內政部令　中華民國111年6月14日
台內營字第1110810765號

修正「建築物耐震設計規範及解說」部分規定，自一百十一年十月一日生效。

附修正「建築物耐震設計規範及解說」部分規定

部　長　徐國勇

建築物耐震設計規範及解說部分規定修正規定

1.1 適用範圍

本規範依據建築技術規則建築構造編第四十一條之一規定訂定之。本規範規定建築物結構體、結構物部分構體、非結構構材與設備、雜項工作物結構、隔震建築物與含被動消能系統建築物設計地震力之計算方式及耐震設計之相關規定。

解說：

建築物結構體設計地震力之計算方式規定於第二章及第三章；附屬於建築物之結構物部分構體、非結構構材與設備之設計地震力在第四章中規定；雜項工作物結構設計地震力在第五章中規定；第六章為結構系統設計詳細要求之規定；第七章為耐震工程品管之相關規定；第八章為既有建築物之耐震能力評估及耐震補強的原則性規定；第九章為隔震建築物之耐震設計規定；第十章則為含被動消能系統建築物之耐震設計規定，對於採用隔震與被動消能系統外之其他主動或被動控制系統亦允許使用，但需經特殊結構外審之審查；第十一章為其他耐震設計相關規定。

本規範訂定建築物設計最小地震力之計算標準，然而因建築物耐震設計規範係依相關技術之演進逐年多次修正，故本規範規定與其以往之標準未必完全相容，採用本規範時應瞭解其適用標準為規範實施之後。

1.3 耐震設計要求

建築物結構體、結構物部分構體、非結構構材及設備、雜項工作物結構、隔震建築物及含被動消能系統建築物等，應設計及建造使其能抵禦至少為本規範所規定之地震力。

解說：

本規範所規定之設計地震力，為最小設計地震力，任何設計均不得低於此值。如為提高建築物之耐震能力超過此一最低標準，設計地震力自然可予提高。

1.7 結構系統

結構系統可分類為如表 1-3 所示，其定義如下：

（一）承重牆系統
結構系統無完整承受垂直載重立體構架，承重牆或斜撐系統須承受全部或大部分垂直載重，並以剪力牆或斜撐構架抵禦地震力者。

（二）構架系統
具承受垂直載重完整立體構架，以剪力牆或斜撐構架抵禦地震力者。

（三）抗彎矩構架系統

具承受垂直載重完整立體構架，以抗彎矩構架抵禦地震力者。

（四）二元系統

二元系統具如下特性：

(1) 具完整立體構架以受垂直載重。

(2) 以剪力牆、斜撐構架及特殊抗彎矩構架（SMRF）或混凝土部分韌性抗彎矩構架（IMRF）抵禦地震力，其中抗彎矩構架應設計能單獨抵禦 25%以上的設計地震力。

(3) 抗彎矩構架與剪力牆或斜撐構架應設計使其能抵禦依相對勁度所分配到的地震力。

未定義之結構系統為未列入表 1-3 之結構系統謂之。

雜項工作物結構系統為第五章所述及之結構系統謂之。

上述結構系統之斜撐採用挫屈束制支撐構件時，應依附錄 C 規定，進行構件性能試驗，既有建築物耐震補強工程使用亦同。

解說：

本規範將抵抗地震力的結構系統主要分為四類，依其進入非彈性後相對消散能量的能力以決定 R 值。

承重牆系統以剪力牆或斜撐構架抵抗地震力時，剪力牆與斜撐同時也負擔垂直載重，致使地震時剪力牆或斜撐構架破壞，可能引起垂直載重系統的崩塌。

構架系統同樣以剪力牆或斜撐構架抵抗地震力。地震時，當剪力牆或斜撐構架進入非彈性變形或破壞，垂直載重可由承受垂直載重完整立體構架承擔，故此二種系統之區分可由此判別。

構架系統具有完整的立體構架以承擔垂直載重。但此構架不設計其承擔地震力。地震力全由斜撐構架或剪力牆承擔。事實上，斜撐構架及剪力牆亦無可避免承擔局部的垂直載重。承受垂直載重的立體構架須滿足不承受地震力構材的最少韌性要求，使其能在地震產生的變形下，維持承載垂直力的任務。

抗彎矩構架系統須具有完整的立體構架以承擔垂直載重，而全部的地震力須由抗彎矩構架承擔。抗彎矩構架若屬韌性者，其韌性容量 R 值最高為 4.8，但其設計不論鋼造或鋼筋混凝土造，均須滿足特殊抗彎矩構架的特別規定。抗彎矩構架中填有未隔開非結構牆時，R 值可取 4.0，但須進行兩階段分析與設計，必須檢核非結構牆破壞時，其旁之梁柱不得損壞。

若為具非結構牆之二元系統，則其韌性容量值一律為不具非結構牆之二元系統韌性容量值的 5/6 倍。

有關鋼骨鋼筋混凝土構造之韌性容量 R 值的決定，目前建議該值與表 1-3 所列之同類鋼造結構系統韌性容量值相等，以往 α_B 與 α_C 分別為梁韌性容量折減係

數與柱韌性容量折減係數，因原先所考慮鋼筋施工性與混凝土填充性之影響皆因此類構造之施工品質可有效改善，故可不考慮折減其韌性，在此須參照內政部所訂最新「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」中之規定，但其對應之高度限制仍應按照表 1-3 之規定。

美國 AISC 耐震設計規範(ANSI/AISC 341-16, 2016)已訂定有關挫屈束制支撐構架與鋼板剪力牆構架系統之設計要求等規定，而我國鋼構造建築物鋼結構設計技術規範尚未有此等系統之相關規定，故先參考美國 ASCE/SEI 7-16 規範(ASCE 2016)有關此二類結構系統之規定以增列其韌性容量值於表 1-3 內。

挫屈束制支撐已被廣泛應用於新建建築物與既有建築物耐震補強，在美國被歸類為斜撐構件，其應用時因需考量挫屈束制支撐構件之受壓挫屈束制機制、受拉壓強度差異性、勁度及強度與抗疲勞性能之不確定性，是以須透過適當的試驗加載程序及試驗合格標準加以驗證，以供挫屈束制支撐的供應者、結構設計者、業主及主管機關能確認挫屈束制支撐構件品質與性能符合工程案件需求，以及在設計條件下，挫屈束制支撐構件製作品質之穩定性；故挫屈束制支撐構件應依本規範附錄 C 規定，進行性能試驗。當有採用挫屈束制支撐之結構系統依本節表 1-3 規定中含挫屈束制支撐之結構系統 *R* 值進行設計與分析時，免適用本規範第十章含被動消能系統建築物之設計規定。

表 1-3 所提及具有英文縮寫代號之結構系統的定義如下：

（一）偏心斜撐構架（EBF）：鋼造構架中斜撐不對準梁柱接頭，其設計符合韌性設計要求者。

（二）部分韌性抗彎矩構架（IMRF）：抗彎矩構架符合部分韌性設計要求者。

（三）特殊抗彎矩構架（SMRF）：符合韌性設計要求之抗彎矩構架。

（四）特殊同心斜撐構架（SCBF）：符合韌性設計要求之同心斜撐構架。

（五）挫屈束制支撐構架（BRBF）：符合韌性設計要求之挫屈束制支撐構架。

（六）鋼板剪力牆構架（SPSWF）：符合韌性設計要求之鋼板剪力牆構架。

考慮各類結構設計規範未能與本規範同步修正，其間可能有新型或改良後之結構系統出現，而被特定結構設計規範所認可，故在此說明未定義之結構系統為未列入表 1-3 之結構系統。

表 1-3 之結構系統，有關鋼板牆及鋼板鋼筋混凝土牆相關結構系統之設計甚多須特別考量細節，國內目前尚無設計規範可供依循。

1.10 符號說明

採用之符號與其意義如下所述：

a_p ：結構物部分構體、非結構構材或設備之共振放大倍數，見 4.2 節。

A_x ：意外扭矩放大係數，見 2.14 節。

A_{TD} ：所有隔震元件在設計位移下之遲滯曲線面積之總和，見 9.2 節。

A_{TM} ：所有隔震元件在最大位移下之遲滯曲線面積之總和，見 9.2 節。

b ：沿垂直於 d 之方向，所測得之結構最短平面尺寸，見 9.2.3.2 節。

B_S ：短周期阻尼修正係數，見 3.2 節。

B_1 ：長周期阻尼修正係數，見 3.2 節。

C 或 C_j ：阻尼係數，見 10.2.2 節。

CF_i ：使用於速度相關之消能元件的狀態組合係數，見 10.3.1 節。

d ：結構最長平面尺寸，見 9.2.3.2 節。

d_i ：第 i 層土層之厚度，見 2.5 節。

D_D ：隔震系統之設計位移；隔震系統之剛心為基準位移量，見 9.2.3.1 節。

D_M ：隔震系統之最大位移；隔震系統之剛心為基準位移量，見 9.2.3.2 節。

D_{TD} ：設計總位移；隔震系統元件之設計總位移，見 9.2.3.2 節。

D_{TM} ：最大總位移；隔震系統元件之最大總位移，見 9.2.3.2 節。

D_r ：為上部建築物對其底版之相對位移，見 9.2.10.2 節。

D_{ave} ：消能元件之平均位移，等於 $(|D^+|+|D^-|)/2$，見 10.2.2 節。

$D_D^{'}$ ：隔震系統之設計位移調整時採用的設計位移，見 9.3.4 節。

$D_M^{'}$ ：隔震系統之設計位移調整時採用的最大位移，見 9.3.4 節。

D^- ：消能元件之最大負位移，見 10.2.1 節。

D^+ ：消能元件之最大正位移，見 10.2.1 節。

$\dot{D}$ ：消能元件之相對速度，見 10.2.2 節。

E_d^i ：為隔震元件在不同位移振幅時所得之單一循環迴圈面積，見 9.5.3 節。

e ：實際偏心與意外偏心之和，見 9.2.3.2 節。

F_a ：反應譜等加速度段之工址放大係數，見 2.5 節。

F_v ：反應譜等速度段之工址放大係數，見 2.5 節。

F_u ：結構系統地震力折減係數，見 2.9 節。

F_{uM} ：以韌性容量計算所得之結構系統地震力折減係數，見 2.10 節。

F_t ：建築物頂層外加之集中橫力，見 2.11 節。

F_x ：建築物第 x 層分配到之地震力，見 2.11 節。

F_{ph} ：結構物部分構體、非結構構材與設備之最小設計水平總橫力，見 4.2 節。

F_{pv} ：結構物部分構體、非結構構材與設備之最小設計垂直總橫力，見 4.2 節。

F_p ：結構物繫件之最小設計地震力，見 6.2.5 節。

F_{px} ：樓版與屋頂版之設計地震力，見 6.2.9 節。

F_L ：液化抵抗率，見 11.1.3 節。

F^- ：實體試驗之單一循環中，隔震(消能)元件以位移 Δ^- 所得之最大負力，見 9.5.3 節及 10.7.3 節。

F^+ ：實體試驗之單一循環中，隔震(消能)元件以位移 Δ^+ 所得之最大正力，見 9.5.3 節及 10.7.3 節。

g　：重力加速度。
H　：地表面至建築物地下部分樓版之深度，見 2.12 節。
h_n　：建築物基面至屋頂面高度，見 2.6 節。
h_x　：建築物第 x 層距基面之高度，見 2.11 節。
I　：用途係數，見 2.8 節。
I_p　：設備用途係數，見 4.2 節。
K　：建築物地下部分樓層設計水平地震震度，見 2.12 節。
K_{eD}　：隔震系統在設計位移下之水平向有效勁度，見 9.2.4 節。
K_{eM}　：隔震系統在最大位移下之水平向有效勁度，見 9.2.4 節。
K'　：儲藏勁度，見 10.2.2 節。
K''　：耗散勁度，見 10.2.2 節。
k_{eD}　：每個隔震元件在設計位移下之平均有效勁度，見 9.2.4 節。
k_{eff}　：消能元件之有效勁度，見 10.2.1 節。
k_e^i　：隔震元件在第 i 個循環測試下的有效勁度，見 9.5.3 節。
k_e　：隔震元件之平均有效勁度，見 9.5.4 節。
L　：地震引致之土壤剪應力與有效覆土壓力之比值，見 11.1.3 節。
M_x　：建築物第 x 層須抵抗之傾倒力矩，見 2.15 節。
N_i　：第 i 層土層之平均標準貫入 N 值，見 2.5 節。
q_u　：第 i 層土層之單壓無圍壓縮強度，見 2.5 節。
Q_D　：靜載重造成之隔震元件的垂直載重，見 9.4.2 節。
Q_L　：活載重造成之隔震元件的垂直載重，見 9.4.2 節。
Q_E　：包括水平及垂直地震造成之隔震元件之垂直載重，見 9.4.2 節。
R　：結構系統韌性容量，見 2.9 節。
R　：土壤抵抗液化強度與有效覆土壓力之比值，見 11.1.3 節。
R_a　：結構系統容許韌性容量，見 2.9 節。
R_a^*　：令 F_u 等於某固定值算得之韌性比，見 2.16.2 節。
R_p　：構體、構材或設備之地震反應折減係數，見 4.2 節。
R_{pa}　：構體、構材或設備之容許地震反應折減係數，見 4.2 節。
S_{aD}　：工址設計水平加速度反應譜係數，見 2.3、2.6 節。
$S_{aD,v}$　：工址設計垂直加速度反應譜係數，見 2.18 節。
S_{aM}　：工址最大考量水平加速度反應譜係數，見 2.6 節。

S_S^D　：震區短週期設計水平譜加速度係數，見 2.3 節。
S_1^D　：震區一秒週期設計水平譜加速度係數，見 2.3 節。
S_S^M　：震區短週期最大考量水平譜加速度係數，見 2.3 節。
S_1^M　：震區一秒週期最大考量水平譜加速度係數，見 2.3 節。
S_{DS}　：工址短週期設計水平譜加速度係數，見 2.5 節。
S_{D1}　：工址一秒週期設計水平譜加速度係數，見 2.5 節。
S_{MS}　：工址短週期最大考量水平譜加速度係數，見 2.5 節。
S_{M1}　：工址一秒週期最大考量水平譜加速度係數，見 2.5 節。
T　：建築物基本振動週期，見 2.6 節。

T ：位於隔震系統上方結構之彈性、固定基礎時之基本振動週期，見 9.3.4 節。
T_0^D ：工址設計水平加速度反應譜短週期與中、長週期之分界，見 2.6 節。
T_0^M ：工址最大考量水平加速度反應譜短週期與中、長週期之分界，見 2.6 節。
T_1 ：建築物在所考慮方向之基本振動週期，見 3.2 節。
T_{eD} ：隔震(消能)建築物於設計位移下之有效週期，見 9.2.4 節。
T_{eM} ：隔震(消能)建築物於最大位移下之有效週期，見 9.2.4 節。
V ：最小設計水平總橫力，見 2.1 節。
V^* ：避免中度地震降伏之設計地震力，見 2.10 節。
V_M ：最大考量地震下之設計地震力，見 2.10 節。
V_h ：剛性結構物之水平設計地震力，見 5.3 節。
V_v ：剛性結構物之垂直設計地震力，見 5.3 節。
V_{si} ：第 i 層土層之平均剪力波速，見 2.5 節。
V_{S30} ：工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速，見 2.5 節。
V_b ：作用於隔震系統上，或作用於隔震系統下方結構之最小設計水平總橫力，見 9.2.5 節。
V_S ：作用於隔震系統上方結構之最小設計水平總橫力，見 9.2.6 節。
W ：建築物全部靜載重，見 2.1 節。
W_p ：結構物部分構體、非結構構材或設備之重量，見 4.2 節。
W_{px} ：建築物第 x 層樓版之重量，見 6.2.9 節。
W_x ：建築物第 x 層之重量，見 2.11 節。
W_k ：構架之最大應變能，見 10.3.1 節。
W_D ：消能建築或元件中於一完全位移循環中所耗散之能量，見 10.2.2 節。
W_{Dj} ：位移型消能元件以樓板位移為基準，完成一完整循環所做的功，見 10.2.1 節。
W_{Vj} ：速度型消能元件以樓板位移為基準，完成一完整循環所做的功，見 10.2.2 節。
W_{Fi} ：消能建築第 i 樓層所耗散之遲滯能，見 10.3.1 節。
y ：垂直於考慮之地震加載方向，測得之隔震元件與隔震系統剛心間之距離，見 9.2.3.2 節。
α_y ：起始降伏地震力放大倍數，見 2.9 節。
β ：構架系統之固有阻尼，見 10.3.1 節。
β_{eff} ：建築物之有效阻尼比，見 10.3.1 節。
δ_{avg} ：建築物第 x 層兩最外點位移之平均值，見 2.14 節。
δ_{max} ：建築物第 x 層最大位移，見 2.14 節。
τ ：傾倒力矩折減因子，見 2.15 節。
ξ ：阻尼比，見 3.2 節。
ξ_e^i ：隔震元件在第 i 循環測試等效阻尼比，見 9.5.3 節。
ξ_{eD} ：隔震系統於設計位移下之等效阻尼比，見 9.2.4 節。
ξ_{eM} ：隔震系統於最大考量位移下之等效阻尼比，見 9.2.4 節。
Δ^+ ：在實體試驗之每一循環中，隔震(消能)元件之最大正位移，見 10.7.3 節。
Δ^- ：在實體試驗之每一循環中，隔震(消能)元件之最大負位移，見 10.7.3 節。

θ_j ：消能元件之傾斜角，見 10.3.1 節。

表 1-3 結構系統韌性容量 R 值

基本結構系統	抵抗地震力結構系統敘述	R	高度限制（m）
一、承重牆系統	1.輕構架牆		
	(1)具剪力嵌版	3.2	12
	(2)具對角斜撐	2.4	20
	2.鋼筋混凝土牆配置鋼筋混凝土邊界構材	3.2	50
二、構架系統	1.輕構架牆		
	(1)具剪力嵌版	3.2	12
	(2)具對角斜撐	2.4	20
	2.剪力牆		
	(1)鋼筋混凝土牆配置鋼筋混凝土邊界構材	3.6	50
	(2)鋼筋混凝土牆配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	3.6	50
	(3)鋼板牆配置鋼造或鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.2	50
	(4)鋼板鋼筋混凝土牆配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.0	50
	3.斜撐		
	(1)鋼造偏心斜撐配置鋼造邊界構材	4.2	50
	(2)鋼造同心斜撐配置鋼造邊界構材	2.0	12
	(3)鋼造或鋼骨鋼筋混凝土造偏心斜撐及鋼梁配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.2	50
	(4)鋼造特殊同心斜撐配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	3.0	50
	(5)鋼造特殊同心斜撐配置鋼造邊界構材	3.6	50
	(6)挫屈束制支撐配置鋼造邊界構材	4.8	50
三、抗彎矩構架系統	1.特殊抗彎矩構架		
	(1)鋼造	4.8	不限
	(2)鋼筋混凝土造	4.8	不限
	(3)鋼骨鋼筋混凝土造	4.8	不限
	2.部分韌性抗彎矩構架		
	(1)鋼造	3.2	12
	(2)鋼筋混凝土造	2.8	12
	3.特殊鋼桁抗彎矩構架	4.0	50
四、二元系統	1.剪力牆		
	(1)鋼筋混凝土牆配置鋼筋混凝土邊界構材	4.8	不限
	(2)鋼筋混凝土牆配置鋼骨鋼筋混凝土	4.8	不限

	邊界構材		
	(3)鋼板牆配置鋼造或鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.8	不限
	(4)鋼板鋼筋混凝土牆配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.8	不限
	2.斜撐		
	(1)鋼造偏心斜撐配置鋼造邊界構材	4.8	不限
	(2)鋼造特殊同心斜撐配置鋼造邊界構材	4.2	不限
	(3)鋼造或鋼骨鋼筋混凝土造偏心斜撐及鋼梁配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.8	不限
	(4)鋼造特殊同心斜撐配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.2	不限
	(5)挫屈束制支撐配置鋼造邊界構材	4.8	不限

2.2 最小設計水平總橫力

構造物各主軸方向分別所受地震之最小設計水平總橫力 V 依下式計算：

$$V = \frac{S_{aD} I}{1.4 \alpha_y F_u} W \tag{2-1}$$

(2-1)式中，$\frac{S_{aD}}{F_u}$ 得依(2-2)式修正，修正後命為 $\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m$ 如下：

$$\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m = \begin{cases} \frac{S_{aD}}{F_u} & ; \frac{S_{aD}}{F_u} \le 0.3 \\ 0.52 \frac{S_{aD}}{F_u} + 0.144 & ; 0.3 < \frac{S_{aD}}{F_u} < 0.8 \\ 0.70 \frac{S_{aD}}{F_u} & ; \frac{S_{aD}}{F_u} \ge 0.8 \end{cases} \tag{2-2}$$

則

$$V = \frac{I}{1.4 \alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m W \tag{2-3}$$

其中，

S_{aD} ：工址設計水平譜加速度係數，為工址水平向之設計譜加速度與重力加速度 g 之比值。除了臺北盆地依本章第七節規定外，一般工址與近斷層工址可依本章第三至六節之規定訂定。

I ：用途係數，依本章第八節規定。

W ：建築物全部靜載重。活動隔間至少應計入 75 kgf/m^2 之重量；一般倉庫、書庫應計入至少四分之一活載重；水箱、水池等容器，應計入全部內容物之重量。

α_y ：起始降伏地震力放大倍數，依本章第九節規定。

F_u ：結構系統地震力折減係數，依本章第九節規定。

解說：

以(2-1)式做為計算彈性靜力分析時建築物各主軸方向分別施加的設計水平總橫力，在觀念上很容易讓人接受。工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} 代表結構物在設計地震所引致的工址水平譜加速度係數。對於須要依工址水平加速度係數 Z 進行其他本規範未規定之相關耐震設計或耐震評估時，即可直接取 $Z=0.4\,S_{DS}$ 為工址地表水平加速度係數來進行分析，代表之意義為 86 年版規範中工址水平加速度係數 Z 與工址正規化水平加速度反應譜係數 C 之乘積，即 $0.4\,S_{DS} = Z(=\mathrm{EPA}/g)$。表 C2-1 為短週期之設計水平譜加速度係數與等效地表加速度峰值(EPA)之對照表。

由於建築物具有韌性，若將建築物設計成大地震時仍保持彈性，殊不經濟。大地震時容許建築物進入非彈性變形，可將彈性設計地震力予以降低，而其降低幅度，端視韌性好壞而定。韌性好的建築物，結構系統地震力折減係數 F_u 就可

以大一些。如圖 C2-1 所示，建築物承受側力與其所產生的側位移，在外力不大時係線性，其後會變為非線性，最後建築物在承受 P_u 的側力，側位移達 Δ_u 時，因韌性被用盡而崩塌。此非線性的關係可以彈塑性關係來理想化，亦即彈性一直維持到 P_u，其後變為完全塑性，韌性容量為 Δ_u / Δ_y。一般建築物的設計，不論採用工作應力法或極限設計法，在設計水平地震力 P_d 作用下，結構尚未開始降伏。

當地震力增加一個倍數 α_y，達 P_y 後，第一個構材斷面才開始降伏，即 $\alpha_y = P_y / P_d$。由於建築物的靜不定度較高，在設計得頗均勻，各斷面降伏時機接近下，取保守的估計，外力須調升至 $1.4P_y$ 後，結構才達能承受的最大側力 P_u。表 1-3 所示為各種結構系統的韌性容量 R，可據以計算結構系統地震力折減係數 F_u。

具有韌性容量 R 的建築物，當開始降伏後，地表加速度到底要增加幾倍才會將韌性用光，乃與建築物的週期及所適用的反應譜有關。一般而言，週期長的建築物 F_u=R，意即建築物降伏後可抵抗降伏時地表加速度的 R 倍後，建築物才會因韌性用盡而崩塌。但對週期短的建築物而言，F_u=$\sqrt{2R-1}$，即韌性對耐震能力不像長週期建築物那麼有效。

在靜力分析時，工址設計水平譜加速度係數不得低於 $0.4S_{DS}$，以避免長週期建築物的設計地震力過低。同時，長週期之建築物，$P-\Delta$ 效應較顯著，在建築物未降伏前，此效應會增加梁、柱的彎矩，在建築物降伏後，此效應也會使韌性對耐震的效用變低，此亦為吾人對長週期建築物之設計地震力給予下限的另一原因。對短週期結構而言，因為其與土壤互制後阻尼比較高，地震力需求會降低，所以根據 S_{aD} / F_u 值之不同，取阻尼比為 5%~14%左右，再依據第三章表 3-1 中之短週期結構阻尼修正係數，計算其折減後之 S_{aD} / F_u 值，並依此於(2-2)式中對 S_{aD} / F_u 設其上限，以反應結構與土壤互制後阻尼比較高之現象。對於地震力之折減方式，除(2-2)式之規定外，設計時亦可依(C3-1)式實際計算考量結構土壤互制後結構第一振態的複合振態阻尼比，並依此阻尼比配合表 3-1 中所列之阻尼比修正係數直接進行地震力折減，而不一定須要採用(2-2)式之地震力折減方式。

建築物因重要性不同，對重要建築物，採用途係數 I 大於 1.0，使其設計地震力加大，提高其安全性。

2.3 一般區域之震區短週期與一秒週期水平譜加速度係數

震區短週期及一秒週期之設計水平譜加速度係數 S_S^D 與 S_1^D 分別代表工址所屬震區在堅實地盤下，設計地震作用時之短週期結構與一秒週期結構之 5%阻尼譜加速度與重力加速度 g 之比值。

震區短週期及一秒週期之最大考量水平譜加速度係數 S_S^M 與 S_1^M 分別代表工址所屬震區在堅實地盤下，最大考量地震作用時之短週期結構與一秒週期結

構之 5%阻尼譜加速度與重力加速度 g 之比值。

我國之震區係以鄉、鎮、市、區等行政區為單位劃分，各微分區內之震區設計水平譜加速度係數 S_S^D 與 S_1^D 乃根據 50 年 10%超越機率之均布危害度訂定，地震回歸期為 475 年；震區最大考量水平譜加速度係數 S_S^M 與 S_1^M 則根據 50 年 2%超越機率之均布危害度訂定，地震回歸期為 2500 年。

除臺北市及新北市另於 2.7 節規定外，震區設計水平譜加速度係數 S_S^D 與 S_1^D，以及震區最大考量水平譜加速度係數 S_S^M 與 S_1^M，如表 2-1 所列。表內標示鄰近斷層之鄉鎮市區，其震區水平譜加速度係數依 2.4 節辦理。

解說：

耐震設計的設計地震力需求主要是以回歸期 475 年的地震水準為標的，相當於 50 年使用期限內，具有 10%超越機率。另一方面，當建築物採用隔震系統進行設計時，必須檢核隔震系統於最大考量地震下之功能性。所謂最大考量地震為 50 年使用期限內，具有 2%超越機率之地震，其回歸期為 2500 年。故有必要將工址所屬震區短週期與一秒週期之設計及最大考量水平譜加速度係數一併列示。

臺灣地區堅實地盤之工址所屬震區之設計及最大考量水平譜加速度係數分別根據 50 年 10%與 2%超越機率之均布危害度求得。均布危害度須考慮工址周圍約 200 公里以內過去發生地震之規模、震央、震源深度、其他地體構造等資料以及活動斷層之地震潛勢，並利用地震水平地表加速度以及結構水平譜加速度隨距離、地震規模變化之地震動評估模型，經複雜的或然率理論分析而得。

由於要能較精細的將近斷層影響區域劃分出來，必須進行震區微分化，故本規範之震區係直接以鄉、鎮、市、區等行政區域為震區劃分單位。圖 C2-2 至 C2-5 分別表示臺灣震區短週期與一秒週期之設計與最大考量水平譜加速度係數分佈狀況，可依工址所屬之鄉、鎮、市、區位置由表 2-1 查出該係數值。圖 C2-2 至 C2-5 中，對於近斷層區域與臺北盆地，須依 2.4 節與 2.7 節之規定特別考量。

傳統之設計地震水準是以 PGA 值之大小來區分其水準，但由反應譜之理論可知，PGA 值只是反應譜中結構週期為零之反應譜值而已，並不能代表所有結構週期不為零之反應譜值。為能考量實際結構反應，乃直接利用譜加速度的地震動評估模型，獲致特定回歸期之設計反應譜。本規範對每一個震區分別給定 0.3 秒週期之反應譜值當作短週期結構物地震水準之標準，以及 1.0 秒週期之反應譜值當作中、長週期結構物地震水準之標準。此兩個週期(0.3 秒與 1.0 秒)的回歸期均相同，表示對此不同週期之結構物而言，其地震危害潛勢相同或近似。

臺北盆地由於特殊的地形與地質條件，其地震動特性同時受到盆地扭轉效應與軟弱土層效應之影響，應特別考量其設計地震反應譜。由於臺北盆地範圍包含於臺北市及新北市之內，部分區橫跨於盆地之內外側，為方便區分，故將臺北市及新北市之工址設計與最大考量水平譜加速度係數獨立於 2.7 節規定。

2.4 近斷層區域之震區短週期與一秒週期水平譜加速度係數

本規範規定，當工址鄰近包括新城斷層、獅潭斷層、三義斷層、大甲斷層、鐵砧山斷層、屯子腳斷層、彰化斷層、車籠埔斷層、大茅埔-雙冬斷層、梅山斷層、大尖山斷層、六甲斷層、觸口斷層、新化斷層、旗山斷層與米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層等經經濟部中央地質調查所公布之第一類活動斷層，如表 2-2 所列，其震區水平譜加速度係數必須考量近斷層效應。其中嶺頂斷層與利吉斷層雖公開為第二類活動斷層，因屬花東縱谷序列斷層之一，鄰近鄉鎮亦需考慮近斷層效應。

必須考慮近斷層效應之臺灣地區活動斷層，其影響範圍內的行政區之震區短週期及一秒週期設計水平譜加速度係數S_S^D與S_1^D，與震區短週期及一秒週期最大考量水平譜加速度係數S_S^M與S_1^M，可由表 2-3-1 至表 2-3-4 所列，依工址至斷層之距離線性內插方式求值。

解說：

臺灣地區活動斷層調查之權責單位為經濟部中央地質調查所，該所累積近年之調查研究成果於 2012 年重新公開第一類活動斷層分布圖。鄰近斷層之行政區需考慮近斷層效應，如表 2-1 所列。

針對近斷層區域而言，工址所屬震區之短週期及一秒週期水平譜加速度係數深受鄰近斷層之活動特性，及工址與斷層間之水平距離的影響，若僅以鄉、鎮、市、區等行政區域形心位置之均布危害度結果，代表該行政區域所有工址的震區水平譜加速度係數，將低估近斷層區域之震區水平譜加速度係數，致使設計地震力不足以抵抗該斷層引發之地震。因此，必須修正近斷層區域之震區水平譜加速度係數，使合理估計近斷層區域建築物之設計地震力。

近斷層區域之震區水平譜加速度係數，依據表 2-3-1 至表 2-3-4，由工址與斷層之最短水平距離線性內插方式求值。以鄰近車籠埔斷層，位於南投縣水里鄉之工址為例，其S_S^D如圖 C2-6 所示；其一般區域堅實地盤之震區短週期水平譜加速度係數S_S^D=0.7。考慮車籠埔斷層之近斷層效應，若工址與斷層距離為 13 至 14 公里間，其S_S^D即為 0.8 與 0.7 對距離之內插值。

工址與活動斷層之距離，應依據經濟部中央地質調查所公開最新之活動斷層位置，計算工址與地表面斷層跡線最短水平距離。

工址鄰近超過一條以上之活動斷層時，應分別計算其近斷層區域之震區水平譜加速度係數S_S^D、S_1^D、S_S^M與S_1^M，分別取各參數最大值設計。

2.5 工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數

除臺北盆地外，一般區域及近斷層區域之工址短週期與一秒週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與 S_{D1}，以及工址短週期與一秒週期最大考量水平譜加速度係數 S_{MS} 與 S_{M1} 依下式計算：

$$\begin{matrix} S_{DS} = F_a S_S^D \\ S_{D1} = F_v S_1^D \end{matrix} \quad ; \quad \begin{matrix} S_{MS} = F_a S_S^M \\ S_{M1} = F_v S_1^M \end{matrix} \tag{2-4}$$

其中，F_a 為等加速度(短週期)段之工址放大係數，隨地盤種類與震區短週期水平譜加速度係數 S_S (S_S^D 或 S_S^M)而改變；而 F_v 為等速度(中長週期)段之工址放大係數，隨地盤種類與震區一秒週期水平譜加速度係數 S_1 (S_1^D 或 S_1^M)而改變由表 2-4(a)與表 2-4(b)可分別求得工址放大係數 F_a 與 F_v。

用於決定工址地盤放大係數之地盤分類，除臺北盆地區域外，餘依工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 V_{S30} 決定之。其中，$V_{S30} \geq 270\ m/s$ 者為第一類地盤(堅實地盤)；$180\ m/s \leq V_{S30} < 270\ m/s$ 者，為第二類地盤(普通地盤)；$V_{S30} < 180\ m/s$ 者，為第三類地盤(軟弱地盤)。

工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 V_{S30} 依下列公式計算：

$$V_{S30} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} d_i / V_{si}} \tag{2-5a}$$

其中，d_i 為第 i 層土層之厚度(m)，滿足 $\sum_{i=1}^{n} d_i = 30\,m$。$V_{si}$ 為第 i 層土層之平均剪力波速(m/sec) ，可使用實際量測值，或依下列經驗公式計算：

粘性土層：

$$V_{si} = \begin{cases} 120 q_u^{0.36} & ; \quad N_i < 2 \\ 100 N_i^{1/3} & ; \quad 2 \leq N_i \leq 25 \end{cases} \tag{2-5b}$$

砂質土層：

$$V_{si} = 80 N_i^{1/3} \quad ; \quad 1 \leq N_i \leq 50 \tag{2-5c}$$

其中，N_i 為由標準貫入試驗所得之第 i 層土層之平均 N 值；q_u 為第 i 層土層之單壓無圍壓縮強度(kgf/cm^2)。

解說：

不同之地表搖晃程度，將改變地盤週期，進而改變短週期與長週期結構之譜加速度放大倍率。因此，必須考量土壤非線性放大效應，依據地盤種類與震區水

平譜加速度係數，訂定工址放大係數 F_a 與 F_v。當計算工址設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與 S_{D1} 時，工址放大係數 F_a 與 F_v 必須依據震區設計水平譜加速度係數 S_S^D 與 S_1^D 以及工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 V_{S30}，由表 2-4(a)與表 2-4(b)來求值；而計算工址最大考量水平譜加速度係數 S_{MS} 與 S_{M1} 時，工址放大係數 F_a 與 F_v 必須依據震區最大考量水平譜加速度係數 S_S^M 與 S_1^M 以及工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 V_{S30}，由表 2-4(a)與表 2-4(b)來求值。

臺灣地區之地盤，依堅實或軟弱程度分為三類。此外，臺北盆地因性質特殊，另定其水平譜加速度係數。至於地盤軟硬如何界定的問題，參考 ATC-32(1996)及 IBC2000(2000)的作法及陳正興與黃富國教授(1997)之研究結果，根據土層性質，藉由地表面下 30 公尺之土層平均特性決定之，其判斷方式可採用(1)依工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 $\overline{V}_S$ 判斷、(2)依工址地表面下 30 公尺內之土層平均標準貫入試驗 $\overline{N}$ 值判斷、(3)依工址地表面下 30 公尺內砂質土層之平均標準貫入試驗 $\overline{N}_{CH}$ 值及粘性土層的平均不排水剪力強度 $\overline{s}_u$ 取保守之結果。94 年版規範採用以上所述三種判斷地盤種類之方法，並未強制規定一定需要使用那一種方式，設計者可依實際鑽探資料與工址土層情形選擇合適之判斷方法，對於土層中若存在有軟弱粘性土層（$s_u < 0.255$ kgf/cm^2）且其厚度總合超過 3 公尺者，則宜直接將其歸類為第三類地盤或採用第三種判斷方式進行地盤種類判別，但不同分類指標將可能導致不同之分類結果，故本次修正將以工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 V_{S30} 作為決定地盤分類之指標，並依土壤鑽探資料與分析結果，將第一類地盤與第二類地盤之分界標準修訂為 V_{S30}=270 m/s。

有鑒於許多場址都無法提供實際量測之土壤剪力波速值，故本次修正參照日本道路橋樑示方書之波速換算公式，規定土壤剪力波波速除可使用實際量測值外，亦可利用 q_u 及 N 值換算而得。

2.6 工址設計與最大考量水平譜加速度係數

一般工址或近斷層之工址設計水平譜加速度係數 S_{aD}，隨建築物基本振動週期 T 與工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與 S_{D1} 而改變；工址最大考量水平譜加速度係數 S_{aM}，隨建築物基本振動週期 T 與工址短週期與一秒週期之最大考量水平譜加速度係數 S_{MS} 及 S_{M1} 而改變。工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} 與最大考量水平譜加速度係數 S_{aM} 分別如表 2-5(a)與表 2-5(b)所示。其中，表 2-5(a)與表 2-5(b)中之短週期與中、長週期的分界 T_0^D 與 T_0^M 分別滿足

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad ; \quad T_0^M = \frac{S_{M1}}{S_{MS}} \tag{2-6}$$

建築物之基本振動週期 T，單位為秒，可依下列經驗公式計算之：

1.剛構架構造物，無非結構剛性牆、剪力牆或加勁構材者：

鋼構造建築物

$$T = 0.085h_n^{3/4} \quad (2\text{-}7)$$

鋼筋混凝土建築物、鋼骨鋼筋混凝土建築物及鋼造偏心斜撐建築物

$$T = 0.070h_n^{3/4} \quad (2\text{-}8)$$

其中，h_n為基面至屋頂面高度，單位為公尺。

2.其他建築物：

$$T = 0.050h_n^{3/4} \quad (2\text{-}9)$$

基本振動週期得用其他結構力學方法計算。但所得之 T 值不得大於前述經驗公式週期之 1.4 倍。

解說：

表 2-5(a)訂定一般工址或近斷層工址之設計水平譜加速度係數 S_{aD}，此反應譜係數在短週期部分為常數，等於工址短週期設計水平譜加速度係數 S_{DS}；當週期超過T_0^D後，則隨$1/T$的衰減趨勢遞減，其中 T 為建築物的基本振動週期(秒)，而短週期與中、長週期的分界T_0^D須依據(2-6)式計算。在較短週期（$T \le 0.2T_0^D$）的範圍內，設計水平譜加速度係數 S_{aD}與結構週期呈線性變化關係。表 2-5(b)訂定一般工址或近斷層工址之最大考量水平譜加速度係數 S_{aM}，短週期與中、長週期的分界T_0^M須依據(2-6)式計算。

建築物基本振動週期 T 之經驗計算公式，對不具有剛性非結構牆、剪力牆或斜撐構材之鋼筋混凝土剛構架構造物，週期 T 取為 $0.07h_n^{3/4}$，且適用於裝設偏心斜撐鋼造剛構架構造物基本週期之計算及 SRC 構造物基本振動週期之計算。具有剛性非結構牆、剪力牆或斜撐構材之建築物，其週期採用 $T=0.050h_n^{3/4}$ 計算。

94 年版規範規定，基本振動週期 T 值不得大於經驗公式週期之 C_U 倍，C_U 可依據工址一秒週期設計水平譜加速度係數 S_{D1} 求值，為 1.2 至 1.3 之間。經工程實務使用後發現，依此規定所計算之設計地震力與建造成本大幅提升。同時，美國 FEMA 368 (2000)、FEMA 450 (2003)及 IBC2006 (2006)等較新版之規範及技術報告，業已修正其週期上限係數 C_U 之值在 1.4 至 1.7 之變化範圍內，故將本規範之基本振動週期上限係數值修正為 1.4。

2.8 用途係數

用途係數 I 依下列規定：

第一類建築物

地震災害發生後，必須維持機能以救濟大眾之重要建築物，I=1.5。

(1) 中央、直轄市及縣(市)政府、鄉鎮市(區)公所涉及地震災害緊急應變業務之機關辦公廳舍。
(2) 消防、警務及電信單位執行公務之建築物。
(3) 供震災避難使用之國中、小學校舍。
(4) 教學醫院、區域醫院、署(市)立醫院或政府指定醫院。
(5) 發電廠、自來水廠與緊急供電、供水直接有關之廠房與建築物。
(6) 其他經中央主管機關認定之建築物。

第二類建築物

儲存多量具有毒性、爆炸性等危險物品之建築物，I=1.5。

第三類建築物

下列公眾使用之建築物，I=1.25。

(1) 各級政府機關辦公廳舍（第一類建築物之外）。
(2) 教育文化類：幼稚園；各級學校校舍(第一類建築物之外)；集會堂、活動中心；圖書館、資料館；博物館、美術館、展覽館；寺廟、教堂；補習班；體育館。
(3) 衛生及社會福利類：醫院、診所(第一類建築物之外)；安養、療養、扶養、教養場所；殯儀館。
(4) 營業類：餐廳；百貨公司、商場、超級市場、零售市場；批發量販營業場所；展售場、觀覽場；地下街。
(5) 娛樂業：電影院、演藝場所、歌廳；舞廳、舞場、夜總會；錄影節目播映、視聽歌唱營業場所；保齡球館。
(6) 工作類：金融證券營業交易場所之營業廳。
(7) 遊覽交通類：車站、航運站。
(8) 其他經中央主管機關認定之建築物。

如一棟建築物僅為上列 8 項用途使用時，其總樓版面積 1000 平方公尺以上者，用途係數才需用 1.25。

第四類建築物

其他一般建築物，I=1.0。

一棟建築物如係第三類與第四類混合使用之建築物，第三類公眾使用場所(1)至(8)項累計樓地板面積未達 1000 平方公尺者，用途係數為 1.0；前述公眾使用累計樓地板面積 3000 平方公尺以上者，用途係數需用 1.25；公眾使用累計樓地板面積 1000 平方公尺以上未達 3000 平方公尺者，且公眾使用總樓地板面積百分之二十以上時，用途係數需用 1.25，否則可用 1.0。

解說：

鑒於最近世界上發生的幾個大地震，造成嚴重的災害，因而針對重要建築物、儲存危險物品之建築物、供公眾使用之建築物，訂定用途係數，提高設計地震力。

消防、警務及電信單位之建築物必須係執行公務者，用途係數才用 1.5。醫院也必須具有急救功能及手術設備者才屬第一類建築物。航空站或航空站控制中心之建築物必須執行公務者，用途係數用 1.5。發電廠、自來水廠與緊急供電、供水相關的廠房、建築物才屬第一類建築物。

有關儲存多量具有毒性、爆炸性等危險物品之第二類建築物，其中「多量」之定義，應與所儲存之危險物品在強震作用下是否可能產生二次災害而損及公眾安全有關，故應由相關主管機關認定之。

2.9 起始降伏地震力放大倍數與結構系統地震力折減係數

起始降伏地震力放大倍數α_y係計及設計地震力放大α_y倍後，構造開始產生第一個斷面降伏，其值應根據所採用之設計方法與載重組合型式來決定。

結構系統地震力折減係數 F_u 與結構系統韌性容量 R 值以及結構基本振動週期 T 有關。R 值與抵抗地震力之各種結構系統有關，如表 1-3 所示。結構系統容許韌性容量 R_a 與韌性容量 R 值間之關係如下：

一般工址與近斷層工址：$R_a = 1 + \dfrac{(R-1)}{1.5}$　(2-10)

臺北盆地：$R_a = 1 + \dfrac{(R-1)}{2.0}$　(2-11)

未列入表 1-3 之結構系統，須經可信技術資料及試驗證明其抵抗側向力及能量吸收能力具有相當之 R 值，方可使用。

結構系統地震力折減係數 F_u 與容許韌性容量 R_a 及基本振動週期 T 的關係式如下：

$$F_u = \begin{cases} R_a & ;\ T \ge T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + \left(R_a - \sqrt{2R_a - 1}\right) \times \dfrac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D} & ;\ 0.6T_0^D \le T \le T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} & ;\ 0.2T_0^D \le T \le 0.6T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + \left(\sqrt{2R_a - 1} - 1\right) \times \dfrac{T - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D} & ;\ T \le 0.2T_0^D \end{cases} \quad (2\text{-}12)$$

其中，T_0^D 為設計水平譜加速度係數短週期與中週期的分界點，除臺北盆地之 T_0^D 依 2.7 節規定外，其餘地區按(2-6)式所定義。

同一建築物具有不同結構系統時，任一樓層設計所用之 R 值，不得大於該方向其上樓層所用之 R 值。若該層以上靜載重少於建築物全部靜載重百分之十

者，不在此限。結構物之設計以下列兩種方法擇一使用：

1. 整個建築物以最小的 R 值設計。

2. 符合 2.1 節所定義剛性建築物上具柔性建築物者，可依下列所述設計之：

(1) 視剛性建築物上之柔性建築物為獨立之建築物，採用適當之 R 值。

(2) 下面剛性建築物視為獨立之建築物，採用適當之 R 值。柔性建築物傳入之地震力，須將其總橫力以柔性建築之 R 值除以剛性建築物之 R 值的比例放大之。

單方向有承重牆之建築物，另一方向採用之 R 值不得大於有牆方向之 R 值。

解說：

圖 C2-1 所示為建築物受地震側力作用下力與位移的非線性曲線。由於設計時不論採用工作應力法或極限設計法，都隱含有安全係數在內，因此在設計地震力 P_d 作用下，建築物距第一個斷面降伏所對應的地震力 P_y 還有一段距離，此比值 P_y / P_d 稱為起始降伏地震力放大倍數 α_y。起始降伏地震力放大倍數 α_y 係計及設計地震力放大 α_y 倍後，構造開始產生第一個斷面降伏，其值與所採用之設計方法有關。就鋼結構容許應力設計而言，α_y 值可採 1.2；鋼構造或鋼骨鋼筋混凝土構造採極限設計法者，α_y 值可取與地震力之載重因子相同，即 α_y 為 1.0，就鋼筋混凝土構造而言，依極限強度設計法，α_y 值可採 1.5（鋼筋混凝土構造之地震力載重因子取 1.0 設計者，α_y 值取 1.0）。若按其他設計方法設計者，應分析決定應採用之 α_y 值。

以工作應力法設計的鋼結構而言，因為會進行強柱弱梁之檢核，因此塑鉸會發生在梁端，所以計算以梁為準。梁若為結實斷面，其容許的彎曲應力為 $0.66F_y$，與地震力組合時，尚可提高 1.33 倍。因此設計時要滿足下式：

$$f_{b(D+L)} + F_{bE} = 0.66F_y \times 1.33 = 0.878F_y \tag{C2-1}$$

其中，$f_{b(D+L)}$ 為靜載重與活載重引致之彎曲應力；f_{bE} 為地震力引致的彎曲應力，F_y 則為材料的降伏強度。梁端開始降伏時要滿足的條件如下：

$$f_{b(D+L)} + \alpha_y f_{bE} = F_y \tag{C2-2}$$

設 $f_{b(D+L)} = m f_{bE}$，由(C2-1)式得：

$$f_{bE} = \frac{0.878F_y}{1+m} \tag{C2-3}$$

由(C2-2)式得：

$$(m+\alpha_y) f_{bE} = F_y \tag{C2-4}$$

將(C2-3)式代入並化簡得：

$$\alpha_y = \frac{1+0.122m}{0.878} \tag{C2-5}$$

α_y 值顯然與 m 值有關，取 m 分別為 2.0，1.0，0.5，0.25 及 0，α_y 值分別算得為 1.417，1.278，1.208，1.174 及 1.139。茲取保守值，得 α_y =1.2。

鋼筋混凝土建築物以強度設計法設計時，梁之標稱彎矩強度 M_n 要滿足下式：

$$1.05M_D + 1.275M_L + 1.403M_E = 0.9M_n \quad \text{(C2-6)}$$

其中，M_D、M_L 及 M_E 分別為靜載重、活載重及地震力引致之彎矩。梁端開始降伏時要滿足下式：

$$M_D + M_L + \alpha_y M_E = M_n \quad \text{(C2-7)}$$

設 $M_D = mM_E$，$M_L = nM_E$，並假設材料強度有可能偏低，即(C2-7)式的右邊亦可寫為 $0.9M_n$，則：

$$m + n + \alpha_y == 1.05\,m + 1.275\,n + 1.403 \quad \text{(C2-8)}$$

故

$$\alpha_y = 1.403 + 0.05m + 0.275n \quad \text{(C2-9)}$$

α_y 值顯然同時與 m、n 有關。當 m=n=0.25 時，α_y =1.484；當 m=n=0.5，α_y =1.566；當 m、n 更大時，隨之增大。茲為保守計，取 α_y =1.5。

結構系統地震力折減係數 F_u 與結構系統之韌性容量 R 有關。但結構物韌性容量對結構物之耐震能力而言，也與其週期有關，對長週期結構物較有效，對短週期結構物而言，效果較小。就長週期結構物而言，彈性系統與彈塑性系統最大動力位移反應約略相等，因此彈塑性系統降伏後，尚能承受 R 倍的地表加速度才會將韌性容量用盡而崩塌，見圖 C2-7。對短週期結構物而言，彈性系統與彈塑性系統吸收的能量約略相等，因此結構物降伏後，只能再承受 $\sqrt{2R-1}$ 倍的地表加速度就會將韌性容量用盡而崩塌，見圖 C2-8。至於長週期結構物的定義與反應譜形狀有關，反應譜最大值開始遞減的週期就是個分界點，比此週期長的結構物可視為長週期結構物。能量相等適用的週期範圍，依 Newmark-Hall 非彈性加速度反應譜製作的程序來看，與韌性容量 R 值及阻尼比有關。茲為簡化計，取 $0.2T_0^D$ 至 T_0^D 間分為兩個等長的週期段，較短週期的一段，適用能量相等法則，較長週期的另一段則用內插來銜接。事實上，對週期為零之剛性結構而言，韌性或非韌性並無任何差異，故可令 F_u 值為 1.0，因此 0 秒與 $0.2T_0^D$ 間須再做為一次內插，見圖 C2-9。

各種結構系統的韌性容量 R 值，如表 1-3 所示。當設計地震發生時，本規範不希望韌性全被用盡，而只希望達到容許韌性容量 R_a。針對一般工址或近斷層工址，允許非彈性位移達極限值之 2/3；針對臺北盆地，則因考量其地震長週期之反覆荷載週數較多，故僅允許非彈性位移達極限值之 1/2。按此，可分別推導得(2-10)與(2-11)式。

2.10 中小度地震與最大考量地震之設計地震力

2.10.1 避免中小度地震降伏之設計地震力

為避免韌性較佳之建築物在地震不大時即產生降伏，(2-1)式之地震設計最小總橫力不得低於V^*：

一般工址與近斷層區域之工址：

$$V^* = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y}\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m W \qquad (2\text{-}13a)$$

臺北盆地：

$$V^* = \frac{IF_u}{3.5\alpha_y}\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m W \qquad (2\text{-}13b)$$

對於屬於 2.4 節規定之近斷層區域的工址，(2-13)式中之S_{aD}不須要考慮近斷層效應，逕以表 2-1 之值計算。

2.10.2 避免最大考量地震崩塌之設計地震力

為避免建築物在最大考量地震下崩塌，(2-1)式之地震設計最小總橫力不得低於V_M：

$$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y}\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m W \qquad (2\text{-}13c)$$

其中$\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m$之值如下式：

$$\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m = \begin{cases} \frac{S_{aM}}{F_{uM}} & ; \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \le 0.3 \\ 0.52\frac{S_{aM}}{F_{uM}} + 0.144 & ; 0.3 < \frac{S_{aM}}{F_{uM}} < 0.8 \\ 0.70\frac{S_{aM}}{F_{uM}} & ; \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \ge 0.8 \end{cases} \qquad (2\text{-}13d)$$

其中，F_{uM}為在(2-12)式中以韌性容量R值取代容許韌性容量R_a計算所得之結構系統地震力折減係數F_u值。對於屬於 2.4 節規定之近斷層區域的工址，計算S_{aM}時須要考慮近斷層效應。

解說：

2.10.1 節規定的目的在避免韌性較佳的建築物在地震不太大時，即進入降伏狀況，如此會增加結構構材須經常修復的可能性，而徒增困擾。2.2 節規定之設計地震力為以 475 年回歸期地震發生時，建築物不可嚴重損壞為考量，2.10.1 節則根據臺灣地區危害度曲線特性以約 30 年回歸期中小地震發生時，建築物仍維持彈性不產生損傷為考量，因為 30 年回歸期之地震其 50 年超越機率約為 80%，所以其在建築物使用年限中發生的機率相當高，故(2-13a)及(2-13b)式直接以約 30 年回歸期之彈性反應值來訂定。30 年回歸期之地震其水平譜加速度約可取為回歸期 475 年地震之 1/4 左右，所以本規範以此為依據及不使韌性容量 R 值超過 4.0 的建築物之設計地震力過小，在地震不太大時，即進入降伏狀況，所以直接採用回歸期 475 年未折減之地震力的 1/4.2 為一般工址與近斷層工址之最小地震設計總橫力；臺北盆地，則因考量其地震長週期之反覆荷載週數較多及配合其容許韌性容量之規定，以 475 年未折減之地震力的 1/3.5 為其最小地震設計總橫力。

2.10.2 節之規定的目的則在避免在最大考量地震下建築物發生崩塌而造成嚴重損失或造成二次災害。因為地震之水準已經為最大考量地震，若還限制其韌性容量之使用，殊不經濟，所以允許結構物使用之韌性可以達到其韌性容量。

進行耐震設計時，若地盤於設計地震或最大考量地震下會因液化等因素而產生不穩定情況時，則應考量地盤為穩定與不穩定二種狀況分別進行分析，並取較嚴格者作為設計之依據。若地盤為不穩定狀況時，由於設計地震下及最大考量地震下土壤參數之折減可能有所不同，結構物之基本振動週期及基礎土壤彈簧模擬值亦會因此而有所不同，故不能僅以設計地震力之大小為設計之依據，而應根據(2-3)式及(2-13c)式計算出設計地震及最大考量地震下之設計地震力，並分別根據所對應之土壤參數折減情況進行分析，並取較嚴格者作為設計之依據。

2.11 地震力之豎向分配

最小總橫力依下述豎向分配於構造之各層及屋頂。

構造物頂層外加之集中橫力 F_t 依下式計算：

$$F_t = 0.07TV \tag{2-14}$$

F_t 不必大於 $0.25V$；若基本振動週期 T 為 0.7 秒以下，F_t 可為零。

最小總橫力扣除 F_t 後之剩餘部分，應依下式分配於構造物之屋頂(第 n 層)及其餘各層：

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^{n} W_i h_i} \tag{2-15}$$

作用於第 x 層之橫力 F_x 依該層質量之分布，分配於該層平面。其中，W_x 為第 x 層依第 2.2 節計算之建築物重量。h_x 為第 x 層距基面之高度。

2.12 建築物地下部分之設計水平地震力

建築物地下各層施加之設計水平地震力為該層靜載重乘以該層深度對應之水平震度 K。水平震度 K 依下式計算：

$$K \geq 0.1\left(1-\frac{H}{40}\right)S_{DS}I \tag{2-16}$$

其中，S_{DS} 為工址短週期設計水平譜加速度係數，I 為用途係數，H 為自地表面往下算之深度。H 大於 20 公尺時以 20 公尺計。

2.10.1 節為避免中小度地震降伏，建築物地下部分各層之水平震度 K，對一般區域與近斷層區域之工址，(2-16)式之值可除以 4.2，臺北盆地工址則除 3.5。

2.10.2 節為避免最大考量地震崩塌，(2-16)式之 S_{DS} 應改用 S_{MS}。

解說：

本次研擬之地震力條文，震區水平加速度係數 Z 均改以 $0.4S_{DS}$ 取代。故將原規範之水平震度改以(2-16)式表示。

2.14 意外扭矩

為計及質量分布之不確定性，各層質心之位置應由計算所得之位置偏移與地震力垂直方向尺度百分之五。易言之，應將地震力加在計算所得質心位置向左及向右偏移與地震力垂直方向尺度百分之五的位置進行結構分析與設計。上述質心偏移造成之扭矩，稱為意外扭矩。

建築物具扭轉不規則性時，各層施加之意外扭矩應以下列係數 A_x 放大之：

$$A_x = \left[\frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{avg}}\right]^2 \tag{2-17}$$

此處，

δ_{max} 為第 x 層最大位移。

δ_{avg} 為第 x 層兩最外點位移之平均值。

A_x 值不必大於 3.0。

解說：

考慮意外扭矩的目的，係計及質心位置的不確定性所引起的效應。如建築物具扭轉不規則性時，在動力反應下，此種質量偏心造成的效應有被放大的可能，因此以係數 A_x 放大之。各層對應的 A_x 可以不同，首先將各層地震力加在質心向右 5%偏心距的位置，根據結構分析之位移，依(2-17)式即可算得各層的 A_x 值。其後將各層地震力加在質心向左 5%偏心距的位置，又可算得各層的 A_x 值。

2.15 傾倒力矩

構造物之設計，應能抵禦地震引致之傾倒作用。樓層 x 須抵抗之傾倒力矩 M_x 依下式計算：

$$M_x = \tau \sum_{i=x}^{n} F_i \left(h_i - h_x \right) \tag{2-18}$$

其中，F_i 為其上各層依 2.11 節分配所得地震力，h_i 為第 i 層距基面之高度。τ 為傾倒力矩折減因子，依表 2-8 定義。

設計地震力作用下，作用在基礎構造之土反力應依基礎-土壤介面的傾倒力矩求取，作用在地下室各層之地震力(見 2.12 節)亦應計入，但地下室外之土壤反力可以抵銷的部分可加以扣除。此外，對規則性建築物而言，屋頂層外加之集中橫力 F_t 可以不計。

解說：

地震力對建築物引起之傾倒力矩效應，均可在結構分析中反映出來。對基礎構造之土反力而言，如建築物基礎下設虛層，可由虛柱的軸力推求。如筏基單獨分析時，可將其上柱底的軸力、彎矩傳入，但在地梁上加設節點置放垂直向土壤彈簧，如此就可正確求得地盤反力及地梁的內力。

2.16 層間相對側向位移與建築物之間隔

2.16.1 容許層間相對側向位移角

在地震力 $V = \dfrac{IF_u}{4.2}\left(\dfrac{S_{aD}}{F_u}\right)_m W$ 作用下，每一樓層與其上、下鄰層之相對側向位移除以層高，即所謂層間相對側向位移角應有所限制，其值不得超過 0.005。計算位移時應計及平移與扭轉位移。

若能證明非結構構材能承受較大層間變位而不致產生影響生命安全之破壞時，上述限制可酌予放寬。

計算位移時所施加的設計地震力，若基本振動週期係以結構力學方法計算，所得 T 值不必受小於經驗公式週期值 1.4 倍的限制，S_{aD} 亦不受不得低於 $0.4S_{DS}$ 之限制。此外，用途係數大於 1.0 之建築物，亦可以 I=1.0 所得之地震力計算位移。

2.16.2 建築物之間隔

為避免地震時所引起的變形造成鄰棟建築物間的相互碰撞，建築物應自留設之間隔，不得小於依(2-3)式計算之設計地震力作用所產生之位移乘以 $0.6\times1.4\alpha_y R_a$ 倍。需要考慮 P-Δ效應者，計算之位移應包括此效應。

解說：

本規範建議檢核層間相對側向位移角的地震力以$V=\frac{IF_u}{4.2}\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m W$為基準，此地震水準其回歸期約 30 年左右。本條文主要考量為在地震不大時，層間相對側向位移角亦應有所限制，以避免非結構構材在地震不大時即產生破壞而影響使用性及生命安全。

依據 94 年版規範規定，設計地震力若由(2-1)式控制時，則在要對付的設計地震發生時，即地表加速度為$0.4S_{DS}Ig$時，其位移會放大$1.4\alpha_y R_a$倍。設計地震力若由(2-13)式控制時，即一般區域與近斷層區域之工址F_u超過 3.0，或臺北盆地工址F_u超過 2.5 的建築物，在地表加速度為$0.4S_{DS}Ig$時，其韌性比會小於R_a，應由 2.9 節的公式，以F_u=3.0 或 2.5 求得R_a^*，則其大地震時之位移為由(2-13)式算得之彈性位移乘以$1.4\alpha_y R_a^*$倍，似過於繁瑣，故簡化為不論何種設計地震力控制下，僅考量 475 年回歸期地震力(2-3)式作用之間隔，作為檢核依據。另由於相鄰兩棟建築物反向運動，且最大位移同時發生的或然率不高，因此乘以 0.6。

2.17 極限層剪力強度之檢核

為使建築物各層具有均勻之極限剪力強度，無顯著弱層存在，應依可信方法計算各層之極限層剪力強度，不得有任一層強度與其設計層剪力的比值低於其上層所得比值 80%者。若弱層之強度足以抵抗總剪力$V=F_{uM}\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m IW$之地震力者，不在此限。須檢核極限層剪力強度者，包括所有二層樓以上之建築物，計算極限層剪力強度時須計及非結構牆所提供之強度。

解說：

建築物相鄰各層之極限層剪力強度如相差不大，大地震時較易產生普遍性降伏，共同消散地震能量。如有極限層剪力強度特別低的弱層存在的話，地震時容易只在此層降伏，其他各層仍在彈性反應限度內，則此層構材的韌性容量易被用盡而產生弱層崩塌。1990 年的菲律賓大地震、1995 年的日本兵庫縣南部地震及 1999 年臺灣 921 集集大地震中就有許多此種破壞的例子，其他理論分析亦證實此種可能性，因此有檢核各層極限層剪力強度的需要。

計算極限層剪力強度的方法沒有一定的限制，譬如建築物進行強柱弱梁等韌性設計後，可求得各柱當其上、下梁端產生塑鉸時的柱剪力，將整層的此等柱剪力相加，就可得該層的極限層剪力強度。原 86 年版規範並未明定檢核極限層剪力強度時是否須要包括非結構牆之貢獻，所以設計者可能因此而不考慮非結構牆之效應而直接以構架強度進行檢核，如此則對於底層為開放空間或某層為牆量比較少的建築物，若不考慮非結構牆之效應則無法確切的檢核出此一類弱層的存在；在 1999 年臺灣 921 集集大地震中，就有相當多軟弱底層建築物倒塌之案例，計算極限層剪力強度時須計及非結構牆所提供之強度，以確切檢核出建築物之弱層的存在。至於含非結構牆結構物的極限層剪力強度如何計算，應考慮牆及構架之

極限強度於地震時通常不會同時到達之情況。

建築物構材斷面之選擇與配筋，有時並非地震力控制，此時若能檢核該層之強度，足以抵抗總剪力 $V=F_{uM}\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m IW$ 之地震力時，表示遭遇地表加速度為 $0.4S_{MS}Ig$ 的大地震時，該層仍在彈性限度內，因此不會有弱層發生。

由於檢核各層極限層剪力強度有其必要性，故要求所有二層樓以上之建築物均需進行極限層剪力強度之檢核。

2.18 垂直地震力

為提升建築物抵抗垂直向地震之能力，垂直地震力應做適當之考量。水平懸臂構材與水平預力構材等尤其應就垂直地震效應做適當的考慮。垂直向之設計譜加速度係數 $S_{aD,V}$ 可藉由水平向之設計譜加速度係數 S_{aD} 定義為：

一般區域與臺北盆地之工址：$S_{aD,V}=\frac{1}{2}S_{aD}$

近斷層工址：$S_{aD,V}=\frac{2}{3}S_{aD}$ (2-19)

2.10 節中小度地震與最大考量地震之設計垂直地震力可修正計算之。

解說：

1994 年洛杉磯北嶺地震、1995 年日本兵庫縣南部地震及 1999 年臺灣 921 集集大地震，由於斷層錯動在人口稠密的陸地上，且震源深度淺，引致較大的垂直地表加速度，致使許多建築物的破壞與此效應有關。本省西部苗栗、臺中及南投中部地區一帶以及嘉南地區，如其區域內斷層產生錯動，就會有顯著的垂直向地震，因此要做適度的考量。

以建築物而言，由於柱子的勁度很大，垂直地震力引起的振動，主要為樓版系統。樓版系統引致的垂直地震力，仍可用下式來計算：

$$V_Z=\frac{I}{1.4\alpha_y}\left(\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}}\right)_m W \tag{C2-10}$$

其中，

$$\text{一般區域與臺北盆地之工址：}\left(\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}}\right)_m=\begin{cases}\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}} & ;\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}}\le 0.15\\ 0.52\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}}+0.072 & ;0.15<\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}}<0.4\\ 0.70\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}} & ;\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}}\ge 0.4\end{cases} \tag{C2-11a}$$

$$\text{近斷層工址：}\left(\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}}\right)_m=\begin{cases}\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}} & ;\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}}\le 0.2\\ 0.52\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}}+0.096 & ;0.2<\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}}<0.53\\ 0.70\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}} & ;\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}}\ge 0.53\end{cases} \quad \text{(C2-11b)}$$

垂直地震會引起梁端及中央產生彎矩，當此等斷面降伏時，也有消散地震能量以及限制作用在梁上的垂直地震力不再增加的效用，因此F_{uv}值也可適度使用，當然梁的中央斷面也要像端點一樣配置環箍筋。

梁產生塑鉸的消能作用是不錯的，但其在垂直地震作用下的非彈性行為到底與水平地震有何差別，在沒有研究結果可資印證下，必須採取較保守的做法，謹暫訂韌性容量 R 值為 3.0，如此可進一步求R_a值及F_{uv}值。

根據(C2-10)式，可求得$V_Z=K_ZW$，其效應等於是把樓版的靜載重乘以$\pm K_Z$值加在梁上。一般的結構分析程式，梁與柱的自重係由程式自動計算，由於梁係與樓版系統一起振動，因此垂直地震的效應等於將其單位長度重量乘以K_Z。柱因與地表一起上下運動，因此對一般區域與臺北盆地之工址而言，垂直地震力為單位長度重量乘以$0.40S_{DS}I/2\alpha_y$；對近斷層工址而言，垂直地震力為單位長度重量乘以$0.80S_{DS}I/3\alpha_y$。

上述垂直地震力的處理，是把它單獨看成一種載重情況，可稱其為EQ_V。當與其他載重情況組合時，可假設配合的某水平向地震為 30%。當然也要考慮水平向地震 100%，垂直向地震 30%的情況。綜上所論，對鋼筋混凝土建築物以強度設計法設計時，要考慮的載重組合如下：

$$0.75(1.4D+1.7L\pm 1.87EQ_X\pm 0.3\times 1.87EQ_V) \quad \text{(C2-12)}$$

$$0.75(1.4D+1.7L\pm 1.87EQ_Y\pm 0.3\times 1.87EQ_V) \quad \text{(C2-13)}$$

$$0.75(1.4D+1.7L\pm 0.3\times 1.87EQ_X\pm 1.87EQ_V) \quad \text{(C2-14)}$$

$$0.75(1.4D+1.7L\pm 0.3\times 1.87EQ_Y\pm 1.87EQ_V) \quad \text{(C2-15)}$$

就柱子而言，考慮了垂直地震力後，其軸力會增加，也會減少，如假設垂直地震力並不會增加柱的彎矩，則以不考慮垂直地震力設計出的柱子，其彎矩強度顯然會降低。萬一因彎矩強度降低，導致原來強柱弱梁的關係被破壞，則建築物的韌性就大受影響，這或許也是建築物容易產生弱層的原因。

表 2-1　震區短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數S_S^D與S_1^D，與震區短週期與一秒週期之最大考量水平譜加速度係數S_S^M與S_1^M

縣市	鄉鎮市區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	鄰近之斷層
基隆市	中正區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	七堵區	0.60	0.30	0.80	0.45	
	暖暖區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	仁愛區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	中山區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	安樂區	0.60	0.30	0.80	0.50	
	信義區	0.60	0.35	0.80	0.50	
宜蘭縣	宜蘭市	0.80	0.45	0.90	0.55	
	頭城鎮	0.80	0.45	0.90	0.55	
	礁溪鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	壯圍鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	員山鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	羅東鎮	0.80	0.45	0.90	0.55	
	五結鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	冬山鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	蘇澳鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	
	三星鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	大同鄉	0.80	0.45	0.90	0.50	
	南澳鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	
桃園市	桃園區	0.50	0.30	0.80	0.40	
	中壢區	0.60	0.30	0.80	0.45	
	大溪區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	楊梅區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	蘆竹區	0.50	0.30	0.70	0.40	
	大園區	0.50	0.30	0.70	0.40	
	龜山區	0.50	0.30	0.70	0.40	
	八德區	0.60	0.30	0.80	0.45	
	龍潭區	0.70	0.40	0.90	0.50	新城斷層
	平鎮區	0.60	0.35	0.80	0.45	
	新屋區	0.60	0.35	0.80	0.45	
	觀音區	0.50	0.30	0.70	0.40	
	復興區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	竹北市	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
	竹東鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
	新埔鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
	關西鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層

縣市	鄉鎮市區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	鄰近之斷層
新竹縣	湖口鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	新豐鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	芎林鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
	橫山鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
	北埔鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層、獅潭斷層
	寶山鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層、獅潭斷層
	峨眉鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層、獅潭斷層
	尖石鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	五峰鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	獅潭斷層
新竹市	東區	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
	北區	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
	香山區	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
苗栗縣	苗栗市	0.70	0.40	0.90	0.50	獅潭斷層
	苑裡鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	通霄鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	竹南鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
	頭份市	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層、獅潭斷層
	後龍鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	卓蘭鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	大湖鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層、屯子腳斷層、三義斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	公館鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層、三義斷層
	銅鑼鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層、屯子腳斷層、三義斷層、車籠埔斷層全段
	南庄鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層
	頭屋鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層
	三義鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	西湖鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	造橋鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層
	三灣鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層、獅潭斷層
	獅潭鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層
	泰安鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	獅潭斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	豐原區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	東勢區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層

縣市	鄉鎮市區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	鄰近之斷層
臺中市	大甲區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	清水區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	沙鹿區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	梧棲區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	后里區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	神岡區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	潭子區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	大雅區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	新社區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	石岡區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	外埔區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	大安區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	烏日區	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	大肚區	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	龍井區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	霧峰區	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	太平區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	大里區	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	和平區	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	中區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	東區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	南區	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	西區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	北區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	西屯區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、

縣市	鄉鎮市區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	鄰近之斷層
						鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	南屯區	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	北屯區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
彰化縣	彰化市	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	鹿港鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	和美鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	線西鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	伸港鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	福興鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	秀水鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	花壇鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	芬園鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	員林市	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	溪湖鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	田中鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	大村鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	埔鹽鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	埔心鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	永靖鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	社頭鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	二水鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	北斗鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	二林鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	田尾鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	埤頭鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	芳苑鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	大城鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	竹塘鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	溪州鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
南投縣	南投市	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	埔里鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	大茅埔-雙冬斷層
	草屯鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層

縣市	鄉鎮市區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	鄰近之斷層
	竹山鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層、大尖山斷層、觸口斷層
	集集鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	名間鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	鹿谷鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層、大尖山斷層、觸口斷層
	中寮鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	魚池鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大茅埔-雙冬斷層
	國姓鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	水里鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	信義鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大茅埔-雙冬斷層
	仁愛鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
雲林縣	斗六市	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、梅山斷層、大尖山斷層、觸口斷層
	斗南鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	梅山斷層
	虎尾鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	西螺鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	土庫鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	北港鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	古坑鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層全段、梅山斷層、大尖山斷層、觸口斷層
	大埤鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	梅山斷層
	莿桐鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	林內鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大尖山斷層、觸口斷層
	二崙鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	崙背鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	麥寮鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	東勢鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	褒忠鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	臺西鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	元長鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	四湖鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	口湖鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	水林鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	太保市	0.70	0.40	0.90	0.50	梅山斷層
	朴子市	0.70	0.40	0.90	0.50	
	布袋鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	

縣市	鄉鎮市區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	鄰近之斷層
嘉義縣	大林鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層全段、梅山斷層、大尖山斷層、觸口斷層
	民雄鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層、大尖山斷層、觸口斷層
	溪口鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層
	新港鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	梅山斷層
	六腳鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	東石鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	義竹鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	鹿草鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	水上鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大尖山斷層、觸口斷層
	中埔鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大尖山斷層、觸口斷層
	竹崎鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層全段、梅山斷層、大尖山斷層、觸口斷層
	梅山鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層全段、梅山斷層、大尖山斷層、觸口斷層
	番路鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大尖山斷層、觸口斷層
	大埔鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大尖山斷層、觸口斷層
	阿里山鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大尖山斷層、觸口斷層
嘉義市	東區	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層
	西區	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層
臺南市	新營區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	鹽水區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	白河區	0.80	0.45	1.00	0.55	大尖山斷層、觸口斷層、六甲斷層
	柳營區	0.80	0.45	1.00	0.55	六甲斷層
	後壁區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	東山區	0.80	0.45	1.00	0.55	大尖山斷層、觸口斷層、六甲斷層
	麻豆區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	下營區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	六甲區	0.80	0.45	1.00	0.55	六甲斷層
	官田區	0.80	0.45	1.00	0.55	六甲斷層
	大內區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層
	佳里區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	學甲區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	西港區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	七股區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	將軍區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	北門區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	新化區	0.80	0.45	1.00	0.55	新化斷層
	善化區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層

縣市	鄉鎮市區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	鄰近之斷層
	新市區	0.80	0.45	1.00	0.55	新化斷層
	安定區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	山上區	0.80	0.45	1.00	0.55	新化斷層
	玉井區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	楠西區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	南化區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	左鎮區	0.80	0.45	1.00	0.55	新化斷層
	仁德區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	歸仁區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層
	關廟區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層
	龍崎區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	永康區	0.80	0.45	1.00	0.55	新化斷層
	東區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	南區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	中西區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	北區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	安南區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	安平區	0.70	0.40	0.90	0.50	
高雄市	鳳山區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	林園區	0.50	0.30	0.70	0.45	
	大寮區	0.60	0.35	0.80	0.45	
	大樹區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	大社區	0.80	0.45	1.00	0.55	旗山斷層
	仁武區	0.80	0.45	1.00	0.55	旗山斷層
	鳥松區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	岡山區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	橋頭區	0.80	0.45	1.00	0.55	旗山斷層
	燕巢區	0.80	0.45	1.00	0.55	旗山斷層
	田寮區	0.80	0.45	1.00	0.55	旗山斷層
	阿蓮區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	路竹區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	湖內區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	茄萣區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	永安區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	彌陀區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	梓官區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	旗山區	0.80	0.45	1.00	0.55	旗山斷層

縣市	鄉鎮市區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	鄰近之斷層
	美濃區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	六龜區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	甲仙區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	杉林區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	內門區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	茂林區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	桃源區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	那瑪夏區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	鹽埕區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	鼓山區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	左營區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	楠梓區	0.80	0.45	1.00	0.55	旗山斷層
	三民區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	新興區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	前金區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	苓雅區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	前鎮區	0.50	0.35	0.70	0.50	
	旗津區	0.50	0.35	0.70	0.50	
	小港區	0.50	0.35	0.70	0.45	
屏東縣	屏東市	0.60	0.35	0.80	0.50	
	潮州鎮	0.60	0.30	0.80	0.45	
	東港鎮	0.50	0.30	0.70	0.40	
	恒春鎮	0.50	0.30	0.70	0.40	
	萬丹鄉	0.60	0.35	0.80	0.45	
	長治鄉	0.60	0.35	0.80	0.50	
	麟洛鄉	0.60	0.35	0.80	0.50	
	九如鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	里港鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	鹽埔鄉	0.60	0.35	0.80	0.50	
	高樹鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	萬巒鄉	0.60	0.35	0.80	0.45	
	內埔鄉	0.60	0.35	0.80	0.50	
	竹田鄉	0.60	0.35	0.80	0.45	
	新埤鄉	0.60	0.30	0.70	0.40	
	枋寮鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	新園鄉	0.50	0.30	0.70	0.45	
	崁頂鄉	0.50	0.30	0.80	0.45	

縣市	鄉鎮市區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	鄰近之斷層
	林邊鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	南州鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	佳冬鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	琉球鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	車城鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	滿州鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	枋山鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	三地門鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	霧臺鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	瑪家鄉	0.70	0.35	0.90	0.50	
	泰武鄉	0.70	0.35	0.90	0.50	
	來義鄉	0.60	0.30	0.80	0.45	
	春日鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	獅子鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	牡丹鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
澎湖縣*	馬公市	0.40	0.25	0.65	0.35	
	湖西鄉	0.40	0.25	0.65	0.35	
	白沙鄉	0.40	0.25	0.65	0.35	
	西嶼鄉	0.35	0.20	0.55	0.35	
	望安鄉	0.35	0.20	0.55	0.35	
	七美鄉	0.35	0.20	0.55	0.35	
臺東縣	臺東市	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、嶺頂斷層***、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層、利吉斷層***
	成功鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、嶺頂斷層***、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層、利吉斷層***
	關山鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、嶺頂斷層***、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層、利吉斷層***
	卑南鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、嶺頂斷層***、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層、利吉斷層***
	鹿野鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、嶺頂斷層***、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層、利吉斷層***
	池上鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、嶺頂斷層***、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層、利吉斷層***
	東河鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、嶺頂斷層***、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層、利吉斷層***
	長濱鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、嶺頂斷層***、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層、利吉斷層***
	太麻里鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	大武鄉	0.60	0.30	0.80	0.45	
	綠島鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	
	海端鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、嶺頂斷層***、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層、利吉斷層***
	延平鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、嶺頂斷層***、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層、利吉斷層***

縣市	鄉鎮市區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	鄰近之斷層
	金峰鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	達仁鄉	0.60	0.30	0.80	0.45	
	蘭嶼鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
花蓮縣	花蓮市	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、嶺頂斷層***、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層、利吉斷層***
	鳳林鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、嶺頂斷層***、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層、利吉斷層***
	玉里鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、嶺頂斷層***、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層、利吉斷層***
	新城鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、嶺頂斷層***、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層、利吉斷層***
	吉安鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、嶺頂斷層***、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層、利吉斷層***
	壽豐鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、嶺頂斷層***、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層、利吉斷層***
	光復鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、嶺頂斷層***、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層、利吉斷層***
	豐濱鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、嶺頂斷層***、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層、利吉斷層***
	瑞穗鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、嶺頂斷層***、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層、利吉斷層***
	富里鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、嶺頂斷層***、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層、利吉斷層***
	秀林鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、嶺頂斷層***、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層、利吉斷層***
	萬榮鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、嶺頂斷層***、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層、利吉斷層***
	卓溪鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、嶺頂斷層***、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層、利吉斷層***
金門縣*	金湖鎮	0.40	0.25	0.50	0.35	
	金沙鎮	0.35	0.20	0.50	0.35	
	金城鎮	0.35	0.20	0.50	0.35	
	金寧鄉	0.35	0.20	0.45	0.30	
	烈嶼鄉	0.35	0.20	0.45	0.30	
	烏坵鄉(代管**)	0.80	0.50	1.00	0.55	
連江縣*	南竿鄉	0.35	0.20	0.45	0.30	
	北竿鄉	0.35	0.20	0.45	0.30	
	莒光鄉	0.35	0.20	0.45	0.30	
	東引鄉	0.35	0.20	0.45	0.30	

*外島地區(澎湖縣、金門縣以及連江縣)之水平譜加速度係數依據國家地震工程研究中心之研究報告 NCREE-10-016 後經審議所得。

**烏坵鄉原屬福建省莆田縣，自民國 43 年起由金門縣代管。其位置大約位於金門與馬祖中間，因鄰近閩粵東南沿海地震帶，設計水平譜加速度係數值會高於金門及馬祖地區。

***雖屬於經濟部中央地質調查所公開之第二類活動斷層，因為花東縱谷序列斷層之一，鄰近鄉鎮需依距離考慮近斷層效應。

表 2-2 應考量近斷層效應之活動斷層性質表*

編號	斷層名稱	長度 (公里)	斷層性質	歷史地震規模
1	新城斷層	29	逆移斷層	
2	獅潭斷層	11	逆移斷層	M_L7.1** (1935.04.21) 新竹-台中地震
	屯子腳斷層	14	右移斷層	
3	三義斷層	34	逆移斷層	
4	大甲斷層	8	逆移斷層	
	大甲斷層(清水，南段)	23		
	鐵砧山斷層	13		
	彰化斷層	36		
5	車籠埔斷層(北段)	38	逆移斷層	M_L7.3 (1999.09.21) 集集地震
	車籠埔斷層(南段)	38		
6	大茅埔-雙冬斷層	69	逆移斷層	
7	梅山斷層	15	右移斷層	M_L7.1 (1906.03.17) 梅山地震
8	大尖山斷層	29	逆移兼右移斷層	M_L7.1 (1941.12.17) 中埔地震
	觸口斷層	27	逆移斷層	
9	六甲斷層	16	逆移兼左移斷層	
10	新化斷層	6	右移斷層	M_L6.1 (1946.12.05) 新化地震
11	旗山斷層	26	逆移斷層	
12	米崙斷層	8	左移兼逆移斷層	M_L7.3 (1951.11.25) 縱谷地震序列
	瑞穗斷層	24	逆移兼左移斷層	
	玉里斷層	23	左移兼逆移斷層	
	池上斷層	64	逆移兼左移斷層	
	鹿野斷層	18	逆移斷層	
	嶺頂斷層***	30	左移兼逆移斷層	
	利吉斷層***	20	逆移斷層	

*本表所列之活動斷層為經濟部中央地質調查所於一百零一年(2012)公開之第一類活動斷層

**歷史地震規模參考臺灣十大災害地震圖集（鄭世楠等人著，1999）

***雖屬於經濟部中央地質調查所公開之第二類活動斷層，因為花東縱谷序列斷層之一，鄰近鄉鎮需依距離考慮近斷層效應。

表 2-3-1　近斷層區域短週期之設計水平譜加速度係數 S_S^D

斷層名稱	工址與斷層距離 r								對應鄉鎮市區
	$r \le 1$ km	3 km	5 km	7 km	9 km	11 km	13 km	$r \ge 14$ km	
新城斷層	0.88	0.84	0.81	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	**[新竹縣]** 竹東鎮、關西鎮、新埔鎮、竹北市、橫山鄉、芎林鄉、寶山鄉、北埔鄉、峨眉鄉 **[新竹市]** 全市 **[苗栗縣]** 竹南鎮、頭份市、三灣鄉
					0.70	0.70	0.70	0.70	**[桃園市]** 龍潭區
獅潭斷層	1.02	0.97	0.93	0.89	0.85	0.80	0.80	0.80	**[新竹縣]** 寶山鄉、北埔鄉、峨眉鄉 **[苗栗縣]** 公館鄉、銅鑼鄉、頭屋鄉、頭份市、造橋鄉、三灣鄉、南庄鄉、大湖鄉、獅潭鄉
							0.70	0.70	**[新竹縣]** 五峰鄉 **[苗栗縣]** 苗栗市、泰安鄉
三義斷層	0.88	0.84	0.81	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	**[苗栗縣]** 苑裡鎮、公館鄉、銅鑼鄉、三義鄉、大湖鄉、卓蘭鎮 **[臺中市]** 中區、東區、西區、北區、西屯區、北屯區、豐原區、東勢區、大甲區、后里區、神岡區、潭子區、大雅區、新社區、石岡區、外埔區、太平區
					0.70	0.70	0.70	0.70	**[苗栗縣]** 通霄鎮
大甲斷層全段 鐵砧山斷層 彰化斷層	1.08	1.02	0.94	0.87	0.85	0.83	0.80	0.80	**[苗栗縣]** 苑裡鎮、三義鄉 **[臺中市]** 中區、西區、南區、北區、西屯區、北屯區、南屯區、豐原區、大甲區、后里區、清水區、沙鹿區、梧棲區、神岡區、潭子區、大雅區、外埔區、大安區、烏日區、大肚區、龍井區、霧峰區、大里區 **[彰化縣]** 彰化市、和美鎮、北斗鎮、員林市、田中鎮、線西鄉、伸港鄉、秀水鄉、花壇鄉、芬園鄉、大村鄉、埔心鄉、永靖鄉、社頭鄉、二水鄉、田尾鄉、溪州鄉 **[南投縣]** 南投市、草屯鎮、竹山鎮、名間鄉、中寮鄉 **[雲林縣]** 斗六市、莿桐鄉、林內鄉
								0.70	**[苗栗縣]** 通霄鎮 **[彰化縣]** 鹿港鎮、溪湖鎮、福興鄉、埔鹽鄉、埤頭鄉 **[雲林縣]** 西螺鎮
屯子腳斷層	1.02	0.97	0.93	0.89	0.85	0.80	0.80	0.80	**[苗栗縣]** 苑裡鎮、銅鑼鄉、三義鄉、大湖鄉、卓蘭鎮 **[臺中市]** 西屯區、北屯區、豐原區、東勢區、大甲區、后里區、清水區、沙鹿區、梧棲區、神岡區、潭子區、大雅區、新社區、石岡區、外埔區、大安區、龍井區
							0.70	0.70	**[苗栗縣]** 通霄鎮
車籠埔斷層 全段	0.98	0.94	0.89	0.85	0.83	0.82	0.80	0.80	**[苗栗縣]** 苑裡鎮、銅鑼鄉、三義鄉、大湖鄉、卓蘭鎮 **[臺中市]** 中區、東區、西區、南區、北區、西屯區、北屯區、南屯區、豐原區、東勢區、后里區、清水區、沙鹿區、神岡區、潭子區、大雅區、新社區、石岡區、外埔區、太平區、烏日區、霧峰區、大里區 **[彰化縣]** 彰化市、員林市、田中鎮、花壇鄉、芬園鄉、大村鄉、社頭鄉、二水鄉 **[南投縣]** 南投市、草屯鎮、竹山鎮、名間鄉、中寮鄉、集集鎮、鹿谷鄉、國姓鄉、水里鄉 **[雲林縣]** 斗六市、林內鄉、古坑鄉 **[嘉義縣]** 大林鎮、竹崎鄉、梅山鄉
								0.70	**[苗栗縣]** 泰安鄉 **[臺中市]** 和平區

大茅埔-雙冬斷層	1.08	1.02	0.94	0.87	0.85	0.83	0.80	0.80	**[苗栗縣]** 大湖鄉、卓蘭鎮 **[臺中市]** 東區、中區、西區、南區、北區、北屯區、豐原區、東勢區、潭子區、新社區、石岡區、霧峰區、太平區、大里區 **[南投縣]** 南投市、草屯鎮、竹山鎮、名間鄉、中寮鄉、集集鎮、鹿谷鄉、國姓鄉、水里鄉
								0.70	**[苗栗縣]** 泰安鄉 **[臺中市]** 和平區 **[南投縣]** 埔里鎮、魚池鄉、信義鄉
梅山斷層	1.10	1.04	0.97	0.90	0.80	0.80	0.80	0.80	**[雲林縣]** 斗六市、古坑鄉 **[嘉義縣]** 大林鎮、民雄鄉、溪口鄉、竹崎鄉、梅山鄉 **[嘉義市]** 全市
						0.70	0.70	0.70	**[雲林縣]** 斗南鎮、大埤鄉 **[嘉義縣]** 新港鄉、太保市
大尖山斷層 觸口斷層	0.92	0.88	0.83	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	**[南投縣]** 竹山鎮、鹿谷鄉 **[雲林縣]** 斗六市、林內鄉、古坑鄉 **[嘉義縣]** 大林鎮、民雄鄉、中埔鄉、竹崎鄉、梅山鄉、番路鄉、大埔鄉 **[臺南市]** 白河區、東山區
						0.70	0.70	0.70	**[嘉義縣]** 水上鄉、阿里山鄉
六甲斷層	0.88	0.84	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	**[臺南市]** 白河區、柳營區、東山區、六甲區、官田區
新化斷層	0.98	0.88	0.82	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	**[臺南市]** 新化區、新市區、山上區、左鎮區、永康區
					0.70	0.70	0.70	0.70	**[臺南市]** 大內區、善化區、歸仁區、關廟區
旗山斷層	0.92	0.88	0.84	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	**[高雄市]** 楠梓區、大社區、仁武區、橋頭區、燕巢區、田寮區、旗山區
					0.70	0.70	0.70	0.70	**[高雄市]** 左營區、三民區、大樹區、鳥松區、岡山區、美濃區、杉林區、內門區 **[屏東縣]** 里港鄉
米崙斷層 嶺頂斷層* 瑞穗斷層 玉里斷層 池上斷層 鹿野斷層 利吉斷層*	1.14	1.10	1.06	1.01	0.94	0.87	0.80	0.80	**[花蓮縣]** 全縣 **[臺東縣]** 臺東市、成功鎮、關山鎮、卑南鄉、東河鄉、長濱鄉、鹿野鄉、池上鄉、延平鄉、海端鄉

*雖屬於經濟部中央地質調查所公開之第二類活動斷層，但為花東縱谷序列斷層之一，鄰近鄉鎮需依距離考慮近斷層效應。

表 2-3-2　近斷層區域一秒週期之設計水平譜加速度係數 S_I^D

斷層名稱	工址與斷層距離 r								對應鄉鎮市區
	$r \le 1$ km	3 km	5 km	7 km	9 km	11 km	13 km	$r \ge 14$ km	
新城斷層	0.52	0.50	0.47	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	**[新竹縣]** 竹東鎮、關西鎮、新埔鎮、竹北市、橫山鄉、芎林鄉、寶山鄉、北埔鄉、峨眉鄉 **[新竹市]** 全市 **[苗栗縣]** 竹南鎮、頭份市、三灣鄉
					0.40	0.40	0.40	0.40	**[桃園市]** 龍潭區
獅潭斷層	0.60	0.58	0.54	0.50	0.48	0.45	0.45	0.45	**[新竹縣]** 寶山鄉、北埔鄉、峨眉鄉 **[苗栗縣]** 公館鄉、銅鑼鄉、頭屋鄉、頭份市、造橋鄉、三灣鄉、南庄鄉、大湖鄉、獅潭鄉
							0.40	0.40	**[新竹縣]** 五峰鄉 **[苗栗縣]** 苗栗市、泰安鄉
三義斷層	0.52	0.50	0.47	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	**[苗栗縣]** 苑裡鎮、公館鄉、銅鑼鄉、三義鄉、大湖鄉、卓蘭鎮 **[臺中市]** 中區、東區、西區、北區、西屯區、北屯區、豐原區、東勢區、大甲區、后里區、神岡區、潭子區、大雅區、新社區、石岡區、外埔區、太平區
					0.40	0.40	0.40	0.40	**[苗栗縣]** 通霄鎮
大甲斷層全段 鐵砧山斷層 彰化斷層	0.63	0.58	0.53	0.49	0.48	0.46	0.45	0.45	**[苗栗縣]** 苑裡鎮、三義鄉 **[臺中市]** 中區、西區、南區、北區、西屯區、北屯區、南屯區、豐原區、大甲區、后里區、清水區、沙鹿區、梧棲區、神岡區、潭子區、大雅區、外埔區、大安區、烏日區、大肚區、龍井區、霧峰區、大里區 **[彰化縣]** 彰化市、和美鎮、北斗鎮、員林市、田中鎮、線西鄉、伸港鄉、秀水鄉、花壇鄉、芬園鄉、大村鄉、埔心鄉、永靖鄉、社頭鄉、二水鄉、田尾鄉、溪州鄉 **[南投縣]** 南投市、草屯鎮、竹山鎮、名間鄉、中寮鄉 **[雲林縣]** 斗六市、莿桐鄉、林內鄉
								0.40	**[苗栗縣]** 通霄鎮 **[彰化縣]** 鹿港鎮、溪湖鎮、福興鄉、埔鹽鄉、埤頭鄉 **[雲林縣]** 西螺鎮
屯子腳斷層	0.59	0.57	0.55	0.52	0.49	0.45	0.45	0.45	**[苗栗縣]** 苑裡鎮、銅鑼鄉、三義鄉、大湖鄉、卓蘭鎮 **[臺中市]** 西屯區、北屯區、豐原區、東勢區、大甲區、后里區、清水區、沙鹿區、梧棲區、神岡區、潭子區、大雅區、新社區、石岡區、外埔區、大安區、龍井區
							0.40	0.40	**[苗栗縣]** 通霄鎮
車籠埔斷層 全段	0.61	0.60	0.57	0.54	0.51	0.48	0.45	0.45	**[苗栗縣]** 苑裡鎮、銅鑼鄉、三義鄉、大湖鄉、卓蘭鎮 **[臺中市]** 中區、東區、西區、南區、北區、西屯區、北屯區、南屯區、豐原區、東勢區、后里區、清水區、沙鹿區、神岡區、潭子區、大雅區、新社區、石岡區、外埔區、太平區、烏日區、霧峰區、大里區 **[彰化縣]** 彰化市、員林市、田中鎮、花壇鄉、芬園鄉、大村鄉、社頭鄉、二水鄉 **[南投縣]** 南投市、草屯鎮、竹山鎮、名間鄉、中寮鄉、集集鎮、鹿谷鄉、國姓鄉、水里鄉 **[雲林縣]** 斗六市、林內鄉、古坑鄉 **[嘉義縣]** 大林鎮、竹崎鄉、梅山鄉
								0.40	**[苗栗縣]** 泰安鄉 **[臺中市]** 和平區

大茅埔-雙冬斷層	0.63	0.58	0.53	0.49	0.48	0.46	0.45	0.45	**[苗栗縣]** 大湖鄉、卓蘭鎮 **[臺中市]** 東區、中區、西區、南區、北區、北屯區、豐原區、東勢區、潭子區、新社區、石岡區、霧峰區、太平區、大里區 **[南投縣]** 南投市、草屯鎮、竹山鎮、名間鄉、中寮鄉、集集鎮、鹿谷鄉、國姓鄉、水里鄉
								0.40	**[苗栗縣]** 泰安鄉 **[臺中市]** 和平區 **[南投縣]** 埔里鎮、魚池鄉、信義鄉
梅山斷層	0.65	0.62	0.58	0.52	0.45	0.45	0.45	0.45	**[雲林縣]** 斗六市、古坑鄉 **[嘉義縣]** 大林鎮、民雄鄉、溪口鄉、竹崎鄉、梅山鄉 **[嘉義市]** 全市
						0.40	0.40	0.40	**[雲林縣]** 斗南鎮、大埤鄉 **[嘉義縣]** 新港鄉、太保市
大尖山斷層 觸口斷層	0.52	0.50	0.48	0.46	0.45	0.45	0.45	0.45	**[南投縣]** 竹山鎮、鹿谷鄉 **[雲林縣]** 斗六市、林內鄉、古坑鄉 **[嘉義縣]** 大林鎮、民雄鄉、中埔鄉、竹崎鄉、梅山鄉、番路鄉、大埔鄉 **[臺南市]** 白河區、東山區
						0.40	0.40	0.40	**[嘉義縣]** 水上鄉、阿里山鄉
六甲斷層	0.52	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	**[臺南市]** 白河區、柳營區、東山區、六甲區、官田區
新化斷層	0.52	0.48	0.46	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	**[臺南市]** 新化區、新市區、山上區、左鎮區、永康區
					0.40	0.40	0.40	0.40	**[臺南市]** 大內區、善化區、歸仁區、關廟區
旗山斷層	0.54	0.50	0.47	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	**[高雄市]** 楠梓區、大社區、仁武區、橋頭區、燕巢區、田寮區、旗山區
					0.40	0.40	0.40	0.40	**[高雄市]** 左營區、三民區、大樹區、鳥松區、岡山區、美濃區、杉林區、內門區 **[屏東縣]** 里港鄉
米崙斷層 嶺頂斷層* 瑞穗斷層 玉里斷層 池上斷層 鹿野斷層 利吉斷層*	0.71	0.69	0.65	0.61	0.56	0.51	0.45	0.45	**[花蓮縣]** 全縣 **[臺東縣]** 臺東市、成功鎮、關山鎮、卑南鄉、東河鄉、長濱鄉、鹿野鄉、池上鄉、延平鄉、海端鄉

*雖屬於經濟部中央地質調查所公開之第二類活動斷層，但為花東縱谷序列斷層之一，鄰近鄉鎮需依距離考慮近斷層效應。

表 2-3-3　近斷層區域短週期之最大考量水平譜加速度係數 S_S^M

斷層名稱	工址與斷層距離 r								對應鄉鎮市區
	$r \le 1$ km	3 km	5 km	7 km	9 km	11 km	13 km	$r \ge 14$ km	
新城斷層	1.20	1.10	1.05	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	**[新竹縣]** 竹東鎮、關西鎮、新埔鎮、竹北市、橫山鄉、芎林鄉、寶山鄉、北埔鄉、峨眉鄉 **[新竹市]** 全市 **[苗栗縣]** 竹南鎮、頭份市、三灣鄉
					0.90	0.90	0.90	0.90	**[桃園市]** 龍潭區
獅潭斷層	1.26	1.20	1.13	1.07	1.03	1.00	1.00	1.00	**[新竹縣]** 寶山鄉、北埔鄉、峨眉鄉 **[苗栗縣]** 公館鄉、銅鑼鄉、頭屋鄉、頭份市、造橋鄉、三灣鄉、南庄鄉、大湖鄉、獅潭鄉
							0.90	0.90	**[新竹縣]** 五峰鄉 **[苗栗縣]** 苗栗市、泰安鄉
三義斷層	1.20	1.10	1.05	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	**[苗栗縣]** 苑裡鎮、公館鄉、銅鑼鄉、三義鄉、大湖鄉、卓蘭鎮 **[臺中市]** 中區、東區、西區、北區、西屯區、北屯區、豐原區、東勢區、大甲區、后里區、神岡區、潭子區、大雅區、新社區、石岡區、外埔區、太平區
					0.90	0.90	0.90	0.90	**[苗栗縣]** 通霄鎮
大甲斷層全段 鐵砧山斷層 彰化斷層	1.33	1.21	1.14	1.09	1.06	1.03	1.00	1.00	**[苗栗縣]** 苑裡鎮、三義鄉 **[臺中市]** 中區、西區、南區、北區、西屯區、北屯區、南屯區、豐原區、大甲區、后里區、清水區、沙鹿區、梧棲區、神岡區、潭子區、大雅區、外埔區、大安區、烏日區、大肚區、龍井區、霧峰區、大里區 **[彰化縣]** 彰化市、和美鎮、北斗鎮、員林市、田中鎮、線西鄉、伸港鄉、秀水鄉、花壇鄉、芬園鄉、大村鄉、埔心鄉、永靖鄉、社頭鄉、二水鄉、田尾鄉、溪州鄉 **[南投縣]** 南投市、草屯鎮、竹山鎮、名間鄉、中寮鄉 **[雲林縣]** 斗六市、莿桐鄉、林內鄉
								0.90	**[苗栗縣]** 通霄鎮 **[彰化縣]** 鹿港鎮、溪湖鎮、福興鄉、埔鹽鄉、埤頭鄉 **[雲林縣]** 西螺鎮
屯子腳斷層	1.26	1.19	1.13	1.07	1.03	1.00	1.00	1.00	**[苗栗縣]** 苑裡鎮、銅鑼鄉、三義鄉、大湖鄉、卓蘭鎮 **[臺中市]** 西屯區、北屯區、豐原區、東勢區、大甲區、后里區、清水區、沙鹿區、梧棲區、神岡區、潭子區、大雅區、新社區、石岡區、外埔區、大安區、龍井區
							0.90	0.90	**[苗栗縣]** 通霄鎮
車籠埔斷層 全段	1.25	1.21	1.15	1.09	1.05	1.02	1.00	1.00	**[苗栗縣]** 苑裡鎮、銅鑼鄉、三義鄉、大湖鄉、卓蘭鎮 **[臺中市]** 中區、東區、西區、南區、北區、西屯區、北屯區、南屯區、豐原區、東勢區、后里區、清水區、沙鹿區、神岡區、潭子區、大雅區、新社區、石岡區、外埔區、太平區、烏日區、霧峰區、大里區 **[彰化縣]** 彰化市、員林市、田中鎮、花壇鄉、芬園鄉、大村鄉、社頭鄉、二水鄉 **[南投縣]** 南投市、草屯鎮、竹山鎮、名間鄉、中寮鄉、集集鎮、鹿谷鄉、國姓鄉、水里鄉 **[雲林縣]** 斗六市、林內鄉、古坑鄉 **[嘉義縣]** 大林鎮、竹崎鄉、梅山鄉
								0.90	**[苗栗縣]** 泰安鄉 **[臺中市]** 和平區

大茅埔-雙冬斷層	1.25	1.17	1.13	1.09	1.06	1.03	1.00	1.00	**[苗栗縣]** 大湖鄉、卓蘭鎮 **[臺中市]** 東區、中區、西區、南區、北區、北屯區、豐原區、東勢區、潭子區、新社區、石岡區、霧峰區、太平區、大里區 **[南投縣]** 南投市、草屯鎮、竹山鎮、名間鄉、中寮鄉、集集鎮、鹿谷鄉、國姓鄉、水里鄉
								0.90	**[苗栗縣]** 泰安鄉 **[臺中市]** 和平區 **[南投縣]** 埔里鎮、魚池鄉、信義鄉
梅山斷層	1.30	1.22	1.13	1.04	1.00	1.00	1.00	1.00	**[雲林縣]** 斗六市、古坑鄉 **[嘉義縣]** 大林鎮、民雄鄉、溪口鄉、竹崎鄉、梅山鄉 **[嘉義市]** 全市
						0.90	0.90	0.90	**[雲林縣]** 斗南鎮、大埤鄉 **[嘉義縣]** 新港鄉、太保市
大尖山斷層 觸口斷層	1.21	1.18	1.11	1.04	1.00	1.00	1.00	1.00	**[南投縣]** 竹山鎮、鹿谷鄉 **[雲林縣]** 斗六市、林內鄉、古坑鄉 **[嘉義縣]** 大林鎮、民雄鄉、中埔鄉、竹崎鄉、梅山鄉、番路鄉、大埔鄉 **[臺南市]** 白河區、東山區
						0.90	0.90	0.90	**[嘉義縣]** 水上鄉、阿里山鄉
六甲斷層	1.10	1.05	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	**[臺南市]** 白河區、柳營區、東山區、六甲區、官田區
新化斷層	1.29	1.14	1.05	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	**[臺南市]** 新化區、新市區、山上區、左鎮區、永康區
					0.90	0.90	0.90	0.90	**[臺南市]** 大內區、善化區、歸仁區、關廟區
旗山斷層	1.20	1.10	1.05	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	**[高雄市]** 楠梓區、大社區、仁武區、橋頭區、燕巢區、田寮區、旗山區
					0.90	0.90	0.90	0.90	**[高雄市]** 左營區、三民區、大樹區、鳥松區、岡山區、美濃區、杉林區、內門區 **[屏東縣]** 里港鄉
米崙斷層 嶺頂斷層* 瑞穗斷層 玉里斷層 池上斷層 鹿野斷層 利吉斷層*	1.32	1.27	1.18	1.09	1.04	1.01	1.00	1.00	**[花蓮縣]** 全縣 **[臺東縣]** 臺東市、成功鎮、關山鎮、卑南鄉、東河鄉、長濱鄉、鹿野鄉、池上鄉、延平鄉、海端鄉

*雖屬於經濟部中央地質調查所公開之第二類活動斷層，但為花東縱谷序列斷層之一，鄰近鄉鎮需依距離考慮近斷層效應。

表 2-3-4　近斷層區域一秒週期之最大考量水平譜加速度係數 S_1^M

斷層名稱	工址與斷層距離 r								對應鄉鎮市區
	$r \le 1$ km	3 km	5 km	7 km	9 km	11 km	13 km	$r \ge 14$ km	
新城斷層	0.74	0.66	0.61	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	**[新竹縣]** 竹東鎮、關西鎮、新埔鎮、竹北市、橫山鄉、芎林鄉、寶山鄉、北埔鄉、峨眉鄉 **[新竹市]** 全市 **[苗栗縣]** 竹南鎮、頭份市、三灣鄉
					0.50	0.50	0.50	0.50	**[桃園市]** 龍潭區
獅潭斷層	0.78	0.74	0.69	0.64	0.60	0.55	0.55	0.55	**[新竹縣]** 寶山鄉、北埔鄉、峨眉鄉 **[苗栗縣]** 公館鄉、銅鑼鄉、頭屋鄉、頭份市、造橋鄉、三灣鄉、南庄鄉、大湖鄉、獅潭鄉
							0.50	0.50	**[新竹縣]** 五峰鄉 **[苗栗縣]** 苗栗市、泰安鄉
三義斷層	0.74	0.66	0.61	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	**[苗栗縣]** 苑裡鎮、公館鄉、銅鑼鄉、三義鄉、大湖鄉、卓蘭鎮 **[臺中市]** 中區、東區、西區、北區、西屯區、北屯區、豐原區、東勢區、大甲區、后里區、神岡區、潭子區、大雅區、新社區、石岡區、外埔區、太平區
					0.50	0.50	0.50	0.50	**[苗栗縣]** 通霄鎮
大甲斷層全段 鐵砧山斷層 彰化斷層	0.83	0.75	0.69	0.65	0.62	0.59	0.55	0.55	**[苗栗縣]** 苑裡鎮、三義鄉 **[臺中市]** 中區、西區、南區、北區、西屯區、北屯區、南屯區、豐原區、大甲區、后里區、清水區、沙鹿區、梧棲區、神岡區、潭子區、大雅區、外埔區、大安區、烏日區、大肚區、龍井區、霧峰區、大里區 **[彰化縣]** 彰化市、和美鎮、北斗鎮、員林市、田中鎮、線西鄉、伸港鄉、秀水鄉、花壇鄉、芬園鄉、大村鄉、埔心鄉、永靖鄉、社頭鄉、二水鄉、田尾鄉、溪州鄉 **[南投縣]** 南投市、草屯鎮、竹山鎮、名間鄉、中寮鄉 **[雲林縣]** 斗六市、莿桐鄉、林內鄉
								0.50	**[苗栗縣]** 通霄鎮 **[彰化縣]** 鹿港鎮、溪湖鎮、福興鄉、埔鹽鄉、埤頭鄉 **[雲林縣]** 西螺鎮
屯子腳斷層	0.78	0.74	0.69	0.64	0.60	0.55	0.55	0.55	**[苗栗縣]** 苑裡鎮、銅鑼鄉、三義鄉、大湖鄉、卓蘭鎮 **[臺中市]** 西屯區、北屯區、豐原區、東勢區、大甲區、后里區、清水區、沙鹿區、梧棲區、神岡區、潭子區、大雅區、新社區、石岡區、外埔區、大安區、龍井區
							0.50	0.50	**[苗栗縣]** 通霄鎮
車籠埔斷層 全段	0.83	0.80	0.76	0.70	0.66	0.61	0.55	0.55	**[苗栗縣]** 苑裡鎮、銅鑼鄉、三義鄉、大湖鄉、卓蘭鎮 **[臺中市]** 中區、東區、西區、南區、北區、西屯區、北屯區、南屯區、豐原區、東勢區、后里區、清水區、沙鹿區、神岡區、潭子區、大雅區、新社區、石岡區、外埔區、太平區、烏日區、霧峰區、大里區 **[彰化縣]** 彰化市、員林市、田中鎮、花壇鄉、芬園鄉、大村鄉、社頭鄉、二水鄉 **[南投縣]** 南投市、草屯鎮、竹山鎮、名間鄉、中寮鄉、集集鎮、鹿谷鄉、國姓鄉、水里鄉 **[雲林縣]** 斗六市、林內鄉、古坑鄉 **[嘉義縣]** 大林鎮、竹崎鄉、梅山鄉
								0.50	**[苗栗縣]** 泰安鄉 **[臺中市]** 和平區

大茅埔-雙冬斷層	0.83	0.76	0.70	0.65	0.62	0.59	0.55	0.55	**[苗栗縣]** 大湖鄉、卓蘭鎮 **[臺中市]** 東區、中區、西區、南區、北區、北屯區、豐原區、東勢區、潭子區、新社區、石岡區、霧峰區、太平區、大里區 **[南投縣]** 南投市、草屯鎮、竹山鎮、名間鄉、中寮鄉、集集鎮、鹿谷鄉、國姓鄉、水里鄉
								0.50	**[苗栗縣]** 泰安鄉 **[臺中市]** 和平區 **[南投縣]** 埔里鎮、魚池鄉、信義鄉
梅山斷層	0.81	0.76	0.69	0.62	0.55	0.55	0.55	0.55	**[雲林縣]** 斗六市、古坑鄉 **[嘉義縣]** 大林鎮、民雄鄉、溪口鄉、竹崎鄉、梅山鄉 **[嘉義市]** 全市
						0.50	0.50	0.50	**[雲林縣]** 斗南鎮、大埤鄉 **[嘉義縣]** 新港鄉、太保市
大尖山斷層 觸口斷層	0.78	0.75	0.69	0.62	0.55	0.55	0.55	0.55	**[南投縣]** 竹山鎮、鹿谷鄉 **[雲林縣]** 斗六市、林內鄉、古坑鄉 **[嘉義縣]** 大林鎮、民雄鄉、中埔鄉、竹崎鄉、梅山鄉、番路鄉、大埔鄉 **[臺南市]** 白河區、東山區
						0.50	0.50	0.50	**[嘉義縣]** 水上鄉、阿里山鄉
六甲斷層	0.69	0.61	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	**[臺南市]** 白河區、柳營區、東山區、六甲區、官田區
新化斷層	0.72	0.65	0.59	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	**[臺南市]** 新化區、新市區、山上區、左鎮區、永康區
					0.50	0.50	0.50	0.50	**[臺南市]** 大內區、善化區、歸仁區、關廟區
旗山斷層	0.74	0.66	0.61	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	**[高雄市]** 楠梓區、大社區、仁武區、橋頭區、燕巢區、田寮區、旗山區
					0.50	0.50	0.50	0.50	**[高雄市]** 左營區、三民區、大樹區、鳥松區、岡山區、美濃區、杉林區、內門區 **[屏東縣]** 里港鄉
米崙斷層 嶺頂斷層* 瑞穗斷層 玉里斷層 池上斷層 鹿野斷層 利吉斷層*	0.87	0.83	0.76	0.70	0.66	0.61	0.55	0.55	**[花蓮縣]** 全縣 **[臺東縣]** 臺東市、成功鎮、關山鎮、卑南鄉、東河鄉、長濱鄉、鹿野鄉、池上鄉、延平鄉、海端鄉

*雖屬於經濟部中央地質調查所公開之第二類活動斷層，但為花東縱谷序列斷層之一，鄰近鄉鎮需依距離考慮近斷層效應。

表 2-4(a) 短週期結構之工址放大係數 F_a(線性內插求值)

地盤分類	震區短週期水平譜加速度係數 S_S (S_S^D 或 S_S^M)				
	$S_S \leq 0.5$	$S_S = 0.6$	$S_S = 0.7$	$S_S = 0.8$	$S_S \geq 0.9$
第一類地盤 (堅實地盤) ($V_{S30} \geq 270m/s$)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤 (普通地盤) ($180m/s \leq V_{S30} < 270m/s$)	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0
第三類地盤 (軟弱地盤) ($V_{S30} < 180m/s$)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0

表 2-4(b) 長週期結構之工址放大係數 F_v (線性內插求值)

地盤分類	震區一秒週期水平譜加速度係數 S_1 (S_1^D 或 S_1^M)				
	$S_1 \leq 0.30$	$S_1 = 0.35$	$S_1 = 0.40$	$S_1 = 0.45$	$S_1 \geq 0.50$
第一類地盤 (堅實地盤) ($V_{S30} \geq 270m/s$)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤 (普通地盤) ($180m/s < V_{S30} < 270m/s$)	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1
第三類地盤 (軟弱地盤) ($V_{S30} \leq 180m/s$)	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4

表 2-5(a)　一般工址或近斷層工址之工址設計水平譜加速度係數 S_{aD}

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \le 0.2T_0^D$	$0.2T_0^D < T \le T_0^D$	$T_0^D < T \le 2.5T_0^D$	$2.5T_0^D < T$
$S_{aD} = S_{DS}(0.4+3T/T_0^D)$	$S_{aD} = S_{DS}$	$S_{aD} = S_{D1}/T$	$S_{aD} = 0.4S_{DS}$

表 2-5(b)　一般工址或近斷層工址之工址最大水平譜加速度係數 S_{aM}

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \le 0.2T_0^M$	$0.2T_0^M < T \le T_0^M$	$T_0^M < T \le 2.5T_0^M$	$2.5T_0^M < T$
$S_{aM} = S_{MS}(0.4+3T/T_0^M)$	$S_{aM} = S_{MS}$	$S_{aM} = S_{M1}/T$	$S_{aM} = 0.4S_{MS}$

表 C2-1　短週期之設計水平譜加速度係數與等效地表加速度峰值(EPA)對照表

S_S^D	0.5	0.6	0.7	0.8
EPA	0.20	0.24	0.28	0.32

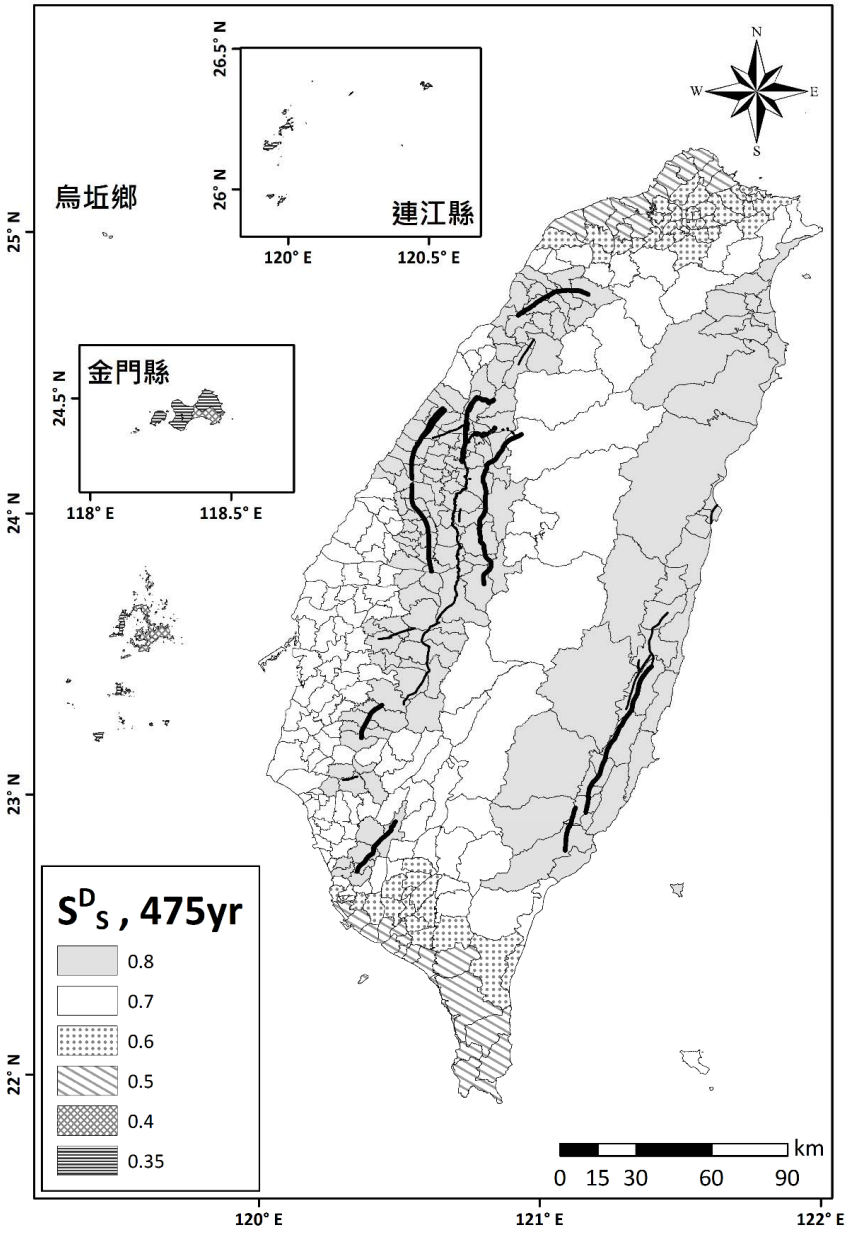


圖 C2-2 震區短週期設計水平譜加速度係數S_S^D分布圖

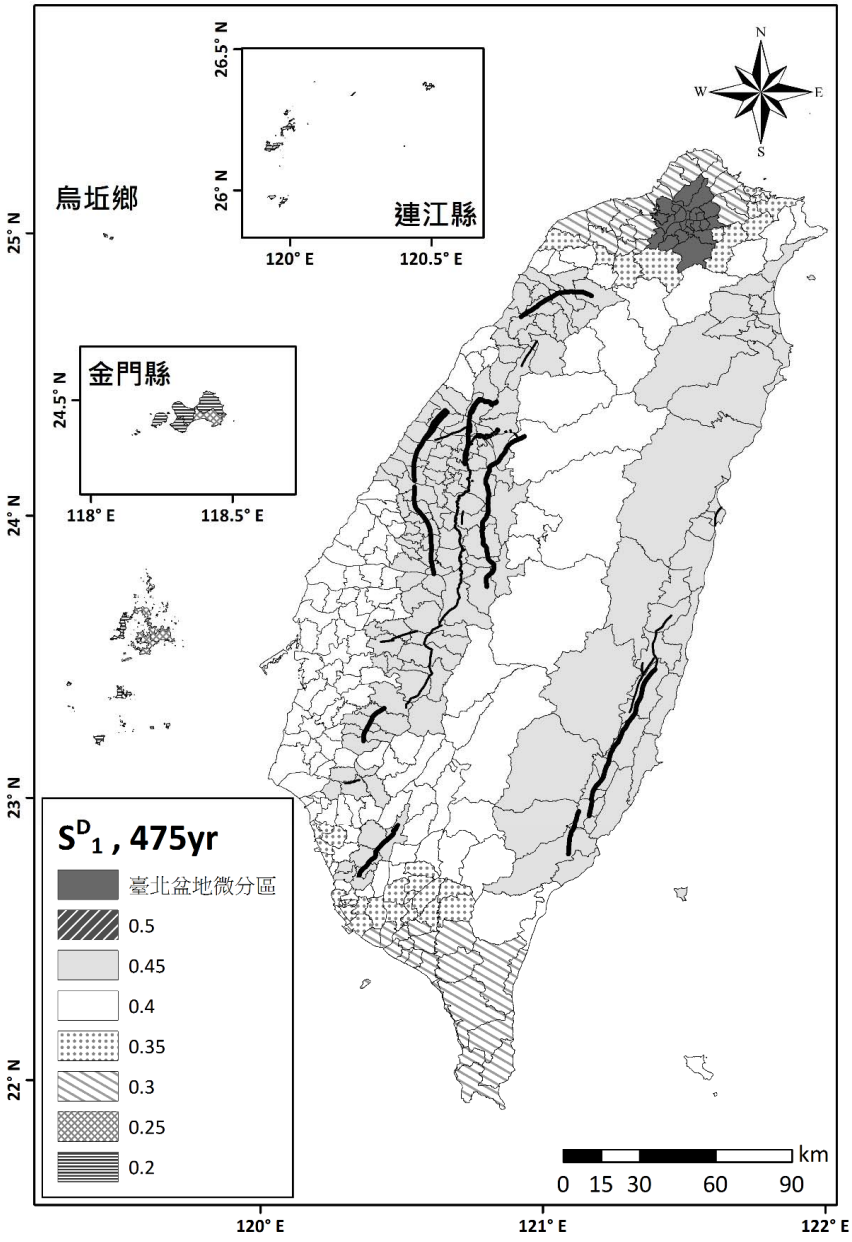


圖 C2-3 震區一秒週期設計水平譜加速度係數S_1^D分布圖

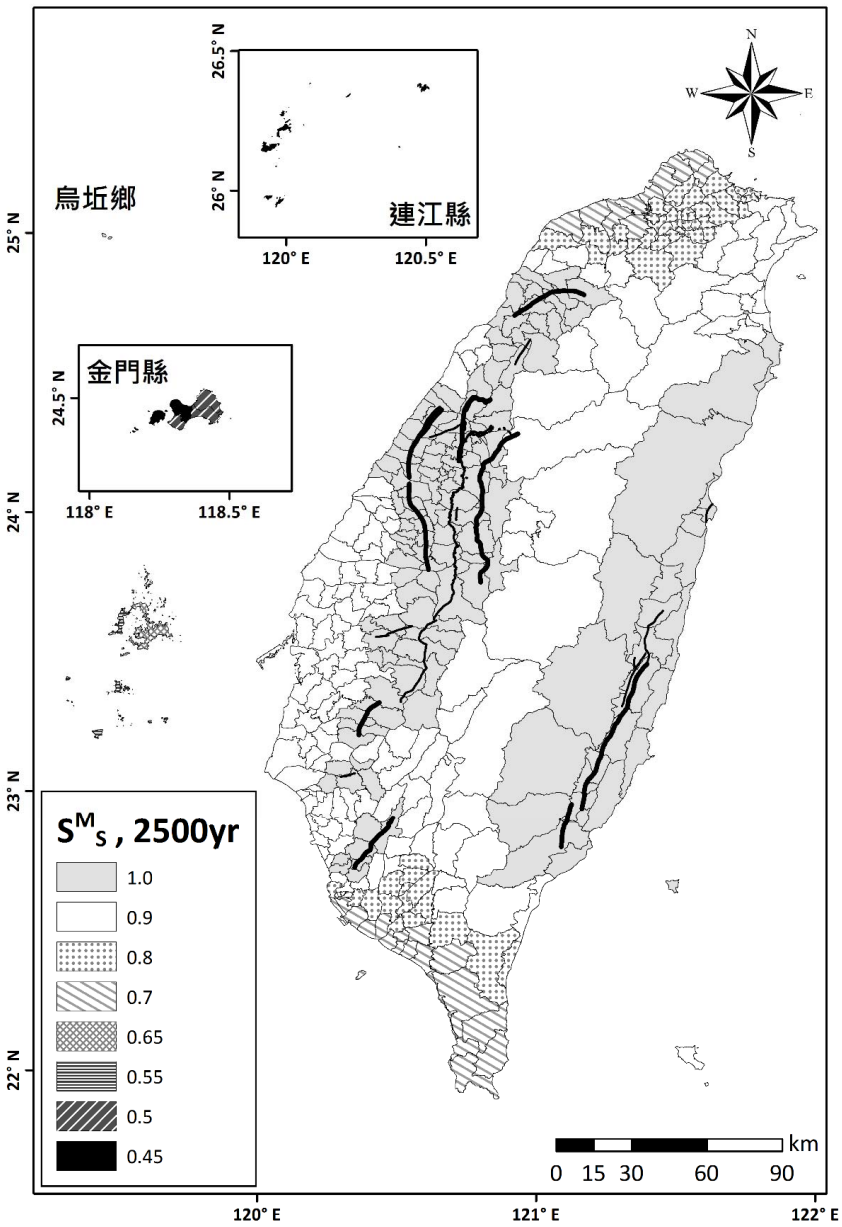


圖 C2-4 震區短週期最大水平譜加速度係數S_S^M分布圖

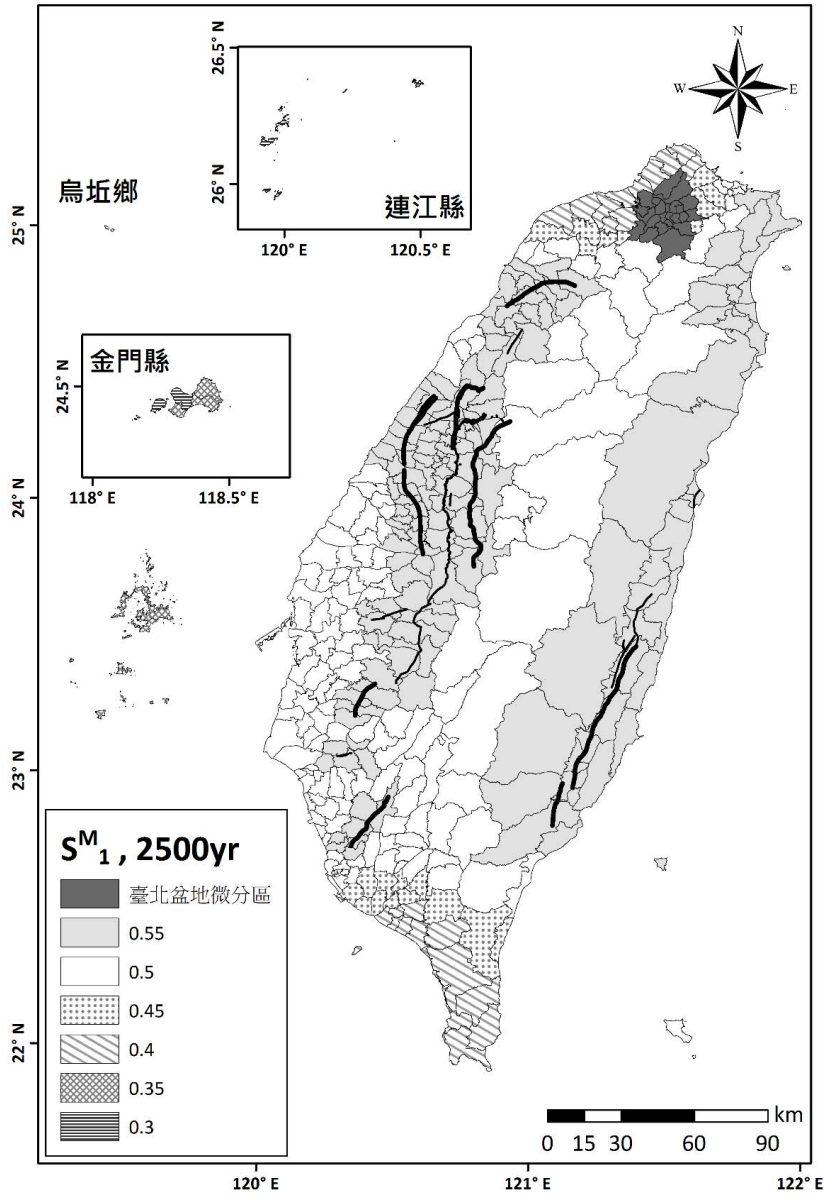


圖 C2-5 震區一秒週期最大水平譜加速度係數S_1^M分布圖

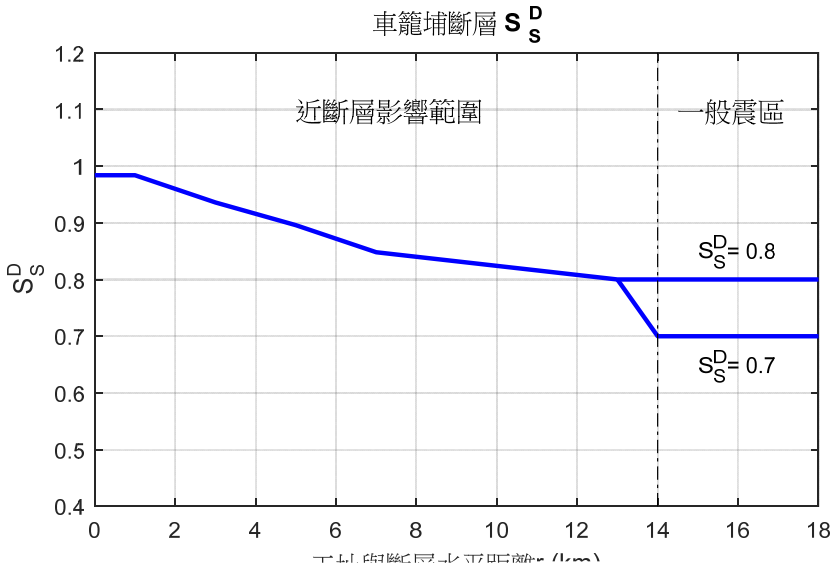


圖 C2-6 車籠埔斷層之震區短週期水平譜加速度係數值

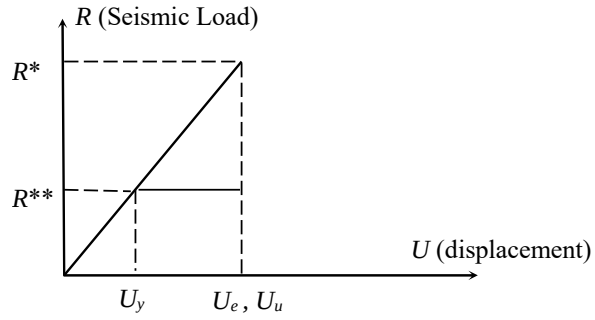


圖 C2-7 彈性系統與彈塑性系統之位移 (位移相等法則)

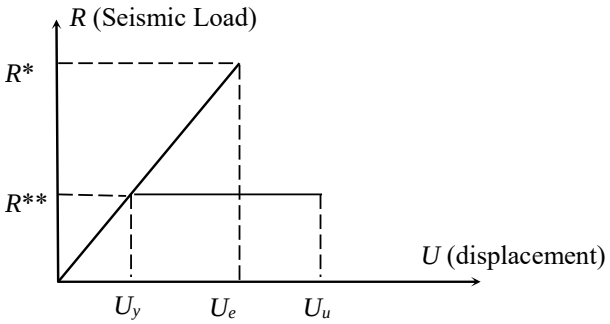


圖 C2-8 彈性系統與彈塑性系統之位移 (能量相等法則)

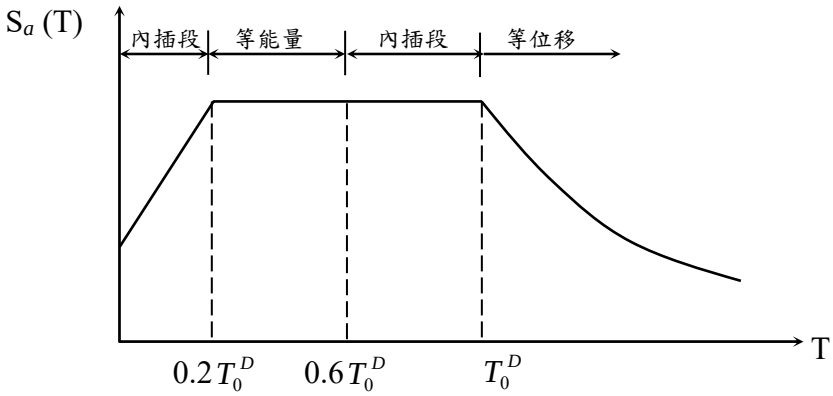


圖 C2-9 計算結構系統地震力折減係數四個週期範圍

3.2 設計水平加速度反應譜係數

動力分析採用之加速度反應譜係數S_{aD}，為週期之函數，其定義與第二章相同。動力分析之調整係數為$\frac{I}{1.4\alpha_y S_{aD}(T_1)}\left(\frac{S_{aD}(T_1)}{F_u(T_1)}\right)_m$，$T_1$為建築物在所考慮方向之基本振動週期，但為避免中小度地震時建築物過早降伏，對一般工址與近斷層區域，調整係數不得低於$\frac{IF_u(T_1)}{4.2\alpha_y S_{aD}(T_1)}\left(\frac{S_{aD}(T_1)}{F_u(T_1)}\right)_m$，對臺北盆地，調整係數不得低於$\frac{IF_u(T_1)}{3.5\alpha_y S_{aD}(T_1)}\left(\frac{S_{aD}(T_1)}{F_u(T_1)}\right)_m$。如設計地震力由(2-13c)式之 V_M 所控制時，動力分析採用之加速度反應譜係數用S_{aM}，調整係數為$\frac{I}{1.4\alpha_y S_{aM}(T_1)}\left(\frac{S_{aM}(T_1)}{F_{uM}(T_1)}\right)_m$。

建築物因地上結構、地下室結構及基礎土壤互制等值彈簧之阻尼比不同時，得依可信理論計算複合振態阻尼比。建築物阻尼比異於 5%阻尼時，可由表 3-1 內插短週期與長週期的阻尼修正係數 B_S 與 B_1，將工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與 S_{D1} 修正為 S_{DS}/B_S 與 S_{D1}/B_1。S_{DS} 與 S_{D1} 之定義與第二章相同。如無特別說明，結構阻尼比均設定為 5%，而阻尼修正係數 B_S=B_1=1.0。

一般工址或近斷層工址之設計水平加速度反應譜係數 S_{aD}，隨建築物基本振動週期 T 與工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 S_{DS}/B_S 與 S_{D1}/B_1 而改變，如表 3-2 所示。其中，短週期與中週期的分界 T_0 由下式計算：

$$T_0 = \frac{S_{D1}B_S}{S_{DS}B_1} \tag{3-1}$$

臺北盆地之設計水平加速度反應譜係數 S_{aD}，隨建築物基本振動週期 T 與工址短週期與中長週期設計水平譜加速度係數 S_{DS}/B_S 與(T_0S_{DS}/B_1T)而改變，如表 3-3 所示。其中，經阻尼修正係數修正後之加速度反應譜短週期與中週期的分界 T_0 由下式計算：

$$T_0 = \frac{T_0^D B_S}{B_1} \tag{3-2}$$

T_0^D 則見表 2-6(c)。

解說：

欲進行動力反應譜分析，首先要決定設計水平加速度反應譜係數S_{aD}與最大水平加速度反應譜係數S_{aM}，其為週期之函數，定義與第二章相同，調整係數則以建築物在所考慮方向之基本振動週期來決定。為了與靜力分析方法相對應，讓動力分析的地震總橫力與靜力分析相近，實際分析時，對一般工址與近斷層工址，可依據靜力分析之結果，決定主控之地震力後，將S_{aD}對$\frac{I}{1.4\alpha_y S_{aD}(T_1)}\left(\frac{S_{aD}(T_1)}{F_u(T_1)}\right)_m$或$\frac{IF_u(T_1)}{4.2\alpha_y S_{aD}(T_1)}\left(\frac{S_{aD}(T_1)}{F_u(T_1)}\right)_m$作調整，或$S_{aM}$對

$\frac{I}{1.4\alpha_y S_{aM}(T_1)}\left(\frac{S_{aM}(T_1)}{F_{uM}(T_1)}\right)_m$ 作調整，即可得到動力分析之譜加速度係數，進行一次動力分析即可，T_1為建築物在所考慮方向之基本振動週期。對臺北盆地，避免中小度地震時建築物過早降伏之調整係數則取$\frac{IF_u(T_1)}{3.5\alpha_y S_{aD}(T_1)}\left(\frac{S_{aD}(T_1)}{F_u(T_1)}\right)_m$。因 S_{aD} 值為加速度反應譜值與重力加速度的商，因此程式在設定調整係數時還要乘以g。譬如長度以公尺計之單位系統，要再乘以9.8。

阻尼比異於 5%時之阻尼修正係數 B_S 與 B_1，係參照美國 IBC2000 規範之規定及建研所報告「建築物性能設計法之性能目標與相關項目研究」之研究成果略加調整而定。基礎土壤互制等值彈簧之阻尼比可考慮土壤材料阻尼與輻射阻尼，應依可信理論計算，並可依下式計算複合振態阻尼比：

$$\xi_J = \frac{\sum_{i=1}^{n} \{\phi_J\}_i^T [k]_i \{\phi_J\}_i \xi_i}{\{\phi_J\}^T [K] \{\phi_J\}} \qquad \text{(C3-1)}$$

其中，

ξ_J：第 J 個振態之複合振態阻尼比

$[K]$：整個系統之勁度矩陣

$[k]_i$：第 i 個構材之勁度矩陣

$\{\phi\}_J$：第 J 個振態之振態形狀向量

$\{\phi_J\}_i$：第 i 個構材在第 J 個振態所對應自由度之振態形狀向量

ξ_i　：第 i 個構材的阻尼比

針對較短週期之結構而言，結構體與地表同步運動，不會因阻尼比變化而受影響，因而推得如表(3-2)與(3-3)所示較短週期結構之內插公式。

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；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。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。

3.6.2 線性歷時分析

線性歷時分析之調整係數為$\frac{I}{1.4\alpha_y S_{aD}(T_1)}\left(\frac{S_{aD}(T_1)}{F_u(T_1)}\right)_m$，但為避免中小度地震時建築物過早降伏，對一般工址與近斷層工址，調整係數不得低於$\frac{IF_u(T_1)}{4.2\alpha_y S_{aD}(T_1)}\left(\frac{S_{aD}(T_1)}{F_u(T_1)}\right)_m$，對臺北盆地，調整係數不得低於$\frac{IF_u(T_1)}{3.5\alpha_y S_{aD}(T_1)}\left(\frac{S_{aD}(T_1)}{F_u(T_1)}\right)_m$。分析所得任一主軸方向之總橫力，亦須依 3.3 節之規定進行調整。對多組地震紀錄分析所得之反應值，採最大反應值進行設計。

解說：

進行線性歷時分析時，為考量短週期結構與土壤互制後之阻尼比較高，分析時可依靜力分析所得 S_{aD}/F_u 值求得等效之阻尼比來進行分析，等效阻尼比可依下式計算：

$$\xi=\begin{cases}5\% & ; \quad S_{aD}/F_u \le 0.3 \\ (16S_{aD}/F_u+0.2)\% & ; \quad 0.3 < S_{aD}/F_u < 0.8 \\ 13\% & ; \quad S_{aD}/F_u \ge 0.8\end{cases} \qquad \text{(C3-5)}$$

3.6.3 非線性歷時分析

進行非線性歷時分析，結構之模擬除須按 3.4 節之規定進行，構材之非線性分析模型須要能確切反應構材真實之非線性行為；非線性歷時分析所得之反應值不得再以調整係數$\frac{I}{1.4\alpha_y S_{aD}(T_1)}\left(\frac{S_{aD}(T_1)}{F_u(T_1)}\right)_m$予以折減。

解說：

進行非線性歷時分析時，其輸入地震紀錄之振幅須要先乘以用途係數 I 來調整後再進行分析；結構構材之非線性分析模型，在降伏強度、破壞機制及遲滯行為各方面皆須要能確切反應出構材真實之非線性行為；非線性歷時分析之結果除須檢核整體結構之韌性需求是否小於規定之容許韌性容量外，還須要考量各樓層與構材之韌性需求是否妥當。

4.1 適用範圍

附屬於建築物之結構物部分構體及附件、永久性非結構構材及附件以及支承於結構體之設備的附件均須按 4.2 節規定之地震力設計之。家具及支承於樓版或屋頂版 200 公斤以下設備之附件其設計地震力可不必考慮。

附件包括錨定裝置及所需之支撐。重力引致之摩擦力不得考慮用來抵抗地震力。

非剛性設備若有抵抗側力的結構系統，其損壞會引起人命傷亡者，應按 4.2 節規定的地震力設計之。

解說：

固定在結構上的構體會使用較建築物結構更大地震力來設計，其理由如下：(1)作用在構體上的絕對加速度比地表加速度大；(2)除非構體剛性很大，否則反應可能會再放大；(3)構體通常靜不定度低，也沒有良好消能特性；(4)為降低錨定破壞，因此其設計地震力要詳予規定。

設備的高度若很低，地震時不會翻倒，可以不必錨定，此時摩擦力當然可用來抵抗地震力。惟本章所談之構體，均固定在結構上，為使錨定裝置的設計保守，不計摩擦力的作用。

附屬於建築物之結構物部分構體為固定在建築物上雖結構分析時不參與分配抵抗橫力但具有影響結構體抵禦橫力功能之構體，如外牆、女兒牆、內部承重牆或非承重牆、非屬結構構架之塔屋、預組構體接頭等。

永久性非結構構材為支承於建築物結構體不具影響建築物結構行為之永久性裝配物，如(1)建築物外部及內部裝飾物及附件；(2)煙囪及塔架；(3)招牌、廣告牌；(4)包括內含物超過 2 公尺高之儲物架、小型櫃櫥、飾物架及書架；(5)吊頂天花及燈具固定物；(6)高於 2 公尺之欄杆；(7)隔間。

支承於結構體之永久性設備附件包括 (1)槽、桶，(2)鍋爐、熱交換器、變壓控制箱、冷卻水塔，(3)管線、管道、管架，(4)緊急供電系統、救災通訊系統，(5)易燃物或爆裂物之暫存容器等之機器、水管及電氣設備。至於與結構體一起建造但與結構體隔離或建置於地面上之大型設備如鍋爐、渦輪機等應依第五章雜項工作物結構之地震力設計。

一般情況下，部分構體、非結構構材與設備部分都沒有經結構工程師分析、計算及設計，而是由建築師、機械工程師、電機工程師或室內設計師指定，甚至由業主或住戶在房屋峻工後自行購置。正因為如此，在地震時其破壞的概率通常要比結構破壞概率高得多。此些非結構的破壞或功能喪失可能會直接危及用戶甚至附近戶外人員的生命安全，這些構件的破壞亦會造成主要應急設施無法使用。因此，設計人員必須認識到此些非結構的破壞可能會帶來之人員傷亡、財產損失及營運中斷等災損。也因此，對非結構的地震安全負有責任之人員應包括建築師、結構技師、機械技師、電機技師、室內設計師、業主和經理人員等相關人員。

4.2 最小設計總橫力

最小設計水平總橫力 F_{ph} 依下式計算：

$$F_{ph} = 0.4 S_{DS} I_p \frac{a_p}{R_{pa}} \cdot (1 + 2 h_x / h_n) W_p \quad (4\text{-}1a)$$

F_{ph} 不必大於：

$$F_{ph} = 1.6 S_{DS} I_p W_p \quad (4\text{-}1b)$$

F_{ph} 亦不得小於：

$$F_{ph} = 0.3 S_{DS} I_p W_p \quad (4\text{-}1c)$$

S_{DS}：工址短週期設計水平譜加速度，見第 2.5 節之規定。

W_P：構體或構材自重或設備操作載重。

a_p：構體、構材或設備之共振放大倍數，見表 4-1 及表 4-2。

R_{Pa}：構體、構材或設備等之容許地震反應折減係數，依下式計算：

一般工址與近斷層工址：$R_{pa} = 1 + \frac{R_p - 1}{1.5}$ (4-2a)

臺北盆地：$R_{pa} = 1 + \frac{R_p - 1}{2.0}$ (4-2b)

R_P：構體、構材或設備等之地震反應折減係數，見表 4-1 及表 4-2。

F_{ph}：構體、構材或設備等質心點之設計地震力，並按各構體、構材或設備之質量分布分配。

I_p：構體、構材或設備之用途係數；若大地震後除須確保人命安全及防範二次災害外，並須確保不需大型補修便能執行設備必要的機能為目標者，以及大賣場儲存架、含危險物品及易燃物品內容之構材等其 I_p=1.5，其他構體、構材及設備之 I_p=1.0，但 I_p 不得小於被附屬建築物之用途係數。

h_x：構體、構材或設備所在樓層 x 距基面之高度。

h_n：建築物基面至屋頂之高度。

構體、構材及設備之垂直地震力需做適當之考量，其最小設計垂直地震力 F_{pv} 為

一般區域與臺北盆地之工址：$F_{pv} = \frac{1}{2} F_{ph}$ (4-3a)

近斷層工址：$F_{pv} = \frac{2}{3} F_{ph}$ (4-3b)

總設計地震力應依構體質量之分布照比例分配之。根據(4-1)至(4-3)式決定之地震力應用於設計構材以及其與結構體之接頭與錨定。對於傳遞此地震力至抵抗地震力主結構系統之構材與接頭亦應照此地震力設計之。

解說：

有關機械及電器設備之地震力大小計算請參照內政部建築研究所研究案編號：MIOS 891008 建築設備耐震規範條文與解說之研訂。建築裝修部分之耐震設計，可參考日本之建築非結構之耐震設計指針，IBC2000，或 FEMA273、274、302 與 303 等規範與解說。

裝修材主要考量項目在於物品墜落或翻倒時對於使用者之安全威脅及是否影響逃生通道的順暢。一般以重量在 50 公斤以上的單一物品被視為需要考量其耐震性，尤其以逃生通道上的可能墜落物威脅最大，因此這些物品的懸掛固定系統要加以檢討及補強。分析這些物品之耐震固定強度時不可計入摩擦力的作用，因為地震時摩擦力可能會減弱或不存在。若有設在功能性設備物上方的墜落物更應檢討其固定能力，以免因其墜落造成功能性設備的損壞。

輕鋼架天花板是極容易在地震中損壞墜落的一項建築內裝材，對於面積大或懸吊長度過長的輕鋼架天花板，宜特別檢討是否設有足夠的耐震斜撐，以及在高低天花板交接處有足夠的補強，其耐震施工指南，可參閱附錄 B。

5.1 適用範圍

本章適用於建築法第七條所定基礎直接定著於土地之雜項工作物結構，其設計需能承擔本章所規定之最小地震力，但僅須以回歸期 475 年之設計地震力進行設計與分析。設計時須符合本規範其他各章可適用之規定，惟其規定應經本章修正。

解說：

建築法第七條所稱之雜項工作物結構，包括營業爐灶、水塔、瞭望臺、招牌廣告、樹立廣告、散裝倉、廣播塔、煙囪、圍牆、機械遊樂設施、游泳池、地下儲藏庫、建築所需駁崁、挖填土石方等工程及建築物興建完成後增設之中央系統空氣調節設備、昇降設備、機械停車設備、防空避難設備、污物處理設施等。其中屬於建築物結構之一部分、附屬於建築物之結構物部分構材、非結構構材或設備且其基礎部分非定著於土地者，應依第二章至第四章辦理，其餘則應依本章規定。

美國 ASCE/SEI 7-10 (2010)及 IBC 2012 規範中所訂之非建築結構物種類中除了前述雜項工作物結構之外，亦包括公共事業設施如中大型油槽、配水池等，但不屬於建築法雜項工作物結構範圍，其設計地震力應依循所屬事業主管機關所訂之設計規範。

鑒於雜項工作物結構之韌性容量較小，故其設計地震力常較一般建築結構為高，且幾乎不提供人類居住使用，對生命安全的危害較小，故以回歸期 475 年之設計地震力進行設計與分析。但儲存或排放具有毒性、爆炸性等危險物之雜項工作物結構，則仍宜同時採用最大考量地震等級進行詳細分析檢核。

5.2 通則

1. 雜項工作物結構之設計應使其具有足夠的強度與韌性，其設計之容許應力、載重係數、強度折減係數及其他細部設計要求應符合建築技術規則建築構造編其他可通用之相關規定。該編未規定者，若認可之國家標準中有可資應用者，亦可採用。
2. 雜項工作物結構依與一般建築結構系統之相似與否，區分為「相似於建築結構之雜項工作物結構」與「非相似於建築結構之雜項工作物結構」，其設計最小地震力應分別符合 5.3 節與 5.4 節之規定。
3. 雜項工作物結構之重量 W，應包括所有如 2.2 節中所定義之靜載重，此外亦應包括水塔、貯槽、管線等在正常操作時之全部內容物重量。
4. 雜項工作物結構之基本振動周期應以合理之結構力學方法決定之。
5. 層間相對側向位移無需以 2.16 節之規定來限制，應依破壞時會危及生命安全之結構或非結構構材之容許層間變位限制之。若二次彎矩與一次彎矩的比值大於或等於 0.1 時應考慮 P-Δ效應。
6. 以建築主體結構與雜項工作物結構之間有側向支承相連者，若該雜項工作物結

構重量超過雜項工作物結構與支承結構重量和之 25%以上時，雜項工作物結構之地震力應考慮兩者間之結構互制作用效應。

解說：

雜項工作物結構的構造與建築物結構有差異，且其靜不定度少，韌性容量R較低，工程師設計時不能取建築物結構的 R 值來使用，應依本章 5.3 節及 5.5 節之規定來決定其韌性容量。

有關雜項工作物結構之用途係數 *I* 應主要取決於當其用途會明顯影響其所在建築主體結構的使用機能時，該雜項工作物結構的用途係數 *I* 就應與建築主體結構之用途係數 *I* 一致。

5.3 相似於建築結構之雜項工作物結構

雜項工作物結構，若其結構系統與建築物之結構系統相似(如表 5-1 所列，若無則參考表 1-3)，則其最小設計水平總橫力應依(2-3)式計算，而其最小設計垂直地震力則依 2.18 節之規定計算。

解說：

一般而言，若結構主要由類似於一般建築結構的梁、柱、斜撐及樓版所組成，可歸類於「相似於建築之雜項工作物結構」；而如煙囪、圍牆、機械遊樂設施、游泳池、地下儲藏庫、建築所需駁崁等則應歸屬於「非相似於建築之雜項工作物結構」。

雜項工作物結構，因客觀條件需要，容許採用部分韌性抗彎矩構架及鋼造普通同心斜撐構架，然而國內設計規範中針對鋼造普通同心斜撐構架與鋼筋混凝土造部份韌性抗彎構架並無相關設計規定，此部分可參考國外規範如 AISC 及 ACI-318 等規範之相關規定進行設計。

雜項工作物結構，若其結構系統與建築物之結構系統非相似，則其設計地震力之計算應依據 5.4 節規定設計。

表 5-1 相似於建築結構之雜項工作物結構系統韌性容量與高度限制

	雜項工作物結構型式	R	高度限制（m）
一、鋼造儲物架		2.4	不限
二、構架系統			
	1.鋼造特殊同心斜撐構架(同 1-3)	3.6	50
	2.鋼造普通同心斜撐構架		
	(1)高度未達 10m 者	2.0	10
	(2)高度 10 (含)至 50m 以下者	1.5	50
三、抗彎矩構架系統	1.鋼造特殊抗彎構架	4.8	不限
	2.鋼筋混凝土造特殊抗彎構架	4.8	不限
	3.鋼造部份韌性抗彎構架	1.5	15
	4.鋼筋混凝土造部份韌性抗彎構架	1.6	15

5.4 非相似於建築結構之雜項工作物結構

若雜項工作物結構系統與建築物之結構系統非相似者，其最小設計水平總橫力 V_h 應依下式計算：

若其基本振動周期低於 0.06 秒之剛性結構物及錨定，應使能承受如下所示之水平地震力：

$$V_h = \frac{S_{DS} I W}{3\alpha_y} \tag{5-1}$$

垂直地震力應作適當的考量，最小設計垂直地震力 V_v 依下式計算：

一般區域與臺北盆地之工址：$V_v = \frac{1}{2} V_h$；　近斷層工址：$V_v = \frac{2}{3} V_h$

若其基本振動周期不小於 0.06 秒，應使能承受如下所示之水平地震力：

$$V_h = \frac{I}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W \tag{5-2}$$

垂直地震力應作適當的考量，其最小設計垂直地震力則依 2.18 節之規定計算。

在此亦應滿足以下各點：

1. R 值應由表 5-2 決定之，式(5-1)及(5-2)應比照第二章之規定計算。
2. 地震力之豎向分配可依 2.11 節或動力分析方法決定之。對 2.8 節第一類及第二類用途區分的不規則結構物，若不能以單一質量模擬時，應採用動力分析。
3. 水平地震力 V_h 應假設作用於任何水平方向，並依質量分佈之比例做分配。

4. 對某一特定雜項工作物結構，若有公認之試驗與分析資料提供耐震設計之基準時，此標準可以採用，惟震區與用途區分應與本規範一致。此外，設計地震總橫力與總傾倒力矩不得小於本規範所得值之 80%。

解說：

非相似於建築物之雜項工作物結構因其靜不定度少，故由(2-3)式計算最小設計水平地震力時，係數 1.4 也不宜使用，改用 1.2。而例如營業爐、各式圍牆、駁崁等雜項工作物結構，其基本振動周期常較低，而其基本振動周期低於 0.06 秒時，S_{aD}>0.4S_{DS}，F_u 亦大於 1.0，因此為求簡單，仍可假設 S_{aD}/F_u=0.4S_{DS}，則應使用(5-1)式。

其他雜項工作物結構之耐震設計，若未涵蓋於本章節範圍者，可參考國內外相關研究報告或規範，依學理與工程判斷合理設計之。

表 5-2 非相似於建築結構之雜項工作物結構韌性容量與高度限制

	非建築結構型式	R	高度限制（m）
一、高架式容器、水塔、儲槽或壓力容器			
	1.對稱式斜撐支架	1.8	50
	2.無斜撐或不對稱式斜撐支架	1.2	30
二、鞍座支承之臥式銲接鋼槽		1.8	不限
三、類建築塔式結構支承之儲存槽		1.0	*
四、地盤支承之平底式儲存槽			
	1.鋼造或碳纖強化可塑式		
	(1)機械錨定式	1.8	不限
	(2)自錨定式	1.5	不限
	2.鋼筋混凝土造或預力混凝土造		
	(1)強化無滑動式基礎	1.2	不限
	(2)錨定式柔性基礎	2.0	不限
	(3)無錨定與束制式柔性基礎	1.0	不限
	3.其它	1.0	不限
五、現地澆注之混凝土穀倉及煙囪、具連續性之牆壁並延續至基礎者		2.0	不限

六、非類似於建築之部分加強磚造剪力牆結構		1.8	15
七、混凝土造煙囪或排氣管		1.6	不限
八、所有鋼造或鋼筋混凝土造質量均佈懸臂結構，如煙囪、穀倉及具縱向隔版支撐之立式儲槽			
	1.銲接式鋼造	1.2	不限
	2.具特殊細節之銲接式鋼造	1.8	不限
	3.預力混凝土或鋼筋混凝土造	1.2	不限
	4.具特殊細節之預力混凝土或鋼筋混凝土造	1.8	不限
十、桁架式高塔(獨立式或拉線式)、拉線式倉房或煙囪		1.8	不限
十一、冷卻水塔			
	1.混凝土造或鋼造	2.1	不限
	2.木構架式	2.1	不限
十三、通訊電塔			
	1.鋼造桁架	1.8	不限
	2.桿式		
	(1)鋼造	1.0	不限
	(2)木造	1.0	不限
	(3)混凝土造	1.0	不限
	3.構架式		
	(1)鋼造	1.5	不限
	(2)木造	1.0	不限
	(3)混凝土造	1.2	不限
十四、遊樂用結構及紀念碑		1.2	不限
十五、倒鐘擺型結構(高塔式容器或儲存槽除外)		1.2	不限
十六、招牌及廣告版		2.0	不限
十七、前述以外之其它自己承擔載重之結構物		1.6	15

*高度限制須依其所相似的建築結構系統，參照表 1-3 以決定其限制高度。

參考文獻

1.「建築法」，2011，內政部營建署頒布修正。
2.「建築技術規則」，2014，內政部營建署頒布修正。
3.American Society of Civil Engineers (ASCE), 2010. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE 7, ASCE Standard, SEI/ASCE 7-10, Reston, VA.
4.AISC (2010), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 341-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL,June 22.
5.ACI Committee 318 (2014), *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)*, ACI 318R-14, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
6.International Code Council (ICC), 2012. International Building Code, Falls Church, VA.
7.SEAOC (1999), *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary* (SEAOC 1999), 7th edition, CA.

8.1 通則

既有建築物須辦理耐震能力評估者，經評估後認為有必要提昇其耐震能力時，應運用耐震補強技術，採取適當改善措施，以提昇建築物之安全性。

既有建築物之耐震能力補強以符合 8.3 節之整體結構補強為原則，但如建築物因工程技術以外之因素而無法完成整體結構補強作業，且經評估認為有弱層之虞者，則可採取 8.5 節之排除弱層破壞補強方式，降低在地震下因軟弱層集中式破壞而崩塌的風險。

解說：

1995 年 1 月日本阪神地震中，建築物損害頗為嚴重，震害範圍包括了中高層建築在內，經推測日本全國有 9400 萬棟耐震能力不符需求者。隨著建築技術的進步與社會經濟的變遷，建築法規時有修正，依舊法規設計之建築物常有不符新法規之情形。為減輕地震災害，日本在 1995 年 10 月公布了「建築物耐震改修促進法」[1]，以利推動建築物之耐震評估與補強，並因應實際現況，歷經多次修改（1996、1997、1999、2005、2006、2011、2013 年），如今已有了相當良好的成效。

美國在既有建築物的耐震評估上，應用技術協會（Applied Technology Council）早期出版之 ATC-28（1991）及 ATC-40[2]（1996），提供建築物耐震性能評估指針。爾後聯邦緊急事務管理署（FEMA）出版之 FEMA-273（1997）、FEMA-356[3]（2000）以及美國土木工程師學會（American Society of Civil Engineers）出版之 ASCE 41-06（2006）及 ASCE 41-13[4]（2013）一系列針對建築物耐震評估與補強技術指針，為建築物耐震補強制定一套在技術上合理且適用於美國的指南，提供設計專業人員、教育工作者、示範法規、標準制定組織以及各州及地方建築監管人員使用。其中建築物非線性靜力分析程序主要以容量震譜法與位移係數法為主，並提供非線性動力分析程序的使用時機與原則，以及各種構造系統的補強設計相關規定，至今仍持續發展中。

我國建築技術規則在中華民國 63 年修正後，才有較詳細的耐震設計規定，其後經民國 71 年、78 年、86 年、88 年、94 年及 100 年多次修正，因此確實有不少老舊建築物之耐震能力不符最新規範之耐震需求。綜觀近年來發生之災害地震，發生破壞之案例多屬此類耐震性較差之建築，因此針對數量龐大且未經耐震評估之老舊建築，將其篩選出並及時補強，為現今刻不容緩之重要課題。

行政院於中華民國 89 年 6 月 16 日核定「建築物實施耐震能力評估及補強方案」，並於 97 年及 103 年修正部分內容，以公有建築物先行實施，進而推動私有建築物之方式，期能達成全面提升國內建築物耐震安全性，實施至今已逐步提升公有建築物之耐震能力。此外，105 年 2 月 6 日高雄美濃地震之後，行政院於 105 年 4 月核定「安家固園計畫」，推動辦理私有住宅及私有供公眾使用建築物之耐震評估及補強相關工作。106 年修正「建築物實施耐震能力評估及補強方案」部分規定，納入公有零售市場類建築物，以強化公有建築物耐震能力評估及補強之

推動。107 年 2 月 6 日花蓮地震後，鑒於私有之既有建築物耐震評估與補強工作短期之內推動不易，爰於本章訂定「排除弱層破壞」之補強規定[5,6]，藉以提升弱層剪力強度，降低在地震下因軟弱層集中式破壞而崩塌的風險。

建築物補強之設計者，應先與建築物所有權人就建築物實際情況詳細分析採整體結構補強或排除弱層破壞之補強差異與優缺點，再與其簽訂契約後實施，實施前應向所有權人充分說明所採行方法、經費及相關注意事項等。

8.2 耐震能力評估方法

1. 建築物進行耐震能力評估前，應對結構部分(如梁、柱、牆與斜撐系統等)作實地調查。並應充分了解建築物之現況、震害經驗與修復補強情形等影響耐震能力之各項因素。
2. 耐震能力評估方法應為公認之學理或採用經中央主管建築機關或其他目的事業主管機關同意之方法。耐震能力評估程序分為初步評估與詳細評估，經由初步評估判定為無疑慮者，得不必進行詳細評估。
3. 進行結構耐震能力評估與補強設計時，應考慮非結構牆之效應，於分析模型中納入考量。

解說：

為數龐大的老舊建築物若逐一進行詳細耐震能力評估，將需要相當的經費與時間，因此可先進行較快速之初步耐震評估予以初步篩選，經由初步評估判定為無疑慮者，得不必進行詳細評估。評估者應視標的建築物之結構特性及建築材質如木構造、磚構造、鋼構造、鋼筋混凝土構造、鋼骨鋼筋混凝土構造等，採用公認之學理或經中央主管建築機關或其他目的事業主管機關同意之評估方法[4]。

建築物經初步評估後判定為有疑慮或確有疑慮者，除拆除重建外，應進行詳細評估或耐震補強設計。詳細評估需調查建築物目前現況及損害情形，並且考量是否符合目前法規規定之地震抵抗能力及地震來時是否有立即倒塌之危險，以作為建築物如何補強之依據。主要分析內容包含現況耐震能力評估、評估結果綜合判斷及建築物繼續使用其應注意事項。

國內外已發展數種建築物耐震能力詳細評估法，利用建築物載重狀況、結構材料強度、斷面配筋、構件非線性行為模擬等，搭配結構的損傷控制或性能目標來獲得建築物之耐震能力[8,9,10]。

在此須注意以靜力側推分析為基礎所發展之評估方式，在運用非線性靜力側推分析求得容量曲線之限制，因其較難準確地估計在動態反應中結構勁度軟化的效應，以及模擬多自由度系統高模態的行為，因此在中高樓層建築因其高模態反應占比較高，僅以非線性靜力側推分析會產生較大誤差。若目標建築物屬本規範 3.1 節所規定之類型，並且其地面以上樓層之第一模態有效振態質量比小於 60%

者，宜以非線性動力歷時分析或其它經認可之方法，作為結構詳細評估方式，時間歷時挑選應參照 3.6 節規定，非線性鉸之設定應能確實反映補強前及補強後構件之動態特性。

進行結構耐震能力評估與補強設計時，應考慮非結構牆之效應，非結構牆係指結構性剪力牆之外的完整磚牆、完整 RC 牆或窗台所引致之短柱、短梁效應，但具開口之非結構牆部分，應由評估者考量。

8.3 耐震能力評估及整體結構補強之基準

實施耐震能力詳細評估之建築物，其不需補強或整體結構補強後之耐震能力應達下列基準之一：

（一）建築物之耐震能力以其能發揮之最大地表加速度峰值表示，其耐震能力應達本規範規定工址 475 年回歸期之設計地震的地表加速度峰值地表加速度乘以用途係數 I。

（二）建築物亦得以性能目標作為耐震能力之檢核標準，確保該建築物在工址 475 年回歸期之設計地震作用下所需達到之性能水準。

解說：

在檢核既有建築之耐震能力時，為簡化評估程序，以 475 年回歸期之設計地震作為檢核依據。本規範定義 475 年回歸期之設計地震的等效地表加速度為峰值 $0.4S_{DS}\times g$，其中，S_{DS} 為工址短週期設計譜加速度係數。

建築物整體結構補強之耐震能力可以其能發揮之最大地表加速度峰值表示，在建築物之韌性發展到韌性容量 R 值時，其相對應之最大地表加速度峰值應達等效地表加速度峰值 $0.4S_{DS}I\times g$[8]。

建築物整體結構補強之耐震能力亦得以性能目標作為耐震能力之檢核標準，確保不同用途係數之既有建築物在 475 年回歸期之設計地震作用下應達到其所要求之性能水準，對於不同用途係數之建築物，其性能目標可包含基底剪力、層間變位角及垂直承載等要求，在達到此性能目標時所相對應之性質地表加速度值，不得小於 475 年回歸期之設計地震的等效地表加速度峰值（$EPA=0.4S_{DS}\times g$）[9]。

8.4 耐震補強之設計及施工

1. 耐震補強應依據耐震能力評估之結果，作通盤檢討後確認建築物之耐震安全性。如有必要作補強以提昇其耐震能力時，應依主管建築機關規定之程序辦理。

2. 耐震補強設計應依其補強的目標，採用改善結構系統、增加結構體韌性與強度等方式進行，惟應注意各項抗震構材之均衡配置，以使建築物整體結構系統耐震能力之均衡提昇，補強設計應同時考量施工的可行性。

3. 上部結構耐震補強或改修不得產生有害基礎安全之情形(如沈陷、變形等)；如有必要時，應辦理基礎補強。

4. 耐震補強應注意施工中之安全。尤其建築物在繼續使用中進行耐震補強時，應輔以必要之臨時安全支撐，以避免施工過程結構系統產生弱點。

5. 耐震補強應有確實的施工及嚴格的品管等，以達到預期的目標。施工時應防止噪音、振動及其他有害環境衛生之情形產生。

解說：

耐震補強為針對耐震能力不足的建築物，做最適當的整體加勁或構件修補，以提高結構體的強度、韌性並防止過大變形，使之符合現行最新的規範。目前既有建築物耐震補強採取的方式大致可分為：(1)結構構件補強、(2)結構系統調整與改善、(3)減低地震力需求等三大類。國內常見的耐震補強工法[8,9]大致有：(1)擴大既有柱體之斷面積、(2)於既有柱旁增設 RC 翼牆、(3)增設 RC 牆體或斜撐、(4)於梁柱構件包覆鋼板、(5)於梁柱構件包覆碳纖維貼片（CFRP）(6)其他。各種補強方法有其特色，須充分考量耐震補強建築物之使用需求，於提升耐震能力之同時，兼顧經濟性與施工性，在此需注意補強工法為在既有之建築物內施作，與一般新建建築物之施工方式不同，因此在補強設計時應考慮施工的可行性。補強設計亦應考量樓層質心與剛心的偏心扭矩，增加抗側力構件的設計應均勻配置，以避免補強後建築發生扭轉之情況。

若以增設隔震元件或被動消能元件等方式進行補強，其設計應依據第九章及第十章有關新建建築物之規定辦理，同時其實體測試以及性能保證之測試亦應依相關之規定進行以確認補強設計之效果。如採用新材料或新工法作為耐震補強方式，應確認其適用性。

建築物進行耐震補強施工時，常有敲除、改造部分構材之情形，施工階段或有產生局部性或系統性弱點的時候。因此耐震補強施工應妥為規劃，在各施工階段不得有影響建築物安全之情形，必要時應加設足夠之臨時安全措施。

8.5 排除弱層破壞之補強

若建築物因工程技術以外之因素而無法完成整體結構補強，以滿足 8.3 節之要求，經適當評估作業後，認為有弱層之虞者，則可先採取排除弱層破壞之補強的方式，以提升具有此類特性之建築物的耐震性能，降低在地震下因軟弱層集中式破壞而崩塌的風險。

排除弱層破壞之定義為目標樓層滿足 2.17 節極限層剪力強度與設計層剪力的比值規定，目標樓層強度與其設計層剪力的比值不得低於其上層所得比值 80%。計算極限層剪力強度時須計及非結構牆所提供之強度。

解說：

中華民國 88 年集集地震，全台建築物全倒及半倒超過十萬戶，許多建築底層倒塌，上半部相對完整，反映出上下樓層間強度差距過大，地震損害過分集中的情形。同樣情況亦發生在 105 年美濃地震之維冠大樓、京城銀行等以及 107 年花蓮地震之統帥飯店、雲門翠堤大樓等的倒塌案例中。造成此一現象有其背景因素，從政策面來看，由於都會區公共空間不足，政府獎勵建築物之低樓層為開放空間供公眾使用，因此結構及非結構牆量較少，若設計者於設計時未將上層之非結構牆納入計算，則底層易有弱層情況發生，加上傳統騎樓式設計，亦加劇此一效應。地震時損害過分集中於弱層，結構整體無法發揮應有之韌性，破壞為集中式破壞，使建築物耐震能力大幅降低。此一情形若不儘速改善，下次地震此類建築仍會是最大地震風險來源。對於此類建築物，儘速進行詳細評估與整體結構補強是最好的改善方式。

然而，建築物若產權複雜，各所有權人間不易達成共識完成整體結構補強作業以符合 8.3 節之標準，避免強震來襲造成瞬間結構破壞風險，可採排除弱層破壞之補強方式，提升其部分乃至於建築物整體之耐震能力，以大幅降低弱層集中式破壞導致建築物在地震下發生崩塌的機率。

行政院 106 年 2 月 2 日院臺建字第 1060003276 號函核定「安家固園計畫－106 年執行計畫」之推動老舊建築物耐震評估補強措施，內政部營建署據此委託國家地震工程研究中心辦理 106 年度「單棟大樓階段性補強技術手冊及示範案例規劃設計監造」委託技術服務，研議單棟大樓階段性補強之設計與施工方法以及示範案例，可提供工程實務操作參考[5,6]。此外，內政部建築研究所之「既有建築物防倒塌階段性耐震補強法規與設計方法之研擬」[11]，亦可作為排除弱層破壞之補強設計方法參考範例。

排除弱層破壞之補強設計在增加抗側力構件時亦應考量樓層質心與剛心的偏心扭矩，避免扭轉之情況發生；對於公共區域或是樓梯間，應確保橫隔版傳遞水平力的完整性。目標樓層非為結構物之底層時，若其下樓層亦有軟弱層情況發生，應一併檢討是否有補強的需要。

建築物進行排除弱層破壞之補強後，破壞應可分散於其它樓層而不至於發生集中式破壞，但建議後續仍應儘速完成整體結構補強。

排除弱層破壞之補強，其設計及施工原則上應符合 8.4 節相關規定。

參考文獻：

1. 日本政府，1995，「建築物耐震改修促進法」，平成 7 年 10 月法律第 123 號。
2. ATC-40. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.* Applied Technology Council, Redwood city, California, 1996.
3. FEMA 356. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.* Federal Emergency Management Agency: Washington, D.C., 2000.
4. ASCE/SEI 41-13. American Society of Civil Engineers, *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings.* American Society of Civil Engineers: Reston, Virginia, 2013.
5. 鍾立來、邱聰智、涂耀賢、林煜衡、陳幸均、何郁姍、翁樸文、李翼安、沈文成、蕭輔沛、江文卿、楊耀昇、許庭偉、楊智斌、黃世建，2019，「單棟大樓階段性補強技術手冊(評估與設計技術篇)」，內政部營建署。
6. 鍾立來、邱聰智、涂耀賢、張耕豪、陳恩霆、張樂均、翁樸文、蕭輔沛、江文卿、楊智斌、許庭偉、林宜靜、楊耀昇、黃世建，2021，「單棟大樓階段性補強技術手冊(施工及監造篇)」，內政部營建署。
7. 宋裕祺、蔡益超，2018，「鋼筋混凝土建築物耐震能力初步評估 PSERCB—理論背景與系統操作」(第二版)，社團法人中國土木水利工程學會。
8. 宋裕祺、蔡益超，2017，「鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估 SERCB—理論背景與系統操作」，社團法人中國土木水利工程學會。
9. 邱聰智、鍾立來、涂耀賢、賴昱志、曾建創、翁樸文、莊明介、葉勇凱、李其航、林敏郎、王佳憲、沈文成、蕭輔沛、薛強、黃世建，2020，「臺灣結構耐震評估與補強技術手冊(TEASPA V4.0)」，國家地震工程研究中心，NCREE-20-005。
10. 中華民國地震工程學會耐震補強委員會，2016，「鋼筋混凝土建築物補強及修復參考圖說及解說」，科技圖書股份有限公司，ISBN 978-957-655-529-9。
11. 王榮進、廖文義、邱建國、周楷峻、陳宜翔、李台光、宋欣芳、王佳憲，2018，「既有建築物防倒塌階段性耐震補強法規與設計方法之研擬」，內政部建築研究所。

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，因此專業技師應考量至少±15%之力學行為變異範圍，以上下限分析進行隔震設計。隔震元件之力學行為包含等效阻尼比(ξ_{eD} 、ξ_{eM})與等效勁度(K_{eD} 、K_{eM})。

9.2 靜力分析方法

9.2.1 適用範圍

符合下列規定之隔震建築物，可依本節之規定計算地震力，並以靜力法進行結構分析。地震力可假設單獨分別作用在建築物之兩水平主軸方向。

1. 隔震系統及其上方之結構屬規則性配置者。
2. 結構隔震後之有效週期T_e小於或等於2.5秒者。
3. 結構座落於第一及第二類地盤且距第一類活動斷層有適當距離者。
4. 隔震系統具下列屬性者：
   (1) 隔震系統能產生回復力，如9.4.2.4節所定者。
   (2) 隔震系統具明顯不受加載率影響之力與位移特性者。

解說：

靜力分析法之適用範圍限制較為嚴格，在這些限制下，將迫使大部分的隔震系統皆需使用動力分析。但靜力分析法仍可為初步設計之根據。另所謂距第一類活動斷層有適當距離者，係指該工址不屬於第2.4節所規定之近斷層區域，或工址雖屬近斷層區域但其震區係數與表2-1所列相同者。

目前本章規定適用於基面隔震建築結構。對於中間層隔震建築結構而言，下部結構之勁度增加了隔震設計之額外不確定性，國內相關研究亦仍在進行中，若隔震層下部結構之勁度影響不大，可利用本章規定之初步設計決定最小設計水平總橫力，然而非線性動力歷時分析仍為必要之設計檢核。

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。

解說：

參考第三章3.6節之解說。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}。

11.1 地震時極軟弱與可能液化地盤之耐震設計

11.1.1 通則

建築物工址位於下列二種土層時，應進行地震時之地盤穩定性評估，並據以折減其耐震設計用土壤參數值：

1. 極軟弱土層，在地震時可能導致其土壤強度大幅降低者。
2. 飽和砂土層，在地震時可能產生土壤液化或流動化者。

極軟弱土層弱化與砂土層液化之評估方法分別依 11.1.2 節與 11.1.3 節之規定辦理，建築物之耐震設計應考量地震時基礎地盤弱化與液化之影響。

解說：

極軟弱粘性土層及粉土層在地震作用下，將因承受反覆變形而造成剪力強度大幅降低，減少基礎的鉛直向承載力與水平向阻抗力。

疏鬆飽和砂質土層在地震作用下，將因土壤內的超額孔隙水壓增加，可能產生液化現象，導致建築物基礎鉛直向承載力與水平向阻抗力大幅降低，而發生沉陷、傾斜與水平位移。在水岸附近或傾斜地形處，因土壤液化作用地盤可能產生側向流動，建築物基礎會受到地盤流動化的作用。

因此建築物基礎之耐震設計應考慮基礎地盤受極軟弱土層弱化與砂土層液化的影響。建築物基礎地盤之土壤若發生液化，如果該建築物基礎設計未作適當的抗液化處理，可能造成建築物產生嚴重之沉陷或傾斜，譬如 1964 年日本新潟地震、1990 年菲律賓北呂宋地震、1995 年日本阪神地震、1999 年 921 集集大地震及 2016 年美濃地震均有此種建築物液化損壞案例。

11.1.2 耐震設計有關極軟弱土層之評估

距離地表面 3 公尺深度以內的粘土層或粉土層，由單軸壓縮試驗或現地試驗測定其單軸壓縮強度在 2 tf/m^2 以下之土層，即視為耐震設計上會弱化之極軟弱土層。

解說：

單軸壓縮強度在 2 tf/m^2 以下之粘土層或粉土層，在進行試驗時，其試體之成形都有困難，故在地震時，很難確保此類土層能提供之基礎承載力 (文獻[29])。

11.1.3 砂土層之液化潛能評估

1. 應進行液化潛能評估之砂土層

沖積層之飽和砂土層，在地震時可能產生液化現象，應按第 2 項所述方法進行土壤液化潛能之評估。

2. 液化評估與檢核

土層液化與否，由抗液化安全係數 F_L 值決定之。F_L 值小於 1.0 時，即判定該土層為液化土層。F_L 依下式計算：

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \tag{11-1}$$

CRR：土層之抗液化剪力強度比。

CSR：地震引致土層之平均反覆剪應力比或尖峰剪應力比。

其中 *CRR* 與 *CSR* 之計算方法，可依據本條文之解說辦理。

3.應分別檢核中小度地震(此時，一般工址與近斷層工址之地表水平加速度 $A = \frac{0.4S_{DS}}{4.2}g$，臺北盆地之地表加速度 $A = \frac{0.4S_{DS}}{3.5}g$)與設計地震(此時，地表加速度 $A = 0.4S_{DS}g$)。原則上僅針對用途係數 I=1.5 之建築物，才須檢核最大考量地震(此時，地表加速度 $A = 0.4S_{MS}g$)作用時土壤發生液化之影響。

解說：

土壤液化潛能的評估須計算基地土壤之抗液化強度，要有詳細之地質鑽探與土壤試驗資料，以供推估土壤抗液化強度。依試驗方式，評估方法可分為室內試驗法與簡易評估法兩類，惟工程實務中常採用簡易評估法，如 SPT-N 法，CPT-qc 法及 Vs 法等。前兩類方法為工程上較常使用之方法，其中 SPT-N 簡易評估法有很多，但較常被採用者有 Seed et al.(1985), NCEER(2001), 日本道路協會(1996), Tokimatsu and Yoshimi(1983)等；而 CPT-qc 法則有 Robertson(2010), Olson(1997), Ku and Juang(2012)等。有關土壤液化的評估，上述方法均經長時間之發展與應用，原則上都具有可以參考應用之價值。

各種液化評估法都有其發展背景、基本資料庫、以及限制條件等，使用時應謹慎評估。長期以來，國內通常都採用 SPT-N 法，故以下列舉台、美、日三國代表性之方法，即雙曲線函數(Hyperbolic Function，HBF)液化評估法(黃俊鴻等人，2012)、NCEER 法(Youd et al., 2001)、日本建築學會法(AIJ, 2001)與日本道路協會法(JRA, 1996)。

1. HBF 法(2012)

本方法主要係參考 Seed et al.(1985)發展簡易評估法之基本架構，利用地震時現地土壤發生液化與非液化之案例資料，用以界定土壤之抗液化強度。發展 HBF 評估法時所用之案例資料，除包含世界各國之案例三百多筆資料(Cetin, et. al, 2000)外，更增加國內集集地震之案例三百多筆，迴歸分析時採用雙曲線函數(Hyperbolic Function，HBF)表示土壤之抗液化強度，故為一包含本土集集地震資料所發展出來之液化評估法(黃俊鴻等人，2012)。其分析流程如圖 C11-1 所示。

a. 應進行液化潛能判定之砂土層

對於沖積層之飽和土層，符合以下條件時，應按第 b 項所述方法進行土壤液化潛能之評估。

(1) 位於地表面下 20 公尺以內，且位於地下水位以下之飽和土層。

(2) 塑性指數 I_p 小於 7 之土層。

b. 抗液化安全係數

液化潛能由抗液化安全係數 F_L 值決定之。F_L 值小於 1.0 時，即判定該土層可能液化。

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \tag{C11-1}$$

其中，

F_L ：抗液化安全係數；

CRR：土層之抗液化剪力強度比，見本節第 c 項；

CSR：地震引致土層之平均反覆剪應力比，見本節第 d 項；

c. 土層之抗液化剪力強度比

土層之抗液化剪力強度比 CRR，依下式計算：

$$CRR = CRR_{7.5} \times MSF \tag{C11-2}$$

$$CRR_{7.5} = 0.08 + \frac{0.0035 \times (N_1)_{60cs}}{1 - (N_1)_{60cs}/39} \tag{C11-3}$$

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5}\right)^{-1.8} \tag{C11-4}$$

$$(N_1)_{60cs} = K_s \times (N_1)_{60} \tag{C11-5}$$

$$(N_1)_{60} = C_N \times N_{60} \tag{C11-6}$$

$$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}} \le 1.7 \tag{C11-7}$$

$$K_s = \begin{cases} 1.0 & FC \le 10 \\ 1 + 0.07 \times \sqrt{FC - 10} & FC > 10 \end{cases} \tag{C11-8}$$

其中，

CRR ：土層之抗液化剪力強度比；

$CRR_{7.5}$：在地震矩規模 7.5 時土層之抗液化剪力強度比；

MSF ：規模修正因子；

M_w ：地震矩規模(見表 C11-1)；

N_{60} ：在鑽桿傳遞貫入能量比 60%時，標準貫入試驗所得之 N 值；

P_a ：一大氣壓=9.8tf/m^2；

$(N_1)_{60}$ ：以有效覆土壓力 9.8 tf/m^2 等值換算求得之 N 值；
$(N_1)_{60cs}$：考慮土壤細料含量影響之修正 N 值；
C_N ：有效覆土應力修正係數，宜以鑽探時水位計算有效覆土應力；
Ks ：土壤細料影響之修正係數；
FC：土壤細粒含量(%)，為土壤在粒徑 75μm 以下之通過重量百分率。

要計算上述之 N_{60}，需有實際錘擊能量比之數據。對於有進行錘擊能量檢測之鑽孔，可依實際量測得到之錘擊能量比輸入計算；對於沒有進行錘擊能量檢測之鑽孔，依過去經驗顯示，原則上，自由落錘可採用 70%能量比輸入，而拉索式落錘可採用 60%能量比輸入。

d. 地震引致土層之平均反覆剪應力比

土壤受地震力作用所引致的平均反覆剪應力比 CSR，依下式計算：

$$CSR = 0.65 \times \frac{A}{g} \times \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \times r_d \tag{C11-9}$$

$$r_d = \begin{cases} 1.0 - 0.01\,z & z \le 10\text{m} \\ 1.2 - 0.03\,z & 10\text{m} < z \le 20\text{m} \end{cases} \tag{C11-10}$$

$$\sigma_{v0} = \{\, r_{t1}\ h_w + r_{t2}\ (z - h_w) \,\} \tag{C11-11}$$

$$\sigma'_{v0} = \{\, r_{t1}\ h_w + r'_{t2}\ (z - h_w) \,\} \tag{C11-12}$$

其中，
A ：尖峰水平地表加速度(g)；
g ：重力加速度；
σ_{v0} ：垂直總覆土壓力 (tf/m^2)；
σ'_{v0} ：垂直有效覆土壓力 (tf/m^2)；
r_d ：地震時剪應力沿地層深度方向之折減係數；
z ：評估土層距離地表面之深度 (m)；
h_w ：地下水位之深度 (m)；
r_{t1} ：地下水位面上方之土壤單位體積重 (tf/m^3)；
r_{t2} ：地下水位面下方之土壤單位體積重 (tf/m^3)；
r'_{t2} ：地下水位面下方之土壤有效單位體積重 (tf/m^3)。

2. NCEER 法(2001)

NCEER 法(2001)是源自於美國 H.B. Seed 教授所提出之簡易經驗法(1971,1979,1983,1985)， Seed 簡易經驗評估法早年蒐集世界上許多規模 M≒7.5 大地震時發生液化及非液化情況之案例，估計地震時現地土壤所受之反覆剪應力比，及其與 SPT-N 值之關係，再根據液化及非液化案例之分布情形，選定區分發生液化與非液化案例之臨界曲線，將其視為土壤之抗液化強度。

針對於不同地震規模，則利用規模與振動作用周數之經驗關係，建立了不同地震規模之抗液化強度曲線，爾後亦加入考慮細料含量對抗液化強度之貢獻。如此，即可直接利用現地 SPT-N 值評估地層在不同地震規模作用下之液化潛能，在使用上甚為簡便。此法歷經多年之改進，於 1997 年美國 NCEER 研討會出版之論文集(Youd and Idriss,1997)中，將 Seed 簡易經驗評估法所需圖表，均進行回歸加以公式化，以便撰寫計算程式。該分析流程再經美國土壤液化專家於研討會中討論後，由 Youd 等人(2001)整理會議結論，提出 NCEER 法(2001)。

NCEER 法(2001)廣泛應用於歐美等國家，在我國早期亦採用 Seed (1985)之方法，為工程師較熟悉之液化評估方法。其分析流程如圖 C11-2 所示。

a. 抗液化安全係數

液化潛能由抗液化安全係數 F_L 值決定之。F_L 值小於 1.0 時，即判定該土層可能液化。

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \tag{C11-13}$$

其中，

F_L ：抗液化安全係數；

CRR：土層之抗液化剪力強度比，見本節第 b 項；

CSR ：地震引致土層之平均反覆剪應力比，見本節第 c 項；

b. 土層之抗液化剪力強度比

土層之抗液化剪力強度比 CRR，依下式計算：

$$CRR = CRR_{7.5} \times MSF \tag{C11-14}$$

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34-x} + \frac{x}{135} + \frac{50}{[10x+45]^2} - \frac{1}{200} \tag{C11-15}$$

$$x = (N_1)_{60cs}$$

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5}\right)^{-2.56} \tag{C11-16}$$

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta (N_1)_{60} \tag{C11-17}$$

$$(N_1)_{60} = C_N \times N_{60} \tag{C11-18}$$

$$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}} \le 1.7 \tag{C11-19}$$

$$\alpha = \begin{cases} 0 & 當 FC \le 5 \\ EXP\left[1.76 - (190/FC^2)\right] & 當 5 < FC \le 35 \\ 5.0 & 當 35 < FC \end{cases} \tag{C11-20}$$

$$\beta=\begin{cases}1.0 & 當FC\le 5\\ \left[0.99+(FC^{1.5}/1000)\right] & 當5<FC\le 35\\ 1.2 & 當35<FC\end{cases} \quad (C11\text{-}21)$$

其中，

CRR ：土層之抗液化剪力強度比；

$CRR_{7.5}$：在地震矩規模 7.5 時土層之抗液化剪力強度比；

MSF ：規模修正因子；

M_w ：地震矩規模(見表 C11-1)；

N_{60} ：在鑽桿傳遞貫入能量比 60%時，標準貫入試驗所得之 N 值；

P_a ：一大氣壓=9.8tf/m^2；

$(N_1)_{60}$ ：以有效覆土壓力 9.8 tf/m^2 等值換算求得之 N 值；

$(N_1)_{60cs}$：考慮土壤細料含量影響之修正 N 值；

C_N ：有效覆土應力修正係數，宜以鑽探時水位計算有效覆土應力；

α 及 β：土壤細料影響之修正係數；

FC：土壤細粒含量(%)，為土壤在粒徑 75μm 以下之通過重量百分率。

c. 地震引致土層之平均反覆剪應力比

土壤受地震力作用所引致的平均反覆剪應力比 CSR，依下式計算：

$$CSR=0.65\times\frac{A}{g}\times\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\times r_d \quad (C11\text{-}22)$$

$$r_d=\frac{(1-0.4113z^{0.5}+0.04052z+0.001753z^{1.5})}{(1-0.4177z^{0.5}+0.05729z-0.006205z^{1.5}+0.00121z^2)} \quad (C11\text{-}23)$$

$$\sigma_{v0}=\{\ r_{t1}\ h_w+r_{t2}\ (z-h_w)\ \} \quad (C11\text{-}24)$$

$$\sigma'_{v0}=\{\ r_{t1}\ h_w+r'_{t2}\ (z-h_w)\ \} \quad (C11\text{-}25)$$

其中，

A ：尖峰水平地表加速度(g)；

g ：重力加速度；

σ_{v0} ：垂直總覆土壓力 (tf/m^2)；

σ'_{v0} ：垂直有效覆土壓力 (tf/m^2)；

r_d ：地震時剪應力沿地層深度方向之折減係數；

z ：評估土層距離地表面之深度 (m)；

h_w ：地下水位之深度 (m)；

r_{t1} ：地下水位面上方之土壤單位體積重 (tf/m^3)；

r_{t2} ：地下水位面下方之土壤單位體積重 (tf/m^3)；

r'_{t2} ：地下水位面下方之土壤有效單位體積重 (tf/m^3)。

3. AIJ 法(2001)

此方法主要係根據東京工業大學 Tokimatsu 與 Yoshimi 教授所提出之方法

(1983)，略經修改後已被日本建築學會(Architecture Institute of Japan, AIJ, 2001)納為設計規範。Tokimatsu 與 Yoshimi(1983)方法係根據日本地震液化案例及綜合現地冰凍土樣之液化試驗結果發展而成，有關細料含量對抗液化強度方面之考量相當詳盡，細料影響之參數係採用土壤過 200#篩之含量 FC(%)；此外，本法亦將地震規模 M 之影響直接併入地震引致地盤剪應力比之計算式。其分析流程如圖 C11-3 所示。

a. 應進行液化潛能判定之砂土層

對於沖積層之飽和土層，符合以下條件時，應按第 b 項所述方法進行土壤液化之評估。

(1) 位於地表面下 20 公尺以內，細料含量<35%之飽和沖積砂質土層。

(2) 細料含量>35%，其黏土含量<15%或塑性指數 I_p<15 之回填土層。

b. 抗液化安全係數

液化潛能由抗液化安全係數 F_L 值決定之。F_L 值小於 1.0 時，即判定該土層可能液化。

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \tag{C11-26}$$

其中，

F_L ：抗液化安全係數；

CRR：土層之抗液化剪力強度比，見本節第 c 項；

CSR ：地震引致土層之平均反覆剪應力比，見本節第 d 項；

c. 土層之抗液化剪力強度比

土層之抗液化剪力強度比 CRR，依圖 C11-3 評估：

$$N_a = (N_1)_{72} + \Delta N_f \tag{C11-27}$$

$$(N_1)_{72} = C_N \times N_{72} \tag{C11-28}$$

$$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}} \le 1.7 \tag{C11-29}$$

$$\Delta N_f = \begin{cases} 0 & 當 FC \le 5 \\ 1.2 \times (FC - 5) & 當 5 < FC \le 10 \\ 6 + 0.2 \times (FC - 10) & 當 10 < FC \le 20 \\ 8 + 0.1 \times (FC - 20) & 當 20 < FC \le 50 \\ 11 & 當 50 < FC \end{cases} \tag{C11-30}$$

其中，

CRR ：土層之抗液化剪力強度比；

N_{72} ：在鑽桿傳遞貫入能量比 72%時，標準貫入試驗所得之 N 值；

P_a ：一大氣壓=9.8tf/m^2；

$(N_1)_{72}$：以有效覆土壓力 9.8 tf/m^2 等值換算求得之 N 值；
N_a　：考慮土壤細料含量影響之修正 N 值；
C_N　：有效覆土應力修正係數，宜以鑽探時水位計算有效覆土應力；
ΔN_f：土壤細料影響之增加 N 值；
FC：土壤細粒含量(%)，為土壤在粒徑 75μm 以下之通過重量百分率。

要計算上述之 N_{72}，需有實際錘擊能量比之數據。對有進行錘擊能量檢測之鑽孔，可依實際量測到之錘擊能量比輸入計算；沒有進行錘擊能量檢測之鑽孔，依過去經驗顯示，原則上，自由落錘可採用 70%能量比輸入，拉索式落錘可採用 60%能量比輸入。

d. 地震引致土層之平均反覆剪應力比

土壤受地震力作用所引致的平均反覆剪應力比 CSR，依下式計算：

$$CSR = 0.1(M_w - 1)\frac{A}{g}\frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}}r_d \qquad \text{(C11-31)}$$

$$r_d = 1 - 0.015z \qquad \text{(C11-32)}$$

$$\sigma_{v0} = \{\, r_{t1}\ h_w + r_{t2}\ (z - h_w)\,\} \qquad \text{(C11-33)}$$

$$\sigma'_{v0} = \{\, r_{t1}\ h_w + r'_{t2}\ (z - h_w)\,\} \qquad \text{(C11-34)}$$

其中，
M_w　：地震矩規模(見表 C11-1)；
A　：尖峰水平地表加速度(g)；
g　：重力加速度；
σ_{v0}　：垂直總覆土壓力 (tf/m^2)；
σ'_{v0}　：垂直有效覆土壓力 (tf/m^2)；
r_d　：地震時剪應力沿地層深度方向之折減係數；
z　：評估土層距離地表面之深度 (m)；
h_w　：地下水位之深度 (m)；
r_{t1}　：地下水位面上方之土壤單位體積重 (tf/m^3)；
r_{t2}　：地下水位面下方之土壤單位體積重 (tf/m^3)；
r'_{t2}　：地下水位面下方之土壤有效單位體積重 (tf/m^3)。

4. JRA 法(1996)

阪神地震後，日本道路協會將該次地震液化經驗與及因應震度大幅提高等因素檢討過去 JRA(1990)之土壤液化判定方法，包括重新探討需要進行液化評估之土壤種類，直下型近震及板塊型遠震之地震力，修訂抗液化強度的計算方法等。此方法稍微改善過去低估高 N 值土壤抗液化強度之缺點，在考慮細料對抗液化強度之影響，改以細料含量 FC(%)為參數進行評估。其分析流程如圖 C11-4 所示。此法與上述其他方法最大的差異為不考慮地動延時的影響(即

地震規模的影響)，以及使用剪應力比之尖峰值計算安全係數，使用時須特別注意。

a. 應進行液化潛能判定之砂土層

符合以下所有三項條件的沖積層之飽和砂土層，在地震時可能液化現象，應按第 b 項所述方法進行土壤液化之判定。

(1) 地表面下 20 公尺以內之飽和砂土層，且地下水位在地表面 10 公尺以內時。
(2) 細粒土壤含有率 FC 在 35% 以下，或 FC 超過 35%，塑性指數 I_p 在 15 以下之土層。
(3) 平均粒徑 D_{50} 在 10mm 以下，且有效粒徑 D_{10} 在 1mm 以下之土層

b. 抗液化安全係數

液化潛能由抗液化安全係數 F_L 值決定之。F_L 值小於 1.0 時，即判定該土層可能液化。

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \tag{C11-35}$$

其中，

F_L ：抗液化安全係數；

CRR：土層之抗液化剪力強度比，見本節第 c 項；

CSR ：地震引致土層之尖峰剪應力比，見本節第 d 項；

c. 土層之抗液化剪力強度比

土層之抗液化剪力強度比依下式評估：

$$CRR = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6\times10^{-6}\times(N_a-14)^{4.5} & (14 \le N_a) \end{cases} \tag{C11-36}$$

其中，

砂質土

$$N_a = C_1(N_1)_{72} + C_2 \tag{C11-37}$$

$$(N_1)_{72} = 17 \times \frac{N_{72}}{(\sigma'_{v0}+7)} \tag{C11-38}$$

$$C_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \le FC < 10\%) \\ (FC+40)/50 & (10\% \le FC < 60\%) \\ FC/20 - 1 & (60\% \le FC) \end{cases} \tag{C11-39}$$

$$C_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \le FC < 10\%) \\ (FC-10)/18 & (10\% \le FC) \end{cases} \tag{C11-40}$$

礫質土

$$N_a = \{1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2)\}(N_1)_{72} \quad \text{(C11-41)}$$

其中，

CRR：土層之抗液化剪力強度比。

N_{72} ：在鑽桿傳遞貫入能量比 72%時，標準貫入試驗所得之 N 值；

$(N_1)_{72}$：以有效覆土壓力 9.8 tf/m^2 等值換算求得之 N 值；

σ'_{v0} ：垂直有效覆土壓力 (tf/m^2)，宜以鑽探時水位時之有效覆土應力；

N_a ：考慮土壤粒度影響之修正 N 值。

C_1，C_2 ：與細粒土壤含有率相關之 N 值修正係數。

要計算上述之 N_{72}，需有實際錘擊能量比之數據。對有進行錘擊能量檢測之鑽孔，可依實際量測到之錘擊能量比輸入計算；沒有進行錘擊能量檢測之鑽孔，依過去經驗顯示，原則上，自由落錘可採用 70%能量比輸入，拉索式落錘可採用 60%能量比輸入。

d. 地震引致土層之尖峰剪應力比

土壤受地震力作用所引致的尖峰剪應力比 CSR，依下式計算：

$$CSR = r_d \frac{A}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad \text{(C11-42)}$$

$$r_d = 1 - 0.015z \quad \text{(C11-43)}$$

$$\sigma_{v0} = \{ r_{t1} \ h_w + r_{t2} \ (z - h_w) \} \quad \text{(C11-44)}$$

$$\sigma'_{v0} = \{ r_{t1} \ h_w + r'_{t2} \ (z - h_w) \} \quad \text{(C11-45)}$$

其中，

A ：尖峰水平地表加速度(g)；

g ：重力加速度；

σ_{vo} ：垂直總覆土壓力 (tf/m^2)；

σ'_{v0} ：垂直有效覆土壓力 (tf/m^2)；

r_d ：地震時剪應力沿地層深度方向之折減係數；

z ：評估土層距離地表面之深度 (m)；

h_w ：地下水位之深度 (m)。

r_{t1} ：地下水位面上方之土壤單位體積重 (tf/m^3)；

r_{t2} ：地下水位面下方之土壤單位體積重 (tf/m^3)；

r'_{t2} ：地下水位面下方之土壤有效單位體積重 (tf/m^3)。

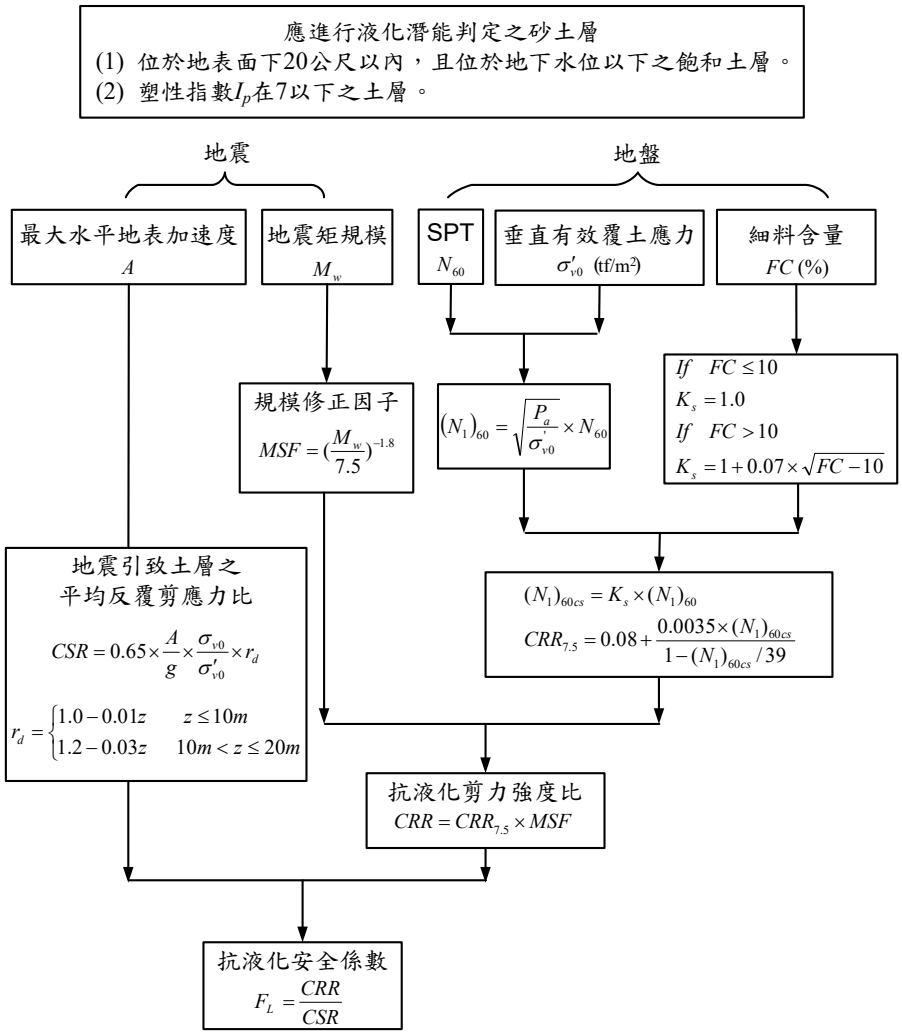


圖 C11-1　雙曲線函數(HBF)液化評估法之計算流程

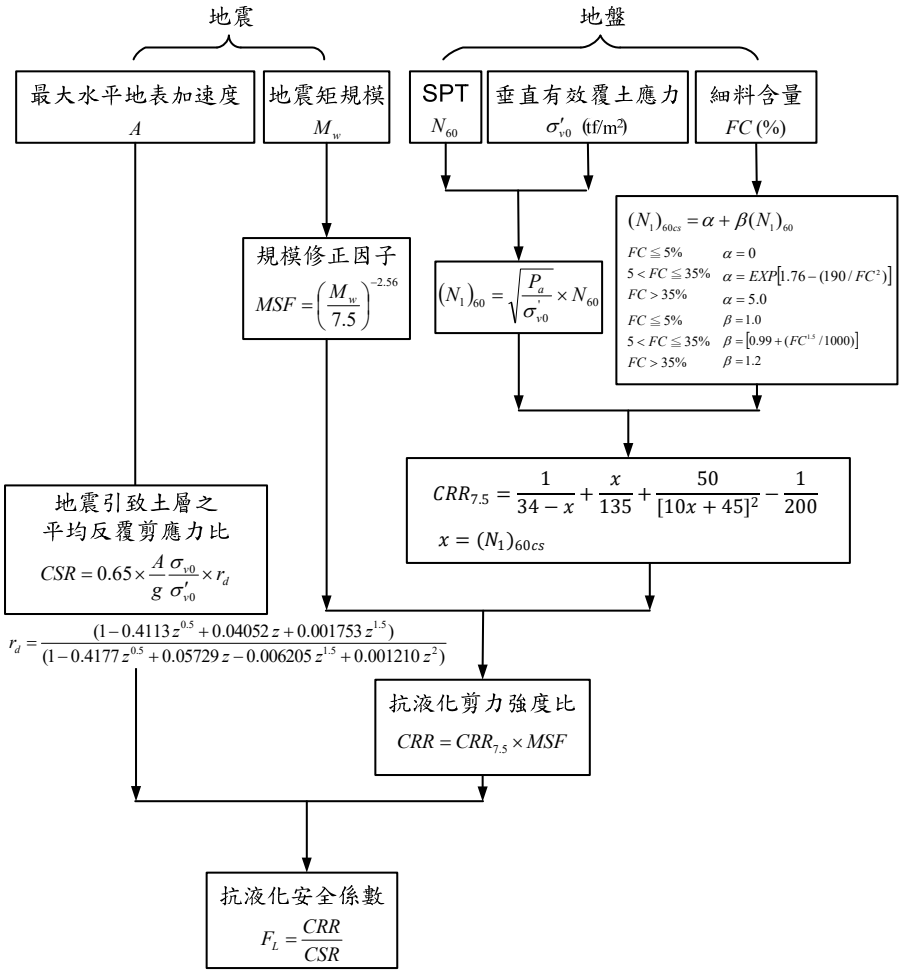


圖 C11-2　NCEER 液化評估法之計算流程

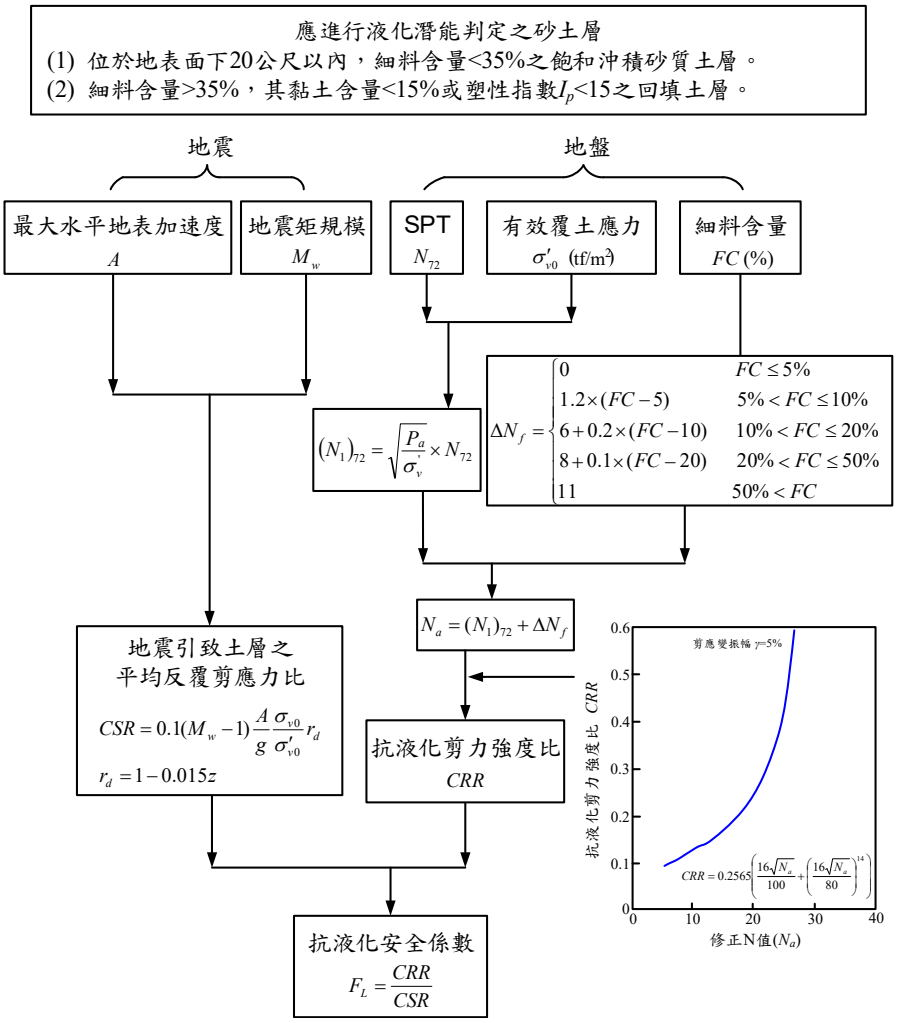


圖 C11-3　AIJ 液化評估法之計算流程

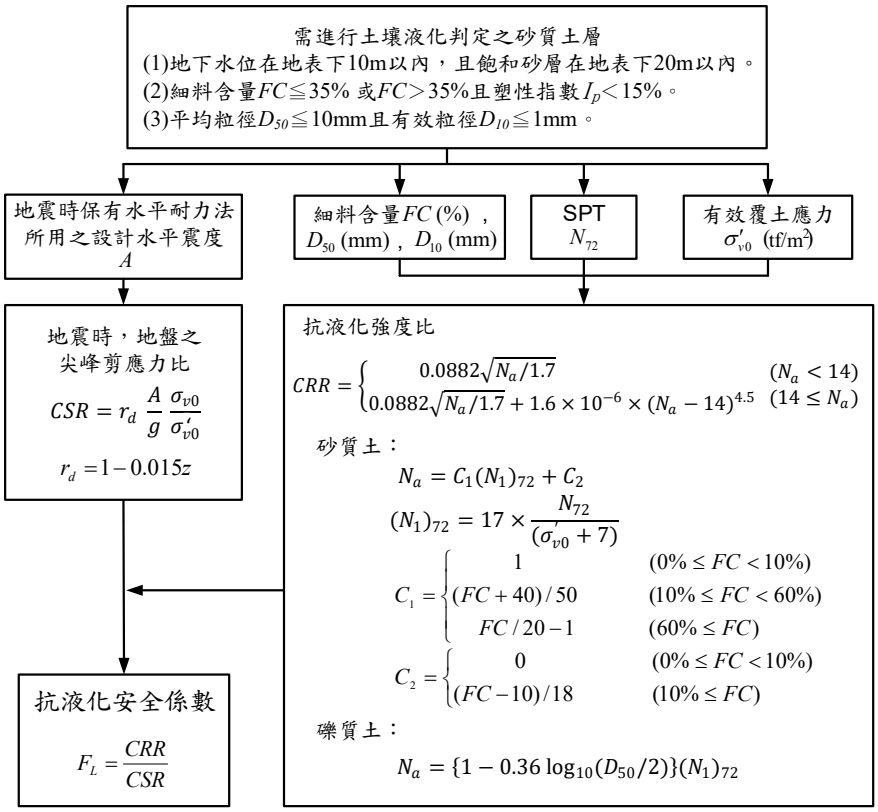


圖 C11-4　JRA 液化評估法之計算流程

在計算地震引致之平均反覆剪應力比或土壤抗液化強度比時，應考量地震規模的修正因子如式(C11-2)，也就是地震延時對土壤液化的影響，通常地震規模越大，其振動延時越長，就容易發生土壤液化。對應三級地震，土壤液化評估用之地震規模建議可參考附表 C11-1，此表係根據國家地震工程研究中心所進行地震危害度分析之結果，藉由參數拆解識別發生機率最大之地震所對應之地震規模，但為簡化起見，本表係以縣市為單位作分區，再綜合考慮歷史地震事件，地區土壤液化的可能性及其影響等因素所研訂。表 C11-1 之地震規模係根據發生機率之觀點所制定，並非該地區之最大地震規模，若為保守計，設計者亦可選取該地區之最大地震規模，藉以進行液化評估，惟不得小於表 C11-1 建議之規模。

表 C11-1 土壤液化潛能評估地震規模修正因子使用之地震規模 M_w 分區

縣、市	對應中小度地震之地震規模	對應設計地震之地震規模	對應最大考量地震之地震規模
基隆市、新北市、臺北市、宜蘭縣、花蓮縣、台東縣	7.1	7.3	7.5
桃園市、臺中市、彰化縣、南投縣、雲林縣、嘉義縣市、臺南市、高雄市	6.9	7.1	7.3
新竹縣市、苗栗縣、屏東縣	6.7	6.9	7.1
澎湖縣、金門地區、馬祖地區	6.5	6.7	6.9

5. 由於液化潛能評估係在特定地震條件（中小度地震、設計地震及最大考量地震）下評估飽和砂土層發生液化之潛勢，潛勢並不會隨建築物重要性而不同，故條文中之地表水平加速度不須考量建築物之用途係數 I 值。

11.1.4　土壤參數折減之土層及其處理

1. 依 11.1.2 節評估為極軟弱之粘土層或粉土層者，耐震設計時其土壤參數應視為零。
2. 依 11.1.3 節評估可能液化之砂土層，應折減其耐震設計用土壤參數。
3. 土壤參數在耐震設計上為零或經折減之土層，其全部重量仍應視為其下方土層之載重。

解說：

1. 依據過去的經驗，地震時極軟弱粘土層及粉土層之剪力強度與承載能力並不可靠，故耐震設計時，將其土壤參數視為零。
2. 液化土壤之參數折減

對於液化土層之參數折減，國內以往大都採用日本道路協會「道路橋示方書・同解說，V 耐震設計編」(1996)之折減係數進行設計，惟該規範對液化土層殘餘強度之折減程度不大，而美日與國內學者之研究與試驗室模擬試驗結果均顯示液化土壤之殘餘強度其實很小，因此本規範以下建議改採用日本建築學會「建築基礎構造設計指針」(1988, 2001)之液化折減參數進行設計，比較保守合宜。茲說明如下:

(a) 液化土壤之垂直阻抗

土壤液化發生後，由於液化土壤之剪力強度很小，因此埋置深度較淺之獨立基腳與地梁式基礎不宜配置於液化潛勢高之地基土壤上。建築物若採用較大型具地下室之筏式基礎、版式基礎、或具地下室與地下連續壁共構之基礎等，都具有較高之抗液化能力，局部土壤發生液化現象對大型基礎之影響通常較小，不致於發生嚴重災害，仍可採用，惟仍須審慎檢核建築物於土壤液化後與周圍地盤的相對沉陷量，以減少維生管線損害可能的影響。

對於樁基礎、沉箱等深基礎，若設置於液化土層中，土壤發生液化時，其周邊土層之摩擦強度將減為很小，無法提供有效之支承能力；因此，樁基礎與沉箱基礎必須貫穿上部液化土層，埋置一定長度於底部非液化土層，以確保其承載功能。

(b) 液化土壤之側向阻抗

關於液化土壤之側向阻抗，目前相關研究資料尚不充足。依據日本液化地區建築物災損之經驗，日本建築學會「建築基礎構造設計指針」(1988年)建議，對評估可能產生液化之土壤，應折減其耐震設計用之土壤參數。此處所指之土壤參數為土壤彈簧模式中之側向地盤反力係數(k_{hl})與側向地盤極限反力(p_{yl})，其折減方式分別如下兩式所示：

$$k_{hl} = \beta k_{h0} \cdot y_r^{-1/2} \qquad \text{(C11-35)}$$

$$p_{yl} = \alpha p_{y0} \qquad \text{(C11-36)}$$

其中，

k_{hl} ：土壤液化時之側向地盤反力係數(t/m^3)；

β ：地盤反力係數之折減係數；

k_{h0} ：土壤沒有液化時，在側向變位 1cm 下之側向地盤反力係數(t/m^3)；

y_r ：側向變位(cm)；

p_{yl} ：土壤液化時之地盤極限反力(t/m^2)；

α ：地盤極限反力之折減係數；

p_{y0} ：土壤沒有液化之地盤極限反力(t/m^2)；

在土壤沒有液化或軟化條件下，折減係數 $\alpha=\beta=1$。地震時土壤若發生液化，假設地盤反力係數與地盤極限反力的折減程度相同，則 $\alpha=\beta=D_E$，土壤參數折減示意如圖 C11-5 所示。參考日本建築學會(1988)建議之折減係數 D_E，經調整修正後如表 C11-2 所示。

表 C11-2 之折減係數依據抗液化安全係數、土層深度與 N 值大小而變化。抗液化安全係數較低，表示液化程度較為嚴重，因此折減程度較大；考量深度在 10 公尺以下土層產生完全液化之案例很少，且其覆土壓力較大，土壤液化之弱化程度較低，故其折減程度較小；對於 N 值較大的土壤，因其較為緊密，雖然地震時會瞬時液化(有效應力為零)，但因剪動膨

脹效應，孔隙水壓又會降低，剪力強度又會恢復，因此在反覆剪應力作用下僅會發生累積變形，但不會完全喪失強度，因此其折減程度較小。

因為過去規範以抗液化安全係數之大小選擇折減係數的方式，在學理上有很大的爭議。F_L 值小於 1.0 時，即發生液化，土層幾無阻抗，F_L 值再小，也是液化狀態。因此液化土層的變形程度主要跟土壤的剪脹特性以及液化狀態的持續時間有關。液化持續時間無法以簡易法評估，因此若以擬靜態分析方法進行耐震補強設計，應該主要與液化土層的緊密程度(剪脹特性不同)有關。依據 Ashford et al. (PEER Report 2011/04)整理前人對液化折減係數之試驗結果，繪成液化折減係數與乾淨砂土 $(N_1)_{60}$ 之關係如圖 C11-6 所示。其中，日本建築學會所建議液化折減係數曲線，仍然高於各國研究之試驗值，試驗所得之折減係數在 0.2 以下，大部分小於 0.1，甚至為 0，觀察圖中之折減係數 D_E 似乎隨 $(N_1)_{60}$ 有略為增加之趨勢，可以經驗公式表示其平均關係，此經驗公式亦可作為選擇設計折減係數之用。

3. 對土壤參數折減之液化土層，可不考慮其動態土壓與水壓作用；液化土壤仍有重力作用，其全部重量仍應視為其下方土層之載重。

表 C11-2　土壤參數之折減係數 D_E

F_L 之範圍	距地表面之深度 z (m)	$(N_1)_{60cs}\leqq 5$	$5<(N_1)_{60cs}\leqq 10$	$10<(N_1)_{60cs}\leqq 20$	$20<(N_1)_{60cs}$
$F_L\leqq 0.5$	$0\leqq z\leqq 10$	0	0	0.05	0.1
	$10< z\leqq 20$	0	0.05	0.1	0.2
$0.5<F_L\leqq 0.75$	$0\leqq z\leqq 10$	0	0.05	0.1	0.2
	$10< z\leqq 20$	0.05	0.1	0.2	0.5
$0.75<F_L\leqq 1$	$0\leqq z\leqq 10$	0.05	0.1	0.2	0.5
	$10< z\leqq 20$	0.1	0.2	0.5	1.0

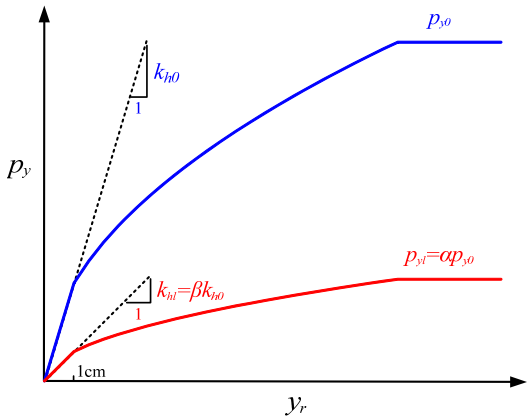


圖 C11-5　土壤參數折減示意圖

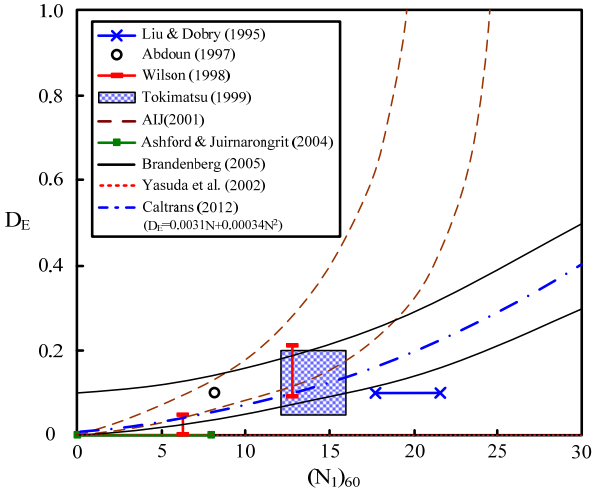


圖 C11-6　乾淨砂土液化折減係數與$(N_1)_{60}$之關係 (修改自 Ashford et al., 2011)

11.1.5　經評估可能為極軟弱土層或土壤液化時之耐震設計

1. 依 11.1.2 節評估為極軟弱土層或依 11.1.3 節評估可能液化之砂土層者，應依 11.1.4 節之規定折減耐震設計用土壤參數。

2. 在中小度地震時，工址不得有液化之可能，即抗液化安全係數 F_L 值不得小於 1.0。在設計地震與最大考量地震時，容許發生土壤液化，但建築物應採用適當之基礎型式，並檢核液化影響之安全性與功能性，必要時得採用地盤改良之對策。

3. 進行耐震設計時，亦應同時考慮土層未產生液化或弱化之情況，並採用較為嚴格的結果作為耐震設計之依據。

解說：

1. 經評估為極軟弱土層或可能液化之砂土層者，應依 11.1.4 節之規定採用折減後之土壤參數進行耐震設計，以確保建築物受地震作用時之安全性與功能性。
2. 中小度地震的發生頻度很高，因此工址之基礎地盤不得發生液化，以免建築物經常遭遇土壤液化的危害。對於建築物設計年限中，很少發生之設計地震與最大考量地震，則容許發生土壤液化，以避免過於保守之耐震設計。惟須採用適當的基礎型式(如地下室筏式基礎、樁基礎與沉箱基礎等)，以滿足液化影響之安全性與功能性。如採用深基礎亦無法達到設計需求，必要時可採用較昂貴的地盤改良工法使地盤不會發生液化。
3. 建築物位於地盤有可能液化或弱化土層工址之耐震設計，應同時考慮當地盤有產生與未產生液化或弱化之兩種情況，進行耐震分析與設計，取較大的受力情況作為設計之依據。

附錄 C 挫屈束制支撐構件性能試驗

1. 通則

挫屈束制支撐構件應依下列規定進行相關性能試驗，並由國內外具有公信力或相當於中華民國實驗室認證體系（TAF）水準之試驗機構辦理。

挫屈束制支撐構件型式、接合類型及受力與變形關係應在生產前經過構件性能試驗證實，以確認其力學行為是否與設計預期相符。結構設計者應按工程案挫屈束制支撐構件之最大長度、最大軸向強度、最大軸向應變、同型式最多組數或其它方式，以擇定具代表性的挫屈束制支撐構件型式及尺寸進行試驗，至少1組挫屈束制支撐構件試體結果經確認合格後始得進行製造生產。若有2年內相同型式且相同接合類型挫屈束制支撐構件之有效試驗報告，經結構設計者審查通過，則前述試驗可免除。

符合前項規定後，應以各工程案實際使用挫屈束制支撐構件之數量比例進行性能試驗；試驗構件規格、數量與測試時程由結構設計者訂定或經其同意，且每200組至少試驗1組，所餘數量不足200組者，以200組計。經測試之試體不可用於建築構體上。

2. 構件性能試驗加載程序

施加反覆漸增之載重使挫屈束制支撐構件軸向變形量分別達Δ_{by}、$0.5\Delta_{bm}$、$1.0\Delta_{bm}$、$1.5\Delta_{bm}$及$2.0\Delta_{bm}$，每個變形量加載階段皆施以兩個完整拉、壓迴圈之位移行程。若累積非線性軸向變形量未達$200\Delta_{by}$，則應持續施加$1.5\Delta_{bm}$之反覆變形迴圈，至累積非線性軸向變形量大於$200\Delta_{by}$。其中，Δ_{by}為挫屈束制支撐構件之軸向降伏變形量；Δ_{bm}為設計地震力(475年回歸期之地震水準)作用下，設計樓層相對側位移所對應之挫屈束制支撐構件軸向變形量。

對於計算Δ_{bm}之設計樓層相對側位移，應不小於挫屈束制支撐構件所在樓層高度之1 %；其他能證明對最大及累積非線性變形量具有等效或更嚴苛之加載歷時，得允許使用做為構件性能試驗之加載程序。

3. 構件性能試驗合格標準

挫屈束制支撐構件加載與變形歷時圖應表現具正向增加勁度之穩定與可重複的行為。

無挫屈束制支撐構件或端部接合之破裂、不穩定破壞。

變形大於Δ_{by}之每個迴圈，其最大拉力與壓力不得小於核心鋼材之標稱降伏

強度。

變形大於Δ_{by}之每個迴圈，其最大壓力與最大拉力之比值不可超過1.3。

試驗結束前之累積非線性軸向變形量，至少為挫屈束制支撐構件軸向降伏變形量之200倍。

解說：

本節所述之性能試驗程序及合格標準主要參照美國 AISC 耐震設計規範(ANSI/AISC 341-16, 2016)，其建議挫屈束制支撐構件試驗之加載歷時如圖 1 所示。

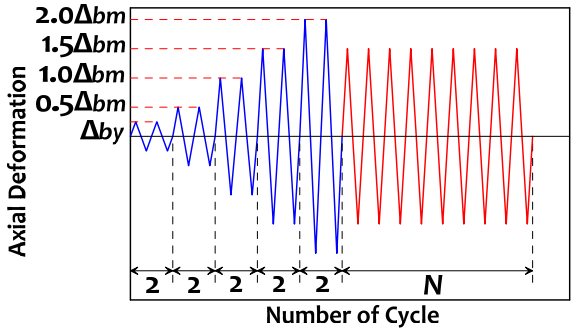


圖 1 挫屈束制支撐構件性能試驗之加載歷時