.008	0.210		D	0.018	0.201
$T_{eff} = 2\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.002	0.047	$T_{eff} = 2\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.005	0.044	$T_{eff} = 2\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.012	0.036
	B	0.003	0.070		B	0.007	0.065		B	0.018	0.054
	C	0.004	0.098		C	0.010	0.092		C	0.025	0.076
	D	0.006	0.149		D	0.015	0.140		D	0.039	0.116
$T_{eff} = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.001	0.150	$T_{eff} = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.002	0.149	$T_{eff} = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.004	0.147
	B	0.001	0.225		B	0.003	0.224		B	0.006	0.221
	C	0.001	0.315		C	0.004	0.313		C	0.008	0.309
	D	0.002	0.480		D	0.006	0.477		D	0.012	0.470
$T_{eff} = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.001	0.101	$T_{eff} = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.004	0.099	$T_{eff} = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.008	0.094
	B	0.002	0.151		B	0.006	0.148		B	0.012	0.141
	C	0.003	0.212		C	0.008	0.207		C	0.017	0.197
	D	0.005	0.323		D	0.012	0.315		D	0.026	0.301
$T_{eff} = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.003	0.070	$T_{eff} = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.007	0.065	$T_{eff} = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.018	0.054
	B	0.004	0.105		B	0.011	0.098		B	0.027	0.082
	C	0.005	0.147		C	0.015	0.137		C	0.038	0.114
	D	0.008	0.224		D	0.023	0.209		D	0.058	0.174
$T_{eff} = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.001	0.200	$T_{eff} = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.002	0.199	$T_{eff} = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.005	0.196
	B	0.001	0.300		B	0.004	0.298		B	0.008	0.294
	C	0.002	0.420		C	0.035	0.401		C	0.011	0.412
	D	0.003	0.641		D	0.008	0.636		D	0.016	0.627
$T_{eff} = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.002	0.134	$T_{eff} = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.005	0.131	$T_{eff} = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.011	0.125
	B	0.003	0.202		B	0.007	0.197		B	0.017	0.188
	C	0.004	0.282		C	0.010	0.276		C	0.023	0.263
	D	0.016	0.420		D	0.077	0.232		D	0.006	0.430
$T_{eff} = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.003	0.093	$T_{eff} = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.010	0.087	$T_{eff} = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.024	0.073
	B	0.005	0.140		B	0.014	0.131		B	0.036	0.109
	C	0.007	0.196		C	0.020	0.183		C	0.051	0.152
	D	0.011	0.298		D	0.030	0.279		D	0.077	0.232

表 3-1-2.4 組合三中各設計參數下所計算得到之降伏後勁度比

parameters	site	$\alpha_b$	parameters	site	$\alpha_b$	parameters	site	$\alpha_b$
$T_{eff} = 2\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $D_y = 0.01\text{m}$	A	0.288	$T_{eff} = 2\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $D_y = 0.02\text{m}$	A	0.419	$T_{eff} = 2\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $D_y = 0.03\text{m}$	A	0.486
	B	0.219		B	0.342		B	0.419
	C	0.169		C	0.279		C	0.355
	D	0.120		D	0.209		D	0.277
$T_{eff} = 2\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $D_y = 0.01\text{m}$	A	0.158	$T_{eff} = 2\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $D_y = 0.02\text{m}$	A	0.237	$T_{eff} = 2\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $D_y = 0.03\text{m}$	A	0.270
	B	0.117		B	0.191		B	0.237
	C	0.089		C	0.153		C	0.199
	D	0.061		D	0.111		D	0.151
$T_{eff} = 2\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $D_y = 0.01\text{m}$	A	0.089	$T_{eff} = 2\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $D_y = 0.02\text{m}$	A	0.126	$T_{eff} = 2\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $D_y = 0.03\text{m}$	A	0.123
	B	0.066		B	0.106		B	0.126
	C	0.050		C	0.086		C	0.110
	D	0.035		D	0.063		D	0.085
$T_{eff} = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $D_y = 0.01\text{m}$	A	0.219	$T_{eff} = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $D_y = 0.02\text{m}$	A	0.342	$T_{eff} = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $D_y = 0.03\text{m}$	A	0.419
	B	0.160		B	0.267		B	0.342
	C	0.122		C	0.211		C	0.279
	D	0.084		D	0.152		D	0.209
$T_{eff} = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $D_y = 0.01\text{m}$	A	0.117	$T_{eff} = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $D_y = 0.02\text{m}$	A	0.191	$T_{eff} = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $D_y = 0.03\text{m}$	A	0.237
	B	0.084		B	0.145		B	0.191
	C	0.062		C	0.112		C	0.153
	D	0.042		D	0.079		D	0.111
$T_{eff} = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $D_y = 0.01\text{m}$	A	0.066	$T_{eff} = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $D_y = 0.02\text{m}$	A	0.106	$T_{eff} = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $D_y = 0.03\text{m}$	A	0.126
	B	0.047		B	0.082		B	0.011
	C	0.035		C	0.063		C	0.086
	D	0.024		D	0.045		D	0.063
$T_{eff} = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $D_y = 0.01\text{m}$	A	0.176	$T_{eff} = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $D_y = 0.02\text{m}$	A	0.288	$T_{eff} = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $D_y = 0.03\text{m}$	A	0.356
	B	0.127		B	0.219		B	0.288
	C	0.095		C	0.169		C	0.230
	D	0.065		D	0.120		D	0.167
$T_{eff} = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $D_y = 0.01\text{m}$	A	0.092	$T_{eff} = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $D_y = 0.02\text{m}$	A	0.158	$T_{eff} = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $D_y = 0.03\text{m}$	A	0.204
	B	0.065		B	0.117		B	0.158
	C	0.048		C	0.089		C	0.123
	D	0.032		D	0.061		D	0.087
$T_{eff} = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $D_y = 0.01\text{m}$	A	0.052	$T_{eff} = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $D_y = 0.02\text{m}$	A	0.089	$T_{eff} = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $D_y = 0.03\text{m}$	A	0.113
	B	0.037		B	0.066		B	0.089
	C	0.027		C	0.050		C	0.069
	D	0.018		D	0.035		D	0.049

表 3-1-2.5 組合四中各設計參數下所計算得到之降伏位移與降伏後勁度比

parameters	site	$D_y(m)$	$\alpha_b$	parameters	site	$D_y(m)$	$\alpha_b$	parameters	site	$D_y(m)$	$\alpha_b$
$T_d = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $Q_d = 0.03W$	A	0.074	0.523	$T_d = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $Q_d = 0.05W$	A	0.087	0.436	$T_d = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $Q_d = 0.08W$	A	0.082	0.316
	B	0.068	0.504		B	0.117	0.511		B	0.130	0.421
	C	0.013	0.164		C	0.126	0.529		C	0.173	0.491
	D	none	none		D	0.059	0.345		D	0.202	0.531
$T_d = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $Q_d = 0.03W$	A	0.015	0.185	$T_d = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $Q_d = 0.05W$	A	0.041	0.268	$T_d = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $Q_d = 0.08W$	A	0.045	0.202
	B	none	none		B	0.034	0.234		B	0.064	0.262
	C	none	none		C	none	none		C	0.064	0.264
	D	none	none		D	none	none		D	none	none
$T_d = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $Q_d = 0.03W$	A	none	none	$T_d = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $Q_d = 0.05W$	A	0.013	0.104	$T_d = 3\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $Q_d = 0.08W$	A	0.025	0.122
	B	none	none		B	none	none		B	0.023	0.116
	C	none	none		C	none	none		C	none	none
	D	none	none		D	none	none		D	none	none
$T_d = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $Q_d = 0.03W$	A	0.111	0.483	$T_d = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $Q_d = 0.05W$	A	0.114	0.365	$T_d = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $Q_d = 0.08W$	A	0.100	0.238
	B	0.135	0.530		B	0.171	0.462		B	0.169	0.347
	C	0.114	0.489		C	0.213	0.517		C	0.243	0.433
	D	none	none		D	0.210	0.514		D	0.333	0.511
$T_d = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $Q_d = 0.03W$	A	0.044	0.269	$T_d = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $Q_d = 0.05W$	A	0.060	0.233	$T_d = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $Q_d = 0.08W$	A	0.057	0.151
	B	0.010	0.079		B	0.074	0.272		B	0.091	0.223
	C	none	none		C	0.054	0.215		C	0.116	0.266
	D	none	none		D	none	none		D	0.097	0.234
$T_d = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $Q_d = 0.03W$	A	0.001	0.005	$T_d = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $Q_d = 0.05W$	A	0.029	0.129	$T_d = 4\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $Q_d = 0.08W$	A	0.034	0.096
	B	none	none		B	0.014	0.066		B	0.047	0.128
	C	none	none		C	none	none		C	0.038	0.107
	D	none	none		D	none	none		D	none	none
$T_d = 5\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $Q_d = 0.03W$	A	0.144	0.436	$T_d = 5\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $Q_d = 0.05W$	A	0.136	0.304	$T_d = 5\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $Q_d = 0.08W$	A	0.112	0.183
	B	0.195	0.511		B	0.217	0.411		B	0.200	0.287
	C	0.209	0.529		C	0.292	0.484		C	0.301	0.377
	D	0.098	0.345		D	0.351	0.531		D	0.450	0.475
$T_d = 5\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $Q_d = 0.03W$	A	0.068	0.268	$T_d = 5\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $Q_d = 0.05W$	A	0.075	0.195	$T_d = 5\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $Q_d = 0.08W$	A	0.064	0.114
	B	0.057	0.234		B	0.108	0.258		B	0.112	0.183
	C	none	none		C	0.114	0.268		C	0.157	0.240
	D	none	none		D	0.015	0.047		D	0.185	0.271
$T_d = 5\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $Q_d = 0.03W$	A	0.022	0.104	$T_d = 5\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $Q_d = 0.05W$	A	0.042	0.119	$T_d = 5\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $Q_d = 0.08W$	A	0.040	0.074
	B	none	none		B	0.043	0.121		B	0.064	0.113
	C	none	none		C	none	none		C	0.074	0.129
	D	none	none		D	none	none		D	0.017	0.032
$T_d = 6\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $Q_d = 0.03W$	A	0.173	0.392	$T_d = 6\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $Q_d = 0.05W$	A	0.153	0.255	$T_d = 6\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $Q_d = 0.08W$	A	0.120	0.144
	B	0.250	0.483		B	0.257	0.365		B	0.224	0.238
	C	0.299	0.527		C	0.362	0.447		C	0.351	0.329
	D	0.251	0.484		D	0.483	0.519		D	0.554	0.436
$T_d = 6\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $Q_d = 0.03W$	A	0.089	0.248	$T_d = 6\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $Q_d = 0.05W$	A	0.087	0.162	$T_d = 6\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $Q_d = 0.08W$	A	0.069	0.088
	B	0.099	0.269		B	0.136	0.233		B	0.127	0.151
	C	0.047	0.150		C	0.166	0.271		C	0.191	0.211
	D	none	none		D	0.117	0.207		D	0.262	0.268
$T_d = 6\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $Q_d = 0.03W$	A	0.039	0.127	$T_d = 6\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $Q_d = 0.05W$	A	0.051	0.102	$T_d = 6\text{sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $Q_d = 0.08W$	A	0.044	0.057
	B	0.001	0.005		B	0.066	0.129		B	0.076	0.096
	C	none	none		C	0.045	0.091		C	0.102	0.125
	D	none	none		D	none	none		D	0.083	0.104

表 3-1-2.6 組合五中各設計參數下所計算得到之降伏位移

parameters	site	$D_{v1}(m)$	$D_{v2}(m)$	parameters	site	$D_{v1}(m)$	$D_{v2}(m)$	parameters	site	$D_{v1}(m)$	$D_{v2}(m)$
$T_d = 3 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.001	0.023	$T_d = 3 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.002	0.036	$T_d = 3 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.003	0.051
	B	0.001	0.035		B	0.002	0.054		B	0.005	0.076
	C	0.001	0.049		C	0.003	0.076		C	0.007	0.107
	D	0.002	0.074		D	0.005	0.116		D	0.011	0.163
$T_d = 3 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.001	0.017	$T_d = 3 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.003	0.027	$T_d = 3 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.007	0.036
	B	0.002	0.026		B	0.005	0.040		B	0.010	0.055
	C	0.002	0.036		C	0.006	0.056		C	0.014	0.076
	D	0.004	0.055		D	0.010	0.086		D	0.022	0.116
$T_d = 3 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.002	0.014	$T_d = 3 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.005	0.021	$T_d = 3 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.012	0.025
	B	0.003	0.021		B	0.008	0.031		B	0.018	0.038
	C	0.004	0.029		C	0.011	0.043		C	0.026	0.053
	D	0.006	0.044		D	0.016	0.066		D	0.039	0.081
$T_d = 4 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.001	0.031	$T_d = 4 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.002	0.048	$T_d = 4 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.005	0.068
	B	0.001	0.046		B	0.003	0.073		B	0.007	0.101
	C	0.002	0.065		C	0.005	0.103		C	0.010	0.142
	D	0.003	0.099		D	0.007	0.155		D	0.015	0.216
$T_d = 4 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.002	0.023	$T_d = 4 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.004	0.036	$T_d = 4 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.009	0.049
	B	0.002	0.035		B	0.006	0.054		B	0.013	0.073
	C	0.003	0.048		C	0.009	0.075		C	0.019	0.102
	D	0.005	0.074		D	0.013	0.114		D	0.029	0.155
$T_d = 4 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.002	0.018	$T_d = 4 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.007	0.027	$T_d = 4 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.016	0.034
	B	0.004	0.027		B	0.010	0.041		B	0.024	0.051
	C	0.005	0.038		C	0.014	0.058		C	0.034	0.071
	D	0.008	0.059		D	0.022	0.088		D	0.052	0.109
$T_d = 5 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.001	0.039	$T_d = 5 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.003	0.061	$T_d = 5 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.006	0.085
	B	0.002	0.058		B	0.004	0.091		B	0.009	0.127
	C	0.002	0.081		C	0.006	0.127		C	0.012	0.178
	D	0.003	0.123		D	0.009	0.194		D	0.019	0.271
$T_d = 5 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.002	0.029	$T_d = 5 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.005	0.045	$T_d = 5 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.011	0.061
	B	0.003	0.043		B	0.008	0.067		B	0.017	0.091
	C	0.004	0.060		C	0.011	0.094		C	0.024	0.127
	D	0.006	0.092		D	0.016	0.143		D	0.036	0.194
$T_d = 5 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.003	0.023	$T_d = 5 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.008	0.034	$T_d = 5 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.020	0.042
	B	0.005	0.034		B	0.013	0.052		B	0.031	0.064
	C	0.007	0.048		C	0.018	0.072		C	0.043	0.089
	D	0.010	0.073		D	0.027	0.110		D	0.065	0.136
$T_d = 6 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.001	0.046	$T_d = 6 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.003	0.073	$T_d = 6 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.007	0.101
	B	0.002	0.069		B	0.005	0.109		B	0.010	0.152
	C	0.003	0.097		C	0.007	0.153		C	0.015	0.213
	D	0.004	0.148		D	0.010	0.233		D	0.022	0.325
$T_d = 6 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.002	0.035	$T_d = 6 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.006	0.054	$T_d = 6 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.013	0.073
	B	0.004	0.052		B	0.009	0.080		B	0.020	0.109
	C	0.005	0.072		C	0.013	0.112		C	0.028	0.153
	D	0.007	0.110		D	0.020	0.171		D	0.043	0.233
$T_d = 6 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.004	0.027	$T_d = 6 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.010	0.041	$T_d = 6 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.024	0.051
	B	0.006	0.041		B	0.015	0.062		B	0.037	0.076
	C	0.008	0.058		C	0.021	0.087		C	0.051	0.107
	D	0.012	0.088		D	0.032	0.132		D	0.078	0.163

表 3-1-2.7 組合六中各設計參數下所計算得到之降伏位移

parameters	site	$D_{v1}(m)$	$D_{v2}(m)$	parameters	site	$D_{v1}(m)$	$D_{v2}(m)$	parameters	site	$D_{v1}(m)$	$D_{v2}(m)$
$T_u = 0.5 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.001	0.027	$T_u = 0.5 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.001	0.027	$T_u = 0.5 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.002	0.027
	B	0.001	0.041		B	0.002	0.041		B	0.003	0.040
	C	0.002	0.057		C	0.003	0.057		C	0.004	0.056
	D	0.002	0.087		D	0.004	0.087		D	0.006	0.086
$T_u = 0.5 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.001	0.020	$T_u = 0.5 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.002	0.020	$T_u = 0.5 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.004	0.019
	B	0.002	0.031		B	0.003	0.030		B	0.005	0.029
	C	0.003	0.043		C	0.005	0.042		C	0.007	0.040
	D	0.004	0.065		D	0.007	0.064		D	0.011	0.061
$T_u = 0.5 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.002	0.016	$T_u = 0.5 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.004	0.015	$T_u = 0.5 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.006	0.013
	B	0.003	0.024		B	0.006	0.023		B	0.010	0.020
	C	0.005	0.035		C	0.008	0.032		C	0.014	0.028
	D	0.007	0.052		D	0.012	0.049		D	0.021	0.043
$T_u = 0.75 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.001	0.041	$T_u = 0.75 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.002	0.041	$T_u = 0.75 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.003	0.040
	B	0.002	0.061		B	0.003	0.061		B	0.004	0.060
	C	0.002	0.086		C	0.004	0.085		C	0.006	0.084
	D	0.004	0.131		D	0.006	0.130		D	0.009	0.128
$T_u = 0.75 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.002	0.031	$T_u = 0.75 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.003	0.030	$T_u = 0.75 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.005	0.029
	B	0.003	0.046		B	0.005	0.045		B	0.008	0.043
	C	0.004	0.064		C	0.007	0.063		C	0.011	0.060
	D	0.007	0.098		D	0.011	0.096		D	0.017	0.092
$T_u = 0.75 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.003	0.024	$T_u = 0.75 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.006	0.023	$T_u = 0.75 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.010	0.020
	B	0.005	0.036		B	0.008	0.035		B	0.015	0.030
	C	0.007	0.051		C	0.012	0.048		C	0.020	0.042
	D	0.011	0.078		D	0.018	0.074		D	0.031	0.064
$T_u = 1 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.001	0.055	$T_u = 1 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.002	0.054	$T_u = 1 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.004	0.053
	B	0.002	0.082		B	0.004	0.081		B	0.006	0.080
	C	0.003	0.115		C	0.005	0.114		C	0.008	0.112
	D	0.005	0.174		D	0.008	0.173		D	0.012	0.171
$T_u = 1 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.003	0.041	$T_u = 1 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.005	0.040	$T_u = 1 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.007	0.038
	B	0.004	0.061		B	0.007	0.060		B	0.011	0.058
	C	0.006	0.085		C	0.010	0.084		C	0.015	0.081
	D	0.009	0.130		D	0.015	0.128		D	0.023	0.123
$T_u = 1 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.004	0.032	$T_u = 1 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.008	0.031	$T_u = 1 \text{ sec}$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $\alpha_b = 0.1$	A	0.013	0.027
	B	0.007	0.049		B	0.011	0.046		B	0.019	0.040
	C	0.009	0.068		C	0.016	0.065		C	0.027	0.056
	D	0.014	0.104		D	0.024	0.098		D	0.041	0.086

表 3-1-2.8 組合七中各設計參數下所計算得到之降伏位移及降伏後勁度比

parameters	site	$D_y(m)$	$\alpha_b$	parameters	site	$D_y(m)$	$\alpha_b$	parameters	site	$D_y(m)$	$\alpha_b$
$T_{eff} = 2sec$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $T_u = 0.5sec$	A	0.001	0.053	$T_{eff} = 2sec$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $T_u = 0.75sec$	A	0.003	0.118	$T_{eff} = 2sec$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $T_u = 1sec$	A	0.006	0.209
	B	0.002	0.053		B	0.005	0.118		B	0.009	0.209
	C	0.003	0.053		C	0.006	0.118		C	0.013	0.209
	D	0.004	0.053		D	0.010	0.118		D	0.020	0.209
$T_{eff} = 2sec$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $T_u = 0.5sec$	A	0.002	0.042	$T_{eff} = 2sec$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $T_u = 0.75sec$	A	0.005	0.094	$T_{eff} = 2sec$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $T_u = 1sec$	A	0.010	0.162
	B	0.003	0.042		B	0.008	0.094		B	0.016	0.162
	C	0.004	0.042		C	0.011	0.094		C	0.022	0.162
	D	0.007	0.042		D	0.016	0.094		D	0.033	0.162
$T_{eff} = 2sec$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $T_u = 0.5sec$	A	0.003	0.032	$T_{eff} = 2sec$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $T_u = 0.75sec$	A	0.007	0.069	$T_{eff} = 2sec$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $T_u = 1sec$	A	0.014	0.110
	B	0.004	0.032		B	0.011	0.069		B	0.022	0.110
	C	0.006	0.032		C	0.015	0.069		C	0.030	0.110
	D	0.009	0.032		D	0.023	0.069		D	0.046	0.110
$T_{eff} = 3sec$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $T_u = 0.5sec$	A	0.001	0.023	$T_{eff} = 3sec$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $T_u = 0.75sec$	A	0.002	0.053	$T_{eff} = 3sec$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $T_u = 1sec$	A	0.004	0.093
	B	0.001	0.023		B	0.003	0.053		B	0.005	0.093
	C	0.002	0.023		C	0.004	0.053		C	0.007	0.093
	D	0.003	0.023		D	0.005	0.053		D	0.011	0.093
$T_{eff} = 3sec$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $T_u = 0.5sec$	A	0.001	0.019	$T_{eff} = 3sec$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $T_u = 0.75sec$	A	0.003	0.042	$T_{eff} = 3sec$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $T_u = 1sec$	A	0.006	0.075
	B	0.002	0.019		B	0.005	0.042		B	0.009	0.075
	C	0.003	0.019		C	0.007	0.042		C	0.012	0.075
	D	0.004	0.019		D	0.010	0.042		D	0.019	0.075
$T_{eff} = 3sec$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $T_u = 0.5sec$	A	0.002	0.015	$T_{eff} = 3sec$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $T_u = 0.75sec$	A	0.004	0.032	$T_{eff} = 3sec$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $T_u = 1sec$	A	0.008	0.055
	B	0.003	0.015		B	0.006	0.032		B	0.012	0.055
	C	0.004	0.015		C	0.009	0.032		C	0.017	0.055
	D	0.006	0.015		D	0.014	0.032		D	0.026	0.055
$T_{eff} = 4sec$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $T_u = 0.5sec$	A	0.001	0.013	$T_{eff} = 4sec$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $T_u = 0.75sec$	A	0.001	0.030	$T_{eff} = 4sec$ $\zeta_{eff} = 0.1$ $T_u = 1sec$	A	0.002	0.053
	B	0.001	0.013		B	0.002	0.030		B	0.004	0.053
	C	0.001	0.013		C	0.003	0.030		C	0.005	0.053
	D	0.002	0.013		D	0.004	0.030		D	0.008	0.053
$T_{eff} = 4sec$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $T_u = 0.5sec$	A	0.001	0.011	$T_{eff} = 4sec$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $T_u = 0.75sec$	A	0.002	0.024	$T_{eff} = 4sec$ $\zeta_{eff} = 0.2$ $T_u = 1sec$	A	0.004	0.042
	B	0.001	0.011		B	0.003	0.024		B	0.006	0.042
	C	0.002	0.011		C	0.005	0.024		C	0.009	0.042
	D	0.003	0.011		D	0.007	0.024		D	0.013	0.042
$T_{eff} = 4sec$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $T_u = 0.5sec$	A	0.001	0.008	$T_{eff} = 4sec$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $T_u = 0.75sec$	A	0.003	0.018	$T_{eff} = 4sec$ $\zeta_{eff} = 0.3$ $T_u = 1sec$	A	0.006	0.032
	B	0.002	0.008		B	0.005	0.018		B	0.009	0.032
	C	0.003	0.008		C	0.007	0.018		C	0.012	0.032
	D	0.004	0.008		D	0.010	0.018		D	0.018	0.032

表 3-1-2.9 組合八中各設計參數下所計算得到之降伏位移及降伏後勁度比

parameters	site	$\xi_{eff}$	$D_{y1}$ (m)	$D_{y2}$ (m)	parameters	site	$\xi_{eff}$	$D_{y1}$ (m)	$D_{y2}$ (m)	parameters	site	$\xi_{eff}$	$D_{y1}$ (m)	$D_{y2}$ (m)
$D_D = 0.3m$ $A_D = 0.1g$ $\alpha_b = 0.02$	A	0.03	~ 0	0.286	$D_D = 0.3m$ $A_D = 0.1g$ $\alpha_b = 0.05$	A	0.03	0.001	0.285	$D_D = 0.3m$ $A_D = 0.1g$ $\alpha_b = 0.01$	A	0.03	0.001	0.285
	B	0.118	0.001	0.243		B	0.118	0.003	0.241		B	0.118	0.007	0.237
	C	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large			C	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large			C	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large	
	D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large			D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large			D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large	
$D_D = 0.3m$ $A_D = 0.15g$ $\alpha_b = 0.02$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		$D_D = 0.3m$ $A_D = 0.15g$ $\alpha_b = 0.05$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		$D_D = 0.3m$ $A_D = 0.15g$ $\alpha_b = 0.01$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	
	B	0.061	0.003	0.268		B	0.061	0.001	0.270		B	0.061	0.002	0.269
	C	0.192	0.014	0.196		C	0.192	0.003	0.207		C	0.192	0.007	0.203
	D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large			D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large			D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large	
$D_D = 0.3m$ $A_D = 0.2g$ $\alpha_b = 0.02$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		$D_D = 0.3m$ $A_D = 0.2g$ $\alpha_b = 0.05$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		$D_D = 0.3m$ $A_D = 0.2g$ $\alpha_b = 0.01$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	
	B	0.037	0.002	0.281		B	0.037	~ 0	0.282		B	0.037	0.001	0.281
	C	0.113	0.007	0.240		C	0.113	0.001	0.246		C	0.113	0.003	0.244
	D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large			D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large			D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large	
$D_D = 0.4m$ $A_D = 0.1g$ $\alpha_b = 0.02$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		$D_D = 0.4m$ $A_D = 0.1g$ $\alpha_b = 0.05$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		$D_D = 0.4m$ $A_D = 0.1g$ $\alpha_b = 0.01$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	
	B	0.074	0.005	0.348		B	0.074	0.001	0.352		B	0.074	0.003	0.351
	C	0.254	0.030	0.210		C	0.254	0.005	0.235		C	0.254	0.014	0.226
	D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large			D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large			D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large	
$D_D = 0.4m$ $A_D = 0.15g$ $\alpha_b = 0.02$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		$D_D = 0.4m$ $A_D = 0.15g$ $\alpha_b = 0.05$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		$D_D = 0.4m$ $A_D = 0.15g$ $\alpha_b = 0.01$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	
	B	0.037	0.003	0.374		B	0.037	~ 0	0.376		B	0.037	0.001	0.375
	C	0.113	0.009	0.320		C	0.113	0.002	0.327		C	0.113	0.004	0.325
	D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large			D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large			D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large	
$D_D = 0.4m$ $A_D = 0.2g$ $\alpha_b = 0.02$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		$D_D = 0.4m$ $A_D = 0.2g$ $\alpha_b = 0.05$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		$D_D = 0.4m$ $A_D = 0.2g$ $\alpha_b = 0.01$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	
	B	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small			B	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small			B	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	
	C	0.072	0.005	0.350		C	0.072	0.001	0.354		C	0.072	0.003	0.352
	D	0.388	complex			D	0.388	0.014	0.142		D	0.388	0.043	0.113
$D_D = 0.5m$ $A_D = 0.1g$ $\alpha_b = 0.02$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		$D_D = 0.5m$ $A_D = 0.1g$ $\alpha_b = 0.05$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		$D_D = 0.5m$ $A_D = 0.1g$ $\alpha_b = 0.01$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	
	B	0.051	0.004	0.456		B	0.051	0.001	0.459		B	0.051	0.002	0.458
	C	0.162	0.018	0.355		C	0.162	0.003	0.369		C	0.162	0.009	0.364
	D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large			D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large			D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large	
$D_D = 0.5m$ $A_D = 0.15g$ $\alpha_b = 0.02$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		$D_D = 0.5m$ $A_D = 0.15g$ $\alpha_b = 0.05$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		$D_D = 0.5m$ $A_D = 0.15g$ $\alpha_b = 0.01$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	
	B	0.023	0.002	0.480		B	0.023	~ 0	0.482		B	0.023	0.001	0.481
	C	0.079	0.007	0.430		C	0.079	0.001	0.436		C	0.079	0.004	0.434
	D	0.495	complex			D	0.495	complex			D	0.495	complex	
$D_D = 0.5m$ $A_D = 0.2g$ $\alpha_b = 0.02$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		$D_D = 0.5m$ $A_D = 0.2g$ $\alpha_b = 0.05$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		$D_D = 0.5m$ $A_D = 0.2g$ $\alpha_b = 0.01$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	
	B	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small			B	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small			B	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	
	C	0.049	0.004	0.457		C	0.049	0.001	0.461		C	0.049	0.002	0.459
	D	0.21	0.027	0.308		D	0.21	0.005	0.330		D	0.21	0.013	0.322



表 3-1-2.10 組合九中各設計參數下所計算得到之降伏位移及降伏後勁度比

parameters	site	$\xi_{eff}$	$D_v(m)$	$\alpha_b$	parameters	site	$\xi_{eff}$	$D_v(m)$	$\alpha_b$
$D_D = 0.3\text{ m}$ $A_D = 0.1\text{ g}$ $Q_d = 0.03W$	A	0.03	0.254	0.664	$D_D = 0.3\text{ m}$ $A_D = 0.1\text{ g}$ $Q_d = 0.05W$	A	0.03	0.272	0.476
	B	0.118	0.115	0.471		B	0.118	0.189	0.386
	C	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large			C	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large	
	D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large			D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large	
$D_D = 0.3\text{ m}$ $A_D = 0.15\text{ g}$ $Q_d = 0.03W$	A	<0.02	~ 0	0.286	$D_D = 0.3\text{ m}$ $A_D = 0.15\text{ g}$ $Q_d = 0.05W$	A	<0.02	0.001	0.285
	B	0.061	0.155	0.674		B	0.061	0.213	0.587
	C	0.192	-0.153	1.964		C	0.192	0.028	0.159
	D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large			D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large	
$D_D = 0.3\text{ m}$ $A_D = 0.2\text{ g}$ $Q_d = 0.03W$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		$D_D = 0.3\text{ m}$ $A_D = 0.2\text{ g}$ $Q_d = 0.05W$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	
	B	0.037	0.183	0.775		B	0.037	0.230	0.697
	C	0.113	-0.054	35.212		C	0.113	0.087	0.466
	D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large			D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large	
$D_D = 0.4\text{ m}$ $A_D = 0.1\text{ g}$ $Q_d = 0.03W$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		$D_D = 0.4\text{ m}$ $A_D = 0.1\text{ g}$ $Q_d = 0.05W$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	
	B	0.074	0.244	0.588		B	0.074	0.307	0.433
	C	0.254	-0.132	-3.352		C	0.254	0.081	0.168
	D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large			D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large	
$D_D = 0.4\text{ m}$ $A_D = 0.15\text{ g}$ $Q_d = 0.03W$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		$D_D = 0.4\text{ m}$ $A_D = 0.15\text{ g}$ $Q_d = 0.05W$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	
	B	0.037	0.283	0.739		B	0.037	0.330	0.622
	C	0.113	0.046	0.313		C	0.113	0.187	0.484
	D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large			D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large	
$D_D = 0.4\text{ m}$ $A_D = 0.2\text{ g}$ $Q_d = 0.03W$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		$D_D = 0.4\text{ m}$ $A_D = 0.2\text{ g}$ $Q_d = 0.05W$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	
	B	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small			B	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	
	C	0.072	0.098	0.582		C	0.072	0.219	0.621
	D	0.388	-1.227	1.061		D	0.388	-0.576	1.301
$D_D = 0.5\text{ m}$ $A_D = 0.1\text{ g}$ $Q_d = 0.03W$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		$D_D = 0.5\text{ m}$ $A_D = 0.1\text{ g}$ $Q_d = 0.05W$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	
	B	0.051	0.367	0.632		B	0.051	0.420	0.457
	C	0.162	0.076	0.263		C	0.162	0.246	0.330
	D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large			D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large	
$D_D = 0.5\text{ m}$ $A_D = 0.15\text{ g}$ $Q_d = 0.03W$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		$D_D = 0.5\text{ m}$ $A_D = 0.15\text{ g}$ $Q_d = 0.05W$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	
	B	0.023	0.410	0.766		B	0.023	0.446	0.641
	C	0.079	0.188	0.601		C	0.079	0.313	0.556
	D	0.495	-1.443	1.095		D	0.495	-0.666	1.601
$D_D = 0.5\text{ m}$ $A_D = 0.2\text{ g}$ $Q_d = 0.03W$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		$D_D = 0.5\text{ m}$ $A_D = 0.2\text{ g}$ $Q_d = 0.05W$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	
	B	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small			B	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	
	C	0.049	0.244	0.734		C	0.049	0.346	0.675
	D	0.21	-0.601	1.172		D	0.21	-0.160	-25.881



表 3-1-2.11 組合十中各設計參數下所計算得到之降伏位移及降伏後勁度比

parameters	site	$\xi_{eff}$	$\alpha_b$	parameters	site	$\xi_{eff}$	$\alpha_b$	parameters	site	$\xi_{eff}$	$\alpha_b$
$D_D = 0.3m$ $A_D = 0.1g$ $D_y = 0.01m$	A	0.03	0.398	$D_D = 0.3m$ $A_D = 0.1g$ $D_y = 0.02m$	A	0.03	0.561	$D_D = 0.3m$ $A_D = 0.1g$ $D_y = 0.03m$	A	0.03	0.648
	B	0.118	0.123		B	0.118	0.212		B	0.118	0.278
	C	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large		C	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large		C	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large
	D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large		D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large		D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large
$D_D = 0.3m$ $A_D = 0.15g$ $D_y = 0.01m$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	$D_D = 0.3m$ $A_D = 0.15g$ $D_y = 0.02m$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	$D_D = 0.3m$ $A_D = 0.15g$ $D_y = 0.03m$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small
	B	0.061	0.231		B	0.061	0.366		B	0.061	0.454
	C	0.192	0.068		C	0.192	0.122		C	0.192	0.165
	D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large		D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large		D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large
$D_D = 0.3m$ $A_D = 0.2g$ $D_y = 0.01m$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	$D_D = 0.3m$ $A_D = 0.2g$ $D_y = 0.02m$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	$D_D = 0.3m$ $A_D = 0.2g$ $D_y = 0.03m$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small
	B	0.037	0.034		B	0.037	0.498		B	0.037	0.589
	C	0.113	0.129		C	0.113	0.221		C	0.113	0.290
	D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large		D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large		D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large
$D_D = 0.4m$ $A_D = 0.1g$ $D_y = 0.01m$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	$D_D = 0.4m$ $A_D = 0.1g$ $D_y = 0.02m$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	$D_D = 0.4m$ $A_D = 0.1g$ $D_y = 0.03m$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small
	B	0.074	0.155		B	0.074	0.263		B	0.074	0.342
	C	0.254	0.035		C	0.254	0.065		C	0.254	0.090
	D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large		D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large		D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large
$D_D = 0.4m$ $A_D = 0.15g$ $D_y = 0.01m$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	$D_D = 0.4m$ $A_D = 0.15g$ $D_y = 0.02m$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	$D_D = 0.4m$ $A_D = 0.15g$ $D_y = 0.03m$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small
	B	0.037	0.281		B	0.037	0.432		B	0.037	0.525
	C	0.113	0.101		C	0.113	0.179		C	0.113	0.240
	D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large		D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large		D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large
$D_D = 0.4m$ $A_D = 0.2g$ $D_y = 0.01m$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	$D_D = 0.4m$ $A_D = 0.2g$ $D_y = 0.02m$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	$D_D = 0.4m$ $A_D = 0.2g$ $D_y = 0.03m$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small
	B	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		B	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		B	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small
	C	0.072	0.160		C	0.072	0.270		C	0.072	0.350
	D	0.388	0.015		D	0.388	0.027		D	0.388	0.037
$D_D = 0.5m$ $A_D = 0.1g$ $D_y = 0.01m$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	$D_D = 0.5m$ $A_D = 0.1g$ $D_y = 0.02m$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	$D_D = 0.5m$ $A_D = 0.1g$ $D_y = 0.03m$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small
	B	0.051	0.185		B	0.051	0.307		B	0.051	0.394
	C	0.162	0.054		C	0.162	0.100		C	0.162	0.139
	D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large		D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large		D	>0.5	$\xi_{eff}$ is too large
$D_D = 0.5m$ $A_D = 0.15g$ $D_y = 0.01m$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	$D_D = 0.5m$ $A_D = 0.15g$ $D_y = 0.02m$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	$D_D = 0.5m$ $A_D = 0.15g$ $D_y = 0.03m$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small
	B	0.023	0.345		B	0.023	0.507		B	0.023	0.602
	C	0.079	0.121		C	0.079	0.211		C	0.079	0.282
	D	0.495	0.005		D	0.495	0.009		D	0.495	0.012
$D_D = 0.5m$ $A_D = 0.2g$ $D_y = 0.01m$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	$D_D = 0.5m$ $A_D = 0.2g$ $D_y = 0.02m$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small	$D_D = 0.5m$ $A_D = 0.2g$ $D_y = 0.03m$	A	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small
	B	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		B	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small		B	<0.02	$\xi_{eff}$ is too small
	C	0.049	0.190		C	0.049	0.315		C	0.049	0.402
	D	0.21	0.038		D	0.21	0.071		D	0.21	0.100

表 3-1-2.12 所有設計參數組合，於分析過程中發生不合理狀況之整理表

組合 \ 異常	$D_y < 0$	$D_y$ 不符 工程應用	$\alpha_b$ 不符 工程應用	多重解	複數解	無解
$T_{eff} \cdot \xi_{eff} \cdot Q_d$	✓	✓	✓			
$T_{eff} \cdot \xi_{eff} \cdot \alpha_b$	✓	✓		✓		
$T_{eff} \cdot \xi_{eff} \cdot D_y$			✓			
$T_d \cdot \xi_{eff} \cdot Q_d$	✓	✓	✓	✓		
$T_d \cdot \xi_{eff} \cdot \alpha_b$	✓	✓		✓		
$T_u \cdot \xi_{eff} \cdot \alpha_b$	✓	✓		✓		
$T_{eff} \cdot \xi_{eff} \cdot T_u$		✓	✓			
$A_D \cdot D_D \cdot \alpha_b$		✓		✓	✓	✓
$A_D \cdot D_D \cdot Q_d$	✓	✓	✓			✓
$A_D \cdot D_D \cdot D_y$			✓			✓

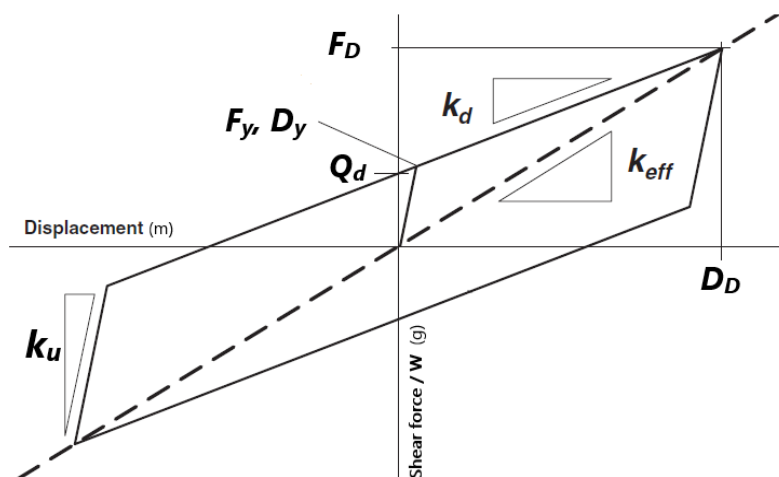


圖 3-1-2.1 典型隔震元件雙線性力量-變形行為

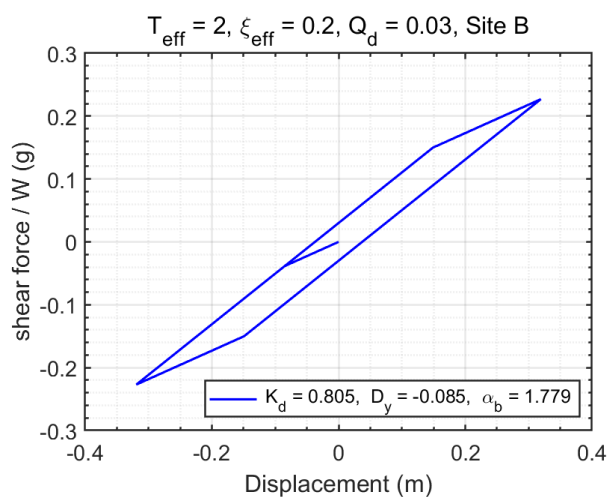


圖 3-1-2.2 組合一中發生降伏位移為負值之遲滯迴圈

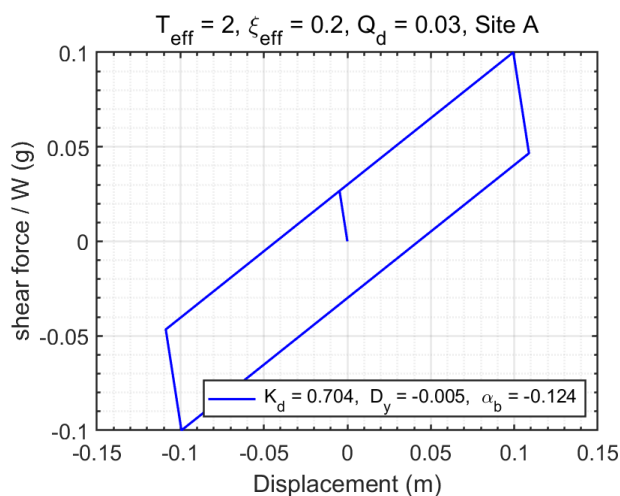


圖 3-1-2.3 組合一中發生降伏位移及降伏後勁度比皆為負值之遲滯迴圈

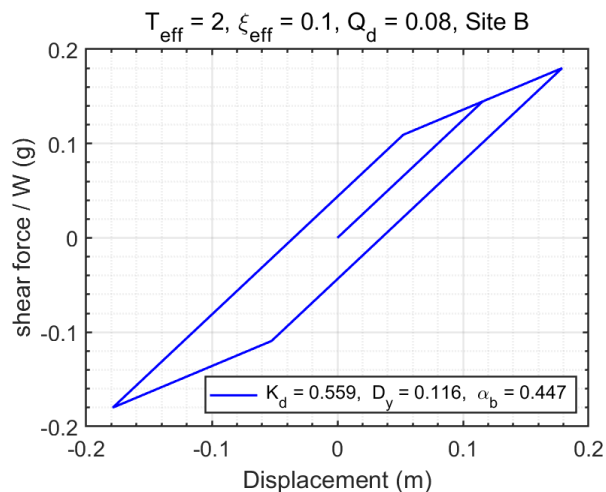


圖 3-1-2.4 組合一中降伏後勁度比大於工程應用範圍之遲滯迴圈

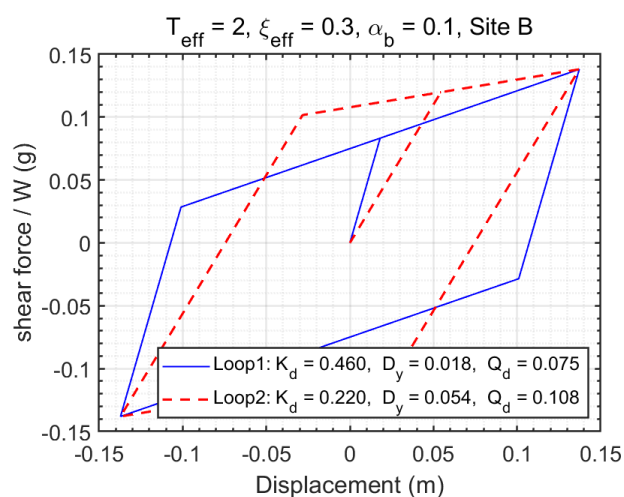


圖 3-1-2.5 組合二的兩個計算結果中，降伏位移一組合理一組不合理之狀況

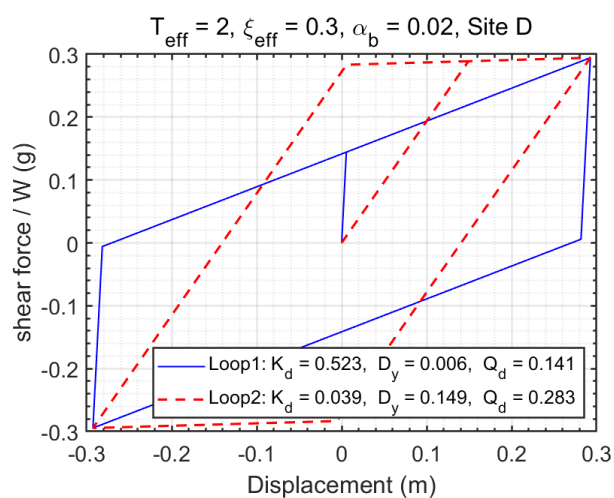


圖 3-1-2.6 組合二的兩個計算結果中，降伏位移皆不合理之狀況

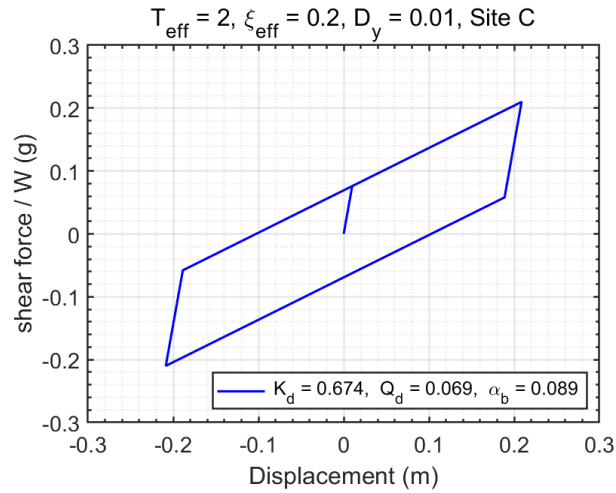


圖 3-1-2.7 組合三較容易得到符合實務應用之力學特性

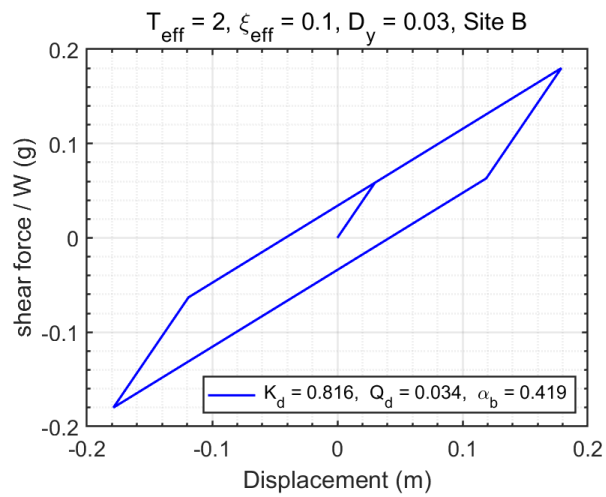


圖 3-1-2.8 組合三計算結果中，降伏後勁度比較大之狀況

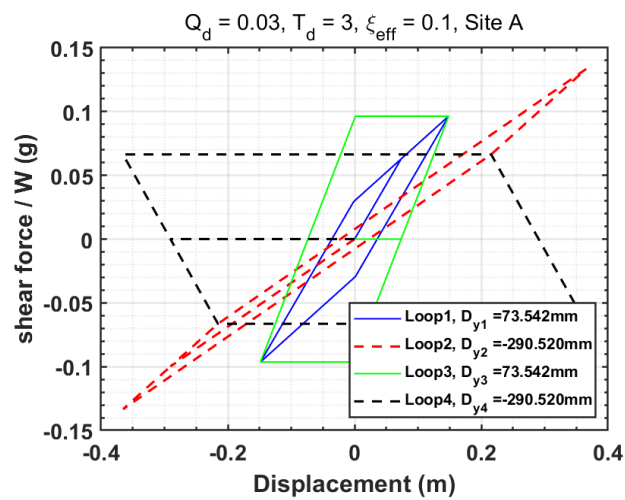


圖 3-1-2.9 組合四的四個計算結果中，僅迴圈一符合實務應用力學特性之案例

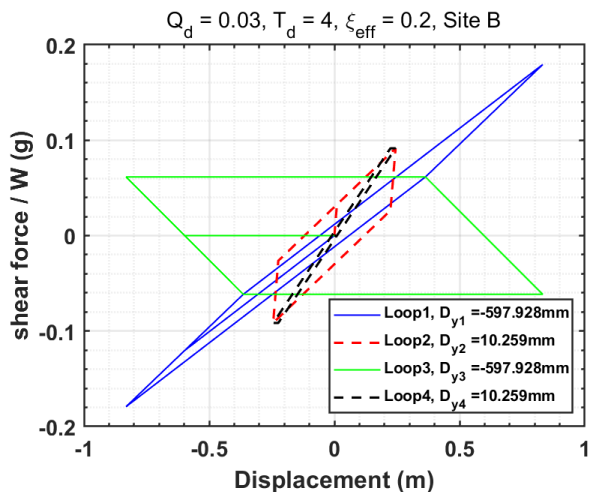


圖 3-1-2.10 組合四的四個計算結果中，僅迴圈二符合實務應用力學特性之案例

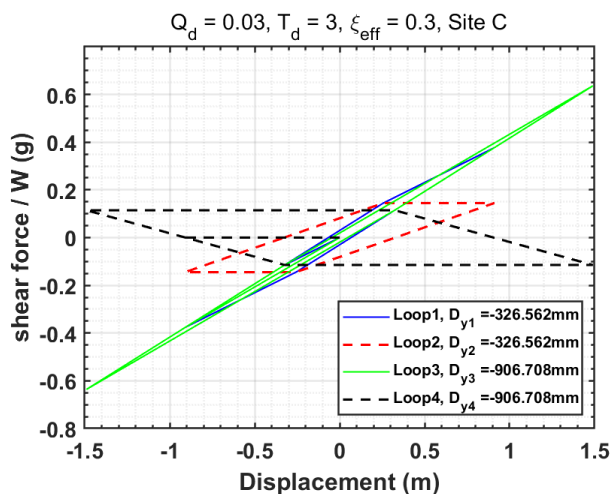


圖 3-1-2.11 組合四的四個計算結果中，皆不符合實務應用力學特性之案例

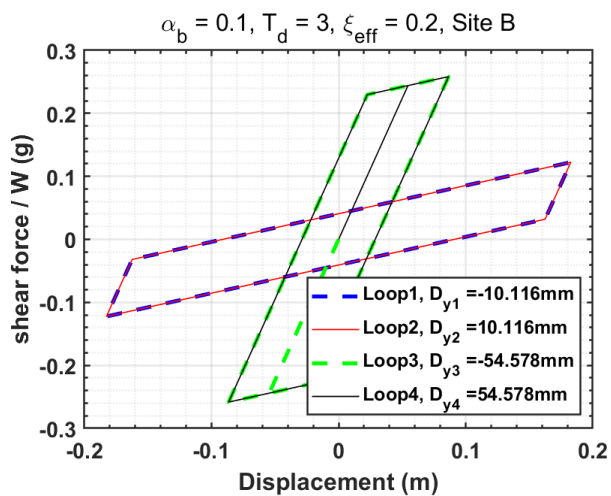


圖 3-1-2.12 組合五的四個計算結果中，僅迴圈二符合實務應用力學特性之案例

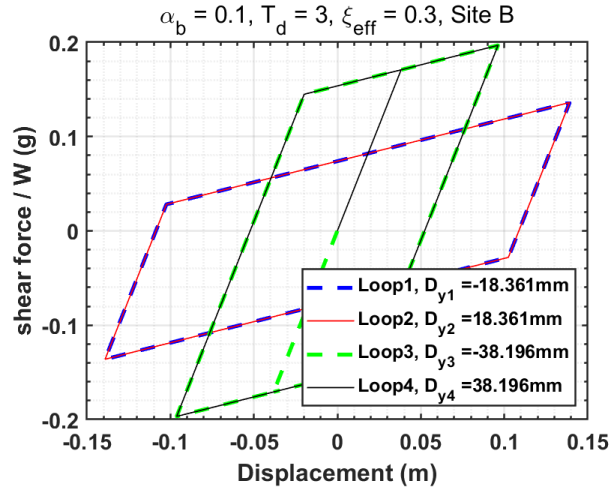


圖 3-1-2.13 組合五的四個計算結果中，僅迴圈二符合實務應用力學特性之案例

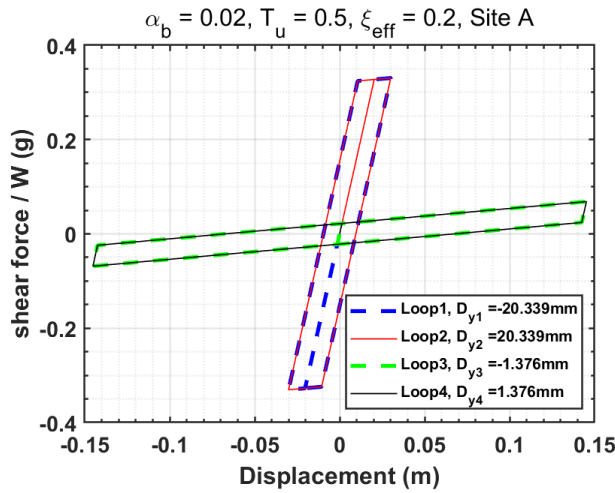


圖 3-1-2.14 組合六的四個計算結果中，僅迴圈二符合實務應用力學特性之案例

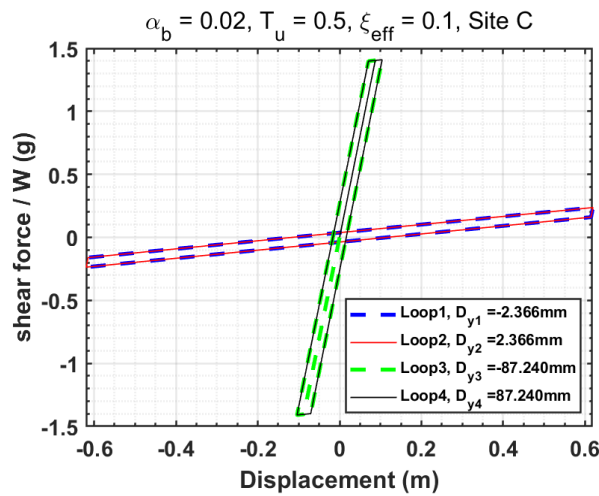


圖 3-1-2.15 組合六的四個計算結果中，皆不符合實務應用力學特性之案例



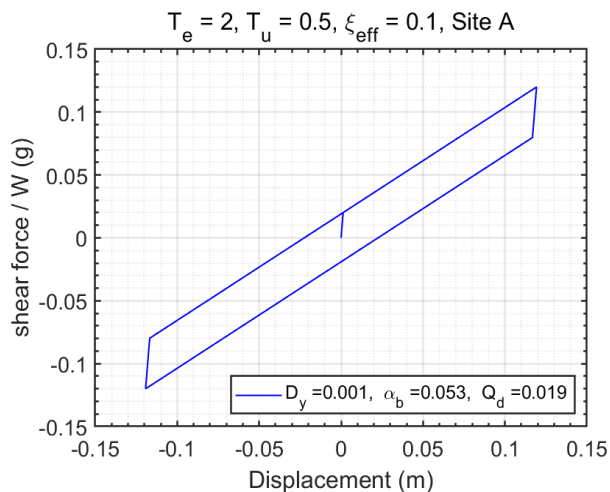


圖 3-1-2.16 組合七中發生降伏位移小於工程應用範圍之遲滯迴圈

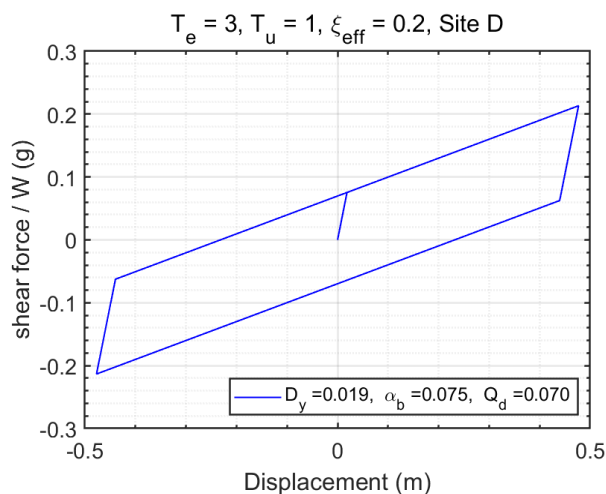


圖 3-1-2.17 組合七中合理之遲滯迴圈

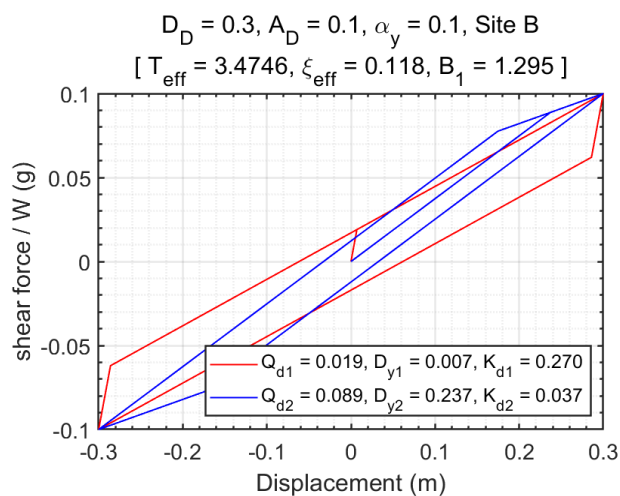


圖 3-1-2.18 組合八的兩個計算結果中，降伏位移皆不符合實務應用範圍之案例

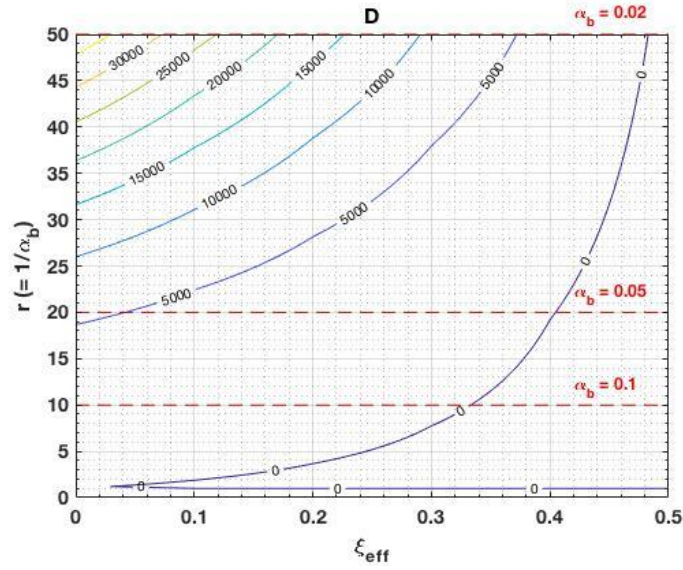


圖 3-1-2.19 不同降伏後勁度比與等效阻尼下，判別式  $D$  之數值分佈

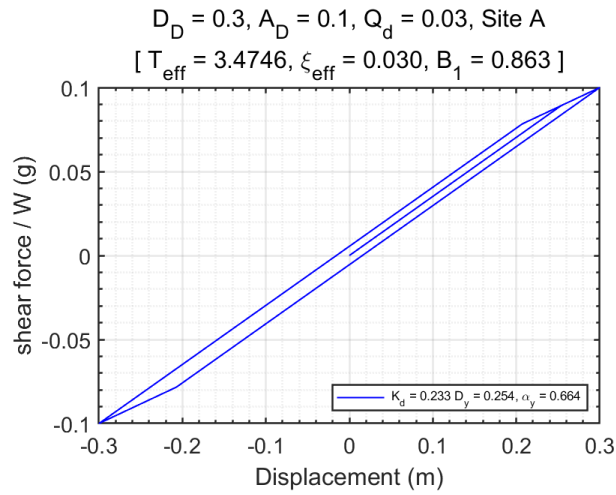


圖 3-1-2.20 組合九中降伏位移及降伏後勁度比過大之案例

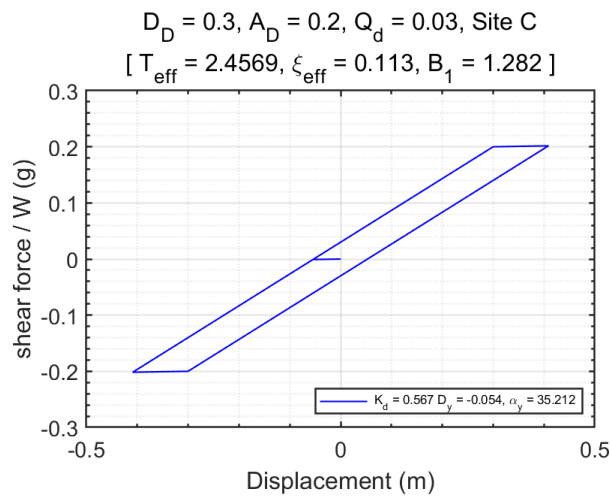


圖 3-1-2.21 組合九中降伏位移為負值及降伏後勁度比過大之案例



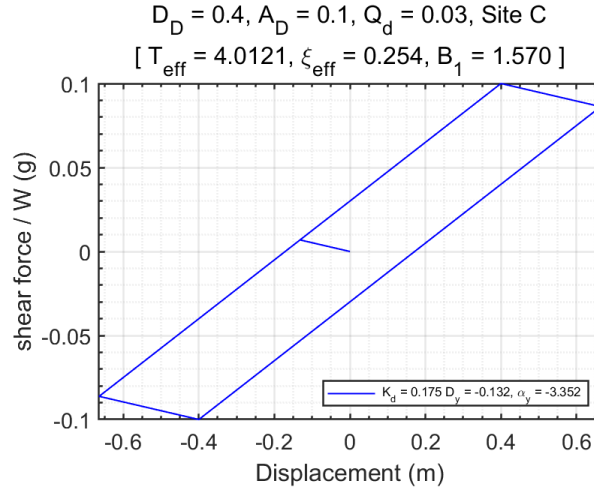


圖 3-1-2.22 組合九中降伏位移及降伏後勁度比皆為負值之案例

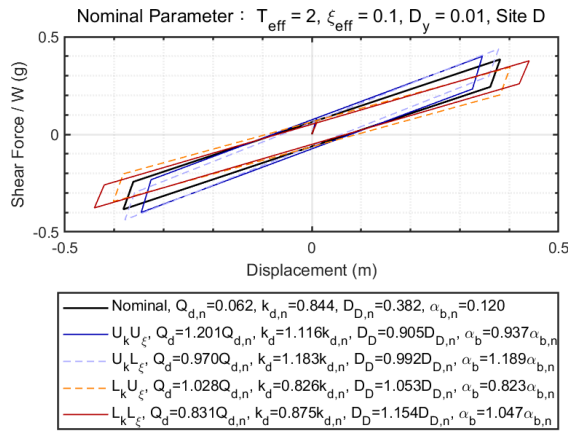


圖 3-1-2.23 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.1$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

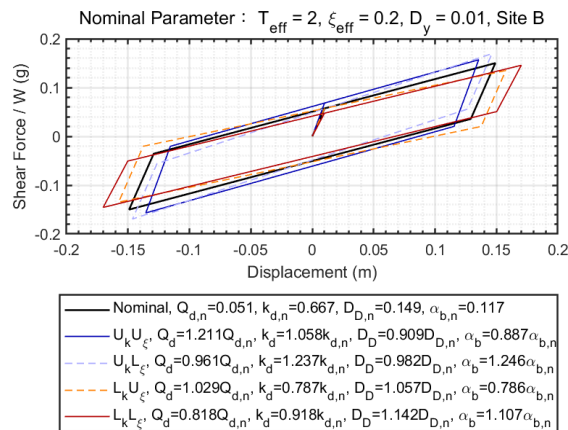


圖 3-1-2.24 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

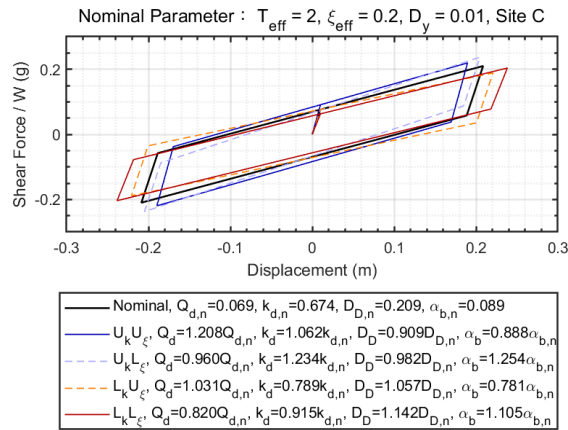


圖 3-1-2.25 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

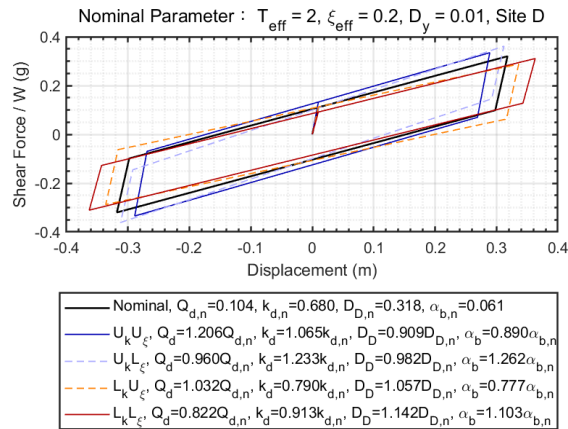


圖 3-1-2.26 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

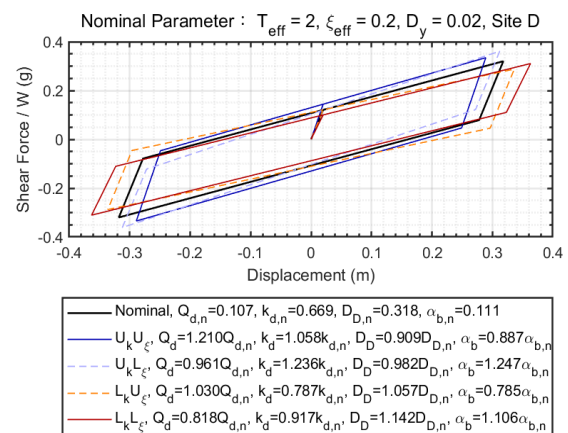


圖 3-1-2.27 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

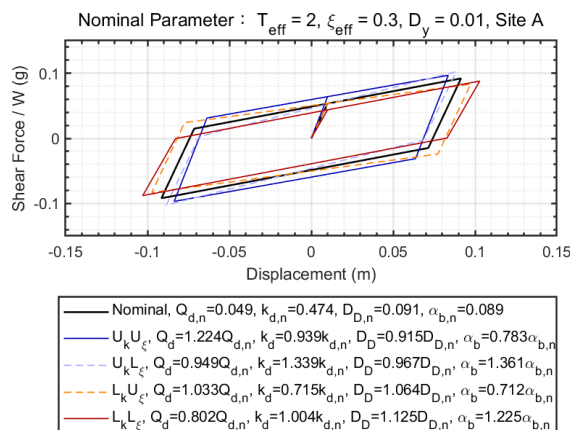


圖 3-1-2.28 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

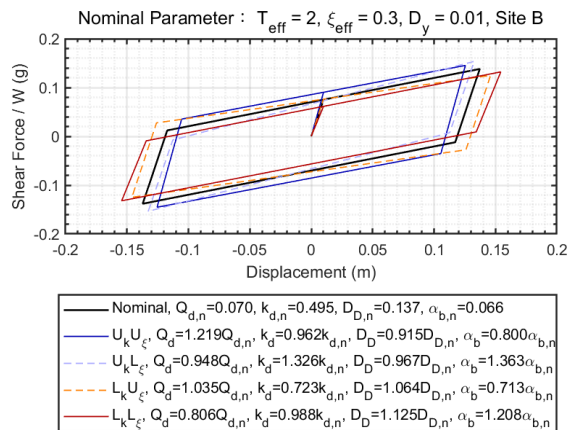


圖 3-1-2.29 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

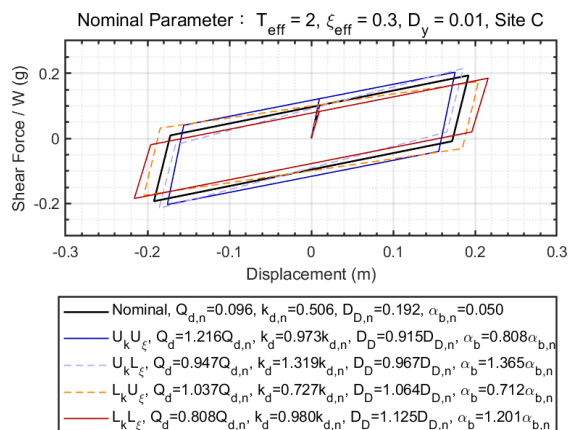


圖 3-1-2.30 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

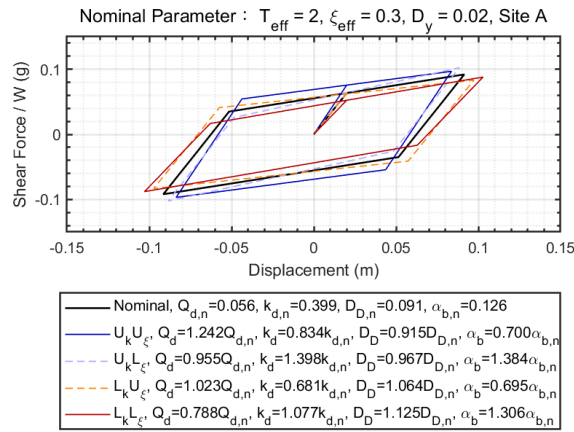


圖 3-1-2.31 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

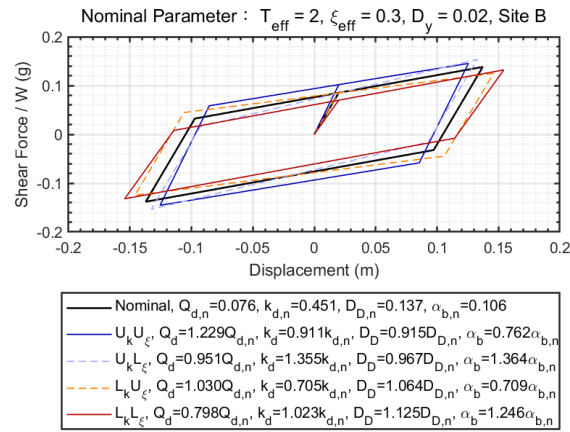


圖 3-1-2.32 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

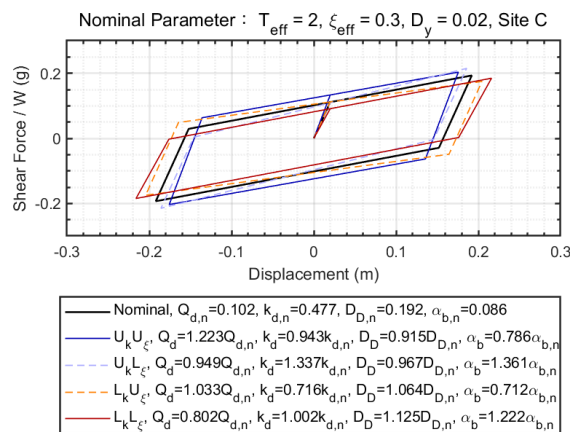


圖 3-1-2.33 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

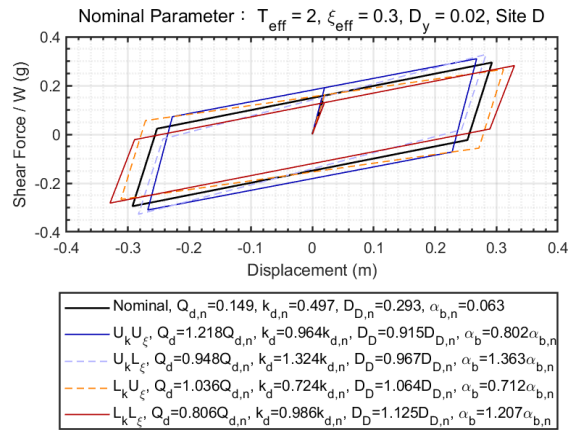


圖 3-1-2.34 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

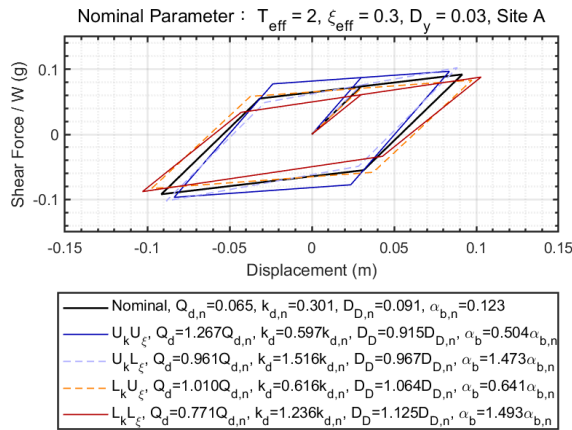


圖 3-1-2.35 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

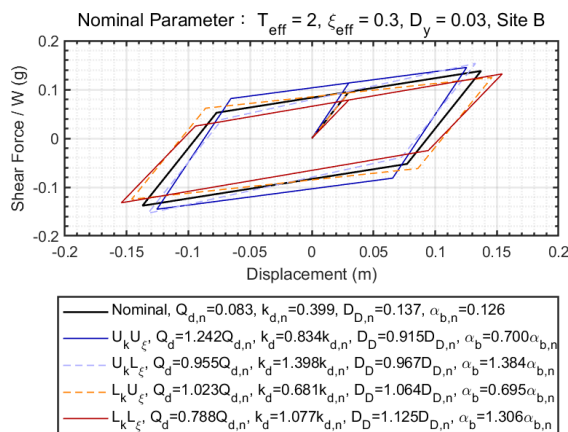


圖 3-1-2.36 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

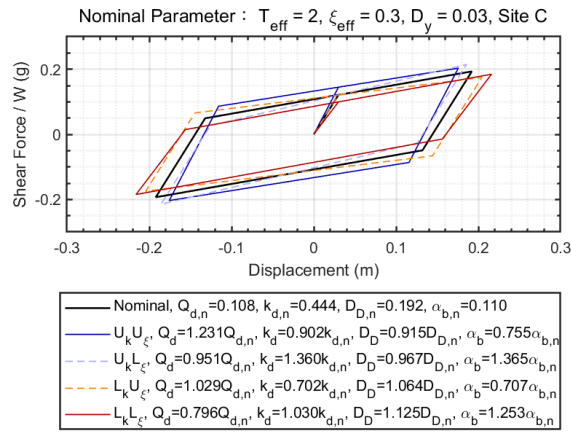


圖 3-1-2.37 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

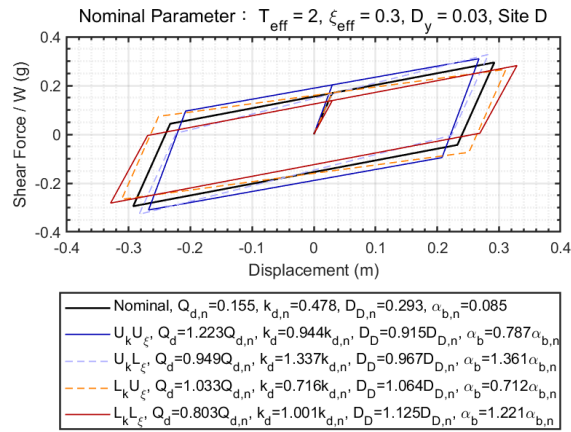


圖 3-1-2.38 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

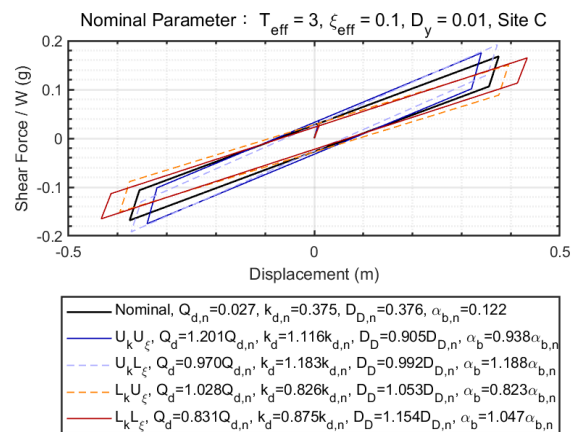


圖 3-1-2.39 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.1$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化



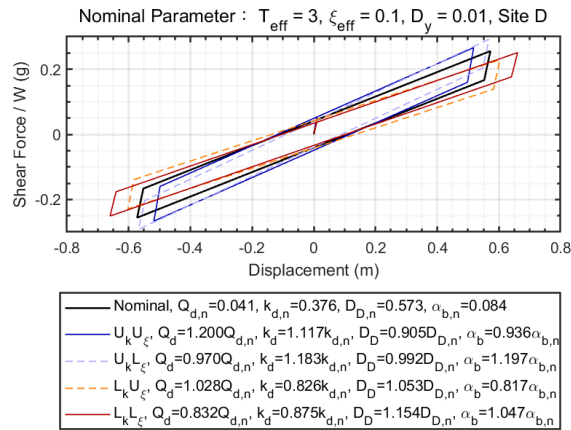


圖 3-1-2.40 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.1$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

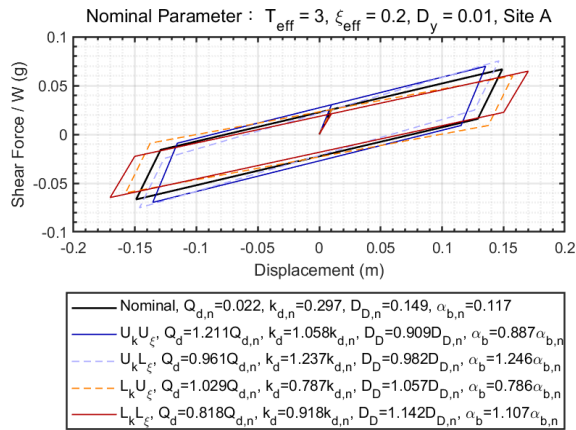


圖 3-1-2.41 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

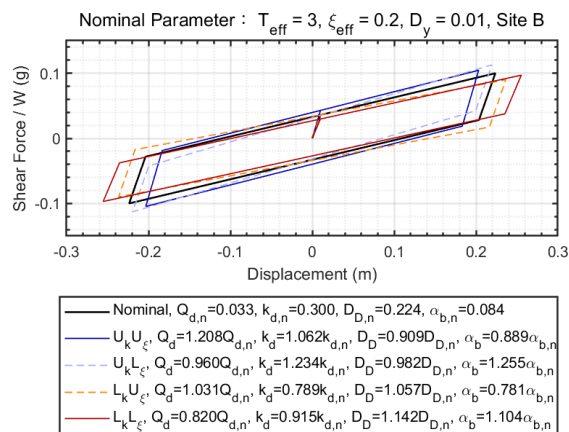


圖 3-1-2.42 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

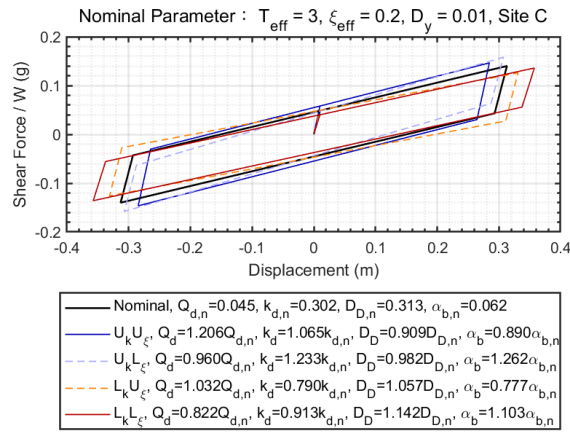


圖 3-1-2.43 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

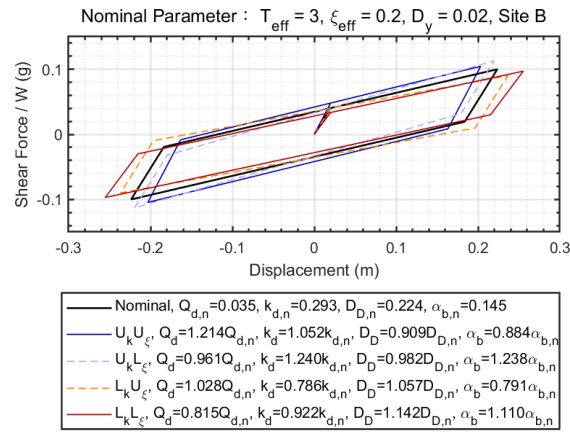


圖 3-1-2.44 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

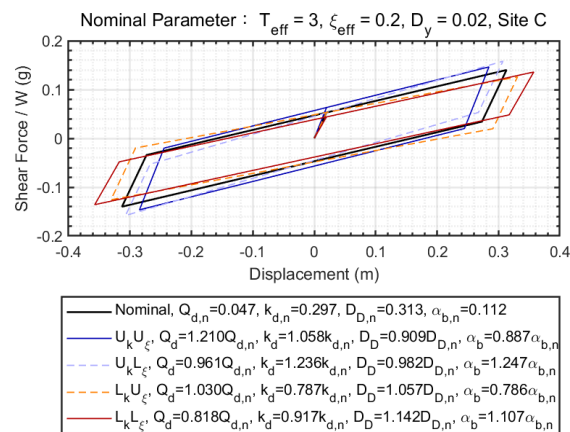


圖 3-1-2.45 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化



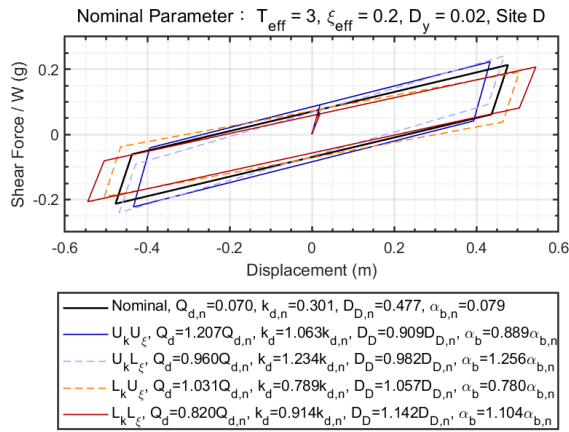


圖 3-1-2.46 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

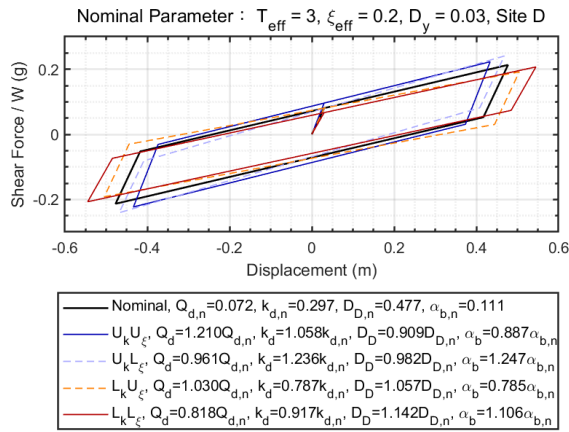


圖 3-1-2.47 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

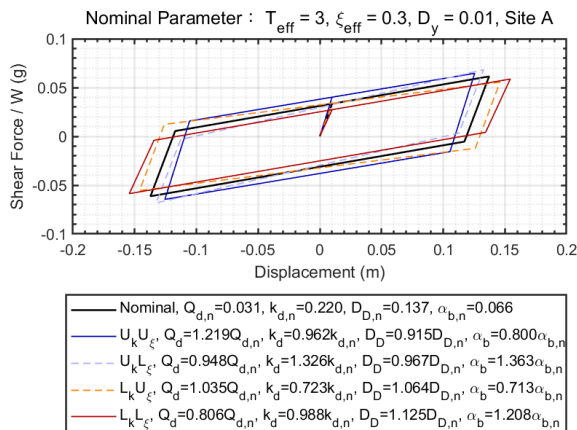


圖 3-1-2.48 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

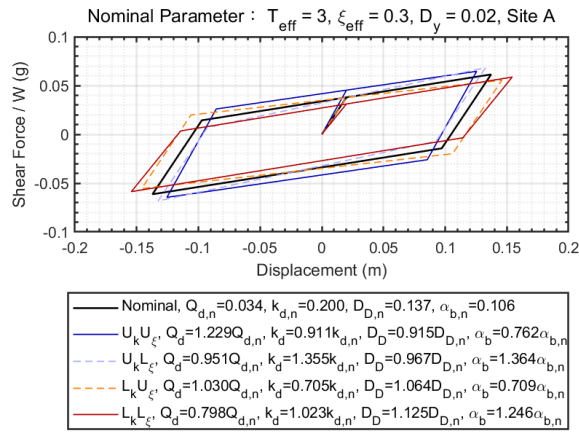


圖 3-1-2.49 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

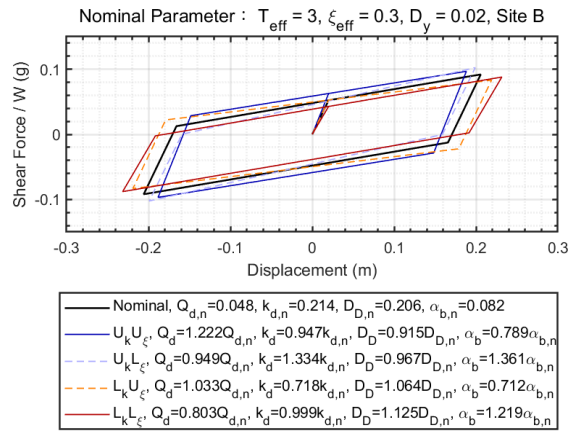


圖 3-1-2.50 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

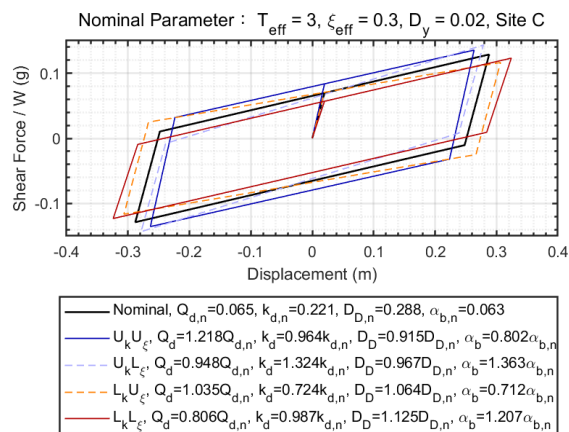


圖 3-1-2.51 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

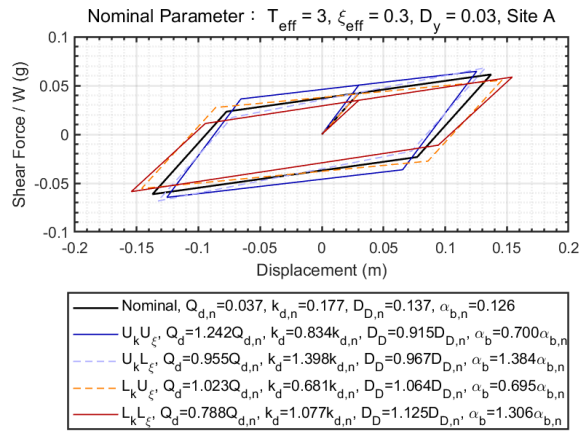


圖 3-1-2.52 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

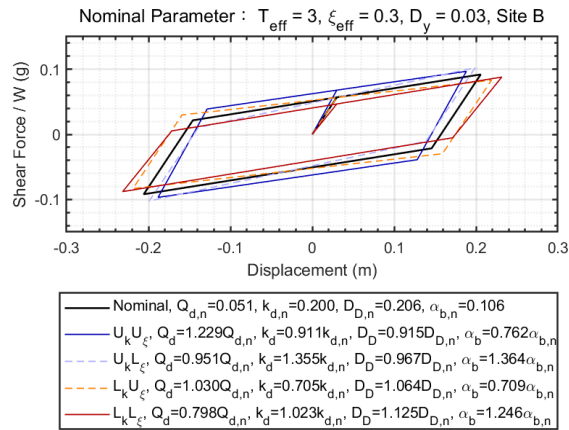


圖 3-1-2.53 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

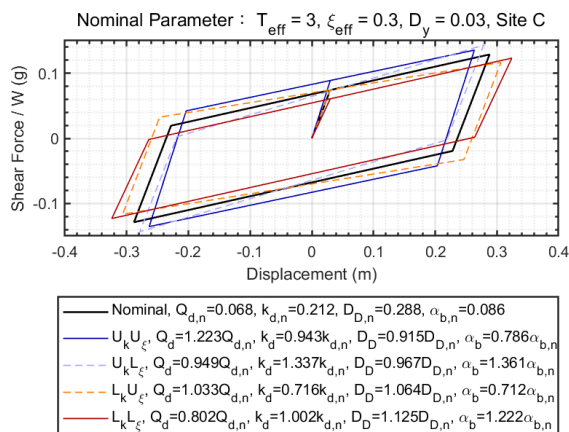


圖 3-1-2.54 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

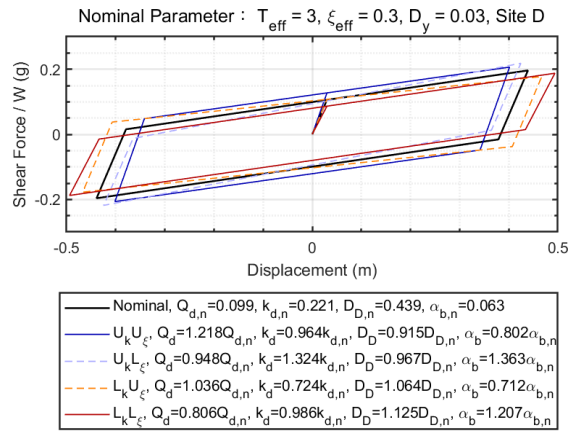


圖 3-1-2.55 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

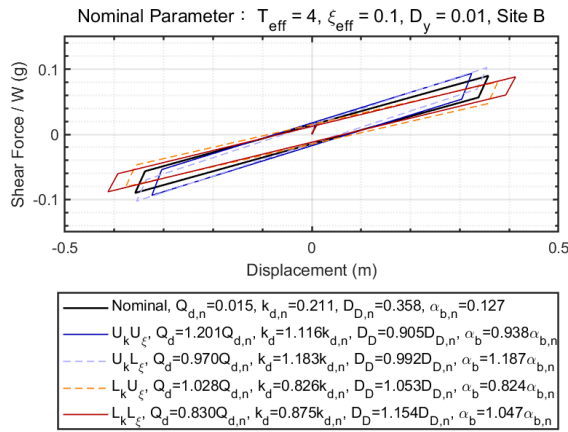


圖 3-1-2.56 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.1$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

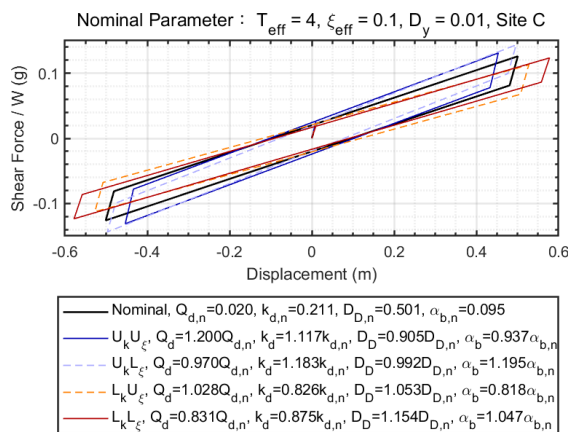


圖 3-1-2.57 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.1$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

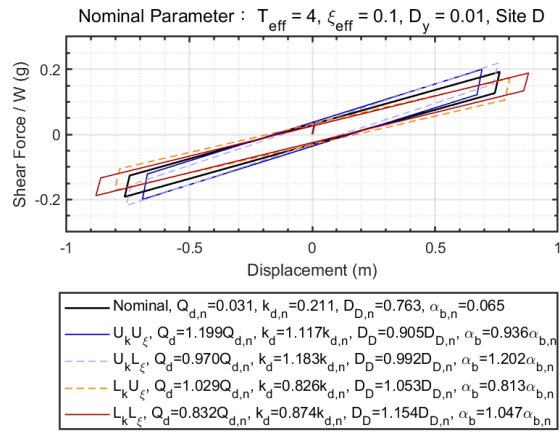


圖 3-1-2.58 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.1$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

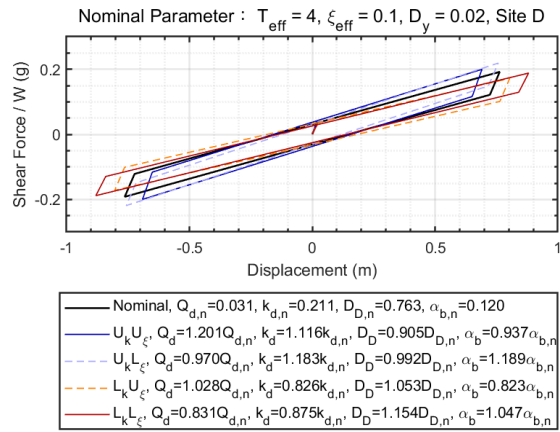


圖 3-1-2.59 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.1$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

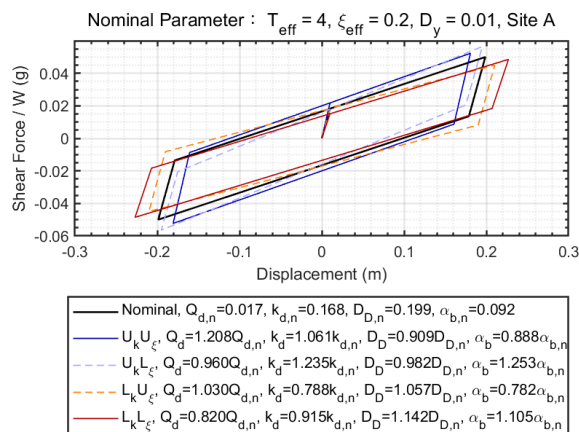


圖 3-1-2.60 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

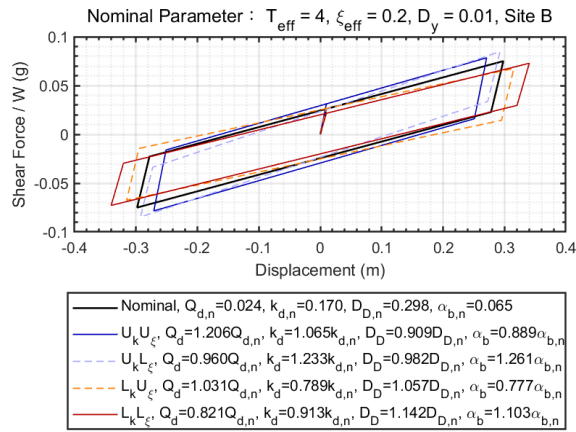


圖 3-1-2.61 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

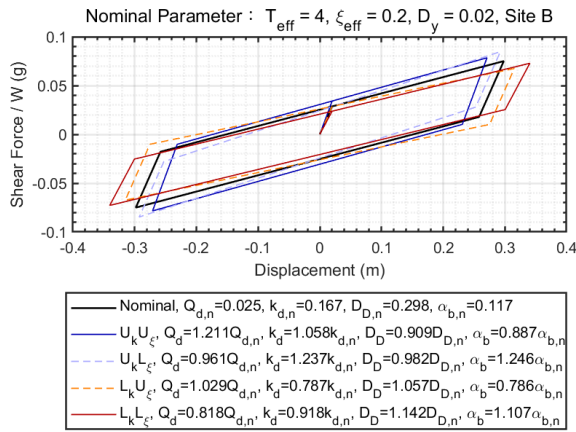


圖 3-1-2.62 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

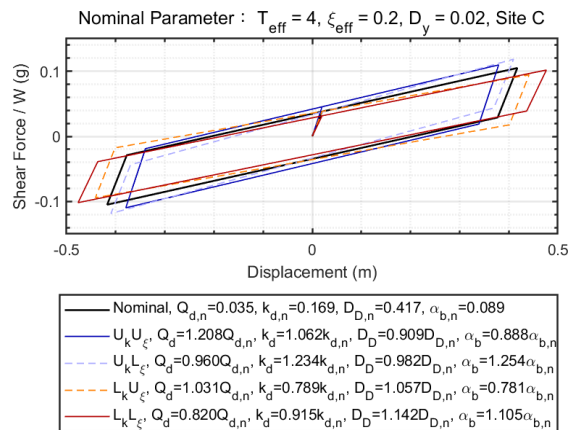


圖 3-1-2.63 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化



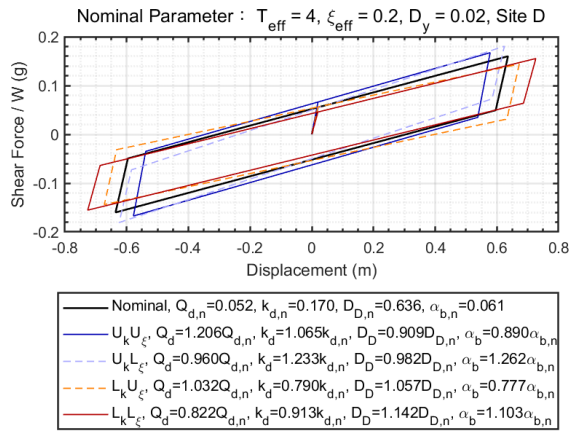


圖 3-1-2.64 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

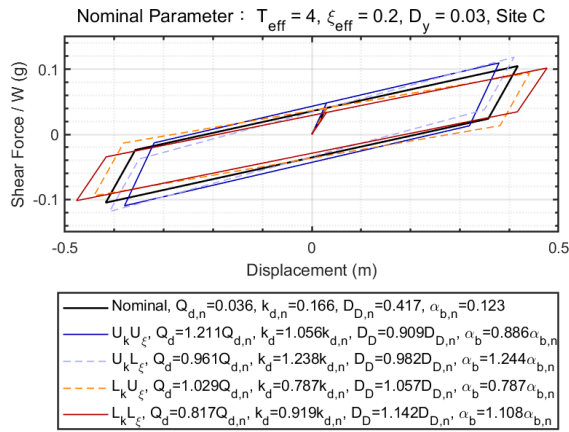


圖 3-1-2.65 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

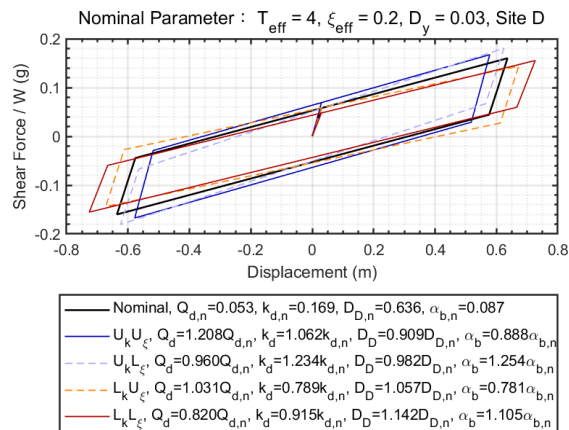


圖 3-1-2.66 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

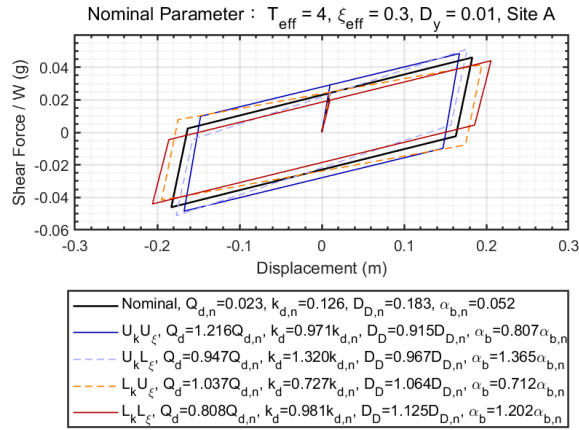


圖 3-1-2.67 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

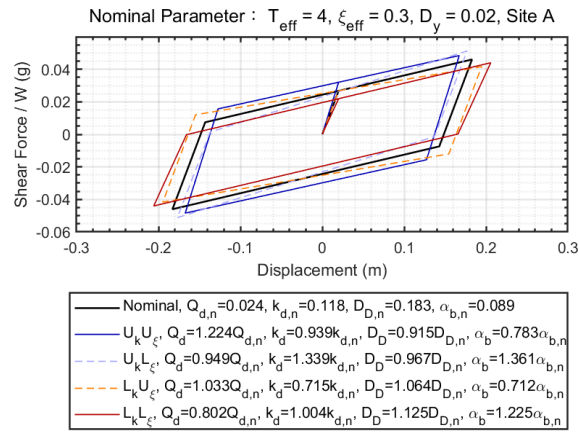


圖 3-1-2.68 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

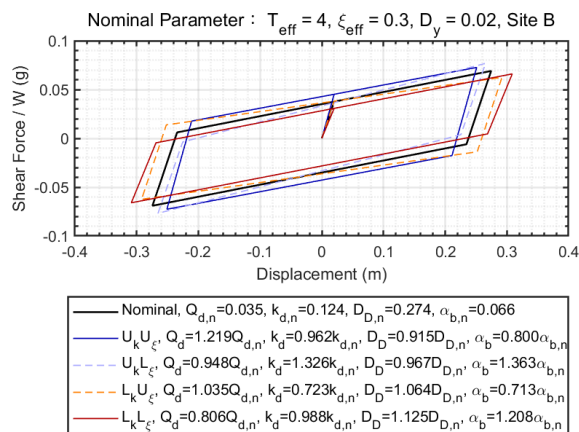


圖 3-1-2.69 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化



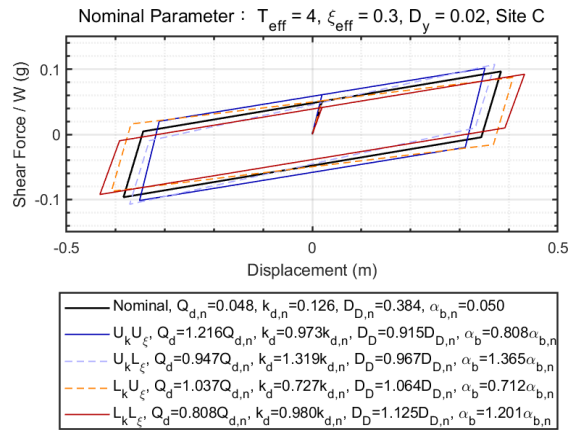


圖 3-1-2.70 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

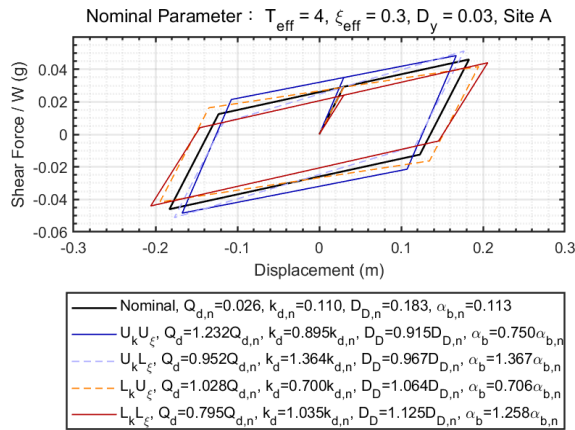


圖 3-1-2.71 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

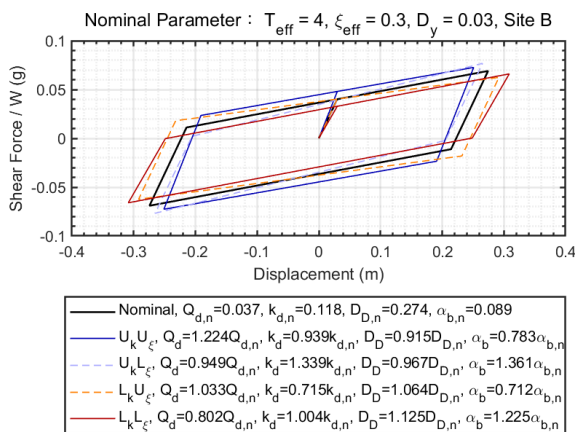


圖 3-1-2.72 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

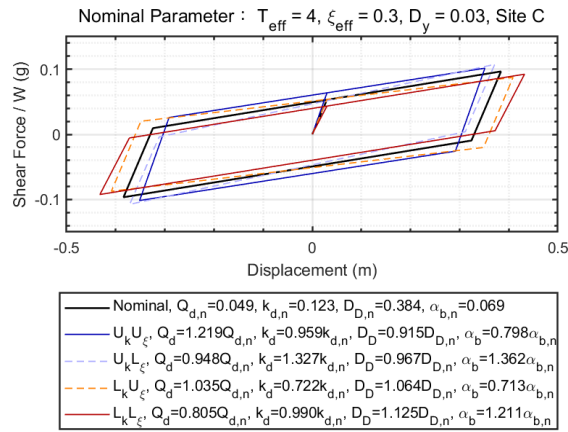


圖 3-1-2.73 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性之遲滯迴圈與相應之參數變化

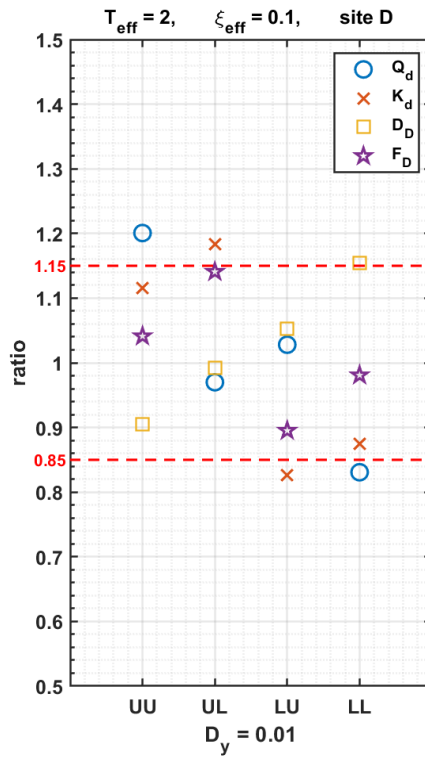


圖 3-1-2.74 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.1$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

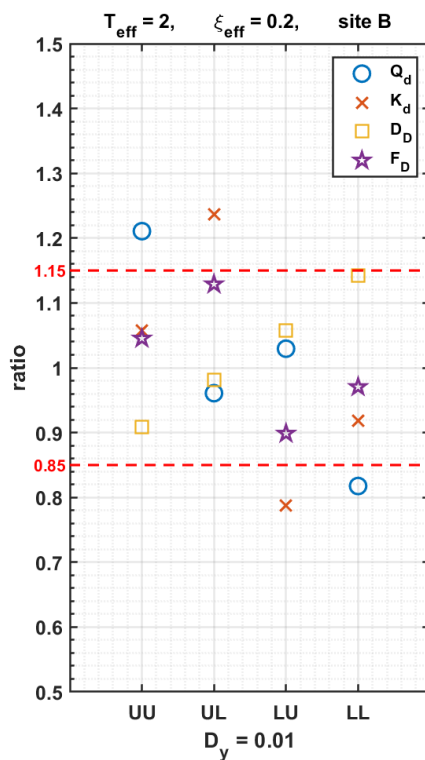


圖 3-1-2.75 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

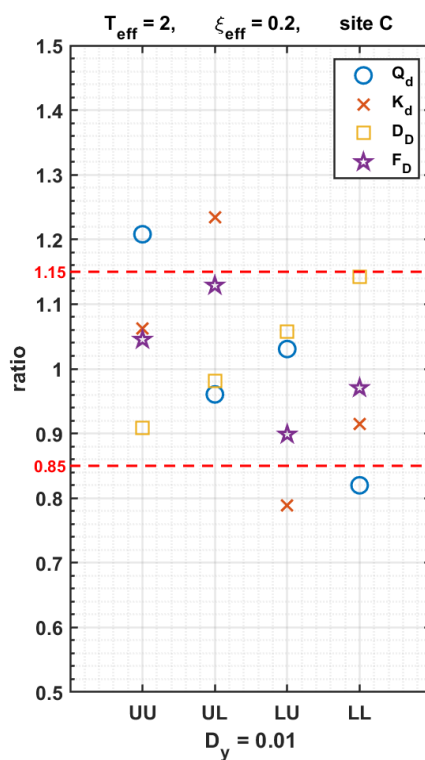


圖 3-1-2.76 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

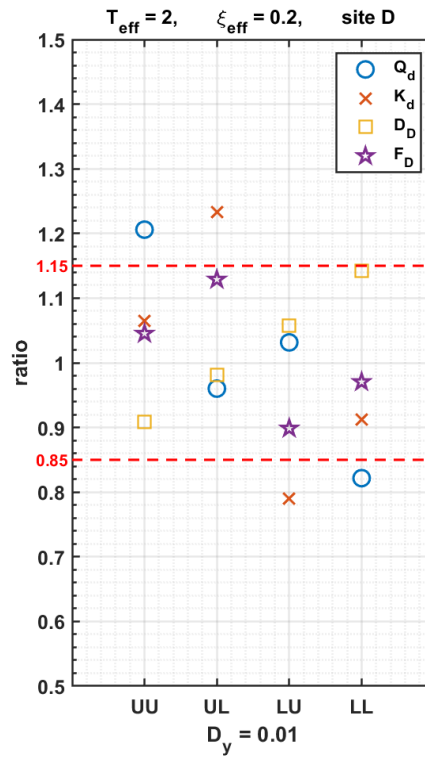


圖 3-1-2.77 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

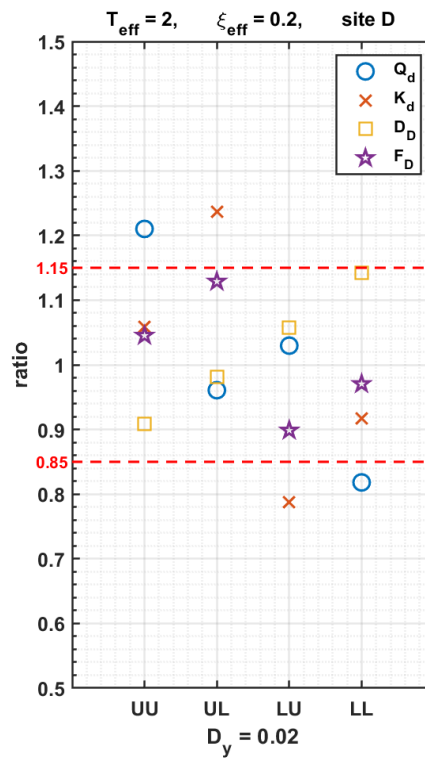


圖 3-1-2.78 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

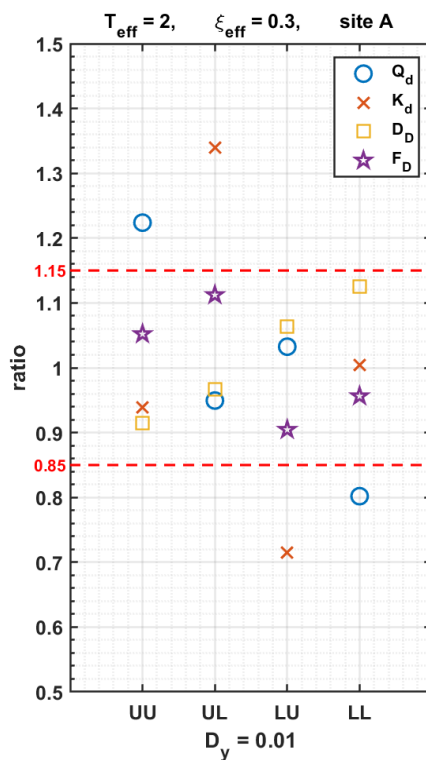


圖 3-1-2.79 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

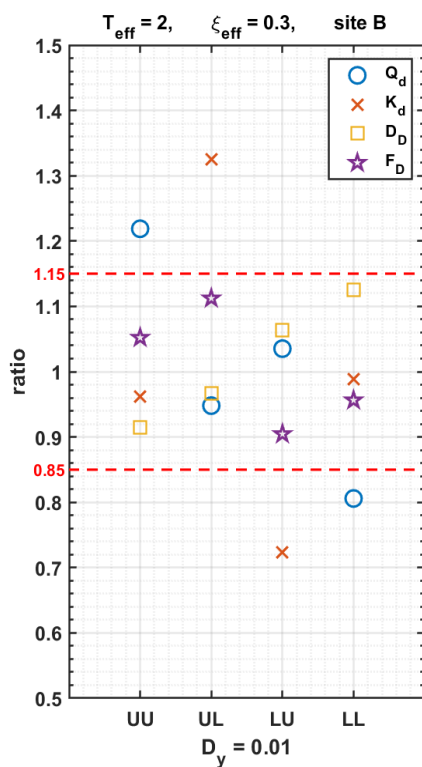


圖 3-1-2.80 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

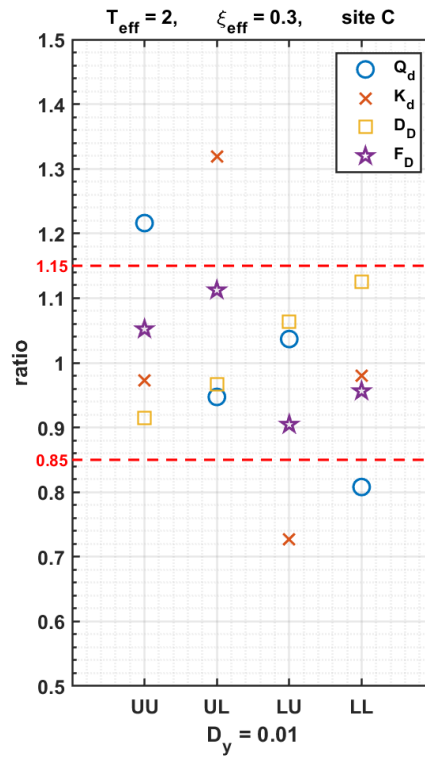


圖 3-1-2.81 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

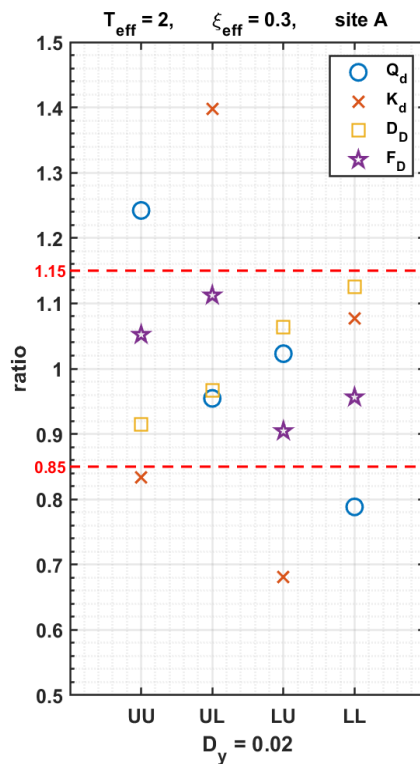


圖 3-1-2.82 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

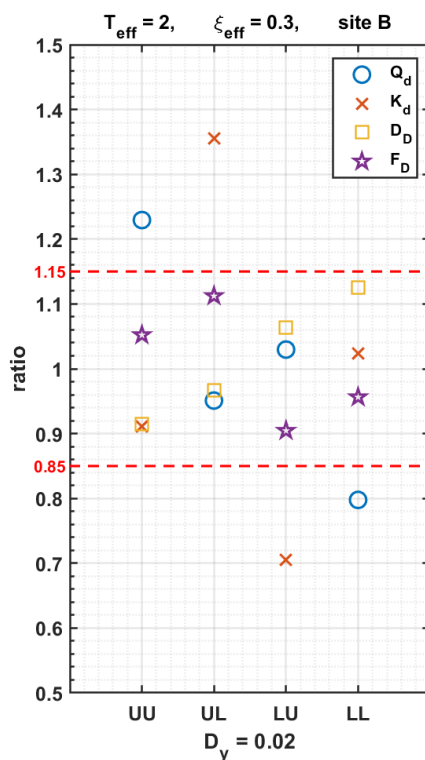


圖 3-1-2.83 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

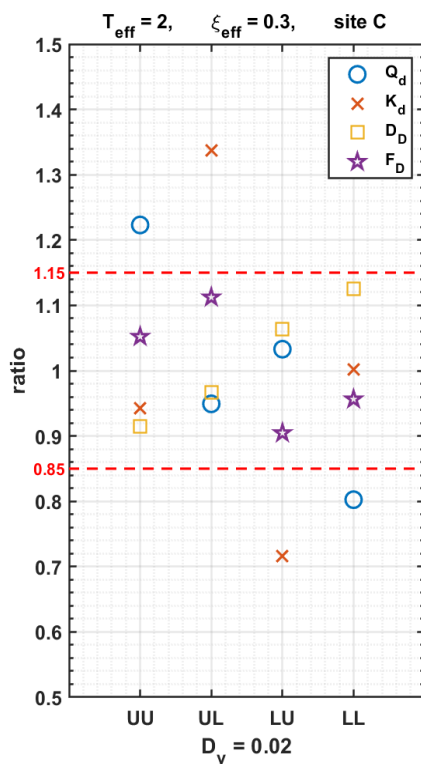


圖 3-1-2.84 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

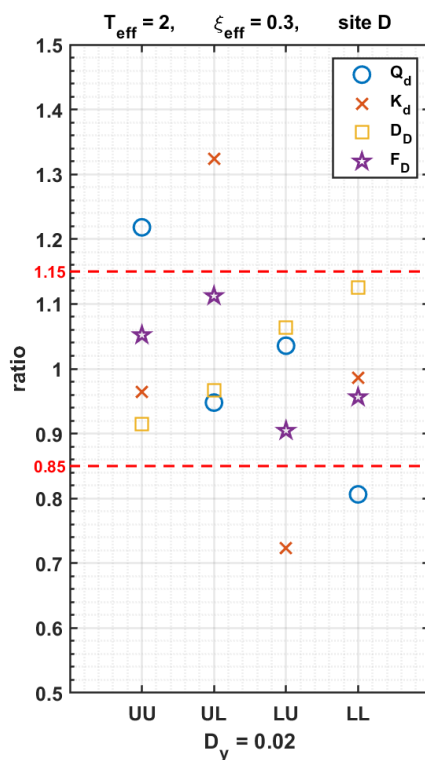


圖 3-1-2.85 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

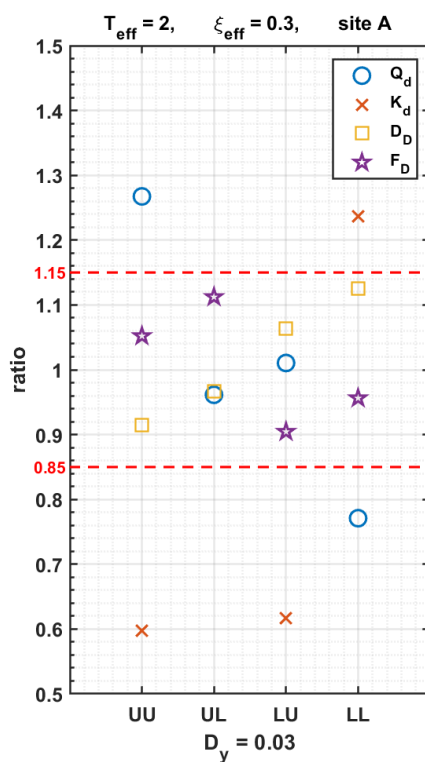


圖 3-1-2.86 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度



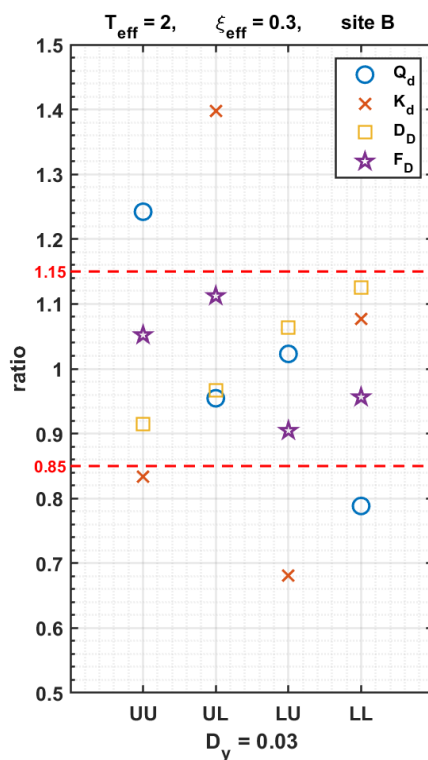


圖 3-1-2.87 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

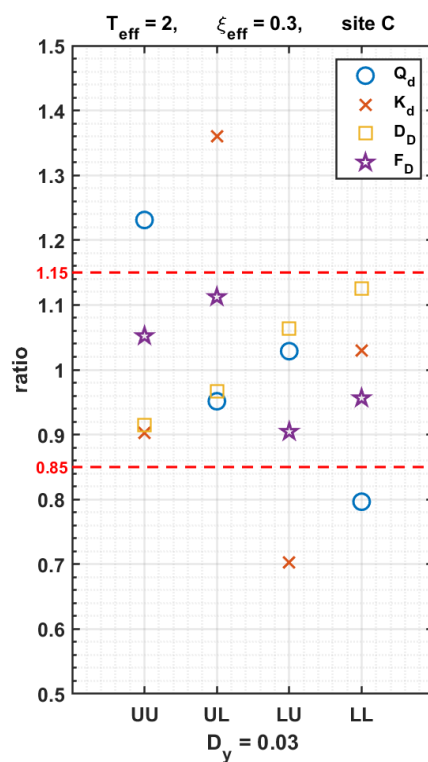


圖 3-1-2.88 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

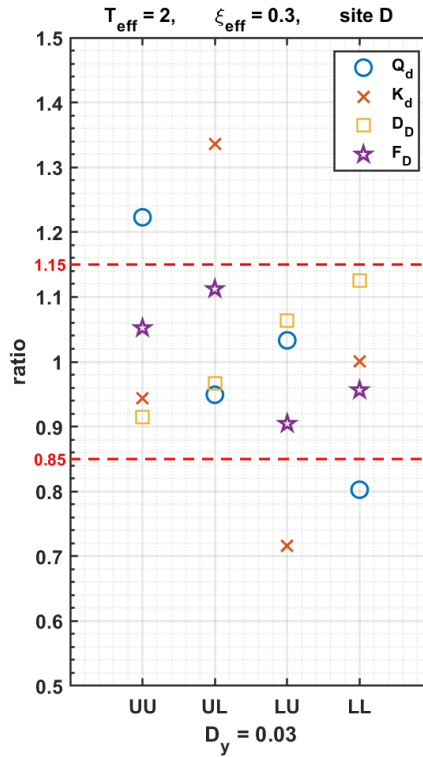


圖 3-1-2.89 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=2\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

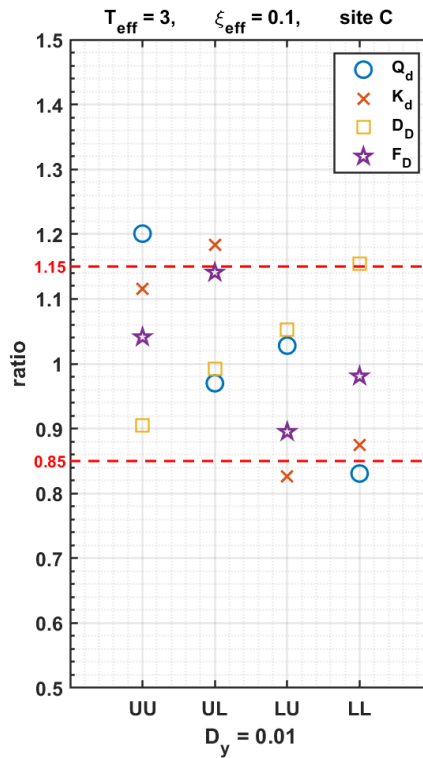


圖 3-1-2.90 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.1$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

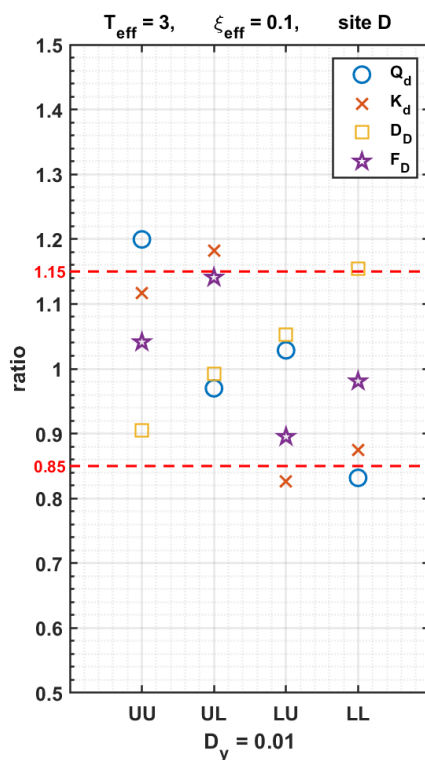


圖 3-1-2.91 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.1$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

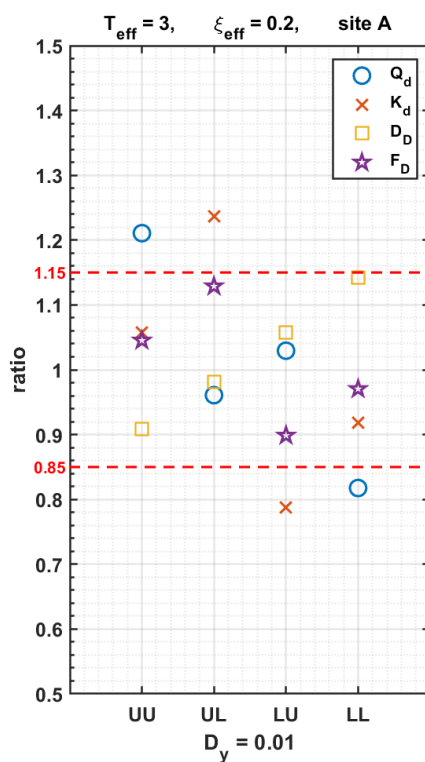


圖 3-1-2.92 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

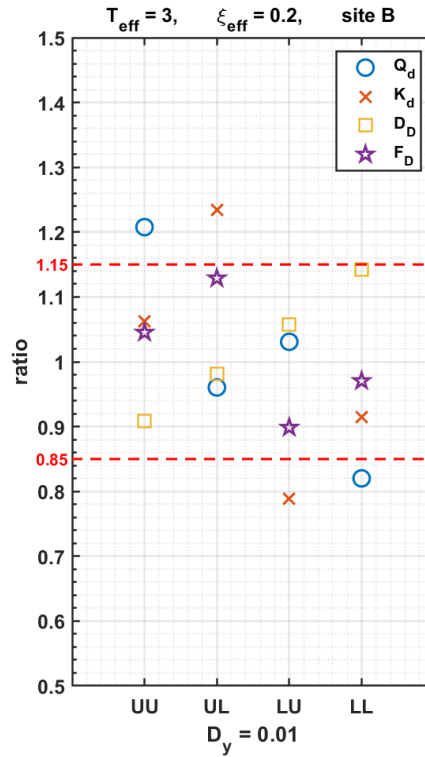


圖 3-1-2.93 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

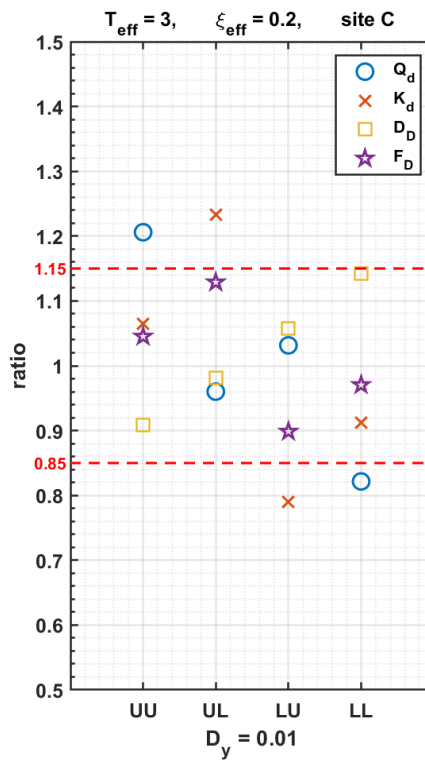


圖 3-1-2.94 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

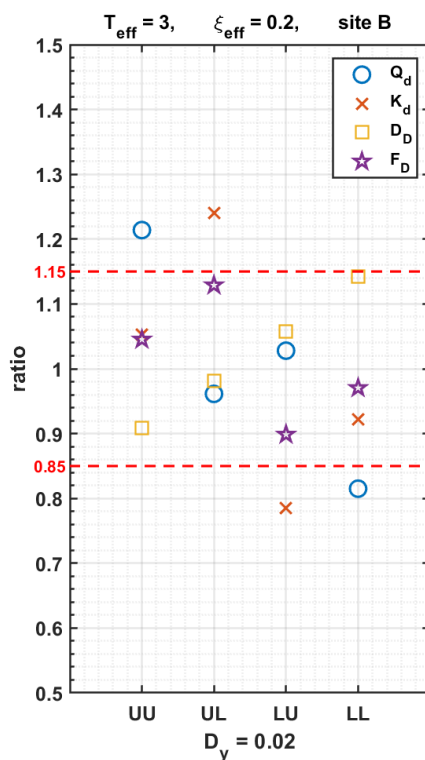


圖 3-1-2.95 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

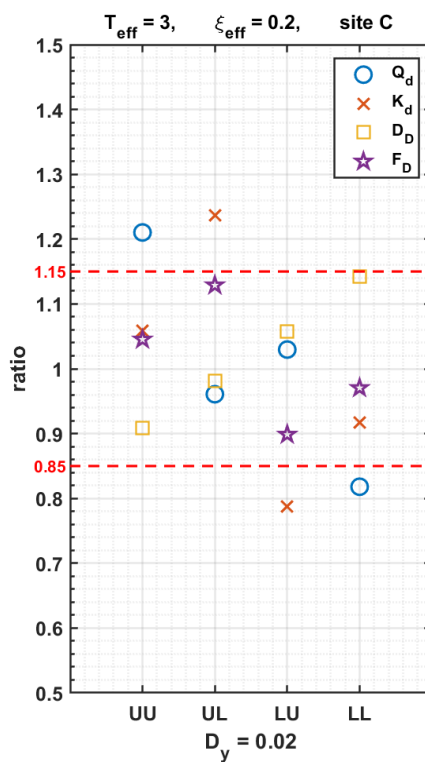


圖 3-1-2.96 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

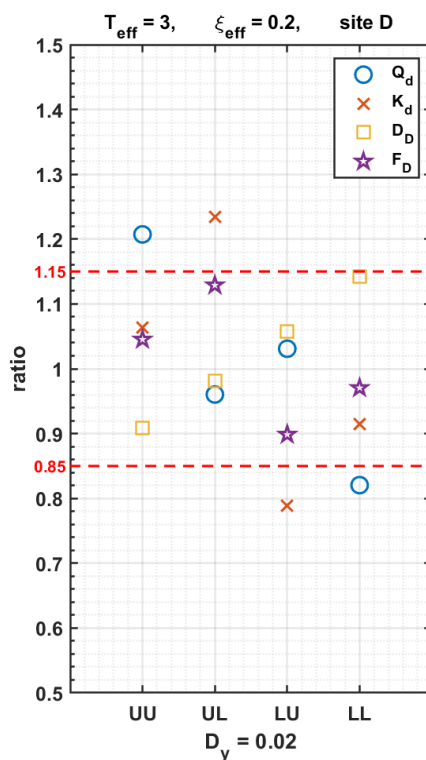


圖 3-1-2.97 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

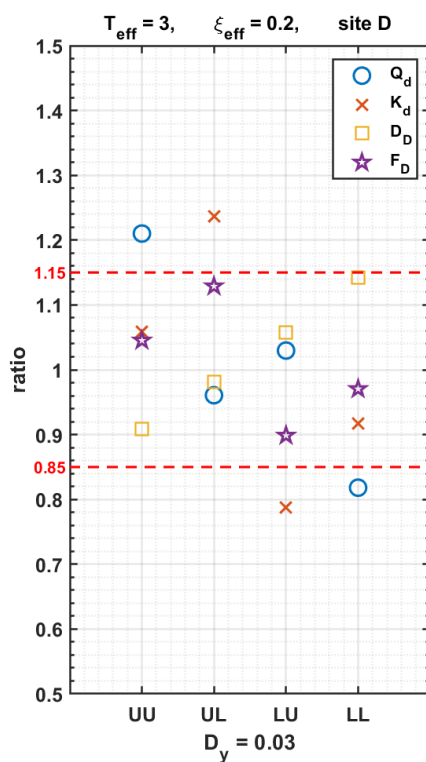


圖 3-1-2.98 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

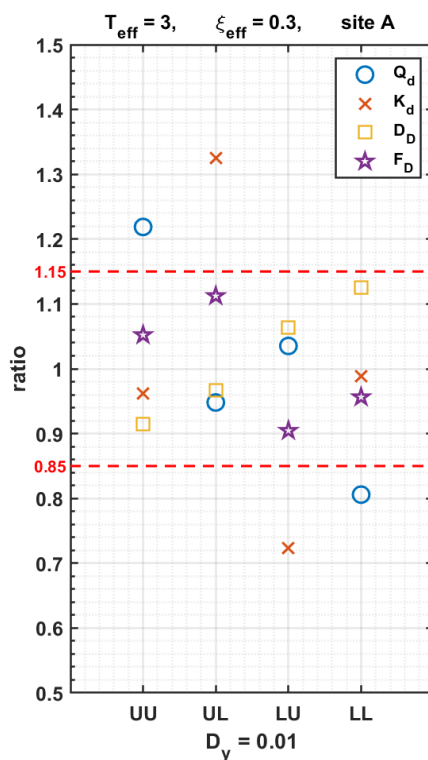


圖 3-1-2.99 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

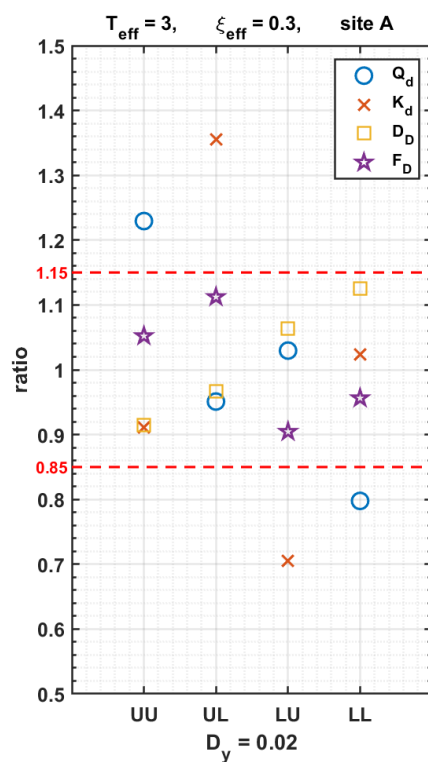


圖 3-1-2.100 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

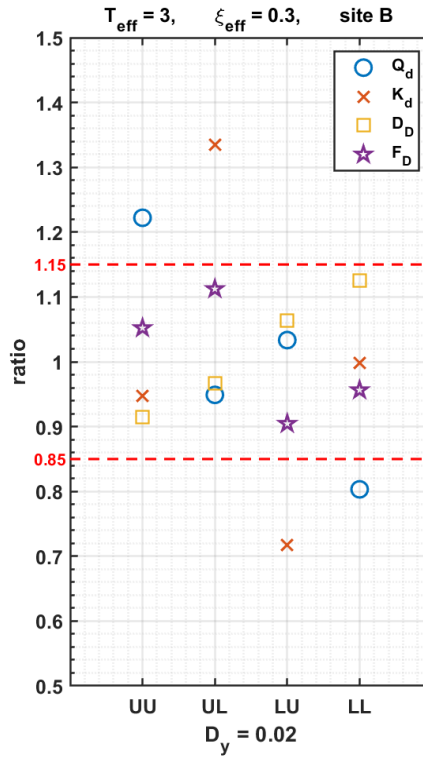


圖 3-1-2.101 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

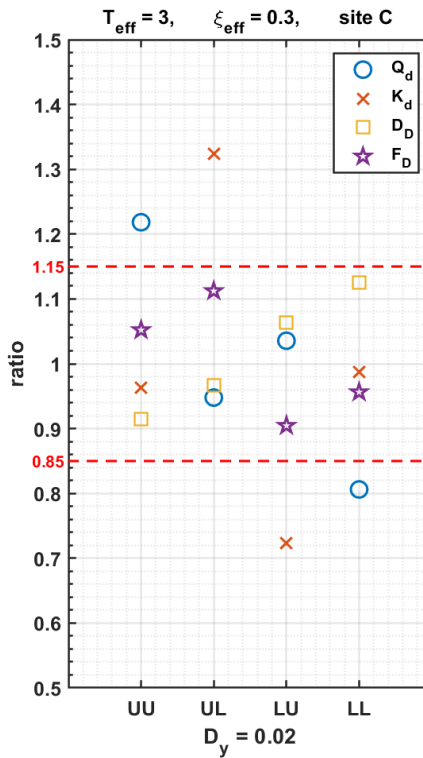


圖 3-1-2.102 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度



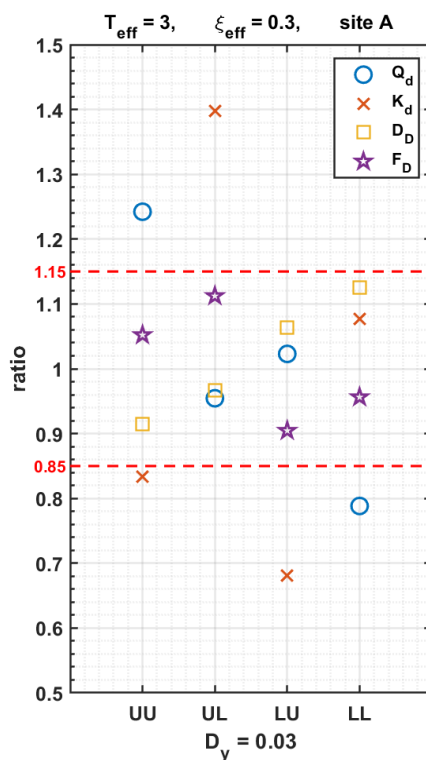


圖 3-1-2.103 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

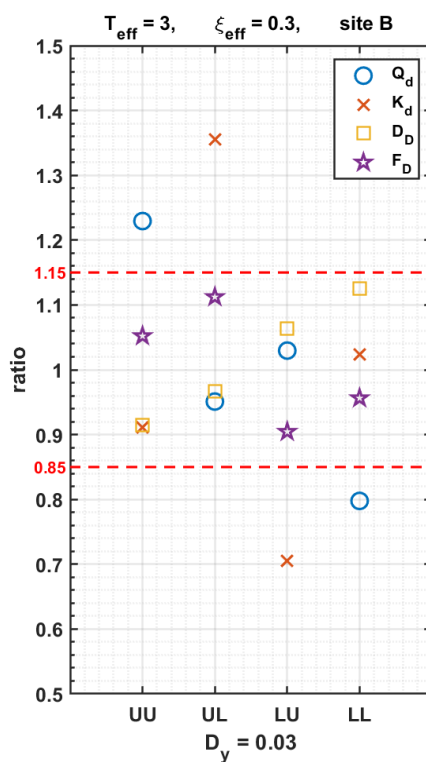


圖 3-1-2.104 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

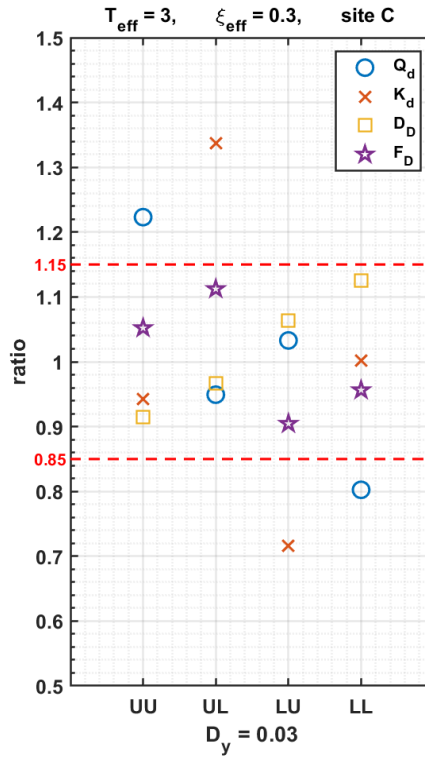


圖 3-1-2.105 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

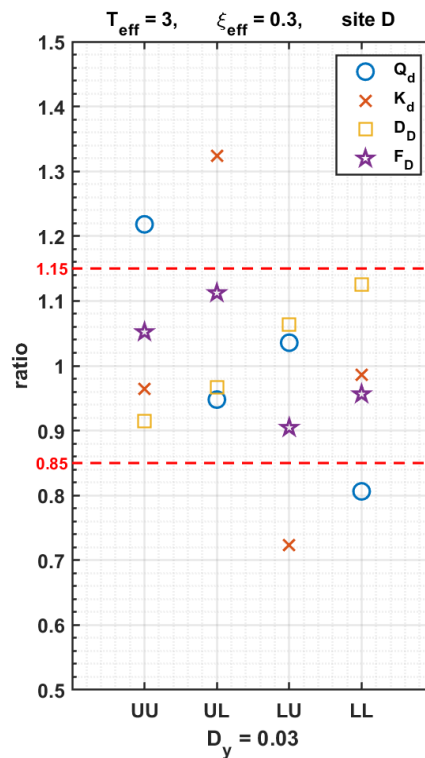


圖 3-1-2.106 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=3\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

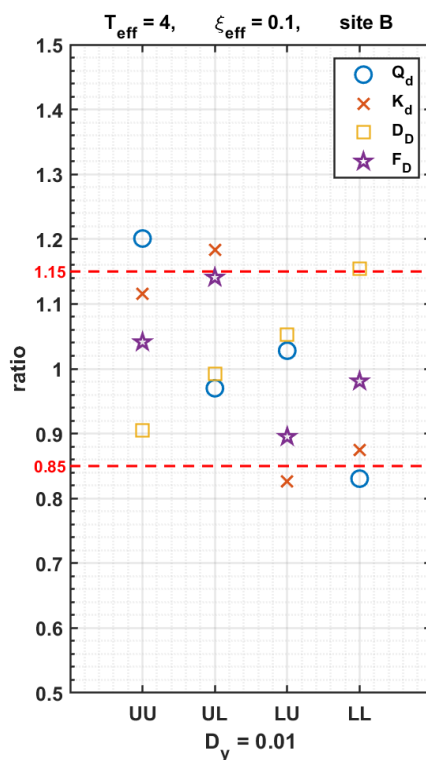


圖 3-1-2.107 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.1$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

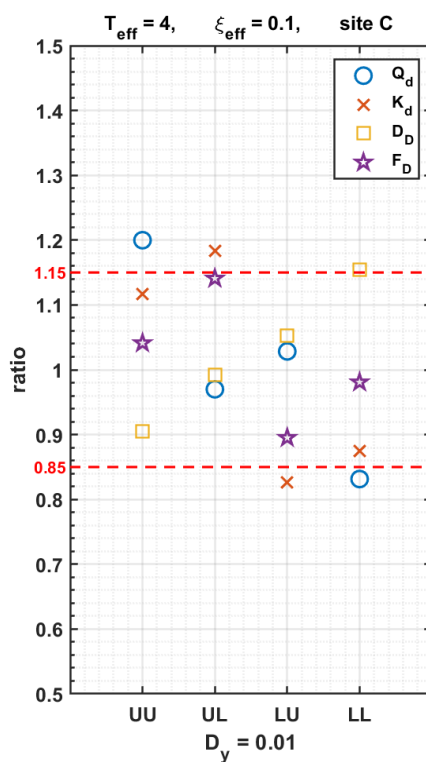


圖 3-1-2.108 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.1$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

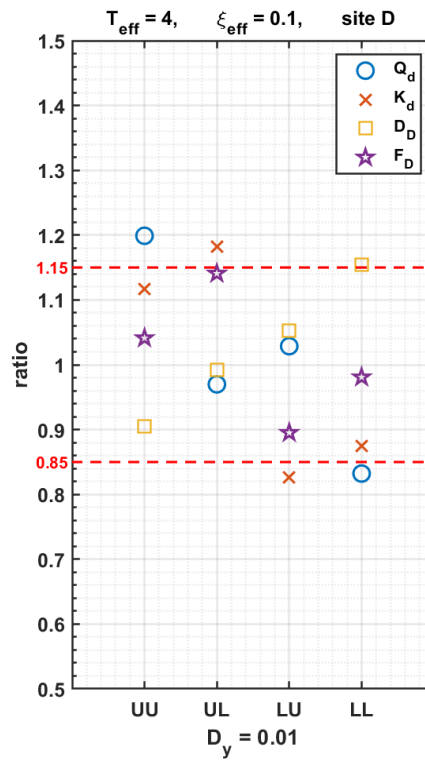


圖 3-1-2.109 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.1$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

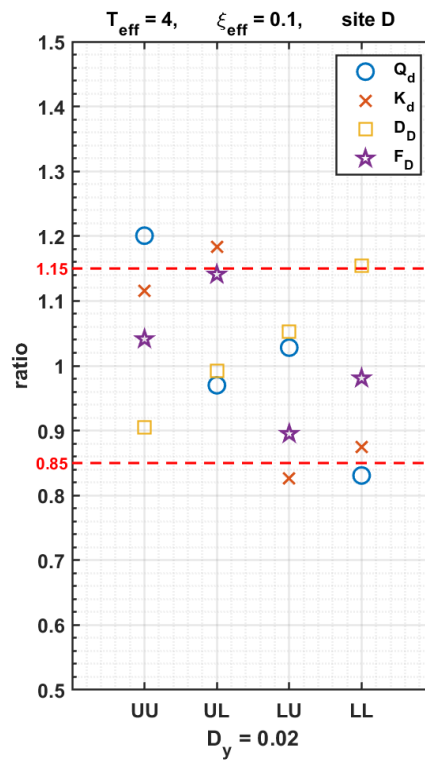


圖 3-1-2.110 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.1$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

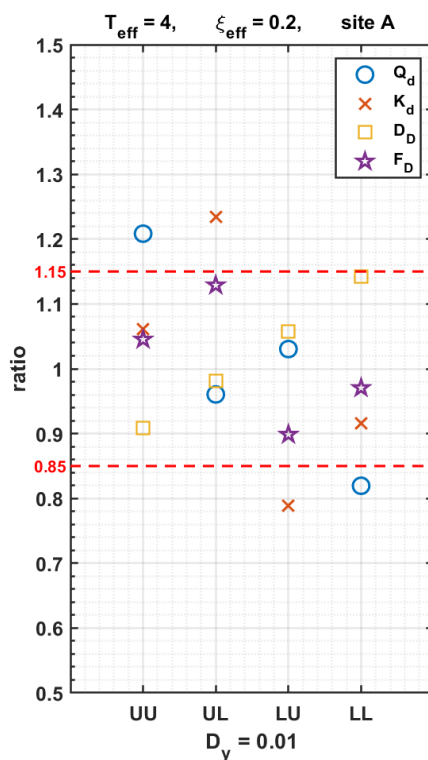


圖 3-1-2.111 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

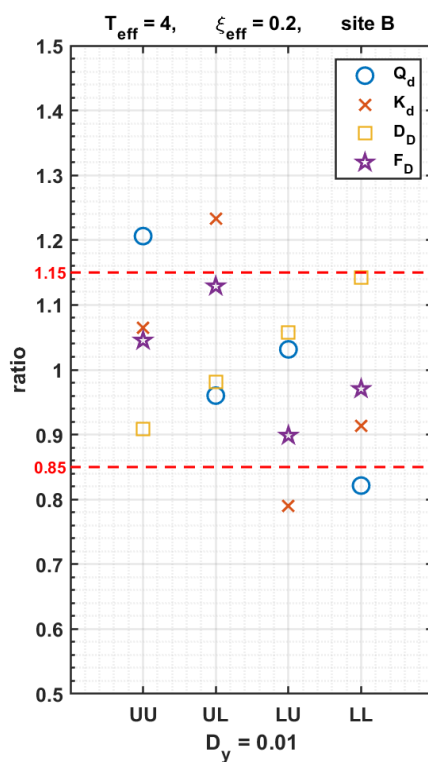


圖 3-1-2.112 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

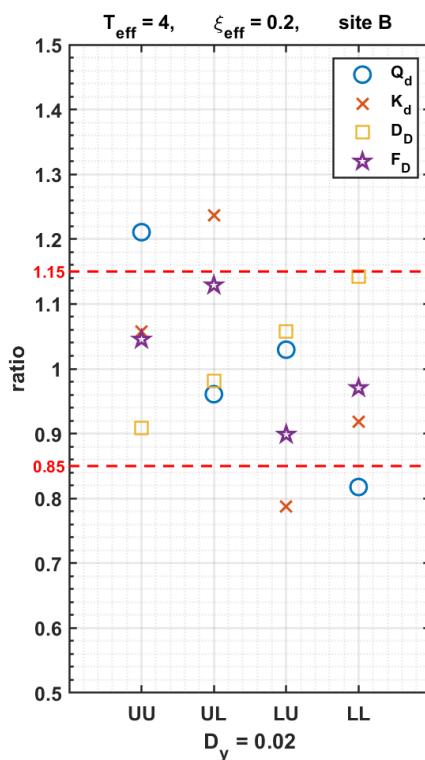


圖 3-1-2.113 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

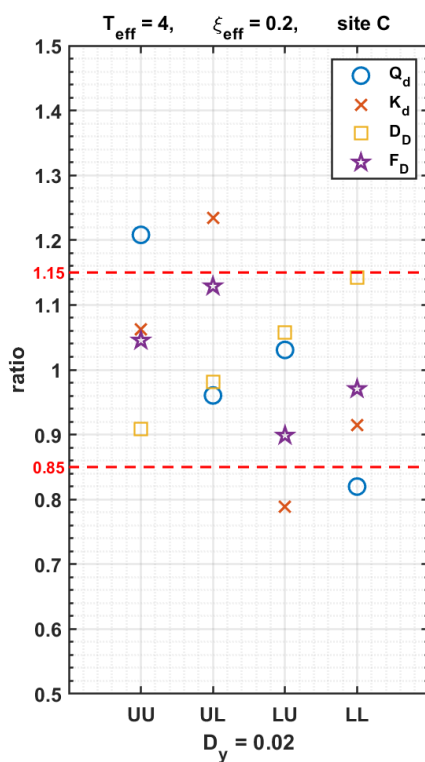


圖 3-1-2.114 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

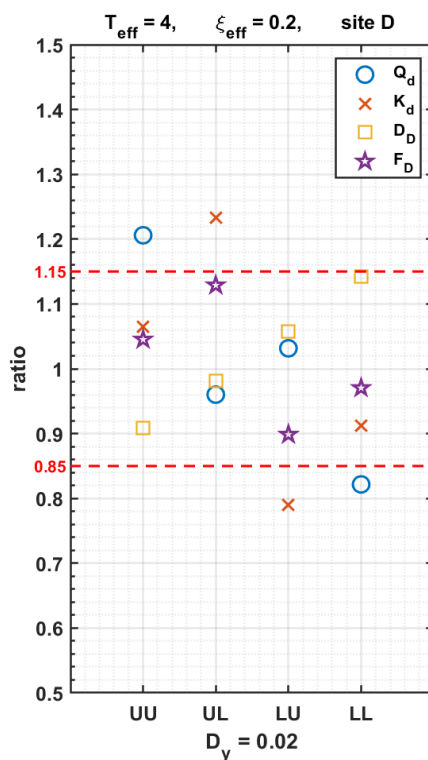


圖 3-1-2.115 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

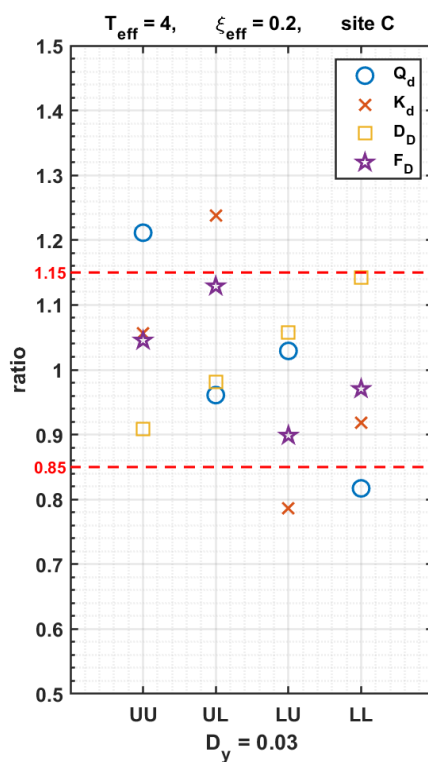


圖 3-1-2.116 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.2$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

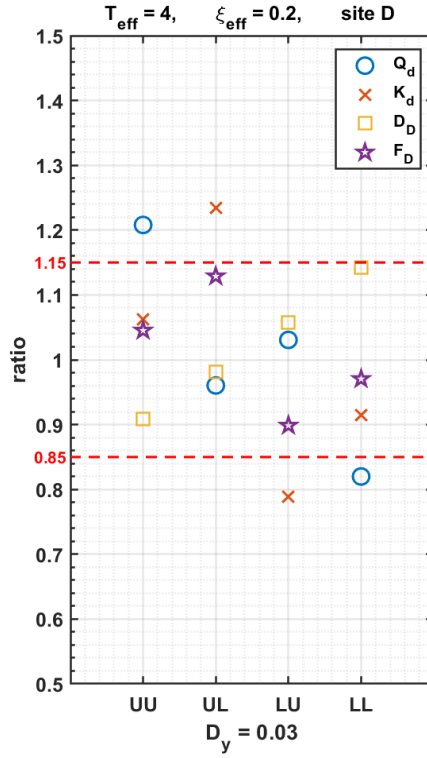


圖 3-1-2.117 隔震系統於工址 D 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.2$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

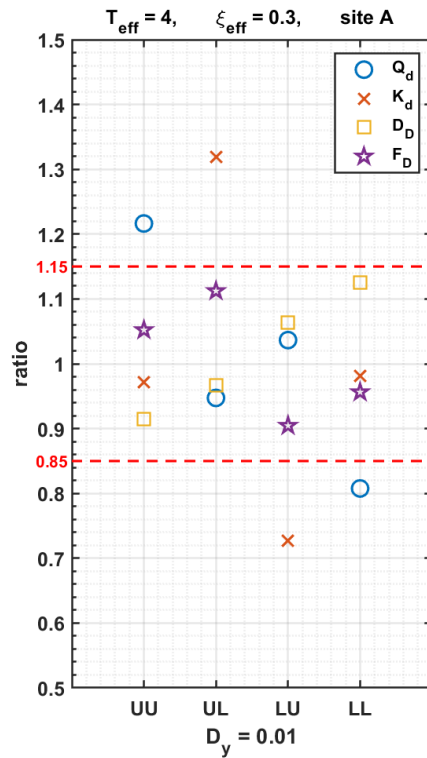


圖 3-1-2.118 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=10\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度



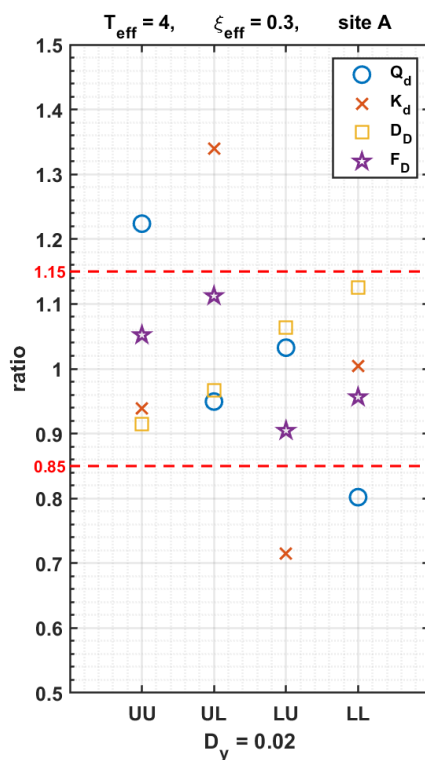


圖 3-1-2.119 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

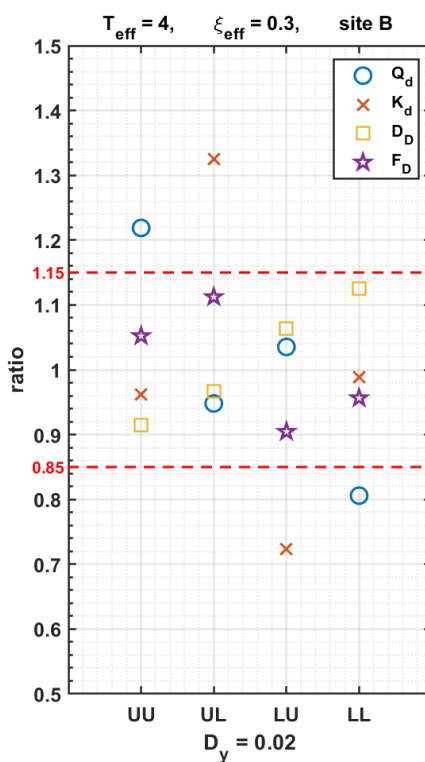


圖 3-1-2.120 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

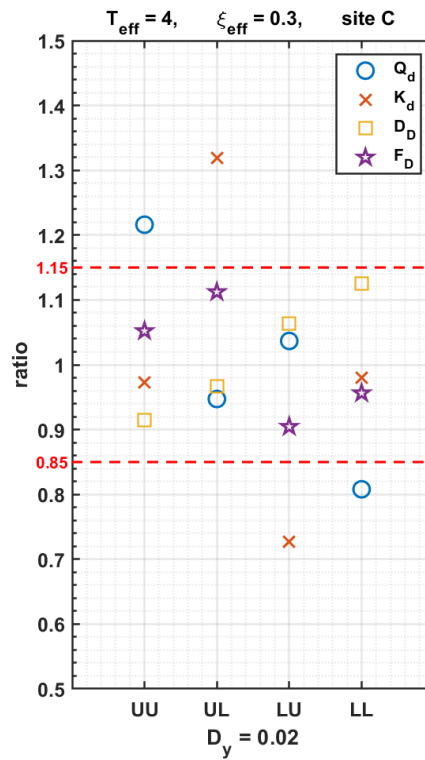


圖 3-1-2.121 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=20\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

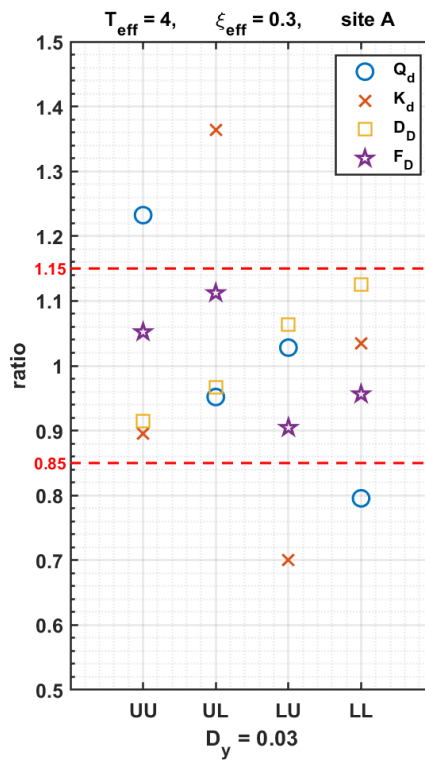


圖 3-1-2.122 隔震系統於工址 A 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\xi_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

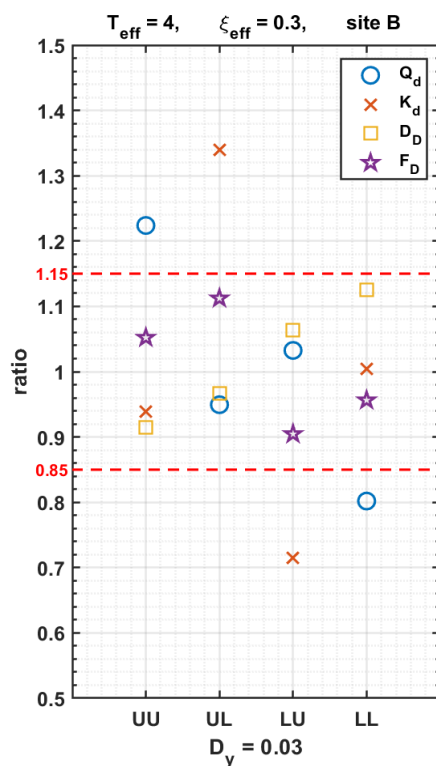


圖 3-1-2.123 隔震系統於工址 B 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

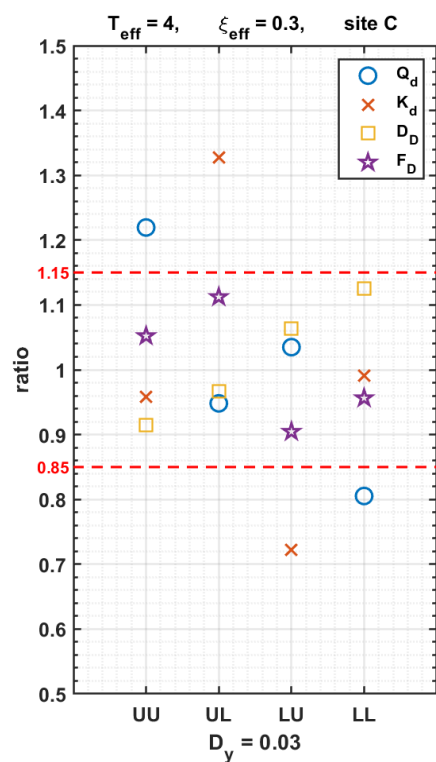


圖 3-1-2.124 隔震系統於工址 C 之需求下，考量標稱特性 ( $T_{eff}=4\text{sec}$ 、 $\zeta_{eff}=0.3$ 、 $D_y=30\text{mm}$ ) 上、下界變異性後，其相應參數之改變程度

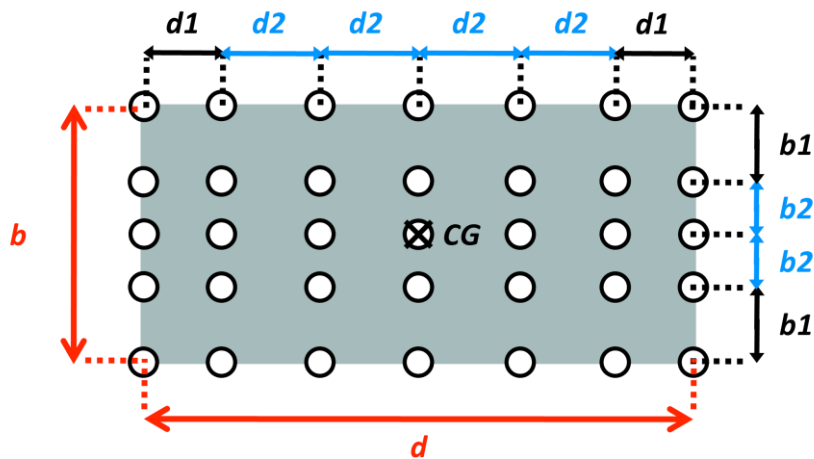


圖 3-2.1 隔震系統平面配置模型

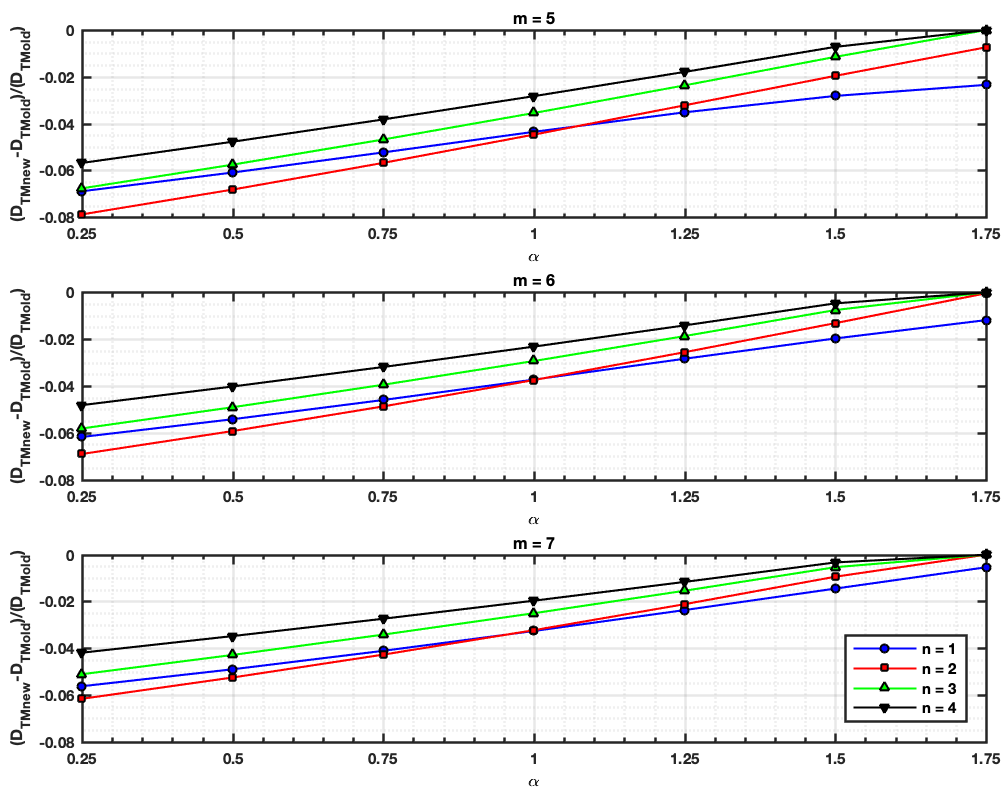


圖 3-2.2 ASCE7-16 定義最大總位移與我國規範之差異量(m=5~7)

因應國際規範修訂與國內近斷層地震效應對於國內隔減震建築設計規範之研修考量

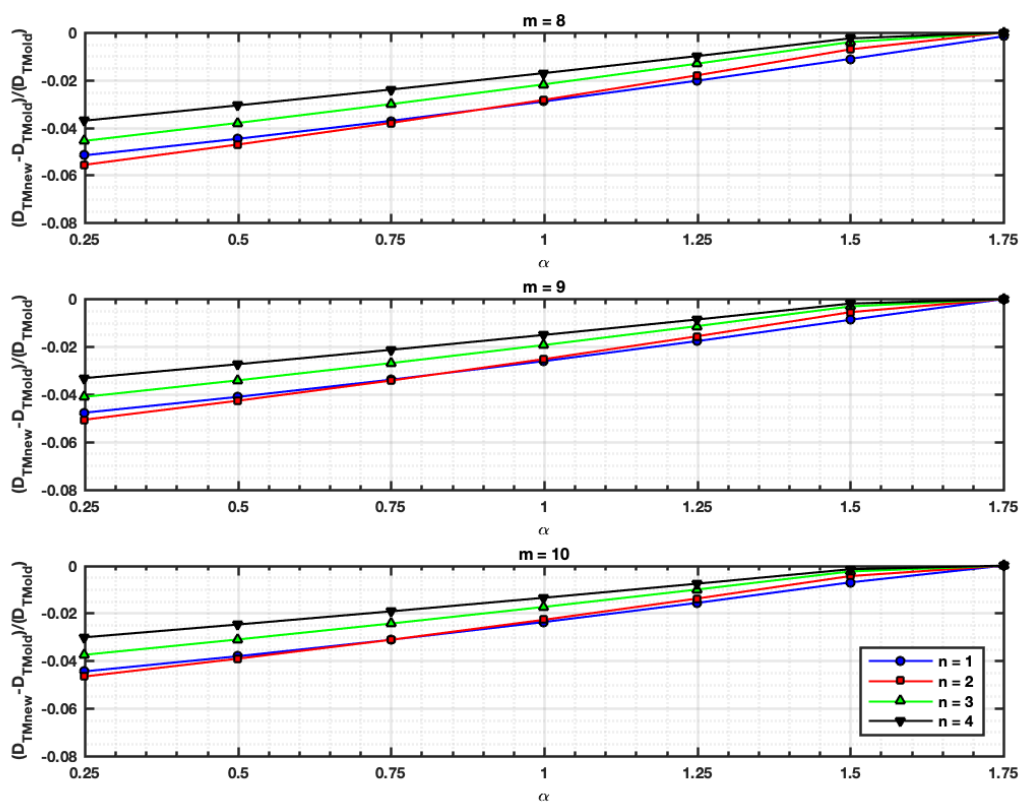


圖 3-2.3 ASCE7-16 定義最大總位移與我國規範之差異量( $m=8\sim 10$ )

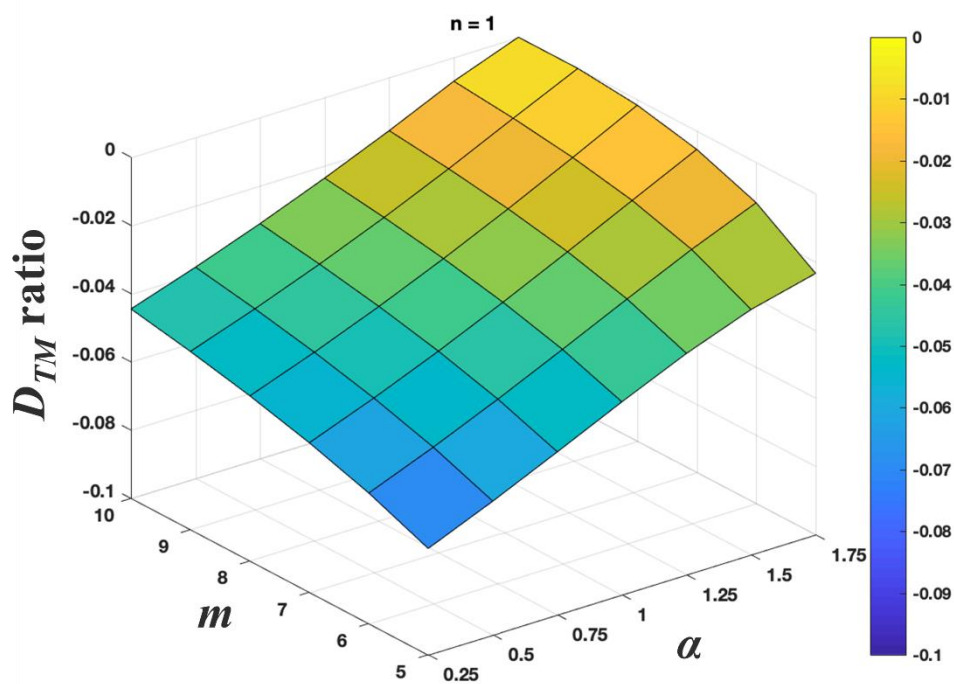


圖 3-2.4 ASCE7-16 定義最大總位移與我國規範之差異量三向圖( $n=1$ )

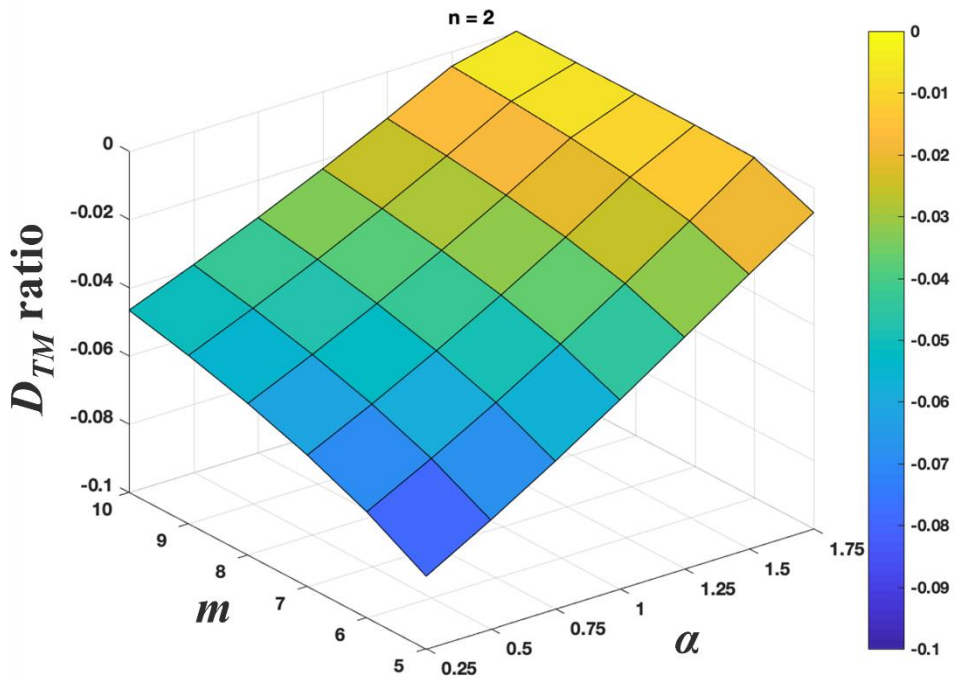


圖 3-2.5 ASCE7-16 定義最大總位移與我國規範之差異量三向圖( $n=2$ )

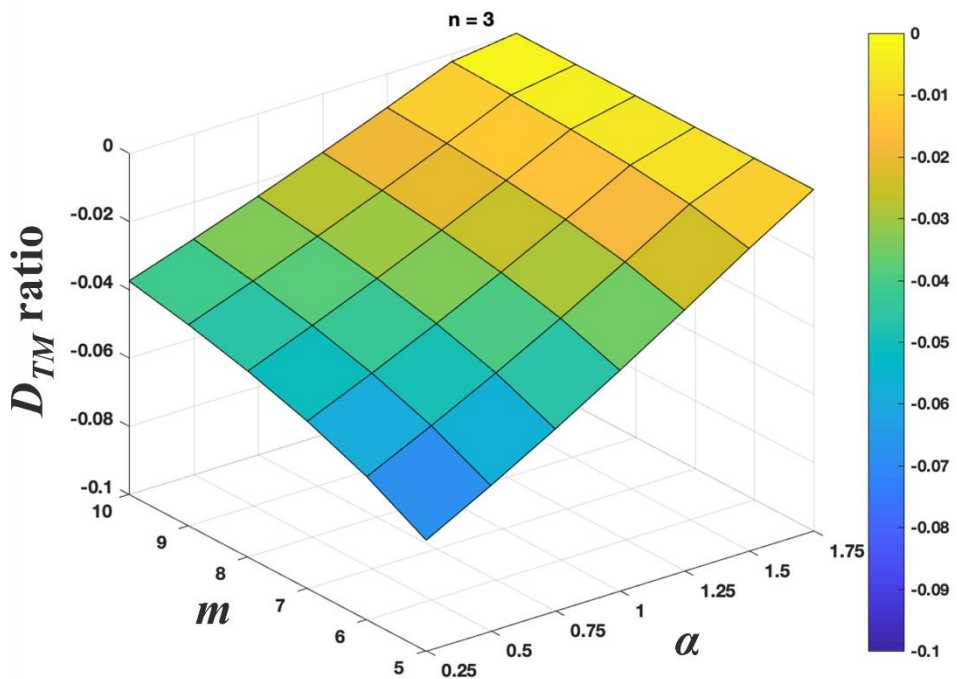


圖 3-2.6 ASCE7-16 定義最大總位移與我國規範之差異量三向圖( $n=3$ )

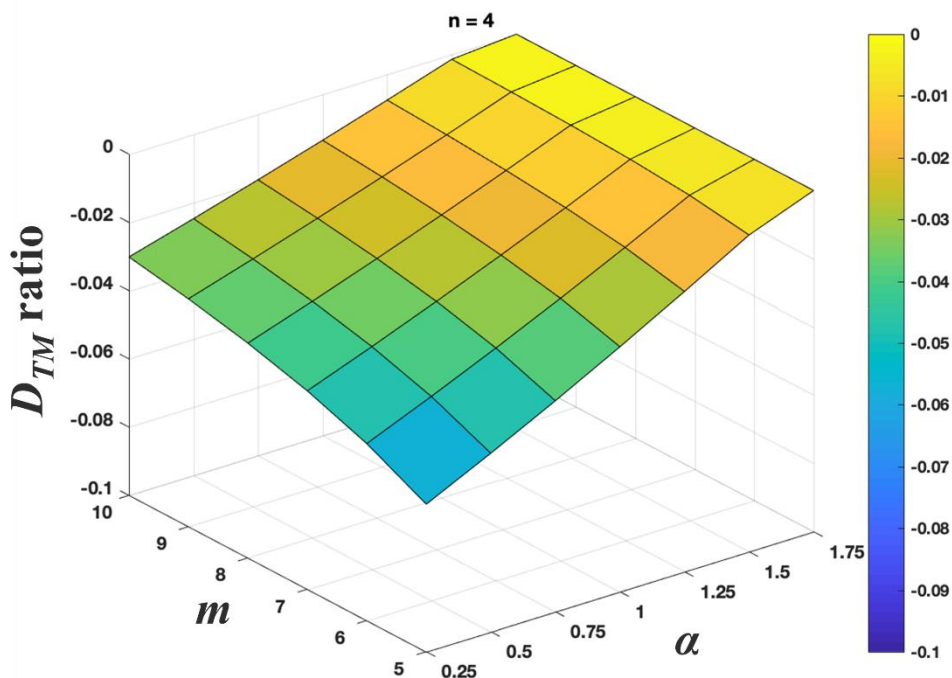


圖 3-2.7 ASCE7-16 定義最大總位移與我國規範之差異量三向圖( $n=4$ )

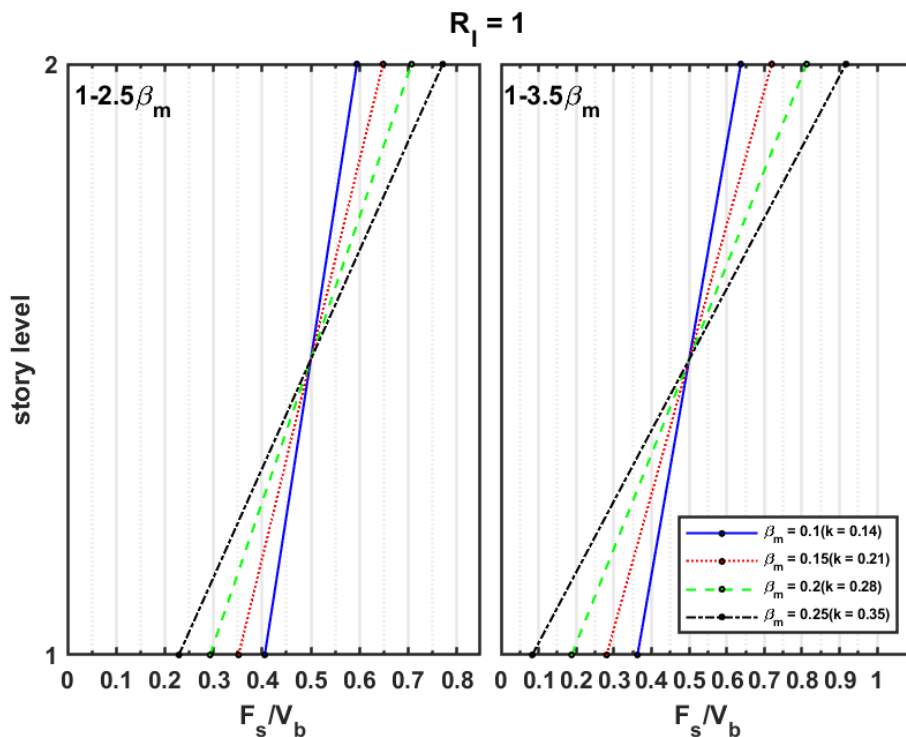


圖 3-3.1 單層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R=1.0$ )之地震力豎向分配結果



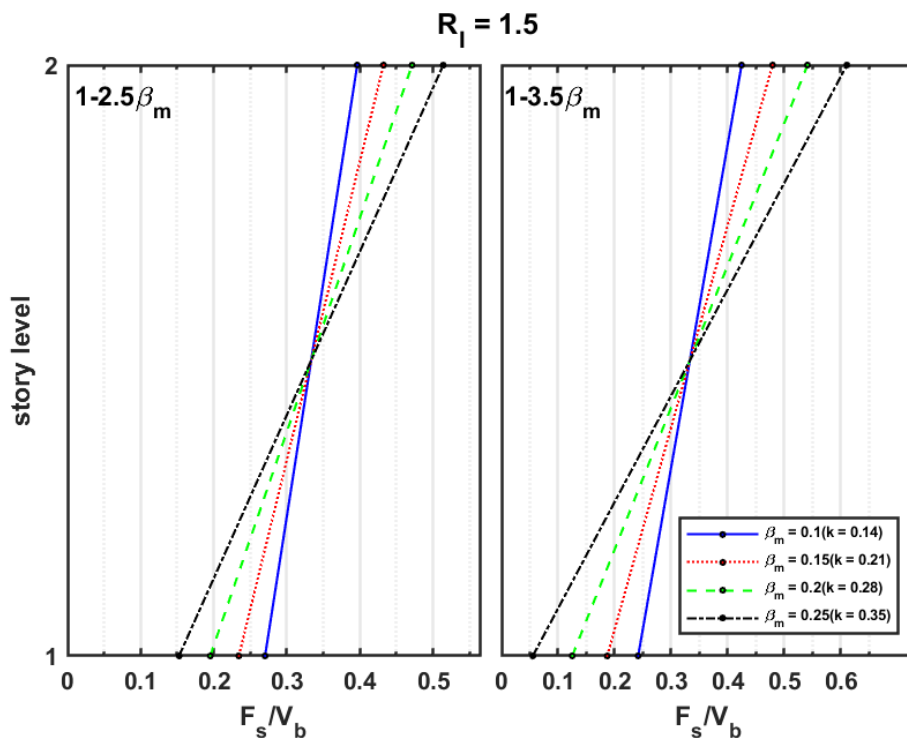


圖 3-3.2 單層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R=1.5$ )之地震力豎向分配結果

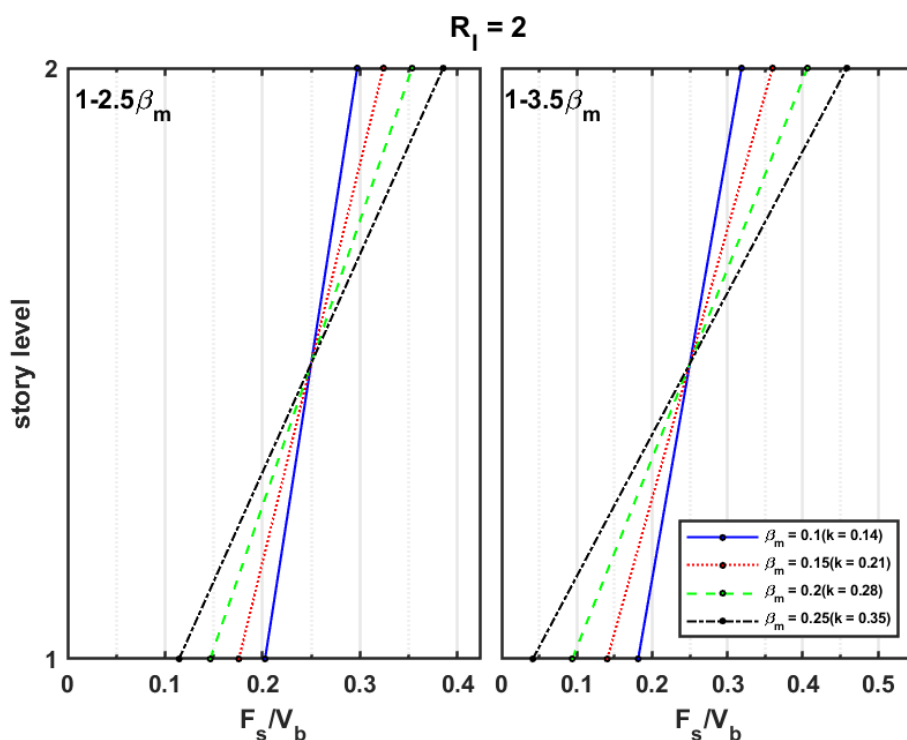


圖 3-3.3 單層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R=2.0$ )之地震力豎向分配結果



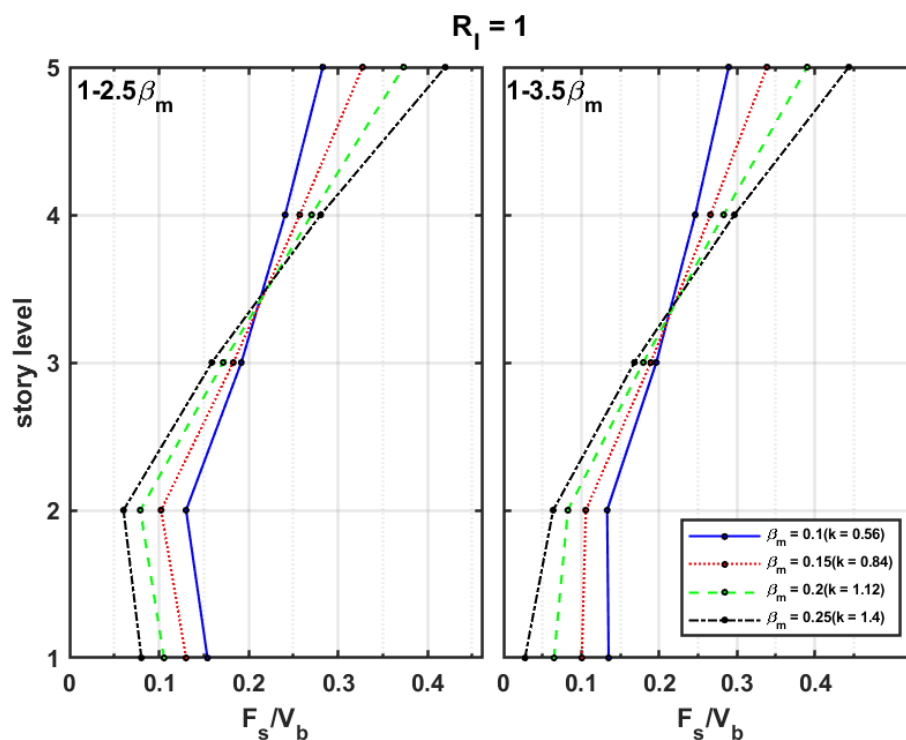


圖 3-3.4 4 層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R=1.0$ )之地震力豎向分配結果

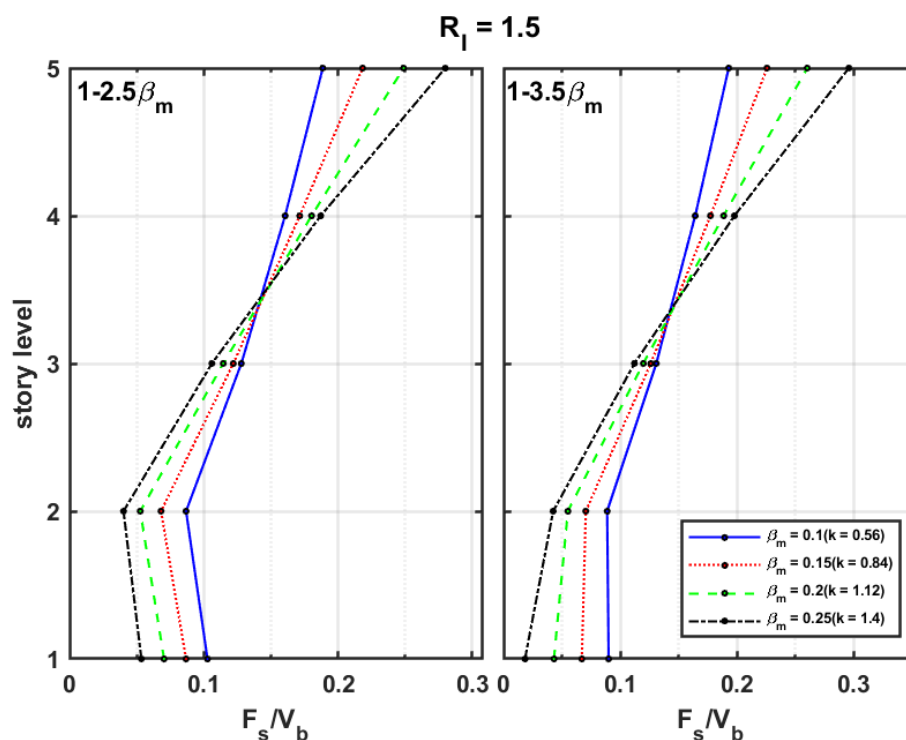


圖 3-3.5 4 層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R=1.5$ )之地震力豎向分配結果

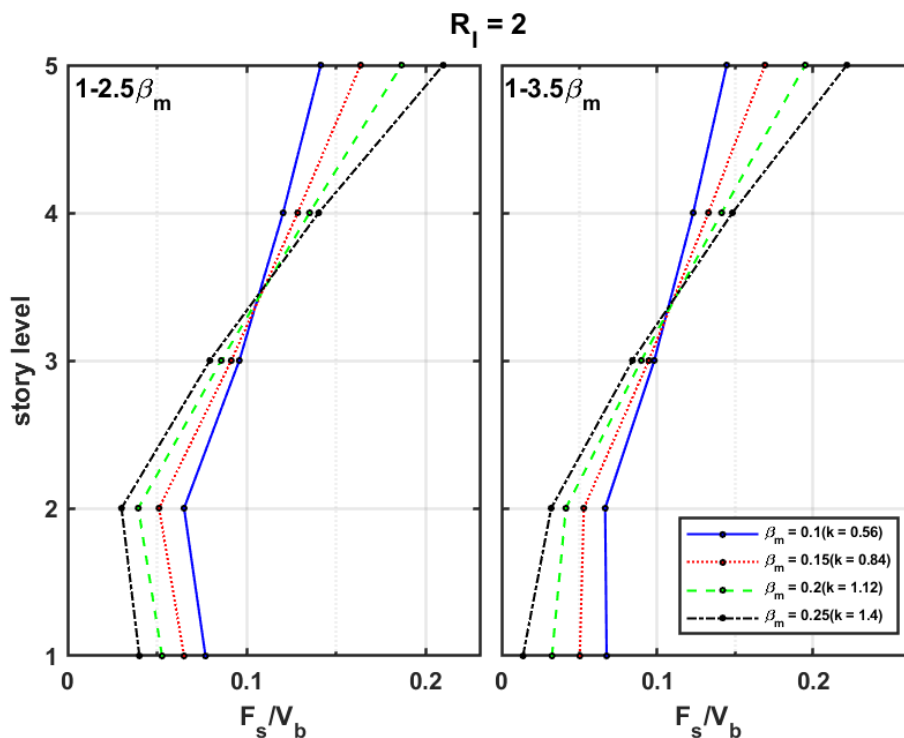


圖 3-3.6 4 層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R_I=2.0$ )之地震力豎向分配結果

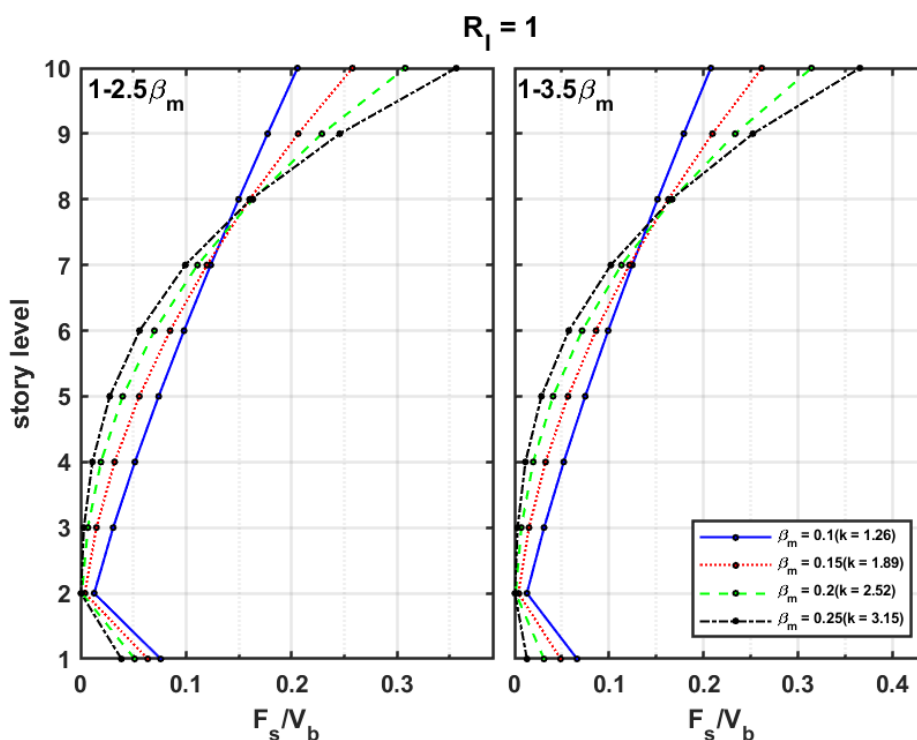


圖 3-3.7 9 層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R_I=1.0$ )之地震力豎向分配結果

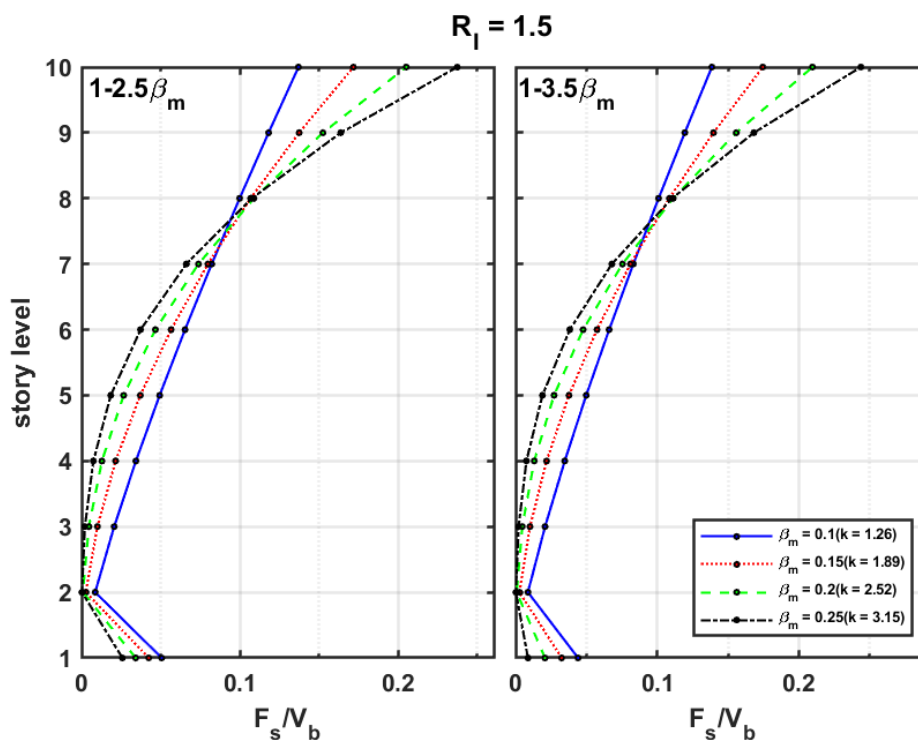


圖 3-3.8 9 層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R=1.5$ )之地震力豎向分配結果

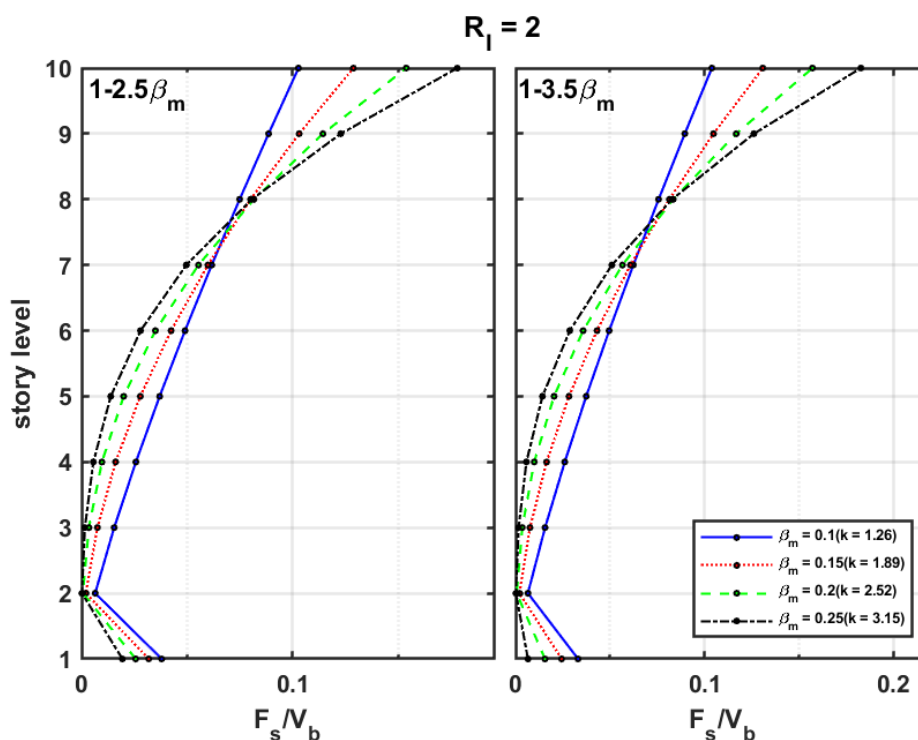


圖 3-3.9 9 層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R=2.0$ )之地震力豎向分配結果

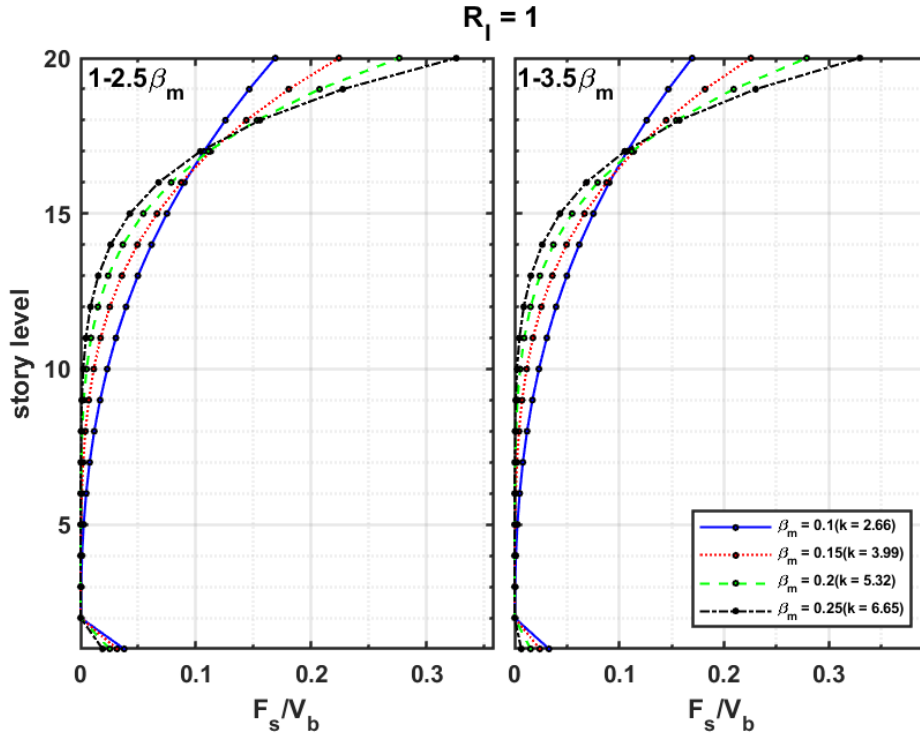


圖 3-3.10 19 層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R_I=1.0$ )之地震力豎向分配結果

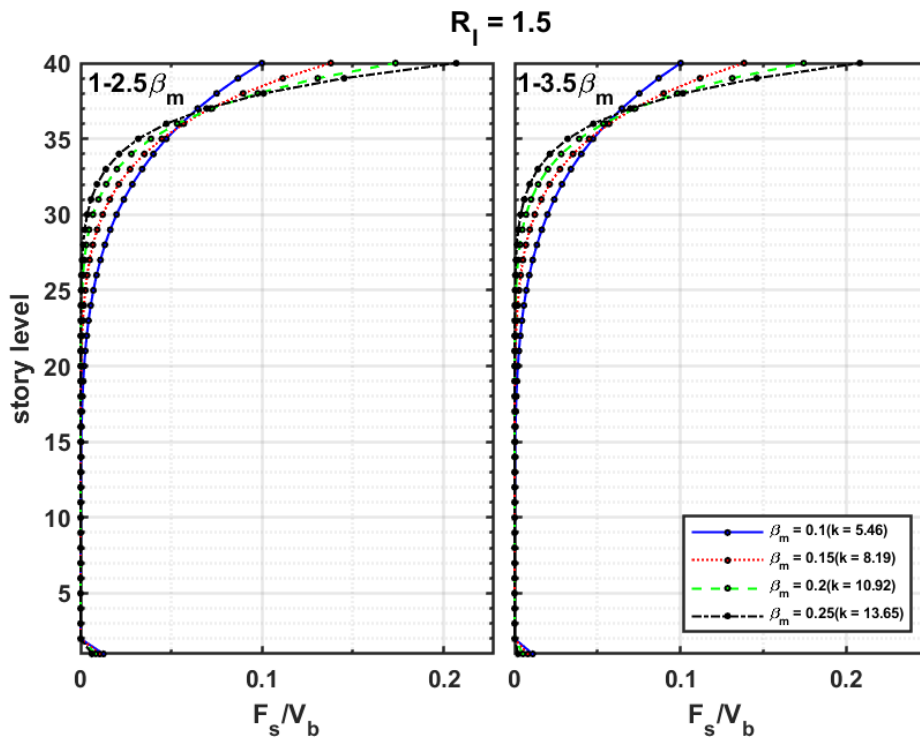


圖 3-3.11 19 層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R_I=1.5$ )之地震力豎向分配結果

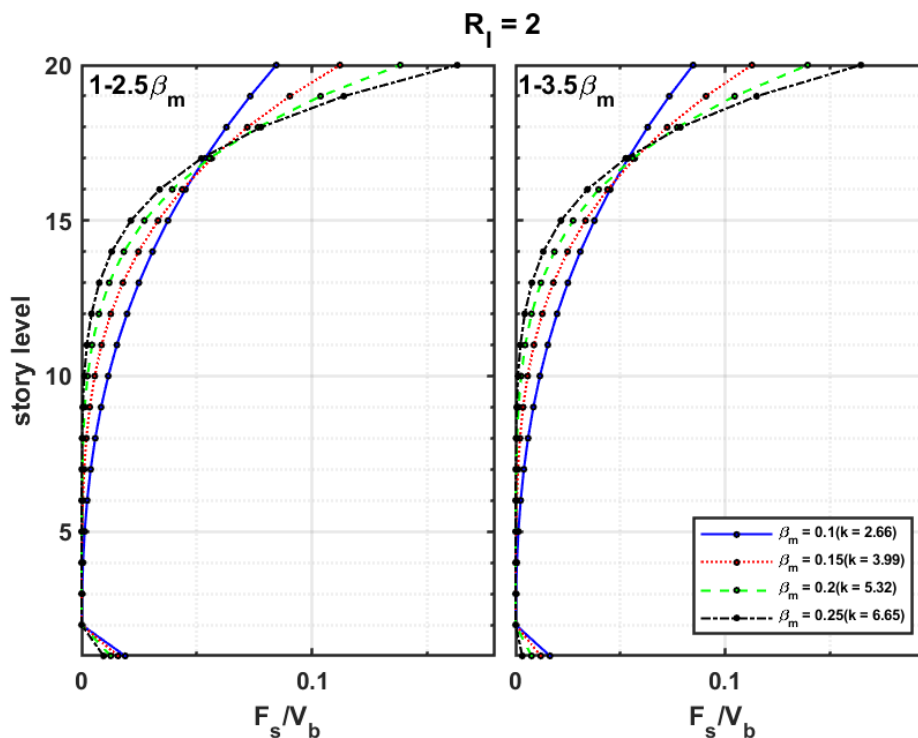


圖 3-3.12 19 層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R=2.0$ )之地震力豎向分配結果

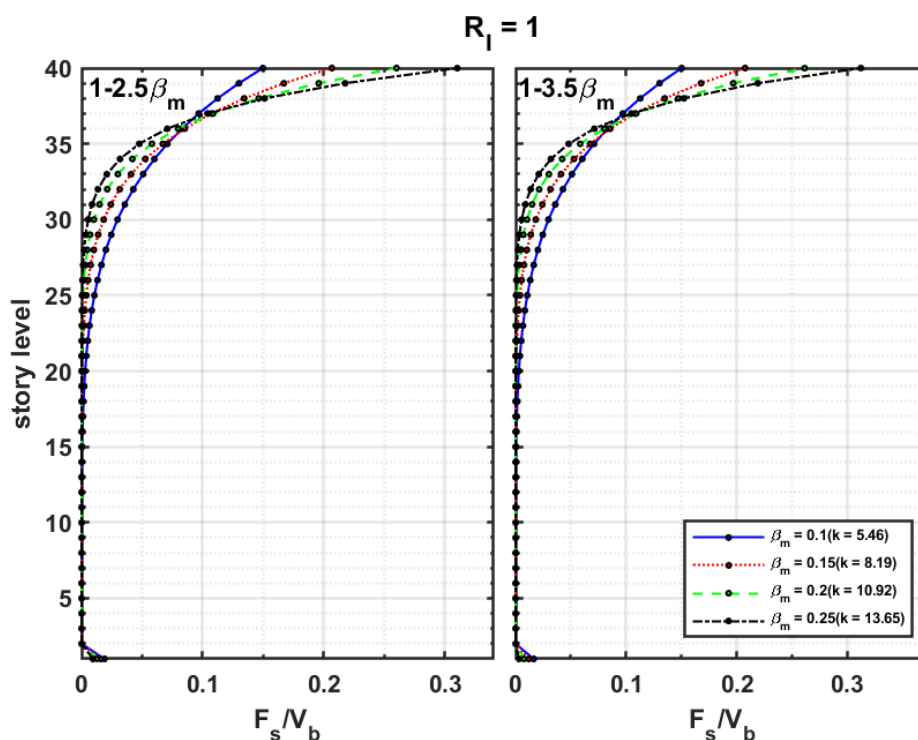


圖 3-3.13 39 層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R=1.0$ )之地震力豎向分配結果

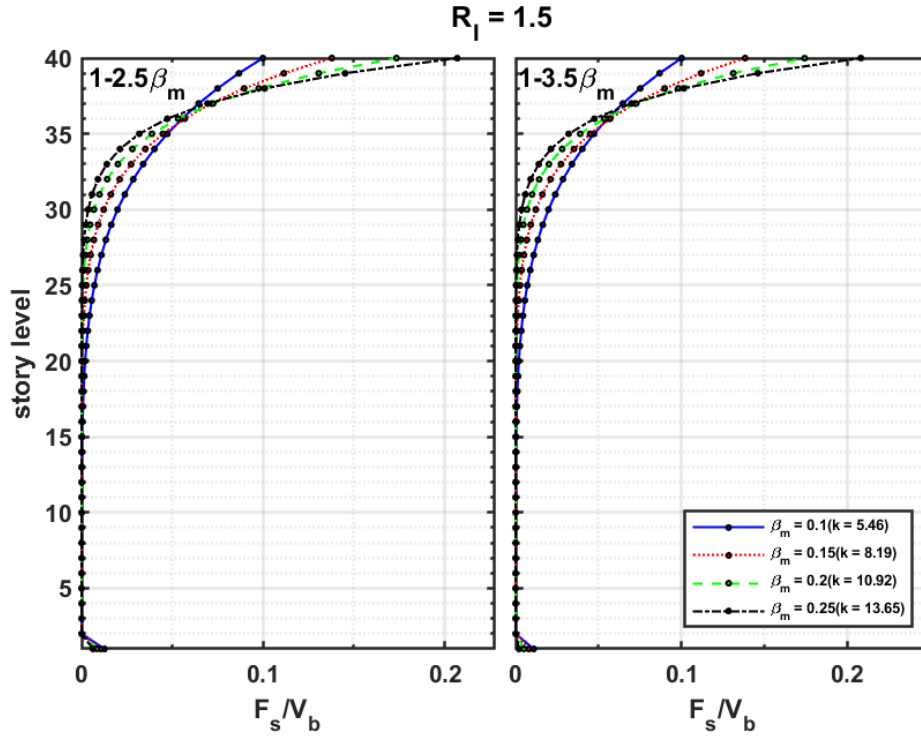


圖 3-3.14 39 層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R=1.5$ )之地震力豎向分配結果

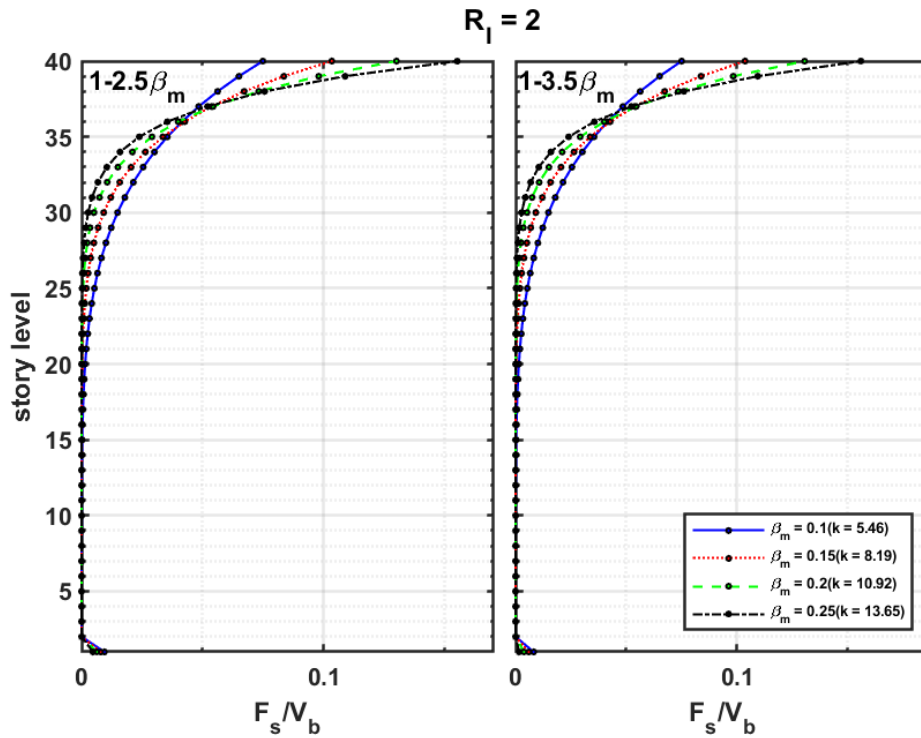


圖 3-3.15 39 層隔震結構於不同隔震系統型式(左：橡膠類；右：滑動類)與不同等效阻尼下，上部結構( $R=2.0$ )之地震力豎向分配結果



## 第四章 耐震設計規範修訂建議

### 第一節 第九章隔震建築物設計之修訂建議

#### 壹、通則

#### 現行規範

##### 9.1 通則

本章依據建築技術規則建築構造編第四十九條之二規定訂定之。

##### 9.1.1 適用範圍

本章適用於一般建築物使用隔震系統於基面之設計地震力及分析計算方式。本章未規定之事項，應依建築技術規則及其他工程設計規範規定辦理。

#### 解說：

隔震建築物結構體及隔震元件之設計地震力計算方式規定於 9.2 節與 9.3 節；隔震系統與結構系統之設計細部要求規定於 9.4 節；隔震系統之隔震元件實體試驗與性能保證試驗規定於 9.5 節。(後文省略)

#### 修訂 (修訂部分以紅色字樣及黑色刪除線標示)

#### 解說：

隔震建築物結構體及隔震元件之設計地震力計算方式規定於 9.2 節與 9.3 節；隔震系統與結構系統之設計細部要求規定於 9.4 節；隔震系統之隔震元件實體試驗、**出廠試驗**與性能保證試驗規定於 9.5 節。(後文省略)



## 貳、隔震設計之變異性

### 新增

#### 9.1.8 隔震設計之變異性

隔震設計上應考量隔震元件力學行為之變異性，對於隔震系統及隔震建築物所造成之影響。

#### 解說：

由於隔震元件之力學行為可能因材料與製程之因素而有所差異，因此專業技師必須考量至少 $\pm 15\%$ 之力學行為變異範圍，以上下界分析進行隔震設計。隔震元件之力學行為包含等效阻尼比( $\xi_{eD}$ 、 $\xi_{eM}$ )與有效勁度( $K_{eD}$ 、 $K_{eM}$ )。

## 參、隔震結構總橫力調整

## 現行規範

**9.3.3 總橫力之調整**

任一方向動力分析的設計總橫力，為動力分析所得總橫力依下列規定調整而得：

**9.3.3.1 反應譜分析**

- (1) 位於隔震系統(含)及其下方之結構元件，於設計地震下，反應譜分析所得之總橫力除以0.8後不得小於(9-7)式所定 $V_b$ 值之90%。
- (2) 位於隔震系統上方之結構，其配置為規則性者，於設計地震下，反應譜分析所得之總橫力不得小於(9-8)式所定 $V_s$ 值之80%，且不得小於9.2.5.3節所定之限度。
- (3) 位於隔震系統上方之結構，其配置為不規則性者，於設計地震下，反應譜分析所得之總橫力不得小於(9-8)式所定 $V_s$ 值，且不得小於9.2.5.3節所定之限度。

**9.3.3.2 非線性歷時分析**

- (1) 位於隔震系統(含)及其下方之結構元件，於設計地震下，非線性歷時分析所得之總橫力除以0.8後不得小於(9-7)式所定 $V_b$ 值之90%。
- (2) 位於隔震系統上方之結構，其配置為規則性者，於設計地震下，非線性歷時分析所得之總橫力不得小於(9-8)式所定 $V_s$ 值之60%，且不得小於9.2.5.3節所定之限度。
- (3) 位於隔震系統上方之結構，其配置為不規則性者，於設計地震下，非線性歷時分析所得之總橫力不得小於(9-8)式所定 $V_s$ 值之80%，且不得小於9.2.5.3節所定之限度。

**修訂** (修訂部分以紅色字樣及黑色刪除線標示)

**9.3.3 總橫力之調整**

任一方向動力分析的設計總橫力，為動力分析所得總橫力依下列規定調整而得：

### 9.3.3.1 反應譜分析

- (1) 位於隔震系統(含)及其下方之結構元件，於設計地震下，反應譜分析所得之總橫力除以0.8後不得小於(9-7)式所定 $V_b$ 值之90%。
- (2) 位於隔震系統上方之結構，其配置為規則性者，於設計地震下，反應譜分析所得之總橫力不得小於(9-8)式所定 $V_s$ 值之~~80~~90%，且不得小於9.2.5.3節所定之限度。
- (3) 位於隔震系統上方之結構，其配置為不規則性者，於設計地震下，反應譜分析所得之總橫力不得小於(9-8)式所定 $V_s$ 值，且不得小於9.2.5.3節所定之限度。

### 9.3.3.2 非線性歷時分析

- (1) 位於隔震系統(含)及其下方之結構元件，於設計地震下，非線性歷時分析所得之總橫力除以0.8後不得小於(9-7)式所定 $V_b$ 值之90%。
- (2) 位於隔震系統上方之結構，其配置為規則性者，於設計地震下，非線性歷時分析所得之總橫力不得小於(9-8)式所定 $V_s$ 值之~~80~~60%，且不得小於9.2.5.3節所定之限度。
- (3) 位於隔震系統上方之結構，其配置為不規則性者，於設計地震下，非線性歷時分析所得之總橫力不得小於(9-8)式所定 $V_s$ 值之~~90~~80%，且不得小於9.2.5.3節所定之限度。

## 肆、歷時分析法

## 現行規範

## 3.6 歷時分析法

## 3.6.1 輸入地震要求

至少三個與設計反應譜相符之水平地震紀錄，其應能確切反映工址設計地震(或最大考量地震)之地震規模、斷層距離與震源效應。

針對任一個水平地震紀錄，計算其 5% 阻尼之反應譜。同時，調整地震紀錄使得位於  $0.2T$  至  $1.5T$  週期範圍內任一點之譜加速度值不得低於設計譜加速度值之 90% 及於此週期範圍內之平均值不得低於設計譜加速度值之平均值，其中  $T$  為建物基本模態之振動週期。

## 解說：

強地動紀錄之選取，盡量採用能確切反映工址設計地震(或最大考慮地震)之地震規模、斷層距離與震源效應的實測地震紀錄來進行模擬與調整得到與設計反應譜相符之紀錄；地震紀錄模擬之方法，應為具有可信理論之方法或為由公信單位所提供之方法。

## 9.3.7 非線性動力分析

所輸入之地震紀錄，至少取三個與設計反應譜相符之水平地震紀錄，其應能確切反映工址設計地震(或最大考量地震)之地震規模、斷層距離與震源效應。針對任一個水平地震紀錄，其 5% 阻尼比反應譜於  $0.2T_{eD}(T_{eM})$  至  $1.5T_{eD}(T_{eM})$  週期範圍內任一點之譜加速度值不得低於設計(最大考量)譜加速度值之 90%，且於此週期範圍內之平均值不得低於設計(最大考量)譜加速度值之平均值，其中  $T_{eD}(T_{eM})$  為隔震建物於設計位移(最大考量位移)下之有效振動週期。

若使用七組以上的地震加速度歷時，所得反應的平均值可作為設計之用。

## 解說：

參考第三章 3.6 節之解說。輸入之地震紀錄，以工址附近之紀錄為佳；若實測地震紀錄之反應譜在週期  $T_{eD}$  附近有放大現象時，應就此實測地震紀錄作適當之考量。

修訂 (修訂部分以紅色字樣及黑色刪除線標示)

### 3.6 歷時分析法

#### 3.6.1 輸入地震要求

至少三個與設計反應譜相符之水平地震紀錄，其應能確切反映工址設計地震(或最大考量地震)之地震規模、斷層距離與震源效應。若使用七個以上與設計反應譜相符之水平地震紀錄，結構得採用分析結果之平均值進行設計。

針對任一個水平地震紀錄，計算其 5% 阻尼之反應譜。同時，調整地震紀錄使得位於  $0.2T_1$  至  $1.5T_1$  週期範圍內任一點之譜加速度值不得低於設計譜加速度值之 90% 及於此週期範圍內之平均值不得低於設計譜加速度值之平均值，其中  $T_1$  為建築物在所考慮方向之基本振動週期。

解說：

強地動紀錄之選取，應以工址附近之紀錄為佳，並盡量採用能確切反映工址設計地震(或最大考慮地震)之地震規模、斷層距離與震源效應的實測地震紀錄來進行模擬與調整得到與設計反應譜相符之紀錄；應為具有可信理論之方法或為由公信單位所提供之方法。若工址附近實測地震紀錄之反應譜，在建築物所考慮方向之基本振動週期  $T_1$  附近有放大現象時，應就此實測地震紀錄作適當之考量。

#### 9.3.7 非線性動力分析

依第三章3.6節之規定，進行非線性動力歷時分析。

所輸入之地震紀錄，至少取三個與設計反應譜相符之水平地震紀錄，其應能確切反映工址設計地震(或最大考量地震)之地震規模、斷層距離與震源效應。針對任一個水平地震紀錄，其5% 阻尼比反應譜於  $0.2T_{eD}(T_{eM})$  至  $1.5T_{eD}(T_{eM})$  週期範圍內任一點之譜加速度值不得低於設計(最大考量)譜加速度值之90%，且於此週期範圍內之平均值不得低於設計(最大考量)譜加速度值之平均值，其中  $T_{eD}(T_{eM})$  為隔震建物於設計位移(最大考量位移)下之有效振動週期。

若使用七組以上的地震加速度歷時，所得反應的平均值可作為設計之用。

解說：

參考第三章3.6節之解說。輸入之地震紀錄，以工址附近之紀錄為佳；若實測地震紀錄之反應譜在週期  $T_{eD}$  附近有放大現象時，應就此實測地震紀錄作適當之考量。惟3.6.1節中建築物在所考慮方向之基本振動週期  $T_1$ ，應更改為隔震建築物

於設計位移下之有效振動週期 $T_{eD}$  或最大考量位移下之有效振動週期 $T_{eM}$ 。

## 伍、隔震元件試驗通則

### 現行規範

#### 9.5 隔震元件之實體試驗與性能保證試驗

##### 9.5.1 通則

在採用隔震裝置前，須藉實體測試以確認隔震元件之地震行為是否與原設計相符。實體測試至少須使用二個與原設計相同型式與尺寸的隔震元件進行試驗，其結果經確認後始得進行製造生產。實體測試所用的試體不得再使用於建造結構上。在試驗進行時，試體每個迴圈的力和位移皆應予以記錄。

### 解說：

因隔震建築物並非針對某一特定隔震系統而定，為適合所有隔震系統，本章規定一系列的試驗步驟，設計所使用之勁度與阻尼依這些試驗結果而定。

上開實體試驗宜由國內具有公信力之隔震元件試驗機構辦理。

### 修訂 (修訂部分以紅色字樣及黑色刪除線標示)

#### 9.5 隔震元件之實體試驗、~~出廠試驗與性能試驗~~與性能保證試驗

##### 9.5.1 通則

實體試驗之目的，是為評定隔震元件供應商設計製造隔震元件之能力，進而建立隔震元件力學性質之報告。

出廠試驗是為依據設備供應商提出之合格標準，經專業技師認可後，透過實驗以確保隔震元件於生產製造到成品組裝的每一個製程的品管穩定性。

性能試驗為證實專業技師於設計中所使用隔震元件之力學性質。

在試驗進行時，試體每個迴圈的力和位移皆應予以記錄。

### 解說：

因隔震建築物並非針對某一特定隔震系統而定，為適合所有隔震系統，本章規定一系列的試驗步驟，設計所使用之勁度與阻尼依這些試驗結果而定。

~~上開實體試驗宜由國內具有公信力之隔震元件試驗機構辦理。~~

## 陸、隔震元件實體試驗

## 現行規範

## 9.5.2 實體試驗

實體試驗可使用位移與垂直載重條件或剪應變與垂直壓應力條件，依不同隔震元件之特性與隔震建築物之設計，選擇適合之試驗條件進行試驗。

## 9.5.2.1 位移與垂直載重條件

## 9.5.2.1.1 垂直載重試驗

垂直載重由零加載至  $(Q_D + \frac{1}{2}Q_L + Q_E)$ ，並卸載回復為零，以進行垂直載重試驗。

## 9.5.2.1.2 常態載重試驗

在垂直載重為  $Q_D + Q_L$  下，進行二十個循環試驗，每個循環試驗之最大力量或位移為隔震元件所承受之常態載重(風力、溫度變化等)或其所對應之位移。

## 9.5.2.1.3 不同變形之特性試驗

在垂直載重為  $Q_D$  下，進行循環試驗，每個循環之位移依序為隔震元件設計位移  $D_D$  的 0.25、0.50、0.75、1.0、1.25 及 1.0 倍。每一種位移進行三個循環試驗。

## 9.5.2.1.4 性能穩定性試驗

在垂直載重為  $Q_D$  下，進行十個循環試驗，每個循環之最大側向位移為隔震元件之設計位移  $D_D$ 。

## 9.5.2.1.5 隔震元件穩定度試驗

在垂直載重各為  $Q_D + \frac{1}{2}Q_L + Q_E$  與  $Q_D - Q_E$  下，分別進行三個循環試驗，每個循環之側向位移為隔震元件之最大總位移  $D_{TM}$ 。E 為包含水平及垂直設計地震效應產生之軸力。

## 9.5.2.2 剪應變與垂直壓應力條件

在設計載重  $Q_D + \frac{1}{2}Q_L + Q_E$  不大於  $200\text{kgf}/\text{cm}^2$ ，且隔震元件之最大總位移  $D_{TM}$  對應隔震元件橡膠總厚度之剪應變不大於 250% 時，始得使用剪應變與垂直壓應力條件進行下列實體試驗項目。



#### 9.5.2.2.1 垂直載重試驗

垂直壓應力由零加載至  $200\text{kgf}/\text{cm}^2$ ，並卸載回復為零，以進行垂直載重試驗。

#### 9.5.2.2.2 常態載重試驗

在垂直壓應力為  $150\text{kgf}/\text{cm}^2$  下，進行二十個循環試驗，每個循環試驗之最大力量或位移為隔震元件所承受之常態載重(風力、溫度變化等)或其所對應隔震元件橡膠總厚度之剪應變。

#### 9.5.2.2.3 不同變形之特性試驗

在垂直壓應力為  $100\text{kgf}/\text{cm}^2$  下，進行循環試驗，每個循環之位移依序為隔震元件橡膠總厚度之剪應變50%、100%、150%、200%、250%及200%。每一種位移進行三個循環試驗。

#### 9.5.2.2.4 性能穩定性試驗

在垂直壓應力為  $100\text{kgf}/\text{cm}^2$  下，進行十個循環試驗，每個循環之最大側向位移為隔震元件橡膠總厚度之剪應變200%。

#### 9.5.2.2.5 隔震元件穩定度試驗

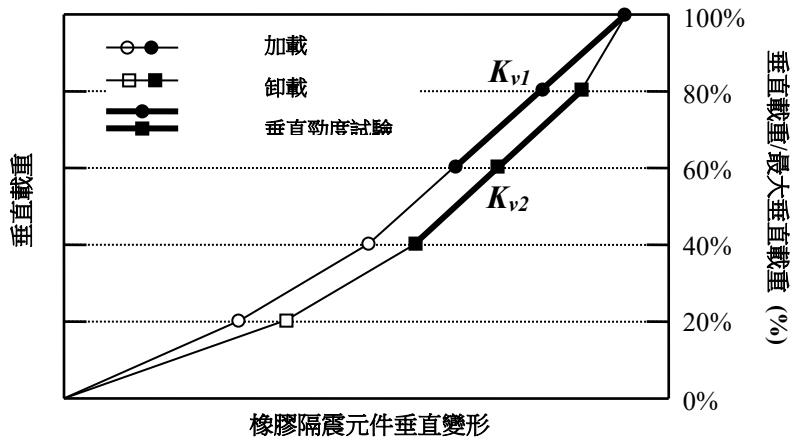
在垂直壓應力各為  $200\text{kgf}/\text{cm}^2$  以上與  $20\text{kgf}/\text{cm}^2$  以下時，分別進行三個循環試驗，每個循環之側向位移不小於隔震元件橡膠總厚度之剪應變250%。

#### 解說：

實體試驗中剪應變與垂直壓應力條件適用於橡膠隔震元件。

垂直載重試驗，建議取最大垂直載重為  $(Q_D + \frac{1}{2}Q_L + Q_E)$  或  $200\text{kgf}/\text{cm}^2$ ，垂直載重試驗之加載與卸載過程中，應設定適當之分段加載與卸載階段。以橡膠隔震元件之垂直載重試驗為例(如圖C9-5所示)，每一階段以最大垂直載重之20%作為加載或卸載之變化量，利用加載過程之60%、80%與100%所求得之迴歸勁度  $K_{v1}$ ，及卸載過程之80%、60%與40%所求得之迴歸勁度  $K_{v2}$ ，取兩者之平均值作為試驗所得之垂直勁度值  $K_v$ ，作為隔震結構分析時之輸入參數。

$$K_v = \frac{(K_{v1} + K_{v2})}{2} \quad (\text{C9-13})$$



圖C9-5 橡膠隔震元件垂直勁度試驗值計算方式

一般而言，可經由分析求得常態載重（回歸週期為50年並考慮用途係數之設計風力）與溫度變化（ $\pm 20^{\circ}\text{C}$ ）下隔震元件之位移變化量。

**修訂**（修訂部分以紅色字樣及黑色刪除線標示）

## 9.5.2 實體試驗

進行實體試驗時，設備供應商原則上至少須使用二組相同全尺寸試體進行試驗，除非專業技師同意，試驗試體不得再用於現地安裝。

相似規格之隔震元件，若可提出經由國內相關研究分析資料或試驗報告之證明，並且經專業技師認可，則可不需進行實體試驗。

上開實體試驗應由國內具隔震元件試驗設施認證之實驗機構辦理。

實體試驗可使用位移與垂直載重條件或剪應變與垂直壓應力條件，依不同隔震元件之特性與隔震建築物之設計，選擇適合之試驗條件進行試驗。

### 9.5.2.1 位移與垂直載重條件

#### 9.5.2.1.1 垂直載重試驗

垂直載重由零加載至一試驗軸壓  $(Q_D + \frac{1}{2}Q_L + Q_E)$ ，並卸載回復為零，以進行垂直載重試驗。

#### 9.5.2.1.2 常態載重試驗

在垂直載重為  $Q_D + Q_L$  下，進行二十個循環試驗，每個循環試驗之最大力量或位移為隔震元件所承受之常態載重（風力、溫度變化等）或其所對應之位移。

垂直載重在一試驗軸壓與試驗位移下，進行至少二十個循環試驗。

### 9.5.2.3 9.5.2.1.3不同變形之特性試驗

在垂直載重為 $Q_D$ 下，進行循環試驗，每個循環之位移依序為隔震元件設計位移 $D_D$ 的0.25、0.50、0.75、1.0、1.25及1.0倍。每一種位移進行三個循環試驗。

垂直載重在一試驗軸壓下，進行至少五組不同試驗位移循環試驗，每一組試驗位移進行三個循環試驗。

### 9.5.2.4 9.5.2.1.4性能穩定性試驗

在垂直載重為 $Q_D$ 下，進行十個循環試驗，每個循環之最大側向位移為隔震元件之位移 $D_D$ 。

垂直載重在一試驗軸壓與試驗位移下，進行至少十個循環試驗。

### 9.5.2.5 9.5.2.1.5隔震元件穩定度試驗

在垂直載重各為 $Q_D + \frac{1}{2}Q_L + Q_E$ 與 $Q_D - Q_E$ 下，分別進行三個循環試驗，每個循環之側向位移為隔震元件最大總位移 $D_{TM}$ 。 $E$ 為包含水平及垂直設計地震效應產生之軸力。

垂直載重分別在最大試驗軸壓與最小試驗軸壓下，於一試驗位移進行三個循環試驗。

### 9.5.2.2 剪應變與垂直壓應力條件

在設計載重 $Q_D + \frac{1}{2}Q_L + Q_E$ 不大於 $200\text{kgf}/\text{cm}^2$ ，且隔震元件之最大總位移 $D_{TM}$ 對應隔震元件橡膠總厚度之剪應變不大於250%時，始得使用剪應變與垂直壓應力條件進行下列實體試驗項目。

#### 9.5.2.2.1 垂直載重試驗

垂直壓應力由零加载至 $200\text{kgf}/\text{cm}^2$ ，並卸載回復為零，以進行垂直載重試驗。

#### 9.5.2.2.2 常態載重試驗

在垂直壓應力為 $150\text{kgf}/\text{cm}^2$ 下，進行二十個循環試驗，每個循環試驗之最大力量或位移為隔震元件所承受之常態載重(風力、溫度變化等)或其所對應隔震元件橡膠總厚度之剪應變。

**9.5.2.2.3 不同變形之特性試驗**

在垂直壓應力為 $100\text{kgf}/\text{cm}^2$ 下，進行循環試驗，每個循環之位移依序為隔震元件橡膠總厚度之剪應變50%、100%、150%、200%、250%及200%。每一種位移進行三個循環試驗。

**9.5.2.2.4 性能穩定性試驗**

在垂直壓應力為 $100\text{kgf}/\text{cm}^2$ 下，進行十個循環試驗，每個循環之最大側向位移為隔震元件橡膠總厚度之剪應變200%。

**9.5.2.2.5 隔震元件穩定度試驗**

在垂直壓應力各為 $200\text{kgf}/\text{cm}^2$ 以上與 $20\text{kgf}/\text{cm}^2$ 以下時，分別進行三個循環試驗，每個循環之側向位移不小於隔震元件橡膠總厚度之剪應變250%。

**解說：**

上述隔震元件各試驗項目的軸壓與試驗位移之訂定，應由設備供應商針對受測件之特性，選擇適合之試驗條件進行試驗。

設備供應商若可提出五年內由國內相關研究分析資料或試驗報告之證明，該隔震元件若與原設計具(1)相似型式、尺寸、相同材料及內部構造；(2)相同組裝過程及製造品質控制程序；(3)相似力學特性，如有效勁度、等效阻尼比與設計位移，並可提供專業技師相關設計參數，且經專業技師認可者，得不須進行實體試驗，但仍應進行出廠試驗與性能試驗，以及該隔震元件(4)為橡膠隔震元件時，其相似型式之原則為相同試驗位移下橡膠總厚度之剪應變差異在 $\pm 10\%$ 以內。

隔震元件為滑動式或滾動式隔震元件時應進行動態試驗，以驗證與量化隔震元件之力學性質，若實尺寸隔震元件無法進行動態試驗的條件下，可使用縮尺試體進行實體試驗以量化隔震元件的速度相依之特性，或依試驗設施最大容量進行試驗。該縮尺試體須採用與實尺寸試體相同之型式、材料、製程與品質，同時應採用足以代表實尺寸試體加載速率之頻率進行試驗。

原則上，實體試驗試體不得再用於現地安裝，即隔震元件為橡膠隔震元件時，不得重複使用於建造結構。隔震元件為滑動式或滾動式隔震元件時，可經專業技師同意，更換滑動材料或滾動部件後，重複使用於建造結構。

9.5.2.2節常態載重試驗之目的，為確保隔震元件可在設計風力作用下，不得產生過大之位移或力量。例如對於鉛心橡膠支承墊而言，在設計風力作用下，不

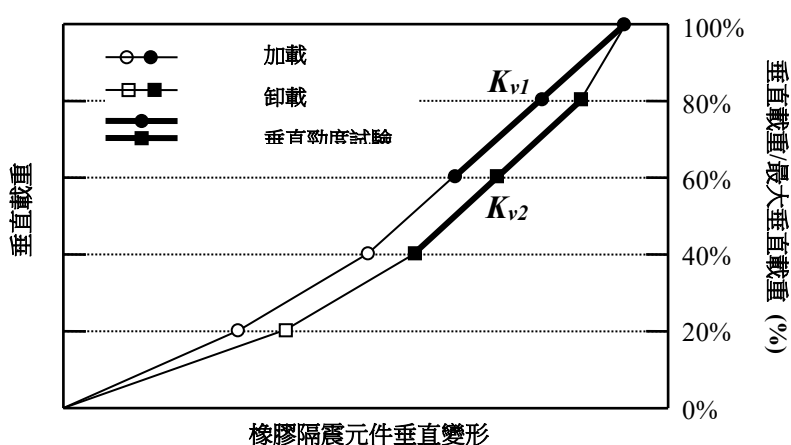
得降伏。對滑動隔震系統而言，在設計風力作用下，不得產生滑動，亦即隔震元件之起動摩擦力不得小於設計風力。

一般而言，可經由分析求得常態載重（回歸週期為50年並考慮用途係數之設計風力）與溫度變化（ $\pm 20^{\circ}\text{C}$ ）下隔震元件之位移變化量。

實體試驗中剪應變與垂直壓應力條件適用於橡膠隔震元件。

垂直載重試驗，建議取最大垂直載重為 $(Q_D + \frac{1}{2}Q_L + Q_E)$ 或 $200\text{kgf}/\text{cm}^2$ ，垂直載重試驗之加載與卸載過程中，應設定適當之分段加載與卸載階段。以橡膠隔震元件之垂直載重試驗為例（如圖C9-5所示），每一階段以最大垂直載重之20%作為加載或卸載之變化量，利用加載過程之60%、80%與100%所求得之迴歸勁度 $K_{v1}$ ，及卸載過程之80%、60%與40%所求得之迴歸勁度 $K_{v2}$ ，取兩者之平均值作為試驗所得之垂直勁度值 $K_v$ ，作為隔震結構分析時之輸入參數。

$$K_v = \frac{(K_{v1} + K_{v2})}{2} \quad (\text{C9-13})$$



圖C9-5 橡膠隔震元件垂直勁度試驗值計算方式

一般而言，可經由分析求得常態載重（回歸週期為50年並考慮用途係數之設計風力）與溫度變化（ $\pm 20^{\circ}\text{C}$ ）下隔震元件之位移變化量。

## 柒、隔震元件試驗結果檢核

## 現行規範

**9.5.4 試驗結果檢核**

試驗結果必須滿足下列要求方可接受，若其中任一要求無法符合時，實體須重新設計、製作及試驗。

**9.5.4.1** 所有試驗之受力－變形關係圖的切線勁度必須為正值。

**9.5.4.2** 依9.5.2.1.1節或9.5.2.2.1節之試驗，試體必須保持穩定且不得有明顯之破壞，試驗所得之垂直勁度值不宜小於設計值之80%。

**9.5.4.3** 依9.5.2.1.2節或9.5.2.2.2節之試驗，在設計風力下，隔震元件（含風束制系統）須提供足夠之水平勁度，使隔震元件在設計風力作用下不得產生降伏。

**9.5.4.4** 依9.5.2.1.3節或9.5.2.2.3節之試驗，每一種試驗位移下任一循環的有效勁度與其三個循環的平均有效勁度差異須在±10%以內。即

$$\frac{|k_e^i - k_e|}{k_e} \leq 10\% \quad (9-14)$$

$k_e^i$ ：任一個循環的有效勁度值。

$k_e$ ：平均有效勁度。

**9.5.4.5** 依9.5.2.1.3節或9.5.2.2.3節之試驗，所有兩個試體的平均有效勁度值之差不得大於10%。即

$$\frac{|k_e^A - k_e^B|}{\{k_e^A, k_e^B\}_{\min}} \leq 10\% \quad (9-15)$$

$k_e^A, k_e^B$ ：試體A、B的平均有效勁度

$\{k_e^A, k_e^B\}_{\min}$ ： $k_e^A$ 與 $k_e^B$ 之較小者。

**9.5.4.6** 依9.5.2.1.3節或9.5.2.2.3節之試驗，最後一組試驗之三個循環，各試體之平均有效勁度值與設計之有效勁度值差值不得超過15%。各試體平均等效阻尼比及消能能量不得小於設計值之等效阻尼比及消能能量的85%。

**9.5.4.7** 依9.5.2.1.4節或9.5.2.2.4節之試驗，任一循環之有效勁度與第一循環之差值不得大於20%。任一循環之消能能量不得小於第一循環之70%。

**9.5.4.8** 依 9.5.2.1.5 節或 9.5.2.2.5 節之試驗，試體必須保持穩定且不得有明顯之破壞。

**解說：**

隔震元件在設計風力作用下，不得產生過大之位移或力量。例如對於鉛心橡膠支承墊而言，在設計風力作用下，不得降伏。對滑動隔震系統而言，在設計風力作用下，不得產生滑動，亦即隔震元件之起動摩擦力不得小於設計風力。

試驗之第一循環可能由於諸多因素造成試驗數據呈現不穩定，若有必要，建議可考慮不採用第一循環之試驗數據，但循環次數仍須滿足 9.5.2 節之規定。

在實體試驗完成後，試體不得有破壞之情形發生。例如，對橡膠隔震支承而言，觀察橡膠的膨脹突出，其鋼片與橡膠間之界面不得產生脫離情形；對滑動隔震元件而言，其不鏽鋼板不得產生永久變形等。

**修訂** (修訂部分以紅色字樣及黑色刪除線標示)

#### **9.5.4 試驗結果檢核**

試驗結果必須滿足下列要求方可接受，若其中任一要求無法符合時，實體須重新設計、製作及試驗。

**9.5.4.1** 所有試驗之受力－變形關係圖的切線勁度必須為正值。

**9.5.4.2** 依 **9.5.2.1 節** 或 **9.5.2.2.1 節** 之試驗，試體必須保持穩定且不得有明顯之破壞，**並依試驗結果計算垂直勁度值**。試驗所得之垂直勁度值不宜小於設計值之 80%。

**9.5.4.3** 依 **9.5.2.2 節** 之試驗，隔震元件 (含風束制系統) 須提供足夠之水平勁度，使隔震元件剪力仍在彈性階段。

依 **9.5.2.1.2 節** 或 **9.5.2.2.2 節** 之試驗，在設計風力下，隔震元件 (含風束制系統) 須提供足夠之水平勁度，使隔震元件在設計風力作用下不得產生降伏。

**9.5.4.4** 依 **9.5.2.3 節** 或 **9.5.2.2.3 節** 之試驗，每一種試驗位移下任一循環的有效勁度與其三個循環的平均有效勁度差異須在 ±10% 以內。即

$$\frac{|k_e^i - k_e|}{k_e} \leq 10\% \quad (9-14)$$

$k_e^i$ ：任一個循環的有效勁度值。

$k_e$ ：平均有效勁度。



**9.5.4.5** 依9.5.2.3節或9.5.2.2.3節之試驗，所有兩個試體的平均有效勁度值之差不得大於10%。即

$$\frac{|k_e^A - k_e^B|}{\{k_e^A, k_e^B\}_{\min}} \leq 10\% \quad (9-15)$$

$k_e^A, k_e^B$ ：試體A、B的平均有效勁度

$\{k_e^A, k_e^B\}_{\min}$ ： $k_e^A$ 與 $k_e^B$ 之較小者。

**9.5.4.6** 依9.5.2.3節之試驗，每一組試驗位移下任一循環的等效阻尼比及消能能量不得小於平均等效阻尼比及消能能量之85%。

依9.5.2.1.3節或9.5.2.2.3節之試驗，最後一組試驗之三個循環，各試體之平均有效勁度值與設計之有效勁度值差值不得超過15%。各試體平均等效阻尼比及消能能量不得小於設計值之等效阻尼比及消能能量的85%。

**9.5.4.7** 依9.5.2.4節或9.5.2.2.4節之試驗，任一循環之有效勁度與第一循環之差值不得大於20%。任一循環之消能能量不得小於第一循環之70%。

**9.5.4.8** 依9.5.2.5節或9.5.2.2.5節之試驗，試體必須保持穩定且不得有明顯之破壞。

解說：

隔震元件在設計風力作用下，不得產生過大之位移或力量。例如對於鉛心橡膠支承墊而言，在設計風力作用下，不得降伏。對滑動隔震系統而言，在設計風力作用下，不得產生滑動，亦即隔震元件之起動摩擦力不得小於設計風力。

試驗之第一循環可能由於諸多因素造成試驗數據呈現不穩定，若有必要，建議可考慮不採用第一循環之試驗數據，但循環次數仍須滿足9.5.2節之規定。

在實體試驗完成後，試體不得有破壞之情形發生。例如，對橡膠隔震支承而言，觀察橡膠的膨脹突出，其鋼片與橡膠間之界面不得產生脫離情形；對滑動隔震元件而言，其不鏽鋼板不得產生永久變形等。



## 捌、隔震元件出廠試驗

### 新增

#### 9.5.5 出廠試驗

隔震元件在出廠前，每個隔震元件皆須進行至少滿足性能試驗之要求。

上開出廠試驗應由國內外具隔震元件試驗設施認證之實驗機構辦理。

#### 解說：

出廠試驗是隔震元件於製造出廠前，確保隔震元件特性是否符合要求，並確保品質穩定，其較著重於品管檢核。

## 玖、隔震元件性能試驗

## 現行規範

**9.5.5 性能保證試驗**

在進行安裝前，每個隔震元件皆須進行下列性能保證試驗，評定其力學特性是否與設計值相同或容許誤差範圍內。

**9.5.5.1 位移與垂直載重條件****9.5.5.1.1 壓力試驗**

每個隔震元件應在承受 $1.5(Q_D+Q_L)$ 之壓力下五分鐘後，在卸載前後觀察其變化。

**9.5.5.1.2 壓力及剪力組合試驗**

每個隔震元件應在垂直載重為 $Q_D$ 載重下進行三個循環試驗，每個循環之最大位移應為隔震元件之設計位移 $D_D$ 。

**9.5.5.2 試驗結果檢核**

1. 橡膠隔震元件依9.5.5.1.1節試驗後，觀察橡膠的膨脹突出，鋼片和橡膠層墊間不能有接合不良的情形，在橡膠層表面不能產生裂縫。
2. 滑動式或滾動式隔震元件依9.5.5.1節試驗後，若發現塗層剝離、不鏽鋼板刮傷或產生永久變形及塗層內涵外洩等情形時，則不予通過。
3. 試驗9.5.5.1.2節中，每個試體的平均有效勁度和設計值差異不超過 $\pm 15\%$ ；每個試體的平均消能能力或等效阻尼比不得小於設計值之85%。

**解說：**

試驗之第一循環可能由於諸多因素造成試驗數據呈現不穩定，若有必要，建議可考慮不採用第一循環之試驗數據，但循環次數仍須滿足9.5.5節之規定。

試驗完成後，每一種試驗成果應繪製應力-應變曲線，並記載各種載重循環之最大位移、最大載重、有效勁度、遲滯曲線面積及試驗速度。

修訂 (修訂部分以紅色字樣及黑色刪除線標示)

### 9.5.6 性能試驗

在隔震元件安裝於建築物前，專業技師須按隔震元件之類型與尺寸，訂定抽樣比例進行至少下列性能試驗，以評定其力學特性是否與設計值相同，或於專業技師所允許的容許誤差範圍內。

上開性能試驗應由國內具隔震元件試驗設施認證之實驗機構辦理。

~~在進行安裝前，每個隔震元件皆須進行下列性能保證試驗，評定其力學特性是否與設計值相同或容許誤差範圍內。~~

#### 9.5.6.1 ~~位移與垂直載重條件~~

##### 9.5.6.1.1 壓力試驗

每個隔震元件應在承受 $1.5(Q_D+Q_L)$ 之壓力下五分鐘後，在卸載前後觀察其變化。

##### 9.5.6.2 垂直載重試驗

垂直載重由零加載至 $(Q_D + \frac{1}{2}Q_L + Q_E)$ ，並卸載回復為零，以進行垂直載重試驗。

##### 9.5.6.3 9.5.6.1.2 壓力及剪力組合試驗

每個隔震元件應在垂直載重為 $Q_D$ 載重下進行三個循環試驗，每個循環之最大位移應為隔震元件之設計位移 $D_D$ 。

##### 9.5.6.4 9.5.6.2 試驗結果檢核

1. 依9.5.6.3節之試驗，受力—變形關係圖的切線勁度必須為正值。
2. 1. 橡膠隔震元件依9.5.6.1節試驗後，觀察橡膠的膨脹突出，鋼片和橡膠層墊間不能有接合不良的情形，在橡膠層表面不能產生裂縫。
3. 2. 滑動式或滾動式隔震元件依9.5.6.1節試驗後，若發現塗層剝離、不鏽鋼板刮傷或產生永久變形及塗層內涵外洩等情形時，則不予通過。
3. 試驗9.5.5.1.2節中，~~每個試體的平均有效勁度和設計值差異不超過±15%；每個試體的平均消能能力或等效阻尼比不得小於設計值之85%。~~

4. 依9.5.6.2節之試驗，試體必須保持穩定且不得有明顯之破壞，試驗所得之垂直勁度值不宜小於設計值之80%。
5. 依9.5.6.3節之試驗，任一循環的有效勁度與其三個循環的平均有效勁度差異須在±10%以內。
6. 依9.5.6.3節之試驗，每個試體之平均有效勁度值與設計之有效勁度值差值不得超過15%。每個試體平均等效阻尼比及消能能量不得小於設計值之等效阻尼比及消能能量的85%。

**解說：**

性能試驗是隔震元件於安裝前，針對已完成出廠試驗之隔震元件進行抽測試驗，以確保其力學特性與設計值相同，或於容許誤差範圍內，其屬於施工安裝前之檢核確認。

性能試驗之抽樣原則為隔震元件應依據每一型式與尺寸隨機取樣至少一組進行測試，若經專業技師認可，可選擇一組具代表性之主要型式與尺寸的隔震元件進行測試。

試驗之第一循環可能由於諸多因素造成試驗數據呈現不穩定，若有必要，建議可考慮不採用第一循環之試驗數據，但循環次數仍須滿足9.5.6節之規定。

試驗完成後，每一種試驗成果應繪製應力-應變曲線，並記載各種載重循環之最大位移、最大載重、有效勁度、遲滯曲線面積及試驗速度。

## 壹拾、 隔震建築物設計其他相關規定

### 現行規範

#### 9.6 其他相關規定

##### 9.6.1 基礎構造

隔震建築物之基礎構造，應依建築技術規則建築構造編第一章基本規則及第二章基礎構造之要求進行設計與施工。

##### 9.6.2 設計審查

###### 9.6.2.1 通則

隔震建築物之設計與相關的試驗計畫之認可程序，應依建築法及建築技術規則有關規定辦理。

###### 9.6.2.2 隔震系統

隔震建築設計之審查評定至少應包含下列各項：

- (1) 基地工址地震準則之審查：包括基地工址設計反應譜及地表運動歷時之建立及所有其他針對此計畫特定之設計準則。
- (2) 初步審查：包括隔震系統之設計位移、設計總位移及最小水平總橫力之決定。
- (3) 有關整體結構系統所有分析及最後設計成果之審查。

#### 解說：

我國於隔震建築尚乏經驗，為避免不當或錯誤設計施工，事前之審查評定仍有必要，審查評定之機構團體建議應有下列成員：領有專門職業技術執照者、對建築耐震分析法及隔震消能理論、實驗與應用等具有相當經驗者。

集集大地震中，諸多地址量測之地震資料根據其反應譜計算發現存在長週期之反應，另外諸多近斷層資料亦顯示，其快速能量輸入結構之特性。因此在隔震結構時，建議考慮這些效應之影響。

**修訂** (修訂部分以紅色字樣及黑色刪除線標示)

#### 9.6 其他相關規定

### 9.6.1 基礎構造

隔震建築物之基礎構造，應依建築技術規則建築構造編第一章基本規則及第二章基礎構造之要求進行設計與施工。

### 9.6.2 設計審查

#### 9.6.2.1 通則

隔震建築物之設計與相關的試驗計畫之認可程序，應依建築法及建築技術規則有關規定辦理。

#### 9.6.2.2 隔震系統

隔震建築設計之審查評定至少應包含下列各項：

- (1) 基地工址地震準則之審查：包括基地工址設計反應譜及地表運動歷時之建立及所有其他針對此計畫特定之設計準則。
- (2) 初步審查：包括隔震系統之設計位移、設計總位移及最小水平總橫力之決定。
- (3) 有關整體結構系統所有分析及最後設計成果之審查。
- (4) 實體試驗、出廠試驗與性能試驗之審查與評定。

#### 解說：

我國於隔震建築尚乏經驗，為避免不當或錯誤設計施工，事前之審查評定仍有必要，審查評定之機構團體建議應有下列成員：領有專門職業技術執照者、對建築耐震分析法及隔震消能理論、實驗與應用等具有相當經驗者。

有關實體試驗、出廠試驗與性能試驗結果之評定，應交由國內具有相關試驗經驗之機構進行第三公正方之審查。

集集大地震中，諸多地址量測之地震資料根據其反應譜計算發現存在長週期之反應，另外諸多近斷層資料亦顯示，其快速能量輸入結構之特性。因此在隔震結構時，建議考慮這些效應之影響。

## 第二節 第十章隔震建築物設計之修訂建議

### 壹、通則

#### 新增解說

##### 解說：

本章規範旨在提供耐震設計中有關消能元件配置之系統化程序。本章未能涵蓋之消能系統，則須參照適當之參考文獻，其所使用之分析原理與測試得經特殊結構審查通過後方得使用。目前本章規範雖為初步發展，但仍然是目前有關含消能元件之消能建築物分析設計程序的文獻中包含最廣泛的，當有更多的資料時，這些程序將可能隨之變更，因此目前本章內容係與國內消能系統之發展齊頭並進。

消能元件對於增加結構耐震能力之考量方式有二：(1)將消能元件阻尼比及勁度之貢獻用以折減結構之設計地震力及結構反應，阻尼效應以阻尼比修正係數( $B_s$  或  $B_1$ )呈現。若含消能元件建築結構物在設計地震下之受振動反應，如最大層間相對側向位移角或樓層加速度反應，相較於未含消能元件建築結構物至少可減少 25%，以及減震效果可使結構在設計地震下之韌性需求小於規範容許韌性容量  $R_a$  之 85%，方可視為消能(或減震)建築結構；(2)將消能元件阻尼比及勁度之貢獻視為額外增加結構之耐震能力，其等效阻尼比並不用以折減設計地震力，亦即阻尼比修正係數( $B_s$  或  $B_1$ )均取 1.0，則含消能元件建築結構物將比未含消能元件建築結構物具有較佳之耐震能力。若含消能元件建築結構物在設計地震下之受振動反應，如最大層間相對側向位移角或樓層加速度反應，相較於未含消能元件建築結構物至少可減少 10%，以及減震效果可使結構在設計地震下之韌性需求小於規範容許韌性容量  $R_a$  之 85%，方可視為消能(或減震)建築結構。

(後文省略)



## 貳、實體試驗

### 現行規範

#### A. 通則

下列實體試驗須分別施作於設計中各類型及各尺寸之消能元件各兩個全尺寸試體。若經審查通過，消能元件之每一類型之代表性尺寸試體可選用作性能保證測試。非經專業技師同意，否則測試試體不可用於建築構體上。

#### B. 資料擷取

每一試驗中之每一循環之力與變位關係均須應用數位化方式記錄。

#### C. 測試之順序與循環週數

消能元件不應構成承重系統之一部分，但應能承受一些重力，對於下列最基本之試驗順序，每一消能元件試體均應加載以模擬其在建築上之重力及其環境溫度的劇變。

1. 每一元件均應循環加載至在設計風暴所預期之次數，但不得少於 2000 次完全反覆之載重（位移相關及黏彈元件）或位移（黏滯元件）循環週數，其振幅如設計風暴所預期，且頻率等於建築物基本週期之倒數（ $f_i=1/T_i$ ）。例外：若消能元件不承受風力引致之受力或位移，或設計風力小於阻尼器降伏力或滑動力，則以上試驗可免除。

2. 每一元件均應加載 5 次完全反覆循環，其位移須相當於最大考量地震作用下之反應，且測試頻率為  $f_i$ ，若消能元件的特性會因當時溫度的不同而有差異，則須在至少三種操作溫度（最小、週遭、最大）下進行試驗。

例外：只要下列條件滿足，消能元件可由上述方法以外之其它方法進行測試：

(1) 所提試驗方法須與此節的反覆循環試驗要求相似。

(2) 所提試驗方法須能反映消能元件在不同溫度、不同載重頻率下及試驗時溫度升高之效應。

(3) 所提試驗方法須經由專業技師審查通過。

#### D. 速度相關或激振頻率相關之元件

若消能元件之受力與變形性質在變化測試頻率從  $0.5f_i$  至  $2.0f_i$  之條件下，在小於或等於最大總位移內任何時候該性質之變動量超過設計值之 15% 時，則前述之測試應在  $0.5f_i$ 、 $1.0f_i$  及  $2.0f_i$  之頻率下再測試。

例外：若使用縮尺實體試體以量化消能元件之速率相關性質，則縮尺實體試體應與足尺實體有相同之型式、材料、相同之製造過程與品質管制，同時應在與代表



足尺載重速率相似之頻率下進行測試。其中須以縮尺實體與足尺實體進行衝擊試驗來證明縮尺實體試體之縮尺比例具備足尺實體之代表性，然後再進行縮尺實體試體之實體測試。

**解說：**

在 10.7 節中對於某些試驗雖可用縮尺之實體，但視需要時仍應進行足尺試驗。元件之破壞特性不得由縮尺試驗來決定。

每次試驗循環中至少必須有 100 個數據點以足夠反映消能元件之受力與變形反應。

必須進行消能元件之實體試驗以驗證在消能建築之分析與設計中所作之假設，並展示其消能硬體能承受設計風暴與最大考量地震所引致之多次變形循環。

在消能建築中所使用之每一主要形式與尺寸之消能元件應測試至少二個足尺實體。這些實體元件應使用與生產用之元件相同的材料所組裝而成。每一實體消能元件應承受至少 2000 次位移循環其振幅等於在設計風暴下所預期者，此試驗之目的有二個：(1)展示在設計風暴中元件之疲勞壽命不會耗盡，以及(2)提供元件在設計風暴中具有與設計性能相同之工程紀錄。對於短週建築物，在設計風暴中可能遭遇超過 2000 個顯著位移循環，此時應增加其位移循環之次數。

消能元件應儘量測試以確定其扮演的關鍵角色，每一實體元件試體均應承受 20 個相當於最大考量地震之位移循環，其試驗頻率應取代表最大考量地震下建築物之頻率特徵。規範中有關頻率相依性之評估本質上是與消能元件中所發展之試驗是類似的。0.5f<sub>1</sub> 至 2.0f<sub>1</sub> 之頻率範圍應可涵蓋一建物之頻率反應。2.0f<sub>1</sub> 之頻率相當於一比設計中所假設之剛度更大之建築物頻率，而 0.5f<sub>1</sub> 之頻率相當於一因地震搖動效應而勁度減少至原有的 1/4 時之建築物頻率(可能是消能建築之上限值)，這些試驗之數據均應落於在建物設計中所假設之限定值範圍內，若未符合要求則應更嚴密地在 0.5 f<sub>1</sub>、1.0f<sub>1</sub> 及 2.0 f<sub>1</sub> 之頻率下再進行測試，以檢核消能元件性能，若再未符合要求，則不予接受。

若一消能元件之受力與位移性質受垂直於消能元件長向之方向上的建物位移影響，則這種影響性應由試驗來分析。

實體元件之反應須考慮以下兩種最大考量地震的狀態下進行試驗：

- (1) 該消能元件所屬樓層雙向產生最大速度反應時(發生零側向位移時)
  - (2) 該消能元件所屬樓層雙向產生最大位移反應時
- (後文省略)

**規範修訂**

**10.7.2.1 通則**

下列實體試驗須分別施作於設計中各類型及各尺寸之消能元件各兩個全尺寸試體。若經審查通過，消能元件之每一類型之代表性尺寸試體可選用作性能保證測試。非經專業技師同意，否則測試試體不可用於建築構體上。

實體試驗之試體原則上須為各類型及各尺寸之消能元件的二個全尺寸試體，實體試驗合格之消能元件試體可選用進行性能保證試驗。

消能元件不應為承重系統之一部分，亦即消能元件之消能行為不得導致承重系統產生不穩定，但仍得承受部分重力。下列為消能元件試體最基本之試驗順序，每一消能元件試體均應加載其裝設於建築上所承受之重力及其安裝時環境溫度的影響。

#### B. 資料擷取

——每一試驗中之每一循環之力與變位關係均須應用數位化方式記錄。

#### C. 測試之順序與循環週數

——消能元件不應構成承重系統之一部分，但應能承受一些重力，對於下列最基本之試驗順序，每一消能元件試體均應加載以模擬其在建築上之重力及其環境溫度的劇變。

1. 每一元件均應循環加載至在設計風暴所預期之次數，但不得少於 2000 次完全反覆之載重（位移相關及黏彈元件）或位移（黏滯元件）循環週數，其振幅如設計風暴所預期，且頻率等於建築物基本週期之倒數（ $f_1=1/T_1$ ）。例外：若消能元件不承受風力引致之受力或位移，或設計風力小於阻尼器降伏力或滑動力，則以上試驗可免除。

2. 每一元件均應加載 5 次完全反覆循環，其位移須相當於最大考量地震作用下之反應，且測試頻率為  $f_1$ ，若消能元件的特性會因當時溫度的不同而有差異，則須在至少三種操作溫度（最小、週遭、最大）下進行試驗。

例外：只要下列條件滿足，消能元件可由上述方法以外之其它方法進行測試：

——(1)所提試驗方法須與此節的反覆循環試驗要求相似。

——(2)所提試驗方法須能反映消能元件在不同溫度、不同載重頻率下及試驗時溫度升高之效應。

——(3)所提試驗方法須經由專業技師審查通過。

#### D. 速度相關或激振頻率相關之元件

——若消能元件之受力與變形性質在變化測試頻率從  $0.5f_1$  至  $2.0f_1$  之條件下，在小於或等於最大總位移內任何時候該性質之變動量超過設計值之 15% 時，則前述之測試應在  $0.5f_1$ 、 $1.0f_1$  及  $2.0f_1$  之頻率下再測試。

例外：若使用縮尺實體試體以量化消能元件之速率相關性質，則縮尺實體試體應與足尺實體有相同之型式、材料、相同之製造過程與品質管制，同時應在與代表足尺載重速率相似之頻率下進行測試。其中須以縮尺實體與足尺實體進行衝擊試驗來證明縮尺實體試體之縮尺比例具備足尺實體之代表性，然後再進行縮尺實體試體之實體測試。

#### 10.7.2.2 位移型消能元件

1. 應進行反覆漸增變形之循環加載，不同加載階段中應包含元件降伏時對應之變形量，以及設計地震力作用下設計樓層相對側位移所對應之元件變形量的0.5倍、1.0倍、1.5倍及2.0倍，各階段應進行2個完整循環加載。
2. 完成前項試驗加載後，應以設計地震力作用下之設計樓層相對側位移所對應元件變形量之1.5倍，進行反覆變形疲勞循環加載。
3. 應就所施反覆變形及反力情形繪製受力-變形曲線；受測元件在前述第1單項或第1及第2兩項試驗中所得之累積非線性變形量，須大於元件降伏時對應變形量之200倍。

#### 10.7.2.3 速度型消能元件

1. 進行至少五種不同頻率或位移振幅的循環試驗，每組試驗至少加載五個完整循環。試驗受力方向之最大位移應包含在最大考量地震作用下消能元件對應之最大位移，其對應之頻率應為 $f_{eM}(=1/T_{eM})$ ，其中 $f_{eM}(T_{eM})$ 為消能建築物於最大考量地震下之有效振動頻率(週期)。
2. 若消能元件的特性會因環境溫度不同而有顯著差異時，應分別於設計最大溫度、環境溫度與設計最小溫度條件下，進行五個完整循環試驗，試驗之軸向位移應為最大考量地震下消能元件之最大位移，對應之頻率應為 $f_{eM}$ 。
3. 進行二十個完整循環試驗，試驗之軸向位移應為設計地震作用下消能元件之最大位移，對應之頻率應為 $f_{eD}(=1/T_{eD})$ ，其中 $f_{eD}(T_{eD})$ 為消能建築物於設計地震下之有效振動頻率(週期)。
4. 進行2,000個完整循環試驗，試驗之位移應為設計風力(半年回歸期風力)下消能元件之最大位移，對應之頻率應為 $f_i(=1/T_i)$ ，其中 $f_i(T_i)$ 為未含消能元件結構之彈性裝設消能元件方向之結構顯著模態振動頻率(週期)。

解說：

每圈加載循環試驗資料至少取 100 個取樣點。

在 10.7 節中對於某些試驗雖可用縮尺之實體，但視需要時仍應進行足尺試驗。元件之破壞特性不得由縮尺試驗來決定。

每次試驗循環中至少必須有 100 個數據點以足夠反映消能元件之受力與變形反應。

——必須進行消能元件之實體試驗以驗證在消能建築之分析與設計中所作之假設，並展示其消能硬體能承受設計風暴與最大考量地震所引致之多次變形循環。

在消能建築中所使用之每一主要形式與尺寸之消能元件應測試至少二個足尺實體。這些實體元件應使用與生產用之元件相同的材料所組裝而成。

每一實體消能元件應承受至少 2000 次位移循環其振幅等於在設計風暴下所預期者，此試驗之目的有二個：(1)展示在設計風暴中元件之疲勞壽命不會耗盡，以及(2)提供元件在設計風暴中具有與設計性能相同之工程紀錄。對於短週建築物，在設計風暴中可能遭遇超過 2000 個顯著位移循環，此時應增加其位移循環之次數。

——消能元件應儘量測試以確定其扮演的關鍵角色，每一實體元件試體均應承受 20 個相當於最大考量地震之位移循環，其試驗頻率應取代表最大考量地震下建築物之頻率特徵。規範中有關頻率相依性之評估本質上是與消能元件中所發展之試驗是類似的。 $0.5f_1$  至  $2.0f_1$  之頻率範圍應可涵蓋一建物之頻率反應。 $2.0f_1$  之頻率相當於一比設計中所假設之剛度更大之建築物頻率，而  $0.5f_1$  之頻率相當於一因地震搖動效應而勁度減少至原有的  $1/4$  時之建築物頻率(可能是消能建築之上限值)，這些試驗之數據均應落於在建物設計中所假設之限定值範圍內，若未符合要求則應更嚴密地在  $0.5f_1$ 、 $1.0f_1$  及  $2.0f_1$  之頻率下再進行測試，以檢核消能元件性能，若再未符合要求，則不予接受。

針對位移型消能元件而言，有關設計地震力作用下之設計樓層相對側位移，應以非線性結構分析決定之，或利用彈性靜力分析結果所得之樓層相對側位移，以合理的係數將其放大，但該設計樓層相對側位移應不小於元件所在樓層高度之 0.01 倍。

針對速度型消能元件而言：

1. 五組不同頻率或振幅循環試驗之目的，為評估消能元件之基本性能表現，如穩定性、出力及能量消散能力。
2. 不同溫度條件之試驗目的，為評估溫度變化對於消能元件力學行為之影響，可依專業技師訂定之溫度值為主。
3. 二十個完整循環試驗之目的，為評估消能元件歷經多個強烈地表循環運動下之耐久性能，並可量化消能元件之使用極限。

2,000 個完整循環試驗之目的為：(1)在設計風力作用下，消能元件之疲勞壽命不會耗盡；(2)在設計風力作用下，消能元件具有與設計性能相同之工程紀錄。若消能元件不承受風力引致之受力或位移，或設計風力小於阻尼器降伏力或滑動力，則可免除此試驗。

若一消能元件之受力與位移性質受垂直於消能元件長向之方向上的建物位移影響，則這種影響性應由試驗來分析。

實體元件之反應須考慮以下兩種最大考量地震的狀態下進行試驗：

- (1) 該消能元件所屬樓層雙向產生最大速度反應時（發生零側向位移時）
- (2) 該消能元件所屬樓層雙向產生最大位移反應時

關於速度型消能元件之試驗建議，可參考國家地震工程研究中心 103 年度研究報告「國內外現行隔減震元件試驗規範與準則探討」。

(後文省略)



## 第五章 結論與建議

### 第一節 結論

本研究為因應國際規範修訂與相關近斷層地震研究結果，提出國內隔減震建築設計規範之修正對策，以達到與全球並駕齊驅之目標，並同時兼顧本土特性與有效解決品管不良問題，研究內容包含對於國內外重要文獻蒐集與彙整(如 ASCE/SEI 7-16)，以及目前國內針對近斷層地表運動效應對於地震工程之衝擊與因應對策。同時，針對美國規範中重大修訂之內容，進行了深入的理論探討以及示範例研究；包括隔震元件變異性對於設計參數之影響、隔震系統考量偏心扭轉之計算方式、以及隔震結構地震力豎向分配之方法。其中，針對隔震元件(系統)之變異性，除了探討美國規範中考量變異性之方式，更進一步針對我國耐震設計規範之內容以及特性，研討出適合我國之變異性考量方式，並於多組設計需求之示範例中，探討我國規範針對變異性規範修訂之保守性。具體研究結論如下：

1. 透過美國最新 ASCE7-16 準則中對於隔震建築的相關規定，可以整理出數項關於隔震設計規範的重大改革與概念，其中包括：1. 設計目標針對風險導向最大考量地震(Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake,  $MCE_R$ )，去除設計地震等級之需求目標；2. 採用製造商依據以進行過之實體試驗(Prototype test)結果，所提出之隔震元件標稱特性；3. 為考量其表現之不確定性，引入 AASHTO (1999)  $\lambda$  參數之概念進行調整，進一步計算出隔震系統設計程序中之上、下界特性；4. 提出靜力分析中，地震力豎向分配之新方法；5. 簡化非線性歷程分析中，考量 5% 意外偏心質量之方法；6. 將隔震設計案所需的同行審查數量，由目前的三到五人，減少至最少一名。此外，同行審查無需參與實體試驗；7. 建立一套計算流程，當隔震應用案例具有相對長週期、高降伏力或摩擦力、以及低降伏位移時，預估其於不同地震程度下，隔震系統可能發生的永久殘餘變位。
2. 自隔震元件變異性之示範例及分析結果可知，當隔震元件有效勁度等於變異性之上界值時，隔震元件會有較大的出力；反之則較小。然而當有效勁度值較低時，卻有可能因為週期延長、隔震位移增加的關係，導致元件出力值稍微上升，以至於與標稱值差異不大。另一方面，當隔震元件等效阻尼比較低時，會導致隔震位移增加，因而引至出力值之稍微上升；同時，由結果中也可以看出，阻尼比之增加對於隔震元件出力值之上升影響極小，反而會因為隔震位移之下降，降低隔震系統之出力。因此，可以歸納出若要探討隔震系統傳遞至上部結構之加速度，隔震系統之控制變異性狀況為：有效勁度為上界值，且等效阻尼比為下界值；若要探討隔震系統之最大位移，則其控制變異性狀況為：有效勁度為下界值，且等效阻尼比亦為下界值。另一方面，每一個分析案例若皆考慮四種上下界特性之狀況，於隔震性能方面，所有案



例中隔震位移最大放大比率約為 1.15，最大側向出力之放大比率約為 1.14，此現象代表本研究採用考量變異性之分析方法，對於隔震系統變位以及上傳力量之需求，約較原設計值增加 15%。

3. 探討美國 ASCE7-16 準則中對於隔震系統最大總位移計算方式之修訂，於不同假設結構樓高與隔震系統元件排列方式之案例計算下，發現幾乎所有的計算結果皆較我國規範計算值小，其值約略為我國規範之 0.92 倍至 1.0 倍。由此可知，若確實的計算每個隔震元件勁度提供位置對於值量偏心所造成的影響，其對於最大總位移之需求將較為寬鬆但更為精準。此修改算法中將以往採用整體隔震系統平面進行計算之方式，修改為直接以實際隔震元件勁度配置進行計算迴轉半徑。 $P_T$  之採用則提供了設計技師另一種較便捷的計算選擇，其可直接由振態分析中之平移與扭轉週期，修正簡單採用平面長寬尺寸之公式，而不需針對實際隔震元件之配置逐一進行加總計算。此一作法既簡便、精準，亦有確實理論根據，值得我國規範參考。
4. 而美國 ASCE7-16 對於地震力豎向分配，提出了兩向主要修訂。第一，將隔震系統上方樓板之側力獨立於上部結構地震力之豎向分配。第二項修訂與豎向分配之比例有關。總體而言，隔震系統阻尼的增加，雖然可以減少下部結構底層或是低樓層的地震力，然卻會造成高樓層地震力的急速增加。因此，考量隔震系統變異性時，並非上界特性會造成結構地震力之增加，由本研究之結果而論，上界特性會造成上部結構高樓層的地震力增加，但卻可以降低低樓層的地震力；反之，下界特性僅能夠降低上部結構高樓層的地震力，但卻會增加上部結構低樓層的地震力。另一方面，由分析結果中也可以了解到，我國隔震設計靜力分析流程中的豎向力分配方法，只單純與樓層勁度和質量有關，此種方式有可能會對於結構低樓層之設計地震力過於保守，但卻對於高樓層設計地震力顯得較不保守。
5. 提出國內隔減震建築設計規範之修正草案，包含相關分析設計與測試要求，可供國內相關工程師、產品供應商、以及公務部門使用。對於現行規範中，第九章隔震建築物設計，以及第十章含被動消能系統建築物之設計，提出了數項修訂與新增建議。新增部分包含隔震元件力學行為變異性之定義與解釋；以及於隔震元件試驗規定中，新增了出廠試驗之規定。修訂部分主要則建議將隔震元件動力歷時分析方法，包含近斷層區域之考量，合併至第三章中動力分析之相關規定；同時，因應出廠試驗之試驗項目，針對原有的性能保證試驗及實體試驗，亦於參考 ASCE7-16 後做了一定程度上之修訂。對於減震建築物，亦於規範建議修訂中，明確規定減震之定義，以避免業界於實務應用上，對於減震建築認知上之衝突與混淆。

本成果報告所提出目前國內隔減震建築設計規範可能且可行之研修方向，包括地震需求、分析與設計方法、試驗規定與檢核標準等。於此可有效且正確地推

廣隔減震技術，使國內隔減震技術發展更為成熟。

## 第二節 建議

根據本研究之成果，提出以下具體建議。

### 建議一

建築物耐震設計規範與解說修訂：立即可行之建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：內政部營建署、國家實驗研究院國家地震工程研究中心、國立台灣科技大學

根據本研究成果中所羅列之相關規範修訂項目，包含隔震系統設計參數之變異性、隔震元件出廠試驗等條文之新增，以及動力分析方法、減震建築之定義、與隔減震元件試驗規定等條文之修訂，皆經過數次產官學界專家之座談會進行協商，具有一定的嚴謹性、公平性、以及正確性，故可立即提送進行規範修訂之審查。

### 建議二

提供本研究成果予以業界參考：立即可行建議

主辦機關：中華民國結構工程技師公會全國聯合會、台北市結構工程工業技師公會、高雄市結構工程工業技師公會

協辦機關：內政部建築研究所

本研究成果報告內容豐富充實，包含對於美國最新 ASCE/SEI 7-16 中隔減震相關規定之翻譯探討、相應設計應用示範例、以及針對我國建築物耐震設計規範之修訂建議。本研究成果可供業界技師於實務設計上參考，促使我國隔減震設計之技術步於世界尖端。





## 附錄一 期中審查意見及廠商回應

內政部建築研究所 108 年度  
「因應國際規範修訂與國內近斷層地震效應對於國內  
隔減震建築設計規範之研修考量」委託研究計畫案  
期中審查意見及廠商回應一覽表

項次	審查委員意見	廠商回應
劉紹魁		
1	P. 15 \$17.2.4.4 側向回復力文中的 $0.025W$ 是否應與 $T_{MD}$ 有關	感謝委員意見，此部分屬 ASCE7-16 之規定，將查明後於期末報告中補充。
2	P. 15 \$17.2.4.2 抗風中的設計風力，是否應明定期回歸期	感謝委員意見，此部分屬 ASCE7-16 之規定，將查明後於期末報告中補充。
3	P. 16 \$17.2.4.7 傾倒的安全係數是否應大於 1.0	感謝委員意見，此部分屬 ASCE7-16 之規定，將查明後於期末報告中補充。
4	P. 23 中 $E_v$ 與 $E_h$ 的組合方式是否應採用 SRSS 法或 $E_v \pm 0.3E_h$ , $0.3E_v \pm E_h$ 的組合	感謝委員意見，此部分屬 ASCE7-16 之規定，將查明後於期末報告中補充。
5	P. 27 特徵修正因子 $\lambda_{max} \geq 1.8$ , $\lambda_{min} \leq 0.6$ 是否恰當	感謝委員意見，此部分屬 ASCE7-16 之規定，若應用於我國規範中，當考量更恰當之限制值。
6	P. 33. $0.75T_M$ 是否應由下限特性計算	$0.75T_M$ 應由下限特性計算。
7	P. 41 \$17.6.3.4 地震歷時雙向同時施加是否恰當	感謝委員意見，因美國規範中反應譜訂定之方式與台灣不同，美國是以單向地震歷時統計成反應譜，台灣則是以向量和之方式。故美國以雙向地震歷時進行加載尚屬合理。
8	目前國內隔震設計實務發展尚未成熟，透過本計劃之研修著實能給業界帶來莫大之助益	感謝委員給予本計畫之肯定。
巫垂晃		
1	補強用之制震元件應予以列管並作成效分析	感謝委員提供之建議，因本項議題不屬於本案研究範圍，將

		於後續他案進行深入研究。
2	對於不對稱結構是否應依考量最大位移作為控制的標準	對於不對稱結構，要求進行動力歷時分析。
3	補強應將施工條件共同考慮以避免可行性及有效性降低	感謝委員提供之建議，因本項議題不屬於本案研究範圍，將於後續他案進行深入研究。
4	近斷層效應對於垂直加速度如何考量，請說明	感謝委員提供之建議，因本項議題不屬於本案研究範圍，將於後續他案進行深入研究。
5	中間層隔震及地下層隔震於規範中是否應有不同的考量方式	感謝委員提供之建議，目前我國規範中，已針對隔震系統上方與下方之結構設計要求加以規定。
6	隔震元件經大地震後不能恢復(產生永久位移)應如何考量其安全性(未來有大地震作用時)	感謝委員提供之建議，將於後續他案進行深入研究。
7	非線性動力分析結果如何判定其正確性	感謝委員提供之建議，因本項議題不屬於本案研究範圍，將於後續他案進行深入研究。
林克強		
1	隔震設計規範研擬時，是否需說明本規範所欲規範的隔震元件	感謝委員提供之建議，將於期末報告中加強說明。
2	等效勁度與等效阻尼比是否可反映 ASCE 7-16 中的特徵強度與降伏後勁度所要求的目的	感謝委員提供之建議，將於期末報告中加強說明。
3	建議增到非規範涵蓋之新型隔震元件的例外條款，以增加規範適用性與完整性	感謝委員提供之建議，將於期末報告中加強說明。
陳正平		
1	P. 10. 隔震系統之定義，文意不夠清楚，建議修正	感謝委員提供之建議，將於期末報告中加強說明。
2	P. 16/17: 傾倒 抗傾倒安全係數=1 時，在臨界狀態，是否需有安全餘裕。又以W作為垂直向之回復力。是否抗傾倒拉桿亦有效	感謝委員意見，此部分屬 ASCE7-16 之規定，將查明後於期末報告中補充。
3	P. 17 §17.2.4.8 檢測與更	感謝委員意見，此部分屬

	換 未包含更換所需之臨時支撐設置空間及支承點結構強度預留	ASCE7-16之規定，將查明後於期末報告中補充。
高豐順		
1	國內隔減震構造元件多來自國外，採用之建物多為重要及量體大之建築，建議建築管理之納入查核之機制	感謝委員提供之建議，因本項議題不屬於本案研究範圍，將於後續他案進行深入研究。
2	有關抽測數量及國內實驗機構應明定標準及必要檢測內容	將於期末報告中，關於我國隔震規範修訂章節明訂。
3	隔震元件為消耗性構材，應對後續管理維護作相關規範之考量	感謝委員提供之建議，因本項議題不屬於本案研究範圍，將於後續他案進行深入研究。
陳哲生		
1	p92, 9.5.2 實體試驗，刪除了很多定量試驗的要求，刪除後的條文不易理解(如測試頻率, 位移的要求...)將無所適從	感謝委員提供之建議，將於期末報告中加強說明。
2	工程實務上隔震層內之隔震器常串聯液流阻尼器，規範應增加該方面的限制與要求	感謝委員提供之建議，隔震器於學理及實務應用上上無法與消能裝置串聯，只能並聯。目前耐震設計規範已明定詳細規定。
蘇錦江		
1	現階段研究成果，大致符合研究目的與預期成果	感謝委員給予本計畫之肯定。
2	參酌 2016 年版 ASCE7-16 有關隔震之修訂檢討本國規範有其必要性應予肯定	感謝委員給予本計畫之肯定。
3	對於隔震元件試驗將性能保證試驗修訂為出廠試驗與性能試驗，使隔震元件之品管建立有幫助	感謝委員給予本計畫之肯定。
4	如何建立客觀超然公信之試驗機構及標準化之試驗方法	感謝委員提供之建議，因本項議題不屬於本案研究範圍，將於後續他案進行深入研究。
5	消能減震是否在研究範圍	感謝委員提供之建議，將於期末報告中加強說明。

姚昭智		
1	中小型地震時隔震建築的振動量能否將其限制在類似的一般建物之振動量以下	隔震結構對於中小度地震之相關規定，與一般結構物相同，於強度上皆不允許上部結構產生降伏。
2	是否對新產品的使用後評估也有所規定，以建立本土資料	感謝委員提供之建議，因本項議題不屬於本案研究範圍，將於後續他案進行深入研究。
3	穿越隔震層的管線或電梯之耐震性能確保，不知有無相關的法規或指針可供業界參考	感謝委員提供之建議，因本項議題不屬於本案研究範圍，將於後續他案進行深入研究。
陳建忠		
1	ASCE 請就最新版本，除 16 版外請追蹤，以免本案本所送內政部進行審核時，又因新版或研究不完整，以致績效低落或規範原地踏步	感謝委員提供之建議，將於期末報告中加強說明。
2	案內有基隆、台北、宜蘭地域性資料期末或專家會議宣導請出席	感謝委員提供之建議。

## 附錄二 期末審查意見及回應

### 內政部建築研究所 108 年度 「因應國際規範修訂與國內近斷層地震效應對於國內 隔減震建築設計規範之研修考量」委託研究計畫案 期末審查意見及廠商回應一覽表

項次	審查委員意見	廠商回應
陳哲生		
1	本報告是否可應用於台灣所有業界已使用之隔震器(金屬型、摩擦型、橡膠型、鉛心橡膠型)。	本報告可以應用於目前台灣業界所採用之已知隔震器。
2	若建築物採隔震層的設計(如位於某層)，其限制、要求?	關於隔震設計之要求，目前耐震設計規範已明定詳細規定。
3	同上，若採隔震與消能串聯使用，其限制與要求?	隔震器於學理及實務應用上上無法與消能裝置串聯，只能並聯。目前耐震設計規範已明定詳細規定。
4	實體測試(最後的防線)、品管測試及性能測試，抽樣的頻率?測試頻率的要求?	感謝委員意見，將於成果報告中補充。
5	建議研究團隊，應實地考察目前已裝置隔震器建物。	感謝委員意見，後續將另案進行研究。
巫垂晃		
1	進斷層地震之需求請依 921、0204(花蓮、美濃)等地震資料作驗證，尤其垂直力。	感謝委員意見，後續將另案進行研究。
2	隔震墊使用若發生地震後有不可恢復之情況，如何評估及置換等，是否應納入規範之中。	感謝委員意見，已在研究中，將反應於未來規範修訂當中。
3	為何將性能「保證」試驗之保證拿掉?	保證二字去掉之原因，乃強調性能試驗之重點在於驗證元件之性能，並非進行保證。
4	非線性動力歷時分析(考慮近斷層效應)是否可納入性能評估得出 EPA 值。	無法納入性能評估得出 EPA 值。
5	三維隔震日本已經推出多時(日本計劃研究所)，是否規	目前國內尚欠缺相關研究，但正在朝向此一目標努力當

	範應予以納入。	中。
劉紹魁		
1	P35. §17.4.2.1 中提到的隔震設計不得採用反應譜分析是否包含構材設計(如梁柱配筋)。	整體結構應都包含在內。
2	P43. 上部結構底層”樓板構架下緣”中”樓板構架下緣”所指的是指梁下緣還是板下緣。	指的是梁下緣。
3	P43. $V_b$ 和 $V_s$ 的比例是還須滿足原規範 $V_b=V_s/0.8$ 的關係。	美國 ASCE7-16 之規定已重新定義地震力之分配方式。
4	P95. 工址 A 及工址 B 採用的地盤分類為何?	感謝委員指正，將於成果報告中加強說明。
5	文中有多處章節編號有誤(17 誤植成 7)	感謝委員指正，將於成果報告中更正。
6	隔震規範更完整能讓隔震設計更成熟，也有利於國內隔震案的推廣。	感謝委員鼓勵。
高豐順		
1	有關隔減震檢測內容標準及後續管理維護法源，建議列入設計規範考量。	感謝委員意見，後續將研討相關可行性。
2	國內對隔減震建築經驗尚待累積，對地質敏感地區是否適用，建議評估說明。	感謝委員意見，後續將持續朝此方向努力。
吳毓昌		
1	本案參考書目幾乎都是美國方面的，但是美國國土的地震屬性和本國不一樣，應參考同樣地震帶的日本之文獻，尤其日本的鹿島建設公司、清水建設公司、大成建設公司、大林組、竹中工務店等都有自己的建築研究中心，對免震早有研究且在日本有很多建築案例，應多參就。(可拜訪其在台灣的分公司取得相關資料)	感謝委員意見，後續將持續朝此方向努力。
2	在報告書的內容陳述上，除了提出美國方面的規範外，也能提出日本的規範如何寫，以作為比較，比如 P204	感謝委員意見，規範修定將參考日本規範之相關概念與精神。

	之地震力豎向分配上。	
陳正平		
1	P41圖C17.5-2隔震系統相關名詞定義圖，建議納入本案，並修改增列隔震墊更換時頂升之機制。	感謝委員意見，將於成果報告中補充相關定義。隔震墊更換等施工方法不屬於本案研究範圍，但本研究團隊未來會繼續朝此方向努力。
陳建中		
1	對隔震設施設備，其耐久性之測試應予納入討論評估。	感謝委員意見，將於成果報告中補充。
2	近斷層地震是否有特殊效應，何以隔減震後計，可以因應。	感謝委員意見，將於成果報告中補充。
江星仁		
1	第二章有介紹，2-2隔震結構耐震設計要求、2-3含被動消能系統設計要求，但第四章的建議，只對第九章有建議，但未見第十章建議。(簡報有說有，但書面文件沒有)	感謝委員意見，將於成果報告中補充。
蘇錦江		
1	認大致符合研究目標與預期成果需求。	感謝委員給予本研究肯定。
2	隔震元件試驗機構應有所規範，以確保隔震性能與效果。(建議參考)	感謝委員意見，後續將持續朝此方向努力。
張嘉峰		
1	隔震元件試驗規範之修訂綱要的”性能試驗”中，依原件型號進行抽驗，其建議%可否提出。	感謝委員意見，將於成果報告中補充。
2	本案符合預期需求。	感謝委員給予本研究肯定。





## 參考書目

1. A. Martelli, M. Forni and P. Clemente, “Recent Worldwide Application of Seismic Isolation and Energy Dissipation and Conditions for Their Correct Use,” Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE), Lisbon, Portugal, 2012.
2. E. Elsesser, M. Jokerst and S. Naaseh, “Historic Upgrades in San Francisco,” Civil Engineering, ASCE, pp. 50-57, October, 1997.
3. M. T. Waiters, B. Honeck and E. Elsesser, “Use of seismic isolation in new and retrofit construction,” In: Proceedings Joint ASME/JSMR Pressure Vessels and Piping Conference, Seismic, Shock, and Vibration Isolation. PVP-Vol. 319, pp. 31-38, American Society of Mechanical Engineers, Honolulu, Hawaii, 1995.
4. Los Angeles County Operation Center, DMJM Inc., 1993.
5. T. Kamada and T. Fujita, “Current Status of Seismic Isolation and Vibration Control to Buildings,” Cultural Heritage and Industrial Facilities in Japan, Proceedings of the 10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibrations Control of Structures, Istanbul, Turkey, 2007.
6. F. L. Zhou, Q. L. Xian, P. Tan, J. Cui and X. Y. Huan, “Current Status of Application, R&D and Design Rules for Seismic Isolation, Energy Dissipation and Structural Control of Buildings, Bridges and Viaducts and Cultural Heritage in the P. R. China,” Proceedings of the 10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibrations Control of Structures, Istanbul, Turkey, 2007.
7. D. Whittaker and W. H. Robinson, “Progress of Application and Research & Development for Seismic Isolation and Passive Energy Dissipation for Civil and Industrial Structures in New Zealand,” Proceedings of the 10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibrations Control of Structures, Istanbul, Turkey, 2007.
8. A. Martelli, “Application of Seismic Isolation in Italy and Other Countries,” Proceedings of the JSSI 15th Anniversary International Symposium on Seismic Response Controlled Buildings for Sustainable Society, Tokyo, Japan, 2009.
9. K. C. Chang, J. S. Hwang and S. J. Wang, “Applications of Seismic Isolation and Energy Dissipation Systems to Buildings in Taiwan,” Proceedings of the JSSI 15th Anniversary International Symposium on Seismic Response Controlled Buildings for Sustainable Society, Tokyo, Japan, 2009.
10. 姚村淮、甘錫澄、尹衍樑、黃偉熙、梁嘉洲, “台北市地震二區住宅大樓隔震案例介紹(Paper No. 14017)”, 中華民國第十一屆結構工程研討會暨第一屆地震工程研討會, 2012。

11. 劉紹魁，“隔震結構設計、隔震橡膠墊的品管”，隔震建築的設計與施工-以藍海案(38層樓/133M)為例研討會，財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心，2010。
12. S. J. Wang, K. C. Chang, J. S. Hwang and B. H. Lee, “Simplified Analysis of Mid-Story Seismically Isolated Buildings,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 40, No. 2, pp. 119-133, 2011.
13. S. J. Wang, K. C. Chang, J. S. Hwang, J. Y. Hsiao, B. H. Lee and Y. C. Hung, “Dynamic Behavior of A Building Structure Tested with Base and Mid-Story Isolation Systems,” *Engineering Structures*, Vol. 42, pp. 420-433, 2012.
14. S. J. Wang, J. S. Hwang, K. C. Chang, M. H. Lin and B. H. Lee, “Analytical and Experimental Studies on Mid-Story Isolated Buildings with Modal Coupling Effect,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 42, No. 2, pp. 201-219, 2013.
15. J. P. Moehle and K. C. Tsai, “高樓建築耐震設計研討會論文集：Proceedings of the Workshop on Seismic Design for Tall Buildings”，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE-07-029，2007。
16. 甘錫滢、張敬昌、謝紹松，“細說台北 101 高樓”，科學月刊，第 34 卷，690-699 頁，2003。
17. 鍾立來、吳賴雲、林美君、連冠華、黃旭輝、賴勇安，“結構物具單一非線性調諧質塊阻尼器最佳化設計於降低風力反應之研究”，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE-10-011，2010。
18. J. S. Hwang and Y. S. Tasi, “Design formulations for supplemental viscous dampers to highway bridges,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 34, No. 13, pp. 1627-1642, 2005.
19. 張國鎮、洪曉慧，“臺灣-日本橋梁與結構工程研討會：Taiwan-Japan Bridge and Structural Engineering Workshop”，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE-08-006，2008。
20. 內政部營建署，“建築物耐震設計規範及解說”，台北，2005。
21. 內政部建築研究所，“建築物耐震設計規範隔震設計及含被動消能系統設計專章研修與示範例研擬”，台北，2006。
22. 內政部建築研究所，“建築物速度型被動消能元件設計手冊之研擬”，台北，2007。
23. 內政部營建署，“建築物耐震設計規範及解說”，台北，2011。
24. Building Seismic Safe Council for the Federal Emergency Management Agency, “NEHRP Guidelines and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 1997 Edition, Part 1: Guidelines and Part 2: Commentary,” Report Nos. FEMA 273 and 274, Washington, D.C., 1997.
25. Building Seismic Safe Council for the Federal Emergency Management Agency,

- “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures, 2000 Edition, Part 1: Provisions and Part 2: Commentary,” Report Nos. FEMA 368 and 369, Washington, D.C., 2000.
26. Building Seismic Safe Council for the Federal Emergency Management Agency, “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures, 2003 Edition, Part 1: Provisions and Part 2: Commentary,” Report Nos. FEMA 450, Washington, D.C., 2003.
  27. American Society of Civil Engineers (ASCE). “Minimum design loads for buildings and other structures,” ASCE/SEI 7-05, Reston, VA, 2005.
  28. American Society of Civil Engineers (ASCE). “Minimum design loads for buildings and other structures,” ASCE/SEI 7-10, Reston, VA, 2010.
  29. American Society of Civil Engineers (ASCE). “Minimum design loads for buildings and other structures,” ASCE/SEI 7-16, Reston, VA, 2016.
  30. ASCE. “Seismic rehabilitation of existing buildings.” ASCE/SEI 41- 06, ASCE, Reston, VA, 2007.
  31. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). “Guide specifications for seismic isolation design.” AASHTO, Washington, DC, 1990.
  32. AASHTO. “Guide specifications for seismic isolation design.” American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 1999.
  33. FEMA. (2012). “Seismic performance assessment of buildings.” P-58. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
  34. Federal Emergency Management Agency (FEMA). “HAZUS software.” Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 1999.
  35. ASTM International. “Standard specification for plain and steellaminated elastomeric bearings for bridges.” D4014. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2012.
  36. Kelly, J. M., Skinner, M. S., Beucke, K. E. “Experimental testing of an energy absorbing seismic isolation system.” Report No. UCB/EERC-80/ 35, University of California, Berkeley, 1980.
  37. Kelly, J. M., and Hodder, S. B. “Experimental study of lead and elastomeric dampers for base isolation systems.” Report No. UCB/EERC- 81/16, University of California, Berkeley, 1981.
  38. Kelly, J. M., and Chaloub, M. S. “Earthquake simulator testing of a combined sliding bearing and rubber bearing isolation system.” Report No. UCB/EERC- 87/04, University of California, Berkeley, 1990.
  39. Zayas, V., Low, S., and Mahin, S. “The FPS earthquake resisting system.” Report

- No. UCB/EERC-87-01; University of California, Berkeley, 1987.
40. Constantinou, M. C., Tsopelas, P., Kasalanati, A., and Wolff, E. D. "Property modification factors for seismic isolation bearings." MCEER-99-0012, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, 1999.
  41. Warn, G. P., and Whittaker, A. W. (2006). "Performance estimates in seismically isolated bridge structures." *Eng. Struct.*, 26, 1261–1278.
  42. Buckle, I. G., Nagarajaiah, S, Ferrel, K. "Stability of elastomeric isolation bearings: Experimental study." *ASCE J. Struct. Eng.* 128, 3–11, 2002
  43. Kelly, J. M., and Konstantinidis, D. A. *History of multi-layered rubber bearings.* John Wiley and Sons, New York, 2011.
  44. Ryan, K. L., Coria, C. B., Dao, N. D., (2012). "Large scale earthquake simulation for hybrid lead rubber isolation system designed with consideration for nuclear seismicity." U.S. Nuclear Regulatory Commission CCEER 13-09.
  45. Katsaras, A. (2008). "Evaluation of current code requirements for displacement restoring capability of seismic isolation systems and proposals for revisions." Project No. GOCE-CT-2003-505488, LessLoss Project cofounded by European Commission with 6th Framework.
  46. Constantinou, M. C., Tsopelas, P., Kasalanati, A., and Wolff, E. D. "Property modification factors for seismic isolation bearings." MCEER-99-0012, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, 1999.
  47. Constantinou, M. C., Whittaker, A. S., Kalpakidis, Y., Fenz, D. M., and Warn, G. P. "Performance of seismic isolation hardware under service and seismic loading." MCEER-07-0012, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, 2007
  48. Constantinou, M. C., Kalpakidis, I., Filiatrault, A., and Ecker Lay, R. A. "LRFD-based analysis and design procedures for bridge bearings and seismic isolators." Report No. MCEER-11-0004, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, 2011.
  49. McVitty, W., and Constantinou, M.C. "Property Modifications factors for Seismic Isolators: Design guidance for buildings." MCEER Report No. 000-2015, 2015.
  50. Kalpakidis, I. V., and Constantinou, M. C. "Effects of heating and load history on the behavior of lead-rubber bearings," MCEER-08-0027, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, 2008.
  51. Kalpakidis, I. V., and Constantinou, M. C. "Effects of heating on the behavior of lead-rubber bearings. I: Theory." *J. Struct. Eng.*, 135(12), 1440–1449, 2009.
  52. Kalpakidis, I. V., Constantinou, M. C., and Whittaker, A. S. "Modeling strength

- degradation in lead-rubber bearings under earthquake shaking,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 39(13), 1533–1549, 2010.
53. FEMA. NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 2009.
  54. National Institute of Standards and Technology (NIST). “Selecting and scaling earthquake ground motions for performing response-history analyses,” GCR 11-917-15, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, 2011.
  55. Kircher, C. A., Lashkari, B., Mayes, R. L., and Kelly, T. E. “Evaluation of nonlinear response in seismically isolated buildings.” Proc., Symposium on Seismic, Shock and Vibration Isolation, ASME Pressure Vessels and Piping Conference, New York, 1988.
  56. Constantinou, M. C., Winters, C. W., and Theodossiou, D. “Evaluation of SEAOC and UBC analysis procedures. Part 2: Flexible superstructure.” Proc., Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control, ATC Report 17-1. Applied Technology Council, Redwood City, CA, 1993.
  57. ASCE. “Seismic rehabilitation of existing buildings.” ASCE/SEI 41-06, ASCE, Reston, VA, 2007.
  58. York, K., and Ryan, K. “Distribution of lateral forces in base-isolated buildings considering isolation system nonlinearity.” *J. Earthq. Eng.*, 12, 1185–1204, 2008.
  59. Ramirez, O. M., Constantinou, M. C., Kircher, C. A., Whittaker, A., Johnson, M., Gomez, J. D., et al. (2001). “Development and evaluation of simplified procedures of analysis and design for structures with passive energy dissipation systems.” Technical Report MCEER-00-0010, Revision 1, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University of Buffalo, State University of New York, Buffalo.

因應國際規範修訂與國內近斷層地震效應對於國內隔減震  
建築設計規範之研修考量 成果報告

出版機關：內政部建築研究所

電話：(02)89127890

地址：新北市新店區北新路三段 200 號 13 樓

網址：<http://www.abri.gov.tw>

編者：汪向榮、黃震興、林旺春、楊卓諺、游忠翰、  
李學文、劉康任

出版年月：108 年 12 月

版次：第 1 版

ISBN：978-986-5448-51-6 (平裝)