第一章　通 則

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、非建築結構物、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；非建築結構物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，但需經由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訂，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。

1.2 耐震設計基本原則

本規範耐震設計之基本原則，係使建築物結構體在中小度地震時保持在彈性限度內；設計地震時容許產生塑性變形，但韌性需求不得超過容許韌性容量；最大考量地震時則使用之韌性可以達規定之韌性容量。

解說：

本規範考量的三種地震水準及耐震設計目標為：

(1)中小度地震：為回歸期約 30 年之地震，其 50 年超越機率約為 80 %左右，所以在建築物使用年限中發生的機率相當高，因此要求建築物於此中小度地震下結構體保持在彈性限度內，使地震過後，建築物結構體沒有任何損壞，以避免建築物需在中小度地震後修補之麻煩。一般而言，對高韌性容量的建築物而言，此一目標常控制其耐震設計。

(2)設計地震：為回歸期 475 年之地震，其 50 年超越機率約為 10 %左右。於此地震水準下建築物不得產生嚴重損壞，以避免造成嚴重的人命及財產損失。對重要建築物而言，其對應的回歸期更長。於設計地震下若限制建築物仍須保持彈

性，殊不經濟，因此容許建築物在一些特定位置如梁之端部產生塑鉸，藉以消耗地震能量，並降低建築物所受之地震反應，乃對付地震的經濟做法。為防止過於嚴重之不可修護的損壞，建築物產生的韌性比不得超過容許韌性容量。

(3)最大考量地震：為回歸期 2500 年之地震，其 50 年超越機率約為 2 %左右。設計目標在使建築物於此罕見之烈震下不產生崩塌，以避免造成嚴重之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。

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、非建築結構物、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。

1.4 基面之認定

基面係指地震輸入於建築物結構體之水平面，或可使其上方之結構體視為振動體之水平面。

解說：

建築物之基面通常可假設在地面層，因為建築物通常具有四周有牆的地下室。建築物地下室如無外牆，而另做擋土牆供擋土時，基面應訂在基礎層。建築物常為了整體分析及設計之考慮，而將基面訂在筏基底，此時可考慮筏基底及地下室側壁的土壤彈簧，以正確算得建築物振動周期、振態形狀及地面以上各層引致之地震力。地面下各層之設計地震力來自作用在側壁的動態土壓或地盤變形引致之力量，應按 2.12 節之規定考慮。

1.5 韌性設計之必要性

本規範訂定設計地震力時，已考慮建築物之韌性容量而將設計地震力折減。因此建築物應依韌性設計要求設計之，使其能達到預期之韌性容量。建築物之設計風力若大於設計地震力，構材應按風力產生之內力設計，惟有關耐震之韌性設計及其他相關規定，仍應按相關規範辦理。

解說：

建築物之耐震設計，由於考慮韌性，事實上在進行彈性分析及設計時所用的設計地震力，其對應的地表加速度頗低。因此，構材之設計若由風力控制，並不

意味無需進行耐震韌性設計。當地震較大時，構材還是會降伏，仍需設計具有韌性，以抵抗更大的地震。

1.6 規則性與不規則性結構

任一結構可依其配置，區分為下列規則性結構及不規則性結構兩類。

（一）規則性結構

規則性結構在平面及立面上，或抵抗側力的結構系統上，沒有不規則性結構所具有的顯著不連續性。

（二）不規則性結構

(1) 不規則性結構在平面與立面上，或抵抗側力的結構系統上，有顯著的不連續性。一般之不規則性如表 1-1 與表 1-2 所示。
(2) 結構具有表 1-1 所列一種或多種不規則性時，應視為具有立面上不規則性者。
(3) 結構具有表 1-2 所列一種或多種不規則性時，應視為具有平面上不規則性者。
(4) 不規則性結構之結構設計與分析必須依據表 1-1 與表 1-2 所列參考章節之各項規定辦理。

解說：

在許多大地震中發現結構配置不良的不規則性結構，是致使結構發生破壞的主因。不規則性結構主要是立面、平面不規則或地震力傳遞路徑不規則。

若結構具立面不規則性，其於地震下各層樓之動態反應及引致之樓層側向力會與由靜力分析所得者有明確之差異，所以結構具立面不規則性須進行動力分析才能得到正確之反應值，以下說明幾種常見之立面不規則性結構(圖 C1-1)。

抗彎矩構架若其某一樓層之高度較相鄰樓層高出許多，則該層之勁度會因高度之增加而減小，若結構規劃設計時，無法或不去增強該層勁度到與相鄰之樓層相當時，則建築物視為立面不規則性結構。若建築物某樓層之重量與其相鄰之樓層有明顯之差異時，則建築物亦視為立面不規則性結構，此可能發生於某一樓層具有較大之重量之情形時，如設置游泳池或空中花園等。另一種形式之立面不規則，為由於建物立面幾何形狀不對稱所造成的，有些建築物可能其立面幾何形狀對垂直軸是對稱的，但由於其於某些樓層有過大之水平退縮或延展，造成抗側力之垂直構材於垂直方向具不連續性，此類建築物亦視為立面不規則性結構。圖 C1-1 中有描述此類建築物是否視為不規則性結構之判定方式。弱層不規則性係指該層之側向強度與該層設計層剪力之比值明顯低於其上一層者，此弱層之存在將使結構物於地震之作用下，只於此層產生降伏而其他層樓依然保持彈性，此一情形將改變結構物之振動特性及變形形狀，並於此弱層產生極大之變形，甚至造成結構物不穩定而倒塌，於 921 集集大地震中，即有許多因弱層效應而造成建築物倒塌的案例。

針對平面不規則性而言(圖 C1-2)，一棟建築物或許具有對稱且不含凹角與側

翼之平面幾何形狀，但仍可能因其質量分布或豎向側力抵抗構材之不對稱性，而被歸類為平面不規則結構。除此之外，即使在靜態質心與剛心重合的情況，建築物也可能在地震時產生扭轉效應。舉例而言，不對稱的裂縫及降伏均會導致建物產生扭轉效應。當然，靜態質心與剛心的偏心將更放大此扭轉效應。因此，當靜態質心與剛心的偏心量超過建築物與地震力垂直方向尺度百分之十者，將視為平面不規則結構。同時，即使藉由適當配置豎向側力抵抗構材之位置，使滿足上述剛心偏移量的限制，仍會因其分布之不對稱，而使得扭力非均等地分配於各豎向側力抵抗構材，引致扭轉不規則性。規則性建築的平面幾何形狀可為方形、矩形或圓形。一棟方形或矩形的建築物若僅具有輕微的凹角時仍可視為規則性結構，但若凹角之尺寸過大而呈現十字型外觀時，則必須視為平面不規則結構。因為此類具凹角建築物的側翼地震反應與完整建物的地震反應大不相同，且會引致更大的作用力。H 型的建築物雖具有對稱的幾何外觀，但因其側翼反應仍被視為平面不規則結構。若同一層樓版之勁度不連續，將改變各個豎向構材的側力分布，而引致扭轉效應，因此歸類為平面不規則結構。同時，側向力之傳遞路徑具不連續性，如豎向構材之面外錯位，將迫使水平構材難以適切提供抵抗垂直力與側向力的能力，因而歸屬於平面不規則結構。此外，豎向側力抵抗構材不平行或對稱於側力抵抗系統之兩正交主軸者，須考慮雙向地震力，亦屬於平面不規則結構。

一般規則性建築物在地震中的彈性反應較易掌握，因此構材進入非彈性的時機較勻稱，不會集中在局部構材，但不規則性結構的反應則較難了解。本規範點出幾種重要的不規則性，並給予定量化，且對某些不規則性給予限制標準。此外，在結構設計及分析上對付此等不規則性之手段，必須依據表 1-1 與表 1-2 所列參考章節之相關規定辦理。譬如有些不規則性藉動力分析就可反映出來，而像地震力傳遞不規則處，則須加強鄰近柱梁、斜撐等構材的承載能力。

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。

非建築結構物系統為第五章所述及之結構系統謂之。

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 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，在此仍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。

目前美國 AISC 耐震設計規範(AISC 2005)已增訂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，而目前台灣鋼構造建築物鋼結構設計技術規範並未列入此等系統之相關規定，故在此先參照美國 ASCE 7-05(ASCE 2006)有關此二類結構系統之韌性容量規定以增列其韌性容量值於表 1-3 內。

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訂，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。

1.8 系統之限制

對具鋼骨斜撐構架及鋼筋混凝土剪力牆之建築物，若其高度超過 75 公尺，則其斜撐構架及剪力牆應能滿足下列規定：

1. 斜撐構架或剪力牆於任一立面中，其抵禦之不含扭矩效應之地震力不得超過總橫力之 50%。
2. 由斜撐構架及剪力牆抵禦之地震力中，由扭矩效應造成之地震力不得超過 20%。

解說：

斜撐構架或剪力牆於任一立面中，其抵禦不含扭矩效應之地震力不得超過總橫力之 50% 的目的，係希望斜撐構架及剪力牆能均勻的佈置於結構平面上，而不會使地震力過度集中於某一斜撐構架及剪力牆上。如此當某一斜撐構架或剪力牆產生降伏或破壞時，才不至於因此而產生過大之扭矩。

1.9 分析方法之要求

建築物結構體之耐震分析可採用第二章規定之靜力分析方法，或第三章規定之動力分析方法，其適用範圍分別依各章規定。

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 2.4 節。

d_{ci} ：第 i 層砂質土層之厚度，見 2.4 節。

d_{si} ：第 i 層粘性土層之厚度，見 2.4 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 2.4 節。

F_v ：反應譜等速度段之工址放大係數，見 2.4 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 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 2.4 節。

N_A ：反應譜等加速度段之近斷層調整因子，見 2.5 節。

N_V ：反應譜等速度段之近斷層調整因子，見 2.5 節。

q_u ：第 i 層土層之單壓無圍壓縮強度，見 2.4 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 ：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 2.6 節。

$S_{aD,min}$：工址設計水平加速度反應譜係數下限，見 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 ：震區短週期最大水平譜加速度係數，見 2.3 節。

S_1^M ：震區一秒週期最大水平譜加速度係數，見 2.3 節。

S_{DS} ：工址短週期設計水平譜加速度係數，見 2.4 節。
S_{D1} ：工址一秒週期設計水平譜加速度係數，見 2.4 節。
S_{MS} ：工址短週期最大水平譜加速度係數，見 2.4 節。
S_{M1} ：工址一秒週期最大水平譜加速度係數，見 2.4 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 ：工址最大水平加速度反應譜短週期與中、長週期之分界，見 2.6 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 2.4 節。
V_{S30} ：工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速，見 2.4 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 1-1 立面不規則性結構

不規則種類與定義	參考章節
1a.勁度不規則性—軟層 軟層者係指該層之側向勁度低於其上一層者之 70%或其上三層平均勁度之 80%。	3.1
1b.勁度不規則性—極軟層 極軟層者係指該層之側向勁度低於其上一層者之 60%或其上三層平均勁度之 70%。	不容許
2.質量不規則性 任一層之質量，若超過其相鄰層質量的 150%者，稱此建築物具質量不規則性。屋頂下一層之質量大於屋頂層質量 150%者，不視為不規則。	3.1
3.立面幾何不規則性 任一層抵抗側力結構系統之水平尺度若大於其相鄰層者之 130%以上，視此建築物具立面幾何不規則性，但閣樓面積甚小時，可不必考慮。	3.1
4.抵抗側力的豎向構材立面內不連續 抵抗側力的豎向構材立面內錯位距離超過該構材長度者。	6.2.12
5.強度不連續性—弱層 弱層為該層強度與該層設計層剪力的比值低於其上層比值 80%者。樓層強度係指所考慮方向上所有抵抗地震層剪力構材強度之和。	1.8 2.17

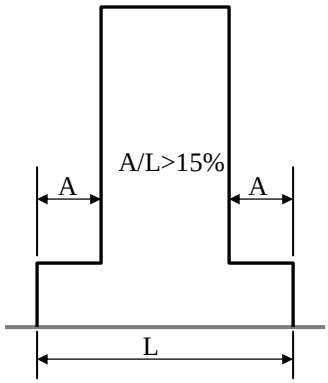
表 1-2 平面不規則性結構

不規則種類與定義	參考章節
1. 扭轉不規則性—橫隔版非柔性時需予考慮 在包含意外扭矩的地震力作用下，沿地震力方向最大側邊層變位大於兩側邊平均層變位的 1.2 倍以上時，應視為具扭轉不規則性。	2.14、3.1 3.7、6.1 6.2.9
2. 具凹角性 結構及其側力抵抗系統的平面幾何形狀具有凹角者，超過凹角部分之結構尺寸大於沿該方向結構總長之 15%以上者謂之。	6.2.9
3. 橫隔版不連續性 橫隔版具有急遽不連續性或勁度不連續性，包含切角或開孔，其面積超過全部面積 50%以上者，或兩層間有效橫隔版勁度之變化超過 50%者。	6.2.9
4. 面外之錯位性 側向力傳遞之路徑具不連續性，如豎向構材有面外錯位者。	6.2.9 6.2.12
5. 非平行結構系統 豎向側力抵抗構材不平行或對稱於側力抵抗系統之兩正交主軸者。	6.1

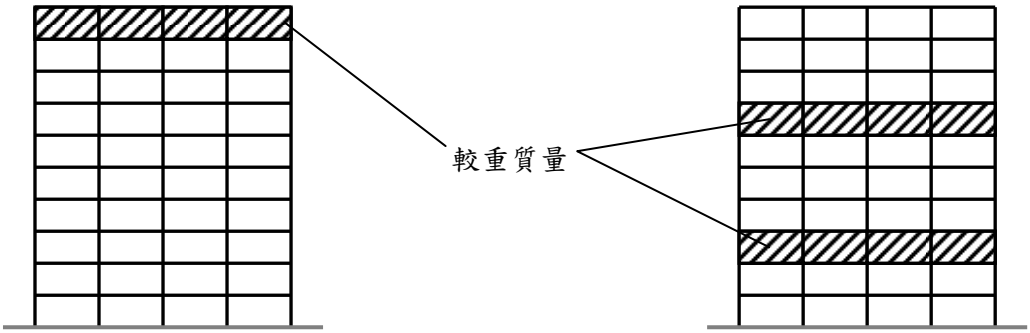
表 1-3 結構系統韌性容量 R

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 3.0	50 50
	(4)鋼造特殊同心斜撐配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	3.6	50
	(5)鋼造特殊同心斜撐配置鋼造邊界構材	4.8	50
	(6)挫屈束制支撐配置鋼造邊界構材		
三、抗彎矩構架系統	1.特殊抗彎矩構架	4.8	不限
	(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		
	2.部分韌性抗彎矩構架	3.2	12
	(1)鋼造	2.8	12
	(2)鋼筋混凝土造	4.0	50
	3.特殊鋼桁抗彎矩構架		
四、具特殊抗彎矩構架之二元系統	1.剪力牆	4.8	不限
	(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		

	邊界構材	4.8	不限
	(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		
	2.斜撐	4.8	不限
	(1)鋼造偏心斜撐配置鋼造邊界構材	4.2	不限
	(2)鋼造特殊同心斜撐配置鋼造邊界構材	4.8	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	4.2	不限
	(4)鋼造特殊同心斜撐配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.8	不限
	(5)挫屈束制支撐配置鋼造邊界構材		



幾何形狀不規則



質量不規則

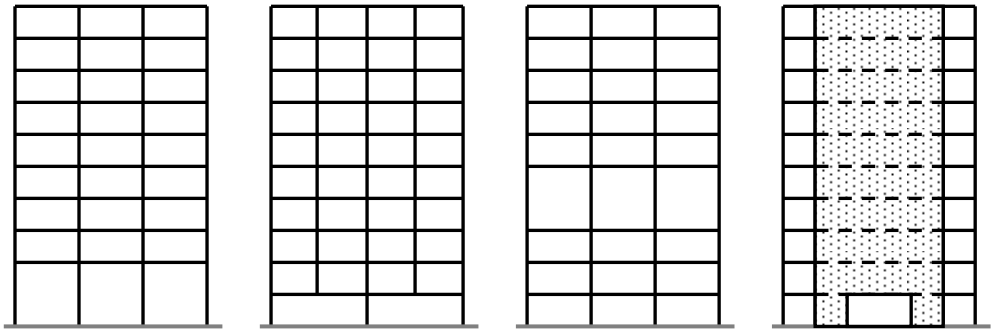


圖 C1-1 建築物立面不規則

第二章　靜力分析方法

2.1 適用範圍

形狀規則之建築物，不屬須進行動力分析者，可依本章之規定計算地震力，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兩主軸方向上。靜力分析方法適用於下列建築物之耐震分析：

1. 建築物之抵抗側力結構系統為表 1-3 所列舉者，其高度小於 50 公尺且未達 15 層，且須為規則性建築物或不須進行動力分析之不規則性建築物者。
2. 建築物由上、下兩部分構成，下方部分剛性大，上方部分剛性甚小。此兩部分分別考慮時，均係規則性建築物。下方部分平均樓層勁度至少為上方部分平均樓層勁度的 10 倍以上，而整幢建築物之基本振動週期不大於將上方部分之底部視為固端所得基本振動週期的 1.1 倍者，此時上、下兩部分之地震力可分別計算。

解說：

形狀規則之建築物，適用本章所提之靜力分析法以決定設計地震力，並以靜力法進行結構分析。對 3.1 節所提須採用動力分析之建築物，則應依第三章之規定進行動力分析。

符合第 2 種條件之建築物，其上、下兩部分之地震力可用靜力分析方法計算之。

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，一般工址與近斷層區域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絕對水平譜加速度係數，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 $0.4S_{DS}$ = Z(= EPA/g)，表 C2-1 為短週期之設計水平譜加速度係數與其等值 EPA 之對照表；對於若有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=$0.4S_{DS}$ 為工址地表水平加速度係數來進行分析。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於不得低於 $0.4S_{DS}$，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 一般工址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分析訂定，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分析訂定，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 所示。

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，同時在決定近斷層調整因子時，也必須使用到斷層最大規模潛勢與最大考量地震之譜加速度比值。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分析求得。均布危害度分析須考慮工址周圍約 200 公里以內過去發生地震之規模、震央、震源深度以及活動斷層之地震規模潛

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、地震規模變化之衰減律及其他地體構造等資料，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衰減公式，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，其地震風險為一致。

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 工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數

除臺北盆地外，一般工址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：

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

其中，F_a 為反應譜等加速度段之工址放大係數，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 為反應譜等速度段之工址放大係數，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，可分別由表 2-2(a)與表 2-2(b)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：

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

砂質土層：

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

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 及表 2-2(a)與表 2-2(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 及表 2-2(a)與表 2-2(b)來求值。

臺灣地區之地盤，依其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，故本次修訂將以工址地表面下 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，故本次修訂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。

2.5 近斷層區域之工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數

必須考慮近斷層效應之臺灣地區活動斷層如表 2-3 所列，而屬近斷層區域之工址範圍如表 2-4-1 至表 2-4-7 所列。近斷層區域工址短週期及一秒週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與 S_{D1}，及工址短週期及一秒週期最大考量水平譜加速度係數 S_{MS} 與 S_{M1} 直接依下式計算：

$$S_{DS} = S_S^D F_a N_A \; ; \quad S_{MS} = S_S^M F_a N_A \quad ; \quad N_A \geq 1.0 \tag{2-6}$$

$$S_{D1} = S_1^D F_v N_V \; ; \quad S_{M1} = S_1^M F_v N_V \quad ; \quad N_V \geq 1.0 \tag{2-7}$$

其中，F_a 與 F_v 分別為反應譜等加速度段與等速度段之工址放大係數，依 2.4 節規定計算，但採水平譜加速度係數 $S_S^D N_A$ (或 $S_S^M N_A$)與 $S_1^D N_V$ (或 $S_1^M N_V$)配合表 2-2(a)與表 2-2(b)來求值。N_A 與 N_V 分別代表反應譜等加速度段與等速度段之近斷層調整因子，其值在設計地震與最大考量地震下並不相同，並隨工址與斷層之水平距離 r 而改變，如表 2-4-1 至表 2-4-7 所列。

本規範規定包括獅潭斷層、神卓山斷層、屯子腳斷層、車籠埔斷層、梅山斷層、大尖山斷層、觸口斷層、新化斷層與米崙斷層、玉里斷層、池上斷層、奇美斷層等曾經引致大規模地震之第一類活動斷層，必須考量區域近斷層效應。

解說：

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該斷層之特性，及工址與斷層間之水平距離的影響，若僅以鄉、鎮、市等行政區域形心位置之均布危害度分析結果，代表該行政區域所有工址的震區水平譜加速度係數，將低估部分工址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，必須藉由特徵地震之規模密度函數配合傳統均布危害度進行考慮近斷層地震之危害度分析來定義近斷層調整因子 N_A 與 N_V，進而修正近斷層工址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。

近斷層調整因子 N_A 與 N_V，為工址與斷層間之水平距離 r 的函數，其必須大於 1.0 的限制，為表示若依據衰減公式計算而得之水平譜加速度小於震區水平譜加速度係數時，設計地震力應由均布危害度分析結果所支配。

2.6 工址設計與最大考量水平譜加速度係數

一般工址或近斷層區域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

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad ; \quad T_0^M = \frac{S_{M1}}{S_{MS}} \tag{2-8}$$

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

$$T = 0.085 h_n^{3/4} \tag{2-9}$$

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

$$T = 0.070 h_n^{3/4} \tag{2-10}$$

其中，h_n為基面至屋頂面高度，單位為公尺。

2.其他建築物：

$$T = 0.050 h_n^{3/4} \tag{2-11}$$

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區域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(2-8)式計算。在較短週期（$T \le 0.2 T_0^D$）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區域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(2-8)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 $0.07 h_n^{3/4}$，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 $T=0.050 h_n^{3/4}$ 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。

2.7 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

臺北市及新北市之震區分為臺北盆地微分區及一般震區。

2.7.1 臺北盆地微分區

臺北盆地範圍訂定為淡水河水系內海拔 20 公尺以下區域，包括臺北市及新北市之三重區、新莊區、板橋區、中和區、永和區、新店區、土城區、樹林區、蘆洲區、五股區、泰山區、淡水區、八里區、汐止區等轄區之全部或部分里，並劃分為臺北一區、臺北二區及臺北三區，如表 2-6(a)所示。

各微分區之工址短週期設計水平譜加速度係數 S_{DS}、工址短週期最大考量水平譜加速度係數 S_{MS} 以及反應譜短週期與中週期分界之轉換週期 T_0^D 及 T_0^M 如表 2-6(c)所示。

臺北盆地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、工址短週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與轉換週期 T_0^D 而改變，如表 2-7(a)所示；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、工址短週期最大考量水平譜加速度係數 S_{MS} 與轉換週期 T_0^M 而改變，如表 2-7(b)所示。

2.7.2 一般震區

臺北市及新北市非屬盆地範圍之一般震區包含之里如表 2-6(b)所示，其設計地震力依 2.3 節至 2.6 節之規定計算，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 如表 2-6(b)所示。

未列於表 2-6(a)及表 2-6(b)之里，應依圖 2-1 臺北盆地設計地震微分區圖決定該里之地震分區，並依相關規定計算設計地震力。

解說：

臺北盆地另定其譜加速度係數及轉換週期，實有其背景依據。一般而言，設計反應譜之形狀大致可區分為等加速度段(短週期)與等速度段(中、長週期)。等加速度段指的是設計反應譜之平台部分，此部分為加速度敏感區，深受近震源之影響，而等速度段之形狀，則易受遠震源之影響，尤其對臺北盆地而言，更與盆地效應息息相關。由於 94 年版規範關於臺北盆地微分區之訂定並未考量 921 以及 331 等災害性地震的影響，加上中央氣象局地震資料庫逐年更新，以及臺北市及新北市部分行政區域調整等，對於臺北盆地之設計地震微分區有其修訂的必要。本規範條文係參考國家地震工程研究中心研究報告，NCREE-08-043「台北盆地設計地震微分區研究」之研究結果略作調整而訂，其為針對臺北盆地區域之所有中央氣象局強震觀測網站，藉由篩選出的地震紀錄，計算各個測站之中、長週期設計反應譜修正因子，再配合行政區域範圍，將盆地部分劃分為臺北一區、臺北二區及臺北三區等三個微分區(刪除 94 年版之臺北四區)，並求得各微分區之轉換週期 T_0^D。

本規範以里為行政單位作為臺北盆地微分區之震區劃分單位，藉由臺北盆地

各個微分區需求的反應譜轉換週期T_0^D，結合均布危害度分析後，可藉由任一工址所屬微分區之短週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與轉換週期T_0^D等兩個參數，訂定該工址之設計水平加速度反應譜係數 S_{aD}，真實反映實際之地震危害及盆地沈積土層之震波放大效應。本規範修訂之行政區里分界，係依據新北市行政區域為交通部運輸研究所 2006 年之行政區村里界資料庫，臺北市行政區域為 97 年度市政府相關資料庫所提供。未列於表 2-6(a)及表 2-6(b)之里，應依圖 2-1 臺北盆地設計地震微分區圖決定該里之地震分區，並依相關規定計算設計地震力。

臺北盆地內之地盤效應除了受盆地之幾何形狀影響外，亦因沖積層厚度而有所變化。考量盆地邊緣地形地質複雜，對地震力需求採較保守之訂定，但由實際測站資料分析顯示，若基盤深度小於 20 公尺（基盤面以下之土層需符合 SPT-N >50 或 V_{S30}>270m/sec 之條件），其長週期之地盤效應並不明顯。故若經由可信方法證實工址之基盤深度小於 20 公尺，則原屬臺北一區者得用臺北二區規定設計、屬臺北二區者得用臺北三區規定設計、屬臺北三區者得用一般震區規定設計，其設計值可依據表 2-6(b)，參照相鄰地區之規定，採保守設計。

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。

一棟建築物如係混合使用，上述供公眾使用場所累計樓地板面積超過 3000 平方公尺或總樓地板面積百分之二十以上者，用途係數才需用 1.25。如一棟建築物單種用途使用時，必須總樓版面積超過 1000 平方公尺，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。

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。

對於大樓中只有部分面積做為公眾使用場所時，是否必須使用 I=1.25，本規範規定供公眾使用場所累計樓地版面積超過 3000 平方公尺或總樓地版面積百分之二十以上者才適用。如一棟建築物僅供單種用途使用時，必須總樓地版面積超過 1000 平方公尺，用途係數才需用 1.25。

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 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 間之關係如下：

一般工址與近斷層區域：$R_a = 1 + \dfrac{(R-1)}{1.5}$ (2-13)

臺北盆地：$R_a = 1 + \dfrac{(R-1)}{2.0}$ (2-14)

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：

$$F_u=\begin{cases} R_a & ;\ T\ge T_0^D \\ \sqrt{2R_a-1}+\left(R_a-\sqrt{2R_a-1}\right)\times\dfrac{T-0.6T_0^D}{0.4T_0^D} & ;\ 0.6T_0^D\le T\le T_0^D \\ \sqrt{2R_a-1} & ;\ 0.2T_0^D\le T\le 0.6T_0^D \\ \sqrt{2R_a-1}+\left(\sqrt{2R_a-1}-1\right)\times\dfrac{T-0.2T_0^D}{0.2T_0^D} & ;\ T\le 0.2T_0^D \end{cases} \tag{2-15}$$

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(2-8)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）。另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：

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

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：

$$1.05M_D + 1.275M_L + 1.403M_E = 0.9M_n \tag{C2-6}$$

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：

$$M_D + M_L + \alpha_y M_E = M_n \tag{C2-7}$$

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：

$$m + n + \alpha_y = =1.05m + 1.275n + 1.403 \tag{C2-8}$$

故

$$\alpha_y = 1.403 + 0.05m + 0.275n \tag{C2-9}$$

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 C2-6。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 C2-7。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，與韌性比 R 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 C2-8。

各種結構系統的韌性容量 R，如表 1-3 所示。當設計地震發生時，吾人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區域，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(2-13)與(2-14)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：
$$V^* = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y}\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m W \qquad \text{(2-16a)}$$

臺北盆地：
$$V^* = \frac{IF_u}{3.5\alpha_y}\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m W \qquad \text{(2-16b)}$$

對於屬於 2.4 節規定之近斷層區域的震區，採用(2-16)式計算 S_{aD} 時不須要考慮近斷層調整因子 N_A 與 N_V 之放大效應，即取 N_A 及 N_V 等於 1.0。

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：

$$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y}\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m W \qquad \text{(2-16c)}$$

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

$$\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m = \begin{cases} \dfrac{S_{aM}}{F_{uM}} & ; \dfrac{S_{aM}}{F_{uM}} \le 0.3 \\ 0.52\dfrac{S_{aM}}{F_{uM}} + 0.144 & ; 0.3 < \dfrac{S_{aM}}{F_{uM}} < 0.8 \\ 0.70\dfrac{S_{aM}}{F_{uM}} & ; \dfrac{S_{aM}}{F_{uM}} \ge 0.8 \end{cases} \quad \text{(2-16d)}$$

其中，F_{uM} 為在(2-15)式中以韌性容量 R 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震區，採用(2-16c)式計算 S_{aM} 時則須要考慮近斷層調整因子 N_A 與 N_V 之放大效應。

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(2-16a)及(2-16b)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 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 475 年未折減之地震力的 1/4.2 為一般工址與近斷層區域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(2-16c)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：

$$F_t = 0.07TV \quad \text{(2-17)}$$

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

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：

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^{n} W_i h_i} \tag{2-18}$$

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：

$$K \geq 0.1\left(1 - \frac{H}{40}\right) S_{DS} I \tag{2-19}$$

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，對一般工址與近斷層區域，(2-19)式之值可除以 4.2，臺北盆地區域則除 3.5。

2.10.2 節為避免最大考量地震崩塌，(2-19)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(2-19)式表示。

2.13 結構之模擬

靜力分析時，建築結構之模擬應儘量反映實際情形，因此要力求幾何形狀之模擬、質量分布、構材斷面性質及土壤與基礎結構互制之模擬能夠準確。

建築物各層樓版通常可假設為剛性樓版，但當樓版最大側向變位大於該層層間變位平均值之兩倍時，應視樓版為柔性。

結構之模擬應使構材內力與結構變形能反映 P-Δ效應引致之結果。若二次彎矩與一次彎矩的比例小於 0.1 時，P-Δ效應可不必考慮。任一樓層此比值可依該層以上靜、活載重和乘以該層層間相對側向位移除以該層層剪力與層高之積。

解說：

建築物結構分析模式之模擬，要儘量反映實際的情形，如此獲得的內力才較具正確性。

建築物各層樓版通常可假設為剛性樓版，如柱不與樓版相連時，應將其自由

度獨立，不隨剛性樓版運動。樓版較細長，或其傳遞的剪力大致使產生較大的剪力變形時，應視樓版為柔性。

計及 P-△效應，會使得構材內力與結構變形增加，當 P-△效應顯著時，宜從結構分析來處理此效應，通常係考慮幾何勁度矩陣，一般程式如 ETABS 就具有此種功能。

上部結構梁柱接頭之剛域，地下室結構之外牆均要妥為模擬。基礎下面最好根據垂直土壤反力係數計算垂直彈簧係數，並加設垂直土壤彈簧於柱底、牆底或地梁上，筏基與樁基也要妥為計算其加在基礎層質心的三個彈簧值。

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：

$$A_x = \left[\frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{avg}} \right]^2 \tag{2-20}$$

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(2-20)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：

$$M_x = \tau \sum_{i=x}^{n} F_i (h_i - h_x) \tag{2-21}$$

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(2-16)式控制時，即一般工址與近斷層區域 F_u 超過 3.0，或臺北盆地 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(2-16)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；另若建築物之下層與上層之總牆量斷面積(含結構及非結構牆)的比值低於 80%者，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物倒塌之案例，所以規定若建築物之下層與上層之結構與非結構牆之牆量比的比值低於 80%者，計算極限層剪力強度時須計及非結構牆所提供之強度，以使能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，雖然牆及構架之極限強度於地震時通常不會同時到達，但由於檢核之目的僅在將因非結構牆所造成之弱層的現象檢核出來，所以計算含非結構牆極限層剪力強度時可分別計算構架及非結構牆的強度，然後直接相加而得該層之極限層剪力強度。由於柱、RC 剪力牆、非結構 RC 牆與磚牆破壞時單位面積對應能承擔的剪力不同，因此以 RC 剪力牆的面積為基準，RC 柱、非結構 RC 牆與磚牆之有效面積要分別乘以 0.5、0.4 與 0.25。

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：

一般震區與臺北盆地：$S_{aD,V}=\frac{1}{2}S_{aD}$

近斷層區域：$S_{aD,V}=\frac{2}{3}S_{aD}$ (2-22)

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，

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

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

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 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$V_Z = K_Z W$，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，因此對一般震區與臺北盆地而言，垂直地震力為單位長度重量乘以$0.40S_{DS}I/2\alpha_y$；對近斷層區域而言，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，但是係把它看成一種垂直載重情況來處理。當與其他載重情況組合時，吾人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：

$$0.75(1.4D+1.7L\pm1.87EQ_X\pm0.3\times1.87EQ_V) \quad \text{(C2-12)}$$

$$0.75(1.4D+1.7L\pm1.87EQ_Y\pm0.3\times1.87EQ_V) \quad \text{(C2-13)}$$

$$0.75(1.4D+1.7L\pm0.3\times1.87EQ_X\pm1.87EQ_V) \quad \text{(C2-14)}$$

$$0.75(1.4D+1.7L\pm0.3\times1.87EQ_Y\pm1.87EQ_V) \quad \text{(C2-15)}$$

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	臨近之斷層
基隆市	中正區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	七堵區	0.6	0.3	0.8	0.45	
	暖暖區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	仁愛區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	中山區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	安樂區	0.6	0.3	0.8	0.5	
	信義區	0.6	0.35	0.8	0.5	
宜蘭縣	宜蘭市	0.8	0.45	0.9	0.55	
	羅東鎮	0.8	0.45	0.9	0.55	
	蘇澳鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	
	頭城鎮	0.8	0.45	0.9	0.55	
	礁溪鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	壯圍鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	員山鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	冬山鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	五結鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	三星鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	大同鄉	0.8	0.45	0.9	0.5	
	南澳鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	
桃園縣	桃園市	0.5	0.3	0.8	0.4	
	中壢市	0.6	0.3	0.8	0.45	
	大溪鎮	0.7	0.35	0.8	0.5	
	楊梅市	0.6	0.35	0.8	0.45	
	蘆竹鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	大園鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	龜山鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	八德市	0.6	0.3	0.8	0.45	
	龍潭鄉	0.7	0.35	0.8	0.5	
	平鎮市	0.6	0.35	0.8	0.45	
	新屋鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
	觀音鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	復興鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
新竹縣	竹北市	0.7	0.35	0.9	0.5	
	竹東鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	新埔鎮	0.7	0.35	0.8	0.5	
	關西鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	湖口鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	新豐鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	

新竹縣	芎林鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	橫山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	北埔鄉	0.7	0.4	0.9	0.55	獅潭與神卓山斷層
	寶山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山斷層
	峨眉鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	尖石鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	五峰鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山斷層
新竹市	東區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	北區	0.7	0.35	0.9	0.5	
	香山區	0.7	0.4	0.9	0.5	
苗栗縣	苗栗市	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山斷層
	苑裡鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	通霄鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	竹南鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	頭份鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山斷層
	後龍鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	卓蘭鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	大湖鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山、屯子腳、車籠埔斷層
	公館鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	銅鑼鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	南庄鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	頭屋鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	三義鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	西湖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	造橋鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	三灣鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	獅潭鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	泰安鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山、車籠埔斷層
臺中市	豐原區	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	東勢區	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	大甲區	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	清水區	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳斷層
	沙鹿區	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳斷層
	梧棲區	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	后里區	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	神岡區	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	潭子區	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	大雅區	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	新社區	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	石岡區	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	外埔區	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層

臺中市	大安區	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	烏日區	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	大肚區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	龍井區	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	霧峰區	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	太平區	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	大里區	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	和平區	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	中區	0.8	0.45	1.0	0.5	車籠埔斷層
	東區	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	南區	0.7	0.45	1.0	0.5	車籠埔斷層
	西區	0.8	0.45	1.0	0.5	車籠埔斷層
	北區	0.8	0.45	1.0	0.5	車籠埔斷層
	西屯區	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	南屯區	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	北屯區	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
彰化縣	彰化市	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	鹿港鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	和美鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	線西鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	伸港鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	福興鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	秀水鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	花壇鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	芬園鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	員林鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	溪湖鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	田中鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	大村鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	埔鹽鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	埔心鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	永靖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	社頭鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	二水鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	北斗鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	二林鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	田尾鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	埤頭鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	芳苑鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	大城鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	竹塘鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	溪州鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	

南投縣	南投市	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	埔里鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	草屯鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	竹山鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口、車籠埔斷層
	集集鎮	0.8	0.45	1.0	0.5	車籠埔斷層
	名間鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	鹿谷鄉	0.8	0.45	1.0	0.5	大尖山與觸口、車籠埔斷層
	中寮鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	魚池鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	國姓鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	水里鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	信義鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	仁愛鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
雲林縣	斗六市	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口、車籠埔斷層
	斗南鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
	虎尾鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	西螺鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	土庫鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	北港鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	古坑鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	梅山、車籠埔斷層
	大埤鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
	莿桐鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	林內鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口、車籠埔斷層
	二崙鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	崙背鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	麥寮鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	東勢鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	褒忠鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	臺西鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	元長鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	四湖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	口湖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	水林鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
嘉義縣	太保市	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
	朴子市	0.7	0.4	0.9	0.5	
	布袋鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	大林鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	梅山、大尖山與觸口斷層
	民雄鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	梅山斷層
	溪口鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	梅山斷層
	新港鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
	六腳鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	東石鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	

嘉義縣	義竹鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	鹿草鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	水上鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	大尖山與觸口斷層
	中埔鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口斷層
	竹崎鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口、梅山斷層
	梅山鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口、梅山斷層
	番路鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口斷層
	大埔鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口斷層
	阿里山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	大尖山與觸口斷層
嘉義市	東區	0.8	0.45	1.0	0.55	梅山斷層
	西區	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
臺南市	新營區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	鹽水區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	白河區	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口斷層
	柳營區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	後壁區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	東山區	0.7	0.4	0.9	0.5	大尖山與觸口斷層
	麻豆區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	下營區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	六甲區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	官田區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	大內區	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	佳里區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	學甲區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	西港區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	七股區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	將軍區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	北門區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	新化區	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
	善化區	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	新市區	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
	安定區	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	山上區	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
	玉井區	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	楠西區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	南化區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	左鎮區	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
	仁德區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	歸仁區	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	關廟區	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	龍崎區	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	永康區	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層

臺南市	東區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	南區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	西區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	北區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	中區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	安南區	0.7	0.4	0.9	0.55	新化斷層
	安平區	0.7	0.4	0.9	0.5	
高雄市	鳳山區	0.5	0.35	0.7	0.5	
	林園區	0.5	0.3	0.7	0.45	
	大寮區	0.5	0.35	0.7	0.45	
	大樹區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	大社區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	仁武區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	鳥松區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	岡山區	0.7	0.35	0.9	0.5	
	橋頭區	0.7	0.35	0.9	0.5	
	燕巢區	0.7	0.35	0.9	0.5	
	田寮區	0.7	0.35	0.9	0.5	
	阿蓮區	0.7	0.35	0.9	0.5	
	路竹區	0.7	0.35	0.9	0.5	
	湖內區	0.7	0.35	0.9	0.5	
	茄萣區	0.7	0.35	0.9	0.5	
	永安區	0.7	0.35	0.9	0.5	
	彌陀區	0.7	0.35	0.9	0.5	
	梓官區	0.7	0.35	0.9	0.5	
	旗山區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	美濃區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	六龜區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	甲仙區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	杉林區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	內門區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	茂林區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	桃源區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	那瑪夏區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	鹽埕區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	鼓山區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	左營區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	楠梓區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	三民區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	新興區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	前金區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	苓雅區	0.5	0.35	0.7	0.5	

高雄市	前鎮區	0.5	0.35	0.7	0.5	
	旗津區	0.5	0.35	0.7	0.5	
	小港區	0.5	0.35	0.7	0.45	
屏東縣	屏東市	0.6	0.35	0.8	0.5	
	潮州鎮	0.6	0.3	0.8	0.45	
	東港鎮	0.5	0.3	0.7	0.4	
	恆春鎮	0.5	0.3	0.7	0.4	
	萬丹鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	
	長治鄉	0.7	0.35	0.8	0.5	
	麟洛鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	九如鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	里港鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	鹽埔鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	高樹鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	萬巒鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	
	內埔鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	竹田鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	
	新埤鄉	0.6	0.3	0.7	0.4	
	枋寮鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	新園鄉	0.5	0.3	0.7	0.45	
	崁頂鄉	0.5	0.3	0.8	0.45	
	林邊鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	南州鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	佳冬鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	琉球鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	車城鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	滿州鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	枋山鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	三地門鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	霧臺鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	瑪家鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	泰武鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	來義鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
	春日鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	獅子鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	牡丹鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
澎湖縣	馬公市	0.5	0.3	0.7	0.4	
	湖西鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	白沙鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	西嶼鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	望安鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
臺東縣	臺東市	0.8	0.45	1.0	0.55	

臺東縣	成功鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	關山鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	卑南鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	
	鹿野鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	池上鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	東河鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	長濱鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	太麻里鄉	0.7	0.4	0.9	0.55	
	大武鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
	綠島鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	
	海端鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	延平鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	
	金峰鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	達仁鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
	蘭嶼鄉	0.8	0.4	0.9	0.55	
花蓮縣	花蓮市	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	鳳林鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	玉里鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	新城鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	吉安鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	壽豐鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	光復鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	豐濱鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	瑞穗鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	富里鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	秀林鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	萬榮鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	卓溪鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
金門與馬祖地區		0.5	0.3	0.7	0.4	

表 2-2(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	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0
第三類地盤	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0

表 2-2(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	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1
第三類地盤	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4

表 2-3 中央地質調查所調查第一類活動斷層性質表

斷層名稱	斷層性質	地表破裂長度	歷史最大地震	備註
1. 獅潭斷層 神卓山斷層	逆斷層	15 公里 5 公里	M7.1 (1935.04.21)	
2. 屯子腳斷層	右移兼逆斷層	7 公里	M7.1 (1935.04.21)	
3. 車籠埔斷層	逆斷層	105 公里	M7.3 (1999.09.21)	
4. 梅山斷層	右移斷層	13 公里	M7.0 (1906.03.17)	
5. 大尖山斷層 觸口斷層	逆斷層	25 公里 67 公里	M7.1 (1941.12.17)	以中埔地震為歷史最大地震
6. 新化斷層	右移逆斷層	6 公里	M6.3 (1946.12.05)	
7. 米崙斷層 玉里斷層 池上斷層 奇美斷層	左移兼逆斷層	>25 公里 37 公里 11 公里 18 公里	M7.3 (1951.11.25)	

表 2-4-1　近車籠埔斷層調整因子 N_A 與 N_V

(a) 設計地震之調整因子

N_A	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	5km $< r \leqq 8$ km	8km $< r \leqq 12$ km	$r > 12$ km
	1.23	1.16	1.07	1.03	1.00
N_V	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	5km $< r \leqq 8$ km	8km $< r \leqq 12$ km	$r > 12$ km
	1.36	1.32	1.22	1.10	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

N_A	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	5km $< r \leqq 8$ km	8km $< r \leqq 12$ km	$r > 12$ km
	1.25	1.20	1.10	1.03	1.00
N_V	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	5km $< r \leqq 8$ km	8km $< r \leqq 12$ km	$r > 12$ km
	1.50	1.45	1.30	1.15	1.00

表 2-4-2　近獅潭與神卓山斷層調整因子 N_A 與 N_V

(a) 設計地震之調整因子

N_A	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	5km $< r \leqq 8$ km	$r > 8$ km
	1.28	1.20	1.10	1.00
N_V	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	5km $< r \leqq 8$ km	$r > 8$ km
	1.33	1.27	1.10	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

N_A	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	5km $< r \leqq 8$ km	$r > 8$ km
	1.26	1.18	1.05	1.00
N_V	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	5km $< r \leqq 8$ km	$r > 8$ km
	1.42	1.32	1.15	1.00

表 2-4-3　近屯子腳斷層調整因子 N_A 與 N_V

(a) 設計地震之調整因子

N_A	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	5km $< r \leqq 10$ km	$r > 10$ km
	1.28	1.20	1.10	1.00
N_V	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	5km $< r \leqq 10$ km	$r > 10$ km
	1.31	1.25	1.15	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

N_A	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	5km $< r \leqq 10$ km	$r > 10$ km
	1.26	1.17	1.05	1.00
N_V	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	5km $< r \leqq 10$ km	$r > 10$ km
	1.42	1.32	1.15	1.00

表 2-4-4　近梅山斷層調整因子 N_A 與 N_V

(a) 設計地震之調整因子

N_A	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	5km $< r \leqq 8$ km	$r > 8$ km
	1.37	1.28	1.15	1.00
N_V	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	5km $< r \leqq 8$ km	$r > 8$ km
	1.44	1.36	1.20	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

N_A	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	5km $< r \leqq 8$ km	$r > 8$ km
	1.30	1.20	1.05	1.00
N_V	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	5km $< r \leqq 8$ km	$r > 8$ km
	1.48	1.36	1.15	1.00

表 2-4-5　近新化斷層調整因子 N_A 與 N_V

(a) 設計地震之調整因子

N_A	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	$r > 5$ km
	1.23	1.06	1.00
N_V	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	$r > 5$ km
	1.15	1.05	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

N_A	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	$r > 5$ km
	1.29	1.10	1.00
N_V	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	$r > 5$ km
	1.30	1.15	1.00

表 2-4-6　近大尖山與觸口斷層調整因子 N_A 與 N_V

(a) 設計地震之調整因子

N_A	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	5km $< r \leqq 8$ km	$r > 8$ km
	1.15	1.08	1.00	1.00
N_V	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	5km $< r \leqq 8$ km	$r > 8$ km
	1.15	1.10	1.03	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

N_A	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	5km $< r \leqq 8$ km	$r > 8$ km
	1.21	1.17	1.05	1.00
N_V	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	5km $< r \leqq 8$ km	$r > 8$ km
	1.42	1.35	1.15	1.00

表 2-4-7　近花東地區斷層(含米崙、玉里、池上與奇美斷層)調整因子 N_A 與 N_V

(a) 設計地震之調整因子

N_A	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	5km $< r \leqq 8$ km	8km $< r \leqq 12$ km	$r > 12$ km
	1.42	1.37	1.28	1.14	1.00
N_V	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	5km $< r \leqq 8$ km	8km $< r \leqq 12$ km	$r > 12$ km
	1.58	1.53	1.38	1.20	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

N_A	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	5km $< r \leqq 8$ km	8km $< r \leqq 12$ km	12km $< r \leqq 15$km	$r > 15$ km
	1.32	1.26	1.10	1.02	1.00	1.00
N_V	$r \leqq 2$ km	2km $< r \leqq 5$ km	5km $< r \leqq 8$ km	8km $< r \leqq 12$ km	12km $< r \leqq 15$km	$r > 15$ km
	1.58	1.48	1.30	1.16	1.05	1.00

表 2-5(a)　一般工址或近斷層區域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
$T \leq 0.2T_0^D$	$0.2T_0^D < T \leq T_0^D$	$T_0^D < T \leq 2.5T_0^D$	$2.5T_0^D < T$
$S_{aD} = S_{DS}(0.4+3T/T_0^D)$	$S_{aD} = S_{DS}$	$S_{aD} = S_{D1}/T$	$S_{aD} = 0.4S_{DS}$

表 2-5(b)　一般工址或近斷層區域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
$T \leq 0.2T_0^M$	$0.2T_0^M < T \leq T_0^M$	$T_0^M < T \leq 2.5T_0^M$	$2.5T_0^M < T$
$S_{aM} = S_{MS}(0.4+3T/T_0^M)$	$S_{aM} = S_{MS}$	$S_{aM} = S_{M1}/T$	$S_{aM} = 0.4S_{MS}$

表 2-6(a)　臺北市及新北市之臺北盆地微分區劃分表

市	區	里	微分區
新北市	三重區	全區所有里 (共 116 里)	臺北一區
	蘆洲區	全區所有里 (共 36 里)	臺北一區
	五股區	興珍里、更寮里、集福里、成州里、成功里、五股里、五福里、德音里、陸一里、貿商里、德泰里、成德里 (共 12 里)	臺北一區
	泰山區	山腳里、福泰里、楓樹里、同榮里、義學里、明志里、貴子里、貴和里、同興里、義仁里、泰友里、新明里、貴賢里 (共 13 里)	臺北一區
	永和區	全區所有里 (共 58 里)	臺北二區
	土城區	埤塘里、土城里、員林里、員仁里、長風里、日新里、日和里、貨饒里、柑林里、埤林里、瑞興里、清水里、清和里、永豐里、清溪里、峰廷里、平和里、廷寮里、大安里、永寧里、沛陂里、頂埔里、頂福里、頂新里、樂利里、廣福里、學府里、延壽里、安和里、青雲里、員福里、延吉里、復興里、裕生里、員信里、永富里、學成里、延和里 (共 38 里)	臺北三區
	新莊區	海山里、頭前里、國泰里、全安里、福基里、豐年里、忠孝里、恆安里、後港里、文衡里、中美里、興漢里、中和里、榮和里、中泰里、瓊林里、文德里、中誠里、文明里、中港里、思源里、立人里、仁愛里、立德里、信義里、立言里、和平里、立功里、化成里、立志里、思賢里、營盤里、自強里、自立里、幸福里、自信里、中華里、中隆里、中原里、中信里、建福里、中宏里、中全里、立泰里、全泰里、仁義里、立基里、昌明里、昌平里、文聖里、福營里、後德里、建安里 (共 53 里)	臺北一區
		八德里、西盛里、裕民里、富國里、南港里、民安里、民本里、光華里、光榮里、丹鳳里、光明里、合鳳里、雙鳳里、龍鳳里、四維里、萬安里、龍安里、成德里 (共 18 里)	臺北二區

市	區	里	微分區
新北市	樹林區	三多里、三福里、圳安里、保安里、潭底里、羌寮里、圳福里、光興里、金寮里、文林里(共 10 里)	臺北二區
		樹德里、樹西里、樹南里、樹人里、坡內里、樹東里、大同里、和平里、彭厝里、彭福里、東山里、東陽里、東昇里、樹北里、樹興里、樹福里、彭興里、山佳里、育英里 (共 19 里)	臺北三區
	板橋區	中正里、江翠里、純翠里、溪頭里、宏翠里、仁翠里、吉翠里、德翠里、滿翠里、松翠里、柏翠里、龍翠里、華翠里、忠翠里、嵐翠里、文翠里、青翠里、懷翠里、福翠里、港嘴里、振興里、振義里、光復里、埔墘里、長壽里、九如里、光仁里、埤墘里、永安里、雙玉里、廣新里、東丘里、文化里、新海里、富貴里、正泰里、松柏里、文聖里 (共 38 里)	臺北一區
		留侯里、流芳里、赤松里、黃石里、挹秀里、湳興里、新興里、社後里、香社里、自強里、自立里、光華里、國光里、港尾里、金華里、港德里、民權里、建國里、漢生里、公館里、新民里、幸福里、忠誠里、百壽里、介壽里、新埔里、華江里、聯翠里、新翠里、明翠里、福壽里、海山里、玉光里、深丘里、香丘里、西安里、長安里、福丘里、福祿里、民族里、國泰里、福德里、景星里、福星里、鄉雲里、廣德里、大豐里、仁愛里、華興里、華貴里、華東里、浮洲里、華中里、僑中里、中山里、復興里、大安里、福安里、聚安里、龍安里、崑崙里、香雅里、新生里、文德里、莒光里、民生里、後埔里、華福里、成和里、光榮里、民安里、陽明里、朝陽里、居仁里、莊敬里、東安里、大觀里、歡園里 (共 78 里)	臺北二區
		重慶里、和平里、廣福里、華德里、信義里、溪洲里、溪北里、堂春里、五權里、溪福里(共 10 里)	臺北三區

市	區	里	微分區
新北市	中和區	中原里、平河里、信和里、仁和里、中正里、建和里、連和里、連城里、力行里、枋寮里、漳和里、廟美里、福真里、福善里、福美里、福祥里、瓦瓦里、福和里、佳和里、安和里、泰安里、新南里、南山里、秀景里、秀峰里、頂南里、華新里、東南里、華南里、忠孝里、崇南里、景南里、壽南里、外南里、復興里、和興里、景平里、景新里、景福里、景安里、景文里、錦和里、錦昌里、積穗里、民享里、員山里、嘉穗里、文元里、嘉新里、民安里、安穗里、瑞穗里、德穗里、民生里、國光里、德行里、秀士里、興南里、景本里、福南里、中興里、吉興里、中山里、碧河里、錦中里、錦盛里、民有里、員富里、冠穗里、國華里、正南里、正行里、安樂里、安平里、中安里、秀山里、秀成里、秀福里、秀明里、秀仁里、秀水里、宜安里、安順里、秀義里 (共 84 里)	臺北二區
		灰灰里、明穗里、清穗里、自強里、壽德里、明德里、嘉慶里 (共 7 里)	臺北三區
	新店區	永安里 (共 1 里)	臺北二區
		國豐里、明德里、大豐里、大同里、江陵里、寶興里、寶安里、信義里、忠孝里、大鵬里、頂城里、下城里、公崙里、張北里、新安里、忠誠里、中正里、中華里、仁愛里、百忍里、百和里、福德里、百福里、福民里、中山里、和平里、中央里、安和里 (共 28 里)	臺北三區
	淡水區	福德里、竹圍里、民生里、八勢里、竿蓁里、鄧公里、長庚里、清文里、草東里、永吉里、民安里、新生里、文化里、油車里、沙崙里 (共 15 里)	臺北二區
	八里區	龍源里、米倉里、大崁里、埤頭里、頂罟里、舊城里、訊塘里、荖阡里、下罟里 (共 9 里)	臺北二區
	汐止區	義民里、禮門里、智慧里、信望里、橋東里、秀峰里、新昌里、復興里、長安里、鄉長里、江北里、樟樹里、北峰里、北山里、橫科里、福山里、宜興里、中興里、湖光里、仁德里、厚德里、忠孝里、自強里 (共 23 里)	臺北三區

市	區	里	微分區
臺北市	大同區	全區所有里 (共 25 里)	臺北二區
	士林區	社新里、社園里、永倫里、福安里、富洲里(共 5 里)	臺北一區
		仁勇里、義信里、福林里、福德里、福志里、舊佳里、福佳里、後港里、福中里、前港里、百齡里、承德里、福華里、明勝里、福順里、富光里、葫蘆里、葫東里、社子里、岩山里、名山里、德行里、德華里、聖山里、忠誠里、芝山里、東山里、三玉里、蘭雅里、蘭興里、天福里、天祿里、天壽里、天和里、天山里、天玉里、臨溪里 (共 37 里)	臺北二區
	北投區	建民里、文林里、石牌里、福興里、榮光里、吉慶里、立賢里、洲美里、關渡里 (共 9 里)	臺北一區
		榮華里、裕民里、振華里、永明里、吉利里、尊賢里、立農里、八仙里、一德里、永欣里、東華里、奇岩里、清江里、中央里、長安里、大同里、溫泉里、中心里、中庸里、智仁里、文化里、豐年里、稻香里、桃源里(共 24 里)	臺北二區
	中山區	正守里、正義里、康樂里、中山里、聚盛里、聚葉里、恆安里、晴光里、圓山里、劍潭里、大直里、成功里、永安里、大佳里、新喜里、新庄里、新福里、松江里、新生里、中庄里、行政里、行仁里、行孝里、下埤里、江寧里、江山里、中吉里、中原里、興亞里、中央里、朱馥里、龍洲里、朱園里、埤頭里、朱崙里、力行里、復華里、北安里 (共 38 里)	臺北一區
		正得里、民安里、集英里、金泰里 (共 4 里)	臺北二區

市	區	里	微分區
臺北市	松山區	精忠里、龍田里、東昌里、東勢里、中華里、民有里、民福里、中正里、中崙里、美仁里、吉仁里、敦化里、福成里、松基里 (共 14 里)	臺北一區
		莊敬里、東榮里、三民里、新益里、富錦里、新東里、富泰里、介壽里、東光里、安平里、鵬程里、自強里、吉祥里、新聚里、復盛里、復源里、復建里、復勢里 (共 18 里)	臺北二區
		慈祐里 (共 1 里)	臺北三區
	大安區	德安里、仁慈里、和安里、民炤里、仁愛里、義村里、民輝里、昌隆里、誠安里、光武里、龍圖里、住安里、建安里、建倫里 (共 14 里)	臺北一區
		龍坡里、龍泉里、古風里、古莊里、龍安里、錦安里、福住里、永康里、光明里、錦泰里、錦華里、新龍里、龍陣里、龍雲里、龍生里、義安里、通化里、通安里、臨江里、法治里、全安里、群賢里、群英里、虎嘯里、臥龍里、龍淵里、龍門里、大學里、芳和里、敦安里、正聲里、敦煌里、華聲里、車層里、光信里、學府里 (共 36 里)	臺北二區
		黎元里、黎孝里、黎和里 (共 3 里)	臺北三區
	中正區	梅花里、幸市里、三愛里 (共 3 里)	臺北一區
		水源里、富水里、文盛里、林興里、河堤里、頂東里、網溪里、板溪里、螢圃里、螢雪里、永功里、永昌里、龍興里、忠勤里、廈安里、愛國里、南門里、龍光里、南福里、龍福里、新營里、建國里、光復里、黎明里、幸福里、東門里、文北里、文祥里 (共 28 里)	臺北二區
	萬華區	全區所有里 (共 36 里)	臺北二區

市	區	里	微分區
臺北市	文山區	景行里、景東里、景美里、景慶里、景仁里、景華里、萬有里、萬祥里、萬隆里、萬年里、萬和里、萬盛里、興豐里、興光里、興家里、興得里、興業里、興安里、興福里、興旺里、興泰里、興昌里、試院里、華興里、明義里、明興里、木柵里、木新里、順興里、樟林里、樟新里、樟腳里、萬興里、忠順里 (共 34 里)	臺北三區
	信義區	西村里、正和里、興隆里、中興里、新仁里、景新里、景聯里、景勤里、嘉興里、黎順里、黎平里、三張里、雙和里 (共 13 里)	臺北二區
		興雅里、敦厚里、廣居里、安康里、六藝里、雅祥里、五常里、五全里、永吉里、長春里、四育里、四維里、永春里、富臺里、國業里、松隆里、松友里、松光里、中坡里、中行里、大道里、大仁里、惠安里、三犁里、黎忠里、六合里、泰和里、黎安里 (共 28 里)	臺北三區
	內湖區	西湖里、西康里、西安里 (共 3 里)	臺北二區
		港墘里、港都里、港富里、港華里、內湖里、湖濱里、紫星里、金龍里、紫雲里、清白里、葫洲里、紫陽里、瑞陽里、瑞光里、五分里、東湖里、樂康里、週美里、行善里、石潭里、湖興里、湖元里、安湖里、金湖里、康寧里、明湖里、蘆洲里、麗山里 (共 28 里)	臺北三區
	南港區	南港里、中南里、新富里、三重里、東新里、新光里、東明里、西新里、玉成里、合成里、成福里、萬福里、鴻福里、百福里、聯成里、中研里、仁福里 (共 17 里)	臺北三區

表 2-6(b)　臺北市及新北市屬一般震區之里，其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

市	區	里	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M
新北市	中和區	橫路里、內南里 (共 2 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	新店區	太平里、柴埕里、德安里、雙城里、日興里、玫瑰里、塗潭里、美潭里、員潭里、雙坑里、粗坑里、屈尺里、龜山里、廣興里、直潭里、青潭里、新店里、張南里、國校里、文中里、廣明里、文明里、中興里、新生里、新德里、五峰里、明城里、寶福里 (共 28 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	樹林區	三興里、樂山里、東園里、西園里、南園里、北園里、柑園里、中山里 (共 8 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	土城區	清化里、祖田里 (共 2 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	五股區	觀音里、五龍里 (共 2 里)	0.5	0.3	0.7	0.45
	泰山區	大科里、黎明里 (共 2 里)	0.5	0.3	0.7	0.45
	淡水區	中和里、屯山里、賢孝里、興仁里、蕃薯里、義山里、忠山里、崁頂里、埤島里、新興里、水碓里、北投里、水源里、忠寮里、樹興里、坪頂里、中興里、協元里 (共 18 里)	0.5	0.3	0.7	0.45
	汐止區	八連里、白雲里、東山里、長青里、崇德里、環河里、大同里、文化里、東勢里、拱北里、康福里、湖興里、山光里、忠山里、金龍里、保安里、茄苳里、福安里、興福里、秀山里、保長里、烘內里、福德里 (共 23 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	八里區	長坑里 (共 1 里)	0.5	0.3	0.7	0.45

市	區	里	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M
新北市	鶯歌區	全區所有里 (共 20 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	三峽區	全區所有里 (共 26 里)	0.7	0.40	0.8	0.5
	瑞芳區	全區所有里 (共 34 里)	0.6	0.35	0.9	0.55
	林口區	全區所有里 (共 17 里)	0.5	0.3	0.7	0.45
	深坑區	全區所有里 (共 8 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	石碇區	全區所有里 (共 12 里)	0.7	0.4	0.9	0.55
	坪林區	全區所有里 (共 7 里)	0.7	0.4	0.9	0.55
	三芝區	全區所有里 (共 13 里)	0.5	0.3	0.7	0.45
	石門區	全區所有里 (共 9 里)	0.5	0.3	0.7	0.45
	平溪區	全區所有里 (共 12 里)	0.6	0.35	0.9	0.55
	雙溪區	全區所有里 (共 12 里)	0.7	0.4	0.9	0.55
	貢寮區	全區所有里 (共 11 里)	0.7	0.4	0.9	0.55
	金山區	全區所有里 (共 15 里)	0.5	0.3	0.7	0.45
	萬里區	全區所有里 (共 10 里)	0.5	0.3	0.8	0.5
	烏來區	全區所有里 (共 5 里)	0.7	0.4	0.9	0.55
臺北市	文山區	指南里、萬芳里、老泉里、博嘉里 (共 4 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	南港區	舊莊里、九如里 (共 2 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	內湖區	大湖里、金瑞里、碧山里、內溝里 (共 4 里)	0.6	0.35	0.7	0.45
	士林區	天母里、永福里、公館里、新安里、陽明里、菁山里、平等里、溪山里、翠山里 (共 9 里)	0.5	0.3	0.8	0.5
	北投區	永和里、林泉里、開明里、中和里、秀山里、泉源里、湖山里 (共 7 里)	0.5	0.3	0.7	0.45

表 2-6(c)　臺北盆地各微分區之工址短週期設計水平譜加速度係數 S_{DS}、工址短週期最大考量水平譜加速度係數 S_{MS} 以及反應譜短週期與中週期分界之轉角週期 T_0^D 與 T_0^M

微分區	S_{DS}	S_{MS}	T_0^D 與 T_0^M (秒)
臺北一區	0.6	0.8	1.60
臺北二區	0.6	0.8	1.30
臺北三區	0.6	0.8	1.05

表 2-7(a) 臺北盆地之工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD}

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

表 2-7(b) 臺北盆地之工址最大考量水平加速度反應譜係數 S_{aM}

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

表 2-8 傾倒力矩折減因子(n 為樓層數)

n-x≤10	τ=1.0
10≤n-x≤20	τ=1.0-0.02(n-x-10)
n-x≥20	τ=0.8

表 C2-1　短週期之設計水平譜加速度係數與等值 EPA 對照表

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

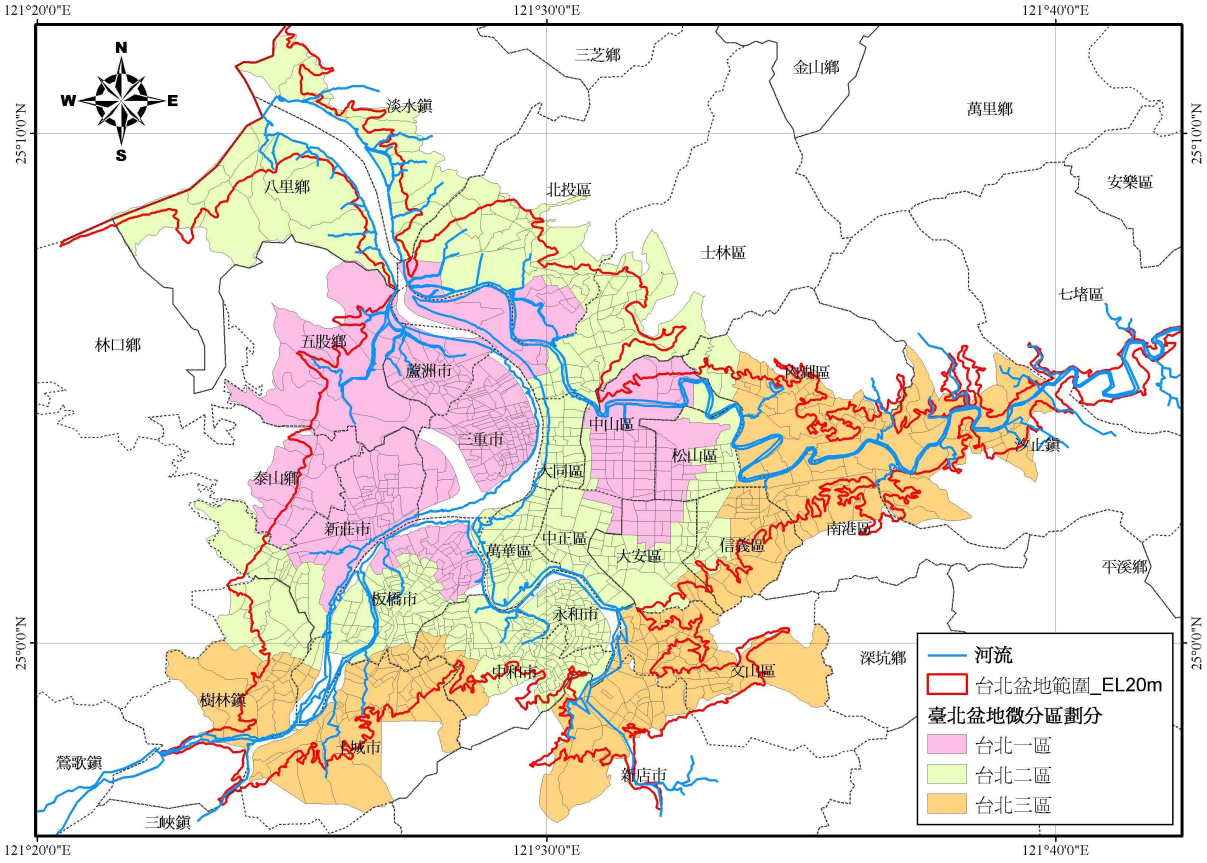


圖 2-1 臺北盆地設計地震微分區圖

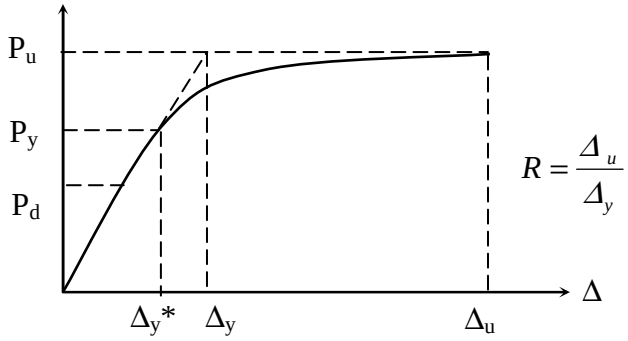


圖 C2-1 結構物設計地震力、降伏地震力、極限地震力與韌性容量 R

第四章　附屬於建築物之結構物部分構體、非結構構材與設備之地震力

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非建築結構物之地震力設計。

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 2.4 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：

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

臺北盆地：$R_{pa} = 1 + \dfrac{R_p - 1}{2.0}$ (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

一般工址與臺北盆地：$F_{pv} = \dfrac{1}{2} F_{ph}$ (4-3a)

近斷層區域：$F_{pv} = \dfrac{2}{3} F_{ph}$ (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。

4.3 設備設計規範

設備的設計規範中應列入本章所規定之設計地震力或註明請其參考本規範。

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。

4.4 重要或儲存危險物品建築物中設備之設計

2.8 節中第一類與第二類建築物中之設備，若設計地震下需能維持機能者，其設計與構造細節應考慮地震所產生位移之影響。

解說：

設計地震下需能維持機能的設備，除須考慮設計地震力外，仍須考慮結構變形對設備所造成之衝擊，譬如管線系統配置在樓層間，就須考慮地震所造成的樓層位移與相對位移。

設計地震時各樓層的位移，為依(2-3)式計算之設計地震作用下該層產生的位移乘以 $1.4\alpha_y R_a$ 倍。計算位移時應考量平移及扭轉位移，當 P-Δ 效應顯著者，計算之位移應包括此效應。

4.5 替代設計法

若有可靠的試驗與分析資料，足以提供某一特定類別之設備、部分構體或非結構構材之耐震設計時，可接受替代之，惟應受下述兩點之限制：

1.此些規定應提供錨定的最小設計地震力及將地震力傳遞至抵抗地震力主結構系

統之構材、接頭的最小設計地震力。

2.設計構體、非結構構材或設備的地震力 F_{ph} 及傾倒力矩不得小於本規範所規定的80%。

表 4-1　建築物部分構體及非結構構材附件係數

	a_p	R_p
1.內部非結構牆及隔間		
a.平面(無鋼筋)圬工牆	1.0	1.25
b.其他種牆及隔間	1.0	2.5
2.懸臂結構(無側撐或在其重心之下有側撐)		
a.女兒牆及內部懸壁非結構牆	2.5	2.5
b.煙囪	2.5	2.5
3 .半懸臂結構(在其重心之上有側撐)		
a.女兒牆	1.0	2.5
b.煙囪	1.0	2.5
c.外部非結構牆	1.0	2.5
4.外部非結構牆及其接合		
a.牆	1.0	2.5
b.牆版接合本體	1.0	2.5
c.接合係統之固定物	1.25	1.0
5.飾版		
a.有變形限制之飾版及附件	1.0	2.5
b.低變形之飾版及附件	1.0	1.25
6.屋頂突出物(由建築物構架延伸者除外)	2.5	3.5
7.天花板	1.0	2.5
8.儲櫃		
a 儲櫃及實驗室設備	1.0	2.5
9.通道處地版		
a.特殊通道處地版	1.0	2.5
b.其他	1.0	1.25
10.附屬物及裝飾品	2.5	2.5
11.標誌及廣告牌	2.5	2.5
12 其他剛性設備		
a.可高度變形之材料及其附件	1.0	3.5
b.有限度變形之材料及其附件	1.0	2.5
c.低度變形之材料及其附件	1.0	1.25
13. 其他柔性設備.		
a.可高度變形之材料及其附件	1.0	3.5
b.有限度變形之材料及其附件	2.5	2.5
c.低度變形之材料及其附件	2.5	1.25

第八章　既有建築物之耐震能力評估與耐震補強

8.1 通則

既有建築物依法令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。耐震能力評估與耐震補強應依公認技術辦理。

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，依舊法規設計之的建築物常有不符新法規之情形。為減除地震災害，日本在 1995 年 10 月公布了「建築物耐震改修促進法」，以利推動建築物之耐震評估與補強，如今已有了相當良好的成效。1999 年的 921 集集大地震，建築物損害嚴重，為減輕建築物在地震時遭受損害，對既有建築物實施耐震能力評估與補強是刻不容緩的課題。我國建築技術規則在民國 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、93 年及 94 年多次修訂，因此將有不少的既有建築物之耐震能力不符最新規範之耐震需求。有關建築物之耐震評估與補強制度，以及相關技術準則，目前尚在推動研議中，本規範為符社會之所需，將增訂原則性之規定，共同促進既有建築物耐震能力評估與補強工作之進行。

8.2 耐震能力評估與耐震補強

1. 建築物進行耐震能力評估前，應對主要結構部分(如梁、柱、剪力牆與斜撐系統等)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. 耐震能力評估與補強的基準應為主管建築機關所認可者，耐震能力評估的方法應為公認之學理。
3. 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。
4. 耐震補強應依其補強的目標，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。
5. 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)。

解說：

行政院已於民國 89 年 6 月 16 日核定「建築物實施耐震能力評估及補強方案」，期以公有建築物先行執行，作為民間表率，供爾後全面實施之參考，對於私有建築物擬以宣導方式推動。為確實有效進行建築物耐震評估及補強，該方案於 97 年 11 月 27 日修正部分條文，其對於耐震能力評估及補強基準如下，可供參考：

一、建築物之耐震能力評估分初步評估與詳細評估，初步評估供快速篩選優先評估順序對象之用。經初步評估判定為無疑慮者，得不必進行詳細評估；判定為有疑慮及確有疑慮者，除拆除重建外，應進行詳細評估或耐震設計補強。

二、實施耐震能力詳細評估之建築物，其不需補強或補強後之耐震能力應達下列基準：

（一）建築物之耐震能力以其能抵抗之最大地表加速度表示，其耐震能力應達本規範所規定工址回歸期475年之設計地震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回歸期475年之設計地震力下所需達到之性能水準。

（三）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，並檢討軟弱層存在之情況。

三、用途係數 I=1.5 之建築物，應檢討其供水、供電及消防設備系統固定之耐震能力；並應考慮墜落物對建築使用機能之影響。設備系統固定處之耐震能力以其所在樓層加速度檢核之，其耐震能力應達本規範之加速度規定。

本規範定義設計地震地表加速度為 $0.4S_{DS}$，其中，S_{DS} 為工址短週期設計譜加速度係數，乃依據 50 年使用年限中超越機率百分之十之均布危害度分析，按第二章之規定訂定。

第九章　隔震建築物設計

9.1　通則

本章依據建築技術規則建築構造編第四十九條之二規定訂定之。

9.1.1　適用範圍

本章適用於一般建築物使用隔震系統於基面之設計地震力及分析計算方式。本章未規定之事項，應依建築技術規則及其他工程設計規範規定辦理。

解說：

隔震建築物結構體及隔震元件之設計地震力計算方式規定於 9.2 節與 9.3 節；隔震系統與結構系統之設計細部要求規定於 9.4 節；隔震系統之隔震元件實體試驗與性能保證試驗規定於 9.5 節。

本章所指之隔震系統，為一種或多種隔震元件及（或）阻尼元件所組成，在地震作用下，使結構週期延長，隔震元件及（或）阻尼元件消散大部分地震能量之系統。其至少須具備下列基本要件：

（1）在垂直方向上具有足夠的剛性及承載容量來承受上部結構的重量。

隔震系統在垂直方向應具足夠剛性以承受上部結構重量為必備的先決條件，一個結構如不能安穩的承受本身的載重，則更不可能承受地震力。

（2）在強震作用下，水平方向具有足夠的柔性以延長結構週期，隔離地震震波進入建築物，降低水平地震力。

較大的柔性代表結構具有較長的週期，因為一般地震的重要週期大多在 0.1 秒~1 秒之間，而一般傳統建築的基本振動週期也大都在此範圍內，因此會有較大的震動。隔震系統可延長建築物的週期至 2 秒以上，使建築物因地震而產生的加速度反應(圖 C9-1)可大量減少，故可降低地震力對建物之作用力。

（3）具有消能裝置以控制建築物因週期延長所可能導致的位移增加。

由於隔震系統的高柔度，上部結構對於基礎可能會產生較大的相對位移，同時由圖 C9-1 的地震反應譜可看出，當結構週期增加時加速度反應會減小，但位移反應反而會增加。結構物的相對位移不能太大，否則會造成結構不穩定，因此隔震系統須有消能裝置以減少相對位移。

（4）須具足夠之水平勁度以抵抗風力。

雖然在抗震方面，隔震系統若具有越低的水平勁度越好，但是它仍應具有最低適宜的水平勁度以抵抗風力。

（5）須具足夠的回復勁度(recenter stiffness)，使隔震結構在經過地震後能夠回復到原來位置。

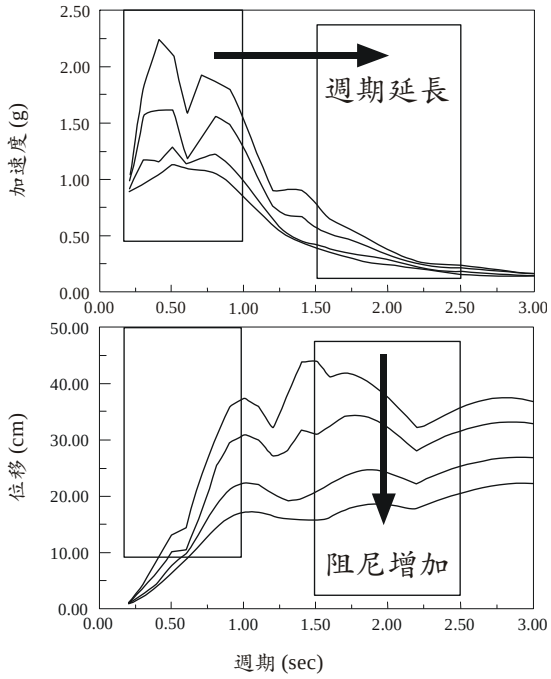


圖 C9-1　隔震設計基本原理

為避免非預期之意外狀況，隔震系統得視建築物座落地點、重要性及總位移量等，考量第二道之防制系統。第二防制系統的設計，以不影響隔震系統於設計地震作用下之功能為原則。任一隔震系統有其能承受之極限設計地震，超出此極限地震時，隔震系統將因過大的變位反而失去其功能。

9.1.2　隔震設計基本原則

隔震建築物之設計基本原則，係對所有隔震建築物，要求在設計地震下，隔震系統能正常發揮功能，隔震系統上部之結構體保持彈性，非結構元件無明顯損壞。對未能符合9.2.1節規定之隔震建築物，除上述要求外，亦須考量在最大考量地震下，隔震系統仍能正常發揮功能，隔震系統上部之結構體容許產生降伏，但使用之韌性不得高於規定之容許韌性容量，且非結構元件無嚴重損壞產生。

解說：

在設計地震下，隔震設計的基本原則，超過傳統結構的要求。隔震結構能避免上部建築物結構體於設計地震下之損壞和降低非結構構材的損壞程度，並保護建築物各類設備，減少使用機能損失。對於能符合9.2.1節規定之隔震建築物，因其幾何形狀及動力行為較為單純，若僅進行回歸期為475年設計地震之靜力分析，使之於設計地震下，隔震系統能正常發揮功能，隔震系統上部之結構體能保持彈性，則須進行部分韌性配筋，但不需檢核強柱弱梁及極限層剪力。對未能符合9.2.1節規定之隔震建築物，因其幾何形狀或動力行為較為複雜，若僅進行設計回歸期為475年設計地震之動力分析，則須進行韌性配筋；若進行設計回歸期為2500年最大考量地震之動力分析，且考慮經結構分析所設計之牆體影響後，結構仍保持彈性，則不需考慮韌性配筋，亦不需檢核強柱弱梁及極限層剪力。

9.1.3　基本設計要求

隔震建築結構及結構體均應符合本章及建築技術規則有關耐震設計之規定，並據以設計。

建築物側向力抵抗系統及隔震系統之設計，應考慮所規定之設計地震所產生之變形及應力。

解說：

本章規定之設計地震力為設計之最小地震力值，任何設計均不得低於該值。

9.1.4　基面之認定

基面係指地震輸入建築物之水平面，或可將其上方之構造視為振動體之水平面。

解說：

對基面隔震建築結構而言，基面係指隔震層底面；對中間層隔震建築結構而言，基面仍指地震輸入建築物之水平面，並非指隔震層底面。

9.1.5　隔震系統之穩定性

隔震系統在最大總位移時，其穩定性應以所需之分析與試驗作為佐證。

解說：

本節規定旨在利用分析與試驗確認隔震系統之穩定性，除可在設計時依可靠之理論分析，計算隔震支承之傾覆位移外，亦可依本章第 9.5.2.1.5 節或 9.5.2.2.5 節之穩定度試驗作為佐證，以確認隔震支承之最大總位移小於隔震支承之傾覆位移。

9.1.6　規則性與不規則性結構

每一隔震建築結構須按隔震系統及其上部結構的配置情形，區分為下列規則性結構或不規則性結構。

(一) 不規則性結構

(1) 上部結構的配置或形狀，有顯著的不規則性者。一般之不規則性如表1-1與表1-2所示。

(2) 結構具表1-1所列一種或多種不規則性時，應視為具立面上不規則性者。

(3) 結構具表1-2所列一種或多種不規則性時，應視為具平面上不規則性者。

(4) 隔震層具扭轉不規則性者。

(二) 規則性結構

非屬上述不規則性結構者。

解說：

在大地震中發現許多結構配置不良的不規則性結構，是致使結構體發生破壞的主因。不規則性結構主要係第一章中所述之立面、平面不規則或地震力傳遞路徑不規則或不連續者。一般規則性的建築物在地震中的彈性反應較易掌握，消能的方式較穩定，但不規則性結構的反應則較難瞭解。

9.1.7 分析方法之選擇

隔震建築物之耐震分析，可採用9.2節 規定之靜力分析方法，或9.3節 規定之動力分析方法；其分析方法之選擇，應分別依據該節有關適用範圍之規定。

解說：

本章共提供三種不同分析方法以決定設計地震力。第一種方法是靜力分析法以簡單的側向力公式（與第二章的靜力方法相似），考慮震區、地盤類別及隔震結構的週期和阻尼等，以決定設計位移及設計地震力，適用於能符合9.2.1節規定之幾何形狀與動力行為較為單純的隔震建築物。對於幾何形狀較複雜或特別柔軟等之不能符合9.2.1節規定的隔震建築物，則應使用動力分析法（反應譜分析或歷時分析）進行設計地震下之分析。

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2.5節所規定之近斷層區域，或工址雖屬近斷層區域但近斷層調整因子N_A=1及N_V=1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。

9.2.2 隔震系統變位特性

隔震結構之最小側向地震設計位移與設計地震力應基於此隔震系統之變位特性而定。

以本章之要求所設計的隔震系統，其變位特性應包含風束制系統之效應。

隔震系統之變位特性應依9.5節規定進行試驗證明。

9.2.3 最小側向位移

9.2.3.1 設計位移

隔震系統於設計地震下，應設計使能抵抗沿結構每一水平主軸方向所產生之設計位移 D_D：

$$D_D = \left[\frac{g}{4\pi^2}\right] S_{aD} T_{eD}^2 / B \qquad (9\text{-}1)$$

其中，

D_D ：隔震系統之設計位移。(隔震系統之剛心相對於基面之位移)

S_{aD}：工址設計水平譜加速度係數，依第二章規定，但長週期不受不得小於$0.4S_{DS}$之限制。

B ：阻尼比修正係數，依 9.2.4 節規定計算。

T_{eD}：沿考慮方向，隔震建築物於設計位移時之有效振動週期，依 9.2.4 節規定。

g ：重力加速度。

解說：

隔震建築物所受之彈性水平地震力可由下式表示

$$V = C_s W \tag{C9-1}$$

其中，C_s為地震力係數，在5%阻尼比情形下為

$$C_s = S_{aD} \tag{C9-2}$$

其中，W為隔震系統所支承之上部結構靜載重，C_s為地震力係數。隔震系統因含有消能裝置其阻尼比較高，因此不能像一般建築的耐震設計規範均假設為5%，阻尼比修正係數 B 即是用來調整反應譜因阻尼比不同而產生之變化。

故隔震建築在考慮週期延長及阻尼比增加的情況下，於所考慮之振動方向的地震力係數 C_S 可表示為

$$C_S = S_{aD} / B \tag{C9-3}$$

而隔震建築的水平設計位移，可由反應譜加速度與反應譜位移的關係求得，即

$$S_{aD}\ g / B = (2\pi / T_{eD})^2 D_D \tag{C9-4}$$

移項後可得

$$D_D = \frac{g}{4\pi^2 B} S_{aD} T_{eD}^2 \tag{C9-5}$$

9.2.3.2　設計總位移與最大總位移

隔震系統中之隔震元件設計總位移 D_{TD}與最大總位移 D_{TM}應包含隔震系統以上結構質心與隔震系統剛心不重合及隔震系統以上結構質心估計不準而引起之意外扭轉所造成之額外位移；而此類扭矩之計算，應考慮隔震系統之有效勁度在空間上之分布及隔震系統以上結構質量偏心之最劣位置。其設計總位移 D_{TD} 與最大總位移 D_{TM}依下式計算：

$$D_M = \left[\frac{g}{4\pi^2}\right] S_{aM} T_{eM}^2 / B \tag{9-2}$$

$$D_{TD} = D_D\left[1 + y\frac{12e}{b^2 + d^2}\right] \quad (9\text{-}3a)$$

$$D_{TM} = D_M\left[1 + y\frac{12e}{b^2 + d^2}\right] \quad (9\text{-}3b)$$

但D_{TM}之值不必大於1.5D_{TD}。

其中，

D_M：隔震系統之最大考量位移。(隔震系統之剛心相對於基面之位移)

S_{aM}：工址最大考量水平譜加速度係數，依第二章規定，但長週期不受不得小於$0.4S_{MS}$之限制。

T_{eM}：沿考慮方向，隔震建築物於最大考量位移時之有效振動週期(sec)，依9.2.4節規定。

y　：沿垂直於地震加載力方向之隔震元件與隔震系統剛心間之距離(m)。

e　：實際偏心與意外偏心之總合；實際偏心為隔震系統以上結構之質心與隔震系統剛心間之平面距離。意外偏心取建築物最大平面尺寸之5%。

d　：結構最長之平面尺寸。

b　：沿垂直於d之方向之結構最短平面尺寸。

若隔震系統經適當配置可以抵抗扭轉，再經詳細分析所得之設計總位移D_{TD}與最大總位移D_{TM}分別小於(9-3a)式與(9-3b)式計算所得之值時，可採用較小之值，但分別不得小於設計位移D_D與最大考量位移D_M之1.1倍。

對於隔震元件之穩定性試驗，應以設計使用之最大總位移D_{TM}，並依9.5.2.1.5節或9.5.2.2.5節隔震元件穩定度試驗之規定驗證之。

解說：

隔震系統的配置應盡量將上部結構質心與隔震系統剛心間之偏心減至最小程度，方能將扭矩所造成隔震元件的位移降低，此處跟傳統結構耐震設計一樣，在兩水平方向上，需考慮最小意外偏心。

(9-3a)式與(9-3b)式提供較簡化之公式以計算扭轉造成之反應，式中偏心值 e 取最大平面尺寸的5%，對於方型建築物，由扭轉所造成結構體角隅處設計位移增加約15%；而對長方型建築物，最大可達30%，(9-3a)式與(9-3b)式較適於估算具有均勻勁度分布的隔震系統。

由於扭轉造成額外增加之位移，對於勁度集中在建築物周圍的隔震系統或某些滑移型的隔震系統，減小質量偏心將有助於降低扭轉所造成之位移，故設計總位移與最大總位移若經計算證明較(9-3a)式與(9-3b)式小，則可取該較小之值，但設計總位移亦不得小於設計位移D_D與最大總位移不得小於最大考量位移D_M之1.1倍，且設計總位移 D_{TD}所對應隔震元件橡膠總厚度之剪應變不宜大於200%。

最大總位移D_{TM}係考慮工址所能預期之最大考量地震地表搖動程度計算所

得隔震系統中隔震元件之側向位移，其計算結果不必大於1.5D_{TD}，D_{TM}包含因實際及意外扭轉造成之額外位移，用於下列情況：

（1）隔震系統或其某一元件之穩定度驗証。

（2）建築物隔震間隙之設計。

9.2.4　有效振動週期及阻尼比修正係數

隔震建築物於設計位移下之有效振動週期T_{eD} 及最大考量位移下之有效振動週期T_{eM} 應基於隔震系統之變位特性，依下式而定：

$$T_{eD} = 2\pi\sqrt{\frac{W}{K_{eD}g}} \tag{9-4a}$$

$$T_{eM} = 2\pi\sqrt{\frac{W}{K_{eM}g}} \tag{9-4b}$$

其中，

K_{eD}：沿考慮之水平方向，隔震系統在設計位移下之有效勁度。

K_{eM}：沿考慮之水平方向，隔震系統在最大考量位移下之有效勁度。

W　：隔震系統上方之結構總靜載重。

阻尼比修正係數B依下式所定

$$B = B_S \quad ; \quad T_e < T_0 \tag{9-5a}$$

$$B = B_1 \quad ; \quad T_e \geq T_0 \tag{9-5b}$$

其中，T_e為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}，B_S與B_1為第三章表3-1規定之短週期與長週期結構之阻尼比修正係數，其與隔震系統之等效阻尼比ξ_e有關，隔震系統於設計位移下之等效阻尼比ξ_{eD}及最大考量位移下之等效阻尼比ξ_{eM} 依下式計算：

$$\xi_{eD} = \frac{1}{2\pi}\left[\frac{A_{TD}}{K_{eD}D_D^2}\right] \tag{9-6a}$$

$$\xi_{eM} = \frac{1}{2\pi}\left[\frac{A_{TM}}{K_{eM}D_M^2}\right] \tag{9-6b}$$

其中，A_{TD}為隔震系統在設計位移下之遲滯迴圈面積總和，A_{TM}為隔震系統在最大考量位移下之遲滯迴圈面積總和。

解說：

由於隔震系統之水平勁度遠低於上部結構，故於隔震建築的第一振態中，上部結構之變形很小，整個上部結構幾乎以一剛體運動，所以(9-4a)式及(9-4b)式隔

震結構之有效週期計算即不考慮上部結構的變形。

本章中，沿考慮之水平方向上，隔震系統在設計位移下之平均有效勁度K_{eD}應取所有隔震元件在設計位移下之平均有效勁度之總和，而每一隔震元件之平均有效勁度k_{eD} 應由9.5.2.1.3節或9.5.2.2.3節在設計位移下的循環試驗所建立的三個遲滯曲線中(如圖C9-2)，分別計算這三個遲滯曲線之有效勁度後所得之平均值，即

$$K_{eD} = \sum_{i=1}^{m} k_{eD} \tag{C9-6}$$

$$\text{而}\quad k_{eD} = \frac{1}{3}\sum_{i=1}^{3} k_{eD}^{i} \tag{C9-7}$$

$$\text{且}\quad k_{eD}^{i} = \frac{F_i^{+} - F_i^{-}}{2D_D} \tag{C9-8}$$

其中，

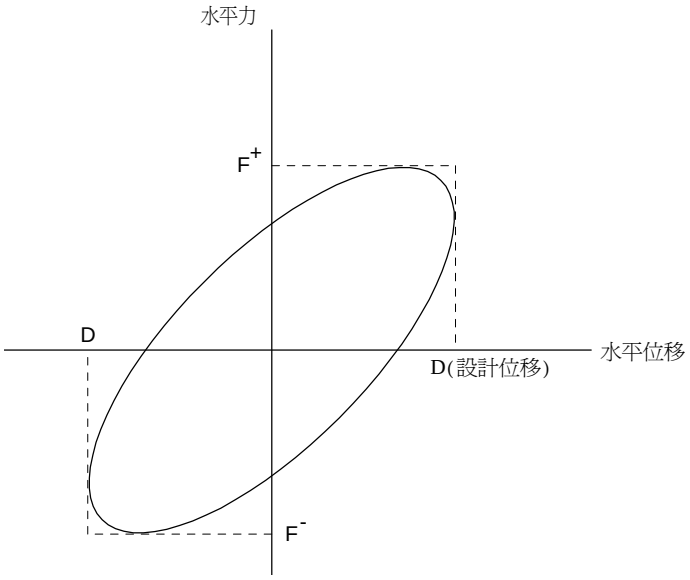
m　：隔震系統內，隔震元件之數目。

k_{eD}：各個隔震元件在設計位移下之平均有效勁度。

k_{eD}^{i}：隔震元件在設計位移下，第 i 個循環試驗下的有效勁度。

F_i^{+}、F_i^{-}：隔震元件在設計位移下，第i個循環試驗中正向及負向之最大剪力。

D_D ：隔震系統之設計位移，見(9-1)式。



$$K_{eff} = \sum_{j=1}^{m} k_{eff} \;;\; k_{eff} = \frac{1}{3}\sum_{i=1}^{3} k_{eff}^{i} \;;\; k_{eff}^{i} = \frac{F_i^{+} - F_i^{-}}{2D}$$

圖C9-2　第m個隔震器在第i個循環載重下的遲滯迴圈

阻尼比異於5%時之阻尼修正係數B(B_S或B_1)，依第三章表3-1之規定取值。隔震系統之等效阻尼比ξ_e，係根據隔震系統之遲滯迴圈而定義如下：

$$\xi_e = \frac{E_D}{4\pi E_S} \tag{C9-9}$$

其中，E_D 為隔震系統單一迴圈所消散之能量(即為A_{TD})；E_S 為隔震系統之彈性應變能，其值等於

$$E_S = \frac{1}{2} K_{eD} D_D^2 \tag{C9-10}$$

將(C9-10)式代入(C9-9)式中得

$$\xi_{eD} = \frac{1}{2\pi}[\frac{A_{TD}}{K_{eD} D_D^2}] \tag{C9-11}$$

(C9-11)式中，A_{TD}（總面積）應取所有隔震元件在設計位移下之遲滯曲線面積之總和，而每一隔震元件之遲滯曲線面積應由9.5.2.1.3節或9.5.2.2.3節在設計位移下的循環試驗所建立的三個遲滯曲線，分別計算這三個遲滯曲線之面積後所得之平均值。

9.2.5 最小設計水平總橫力

9.2.5.1 位於隔震系統下方之結構

位於隔震系統下方之結構應以一般耐震結構之規定進行設計，其最小設計水平總橫力V_b，依下式計算：

$$V_b = \frac{K_{eD} D_D}{0.8\alpha_y} \tag{9-7}$$

其中，

K_{eD} ：沿考慮之水平方向，隔震系統在設計位移下之有效勁度。

D_D ：隔震系統之設計位移，見(9-1)式。

9.2.5.2 位於隔震系統上方之結構

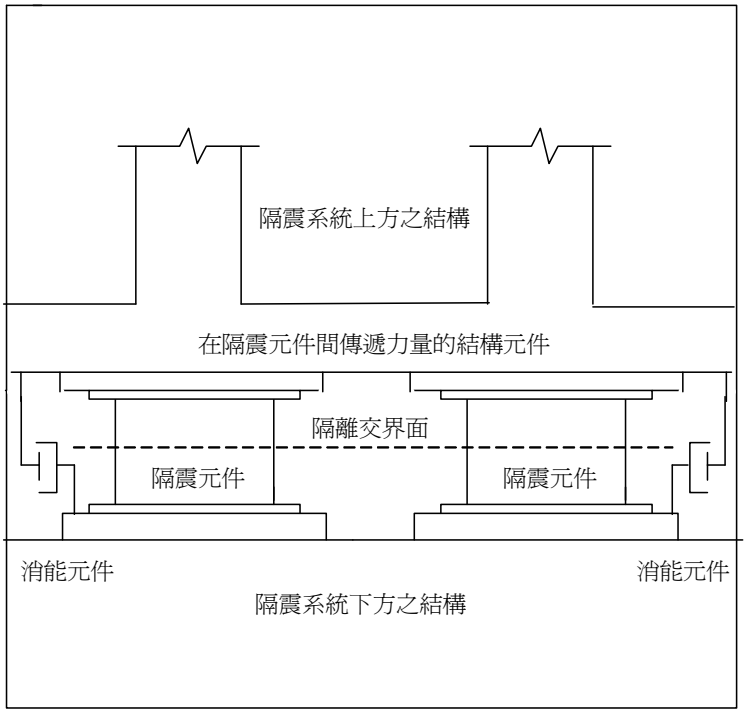
位於隔震系統上方之結構其最小設計水平總橫力V_S，依下式計算：

$$V_S = \frac{K_{eD} D_D}{\alpha_y} \tag{9-8}$$

解 說 ：

(9-7)式及(9-8)式所指隔震系統之上方與下方結構示意圖如圖C9-3所示。其中起始降伏地震力放大倍數α_y依第二章2.9節之規定。

$K_{eD}D_D$為由隔震系統傳入上部結構之水平力，即$\frac{K_{eD}D_D}{\alpha_y}$為上部結構之彈性設計地震力，其中起始降伏地震力放大倍數α_y依第二章2.9節之規定。由於隔震的原理是延長結構週期以降低地震力，因此不希望於設計地震下建築物的上部結構有任何桿件產生降伏，故於設計地震下不考慮結構系統地震力折減係數F_u。



圖C9-3　隔震系統之上方與下方結構示意圖

9.2.5.3　最小設計水平總橫力之限制

位於隔震系統上方之結構其最小設計水平總橫力V_S之值不可小於下值：

1. 由設計風載重計算所得之基層剪力。
2. 使隔震系統發揮功能所需之側向地震力的1.5倍，該側向地震力包括軟化性隔震系統之降伏強度、犧牲性風束制系統之極限強度或滑動性隔震系統之靜摩擦力等。

解說：

這些限制的目的在於避免上部結構在隔震系統還未完全發揮功能前即提早降伏，故須分別確定(1)隔震系統的降伏強度、(2)遇強震時，犧牲性風束制系統欲脫離上部結構所須之力或滑移型隔震系統的靜摩擦力。

9.2.6 地震力之豎向分配

基面隔震建築物，位於隔震系統上方之結構其所受之最小總橫力V_S，應依下式豎向分配於隔離交界面以上之各層：

$$F_x = V_S \frac{W_x u_x}{\sum_{i=0}^{n} W_i u_i} \tag{9-9}$$

其中，

W_x ：建築物第x層之重量。

W_i ：建築物第i層之重量(當i =0時，W_0 為隔震系統上面建築物底版之重量)。

u_x ：以f_x 作用於隔震建築物各樓層之水平方向後，第x層所產生之位移，f_x 依下式計算：

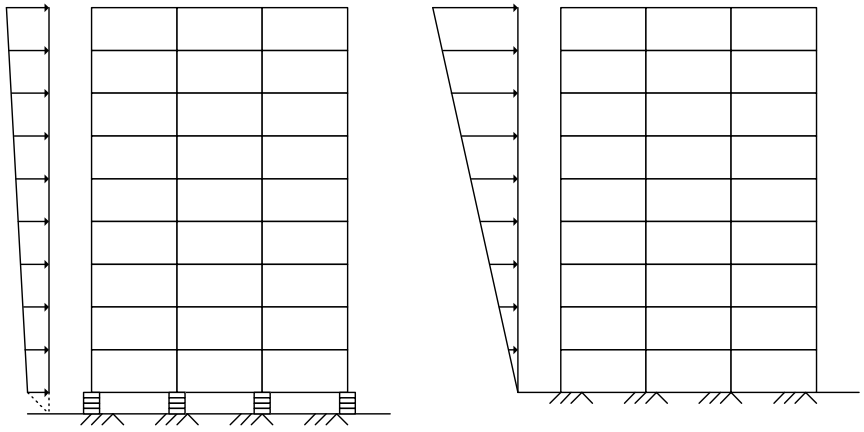
$$f_x = K_{eD} D_D \frac{W_x}{\sum_{i=0}^{n} W_i} \tag{9-10}$$

作用在第x層之橫力F_x依該層質量之分布，分配於該層平面。每一結構性元件之應力應視為將力F_x施加於基層上方之適當樓層時所得之效應來作計算。

解說：

由於隔震建築物的第一振態幾乎全部集中在隔震系統，上部結構的變形極小，如圖C9-4(a)，因此所示以建築物各層樓重量為水平力，施加於隔震建築物各樓層之水平方向後，各樓層所產生之位移為豎向分配之依據。在一般非隔震建築物總橫力的分布則如圖C9-4(b)所示，成倒三角形分布。隔震系統上面建築物底版之重量W_o須加入地震力的豎向分配中。

由於中間層隔震建築結構之研究文獻有限，國內相關研究亦仍在進行中，因此，初步建議本節規定暫不適用於中間層隔震建築結構隔震系統上方結構之地震力豎向分配，必須以反應譜分析與非線性動力歷時分析進行分析與設計之相關檢核。



(a) 隔震建築物　　(b) 一般建築物

圖C9-4 隔震建築與一般建築的地震側力分布

9.2.7　結構分析模式之模擬

隔震建築物之結構模擬應依2.13節之規定，儘量反應實際情形，力求隔震系

統、幾何形狀、質量分布、構材斷面性質等之模擬能夠準確。

隔震系統應使用依9.2.2節之要求所建立或經試驗證明之變位特性模擬之。

隔震系統之模擬應具下列細節：

(1) 考慮隔震元件之空間配置。

(2) 考慮上部結構質量偏心之最劣位置，以計算位於隔震系統上方結構之平移（兩個水平方向）及扭轉。

(3) 估算作用於單一隔震元件上之傾倒及揚升力。

(4) 若隔震系統之力與位移特性受垂直加載或雙側向加載之影響時，隔震系統之模擬應能考慮此影響。

解說：

隔震結構分析模式之模擬，應儘量反映實際的情形，如此獲得的內力才較具正確性。

9.2.8 意外扭矩

隔震建築物意外扭矩之考量方式依第二章2.14節之規定。

9.2.9 傾倒力矩

構造物之設計，應能抵禦地震引致之傾倒作用。任一層須抵抗之傾倒力矩為其上各層依9.2.6節分配所得地震力所產生之力矩。

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。

9.2.10 層間相對側向位移及建築物之間隔

9.2.10.1 容許層間相對側向位移角

隔震系統上方之結構，在設計地震力作用下，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，應不得超過$0.005/\alpha_y$。計算位移時應考慮平移與扭轉位移。

解說：

由於隔震系統檢核層間相對側向位移角係在設計地震下，高於2.16節的地震，因此隔震系統上方結構之側向力抵抗系統應具有足夠的勁度與強度，以避免較大的層間相對位移，避免非結構構材產生破壞。

隔震結構之最大容許層間相對側向位移視分析方法不同而異，反應譜分析法及歷時分析法時結構之層間容許相對側向位移角依9.3.9節之規定。

9.2.10.2　隔震建築物之間隔

為避免地震時引起之變形造成鄰棟建築物間的相互碰撞，隔震建築物應留設適當之間隔，其間隔為$0.6(D_{TD}+D_r)$，其中，D_r為上部結構在設計地震力作用下對其底版之相對位移。另為避免地震時隔震建築物碰撞周遭擋土壁或其它阻礙物而影響隔震系統功能，隔震建築物與周遭擋土壁或其它阻礙物間之最小間距須大於最大總位移D_{TM}。需要考慮$P-\Delta$效應者，其計算之位移亦應包括此效應。

解說：

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，因此可乘以0.6。

9.2.11　垂直地震效應

隔震建築物仍應考慮垂直地震效應，對應此效應時，應考慮隔震元件之垂直向勁度及位於隔震系統上方結構之垂直向勁度。考慮垂直地震效應時，垂直向之設計譜加速度係數 $S_{aD,V}$ 依第二章中(2-22)式計算，其中S_{aD}在長週期不受不得小於$0.4S_{DS}$之限制。

9.3 動力分析方法

9.3.1 適用範圍

1. 反應譜分析：

未能符合第9.2.1節之規定者，反應譜分析法可用於設計隔震建築物在設計地震下之分析。

2. 非線性歷時分析：

非線性歷時分析法可用於設計所有隔震結構。

解說：

動力分析的方法可分為反應譜分析及非線性歷時分析兩種。反應譜分析法可依設計反應譜並考慮隔震設計之等效週期與阻尼比而進行，非線性歷時分析之地表加速度歷時則須由設計反應譜衍生。

針對符合第9.2.1節規定者，若僅進行第9.2節設計靜力分析(彈性設計)，結構保持彈性，則須進行部分韌性配筋，但不需檢核強柱弱梁及極限層剪力。針對未能符合第9.2.1節規定者，若僅進行設計回歸期為475年地震之動力分析，則須進行韌性配筋；若進行設計回歸期為2500年地震之動力分析，且考慮經結構分析所設計之牆體影響後，結構仍保持彈性，則不需考慮韌性配筋，亦不需檢核強柱弱梁及極限層剪力。

9.3.2 加速度反應譜

反應譜分析採用之經阻尼比修正係數B（B_S或B_1）修正後之水平加速度反應譜S_{aD}/B，依第三章表3-1之規定；非線性歷時分析所採用之水平加速度歷時紀錄，其5%阻尼比之反應譜須與水平加速度反應譜S_{aD}相符，依第三章3.2節及表3-1之規定，但長週期不受不得小於$0.4S_{DS}$之限制。

解說：

進行反應譜分析時，由於所採用之方法為等效線性分析，故其設計反應譜須能反映出隔震系統貢獻之等效阻尼比，因此反應譜分析所用之設計反應譜須考慮阻尼比修正係數B（ B_S或 B_1）。而進行非線性歷時分析時由於假設之阻尼比為5%，故阻尼比修正係數值等於1.0，所輸入之地震波加速度歷時依9.3.7節規定。

9.3.3 總橫力之調整

任一方向動力分析的設計總橫力，為動力分析所得總橫力依下列規定調整而得：

9.3.3.1 反應譜分析

(1) 位於隔震系統(含)及其下方之結構元件，於設計地震下，反應譜分析所得之

總橫力除以0.8後不得小於(9-7)式所定V_b值之90%。

(2) 位於隔震系統上方之結構，其配置為規則性者，於設計地震下，反應譜分析所得之總橫力不得小於(9-8)式所定V_S值之80%，且不得小於9.2.5.3節所定之限度。

(3) 位於隔震系統上方之結構，其配置為不規則性者，於設計地震下，反應譜分析所得之總橫力不得小於(9-8)式所定V_S值，且不得小於9.2.5.3節所定之限度。

9.3.3.2 非線性歷時分析

(1) 位於隔震系統(含)及其下方之結構元件，於設計地震下，非線性歷時分析所得之總橫力除以0.8後不得小於(9-7)式所定V_b值之90%。

(2) 位於隔震系統上方之結構，其配置為規則性者，於設計地震下，非線性歷時分析所得之總橫力不得小於(9-8)式所定V_S值之60%。且不得小於9.2.5.3節所定之限度。

(3) 位於隔震系統上方之結構，其配置為不規則性者，於設計地震下，非線性歷時分析所得之總橫力不得小於(9-8)式所定V_S值之80%。且不得小於9.2.5.3節所定之限度。

解說：

動力分析所得之設計總橫力，通常會小於靜力分析者，為增加需進行動力分析建築物之安全性，因此訂定設計總橫力之下限。

9.3.4 設計位移之調整

不論使用反應譜分析法或非線性歷時分析法，任一方向動力分析所得隔震系統之位移應依下列規定調整：

(1) 隔震系統之設計總位移不得小於(9-3a)式所定D_{TD}值之90%。

(2) 隔震系統之最大總位移不得小於(9-3b)式所定D_{TM}值之80%。

上述之下限值，其估算應使用依9.2.3.2節規定之D_{TD}及D_{TM}值，其中可用 $D_D^{'}$ 及 D'_M 代替D_D及D_M值，該 D'_D 及 D'_M 由下式所定：

$$D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1+(T/T_{eD})^2}} \tag{9-11a}$$

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1+(T/T_{eM})^2}} \tag{9-11b}$$

其中，T_{eD} 及 T_{eM} 分別為沿考慮方向上隔震結構於設計位移及最大考量位移下之有效振動週期，如(9-4a)式及(9-4b)式所述。T 為考慮固定基礎時上部結構之基本振動週期，依第二章2.6節之規定計算，但2.6節中之 h_n 於此則指隔震交界面至屋

頂面之高度。

解說：

動力分析所得位移通常會小於靜力分析者，為增加需進行動力分析建築物之安全性，因此將隔震系統之位移調高。隔震系統上方結構之彈性、固定基礎基本振動週期 T 之經驗計算公式，與第二章2.6節中所採用者相同。

9.3.5 結構動力分析模式

9.3.5.1 通則

動力分析時，隔震建築物之結構模擬應儘量反應實際情形，力求隔震系統、幾何形狀、質量分布、構材斷面性質及土壤與基礎結構互制等之模擬能夠準確。

9.3.5.2 隔震系統

隔震系統應使用依9.2.2節之要求所建立或經試驗證明之變位特性模擬之。

隔震系統之模擬應具下列之細節：

(1) 考慮隔震元件之空間配置。

(2) 考慮質量偏心之最劣位置，以計算位於隔震系統上方結構之平移（兩個水平方向）及扭轉。

(3) 估算作用於單一隔震元件上之傾倒及揚升力。

(4) 若隔震系統之力與位移特性受垂直加載、雙側向加載或加載率之影響時，隔震系統之模擬應能考慮此影響。

9.3.5.3 隔震結構

9.3.5.3.1 位移

每一樓層之最大位移及橫跨隔震系統之設計總位移與最大總位移，應使用此隔震結構之模式計算，而該模式中應加入此隔震系統及側向力抵抗系統之非線性元件之力與位移特性。

具非線性元件之隔震系統，包含(但不僅限於)未能滿足9.2.1節第4項準則之系統。

9.3.5.3.2 耐震元件之力與位移

滿足下列要求之側向力抵抗系統，其耐震元件之力與位移得使用隔震結構之線彈性模型計算之：

(1) 對於非線性隔震系統所假設之擬彈性特性為基於隔震系統之最大有效勁度。

(2) 所有側向力抵抗系統之耐震元件於設計地震下仍保持彈性。

解說：

動力分析時，建築物結構模擬之原則與靜力分析模擬原則相似。動力分析時

尚須注意各樓版扭轉慣性矩的計算是否正確，此外，若考慮基礎土壤互制等值彈簧之阻尼時，也要做正確之計算。

9.3.6　多振態反應譜疊加法

隔震建築之動力分析若以多振態反應譜法進行時：

(1) 所考慮之振態數目應使*x*向、*y*向及扭轉方向之有效質量和均已超過建築物總質量的 90%。

(2) 建築物甚不規則時，地震輸入的方向應多考慮幾個角度。進行振態間之疊加時，宜採用CQC法則，惟若振態間之週期不甚相近，可採用SRSS疊加法。

解說：

反應譜分析須依9.3.2節所規定之5%阻尼比彈性反應譜進行。其分析流程基本上類似靜力分析之迭代方法，隔震系統之有效勁度及等效阻尼比可依假設之隔震系統設計位移估算之。但隔震系統之等效阻尼比不應大於30%。隔震結構之振動模態可分為隔震振態及非隔震振態兩種。隔震振態所對應之週期較長，其主要變形集中於隔震系統之變形，而其所對應之等效阻尼比可依複合阻尼比概念求得

$$(\xi_e)_j = \frac{\sum_i (\phi_j)_i^T K_i (\phi_j)_i \xi_i}{\phi_j^T K \phi_j} \qquad \text{(C9-12)}$$

其中，

$(\xi_e)_j$：第*j*振態之等效阻尼比

K_i　：第*i*構件之勁度矩陣

K　：整體系統之勁度矩陣

ϕ_j　：第*j*振態之振態形狀向量

$(\phi_j)_i$：第*i*構件在第*j*振態所對應自由度之振態形狀向量

ξ_i　：第*i*構件之阻尼比，包含隔震元件之等效阻尼比及其它構件之黏阻尼

根據(C9-12)式所得之$(\xi_e)_j$值可將第*j*振態所對應之5%阻尼比彈性反應譜值除以$(\xi_e)_j$所對應之阻尼比修正係數B(B_S或B_1)，以考慮等效阻尼比之效應。對於非隔震振態，其分析方法可依一般反應譜分析法進行；其阻尼比假設為5%，但若考慮其系統阻尼比小於5%，則阻尼比修正係數值將大於1.0，反應譜值須相對地予以放大。若只為了計算地面以上的物理量，如隔震層的總剪力或地面以上構材的內力時，有些振態幾無貢獻。在此情況下，所須疊加的振態數可改採有效振態質量和超過建築物地面以上總質量的90%以上即可。

9.3.7　非線性動力分析

所輸入之地震紀錄，至少取三個與設計反應譜相符之水平地震紀錄，其應能

確切反映工址設計地震(或最大考量地震)之地震規模、斷層距離與震源效應。針對任一個水平地震紀錄，其 5%阻尼比反應譜於 $0.2T_{eD}(T_{eM})$至 $1.5T_{eD}(T_{eM})$週期範圍內任一點之譜加速度值不得低於設計(最大考量)譜加速度值之90%及於此週期範圍內之平均值不得低於設計(最大考量)譜加速度值之平均值，其中 $T_{eD}(T_{eM})$為隔震建物於設計位移(最大考量位移)下之有效振動週期。

若使用七組以上的地震加速度歷時，所得反應的平均值可作為設計之用。

解說：

參考第三章3.6節之解說。輸入之地震紀錄，以工址附近之紀錄為佳；若實測地震紀錄之反應譜在周期T_{eD}附近有放大現象時，應就此實測地震紀錄作適當之考量。

9.3.8 動態扭矩

動力分析各層所產生之動態扭矩必須考慮，可算得動態偏心距，加上意外偏心距後，以等值靜態地震力來施加。如動力分析直接取構材內力來振態疊加，因意外偏心不易加入，可將各層質心偏移計算質心 ±5% 建築物平面尺度的四個位置，逕行進行動力分析設計之。

解說：

參考第三章3.7節之解說。

9.3.9 層間相對側向位移與建築物之間隔

9.3.9.1 容許層間相對側向位移角

在設計地震下位於隔震系統上方之結構，由反應譜分析所得之最大層間相對側向位移角（含隔震系統之垂直變形所造成之位移角）不得超過$0.005/\alpha_y$。

隔震結構之模擬應使構材內力與結構變形能反映$P-\Delta$效應引致之結果。若二次彎矩與一次彎矩的比值小於0.1時，$P-\Delta$效應可不必考慮。任一樓層此比值可依該層以上靜、活載重和乘以該層層間相對側向位移除以該層層剪力與層高之積。

9.3.9.2 建築物之間隔

為避免地震時引起之變形造成鄰棟建築物間的相互碰撞，根據動力分析算得之建築物之間隔，需符合9.2.10.2節之規定。

9.3.10　垂直地震效應

隔震建築物垂直地震效應之考慮依9.2.11節規定。

解說：

參考第三章 3.11 節之解說。

9.4 隔震建築物設計詳細要求

9.4.1 通則

隔震系統及其上部結構系統應依本節之規定，並符合本規範其他各章節之要求事項。

9.4.2 隔震系統

9.4.2.1 環境狀況

除風與地震所造成之載重外，隔震系統之設計並應考慮其他環境狀況，包含老化效應、潛變、疲勞、作業溫度及潮溼或破壞性物質之影響。

9.4.2.2 抗風

隔震系統以上之建築物，應能抵抗設計規範所定之風力。隔震系統之抗風裝置應能使隔震系統上方建築物之側向位移符合風力規範之限制。

9.4.2.3 防火

隔震系統須具適當之防火保護，使其防火時效與建築物隔震層當層之柱、梁、牆、樓版或其他構材之防火時效一致。若隔震層為使用空間，則隔震系統之防火時效應大於建築物當層之柱、梁、牆、樓版或其他構材之防火時效。

9.4.2.4 側向回復力

隔震系統應具適當之回復力，於任何垂直力加水平力下，其勁度應為正值。

9.4.2.5 側向位移限制

隔震系統得適當配置位移束制裝置，使隔震系統之最大側向位移不超過最大總位移 D_{TM}。

9.4.2.6 垂直加載穩定性

隔震系統之所有構材承受最大垂直載重 $1.2Q_D+0.5Q_L+|Q_E|$ 及最小垂直載重 $0.8Q_D-|Q_E|$ 作用下須能保持穩定。其中 Q_E 應包括水平及垂直設計地震效應。

9.4.2.7 傾倒

建築物隔震系統之抗傾倒力矩不得小於傾倒力矩。傾倒力矩應以設計地震力之 1.5 倍計算，抗傾倒力矩則依隔震系統上部構造物重量之 0.9 倍計算。

若所造成之位移不至引致隔震元件或其他建物元件之應力過度或不穩定時，可容許個別元件的局部上舉，但需增加抗上舉措施。

9.4.2.8 檢測與更換

(1) 隔震建築需有能滿足設計需求之檢測及維護計畫。

(2) 隔震建築需留設供檢查及更換所有隔震構材及元件之通道、空間及頂升之結構。

(3) 監造者及結構設計者需於隔震建築核發使用執照前，完成隔震系統及界面區域所有構件之最終檢查。

(4) 隔震系統構件之修復及更換需在有隔震建築設計或施工經驗之建築師或專業技師監督下進行。

9.4.2.9 品質管制

結構設計者應依第 9.5 節之規定提供隔震元件之品質試驗計畫。

9.4.3 結構系統

9.4.3.1 隔震系統上方建築物

隔震系統上方建築物之結構構材應提供設計所需之韌性。

9.4.3.2 地震力之水平傳遞

隔震系統上方建築物之樓版或其他結構構材須具有連續性及足夠的勁度、強度、韌性來傳遞不均勻之地震力。

9.4.4 非結構構材

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、支承於結構體之設備的附件，均須符合本規範第四章之規定。

解說：

建築物隔震系統之傾倒力矩以設計地震力之 1.5 倍計算，抗傾倒力矩依隔震系統上部構造物重量之 0.9 倍計算，其隱含意義為限制隔震系統上部構造物之高寬比，使其隔震元件較不易產生局部上舉。

9.5 隔震元件之實體試驗與性能保證試驗

9.5.1 通則

在採用隔震裝置前，須藉實體測試以確認隔震元件之地震行為是否與原設計相符。實體測試至少須使用二個與原設計相同型式與尺寸的隔震元件進行試驗，其結果經確認後始得進行製造生產。實體測試所用的試體不得再使用於建造結構上。在試驗進行時，試體每個迴圈的力和位移皆應予以記錄。

解說：

因隔震建築物並非針對某一特定隔震系統而定，為適合所有隔震系統，本章規定一系列的試驗步驟，設計所使用之勁度與阻尼依這些試驗結果而定。

上開實體試驗宜由國內具有公信力之隔震元件試驗機構辦理。

9.5.2 實體試驗

實體試驗可使用位移與垂直載重條件或剪應變與垂直壓應力條件，依不同隔震元件之特性與隔震建築物之設計，選擇適合之試驗條件進行試驗。

9.5.2.1 位移與垂直載重條件

9.5.2.1.1 垂直載重試驗

垂直載重由零加載至$(Q_D+\frac{1}{2}Q_L+Q_E)$，並卸載回復為零，以進行垂直載重試驗。

9.5.2.1.2 常態載重試驗

在垂直載重為Q_D+Q_L下，進行二十個循環試驗，每個循環試驗之最大力量或位移為隔震元件所承受之常態載重(風力、溫度變化等)或其所對應之位移。

9.5.2.1.3 不同變形之特性試驗

在垂直載重為Q_D下，進行循環試驗，每個循環之位移依序為隔震元件設計位移D_D的 0.25、 0.50、 0.75、1.0、1.25及1.0倍。每一種位移進行三個循環試驗。

9.5.2.1.4 性能穩定性試驗

在垂直載重為Q_D下，進行十個循環試驗，每個循環之最大側向位移為隔震元件之設計位移D_D。

9.5.2.1.5 隔震元件穩定度試驗

在垂直載重各為$Q_D+\frac{1}{2}Q_L+Q_E$與Q_D-Q_E下，分別進行三個循環試驗，每個循環之側向位移為隔震元件之最大總位移D_{TM}。E為包含水平及垂直設計地震效應產生之軸力。

9.5.2.2 剪應變與垂直壓應力條件

在設計載重 $Q_D+\frac{1}{2}Q_L+Q_E$ 不大於 $200kgf/cm^2$，且隔震元件之最大總位移 D_{TM} 對應隔震元件橡膠總厚度之剪應變不大於250%時，始得使用剪應變與垂直壓應力條件進行下列實體試驗項目。

9.5.2.2.1 垂直載重試驗

垂直壓應力由零加載至 $200kgf/cm^2$，並卸載回復為零，以進行垂直載重試驗。

9.5.2.2.2 常態載重試驗

在垂直壓應力為 $150kgf/cm^2$ 下，進行二十個循環試驗，每個循環試驗之最大力量或位移為隔震元件所承受之常態載重(風力、溫度變化等)或其所對應隔震元件橡膠總厚度之剪應變。

9.5.2.2.3 不同變形之特性試驗

在垂直壓應力為 $100kgf/cm^2$ 下，進行循環試驗，每個循環之位移依序為隔震元件橡膠總厚度之剪應變50%、100%、150%、200%、250%及200%。每一種位移進行三個循環試驗。

9.5.2.2.4 性能穩定性試驗

在垂直壓應力為 $100kgf/cm^2$ 下，進行十個循環試驗，每個循環之最大側向位移為隔震元件橡膠總厚度之剪應變200%。

9.5.2.2.5 隔震元件穩定度試驗

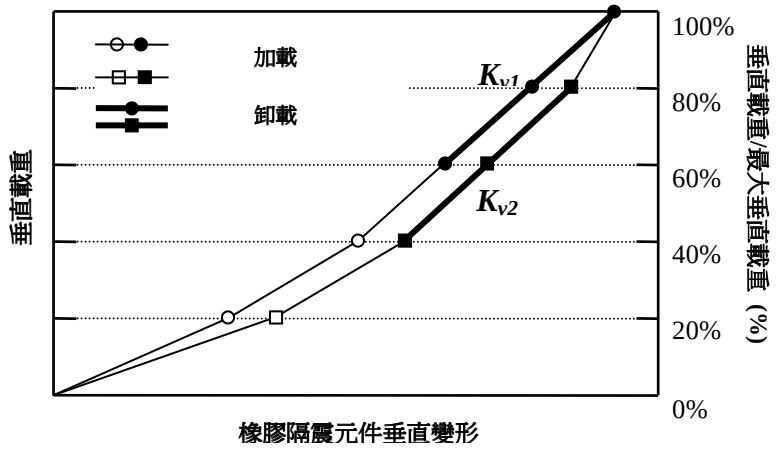
在垂直壓應力各為 $200kgf/cm^2$ 以上與 $20kgf/cm^2$ 以下時，分別進行三個循環試驗，每個循環之側向位移不小於隔震元件橡膠總厚度之剪應變250%。

解 說：

實體試驗中剪應變與垂直壓應力條件適用於橡膠隔震元件。

垂直載重試驗，建議取最大垂直載重為 $(Q_D+\frac{1}{2}Q_L+Q_E)$ 或 $200kgf/cm^2$，垂直載重試驗之加載與卸載過程中，應設定適當之分段加載與卸載階段。以橡膠隔震元件之垂直載重試驗為例（如圖C9-5所示），每一階段以最大垂直載重之20%作為加載或卸載之變化量，利用加載過程之60%、80%與100%所求得之迴歸勁度 K_{v1}，及卸載過程之80%、60%與40%所求得之迴歸勁度 K_{v2}，取兩者之平均值作為試驗所得之垂直勁度值 K_v，作為隔震結構分析時之輸入參數。

$$K_v=\frac{(K_{v1}+K_{v2})}{2} \tag{C9-13}$$



圖C9-5　橡膠隔震元件垂直勁度試驗值計算方式

一般而言，可經由分析求得常態載重（回歸週期為50年並考慮用途係數之設計風力）與溫度變化（±20°C）下隔震元件之位移變化量。

9.5.3　隔震元件特性之決定

隔震元件在第 i 個循環試驗下的有效勁度 k_e^i 可由下式決定：

$$k_e^i = \frac{F_i^+ - F_i^-}{2\Delta_i} \tag{9-12}$$

其等效阻尼比 ξ_e^i 則為：

$$\xi_e^i = \frac{1}{2\pi}\frac{E_d^i}{k_e^i \Delta_i^2} \tag{9-13}$$

F_i^+ 、F_i^- ：該循環試驗中正向及負向之最大剪力。

Δ_i ：該循環試驗中正向及負向最大位移之平均值。

k_e^i ：該循環之有效勁度。

E_d^i ：消能能力為 9.5.2.1.3 節或 9.5.2.2.3 節試驗中隔震元件在不同位移振幅時所得之單一循環迴圈面積。

9.5.4　試驗結果檢核

試驗結果必須滿足下列要求方可接受，若其中任一要求無法符合時，實體須重新設計、製作及試驗。

9.5.4.1　所有試驗之受力－變形關係圖的切線勁度必須為正值。

9.5.4.2　依9.5.2.1.1節或9.5.2.2.1節之試驗，試體必須保持穩定且不得有明顯之破

壞，試驗所得之垂直勁度值不宜小於設計值之80%。

9.5.4.3 依9.5.2.1.2節或9.5.2.2.2節之試驗，在設計風力下，隔震元件（含風束制系統）須提供足夠之水平勁度，使隔震元件在設計風力作用下不得產生降伏。

9.5.4.4 依9.5.2.1.3節或9.5.2.2.3節之試驗，每一種試驗位移下任一循環的有效勁度與其三個循環的平均有效勁度差異須在±10%以內。即

$$\frac{\left|k_e^i - k_e\right|}{k_e} \le 10\% \tag{9-14}$$

k_e^i：任一個循環的有效勁度值。

k_e：平均有效勁度。

9.5.4.5 依9.5.2.1.3節或9.5.2.2.3節之試驗，所有兩個試體的平均有效勁度值之差不得大於10%。即

$$\frac{\left|k_e^A - k_e^B\right|}{\left\{k_e^A, k_e^B\right\}_{\min}} \le 10\% \tag{9-15}$$

k_e^A, k_e^B：試體A、B的平均有效勁度

$\{k_e^A, k_e^B\}_{\min}$：k_e^A與k_e^B之較小者。

9.5.4.6 依9.5.2.1.3節或9.5.2.2.3節之試驗，最後一組試驗之三個循環，各試體之平均有效勁度值與設計之有效勁度值差值不得超過15%。各試體平均等效阻尼比及消能能量不得小於設計值之等效阻尼比及消能能量的85%。

9.5.4.7 依 9.5.2.1.4 節或 9.5.2.2.4 節之試驗，任一循環之有效勁度與第一循環之差值不得大於 20%。任一循環之消能能量不得小於第一循環之 70%。

9.5.4.8 依 9.5.2.1.5 節或 9.5.2.2.5 節之試驗，試體必須保持穩定且不得有明顯之破壞。

解說：

隔震元件在設計風力作用下，不得產生過大之位移或力量。例如對於鉛心橡膠支承墊而言，在設計風力作用下，不得降伏。對滑動隔震系統而言，在設計風力作用下，不得產生滑動，亦即隔震元件之起動摩擦力不得小於設計風力。

試驗之第一循環可能由於諸多因素造成試驗數據呈現不穩定，若有必要，建議可考慮不採用第一循環之試驗數據，但循環次數仍須滿足9.5.2節之規定。

在實體試驗完成後，試體不得有破壞之情形發生。例如，對橡膠隔震支承而言，觀察橡膠的膨脹突出，其鋼片與橡膠間之界面不得產生脫離情形；對滑動隔震元件而言，其不鏽鋼板不得產生永久變形等。

9.5.5　性能保證試驗

在進行安裝前，每個隔震元件皆須進行下列性能保證試驗，評定其力學特性是否與設計值相同或容許誤差範圍內。

9.5.5.1　位移與垂直載重條件

9.5.5.1.1　壓力試驗

每個隔震元件應在承受1.5(Q_D+Q_L)之壓力下五分鐘後，在卸載前後觀察其變化。

9.5.5.1.2　壓力及剪力組合試驗

每個隔震元件應在垂直載重為Q_D載重下進行三個循環試驗，每個循環之最大位移應為隔震元件之設計位移D_D。

9.5.5.2　試驗結果檢核

1. 橡膠隔震元件依9.5.5.1.1節試驗後，觀察橡膠的膨脹突出，鋼片和橡膠層墊間不能有接合不良的情形，在橡膠層表面不能產生裂縫。
2. 滑動式或滾動式隔震元件依9.5.5.1節試驗後，若發現塗層剝離、不鏽鋼板刮傷或產生永久變形及塗層內涵外洩等情形時，則不予通過。
3. 試驗9.5.5.1.2節中，每個試體的平均有效勁度和設計值差異不超過±15%；每個試體的平均消能能力或等效阻尼比不得小於設計值之85%。

解說：

試驗之第一循環可能由於諸多因素造成試驗數據呈現不穩定，若有必要，建議可考慮不採用第一循環之試驗數據，但循環次數仍須滿足9.5.5節之規定。

試驗完成後，每一種試驗成果應繪製應力-應變曲線，並記載各種載重循環之最大位移、最大載重、有效勁度、遲滯曲線面積及試驗速度。

9.6 其他相關規定

9.6.1 基礎構造

隔震建築物之基礎構造，應依建築技術規則建築構造編第一章基本規則及第二章基礎構造之要求進行設計與施工。

9.6.2 設計審查

9.6.2.1 通則

隔震建築物之設計與相關的試驗計畫之認可程序，應依建築法及建築技術規則有關規定辦理。

9.6.2.2 隔震系統

隔震建築設計之審查評定至少應包含下列各項：

(1) 基地工址地震準則之審查：包括基地工址設計反應譜及地表運動歷時之建立及所有其他針對此計畫特定之設計準則。

(2) 初步審查：包括隔震系統之設計位移、設計總位移及最小水平總橫力之決定。

(3) 有關整體結構系統所有分析及最後設計成果之審查。

解說：

我國於隔震建築尚乏經驗，為避免不當或錯誤設計施工，事前之審查評定仍有必要，審查評定之機構團體建議應有下列成員：領有專門職業技術執照者、對建築耐震分析法及隔震消能理論、實驗與應用等具有相當經驗者。

集集大地震中，諸多地址量測之地震資料根據其反應譜計算發現存在長週期之反應，另外諸多近斷層資料亦顯示，其快速能量輸入結構之特性。因此在隔震結構時，建議考慮這些效應之影響。

第十一章　其他耐震相關規定

11.1 地震時地盤可能產生不穩定狀態之耐震設計

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將導致土壤強度大幅降低者。
2. 飽和砂土層在地震時將產生土壤液化或流動化者。

判定方式依 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地盤成為不穩定狀態的影響。

解說：

粘性土層及粉土層在地震作用下，將因反覆變形而造成強度降低。土壤產生液化將導致：

(1) 結構物下陷或上浮、基礎水平抵抗力降低及產生大變形等現象。
(2) 水位線附近或傾斜地盤處之結構物易遭受土壤流動化的影響。

86 年版規範有關土壤液化之規定，係列於第七章「其他耐震相關規定」中。該規定係參考 1990 年日本道路協會「道路橋示方書 V 耐震設計編」之規定，作小幅度修正而得。1995 年阪神地震後，日本道路協會已於 1996 年重新修訂。

本規範鑑於國內所採行之土壤液化評估方法多種，各種評估方法各有所長，為顧及工程習慣，目前不宜強行統一，因此本規範在條文中並不硬性規定土壤液化評估的方法。惟為兼顧規範之延續性，及感於日本道路協會 1996 年版之「道路橋示方書 V 耐震設計編」有關土壤液化之相關規定，已將 1995 年阪神大地震中土壤液化之震害經驗的研究成果納入，且除了提供液化判定方法外，尚提供完整之後續處理機制。因此本規範將在解說中提供日本道路協會 1996 年修訂後之相關規定，供設計者參考。

11.1.2 耐震設計有關極軟弱土層之判定

距地盤面 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推定其單軸壓縮強度在 0.2kgf/cm^2 以下之土層，即視為耐震設計上之極軟弱土層。

解說：

單軸壓縮強度在 0.2kgf/cm^2 以下之粘土層或粉土層，在進行試驗時，其試體成形都有困難，故在地震時該等土層對於基礎之承載能力是很難以被期待的(文獻[29])。

11.1.3 砂土層之液化潛能判定

1. 應進行液化潛能判定之砂土層

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之判定。

2. 液化的判定與檢核

液化之評估由液化抵抗率 F_L 值決定之。F_L 值小於 1.0 時，即判定該土層可能液化。

$$F_L = \frac{R}{L} \tag{11-1}$$

R：土壤抵抗液化強度與有效覆土壓力之比值。

L：地震引致之土壤剪應力與有效覆土壓力之比值。

有關土壤液化判定的方法，可依據內政部「建築技術規則建築構造編－基礎構造設計規範(含解說)」之規定辦理。

工址應分別檢核中小地震時(一般工址與近斷層工址之地表水平加速度 $A = \frac{0.4S_{DS}}{4.2} g$，或臺北盆地之地表加速度 $A = \frac{0.4S_{DS}}{3.5} g$ 時)，設計地震時(地表加速度 $A = S_{DS} g$ 時)，及最大考量地震時(地表加速度 $A = S_{MS} g$ 時)發生液化的可能性。

解說：

1. 地震時的地盤運動會使地下水位以下之非緊密砂質土層喪失剪力強度而發生土壤液化現象。建築物基礎層以下的土層若發生液化，如果該建築物基礎未作適當處理的話，可能造成基礎沉陷或建築物傾斜破壞，譬如 1964 年日本新潟地震、1990 年菲律賓北呂宋地震、1995 年日本阪神地震及 1999 年 921 集集大地震均有此種例子。
2. 本解說依 1996 年日本「道路橋示方書 V 耐震設計編」中所提的方法，略作修正所得之評估方法概述如下，提供設計者參考使用。

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% 以下之土層，或 FC 超過 35%，惟塑性指數 I_p 在 15 以下之土層。
(3) 通過率為 50%之粒徑 D_{50} 在 10mm 以下，且 10% 粒徑 D_{10} 在 1mm 以下之土層。

b. 液化之判定

液化之評估由液化抵抗率 F_L 值決定之。F_L 值小於 1.0 時，即判定該土層可能液化。

$$F_L = \frac{R}{L} \tag{C11-1}$$

$$L = r_d \frac{A}{g} \frac{\sigma_0}{\sigma_0'} \tag{C11-2}$$

$$r_d = 1.0 - 0.015\, x \tag{C11-3}$$

$$\sigma_0 = \left\{ r_{t1}\, h_w + r_{t2}\, (x - h_w) \right\} / 10 \tag{C11-4}$$

$$\sigma_0' = \left\{ r_{t1}\, h_w + r_{t2}' (x - h_w) \right\} / 10 \tag{C11-5}$$

其中，

FC ：細粒土壤含有率 (%)，為粒徑 75μm 以下土粒之通過質量百分率。
I_p ：塑性指數。
D_{50} ：有 50% 重量之土粒比此細之粒徑 (mm)。
D_{10} ：有 10% 重量之土粒比此細之粒徑 (mm)。
F_L ：液化抵抗率。
R ：土壤發生液化時之反覆三軸剪力強度比，見本節第 c 項。
L ：土壤因地震引起的剪應力比。
r_d ：地震時尖峰剪應力比沿深度方向之折減係數。
A ：水平地表加速度。
σ_0 ：總覆土壓力 (kgf/cm^2)。
σ_0' ：有效覆土壓力 (kgf/cm^2)。
x ：受評估土層距離地表面之深度 (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)。
h_w ：地下水位之深度 (m)。

c. 反覆三軸剪力強度比

反覆三軸剪力強度比 R，依(C11-6)式計算

$$R = \begin{cases} 0.0882\ \sqrt{N_a / 1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\ \sqrt{N_a / 1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \times (N_a - 14)^{4.5} & (14 \le N_a) \end{cases} \tag{C11-6}$$

其中，

砂質土

$$N_a = C_1\, N_1 + C_2 \tag{C11-7}$$

$$N_1 = 1.7 \times \frac{N}{(\sigma_0' + 0.7)} \qquad \text{(C11-8)}$$

$$C_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \le FC < 10\%) \\ (FC + 40)/50 & (10\% \le FC < 60\%) \\ FC/20 - 1 & (60\% \le FC) \end{cases} \qquad \text{(C11-9)}$$

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

礫質土

$$N_a = \left\{ 1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2) \right\} N_1 \qquad \text{(C11-11)}$$

其中，

R ：反覆三軸剪力強度比。

N ：由標準貫入試驗所得之 N 值。

N_1 ：以有效覆土壓力 1kgf/cm^2 等值換算求得之 N 值。

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。

3. 根據往例，地震時會產生液化的土層，絕大多數屬於沖積砂土層。然而在 1995 年日本阪神大地震中，亦有沖積砂土層以外之土層發生液化之案例產生。

4. 日本近年來依據實際地震案例及研究成果發現，會產生土壤液化的土層大多屬於下列二種：
   (1) 細粒土壤含有率 FC 在 35% 以下之土層。
   (2) FC 超過 35%，惟塑性指數低之土層，如低塑性粉土質砂，亦有液化的情形產生。

5. 阪神地震中發現平均粒徑 D_{50} 超過 2mm 之礫質土亦有產生液化之情形，根據阪神震害土壤液化之實際案例及相關研究結果，此次規範對 D_{50} 之規定從 2mm 以下修正為 10mm 以下。

6. 以往耐震設計規範有關反覆三軸剪力強度比 R 係考量 N 值、平均粒徑 D_{50} 及細粒土壤含有率 FC 等三者對剪力強度之影響，分別計算其影響修正係數後，再予以累加之方式計得。惟此處有關粒度之影響，在砂質土時則改採以細粒土壤含有率 FC 依 (C11-7)式 至 (C11-10)式計算修正 N 值後，再按 (C11-6)式計算反覆三軸剪力強度比 R 之方式予以推求，其理由如下：
   (1) 土壤粒度特性對於反覆三軸剪力強度比之影響，在比較細粒的砂質土時，以細粒土壤含有率來評價粒度之影響，可獲得較佳之結果。
   (2) 與以粒度之影響作為計算反覆三軸剪力強度比之方法相比，採用修正 N 值之方法對於細粒土壤含有率較高且 N 值較大之土壤剪力強度之計算，將可獲得更為適切合宜的結果。

7. 回填土之反覆三軸剪力強度比通常較 (C11-6)式計得者為低，由於目前累積之資料尚未充足，且其與沖積土強度特性之差異情形至今尚不明確，因此對於

回填土部分，此處並未予以特別規定，有待日後再作進一步之調查研究。

由於液化潛能判定係評估在特定地震條件（中小地震、設計地震及最大考量地震）下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，故修正對於液化潛能判定時，取消用途係數 I 值。

11.1.4 土壤參數折減之土層及其處理

1. 依 11.1.2 節判定為極軟弱之粘土層或粉土層者，即為耐震設計用土壤參數為零之土層。
2. 依 11.1.3 節判定可能液化之砂土層，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：

極軟弱粘土層及粉土層之強度與承載能力並不可期待，故耐震設計用土壤參數為零。

依日本道路協會(1996 年)「道路橋示方書 V 耐震設計論」之規定，判定可能產生液化之土壤，應折減其耐震設計用之土壤參數。此土壤參數係以不考慮土壤液化所求得之土壤參數乘以表 C11-1 所列之折減係數 D_E。D_E = 0 之土層即為耐震設計上土壤參數為零之土層。

表 C11-1　土壤參數之折減係數 D_E

F_L 之範圍	距目前地盤面之深度 x (m)	反覆三軸剪力強度比 R	
		$R \le 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \le \frac{1}{3}$	$0 \le x \le 10$	0	1/6
	$10 < x \le 20$	1/3	1/3
$\frac{1}{3} \le F_L \le \frac{2}{3}$	$0 \le x \le 10$	1/3	2/3
	$10 < x \le 20$	2/3	2/3
$\frac{2}{3} \le F_L \le 1$	$0 \le x \le 10$	2/3	1
	$10 < x \le 20$	1	1

本節所謂土壤參數係指地盤反力係數。較深之地盤，其振動較小，考量土壤深度在 10 公尺以下之土層產生完全液化之案例實在很少，故以 10 公尺為界限作為 DE 之變化依據。土壤參數為零或經折減之土層，在進行耐震設計時，可不考

慮地震時動水壓及地震時土壓之影響。

11.1.5　經判定可能為極軟弱土層或土壤液化時之耐震設計

1. 依 11.1.2 節判定為極軟弱土層或依 11.1.3 節判定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，即液化抵抗率 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，但建築物應採用之適當基礎形式，並檢核液化後之安全性。
3. 進行耐震設計時，亦應考慮土層不會產生不穩定之情況，並採用較為嚴格的結果作為耐震設計之依據，如計算基本振動週期時，土壤參數毋需折減。

解說：

地盤不穩定之產生，其原因相當複雜，其機制亦尚未完全明瞭，若以 $D_E = 0$ 作為振動週期之計算依據，將導致週期值偏大，計算所得之設計地震力將偏小，造成偏不保守之結果。

地盤產生不穩定的過程及結構物之反應均很複雜，故應考量穩定與不穩定二種狀況，取較為嚴格者作為設計之依據。

在設計地震與最大考量地震時，液化後之安全程度，可作適當之考量。

11.2 施工中地震之考慮

施工中結構體之支撐及臨時結構物亦應考慮其耐震性，惟設計之回歸期可較短。此外，施工中遭遇較大地震後，應檢核建築物是否超過彈性限度。

解說：

建築物施工中所使用的支撐、假設工程等，亦應考慮其耐震性，惟因此些臨時結構物使用壽命較短，可依其使用壽命內超越機率仍為 10%為準，求出設計地震的回歸期，並據以求得工址水平加速度係數來設計。

建築物各個施工階段若均要檢核耐震安全性，實在不堪其煩，也沒有必要。一般施工中的建築物，因載重有限，其耐震性應較無問題，因此採用事後檢核的方式，在遭遇較大地震後，依實際地震大小檢核並檢查結構體當時之反應是否在彈性限內，以使建築物完工後沒有任何損傷。如檢核後發現超過彈性限，應進行適當的補強措施。至於地震後施工中建築物安全性檢核之辦法由當地主管建築機關訂定之。

11.3 地震儀之裝置

主管建築機關得依地震測報主管機關或地震研究機構或建築研究機構之請，規定建築業主於建築物設計建造時，應配合留出適當空間，供地震測報主管機關或地震研究機構或建築研究機構設置地震記錄儀，並於建築物使用時保管之，地震後由地震測報主管機關或地震研究機構或建築研究機構收集紀錄存查。興建完成之建築物需要設置地震儀者，得依照前項規定辦理。

解說：

在適當的建築物上裝置地震儀，量測地震時建築物之反應及其地震輸入，並進行研究，往往對提昇建築物耐震分析與設計有極大的幫助。本節之規定除使今後在建築物上裝置地震儀有所根據外，並明示業主與地震儀裝置機關之責任關係。

參考文獻

1. BSSC, 1997, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures, 1997 Edition, Part 1: Provisions and Part 2: Commentary, prepared by the Building Seismic Safe Council for the Federal Emergency Management Agency (Report Nos. FEMA 302 and 303). Washington, D.C.
2. BSSC, 1997, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 1997 Edition, prepared by the Applied Technology Council for the Building Seismic Safe Council (Report No. FEMA 273). Washington, D.C.
3. BSSC, 1997, NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 1997 Edition, prepared by the Applied Technology Council for the Building Seismic Safe Council (Report No. FEMA 274). Washington, D.C.
4. Chai, J.-F., Loh, C.-H., and Chen, C.-Y., 2000, "Consideration of the Near-fault Effect on Seismic Design Code for Sites near the Chelungpu Fault," Journal of the Chinese Institute of Engineers, Vol. 23, No. 4, pp. 447-454.
5. Den Hartog, J.P. 1956, *Mechanical Vibrations*, Cover Publication, New York, New York.
6. ICBO, 1997, "Uniform Building Code," 1997 Edition, Whittier, CA.
7. ICBO, 2000, "International Building Code," 2000 Edition, Whittier, CA.
8. Kaynia, A.M., Veneziano, D., and Biggs, J.M. 1981, "Seismic Effectiveness of Tuned Mass Dampers," *J. Structural Engineering, ASCE*, Vol. 107, pp. 1465-1484.
9. Liang, Z., Tong, M., and Lee, G.C., 1995, *Real time structural parameter modification (RSPM) : Development of Innervated Structures*, Report No. NCEER-95-0012, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, New York.
10. Reinhorn, A.M., Soong, T.T., R.C., Riley, M.A., Wang, Y.P., Aizawa, S., and Higashino, M., 1992, *Active Bracing System: A Full Scale Implementation of Active Control*, Report No. NCREE-92-0020, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, New York.
11. SEAOC, 1996, Recommended Lateral Force requirements and Commentary, Sixth Edition, Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.
12. Slade, J.R., and Klingner, R.E., 1983, "Effect of Tuned Mass Dampers on Seismic Response," *J. Structural Engineering, ASCE*, Vol. 109, pp. 2004-2009.
13. Soong, T.T., 1990, *Active Structural Control: Theory and Practice*, Longman, London, United Kingdom.
14. Soong, T.T., and Constantinou, M.C., 1994, Passive and Active Control in Civil Engineering, Springer-Verlag, Wien-New York.
15. Symans, M.D., Constantinou, M.C., Taylor, D.P., and Garnjost, K.D., 1994,

"Semi-Active Fluid Dampers for Seismic Response Control," *Proceedings of First World Conference on Structural Control*, Los Angeles, California, pp. FA4-3 to FA4-12.

16. Villaverde, R., 1994, “Seismic Control of Structures with Damped Resonant Appendages,” Proceedings of First world conference on Structural Control, Los Angeles, CA, pp. WP4-113 to 122.
17. 葉超雄、洪思閩，1999，「近斷層建築物設計地震力之研究」，內政部建築研究所專題研究計畫 MOIS 881015，中華民國地震工程學會。
18. 姚昭智、賴榮平，1999，「建築設備耐震規範之研訂(1)」，內政部建築研究所專題研究計畫 MOIS 881010-1，中華民國結構工程學會。
19. 張國鎮、黃震興、蔡益超、高健章、蔡克銓，1997，「建築物隔震消能系統規範條文、解說及示範例之研定」，內政部建築研究所專題研究計畫 MOIS 860008，中華民國結構工程學會。
20. 羅俊雄、溫國樑，2000，「考慮區域近斷層效應及均布危害度之設計地震力需求」，內政部建築研究所專題研究計畫，中華民國地震工程學會。
21. 林耀煌、吳毓勳，1992，「建築工程施工監督及品質管制之建立」，內政部建築研究所籌備處專題研究計畫成果報告，財團法人台灣營建研究中心。
22. 葉耀光、鈕澤蓁，1991，「非結構抗震設計」，地震出版社。
23. 鄒本駒、何明錦，1999，「從日本建築防災技術與法令發展探討我國建築防震相關問題與對策」，內政部建築研究所。
24. 「建築物耐震設計規範及解說」，1997，內政部營建署頒布。
25. 「工程施工規範」，1995，內政部營建署與內政部建築研究所籌備處編。
26. 「建築物實施耐震能力評估及補強方案修正案」，2008，內政部營建署。
27. 「建築技術規則建築構造編－基礎構造設計規範（含解說）」，1998，內政部建築研究所。
28. 「道路橋示方書・V 耐震設計編」，1990，日本道路協會。(日文)
29. 「道路橋示方書・V 耐震設計編」，1996，日本道路協會。(日文)
30. 「1995 年阪神淡路大震災建築震災調查委員會最終報告書」，1996，日本建築中心。(日文)
31. 「建築物耐震改修促進法之法令及解說」，1996，日本建築防災協會。(日文)
32. 「官廳施設之總合耐震計畫基準及解說」，1996，日本建設大臣官房官廳營繕部監修。(日文)
33. 葉超雄、鄧崇任、柴駿甫、廖文義，2001，「台北盆地微分區及其相對應之微分區設計反應譜」，內政部建築研究所專題研究計畫。
34. International Conference of Building Officials (ICBO), 2006. *International building code*, ICBO: Whittier, CA, U.S.A.
35. American Society of Civil Engineerings (ASCE), 2006 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-05, U.S.A.
36. 邱世彬、張毓文、簡文郁、柴駿甫，2008，「台北盆地設計地震微分區研究」，國家地震工程研究中心，NCREE-08-043.

附錄 B　懸吊式輕鋼架天花板耐震施工指南

1.適用範圍

本施工指南適用於一般規則性建築物中懸吊式輕鋼架天花板之耐震工法。

解說：

本施工指南適用於設計地震時樓版加速度峰值在 1600 gal 以下之抗震懸吊式輕鋼架天花板（以下簡稱天花板）【1】；對於天花板面積小於 13m^2 且四周均有牆壁與上方結構體相連者，得免依本指南施做。

建築物依本規範規定屬不規則性結構者，使用本指南時須特別注意可能因振動過大或變形過大造成之破壞問題。

本施工指南係參考國內外相關研究及規定彙編而成，與本指南有不同之作法時，使用者仍須依照專業知識加以判斷。

2.相關標準

ASTM C 635 “Specification for the Manufacture, Performance, and Testing of Metal Suspension Systems for Acoustical Tile and Lay-in Panel Ceilings”

ASTM C 636 “Recommended Practice for Installation of Metal Ceiling Suspension Systems for Acoustical and Lay-in Panels”

ASTM E 580-06,08 Standard Practice for Installation of Ceiling Suspension Systems for Acoustical Tile and lay-in Panels in Areas Subject to Earthquake Ground Motions

建築物耐震設計規範及解說

解說：

ASTM C635 及 C636 是針對輕鋼架天花板在垂直載重下的需求而訂定的各項規格，因此若不考慮地震影響時，僅需參用此二標準即可。若要防止地震損壞的影響，除依 ASTM C635 及 C636 外，尚須使用本施工指南。

本施工指南主要參考 ASTM E580-06 及-08 內容，配合國內狀況並參酌專家意見編修而成，有鑑於國內地震的高危險度，主要參考 ASTM E580-06 之強震區規定。

3.耐震工法

3.1 懸吊式輕鋼架天花板系統

3.1.1 天花板系統（以下簡稱本系統）之組件包括主架、副架、收邊材、懸吊線、固定螺絲等。

3.1.2 本系統應符合 ASTM C635 載重等級規定之中型與重型等級，但只承受天花板材及其他承載重量少於 6.1kgf /m^2 (60 N/m^2)之輕型天花板系統者，不在此限。

3.1.3 主副架桿件及其扣接處和延展裝置(expansion devices)的平均極限強度應能抵抗兩倍實際載重或至少 80kgf 的軸向張力及壓力載重。實施軸向張力載重試驗時，應考慮任意向之 5°的安裝偏差；或可採用偏心載重方式，於扣接處兩向，以各邊不大於 60 公分的二根桿件上，取 2.5 公分的偏心距進行。

扣接處的各種接續器應採機械式互鎖裝置(mechanical interlocking type)。

3.1.4 上項試驗數據應採用至少三組以上的測試平均值，且任一測試值與平均值之偏差應在±10%以內。

解說：

在 ASTM C635 中，對於不同 T 型骨架有明確的垂直載重等級規定，分為輕型、中型、重型三種。輕型指在跨距為 122 公分（4 呎）載重為 7.4 kgf/m 時，跨中變形量在跨距(主架支承間距)1/360 以下者，中型為載重增加至 17.9 kgf/m，重型為載重增加至 23.8 kgf/m 者。

惟國內並無相類似規定，因此本施工指南仍依照 ASTM C635 對於不同載重等級的定義，規劃耐震部分的建議條文。

3.2 懸吊系統之施工

3.2.1 天花板在牆壁處之收邊材除非經檢核具結構支撐能力，否則一般牆壁上之角材（L 形或槽形）均視為裝飾用材，不具支撐垂直載重之能力。

3.2.2 主架和副架須有兩鄰邊固定於牆壁側之收邊材（圖 1，A-A, B-B）；未固定於另兩鄰接牆壁收邊材之主架與副架，其末端與牆壁須留有 1.2 公分的空隙。(圖 1，C-C, D-D)

3.2.3 若為明架與半明架式懸吊天花板系統，主架之間須有固定連桿(positively connected stabilizer strut)或以副架來連接，連桿或副架最大間距不可超過 150 公分。距離牆壁 60 公分內，須設有固定連桿或副架。

3.2.4 懸吊線部分

3.2.4.1 主架的懸吊線間距，須每隔 120 公分設有直徑不小於 2.7 公釐(#12)的鍍鋅鋼線，或每隔 150 公分設有直徑不小於 3.4 公釐(#10)的鍍鋅鋼線。若有其他方式可以證明具有相同耐震效用者，得加大間距。

3.2.4.2 連接天花板骨架和上方支撐物（一般為結構體）之垂直懸吊線，在骨架連接處須至少繞 3 圈，而與上方支撐物間之連接器則須能承重至少 45 公斤。（圖 2）

3.2.4.3 從垂直方向起算，懸吊線之傾斜度不可超過 1：6（10 度），否則需有另一相對稱的傾斜懸吊線。(圖 2)

3.2.4.4 懸吊線上方不可連接或纏繞於設備物或其他物體。如有他物遮擋，而無法直接懸吊至建築結構體時，須設置吊架。(圖 3)

3.2.4.5 天花板面積大於 100 平方公尺以上，如無結構計算時，為確保天花板系統能束制水平向地震振動，須使用 4 條直徑 2.7 公釐(#12)的斜拉線，固定在與副架交接處 5 公分範圍內的主架上；斜拉鋼線的水平夾角不可大於 45 度。此外尚須於主架設置一根垂直桿用以抵抗斜拉線產生的垂直分力，此桿與斜拉線成為斜拉線組。斜拉線在水平面上之投影應互為 90 度垂直。斜拉線組之施作間距為 360 公分，且第一個設置處須在距離牆壁 180 公分內。(圖 1，E-E)

3.2.4.6 設置於無水平向束制的水管或風管附近的斜拉線組，兩者須相距 15 公分以上。

3.2.4.7 距離牆壁或天花板不連續面 20 公分內，主架和副架的末端均須有直徑 2.7 公釐的懸吊線或其他經核可之支撐物。

3.2.4.8 斜拉線須固定於結構體與骨架之間。計算斜拉線組之強度時，須以實際設計載重估算，取安全係數 2.0，且至少需為 90 公斤。

3.2.4.9 天花板面積超過 250 平方公尺的連續天花板應裝設地震隔離縫，如垂壁之類的高剛度支撐材，使各單元面積小於 250 平方公尺，且其邊界應支撐在結構體或全高的隔間牆上；每個單元應允許有 2 公分的側向振動量而不至於撞擊他物。

解說：

主副架與收邊材的固定可利用一般自攻螺絲施工，螺絲尺寸宜在＃7 以上。根據以往的研究顯示【2】，可採用的鍍鋅鋼線之容許設計強度值為：每支#8 取 165 kgf、#10 取 109 kgf、#12 取 72 kgf。

計算地震力斜拉線組的安全係數為 2.0，與垂直載重的安全係數不必然一樣。

3.2.4.4 節中用來懸吊天花板之吊架，當跨距超過 120 公分時，可使用斷面高度至少為 32 公釐之冷軋工字形組合斷面。

3.3 燈具安裝

3.3.1 除非有獨立的懸吊措施，否則燈具均須確實固定連接(positively connected)於天花板上。每個燈具至少要有兩個連接裝置，且每個連接裝置在任一方向上均能承受燈具的全部重量。

3.3.2 安裝於天花板的燈具，應用夾具裝置確實固定於天花板之骨架。備用懸吊線(safety wire)的一端應連接在夾具裝置上，另一端應固定於鄰旁的懸吊線掛鉤或上方結構體，懸吊線可為鬆弛狀態。燈具的重量不可以超過支撐骨架的設計承載值。

3.3.3 使用中型等級天花板系統時，燈具每個角落 75 公釐內，各需有一條直徑 2.7 公釐(#12)的懸吊線連接在骨架上。前後兩個燈具可共用同一條懸吊線。若使用重型等級系統，且為 120 公分以下模矩者，不須懸吊措施。

3.3.4 自懸式(pendant-hung)燈具吊件應使用直徑 3.8 公釐(#9)的懸吊線或經核可之支撐裝置，直接固定至上方結構體作支撐，不可懸吊於天花板系統。

3.3.5 重量大於 9 公斤但少於 25 公斤的燈具，除須遵守 3.3.3 節之規定，另須使用兩條直徑 2.7 公釐的備用懸吊線連接燈具至上方結構體。

3.3.6 重量超過 25 公斤的燈具應以經核可的懸吊鉤具直接連接上方的結構體作支撐。

3.3.7 硬式電線管(rigid conduit)不得用以固定燈具。

解說：

中型及重型等級骨架的定義係參考 ASTM C635。

獨立懸吊措施係指燈具直接與結構體相連者。備用懸吊線之安裝並非用於傳遞垂直載重，而係用以防止燈具於震後掉落。3.3.5 及 3.3.6 節中對於不同等級骨架之吊線規定，請參見圖 4。

3.4 空調設備之施工

3.4.1 安裝在天花板上的空調風口或其他設備物，其重量少於 9 公斤者，需固定(positively attached)於主架或與主架具同等載重能力之副架。

3.4.2 空調風口或其他設備物若重量超過 9 公斤但少於 25 公斤者,除須遵守 3.4.1 節規定外，另需有 2 條直徑 2.7 公釐(#12)的備用懸吊線，連接設備物至天花板系統的懸吊掛鉤(ceiling system hanger)或上方結構體。

3.4.3 空調風口或其他設備物若重量超過 25 公斤,應直接以審核通過的懸吊鉤具連接至上方結構體。

3.5 與輕隔間牆連接

若隔間牆無法於上下兩端固定，輕鋼架天花板需提供永久性或活動式隔間牆水平向的支撐，則隔間牆與天花板連接處、天花板系統本身之構件以及斜撐，均應設計使能支撐隔間牆於法規水平載重作用時產生的水平向作用力；該作用力應另外加計在本規範所規定之天花板地震載重之上。

3.6 試驗報告

3.6.1 每個天花板系統製造商都應提供主架搭接器(main runner splices)、副架連接器(cross runner intersection)和延展裝置(expansion devices)等之張力和壓力測試報告。

3.6.2 所有測試均應由合格的第三者機構執行。

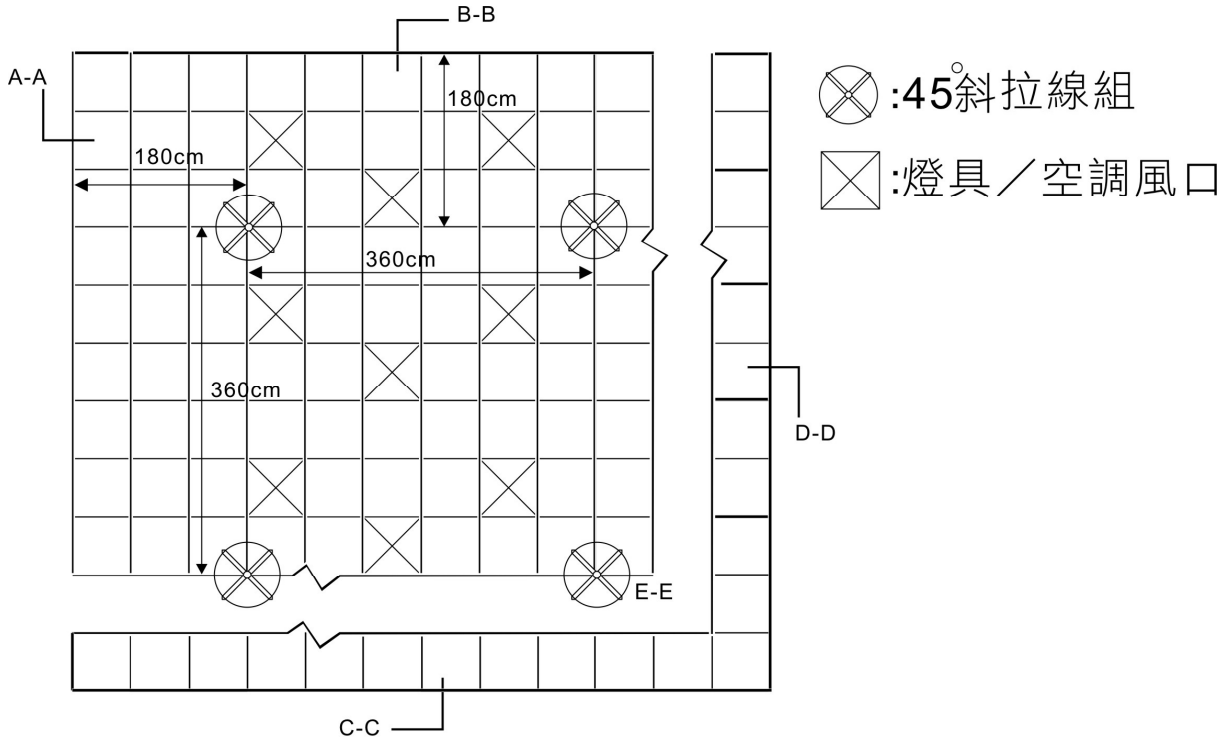
3.7 施工圖及施工說明

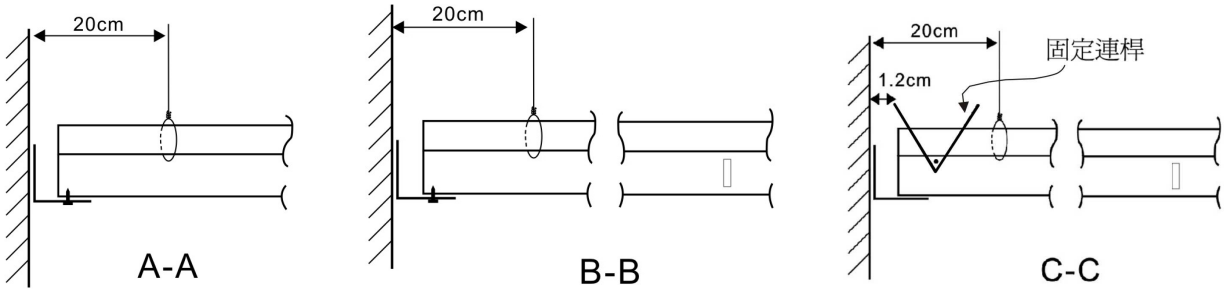
3.7.1 施工圖應清楚標示所有系統組件，並定義或顯示所有支撐細節、燈具連接、側邊側力支撐、隔間支撐等。定義可以參考本標準或其他核可的系統。容許施工誤差亦應標示。

參考文獻：

【1】 Yao, G. C., Y. L. Chung, and N.C. Lien(2002) Seismic Performance Investigation of Office Furniture and Direct Hung Suspended Ceiling, Proc. 7th US National Conference on Earthquake Engineering, Boston, USA July 22-26.

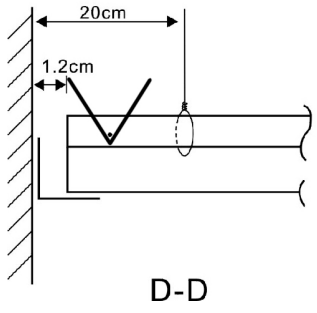
【2】 林耀煌(1990)，營造工程模版及支撐設施標準，內政部營建署專題研究計畫成果報告。

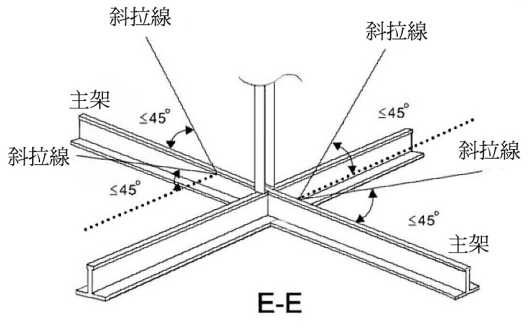




主架和副架須固定於兩鄰接牆壁側

未固定於另兩鄰接牆壁收材之主架

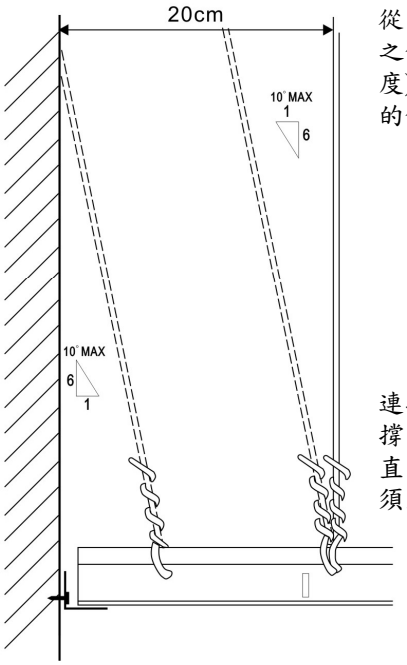




未固定於另兩鄰接牆壁收邊材之副架

固定在與副架交接處 5 公分範圍內的主架上，作成 45 度斜拉線組

圖 1 牆邊第一條懸吊線與 45 度斜拉線組之施作



從垂直方向起算，懸吊線之傾斜度不可超過1:6 (10度)，除非設有另一相對稱的傾斜懸吊線。

連接天花板骨架和上方支撐物(一般為結構體)之垂直懸吊線，在骨架連接處須至少繞3圈。

圖 2 懸吊線與骨架連接處細部

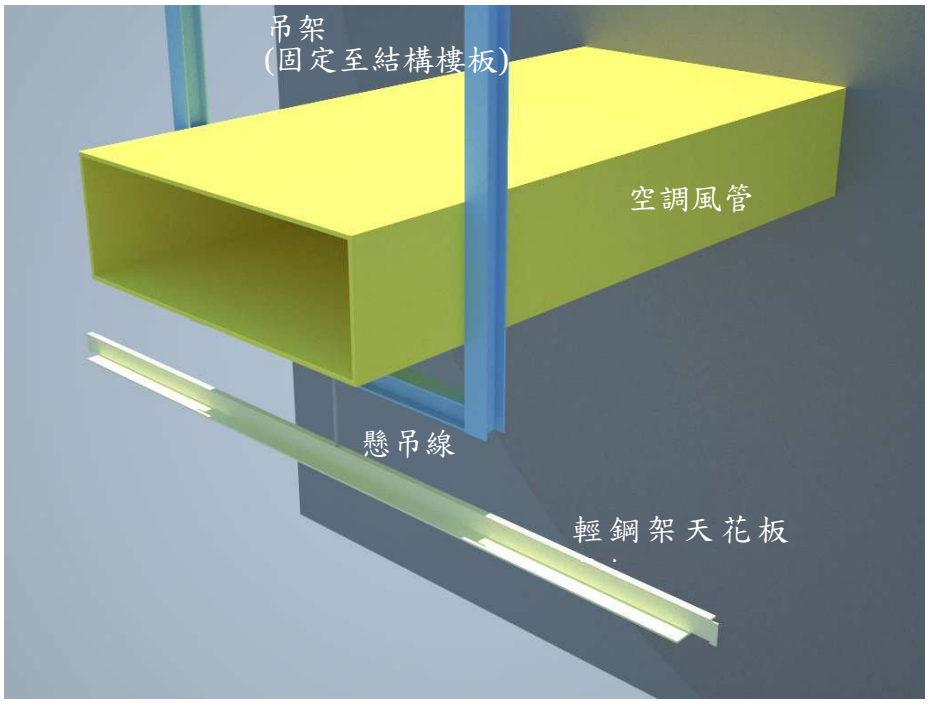


圖 3 懸吊線無法直接固定至結構樓板時須另設置固定用吊架

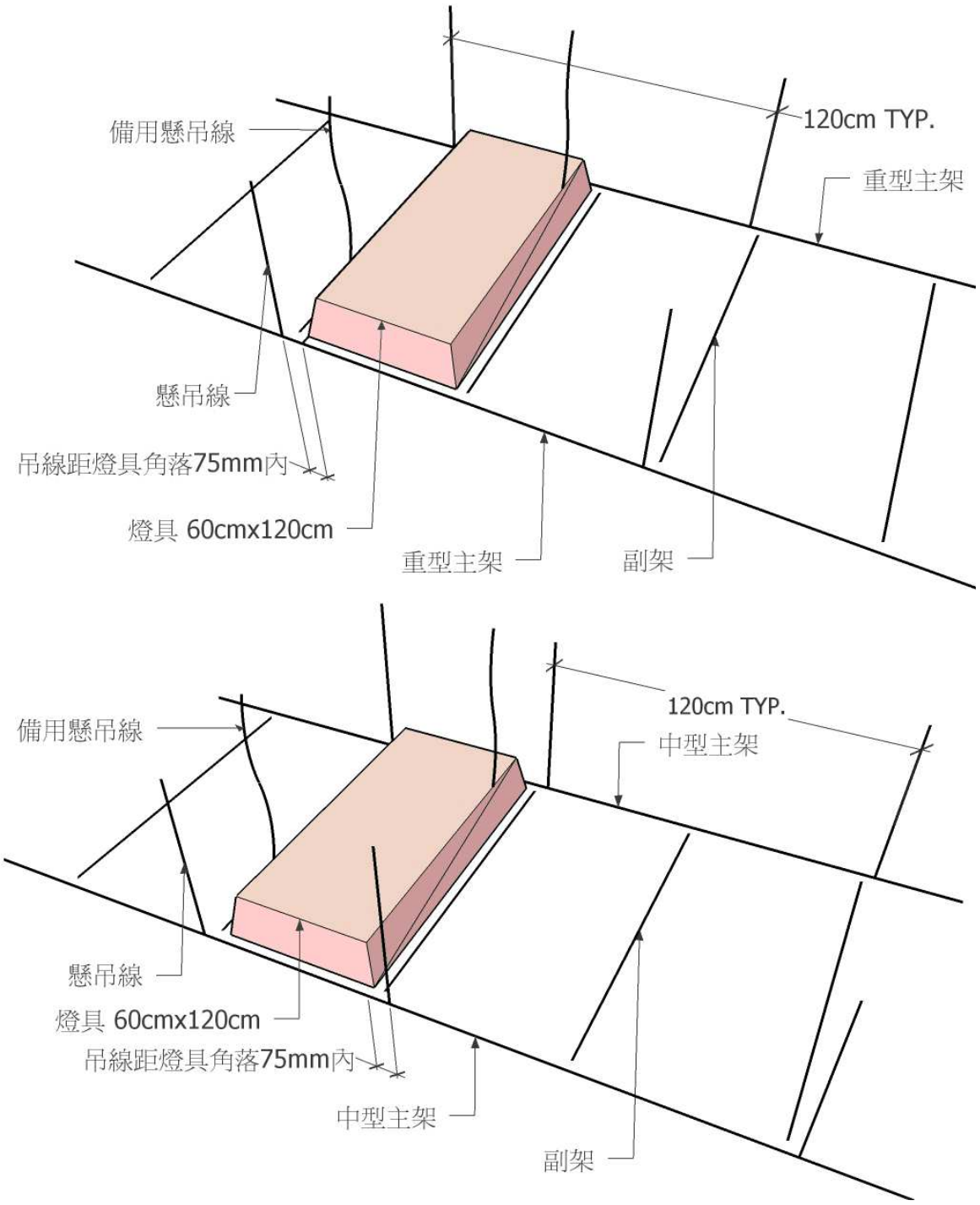


圖 4 不同等級骨架上燈具之懸吊方式