

建築物耐震設計規範及解說

內政部 113 年 3 月 1 日台內國字第 1130801422 號令修正發布，並自即日生效。

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、雜項工作物結構、隔震建築物與含被動消能系統建築物設計地震力之計算方式及耐震設計之相關規定。

解說：

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

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

1.2 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、雜項工作物結構、隔震建築物及含被動消能系統建築物等，應設計及建造使其能抵禦至少為本規範所規定之地震力。

解說：

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

1.4 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。

雜項工作物結構系統為第五章所述及之結構系統謂之。

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

解說：

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

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

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

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

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

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

有關鋼骨鋼筋混凝土構造之韌性容量 R 值的決定，目前建議該值與表 1-3 所列之同類鋼造結構系統韌性容量值相等，以往 α_B 與 α_C 分別為梁韌性容量折減係數與柱韌性容量折減係數，因原先所考慮鋼筋施工性與混凝土填充性之影響皆因此類構造之施工品質可有效改善，故可不考慮折減其韌性，在此須參照內政部所訂最新「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」中之規定，但其對應之高度限制仍應按照表 1-3 之規定。

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

挫屈束制支撐已被廣泛應用於新建建築物與既有建築物耐震補強，在美國被歸類為斜撐構件，其應用時因需考量挫屈束制支撐構件之受壓挫屈束制機制、受拉壓強度差異性、勁度及強度與抗疲勞性能之不確定性，是以須透過適當的試驗加載程序及試驗合格標準加以驗證，以供挫屈束制支撐的供應者、結構設計者、業主及主管機關能確認挫屈束制支撐構件品質與性能符合工程案件需求，以及在

設計條件下，挫屈束制支撐構件製作品質之穩定性；故挫屈束制支撐構件應依本規範附錄 C 規定，進行性能試驗。當有採用挫屈束制支撐之結構系統依本節表 1-3 規定中含挫屈束制支撐之結構系統 R 值進行設計與分析時，免適用本規範第十章含被動消能系統建築物之設計規定。

表 1-3 所提及具有英文縮寫代號之結構系統的定義如下：

- (一) 偏心斜撐構架 (EBF)：鋼造構架中斜撐不對準梁柱接頭，其設計符合韌性設計要求者。
- (二) 部分韌性抗彎矩構架 (IMRF)：抗彎矩構架符合部分韌性設計要求者。
- (三) 特殊抗彎矩構架 (SMRF)：符合韌性設計要求之抗彎矩構架。
- (四) 特殊同心斜撐構架 (SCBF)：符合韌性設計要求之同心斜撐構架。
- (五) 挫屈束制支撐構架 (BRBF)：符合韌性設計要求之挫屈束制支撐構架。
- (六) 鋼板剪力牆構架 (SPSWF)：符合韌性設計要求之鋼板剪力牆構架。

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

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

1.8 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_L ：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。
- CSR ：地震引致土層之平均反覆剪應力比或尖峰剪應力比，見 11.1.3 節。
- CRR ：土層之抗液化剪力強度比，見 11.1.3 節。
- d ：結構最長平面尺寸，見 9.2.3.2 節。
- d_i ：第 i 層土層之厚度，見 2.5 節。
- D_D ：隔震系統之設計位移；隔震系統之剛心為基準位移量，見 9.2.3.1 節。
- D_M ：隔震系統之最大位移；隔震系統之剛心為基準位移量，見 9.2.3.2 節。
- D_{TD} ：設計總位移；隔震系統元件之設計總位移，見 9.2.3.2 節。
- D_{TM} ：最大總位移；隔震系統元件之最大總位移，見 9.2.3.2 節。
- D_r ：為上部建築物對其底版之相對位移，見 9.2.10.2 節。
- D_{ave} ：消能元件之平均位移，等於 $(|D^+| + |D^-|)/2$ ，見 10.2.2 節。
- D_D' ：隔震系統之設計位移調整時採用的設計位移，見 9.3.4 節。
- D_M' ：隔震系統之設計位移調整時採用的最大位移，見 9.3.4 節。
- D^- ：消能元件之最大負位移，見 10.2.1 節。
- D^+ ：消能元件之最大正位移，見 10.2.1 節。
- \dot{D} ：消能元件之相對速度，見 10.2.2 節。
- E_d^i ：為隔震元件在不同位移振幅時所得之單一循環迴圈面積，見 9.5.3 節。
- e ：實際偏心與意外偏心之和，見 9.2.3.2 節。
- F_a ：反應譜等加速度段之工址放大係數，見 2.5 節。
- F_v ：反應譜等速度段之工址放大係數，見 2.5 節。
- F_u ：結構系統地震力折減係數，見 2.9 節。
- F_{uM} ：以韌性容量計算所得之結構系統地震力折減係數，見 2.10 節。
- F_t ：建築物頂層外加之集中橫力，見 2.11 節。
- F_x ：建築物第 x 層分配到之地震力，見 2.11 節。
- F_{ph} ：結構物部分構體、非結構構材與設備之最小設計水平總橫力，見 4.2 節。
- F_{pv} ：結構物部分構體、非結構構材與設備之最小設計垂直總橫力，見 4.2 節。
- F_p ：結構物繫件之最小設計地震力，見 6.2.5 節。
- F_{px} ：樓版與屋頂版之設計地震力，見 6.2.9 節。
- F_L ：液化抵抗率，見 11.1.3 節。
- F^- ：實體試驗之單一循環中，隔震(消能)元件以位移 Δ^- 所得之最大負力，見 9.5.3 節及 10.7.3 節。

- F^+ : 實體試驗之單一循環中，隔震(消能)元件以位移 Δ^+ 所得之最大正力，見 9.5.3 節及 10.7.3 節。
- g : 重力加速度。
- H : 地表面至建築物地下部分樓版之深度，見 2.12 節。
- h_n : 建築物基面至屋頂面高度，見 2.6 節。
- h_x : 建築物第 x 層距基面之高度，見 2.11 節。
- I : 用途係數，見 2.8 節。
- I_p : 設備用途係數，見 4.2 節。
- K : 建築物地下部分樓層設計水平地震震度，見 2.12 節。
- K_{eD} : 隔震系統在設計位移下之水平向有效勁度，見 9.2.4 節。
- K_{eM} : 隔震系統在最大位移下之水平向有效勁度，見 9.2.4 節。
- K' : 儲藏勁度，見 10.2.2 節。
- K'' : 耗散勁度，見 10.2.2 節。
- k_{eD} : 每個隔震元件在設計位移下之平均有效勁度，見 9.2.4 節。
- k_{eff} : 消能元件之有效勁度，見 10.2.1 節。
- k_e^i : 隔震元件在第 i 個循環測試下的有效勁度，見 9.5.3 節。
- k_e : 隔震元件之平均有效勁度，見 9.5.4 節。
- M_x : 建築物第 x 層須抵抗之傾倒力矩，見 2.15 節。
- N_i : 第 i 層土層之平均標準貫入 N 值，見 2.5 節。
- q_u : 第 i 層土層之單壓無圍壓縮強度，見 2.5 節。
- Q_D : 靜載重造成之隔震元件的垂直載重，見 9.4.2 節。
- Q_L : 活載重造成之隔震元件的垂直載重，見 9.4.2 節。
- Q_E : 包括水平及垂直地震造成之隔震元件之垂直載重，見 9.4.2 節。
- R : 結構系統韌性容量，見 2.9 節。
- R_a : 結構系統容許韌性容量，見 2.9 節。
- R_a^* : 令 F_u 等於某固定值算得之韌性比，見 2.16.2 節。
- R_p : 構體、構材或設備之地震反應折減係數，見 4.2 節。
- R_{pa} : 構體、構材或設備之容許地震反應折減係數，見 4.2 節。
- S_{aD} : 工址設計水平加速度反應譜係數，見 2.3、2.6 節。
- $S_{aD,v}$: 工址設計垂直加速度反應譜係數，見 2.18 節。
- S_{aM} : 工址最大考量水平加速度反應譜係數，見 2.6 節。
- S_S^D : 震區短週期設計水平譜加速度係數，見 2.3 節。
- S_1^D : 震區一秒週期設計水平譜加速度係數，見 2.3 節。
- S_S^M : 震區短週期最大考量水平譜加速度係數，見 2.3 節。
- S_1^M : 震區一秒週期最大考量水平譜加速度係數，見 2.3 節。
- S_{DS} : 工址短週期設計水平譜加速度係數，見 2.5 節。
- S_{D1} : 工址一秒週期設計水平譜加速度係數，見 2.5 節。
- S_{MS} : 工址短週期最大考量水平譜加速度係數，見 2.5 節。
- S_{M1} : 工址一秒週期最大考量水平譜加速度係數，見 2.5 節。
- T : 建築物基本振動週期，見 2.6 節。
- T : 位於隔震系統上方結構之彈性、固定基礎時之基本振動週期，見 9.3.4 節。

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

表 1-1 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

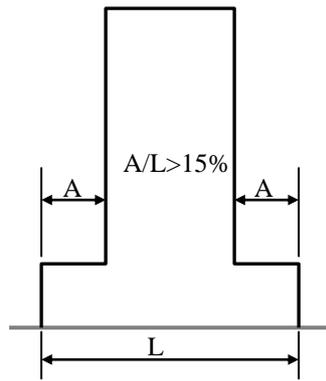
表 1-2 平面不規則性結構

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

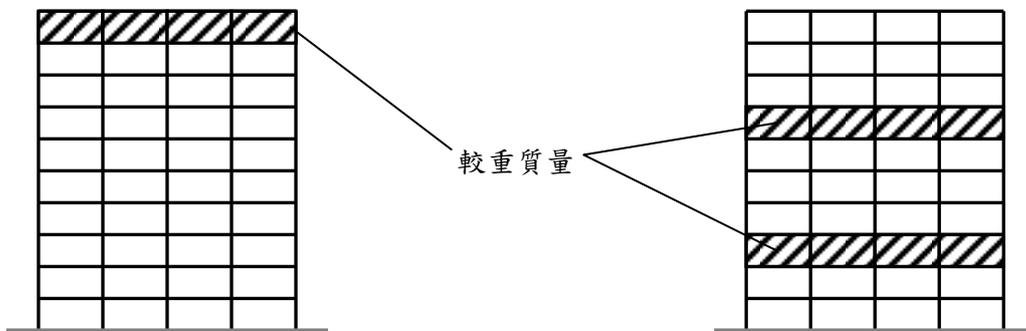
表 1-3 結構系統韌性容量 R 值

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

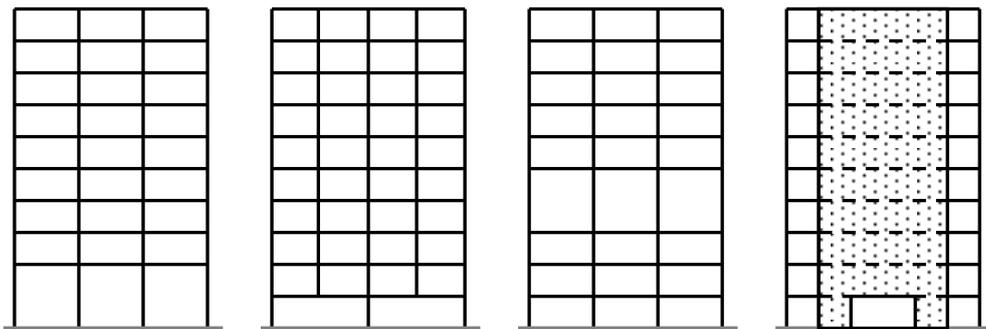
	(2)鋼筋混凝土牆配置鋼骨鋼筋混凝土 邊界構材	4.8	不限
	(3)鋼板牆配置鋼造或鋼骨鋼筋混凝土 邊界構材	4.8	不限
	(4)鋼板鋼筋混凝土牆配置鋼骨鋼筋混 凝土邊界構材	4.8	不限
	2.斜撐		
	(1)鋼造偏心斜撐配置鋼造邊界構材	4.8	不限
	(2)鋼造特殊同心斜撐配置鋼造邊界構 材	4.2	不限
	(3)鋼造或鋼骨鋼筋混凝土造偏心斜撐 及鋼梁配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構 材	4.8	不限
	(4)鋼造特殊同心斜撐配置鋼骨鋼筋混 凝土邊界構材	4.2	不限
	(5)挫屈束制支撐配置鋼造邊界構材	4.8	不限



幾何形狀不規則



質量不規則

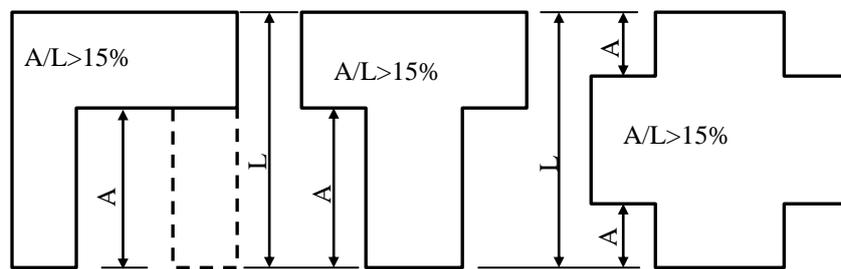


抗彎矩構架

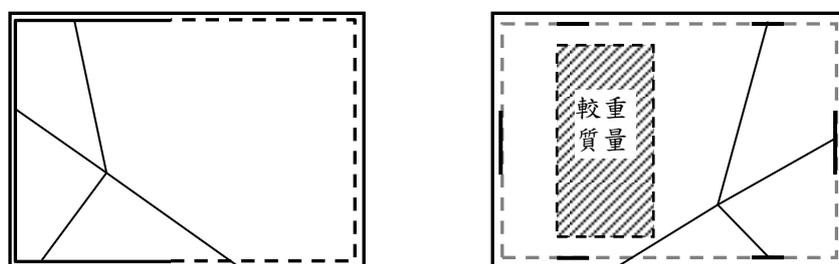
剪力牆

勁度不規則

圖 C1-1 建築物立面不規則

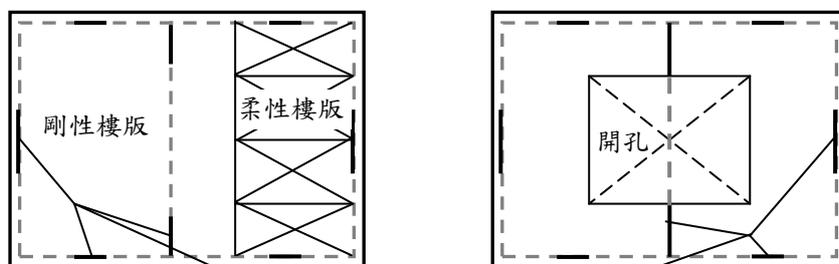


幾何形狀不規則



抗側力系統之垂直構材

質心與剛心之偏心



抗側力系統之垂直構材

樓版勁度之不連續

圖 C1-2 建築物平面不規則

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：

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

(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：

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

則

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

其中，

- S_{aD} : 工址設計水平譜加速度係數，為工址水平向之設計譜加速度與重力加速度 g 之比值。除了臺北盆地依本章第七節規定外，一般工址與近斷層工址可依本章第三至六節之規定訂定。
- I : 用途係數，依本章第八節規定。
- W : 建築物全部靜載重。活動隔間至少應計入 75 kgf/m^2 之重量；一般倉庫、書庫應計入至少四分之一活載重；水箱、水池等容器，應計入全部內容物之重量。
- α_y : 起始降伏地震力放大倍數，依本章第九節規定。
- F_u : 結構系統地震力折減係數，依本章第九節規定。

解說：

以(2-1)式做為計算彈性靜力分析時建築物各主軸方向分別施加的設計水平總橫力，在觀念上很容易讓人接受。工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} ，為工址水平向之設計譜加速度與重力加速度 g 之比值，對於需要依工址水平加速度係數 Z 進行其他本規範未規定之相關耐震設計或耐震評估時，即可直接取 $Z=0.4 S_{DS}$ ($=EPA/g$)來進行分析。表 C2-1 為短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數與等效地表加速度峰值(EPA)係數之對照表。

由於建築物具有韌性，若將建築物設計成大地震時仍保持彈性，殊不經濟。大地震時容許建築物進入非彈性變形，可將彈性設計地震力予以降低，而其降低幅度，端視韌性好壞而定。韌性好的建築物，結構系統地震力折減係數 F_u 就可以大一些。如圖 C2-1 所示，建築物承受側力與其所產生的側位移，在外力不大時係線性，其後會變為非線性，最後建築物在承受 P_u 的側力，側位移達 Δ_u 時，因韌性被用盡而崩塌。此非線性的關係可以彈塑性關係來理想化，亦即彈性一直維持到 P_u ，其後變為完全塑性，韌性容量為 Δ_u / Δ_y 。一般建築物的設計，不論採用工作應力法或極限設計法，在設計水平地震力 P_d 作用下，結構尚未開始降伏。

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

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

在靜力分析時，工址設計水平譜加速度係數不得低於 $0.4 S_{DS}$ ，以避免長週期建築物的設計地震力過低。同時，長週期之建築物， $P-\Delta$ 效應較顯著，在建築

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

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

2.3 一般區域之震區短週期與一秒週期水平譜加速度係數

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

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

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

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

解說：

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

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

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

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

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

2.4 近斷層區域之震區短週期與一秒週期水平譜加速度係數

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

必須考慮近斷層效應之臺灣地區活動斷層，其影響範圍內的行政區之震區短週期及一秒週期設計水平譜加速度係數 S_5^D 與 S_1^D ，與震區短週期及一秒週期最大考量水平譜加速度係數 S_5^M 與 S_1^M ，可由表 2-3-1 至表 2-3-4 所列，依工址至斷層之距離線性內插方式求值。

解說：

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

針對近斷層區域而言，工址所屬震區之短週期及一秒週期水平譜加速度係數深受鄰近斷層之活動特性，及工址與斷層間之水平距離的影響，若僅以鄉、鎮、市、區等行政區域形心位置之均布危害度結果，代表該行政區域所有工址的震區水平譜加速度係數，將低估近斷層區域之震區水平譜加速度係數，致使

設計地震力不足以抵抗該斷層引發之地震。因此，必須修正近斷層區域之震區水平譜加速度係數，使合理估計近斷層區域建築物之設計地震力。

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

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

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

2.5 工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數

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

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

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

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

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

其中， d_i 為第 i 層土層之厚度(m)，滿足 $\sum_{i=1}^n d_i = 30 \text{ m}$ 。 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：

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

砂質土層：

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

其中， N_i 為由標準貫入試驗所得之第 i 層土層之平均 N 值； q_u 為第 i 層土層之單壓無圍壓縮強度(kgf/cm²)。

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_{DI} 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_I^D 以及工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 V_{S30} ，由表 2-4(a)與表 2-4(b)來求值；而計算工址最大考量水平譜加速度係數 S_{MS} 與 S_{MI} 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_I^M 以及工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 V_{S30} ，由表 2-4(a)與表 2-4(b)來求值。

臺灣地區之地盤，依堅實或軟弱程度分為三類。此外，臺北盆地因性質特殊，另定其水平譜加速度係數。至於地盤軟硬如何界定的問題，參考 ATC-32(1996)及 IBC2000(2000)的作法及陳正興與黃富國教授(1997)之研究結果，根據土層性質，藉由地表面下 30 公尺之土層平均特性決定之，其判斷方式可採用(1)依工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 \bar{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 \bar{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 \bar{N}_{CH} 值及粘性土層的平均不排水剪力強度 \bar{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($s_u < 0.255 \text{ kgf/cm}^2$)且其厚度總合超過 3 公尺者，則宜直接將其歸類為第三類地盤或採用第三種判斷方式進行地盤種類判別，但不同分類指標將可能導致不同之分類結果，故本次修正將以工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 V_{S30} 作為決定地盤分類之指標，並依土壤鑽探資料與分析結果，將第一類地盤與第二類地盤之分界標準修訂為 $V_{S30}=270 \text{ m/s}$ 。

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

2.6 工址設計與最大考量水平譜加速度係數

一般工址或近斷層之工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} ，隨建築物基本振動週期 T 與工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與 S_{DI} 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_{MI} 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

$$T_0^D = \frac{S_{DI}}{S_{DS}} \quad ; \quad T_0^M = \frac{S_{MI}}{S_{MS}} \quad (2-6)$$

建築物之基本振動週期 T ，單位為秒，可依下列經驗公式計算之：

1. 剛構架構造物，無非結構剛性牆、剪力牆或加勁構材者：

鋼構造建築物

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

鋼筋混凝土建築物、鋼骨鋼筋混凝土建築物及鋼造偏心斜撐建築物

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

其中， h_n 為基面至屋頂面高度，單位為公尺。

2. 其他建築物：

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

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

解說：

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

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

94 年版規範規定，基本振動週期 T 值不得大於經驗公式週期之 C_U 倍， C_U 可依據工址一秒週期設計水平譜加速度係數 S_{DI} 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_5^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_5^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，係依據數位發展部「政府資料開放平臺」提供之 1100928 版村里界歷史圖資。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

建築技術規則建築構造編第十七條第五項所定人群聚集之場所(以下稱人群聚集之場所)達一定比例之建築物或其他經中央主管建築機關認定之建築物， $I=1.25$ 。

如一棟建築物僅為人群聚集之場所使用時，其總樓版面積 1000 平方公尺以上者，用途係數才需用 1.25。

第四類建築物

其他一般建築物， $I=1.0$ 。

一棟建築物如係第三類與第四類混合使用之建築物，人群聚集之場所累計樓地板面積未達 1000 平方公尺者，用途係數為 1.0；人群聚集之場所累計樓地板面積 3000 平方公尺以上者，用途係數需用 1.25；人群聚集之場所累計樓地板面積 1000 平方公尺以上未達 3000 平方公尺者，且人群聚集之場所總樓地板面積百分之二十以上時，用途係數需用 1.25，否則可用 1.0。

解說：

鑒於最近世界上發生的幾個大地震，造成嚴重的災害，因而針對重要建築物、儲存危險物品之建築物、人群聚集之場所達一定比例之建築物，訂定用途係數，提高設計地震力。

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

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

2.9 起始降伏地震力放大倍數與結構系統地震力折減係數

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

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

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

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

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

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

$$F_u = \begin{cases} R_a & ; T \geq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \times \frac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D} & ; 0.6T_0^D \leq T \leq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.2T_0^D \leq T \leq 0.6T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \times \frac{T - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D} & ; T \leq 0.2T_0^D \end{cases} \quad (2-12)$$

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

同一建築物具有不同結構系統時，任一樓層設計所用之 R 值，不得大於該方向其上樓層所用之 R 值。若該層以上靜載重少於建築物全部靜載重百分之十者，不在此限。結構物之設計以下列兩種方法擇一使用：

1. 整個建築物以最小的 R 值設計。
2. 符合 2.1 節所定義剛性建築物上具柔性建築物者，可依下列所述設計之：
 - (1) 視剛性建築物上之柔性建築物為獨立之建築物，採用適當之 R 值。
 - (2) 下面剛性建築物視為獨立之建築物，採用適當之 R 值。柔性建築物

傳入之地震力，須將其總橫力以柔性建築之 R 值除以剛性建築物之 R 值的比例放大之。

單方向有承重牆之建築物，另一方向採用之 R 值不得大於有牆方向之 R 值。

解說：

圖 C2-1 所示為建築物受地震側力作用下力與位移的非線性曲線。由於設計時不論採用工作應力法或極限設計法，都隱含有安全係數在內，因此在設計地震力 P_d 作用下，建築物距第一個斷面降伏所對應的地震力 P_y 還有一段距離，此比

值 P_y/P_d 稱為起始降伏地震力放大倍數 α_y 。起始降伏地震力放大倍數 α_y 係計及設計地震力放大 α_y 倍後，構造開始產生第一個斷面降伏，其值與所採用之設計方法有關。就鋼結構容許應力設計而言， α_y 值可採 1.2；鋼構造或鋼骨鋼筋混凝土構造採極限設計法者， α_y 值可取與地震力之載重因子相同，即 α_y 為 1.0，就鋼筋混凝土構造而言，依極限強度設計法， α_y 值可採 1.5（鋼筋混凝土構造之地震力載重因子取 1.0 設計者， α_y 值取 1.0）。若按其他設計方法設計者，應分析決定應採用之 α_y 值。

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

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

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：

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

設 $f_{b(D+L)} = mf_{bE}$ ，由(C2-1)式得：

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

由(C2-2)式得：

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

將(C2-3)式代入並化簡得：

$$\alpha_y = \frac{1+0.122m}{0.878} \quad (C2-5)$$

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 $\alpha_y = 1.2$ 。

鋼筋混凝土建築物以強度設計法設計時，梁之標稱彎矩強度 M_n 要滿足下式：

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

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

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

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：

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

故

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

α_y 值顯然同時與 m 、 n 有關。當 $m = n = 0.25$ 時， $\alpha_y = 1.484$ ；當 $m = n = 0.5$ ，

$\alpha_y=1.566$ ；當 m 、 n 更大時，隨之增大。茲為保守計，取 $\alpha_y=1.5$ 。

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

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

2.10 中小度地震與最大考量地震之設計地震力

2.10.1 避免中小度地震降伏之設計地震力

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

一般工址與近斷層區域之工址：

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

臺北盆地：

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

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

2.10.2 避免最大考量地震崩塌之設計地震力

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

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

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

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

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

解說：

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

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

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

2.11 地震力之豎向分配

最小總橫力依下述豎向分配於構造之各層及屋頂。

構造物頂層外加之集中橫力 F_t 依下式計算：

$$F_t = 0.07TV \quad (2-14)$$

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

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

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

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

2.12 建築物地下部分之設計水平地震力

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

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

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

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

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

解說：

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

2.13 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- Δ 效應，會使得構材內力與結構變形增加，當 P- Δ 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：

$$A_x = \left[\frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{\text{avg}}} \right]^2 \quad (2-17)$$

此處，

δ_{\max} 為第 x 層最大位移。

δ_{avg} 為第 x 層兩最外點位移之平均值。

A_x 值不必大於 3.0。

解說：

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

2.15 傾倒力矩

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

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

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

設計地震力作用下，作用在基礎構造之土反力應依基礎-土壤介面的傾倒力矩求取，作用在地下室各層之地震力(見 2.12 節)亦應計入，但地下室外之土壤反力可以抵銷的部分可加以扣除。此外，對規則性建築物而言，屋頂層外加之集中橫力 F_i 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 $V = \frac{IF_u}{4.2} \left(\frac{S_{ad}}{F_u} \right)_m W$ 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 $0.6 \times 1.4 \alpha_y R_a$ 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 $0.4S_{DS}I_g$ 時，其位移會放大 $1.4 \alpha_y R_a$ 倍。設計地震力若由(2-13)式控制時，即一般區域與近斷層區域之工址 F_u 超過 3.0，或臺北盆地工址 F_u 超過 2.5 的建築物，在地表加速度為 $0.4S_{DS}I_g$ 時，其韌性比會小於 R_a ，應由 2.9 節的公式，以 $F_u=3.0$ 或 2.5 求得 R_a^* ，則其大地震時之位移為由(2-13)式算得之彈性位移乘以 $1.4 \alpha_y R_a^*$ 倍，似過於繁瑣，故簡化為不論何種設計地震力控制下，僅考量 475 年回歸期地震力(2-3)式作用之間隔，作為檢核依據。另由於相鄰兩棟建築物反向運動，且最大位移同時發生的或然率不高，因此乘以 0.6。

2.17 極限層剪力強度之檢核

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

解說：

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

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

建築物構材斷面之選擇與配筋，有時並非地震力控制，此時若能檢核該層之強度，足以抵抗總剪力 $V = F_{uM} \left(\frac{S_{uM}}{F_{uM}} \right)_m IW$ 之地震力時，表示遭遇地表加速度為 $0.4S_{MS}I g$ 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：

$$\begin{aligned} \text{一般區域與臺北盆地之工址：} & S_{aD,V} = \frac{1}{2} S_{aD} \\ \text{近斷層工址：} & S_{aD,V} = \frac{2}{3} S_{aD} \end{aligned} \quad (2-19)$$

2.10 節中小度地震與最大考量地震之設計垂直地震力可修正計算之。

解說：

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

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

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

其中，

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

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

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

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

根據(C2-10)式，可求得 $V_z = K_z W$ ，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，因此對一般區域與臺北盆地之工址而言，垂直地震力為單位長度重量乘以 $0.40S_{DS}I/2\alpha_y$ ；對近斷層工址而言，垂直地震力為單位長度重量乘以 $0.80S_{DS}I/3\alpha_y$ 。

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

$$0.75(1.4D+1.7L\pm 1.87EQ_x \pm 0.3\times 1.87EQ_v) \quad (C2-12)$$

$$0.75(1.4D+1.7L\pm 1.87EQ_y \pm 0.3\times 1.87EQ_v) \quad (C2-13)$$

$$0.75(1.4D+1.7L\pm 0.3\times 1.87EQ_x \pm 1.87EQ_v) \quad (C2-14)$$

$$0.75(1.4D+1.7L\pm 0.3\times 1.87EQ_y \pm 1.87EQ_v) \quad (C2-15)$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

表 2-2 應考量近斷層效應之活動斷層性質表*

編號	斷層名稱	長度 (公里)	斷層性質	歷史地震規模
1	新城斷層	29	逆移斷層	
2	獅潭斷層	11	逆移斷層	M _L 7.1** (1935.04.21) 新竹-台中地震
	屯子腳斷層	14	右移斷層	
3	三義斷層	34	逆移斷層	
4	大甲斷層	8	逆移斷層	
	大甲斷層(清水, 南段)	23		
	鐵砧山斷層	13		
	彰化斷層	36		
5	車籠埔斷層(北段)	38	逆移斷層	M _L 7.3 (1999.09.21) 集集地震
	車籠埔斷層(南段)	38		
6	大茅埔-雙冬斷層	69	逆移斷層	
7	梅山斷層	15	右移斷層	M _L 7.1 (1906.03.17) 梅山地震
8	大尖山斷層	29	逆移兼右移斷層	M _L 7.1 (1941.12.17) 中埔地震
	觸口斷層	27	逆移斷層	
9	六甲斷層	16	逆移兼左移斷層	
10	新化斷層	6	右移斷層	M _L 6.1 (1946.12.05) 新化地震
11	旗山斷層	26	逆移斷層	
12	米崙斷層	8	左移兼逆移斷層	M _L 7.3 (1951.11.25) 縱谷地震序列
	瑞穗斷層	24	逆移兼左移斷層	
	玉里斷層	23	左移兼逆移斷層	
	池上斷層	64	逆移兼左移斷層	
	鹿野斷層	18	逆移斷層	
	嶺頂斷層***	30	左移兼逆移斷層	
	利吉斷層***	20	逆移斷層	

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

**歷史地震規模參考臺灣十大災害地震圖集(鄭世楠等人著, 1999)

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

表 2-3-1 近斷層區域短週期之設計水平譜加速度係數 S_s^D

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

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

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

表 2-3-2 近斷層區域一秒週期之設計水平譜加速度係數 S_1^D

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

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

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

表 2-3-3 近斷層區域短週期之最大考量水平譜加速度係數 S_S^M

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

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

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

表 2-3-4 近斷層區域一秒週期之最大考量水平譜加速度係數 S_1^M

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

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

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

表 2-4(a) 短週期結構之工址放大係數 F_a (線性內插求值)

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

表 2-4(b) 長週期結構之工址放大係數 F_v (線性內插求值)

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

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

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

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

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

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 119 里)	臺北一區	
	蘆洲區	全區所有里 (共 38 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、六福里、集賢里、民義里、成泰里、水碓里、福德里 (共 18 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、福興里、全興里 (共 15 里)	臺北一區	
	永和區	全區所有里 (共 62 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、中正里、學士里、明德里、廣興里、青山里、金城里、延祿里 (共 45 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、泰豐里、立廷里、中平里、昌隆里、昌信里、福興里 (共 59 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、光和里、光正里、民有里、民全里、祥鳳里、龍福里、富民里 (共 25 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、圳民里、圳生里、三龍里 (共 13 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、中華里、太順里、北園里 (共 22 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
		灰磙里、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、新和里、永平里 (共 3 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、建國里、復興里、安昌里、寶福里 (共 32 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、大庄里、民權里、幸福里、學府里 (共 19 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、城中里、湖蓮里、建成里、環河里、東勢里、大同里、秀山里、福安里、山光里、康福里、興福里、福德里、金龍里、忠山里 (共 37 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、社團里、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、樟文里、政大里、樟樹里、興邦里 (共 38 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、富台里、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、南湖里、寶湖里 (共 30 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、重陽里 (共 18 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、五峯里、明城里、吉祥里、小城里、香坡里、美城里、長春里、達觀里、華城里 (共 34 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、柑園里、中山里 (共 7 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、北新里、正德里、新民里、新春里、新義里 (共 23 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、文化里、拱北里、湖興里、保安里、茄荖里、保長里、烘內里、保新里 (共 13 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 28 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、萬美里 (共 5 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、安泰里、秀湖里 (共 6 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、大屯里、湖田里 (共 9 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
$T \leq 0.2T_0^D$	$0.2T_0^D < T \leq T_0^D$	$T_0^D < T \leq 2.5T_0^D$	$2.5T_0^D < T$
$S_{aD} = S_{DS}(0.4+3T/T_0^D)$	$S_{aD} = S_{DS}$	$S_{aD} = S_{DS}T_0^D/T$	$S_{aD} = 0.4S_{DS}$

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
$T \leq 0.2T_0^M$	$0.2T_0^M < T \leq T_0^M$	$T_0^M < T \leq 2.5T_0^M$	$2.5T_0^M < T$
$S_{aM} = S_{MS}(0.4+3T/T_0^M)$	$S_{aM} = S_{MS}$	$S_{aM} = S_{MS}T_0^M/T$	$S_{aM} = 0.4S_{MS}$

表 2-8 傾倒力矩折減因子(n 為樓層數)

$n-x \leq 10$	$\tau=1.0$
$10 \leq n-x \leq 20$	$\tau=1.0-0.02(n-x-10)$
$n-x \geq 20$	$\tau=0.8$

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

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

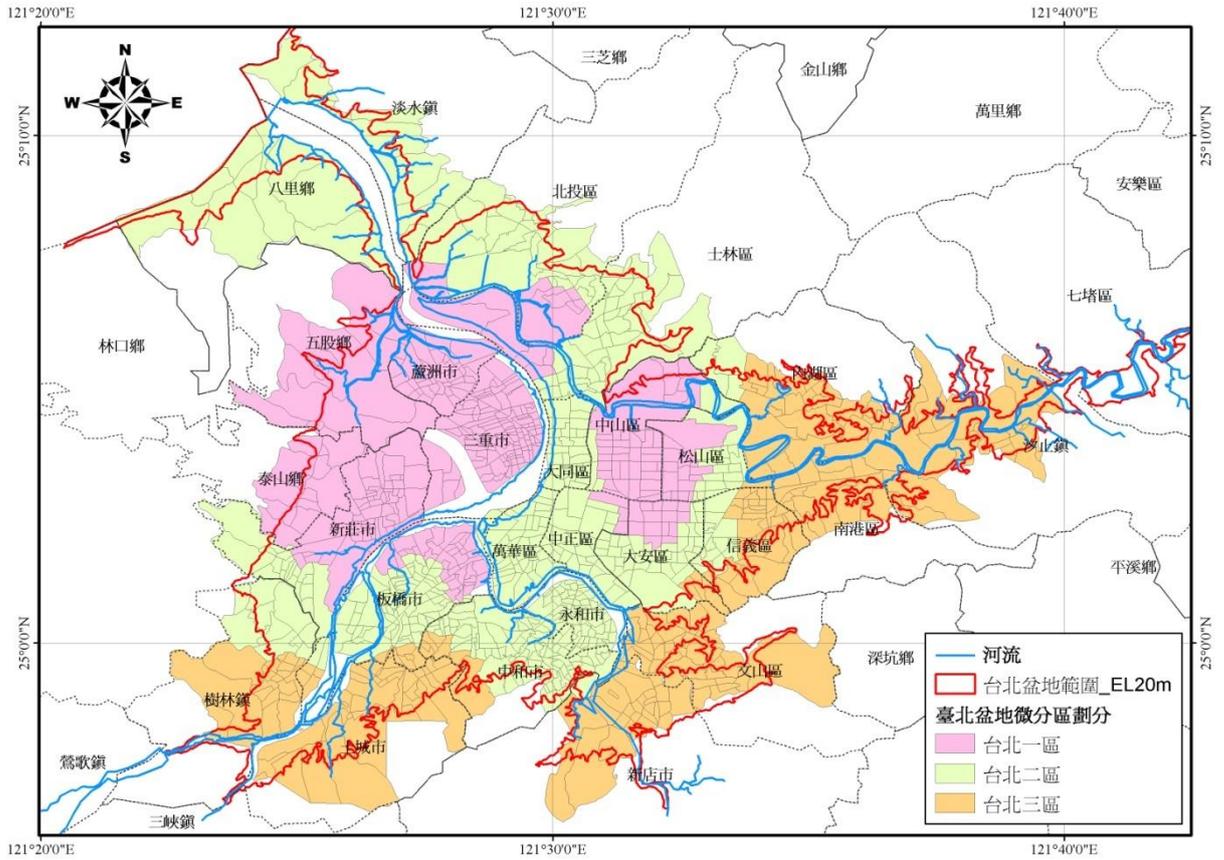


圖 2-1 臺北盆地設計地震微分區圖

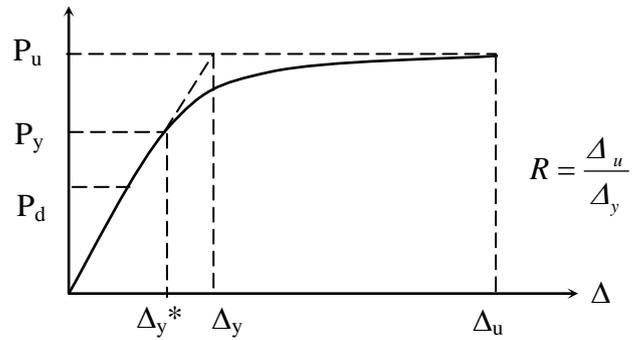


圖 C2-1 結構物設計地震力、降伏地震力、極限地震力與韌性容量 R

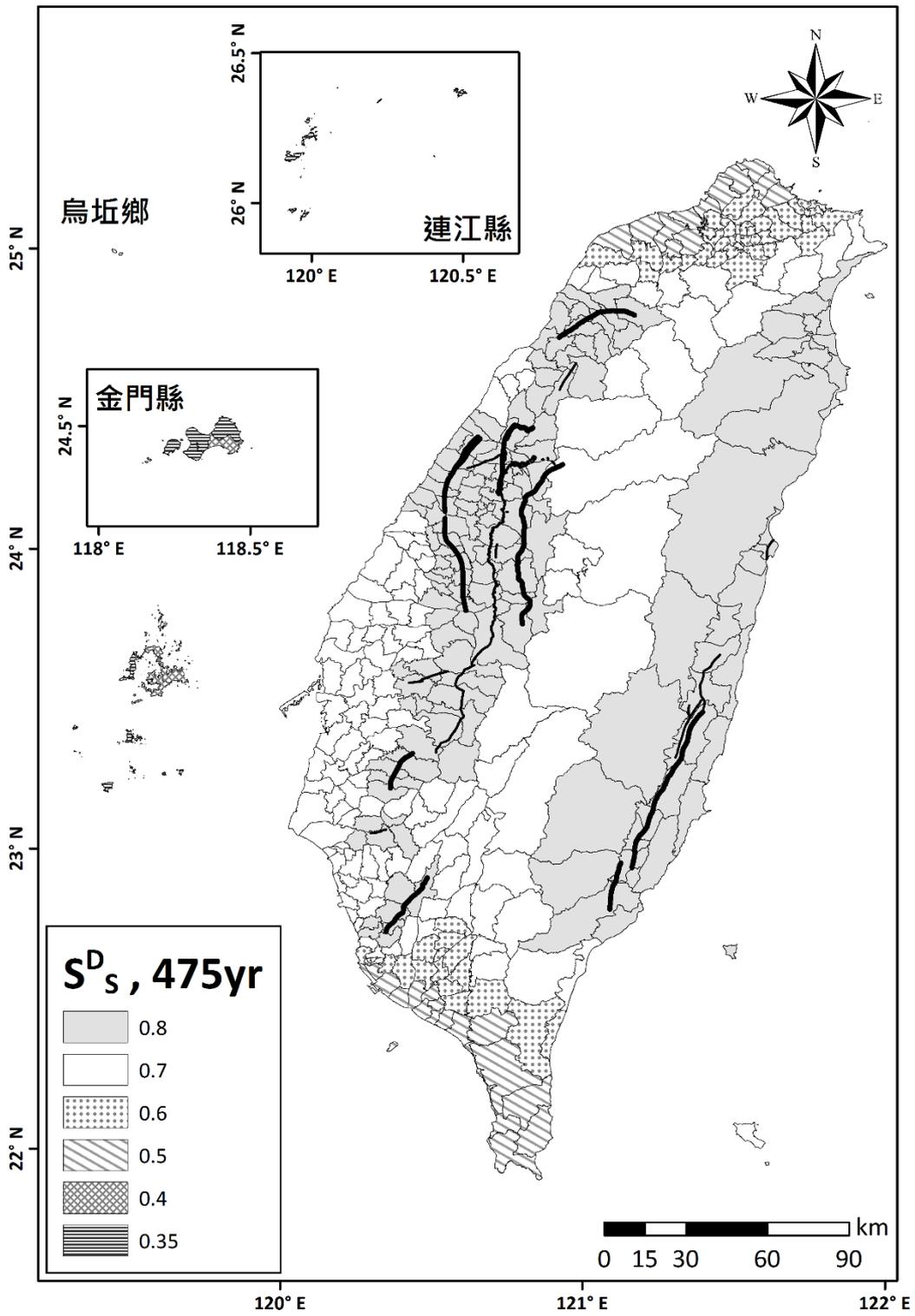


圖 C2-2 震區短週期設計水平譜加速度係數 S_s^D 分布圖

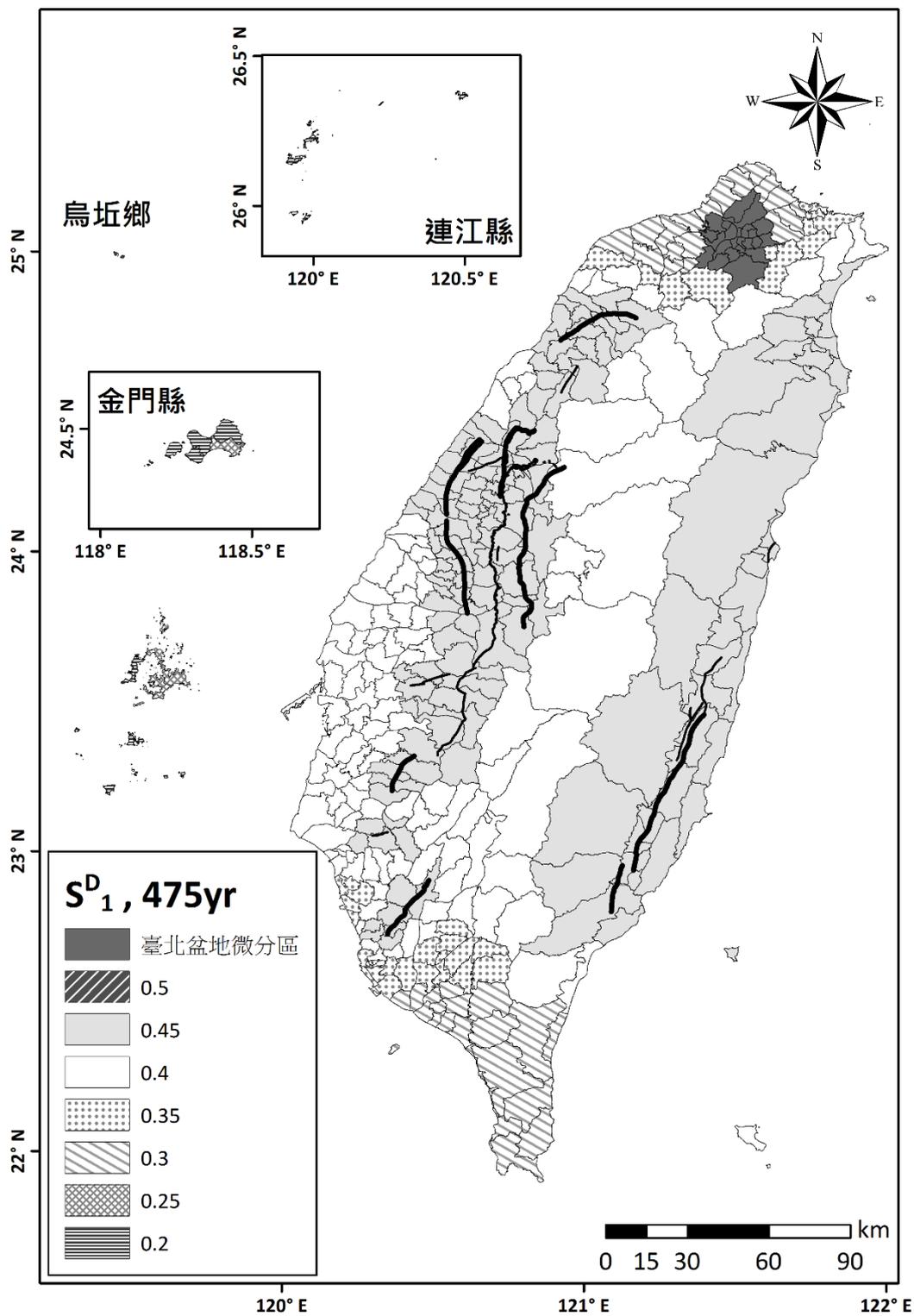


圖 C2-3 震區一秒週期設計水平譜加速度係數 S_1^D 分布圖

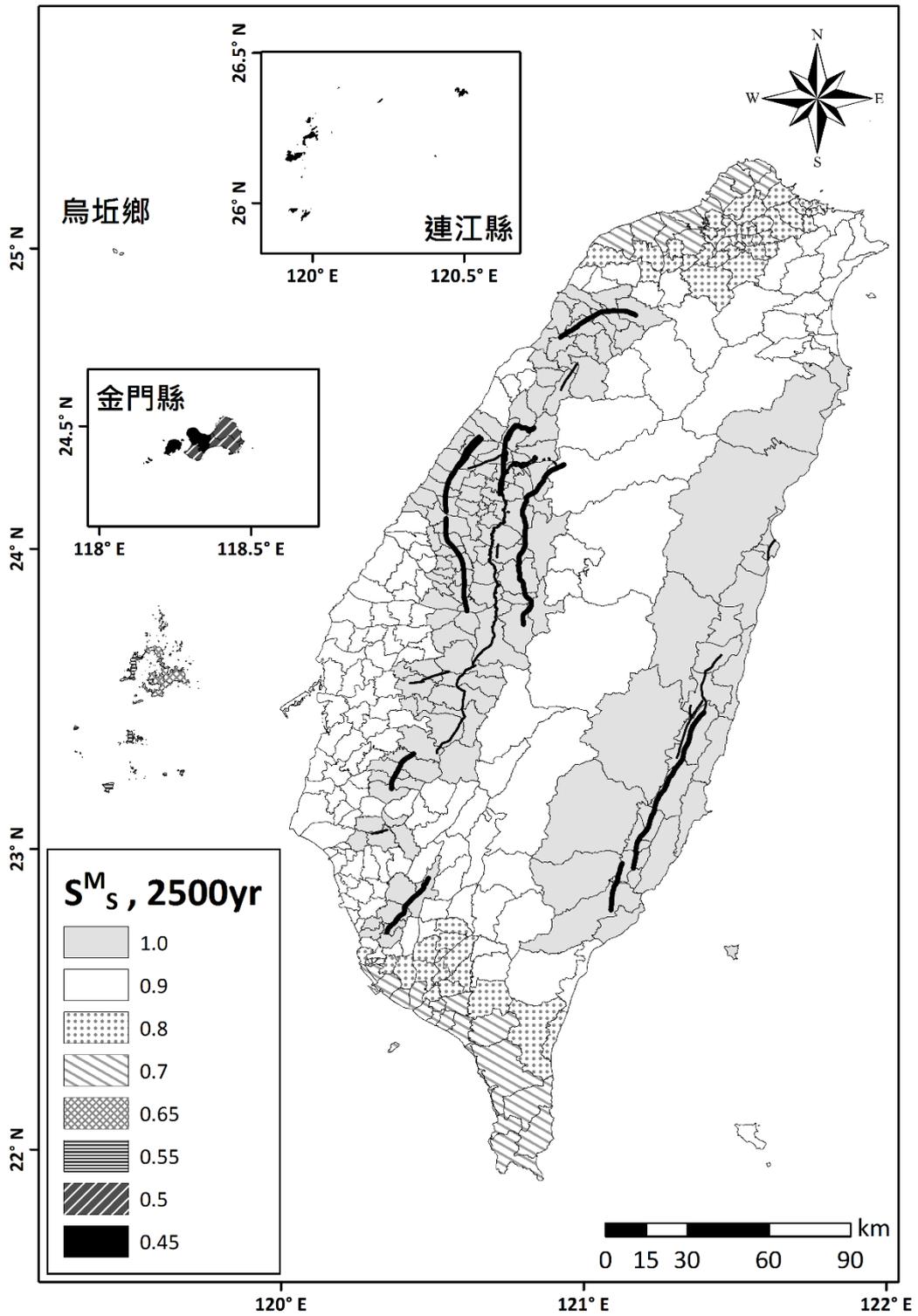


圖 C2-4 震區短週期最大水平譜加速度係數 S_s^M 分布圖

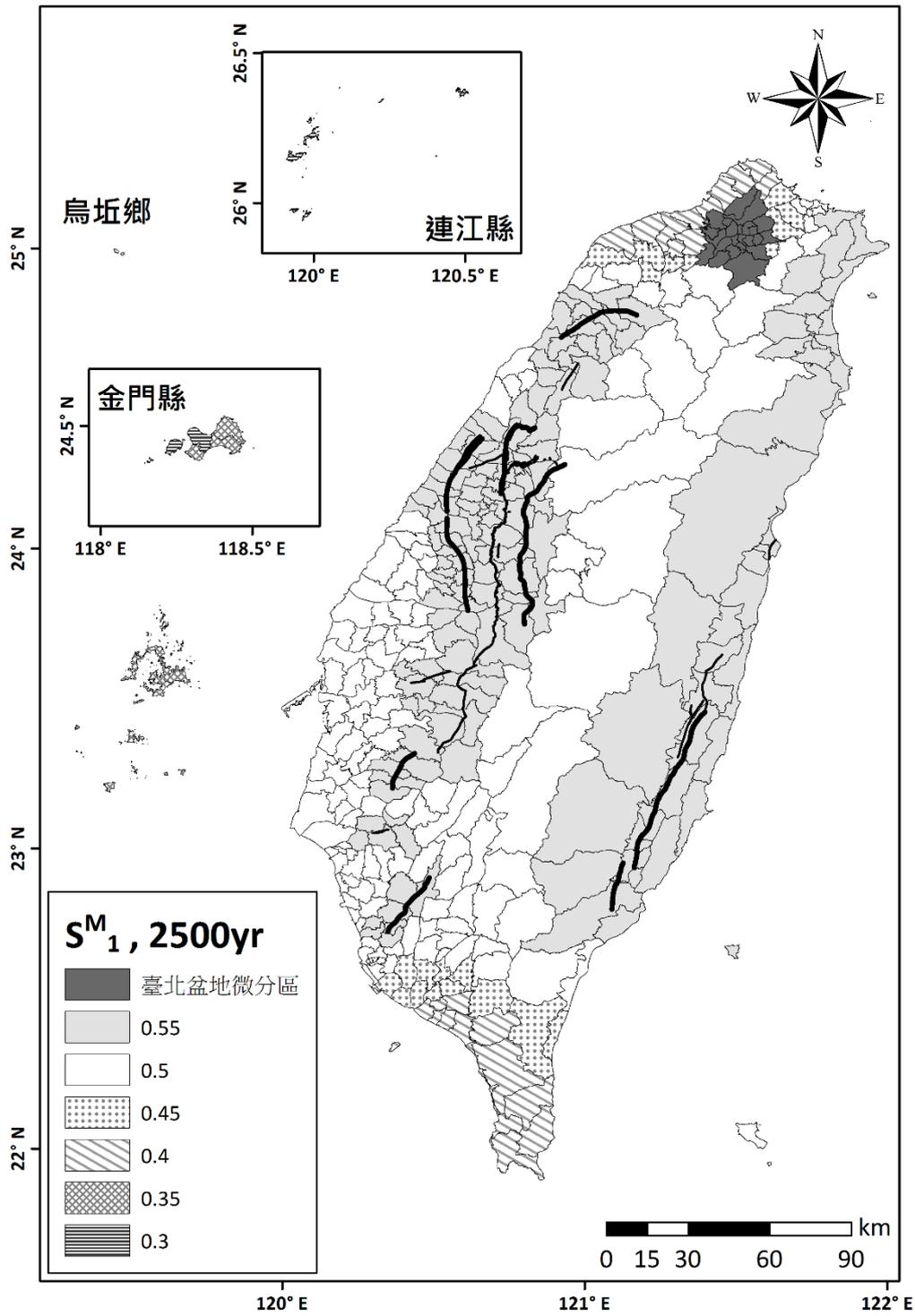


圖 C2-5 震區一秒週期最大水平譜加速度係數 S_1^M 分布圖

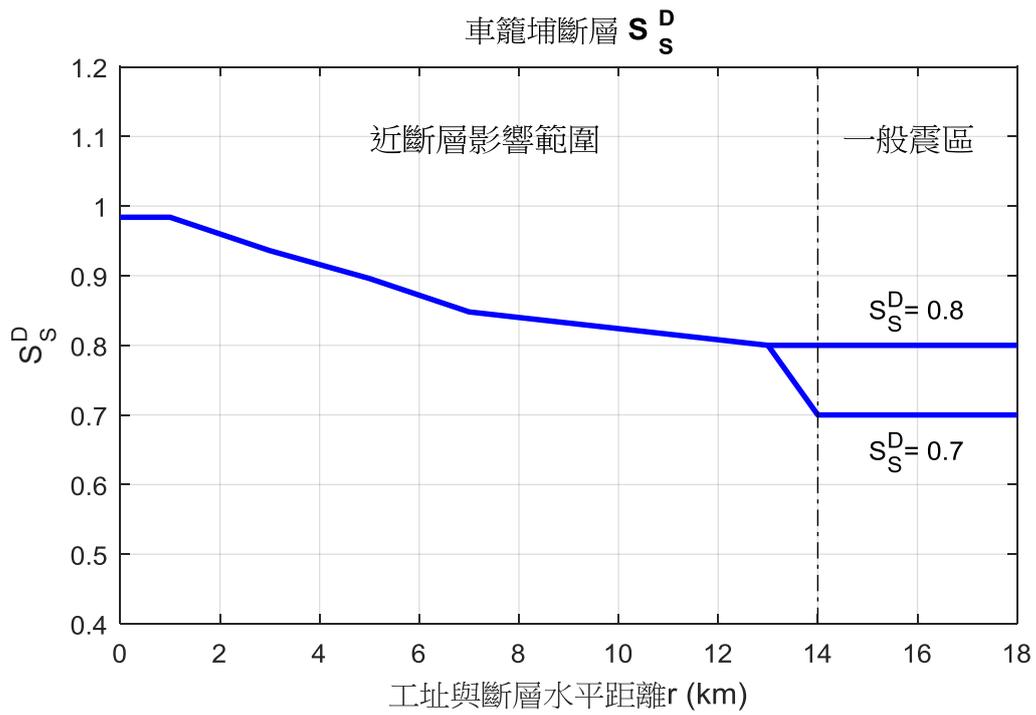


圖 C2-6 車籠埔斷層之震區短週期水平譜加速度係數值

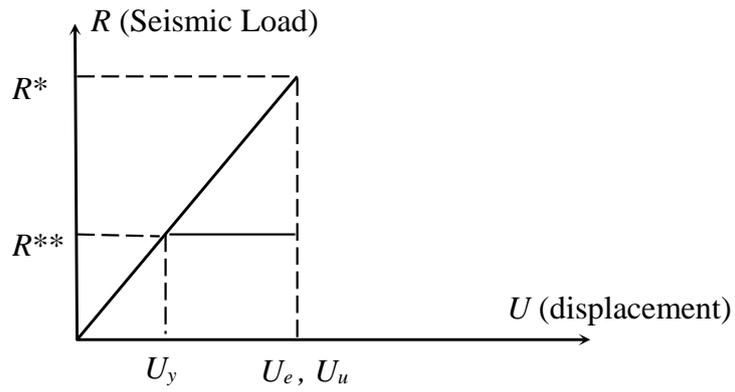


圖 C2-7 彈性系統與彈塑性系統之位移 (位移相等法則)

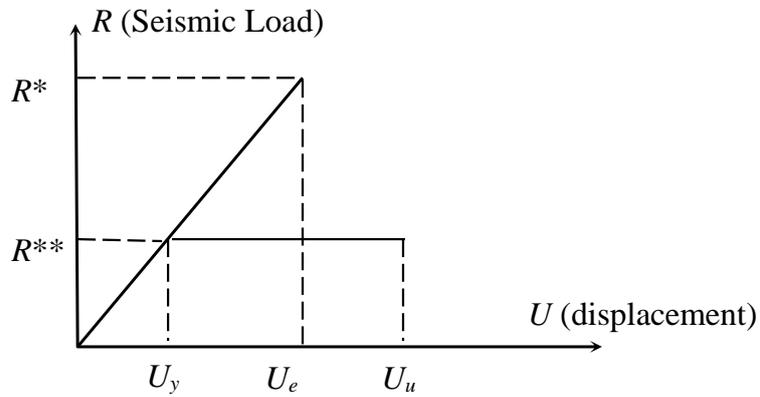


圖 C2-8 彈性系統與彈塑性系統之位移 (能量相等法則)

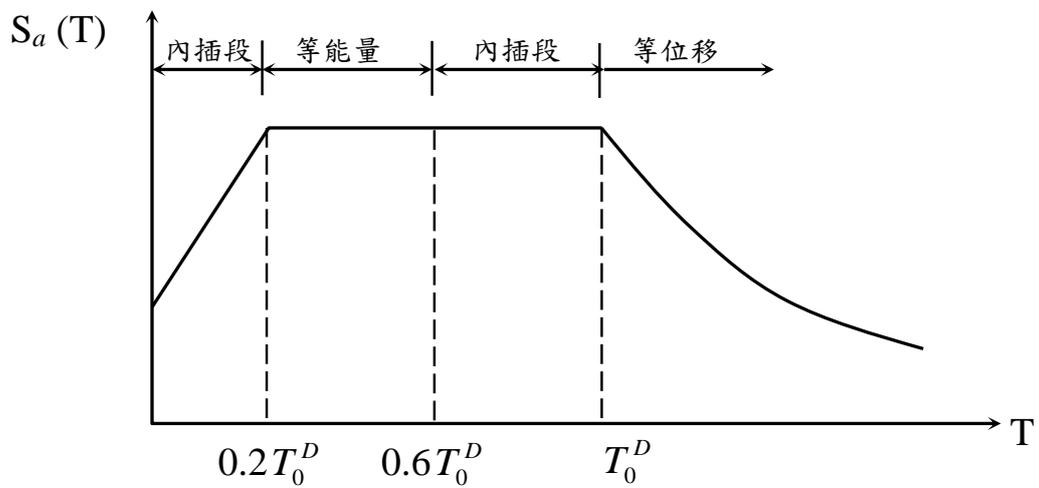


圖 C2-9 計算結構系統地震力折減係數四個週期範圍

第三章 動力分析方法

3.1 適用範圍

凡有下述任一情況之建築物，需以動力分析方法設計之：

1. 高度等於或超過 50 公尺或 15 層以上之建築物。
2. 建築物超過 20 公尺或 5 層以上，且其勁度、重量配置或立面幾何形狀具有表 1-1 第 1 至第 3 種立面不規則性，或具有表 1-2 平面扭轉不規則性者。
3. 建築物超過 5 層或 20 公尺，非全高度具有同一種結構系統者。

動力分析方法可為反應譜分析法或歷時分析法。

解說：

一般而言，建築物不規則者，須進行動力分析。

3.2 設計水平加速度反應譜係數

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

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

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

$$T_0 = \frac{S_{Dl} B_S}{S_{DS} B_l} \quad (3-1)$$

臺北盆地之設計水平加速度反應譜係數 S_{aD} ，隨建築物基本振動週期 T 與工址短週期與中長週期設計水平譜加速度係數 S_{DS}/B_S 與 $(T_0^D S_{DS}/B_1 T)$ 而改變，如表 3-3 所示。其中，經阻尼修正係數修正後之加速度反應譜短週期與中週期的分界 T_0 由下式計算：

$$T_0 = \frac{T_0^D B_S}{B_1} \quad (3-2)$$

T_0^D 則見表 2-6(c)。

解說：

欲進行動力反應譜分析，首先要決定設計水平加速度反應譜係數 S_{aD} 與最大水平加速度反應譜係數 S_{aM} ，其為週期之函數，定義與第二章相同，調整係數則以建築物在所考慮方向之基本振動週期來決定。為了與靜力分析方法相對應，讓動力分析的地震總橫力與靜力分析相近，實際分析時，對一般工址與近斷層工址，可依據靜力分析之結果，決定主控之地震力後，將 S_{aD} 對 $\frac{I}{1.4\alpha_y S_{aD}(T_1)} \left(\frac{S_{aD}(T_1)}{F_u(T_1)} \right)_m$ 或 $\frac{IF_u(T_1)}{4.2\alpha_y S_{aD}(T_1)} \left(\frac{S_{aD}(T_1)}{F_u(T_1)} \right)_m$ 作調整，或 S_{aM} 對 $\frac{I}{1.4\alpha_y S_{aM}(T_1)} \left(\frac{S_{aM}(T_1)}{F_{uM}(T_1)} \right)_m$ 作調整，即可得到動力分析之譜加速度係數，進行一次動力分析即可， T_1 為建築物在所考慮方向之基本振動週期。對臺北盆地，避免中小度地震時建築物過早降伏之調整係數則取 $\frac{IF_u(T_1)}{3.5\alpha_y S_{aD}(T_1)} \left(\frac{S_{aD}(T_1)}{F_u(T_1)} \right)_m$ 。因 S_{aD} 值為加速度反應譜值與重力加速度的商，因此程式在設定調整係數時還要乘以 g 。譬如長度以公尺計之單位系統，要再乘以 9.8。

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

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

其中，

ξ_J ：第 J 個振態之複合振態阻尼比

$[K]$ ：整個系統之勁度矩陣

$[k]_i$ ：第 i 個構材之勁度矩陣

$\{\phi_J\}$ ：第 J 個振態之振態形狀向量

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

ξ_i ：第 i 個構材的阻尼比

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

3.3 總橫力之調整

構造物動力分析所得任一主軸方向之總橫力應依下列規定調整：

1. 不規則性建築物總橫力應調整至第二章靜力分析所算得之最小設計水平總橫力。
2. 規則性建築物總橫力應調整至第二章靜力分析所得最小設計水平總橫力之 90%。
3. 不規則性與規則性建築物動力分析所得總橫力若分別超過靜力分析或 90% 者，應採動力分析值。
4. 依 3.2 節規定，考慮基礎土壤互制阻尼比時，直接由表 3-2 或表 3-3 配合表 3-1 計算靜力分析之最小設計水平總橫力及動力分析所需之設計反應譜，再依上述方法調整分析所得之總橫力。

解說：

動力分析振態疊加所得之總橫力，通常會小於靜力分析者，為增加須進行動力分析建築物之安全性，因此將總橫力調高。

考慮基礎土壤互制阻尼比時，總橫力減少是合理的結果，因此以表 3-2 或表 3-3 配合表 3-1 之阻尼修正係數，由各主軸方向第一個振態之阻尼比，計算調整後靜力分析之最小設計水平總橫力；進行動力分析時，同樣由表 3-2 或表 3-3 得到修正之反應譜後進行動力分析並依本節規定調整總橫力。

3.4 結構動力分析模式

動力分析時，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。

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。因此 2.13 節與解說的規定與內容照樣適用於動力分析。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。

3.5 多振態反應譜疊加法

建築物之動力分析，主要以多振態反應譜疊加法進行。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%。

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：

建築物之基面若置於筏基，如欲使有效振態質量和超過全棟建築物質量的 90% 以上，所需疊加的振態數要很多。由於地下室內的勁度很高，以地下室為主的振態要到很高的振態才會出現，如只為了計算地面以上的物理量，如地面一層的總剪力或地面以上構材的內力時，此些振態幾無貢獻。在此種情況下，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% 以上便可。

CQC 法為 Complete Quadratic Combination Method 的簡寫，其振態疊加考慮了兩兩振態間的相關性。某物理量依下式進行振態疊加：

$$r_a = \left(\sum_{j=1}^N \sum_{k=1}^N S_{jk} r_j r_k \right)^{1/2} \quad (C3-2)$$

$$S_{jk} = \frac{8\sqrt{\xi_j \xi_k} (\xi_j + r \xi_k) r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi_j \xi_k r(1+r^2) + 4(\xi_j^2 + \xi_k^2) r^2} \quad (C3-3)$$

$$r = \frac{w_k}{w_j} \quad (C3-4)$$

其中， r_j 、 r_k 分別為第 j 振態及第 k 振態最大反應值， S_{jk} 為第 j 振態與第 k 振態之關係係數。 ξ_j 、 ξ_k 分別為第 j 、 k 振態的阻尼比， w_k 、 w_j 分別為第 k 、 j 振態的圓周頻率。

3.6 歷時分析法

3.6.1 輸入地震要求

至少三個與設計反應譜相符之水平地震紀錄，其應能確切反映工址設計地震(或最大考量地震)之地震規模、斷層距離與震源效應。若使用七個以上與設計反應譜相符之水平地震紀錄，結構得採用分析結果之平均值進行設計。

針對任一個水平地震紀錄，計算其 5% 阻尼之反應譜。同時，調整地震紀錄使得位於 $0.2T_1$ 至 $1.5T_1$ 週期範圍內任一點之譜加速度值不得低於設計譜加速度值之 90% 及於此週期範圍內之平均值不得低於設計譜加速度值之平均值，其中 T_1 為建築物在所考慮方向之基本振動週期。

解說：

強地動紀錄之選取，應以工址附近之紀錄為佳，並盡量採用能確切反映工址設計地震(或最大考慮地震)之地震規模、斷層距離與震源效應的實測地震紀錄來進行模擬與調整得到與設計反應譜相符之紀錄；地震紀錄模擬之方法，應為具有可信理論之方法或為由公信單位所提供之方法。若工址附近實測地震紀錄之反應譜，在建築物所考慮方向之基本振動週期 T_1 附近有放大現象時，應就此實測地震紀錄作適當之考量。

3.6.2 線性歷時分析

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

解說：

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

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

3.6.3 非線性歷時分析

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

解說：

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

3.7 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 $\pm 5\%$ 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：

動力分析各層振態疊加所得之動態扭矩，除以該層水平向振態疊加地震力，可算得動態偏心距。意外扭矩可考慮 5% 平面尺度乘以 2.14 節的 A_x 。將動態偏心距加上意外偏心距得設計總偏心量，其後可依靜態地震力施加分析之。

直接進行動力分析，取構材內力振態疊加值逕行設計的情況，意外扭矩的考慮可將質心位置偏移至 $\pm 5\%$ 尺度的四個點上，分別進行動力分析，才可將動態扭矩及動態意外扭矩的效應一併考慮進去。

3.8 建築物地下部分設計地震力

建築物雖進行動力分析，但地下室各層施加之設計地震力仍應照 2.12 節之規定計算。

解說：

建築物地下室各層所受之地震力，主要係由於地震時土體變形產生的強制變位而產生。一般地下室有勁度頗大的外牆，動力分析時只要考慮足夠的振態，使地面一層的總剪力正確，其後再在地面層與地下室各層加上 2.12 節計算所得的地震力即可。

3.9 層間相對側向位移與建築物之間隔

根據動力分析算得之層間相對側向位移角，須滿足 2.16.1 節規定之容許值，建築物之間隔亦須按 2.16.2 節之規定檢核。

解說：

容許層間相對側向位移角與建築物間應留設之防碰間隔不隨分析方法變更而有異動。

3.10 極限層剪力強度之檢核

根據動力分析結果設計之建築物，仍應按 2.17 節之規定檢核極限層剪力強度。

解說：

根據動力分析結果完成彈性與韌性設計之建築物，應按 2.17 節的規定檢核各層之極限層剪力強度。若弱層之強度足以抵抗 $F_u \left(\frac{S_{aM}}{F_u} \right)_m IW$ 之地震力時，不在此限。

3.11 垂直地震效應

建築物雖進行動力分析，但垂直地震效應亦須按 2.18 節之規定考慮。

解說：

由於一般分析建築物的程式，樓層並不具備垂直向的自由度，因此無法進行垂直向的地震動力分析。考慮垂直地震效應得照 2.18 節的等值靜力法進行。

表 3-1 短週期與長週期結構之阻尼比修正係數 B_S 與 B_I (線性內插求值)

有效阻尼比 ξ (%)	B_S	B_I
<2	0.80	0.80
5	1.00	1.00
10	1.33	1.25
20	1.60	1.50
30	1.79	1.63
40	1.87	1.70
>50	1.93	1.75

表 3-2 一般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
$T \leq 0.2T_0$	$0.2T_0 < T \leq T_0$	$T_0 < T \leq 2.5T_0$	$2.5T_0 < T$
$S_{aD} = S_{DS} \left[0.4 + \left(\frac{1}{B_S} - 0.4 \right) \frac{T}{0.2T_0} \right]$	$S_{aD} = \frac{S_{DS}}{B_S}$	$S_{aD} = \frac{S_{D1}}{B_1 T}$	$S_{aD} = \frac{0.4S_{DS}}{B_S}$

表 3-3 臺北盆地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
$T \leq 0.2T_0$	$0.2T_0 < T \leq T_0$	$T_0 < T \leq 2.5T_0$	$2.5T_0 < T$
$S_{aD} = S_{DS} \left[0.4 + \left(\frac{1}{B_S} - 0.4 \right) \frac{T}{0.2T_0} \right]$	$S_{aD} = \frac{S_{DS}}{B_S}$	$S_{aD} = \frac{T_0^D S_{DS}}{B_1 T}$	$S_{aD} = \frac{0.4S_{DS}}{B_S}$

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、小型櫃檯、飾物架及書架；(5)吊頂天花及燈具固定物；(6)高於 2 公尺之欄杆；(7)隔間。

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

一般情況下，部分構體、非結構構材與設備部分都沒有經結構工程師分析、計算及設計，而是由建築師、機械工程師、電機工程師或室內設計師指定，甚至由業主或住戶在房屋竣工後自行購置。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責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：

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

F_{ph} 不必大於：

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

F_{ph} 亦不得小於：

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

S_{DS} ：工址短週期設計水平譜加速度，見第 2.5 節之規定。

W_p ：構體或構材自重或設備操作載重。

a_p ：構體、構材或設備之共振放大倍數，見表 4-1 及表 4-2。

R_{pa} ：構體、構材或設備等之容許地震反應折減係數，依下式計算：

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

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

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

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

$$F_{pv} = \frac{2}{3} F_{ph} \quad (4-3b)$$

近斷層工址：

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. 接合系統之固定物	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

表 4-2 機電設備附件係數

機電設備及其元件	a_p	R_p
1. 一般機械		
a. 鍋爐、熱水器	1.0	2.5
b. 自立式裙版壓力容器	2.5	2.5
c. 煙道	2.5	2.5
d. 懸臂式煙囪	2.5	2.5
e. 其他	1.0	2.5
2. 製程（生產和加工）機械		
a. 一般	1.0	2.5
b. 輸送機（非載人用）	2.5	2.5
3. 管道系統		
a. 可容許大量變形之配件及接著部	1.0	3.5
b. 容許中度變形之配件及接著部	1.0	2.5
c. 僅容許小量變形配件及接著部	1.0	1.25
4. 空調設備		
a. 採用隔振系統	2.5	2.5
b. 無隔振系統	1.0	2.5
c. 與風管連接之懸吊機器	1.0	2.5
d. 其他	1.0	2.5
5. 升降機元件	1.0	2.5
6. 電扶梯元件	1.0	2.5
7. 桁架高塔（自立式或有斜拉線者）	2.5	2.5
8. 一般電器		
a. 配電系統	1.0	3.5
b. 設備	1.0	2.5
9. 燈具	1.0	1.25

第五章 雜項工作物結構之地震力

5.1 適用範圍

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

解說：

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

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

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

5.2 通則

1. 雜項工作物結構之設計應使其具有足夠的強度與韌性，其設計之容許應力、載重係數、強度折減係數及其他細部設計要求應符合建築技術規則建築構造編其他可通用之相關規定。該編未規定者，若認可之國家標準中有可資應用者，亦可採用。
2. 雜項工作物結構依與一般建築結構系統之相似與否，區分為「相似於建築結構之雜項工作物結構」與「非相似於建築結構之雜項工作物結構」，其設計最小地震力應分別符合 5.3 節與 5.4 節之規定。
3. 雜項工作物結構之重量 W ，應包括所有如 2.2 節中所定義之靜載重，此外亦應包括水塔、貯槽、管線等在正常操作時之全部內容物重量。
4. 雜項工作物結構之基本振動周期應以合理之結構力學方法決定之。

5. 層間相對側向位移無需以 2.16 節之規定來限制，應依破壞時會危及生命安全之結構或非結構構材之容許層間變位限制之。若二次彎矩與一次彎矩的比值大於或等於 0.1 時應考慮 P- Δ 效應。
6. 以建築主體結構與雜項工作物結構之間有側向支承相連者，若該雜項工作物結構重量超過雜項工作物結構與支承結構重量和之 25% 以上時，雜項工作物結構之地震力應考慮兩者間之結構互制作用效應。

解說：

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

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

5.3 相似於建築結構之雜項工作物結構

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

解說：

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

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

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

表 5-1 相似於建築結構之雜項工作物結構系統韌性容量與高度限制

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

5.4 非相似於建築結構之雜項工作物結構

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

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

$$V_h = \frac{S_{DS}IW}{3\alpha_y} \quad (5-1)$$

垂直地震力應作適當的考量，最小設計垂直地震力 V_v 依下式計算：

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

若其基本振動周期不小於 0.06 秒，應使能承受如下所示之水平地震力：

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

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

在此亦應滿足以下各點：

1. R 值應由表 5-2 決定之，式(5-1)及(5-2)應比照第二章之規定計算。

2. 地震力之豎向分配可依 2.11 節或動力分析方法決定之。對 2.8 節第一類及第二類用途區分的不規則結構物，若不能以單一質量模擬時，應採用動力分析。
3. 水平地震力 V_h 應假設作用於任何水平方向，並依質量分佈之比例做分配。
4. 對某一特定雜項工作物結構，若有公認之試驗與分析資料提供耐震設計之基準時，此標準可以採用，惟震區與用途區分應與本規範一致。此外，設計地震總橫力與總傾倒力矩不得小於本規範所得值之 80%。

解說：

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

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

表 5-2 非相似於建築結構之雜項工作物結構韌性容量與高度限制

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

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

*高度限制須依其所相似的建築結構系統，參照表 1-3 以決定其限制高度。

參考文獻

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

第六章 結構系統設計詳細要求

6.1 通則

1. 建築物之構材應設計使能抵抗地震力與靜、活載重等之組合作用。當考慮地震因傾倒力矩造成上舉效應時，靜載重應予折減。容許應力、載重係數及強度折減係數悉依各種構造構材設計規範之規定。
2. 下列兩種情況下，應考慮地震作用方向不沿建築物主軸方向之效應：
 - (1) 建築物具有表 1-2 第 5 種平面不規則性者。
 - (2) 建築物兩個主軸方向均具有表 1-2 扭轉不規則性者。

上述須考慮地震不沿主軸方向作用之情況，可設計構材同時承受某一主軸向 100% 地震力加上與其垂直方向 30% 地震力產生之效應。

採用動力分析以振態疊加法計算構材內力時，應考慮地震沿幾個不同的角度輸入的狀況。

解說：

當考慮地震因傾倒力矩造成上舉效應時，一般不考慮活載重的存在，而靜載重也要適當折減，以彰顯此效應。以 ACI 規範強度設計法為例，靜載重考慮為 90%，以工作應力設計法為例，靜載重考慮為 85%。

6.2 結構系統要求

6.2.1 通則

表 1-3 所述之四種一般建築物基本結構系統應滿足本節之規定及有關之韌性特別規定。

6.2.2 多種系統合用時之特別要求

同屬不同結構系統之構材，應採用具較嚴格細部要求的系統之規定。

6.2.3 接頭

承受地震力之接頭應妥為設計並繪製細部圖。

6.2.4 變形一致性之考慮

設計時不當做抵抗地震力結構系統之構材，應檢核在設計地震力產生之位移放大 $1.4\alpha_y R_a$ 倍後，其承擔垂直載重的能力是否足夠。檢核時應考慮 $P-\Delta$ 效應。以工作應力法設計時，可將長期容許應力放大 1.7 倍用以檢核強度。與結構系統相接之剛性構材須做下列之考慮：

1. 抗彎構架若與非抵禦地震力之較剛性構材相連接，則此等構材之破壞或與構架之交互作用，應不得減損抗彎矩構架抵禦地震力及承載垂直力之功能。此等剛性構材須於設計時加以適當考慮，另於決定建築物是否為不規則性結構

時，亦應考慮此些剛性構材之效應。

2. 建築物外圍的非承重或非剪力牆版及構材，應依照(4-1)式的地震力設計，並應能承受結構物由於地震力或溫度變化產生之變形。該構材應以機械接頭及螺栓或現場澆注混凝土支承於結構體，並應符合下述規定：
 - (1) 接頭應能容許設計風力引起層間變位的兩倍或設計地震力引致層間變位的 $1.4\alpha_y R_a$ 倍或1.25公分，三者取其大值。
 - (2) 牆版平面上使其能准許層間變位的螺栓接頭應為具槽孔或擴大孔使其能滑動者，利用鋼件的撓曲變形或其他接頭具有相當滑動及韌性容量者亦可使用。
 - (3) 接合桿件應具有足夠韌性及轉角能力以防止混凝土破碎或電鍍處發生脆性破裂。
 - (4) 接合桿件應採用(4-1)式的地震力設計之，但 R_p 採用3.0及 a_p 取1.0。
 - (5) 接合系統中的所有元件，如螺栓、嵌入物、電焊、插筋等，應以(4-1)式的地震力設計之，但 R_p 採用1.0及 a_p 亦採用1.0。
 - (6) 埋置於混凝土中的繫件應鈎住或固定於鋼筋上，以便將力量有效傳遞至鋼筋。

解說：

抗彎矩構架常在構架中連接較剛性構材，例如非結構填充牆、半填充牆、窗臺、樓梯、斜坡等，此等構材雖非設計為抵禦地震力之構材，但其本身具有相當之剛性及強度，因此其於地震時常會與抗彎矩構架產生互制作用，而影響構架本身之原始設計功能。設計時應考慮此等剛性構材之效應，分析設計時要分兩階段來進行。第一階段要假設非結構填充牆為結構牆，參與結構分析，並預測非結構填充牆破壞時，其旁之梁、柱不致損壞。第二階段可假設非結構牆已破壞，只剩下抗彎矩構架來分析設計。

當結構體地震位移放大至 $1.4\alpha_y R_a$ 倍時，半填充牆會造成短梁之現象，窗臺會造成短柱之現象，而使結構構材產生較無韌性之剪力破壞，若無法避免時，應做隔離縫個隔離。

若剛性構材於立面佈置不均勻，則建築物容易產生弱層。若其於平面佈置不均勻，則建築物可能因此而具有扭轉不規則性之情形。

6.2.5 結構體繫件與連續性

結構物各部分應相互連結成一體，接頭應能承受並傳遞被連結部分引致之地震力。建築物任一較小的部分應繫結於建築物的主要部分。結構體繫件應至少能承受 $F_p = 0.2IS_{DS}W_p$ 之地震力， W_p 為結構物較小部分之重量。

6.2.6 匯集構材

建築物某部分產生之地震力應經由匯集構材將其傳遞至抵抗地震力結構系

統上。匯集構材及與抵抗地震力結構系統之接合處，其地震力應放大 $1.4\alpha_y$ 倍設計之。

6.2.7 鋼筋混凝土構架

抵抗地震力之鋼筋混凝土構架應設計為韌性抗彎矩構架。

解說：

有關鋼筋混凝土構材之韌性設計可參閱內政部「結構混凝土設計規範」，其中有關於耐震設計之特別規定。

若建築物中剪力牆或斜撐構材非均勻的配置於橫隔版上，則其需要額外之匯集構材來將橫隔版之剪力傳遞至剪力牆或斜撐構材上。如圖 C6-1(a) 中所示，一建築物平面上配置四道剪力牆於其四個角落，對南北向地震而言，若其於線 BC 及 AD 的位置上設置弦加強構材，則剪力於線 AB 上為均勻分布的，但牆 A 為一短牆，所以需要額外之樓版鋼筋或構材配置來將剪力傳遞至牆 A 中。圖 C6-1(b) 為另一需要額外之鋼筋或構材配置來傳遞樓版剪力或拉力之情形。

匯集構材、與剪力構材垂直接合處要避免剪力摩擦破壞，因會影響原先假設之橫力抵禦系統塑性變形能量之消散。故匯集構材及其接合處之地震力應放大 $1.4\alpha_y$ 倍設計之。

6.2.8 混凝土牆或磚石造牆之錨定

混凝土或磚石造牆應錨定於提供其側向支撐之所有樓版及屋頂版。錨定需能提供牆與樓版或屋頂版間直接之連結，並能抵抗牆與樓版間傳遞的地震力，分配所傳遞地震力之繫材的規定見 6.2.9 節。設計被支撐之牆時，橫隔版之變形應予考慮。

承重牆、剪力牆應至少能承受之面外的橫力為 $F_p = 0.4IS_{DS}w_w$ ，其中 w_w 為牆自重。

6.2.9 橫隔版

- (1) 橫隔版面內之變形，不得超過其附著構材的容許變形。容許變形應為附著構材在此變形下仍能繼續支承加於其上之外力而無損其結構完整性。
- (2) 樓版與屋頂版應設計使能抵抗下式計算之地震力：

$$F_{px} = \frac{F_t + \sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} W_{px} \quad (6-1)$$

其中， W_{px} 為第 x 層樓版之重量， F_t 為頂層外加之集中橫力， F_i 為第 i 層分配到的地震力。由(6-1)式決定之地震力不必大於 $0.3S_{DS}IW_{px}$ 且不得小於 $0.15S_{DS}IW_{px}$ 。

當橫隔版上下方抵抗地震力豎向構材由於錯位或勁度改變而需橫隔版傳遞地震力時，此力須加入(6-1)式後用以設計橫隔版。

- (3) 支撐混凝土造或磚石造牆之橫隔版，應於橫隔版邊界構材間設有連續之繫材，以分配傳至牆上之剪力。
- (4) 橫隔版與匯集構材之接頭，匯集構材與抵抗地震力豎向構材之接頭，若建築物具表 1-2 第 1 至第 4 種不規則性時，其設計不允許採用一般容許應力在地震載重下提高 1/3 之規定。若採用強度設計法，地震力之載重係數亦不可乘以 0.75。
- (5) 建築物具有表 1-2 第 2 種不規則性時，橫隔版之邊界構材及與其垂直之繫材應考慮建築物外懸翼具獨立運動設計之。任一橫隔版構材應以如下兩種情況之較嚴重者設計之：
 1. 外懸翼與本體同向運動。
 2. 外懸翼與本體反向運動。

6.2.10 懸臂構材

水平懸臂構材或水平預力構材應設計成能抵抗垂直地震力，其構材應至少能抵抗 0.2 倍靜載重之上舉力。

解說：

承重牆、剪力牆一般為設計為抵抗其面內之剪力及垂直載重，但其面外所受力可能會造成牆與樓版之分離而折損牆體之功能，所以於此規定其最小面外應能承受之橫力。

計算混凝土牆與橫隔版間之地震力傳遞，以及橫隔版各斷面的剪力，可以橫隔版為自由體，將豎向構材上、下剪力差以及(6-1)式的地震力化為均布載重作用在自由體上，就可分析出各斷面的剪力。

(6-1)式較正確的算法應為 F_i ，但因未考慮高振態的影響 F_i ，且(6-1)式算得之值較保守，因此依(6-1)式計算。

橫隔版上的剪力，只有地震時才會發生，沒有其他載重可以組合，因此容許應力不得增加 1/3。此外，若係強度設計法設計，亦不可將地震剪力乘以 0.75。

建築物具有表 1-2 第二種不規則性時，以目前 ETABS 6.0 版以上之程式，同一樓層可定義不同的剛性版，其連接樓版亦可設定為柔性樓版，若採用動力分析方法時則此連接樓版的應力可較正確算出，不必依第(5)點的方法來計算。

水平懸臂構材雖不承受水平向之地震力，但其受垂直地震作用時之效應仍需加上考慮，由於懸臂構材其垂直向振動頻率可能異於主結構體之垂直振動頻率，所以其所受之垂直地震力額外規定之。

6.2.11 基面以下之構架

基面與基礎間之構架，其設計之強度與勁度不得低於上部結構者。有關鋼筋混凝土構造及鋼構造之韌性特別規定應同樣適用於將地震力由基面傳至基礎之構材。亦可以基面以上產生之極限層剪力為橫力，施加於基面代替之，但垂直構材仍應依韌性相關規定設置緊密箍筋。

解說：

基面與基礎間之地下室構造，因有勁度很高的外牆，因此其梁、柱不容易降伏，因此亦應可容許不做韌性設計，惟此時強度要足夠，應以地面層產生的極限層剪力強度時的剪力設計之，使地下室構造在大地震時仍保持彈性，如地梁之設計如取地面層的極限層剪力或設計地震力之 $1.4\alpha_y$ 倍所引致之內力進行工作應力法設計時，則可容許不做韌性設計。如果一樓版剪力傳遞失效，或地下室外牆產生破壞時，地下室構材的韌性設計就會發生功效，工程師應做適當的判斷，決定地下室構材設計的最好方式。

6.2.12 地震力傳遞路徑不連續處附近構材之加強

建築物結構體具有表 1-1 中第 4 種立面之不規則性或表 1-2 中第 1、2、3、4 種之平面不規則性時，此地震力傳遞路徑不連續處的橫隔版與垂直構件及與匯集構材之接合處，匯集構材與垂直構材之接合處，地震力引致之內力應提高 25% 設計之。

建築物結構體具有表 1-1 中第 4 種立面之不規則性或表 1-2 中第 4 種之平面不規則性時，支撐不連續剪力牆或構架之支撐構材，地震力引致之內力應提高 $1.4\alpha_y$ 倍設計之。此些構材應滿足韌性細部設計要求。

解說：

地震力傳遞路徑不連續處附近的構材，如圖 C6-2，結構分析所得內力較可能不準確，因此將地震力引致之內力提高 25% 設計之。

匯集構材及與抵抗地震力結構系統之接合處內力提高 25% 後，尚須符合 6.2.6 節之規定。

地震力傳遞路徑不連續處附近的構材，支撐不連續剪力牆或構架之支撐構材，如圖 C6-3 之柱、梁等為避免先在此處產生塑鉸或破壞，進而影響整體抵禦橫力系統之穩定與預防崩塌，因此將地震力引致之內力提高 $1.4\alpha_y$ 倍設計之。

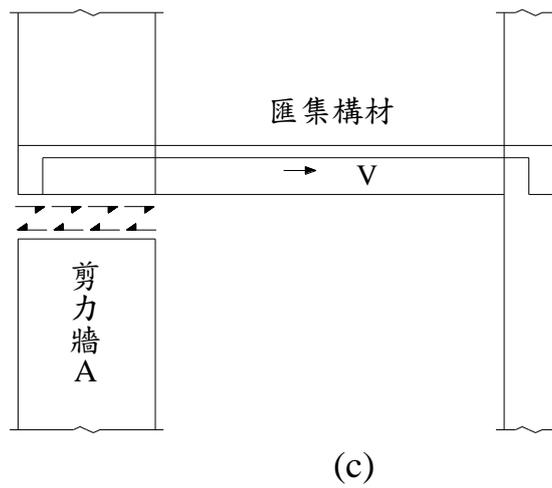
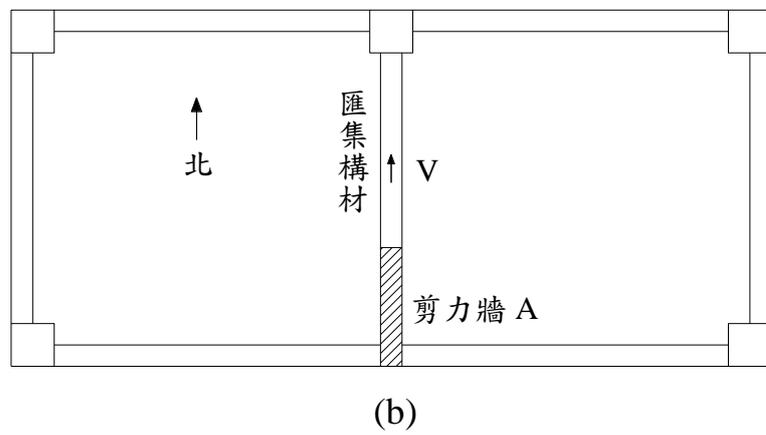
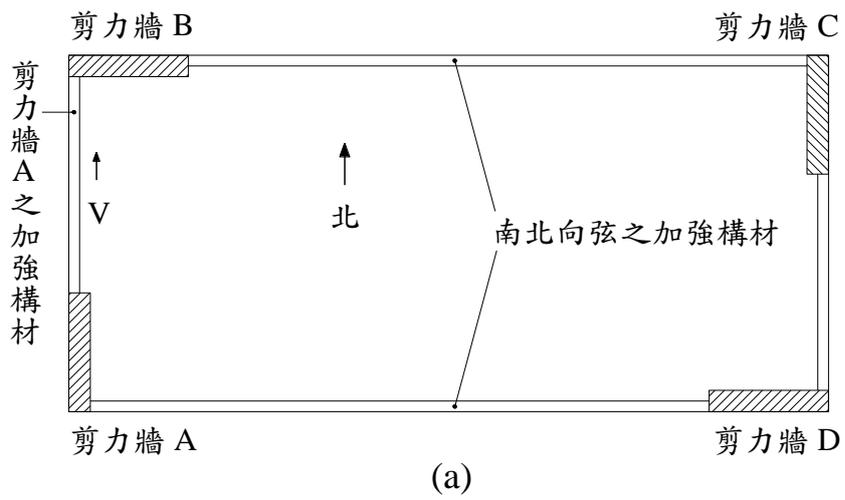


圖 C6-1 用於(a)傳遞剪力，(b)、(c)傳遞拉力之構材

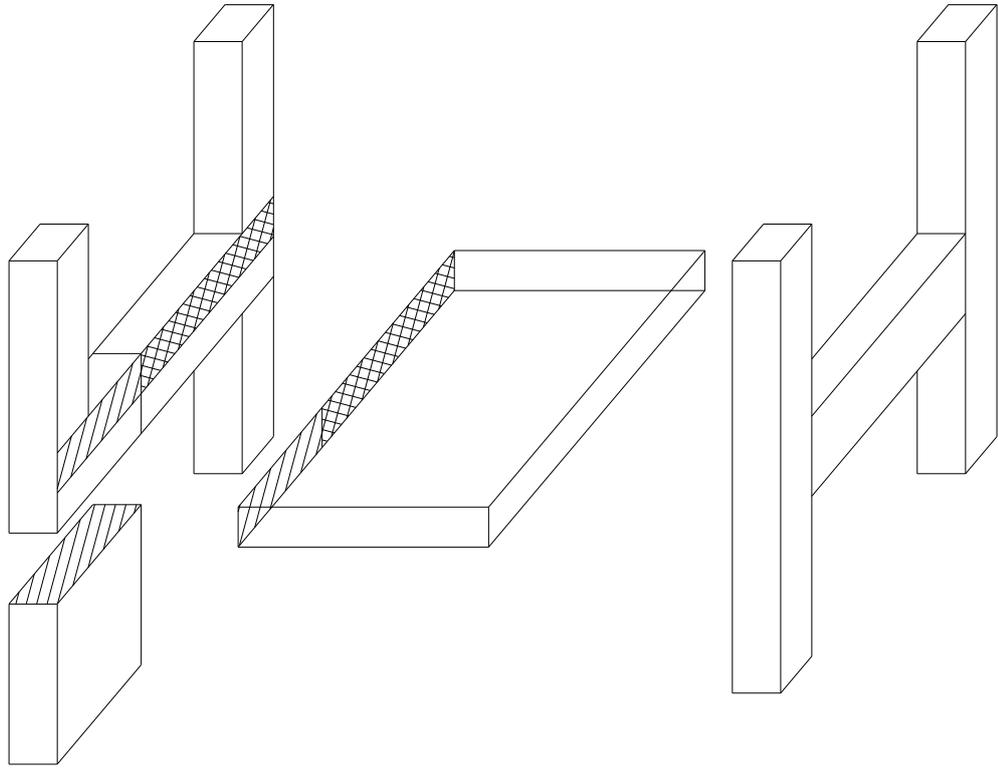


圖 C6-2 地震力傳遞路路徑不連續示意圖

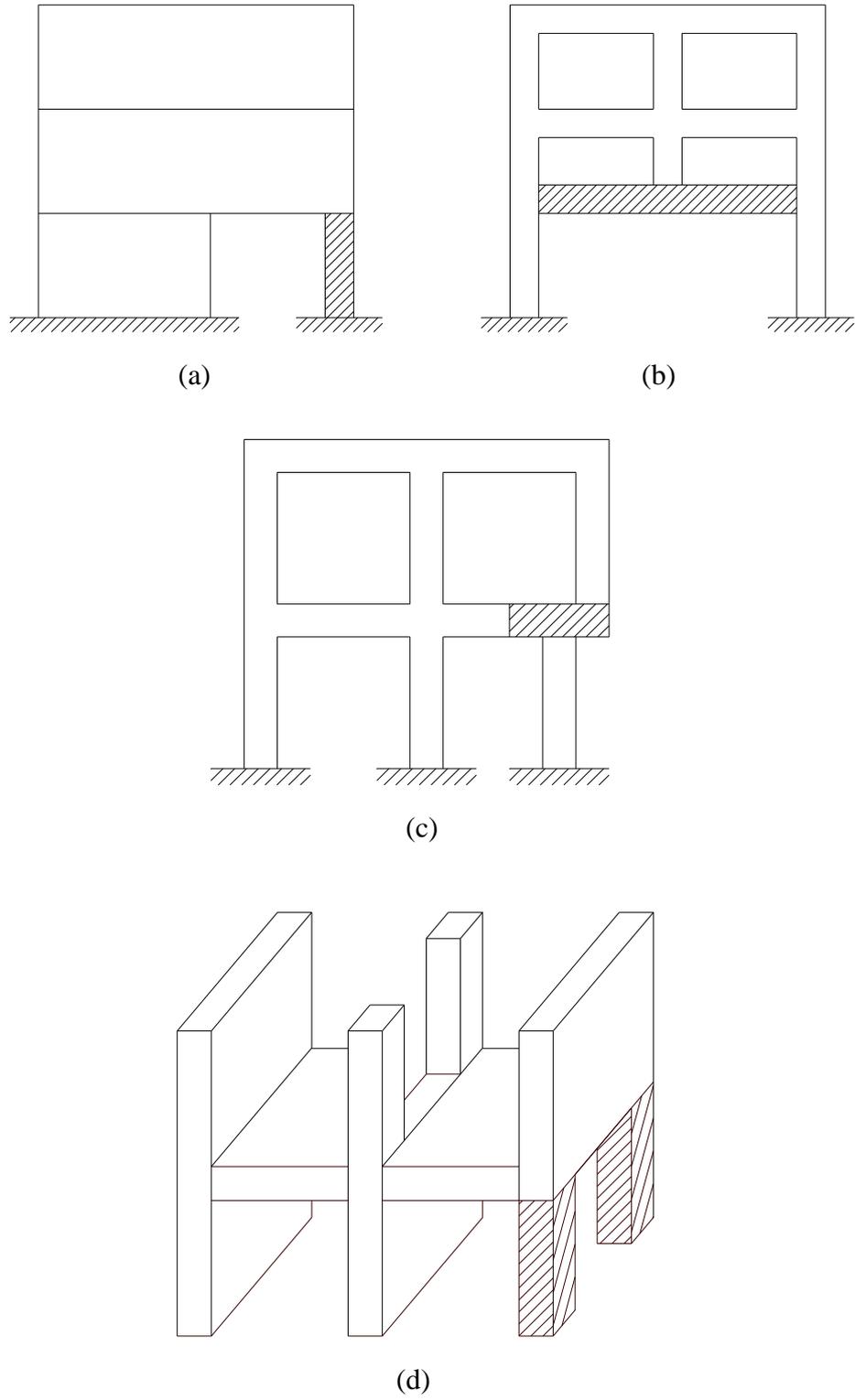


圖 C6-3 支撐不連續剪力牆或構架之構材

第七章 耐震工程品管

7.1 通則

為提昇建築結構耐震品質，建築結構之耐震設計與施工工程品管，除依相關法規已有明定者從其規定外，依本章之規定辦理，以保障公共之安全。

7.2 結構系統規劃

結構系統規劃宜考慮下列耐震較佳之設計：

- 1.儘可能採用簡單，對稱及規則之外型。
- 2.採用較輕之建築物重量。
- 3.避免較高之細長比。
- 4.提供贅餘度及韌性以克服地震力作用之不確定性。
- 5.提供足夠之勁度以限制側向位移減少相關之損壞。
- 6.提供足夠之柔度以限制加速度減少相關之損壞。
- 7.提供韌性及穩定度於後彈性往復行為時之強度與勁度。
- 8.提供均勻之強度、勁度及韌性且連續分布。
- 9.依基礎及土壤型式提供適當之基礎結構強度與勁度。
- 10.使用較短之跨度及較近之柱距。
- 11.將每一樓層包括基礎之垂直構材聯繫在一起。
- 12.確定及提供一系列之韌性連接以吸收非線性之反應；使用容量設計之原則以避免脆性破壞。
- 13.考慮採用消能設施作為設計之策略。
- 14.考慮採用隔震設施作為設計之策略。

7.3 非破壞性檢驗

抗彎矩構架及特殊抗彎構架，其完全束制接頭之銲接必須依核准之標準及工作規範作非破壞性檢驗。此試驗計畫至少包括：

- 1.所有接頭與搭接之全滲透銲(Complete penetration groove welds)須 100%接受超音波或 X 光等試驗。
- 2.使用於柱搭接之半滲透銲(Partial penetration groove welds)須根據圖說與施工規範之規定接受超音波或 X 光等檢驗。
若其有效銲喉小於 19mm 厚，則可不須作非破壞性檢驗，對此銲接，連續性監工為必要者。
- 3.金屬基板其厚度大於 38mm 者，當承受全厚度銲接時會產生收縮應變，必須在接合處完成後，對銲道後方直接作超音波等檢驗監督以校核其有否不連續處。
任何材料之不連續性必須根據標準之規定之缺陷評分來決定是接受或拒絕接受。

7.4 結構耐震施工品質管制

施工計畫書中之內容除主管建築機關之規定者外，得包含品質管制計畫，提出品質管制計畫報告書。

施工品質管制計畫內容至少應包括：

- (1) 品質管制預定表。
- (2) 工程品質管制表。
- (3) 自主檢查表。

施工品質管制計畫報告書至少應包括：

- (1) 一般工程概要。
- (2) 使用之材料與施工方法。
- (3) 試驗與檢查部位。

第八章 既有建築物之耐震能力評估與耐震補強

8.1 通則

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

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

解說：

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

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

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

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

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

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

8.2 耐震能力評估方法

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

解說：

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

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

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

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

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

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

8.3 耐震能力評估及整體結構補強之基準

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

- (一) 建築物之耐震能力以其能發揮之最大地表加速度峰值表示，其耐震能力應達本規範規定工址 475 年回歸期之設計地震的等效地表加速度峰值乘以用途係數 I。
- (二) 建築物亦得以性能目標作為耐震能力之檢核標準，確保該建築物在工址 475 年回歸期之設計地震作用下所需達到之性能水準。

解說：

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

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

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

8.4 耐震補強之設計及施工

1. 耐震補強應依據耐震能力評估之結果，作通盤檢討後確認建築物之耐震安全性。如有必要作補強以提昇其耐震能力時，應依主管建築機關規定之程序辦理。
2. 耐震補強設計應依其補強的目標，採用改善結構系統、增加結構體韌性與強度等方式進行，惟應注意各項抗震構材之均衡配置，以使建築物整體結構系統耐震能力之均衡提昇，補強設計應同時考量施工的可行性。
3. 上部結構耐震補強或改修不得產生有害基礎安全之情形(如沈陷、變形等)；如有必要時，應辦理基礎補強。
4. 耐震補強應注意施工中之安全。尤其建築物在繼續使用中進行耐震補強時，應輔以必要之臨時安全支撐，以避免施工過程結構系統產生弱點。
5. 耐震補強應有確實的施工及嚴格的品管等，以達到預期的目標。施工時應防止噪音、振動及其他有害環境衛生之情形產生。

解說：

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

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

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

8.5 排除弱層破壞之補強

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

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

解說：

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

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

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

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

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

排除弱層破壞之補強，其設計及施工原則上應符合 8.4 節相關規定。

參考文獻：

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

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。

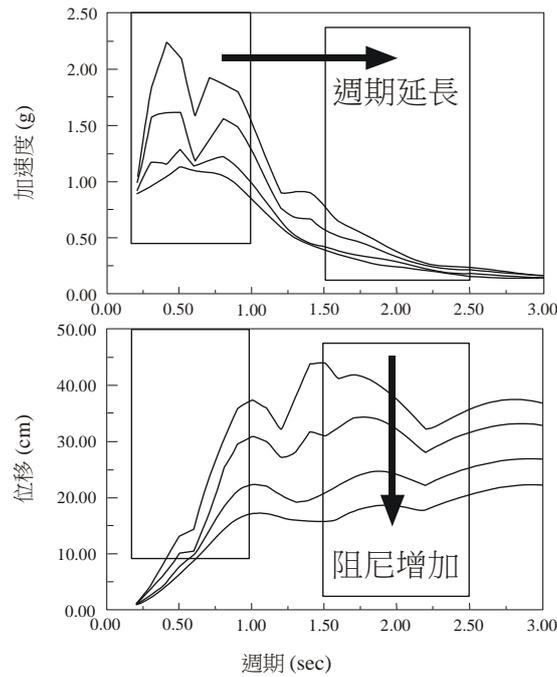


圖 C9-1 隔震設計基本原理

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。

9.1.8 隔震設計之變異性

隔震設計上應考量隔震元件力學行為之變異性，對於隔震系統及隔震建築物所造成之影響。

解說：

由於隔震元件之力學行為可能因材料與製程之因素而有所差異，因此專業技師應考量至少 $\pm 15\%$ 之力學行為變異範圍，以上下限分析進行隔震設計。隔震元件之力學行為包含等效阻尼比(ζ_{eD} 、 ζ_{eM})與等效勁度(K_{eD} 、 K_{eM})。

9.2 靜力分析方法

9.2.1 適用範圍

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

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

解說：

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

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

9.2.2 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 ：

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

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

$$V = C_s W \quad (C9-1)$$

其中， C_s 為地震力係數，在 5% 阻尼比情形下為

$$C_s = S_{aD} \quad (C9-2)$$

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

$$C_s = S_{aD} / B \quad (C9-3)$$

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

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

移項後可得

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

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：

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

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

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

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證。
- (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：

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

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

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

$$B = B_S ; \quad T_e < T_0 \quad (9-5a)$$

$$B = B_l ; \quad T_e \geq T_0 \quad (9-5b)$$

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_l 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：

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

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

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

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

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

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

其中，

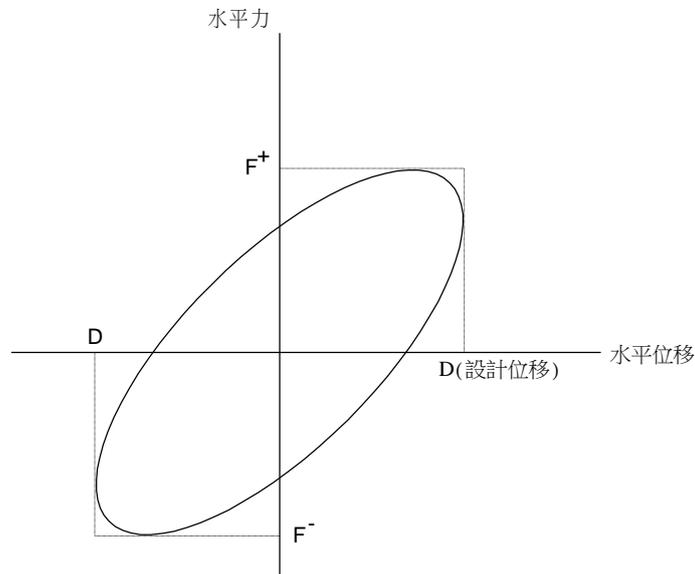
m ：隔震系統內，隔震元件之數目。

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。



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

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 $B_I)$ ，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：

$$\xi_e = \frac{E_D}{4\pi E_S} \quad (C9-9)$$

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

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

將(C9-10)式代入(C9-9)式中得

$$\xi_{eD} = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{A_{TD}}{K_{eD} D_D^2} \right] \quad (C9-11)$$

(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：

$$V_b = \frac{K_{eD} D_D}{0.8\alpha_y} \quad (9-7)$$

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：

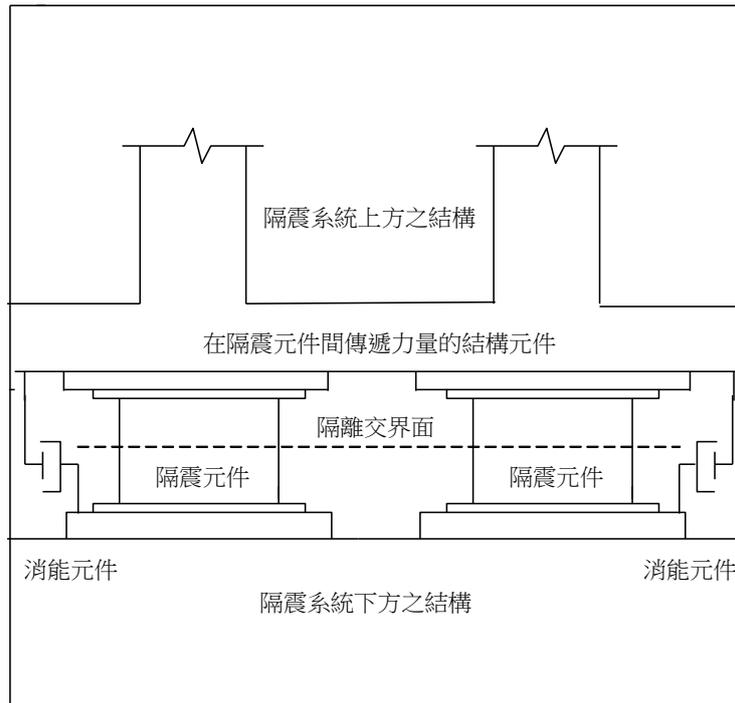
$$V_S = \frac{K_{eD} D_D}{\alpha_y} \quad (9-8)$$

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：

這些限制的旨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界面以上之各層：

$$F_x = V_S \frac{W_x u_x}{\sum_{i=0} W_i u_i} \quad (9-9)$$

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：

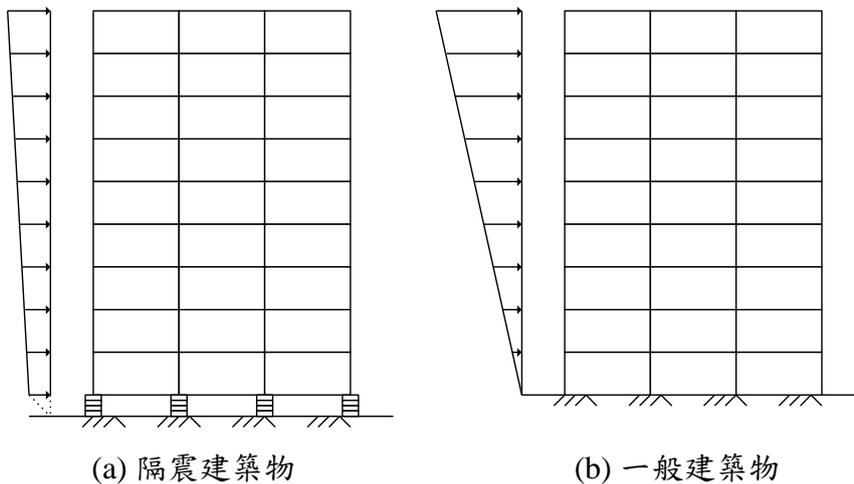
$$f_x = K_{eD} D_D \frac{W_x}{\sum_{i=0}^n W_i} \quad (9-10)$$

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_0 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。



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_I) 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_I)。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：

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

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

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

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

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 $B_I)$ ，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

依第三章3.6節之規定，進行非線性動力歷時分析。

解說：

參考第三章3.6節之解說。惟3.6.1節中建築物在所考慮方向之基本振動週期 T_1 ，應更改為隔震建築物於設計位移下之有效振動週期 T_{eD} 或最大考量位移下之有效振動週期 T_{eM} 。

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 $\pm 5\%$ 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 $200\text{kgf}/\text{cm}^2$ ，且隔震元件之最大總位移 D_{TM} 對應隔震元件橡膠總厚度之剪應變不大於 250% 時，始得使用剪應變與垂直壓應力條件進行下列實體試驗項目。

9.5.2.2.1 垂直載重試驗

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

9.5.2.2.2 常態載重試驗

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

9.5.2.2.3 不同變形之特性試驗

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

9.5.2.2.4 性能穩定性試驗

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

9.5.2.2.5 隔震元件穩定度試驗

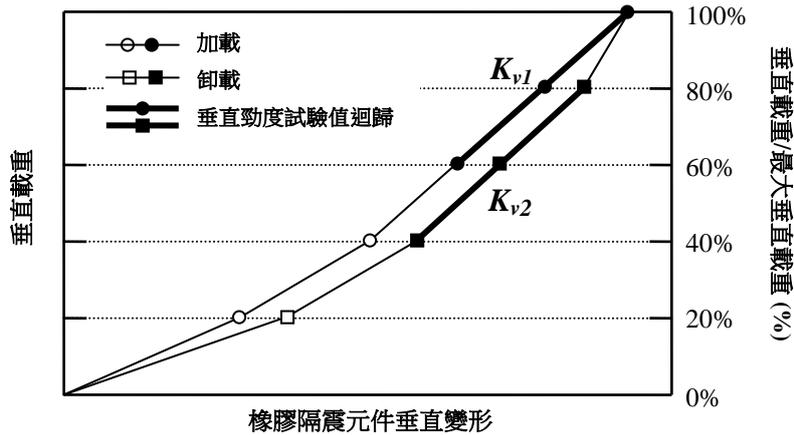
在垂直壓應力各為 $200\text{kgf}/\text{cm}^2$ 以上與 $20\text{kgf}/\text{cm}^2$ 以下時，分別進行三個循環試驗，每個循環之側向位移不小於隔震元件橡膠總厚度之剪應變 250%。

解說：

實體試驗中剪應變與垂直壓應力條件適用於橡膠隔震元件。

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

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



圖C9-5 橡膠隔震元件垂直勁度試驗值計算方式

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

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：

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

其等效阻尼比 ξ_e^i 則為：

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

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

$$\frac{|k_e^i - k_e|}{k_e} \leq 10\% \quad (9-14)$$

k_e^i ：任一個循環的有效勁度值。

k_e ：平均有效勁度。

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

$$\frac{|k_e^A - k_e^B|}{\{k_e^A, k_e^B\}_{\min}} \leq 10\% \quad (9-15)$$

k_e^A, k_e^B ：試體A、B的平均有效勁度

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

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

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

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

解說：

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

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

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

9.5.5 性能保證試驗

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

9.5.5.1 位移與垂直載重條件

9.5.5.1.1 壓力試驗

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

9.5.5.1.2 壓力及剪力組合試驗

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

9.5.5.2 試驗結果檢核

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

解說：

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

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

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。

第十章 含被動消能系統建築物之設計

10.1.1 通則

本章以下各節提供安裝消能元件之設計指南。其中包括分析程序與元件試驗標準，除本章之規定外，所有含消能系統之建築物須符合本規範其它章節之相關規定，除非各小節另有修正。

消能元件之設計應考慮其環境因素，包括風力、老化、潛變、疲勞、環境溫度、運轉溫度以及曝露於濕氣或有害物質中。

加裝消能元件之建築物，其樓高不得超過本身結構系統之限制高度。

一棟含消能元件之消能建築物的數學模型應包括消能元件之平面與豎向配置，且其數學模型之分析應考慮激振頻率、環境與運轉溫度、承載及雙向載重等因素對元件之影響。此外，為了獲取消能元件因力學特性改變對分析結果之影響，必要時須進行多重分析。

10.1.2 被動消能設計基本原則

本章所訂消能建築之設計基本原則為：對所有消能建築，要求在中小度地震下須完全保持彈性，且非結構元件無明顯損壞；在設計地震下，消能系統能正常發揮功能，而原結構體可容許產生降伏，但使用之韌性不得超過其容許韌性容量 R_a 。在最大考量地震下，消能系統仍能正常發揮功能，而原結構體容許產生降伏，但使用之韌性不得高於規定之韌性容量 R 。若未能符合10.3節有關可進行線性分析規定之消能建築物，則須依照10.4節之規定進行非線性動力分析。

相較於由最大考量地震計算所得之最大值，消能元件應能承受更大之位移（及速度，對速度型元件而言），位移（及速度）容量之增加與消能系統所提供的贅餘程度有關。

1. 建築物之某一樓層於其主軸方向若提供4組以上之消能元件，且在樓層剛心之兩側配置2組以上時，則所有消能元件須能承受經由最大考量地震計算出之最大總位移的1.3倍。惟速度型元件至少另須能承受經由最大考量地震計算出最大總速度的1.3倍所對應之力。
2. 建築物之某一樓層於其主軸方向若提供少於4組之消能元件，或在樓層剛心之兩側配置少於2組時，則所有消能元件須能承受經由最大考量地震計算出之最大總位移之2.0倍。惟速度型元件至少另須能承受經由最大考量地震計算出之最大總速度的2.0倍所對應之力。

在前述第一項或第二項所述之規定下，位於消能元件間傳遞作用力之構材與接頭須適當設計使其在線彈性範圍之內。

解說：

本規範提供在耐震設計中有關消能元件配置之系統化程序。雖然這些程序是初步發展且易變的，但仍然是目前為止有關這種程序的文獻中包含最廣泛的。當有更多的資料時這些程序將有可能變更，因此目前的情況可以說規範與消能系統的新發展齊頭並進。

規範提供在建築構架中使用消能元件之桿件力與變形計算之程序及消能元件試驗之要求。有關受力與變形之桿件校核計算須遵守第三章之程序及材料之強度與變形限制。

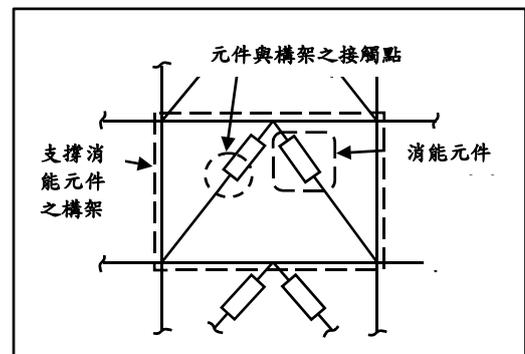


圖 C10-1 消能元件之示意圖

在本規範中關於消能元件有一些新的定義，即支撐消能元件之構架及接觸點，這些單元如圖 C10-1 所示。

在一建築構架中引入消能元件之主要目的為減少在構架之位移與損壞。位移的減少是由增加建築構架之勁度或能量耗散（一般稱為阻尼）來達成。金屬降伏、摩擦及黏彈消能元件一般會使建物中勁度與阻尼之增加；而黏滯元件一般只增

加阻尼而已。圖 C10-2 簡單地顯示不同形式之消能元件對一建築之受力與位移反應所帶來之影響。增加黏滯阻尼並不改變受力與位移關係，意即「具黏滯 EDS」之受力與位移曲線基本上是與「無 EDS」之曲線相同。

某些型式之消能元件之受力與位移關係可能與環境情況(例如：風、老化、及運轉溫度)、激振頻率、承受之變形及雙向變形有關。這種相關性應在數學模型分析中藉由限制模擬消能元件性質之數值後加以分析。

規範所提之分析程序只是近似而已。用線性與非線性程序所計算之屋頂位移可能比相鄰樓層間之層間變位與相對速度之估計要來的正確。規範要求消能元件能夠承受比最大考量地震分析所計算之最大值還要大的位移(及速度，對速度相關元件而言)。

必須承認在一建築構架中之每一樓層，每一主方向均安置 4 個以上之元件將比一在每一主方向上安置較少元件之構架更為可靠。在位移(及速度)容量上之增加量與支撐消能系統之贅餘程度有關。所增加的力將用於設計支撐消能元件之構架，此反映在最大考量地震中支承元件之構架保持彈性之目的。目前規範中，有關力與位移容量之增加(=130%，對 4 個以上之元件及 200%，對少於 4 個以上之元件)只是一種工程規範要求。消能元件與支撐構架之勁度特性均應包含在建築物之數學模型中。若忽略支撐構架之勁度則整個建築物的側向勁度將會被嚴重低估(亦即目標位移被顯著高估)。

相反地，若柔性支撐構架假設為剛性，則消能元件之有效性可能被高估而導致不保守之結果。有關此方面之資料可參考Constantinou等人(1996)之論述。

有關遲滯(位移相關)元件及黏滯與黏彈(速度相關)元件之分析程序於 10.3 節中說明。金屬降伏元件類似偏心斜撐鋼構架中之剪力連桿，因此在構架系統中安置金屬降伏元件相關線性程序之發展的考量允許承受非彈性反應，然而目前還無法發展一規則以將消能元件之最小降伏強度關聯至一既有構架之降伏強度上，這是一個在既有構架中限制非彈性作用程度之一關鍵步驟，故目前尚無此類線性程序。

對於能符合 10.3 節規定之消能建築物，因其幾何形狀及動力行為較為單純，可僅進行等值線性靜力分析；對未能符合 10.3 節規定之消能建築物，因其幾何形狀或動力行為較為複雜，故另行要求此類消能建築物要進行非線性動力分析。

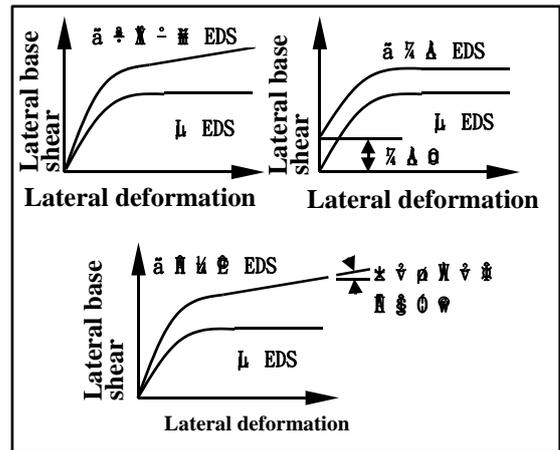


圖 C10-2 不同消能元件對建築之受力與變形反應之影響

10.2 消能元件之模擬

本節將消能元件概分為位移型、速度型與其它型式。位移型消能元件顯現剛塑性(摩擦元件)、雙線性(金屬降伏元件)或三線性遲滯行為，且其反應需與速度及激振頻率無關。速度型消能元件包含固態與液態之黏彈性元件及液態黏滯性元件。第三類(其它)則含括所有不屬於位移型與速度型的消能元件，其典型範例包括形狀記憶合金(超彈性效應)、摩擦-彈簧組件，以及兼具回復力與阻尼的液態消能元件。

模擬消能系統時，若介於消能元件與結構間傳遞作用力之子結構的撓度足以影響消能系統之行為，則必須同時考慮該子結構的勁度。撓度足以影響消能系統行為的子結構包括基礎、與消能元件串接的斜撐及其接頭。

除非使用經證實更精準的方法或行為模型，消能元件必須依據以下各子節之描述加以模擬。

解說：

規範確認位移型、速度型與其它等三種型式的消能元件。金屬降伏與摩擦消能元件屬於位移型消能元件，其受力與位移關係範例如圖C10-3所示。形狀記憶合金消能元件也展現與圖C10-3相似的遲滯反應。

速度型消能元件則包含黏彈性固態消能元件、藉由黏彈性液體變形而運作之消能元件(例如：黏滯剪力牆)，以及迫使液體穿越小孔而運作之消能元件(例如：液態黏滯消能元件)。圖C10-4說明這類元件典型的遲滯行為。

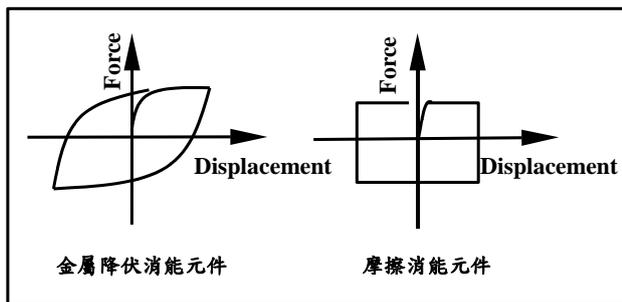


圖 C10-3 位移型消能元件之理想化受力與變形關係圖

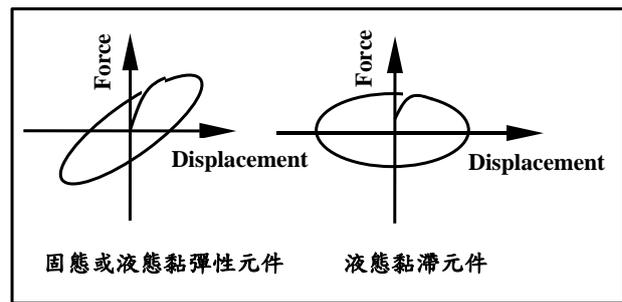


圖 C10-4 速度型消能元件之理想化受力與變形關係圖

消能元件之遲滯行為無法以圖C10-3或圖C10-4等基本型式加以描繪者，則歸屬於其它類別。例如形狀記憶合金元件、具位移重新置中歸零能力的摩擦彈簧組件。圖C10-5顯示這些元件的受力與位移關係，可發現這些元件均藉由位移重新置中的功能消散能量，並以幾乎為常數的作用力抵抗運動。形狀記憶合金元件可適當設計以顯現圖C10-5所表示的遲滯行為。可參考ATC(1993)、EERI(1993)以及Soong與Constantinou (1994)等文獻獲致更多的相關資訊。

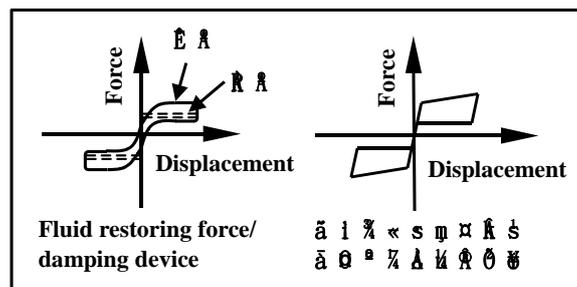


圖 C10-5 具回復能力之消能元件之理想化受力與變形關係圖

10.2.1 位移型元件

位移型元件的受力與位移反應關係主要是該元件兩端點相對位移的函數，而與兩端點間的相對速度及激振頻率並無實質關係。

位移型元件應進行細部模擬以便充分掌握其受力與位移反應關係，以及其與軸向、剪切及撓曲之互制或雙側向變形反應的關聯。

為能藉由實驗數據評估位移型元件的反應，可將其受力表示為：

$$F = k_{eff} D \quad (10-1)$$

其中，位移型元件的有效勁度 k_{eff} 由下式計算：

$$k_{eff} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|D^+| + |D^-|} \quad (10-2)$$

F^+ 與 F^- 則分別為該元件端點相對位移為 D^+ 與 D^- 時之受力。

解說：

位移型消能元件呈現雙線性或三線性遲滯行為，彈塑性或剛塑性(摩擦)行為。有關此類元件之行為與模擬細節可參考 Whittaker 等(1989)、Aiken 與 Kelly(1990)、ATC(1993)、Soong 與 Constantinou (1994)、Grigorian 與 Popov(1994)、Yang 與 Popov(1995)以及 Li 與 Reinhorn(1995)等文獻。

10.2.2 速度型元件

速度型元件的受力與位移反應關係主要是該元件兩端點相對速度的函數。

A. 固態黏彈性元件

黏彈性元件的週期反應通常與運動的頻率、振幅以及運轉溫度(包括受激引致之溫度上升)有關。

固態黏彈性元件可利用並聯之彈簧與阻尼(Kelvin 模型)加以模擬。彈簧常數與阻尼係數之選取則應充分掌握該元件與頻率和溫度之相依性，使其與消能建築之基頻(f_1)與運轉溫度範圍一致。若固態黏彈性元件之週期反應無法藉由單一彈簧常數與阻尼係數之估算充分掌握時，消能建築的反應則必須考慮多組可能的彈簧常數與阻尼係數的極限值，並藉由建築構架的多重分析予以估算。

黏彈性元件的受力可表示為：

$$F = k_{eff} D + C \dot{D} \quad (10-3)$$

其中， C 為黏彈性元件的阻尼係數， D 為該元件兩端點的相對位移， \dot{D} 為兩端點的相對速度，而 k_{eff} 為該元件之有效勁度，可由下式計算：

$$k_{eff} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|D^+| + |D^-|} = K' \quad (10-4)$$

K' 則是所謂的儲藏勁度。

該元件的阻尼係數則須以下式計算：

$$C = \frac{W_D}{\pi\omega_1 D_{ave}^2} = \frac{K''}{\omega_1} \quad (10-5)$$

其中， K'' 為耗散勁度，角頻率 ω_1 等於 $2\pi f_1$ ， D_{ave} 為位移 D^+ 與 D^- 之絕對值的平均，而 W_D 為該元件一圈完整之力-位移遲滯曲線所包圍的面積。

解說：

固態黏彈性消能元件一般而言含有黏彈性聚合物所組成的束縛層。此類元件呈現黏彈性固體之行為，其力學特性與頻率、溫度與運動振幅有關。圖C10-6為固態黏彈性元件在角頻率為 ω 之正弦運動下之受力與位移反應關係示意圖，其作用力可表示成：

$$F = k_{eff}D + C\dot{D} \quad (C10-1)$$

各項如條文中所定義。能量消散元件之有效勁度以下式計算：

$$k_{eff} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|D^+| + |D^-|} \quad (C10-2)$$

而該元件之阻尼係數則須以下式計算：

$$C = \frac{W_D}{\pi\omega D_{ave}^2} \quad (C10-3)$$

其中， D_{ave} 為位移 D^+ 與 D^- 之絕對值的平均；而 W_D 為該元件一圈完整之力與位移遲滯曲線所包圍的面積。

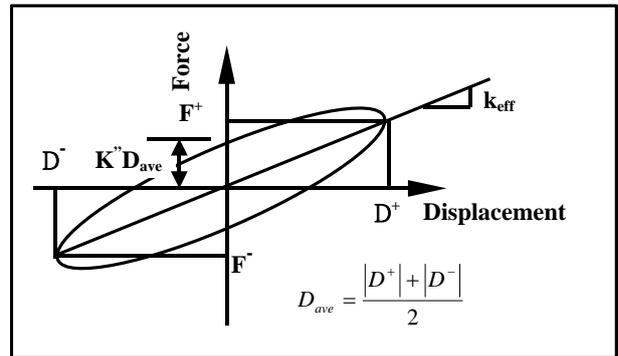


圖 C10-6 固態黏彈性元件之理想化受力變形關係

有效勁度也常在文獻中以術語儲藏剪力勁度表示為 K' ；而阻尼係數則以耗散勁度 K'' 來表示：

$$C = \frac{K''}{\omega} \quad (C10-4)$$

一般而言，有效勁度與阻尼係數與頻率、溫度與運動振幅有關。圖C10-7顯示這些參數的正規值，該值為Chang等人(1991)藉由一個黏彈性聚合物在固定剪切應變 γ 之狀況下測試而得。值得一提的是，黏彈性聚合物之參數與頻率及溫度的相依性易受組合成份之影響而變化，Bergman與Hanson(1993)指出此相依特性應為聚合物組成份的函數。因此，並非所有的黏彈性固體均呈現如圖C10-7所示的相依關係。圖中所示之正規化參數為儲藏剪力模數(K')與耗散剪力模數(K'')。

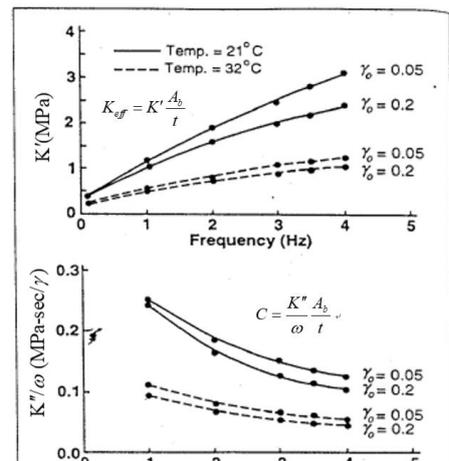


圖 C10-7 固態黏彈性元件之有效勁度(K')與阻尼係數(K''/ω)

可利用先進的黏彈性模型(Kasai等，1993)，模擬遍佈於寬廣頻率範圍內的黏彈性固體行為。較為簡單的模型雖僅能獲得限定頻寬範圍內的行為，但已足夠滿足大部分的修護計畫案。舉例而言，圖 C10-7

中該元件在 21°C 的行為，即可由圖 C10-8 所示的標準線性固體模型加以模擬，模擬結果則如圖 C10-9 所示。

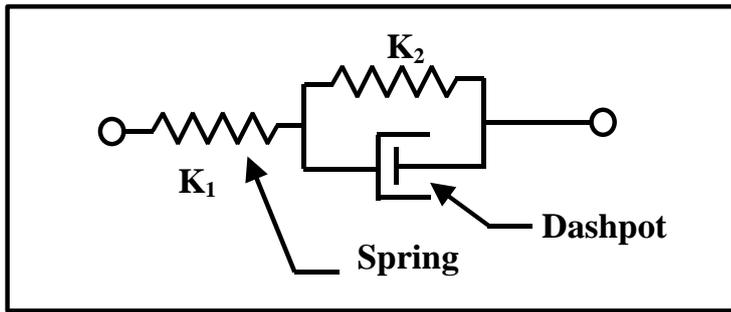


圖 C10-8 黏彈性元件之力學模型

模型中使用之參數值為 $G_1=5.18$ MPa、 $G_2=0.48$ MPa，而 $\eta_2=0.31$ MPa-sec/rad，其中 G_1 、 G_2 與 η_2 定義為：

$$G_1 = \frac{K_1 t}{A_b} ; \quad G_2 = \frac{K_2 t}{A_b} ; \quad \eta_2 = \frac{C_2 t}{A_b} \quad (C10-5)$$

上式中， K_1 、 K_2 與 C_2 為該標準線性固體模型之彈簧常數與阻尼係數， A_b 為該元件的束縛面積，而 t 為該元件內黏彈性材料的厚度。

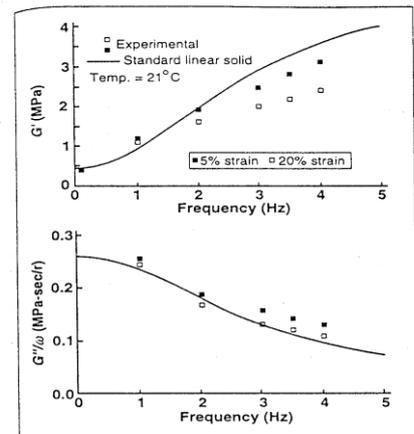


圖 C10-9 利用標準固態黏彈性模型預測固態黏彈性元件之力學性質

B. 液態黏彈性元件

液態黏彈性元件的週期反應通常與運動的頻率、振幅，以及運轉溫度(包括受激引致之溫度上升)有關。

液態黏彈性元件可利用串聯之彈簧與阻尼(Maxwell 模型)加以模擬。彈簧常數與阻尼係數之選取則應充分掌握該元件與頻率和溫度之相依性，使其與消能建築之基頻(f_1)與運轉溫度範圍一致。液態黏彈性元件的受力可表示為：

$$\begin{cases} F = k_{\text{eff}} D_k = C \dot{D}_c^{\text{cexp}} \\ D = D_k + D_c \end{cases} \quad (10-6)$$

其中， k_{eff} 為該元件的有效勁度， C 為液態黏彈性元件的阻尼係數， D_k 為彈簧的相對位移， D_c 為阻尼的相對位移， \dot{D}_c 為阻尼所承受的相對速度， cexp 為阻尼指數項，一般 cexp 在 0.2 到 2.0 之間， D 為該元件兩端點的相對位移。

若液態黏彈性元件之週期反應無法藉由單一彈簧常數與阻尼係數之估算充分掌握時，消能建築的反應則必須考慮多組可能的彈簧常數與阻尼係數並藉由建築構架的多重分析予以估算。

解說：

藉由剪切黏彈液體(ATC, 1993)發揮功效之液態黏彈性消能元件，除了在靜力作用時之有效勁度為零外，其行為與圖C10-6所示之固態黏彈性元件行為極為相似。固態與液態黏彈性元件可利用負載頻率趨近於零時之耗散勁度與有效勁度的比值加以分辨，比值逼近無限大者為液態黏彈性元件，而比值為零者則為固態黏彈性元件。

黏彈性液體之行為可藉由精準的黏彈性模型模擬(Makris 等, 1993)，但在大部分的例

子中可藉由如圖 C10-10 所示之 Maxwell 模型有效模擬液態黏彈性元件的行為。

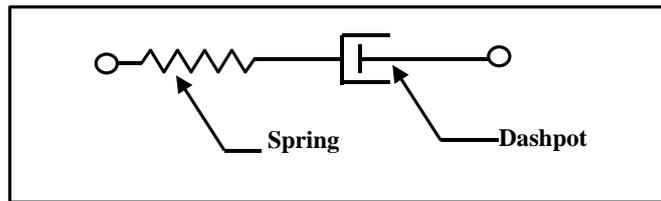


圖 C10-10 模擬液態黏彈性元件之 Maxwell 模型

C. 液態黏滯元件

液態黏滯元件的週期反應與運動速度相關；也可能與運動的頻率與振幅相關；通常與運轉溫度(包括受激引致之溫度上升)有關。液態黏滯元件可能在高頻反覆載重時呈現些許勁度。當線性液態黏滯元件在 $0.5f_1$ 至 $2.0f_1$ 的頻率範圍內呈現勁度時，則必須模擬為液態黏彈性元件。

當液態黏滯元件在 $0.5f_1$ 至 $2.0f_1$ 的頻率範圍內呈現無勁度時，其受力可表示為：

$$F = C_0 |\dot{D}|^\alpha \operatorname{sgn}(\dot{D}) \quad (10-7)$$

其中， C_0 為該元件之阻尼係數， α 為該元件的速度指數， \dot{D} 為該元件兩端點的相對速度，而 sgn 為符號函數，在此用以定義相對速度的正負號。

解說：

迫使液體穿越小孔可引致純黏滯行為 (Constantinou 與 Symans, 1993; Soong 與 Constantinou, 1994)。液態黏滯性元件在高頻反覆荷載時呈現些許勁度。當線性液態黏滯元件在 $0.5f_1$ 至 $2.0f_1$ 的頻率範圍內呈現勁度時，則必須模擬為液態黏彈性元件，其中， f_1 為消能建築物的基頻。

本節所述的頻率範圍均介於 $0.5f_1$ 至 $2.0f_1$ 之間。頻寬下限 $0.5f_1$ 與側向勁度折減為四分之一時之基頻一致；此折減就像是為現存結構之極限變形能力提供一上限值。頻寬上限 $2.0f_1$ 則是認為未包括在此數學模型的建築構材與單元可能提供相當的勁度而導致大於 f_1 的基頻。

當液態黏滯元件在 $0.5f_1$ 至 $2.0f_1$ 的頻率範圍內無勁度呈現時，其受力可表示為：

$$F = C_0 |\dot{D}|^\alpha \operatorname{sgn}(\dot{D}) \quad (C10-6)$$

其中，各參數如條文中所定義。最簡單的液態黏滯消能元件為線性液態消能元件，其指數 $\alpha=1$ 。典型的指數值則介於 0.5 至 2.0 之間 ($0.5 \leq \alpha \leq 2.0$)。

10.2.3 其它型式之元件

無法歸類於位移型或速度型的消能元件，應當利用公認的力學原理或直觀現象模型加以模擬。此模型必須能夠充分地描述該元件在所有的作用源(如重力、地震力、熱源等)作用下的受力、速度及位移反應。

解說：

其它具有如圖 C10-5 所示之遲滯型態的消能元件，則須用與上述位移型或速度型消能元件不同的模擬技術。此類分析模擬可參見 Tsopelas 與 Constantinou (1994)、Nims 等 (1993)、以及 Pekcan 等 (1995) 之相關文獻。

10.3 線性分析

須證實在所考慮的地震需求水準下，當考量消能元件增加之阻尼效應後，由消能元件提供的有效阻尼不得超過基本模態臨界阻尼的 30%，才能使用線性分析，使用線性分析程序的其它限制則分述於後面各子節。

解說：

除了刻意將消能構架系統設計成在設計地震下仍維持線彈性外，概括所有消能消能建築的線性分析程序尚未發展至規範應具備的水準。

為能適當獲得消能建築的動力特性，消能元件與支撐構架的勁度應同時含括於數學模式之中。若忽略消能組件之添增勁度對消能建築的影響，將低估譜作用力需求以及高估譜位移需求，同時將計算出錯誤的振態阻尼係數。必須利用割線勁度將消能元件線性化，如此將高估位移量且低估消能元件添增阻尼的效益，而為一保守的假設。消能建築的數學模型必須同時考慮消能元件在水平面與垂直向的空間分布狀況，使能明顯地評估力傳遞路徑以及消能組件週遭構材的設計作用力。

速度型消能元件可能與負載頻率、溫度、變形量(應變)、速度、支撐力與雙側向力有關。因此，必須在分析階段考慮此相依性，亦即使用這些相依特性的邊限值進行消能建築之多重分析。

10.3.1 等值線性靜力分析

A. 位移型元件

若滿足下列要求，則可利用線性靜力分析方法來分析位移型消能元件之效應：

1. 每一樓層在考慮方向上提供之最大層剪力與藉由地震力豎向分配公式(2.11 節)計算之樓層需求剪力的比值，必須介於所有樓層比值平均值的 80% 至 120% 之間。樓層最大層剪力之計算應包含所有結構體、非結構體及消能元件的貢獻。
2. 每一樓層在考慮方向上由所有消能元件所提供之最大層剪力不得超過構架本身的 50%，此所謂層剪力乃基於設計地震下計算而得。計算消能元件的最大層剪力時，必須考慮其老化與環境效應。

為考量消能元件提供的能量消散阻尼，由第二章計算所得之擬靜力應藉由表 3-1 定義的阻尼修正因子予以折減。有效阻尼比依下式計算：

$$\beta_{\text{eff}} = \beta + \frac{\sum_j W_{Dj} + \sum_i W_{Fi}}{4\pi W_k} \quad (10-8)$$

其中， β 為構架系統之固有阻尼比，除非依 3.2 節之規定修正外，其值設定為 0.05。 W_{Dj} 為第 j 個位移型消能元件以樓板位移為基準完成一個完整循環所做的功， W_{Fi} 該樓層主構架所消能之非線性遲滯能， W_k 則為構架之最大應變能，可由(10-9)式計算：

$$W_k = \frac{1}{2} \sum_i F_i u_i \quad (10-9)$$

其中， F_i 與 u_i 分別為第 i 層的慣性力與位移。

解說：

本節首先規定使用線性靜力程序分析位移型消能元件的兩個額外限制。第一個限制條件旨在確保建築構架中各樓層的降伏趨於一致，以避免破壞集中於任一樓層。建築構架(含消能元件)之逐層塑性分析，為計算各樓層最大抗力時之優先選用法則。

第二個限制條件旨在限制消能元件對消能建築反應的影響。簡言之，此限制限定消能元件在任一樓層的抗力不得大於該樓層建築構架(含消能元件貢獻)總抗力的三分之一。

在消能建築中總等效黏滯阻尼30%的限制下，由位移型消能元件的添增阻尼可藉由表3-1定義的阻尼修正因子來折減側向作用力。有效阻尼則應藉由下述步驟估算：

1. 假設一個消能建築之有效阻尼比，藉由表3-1定義相對應的阻尼修正因子，並計算側向作用力。
2. 利用此一修正後之側向作用力，代入地震力豎向分配公式(2.11節)計算該消能建築第*i*樓層的水平作用力 F_i 。
3. 利用線性分析模型計算第*i*樓層相對於水平作用力 F_i 的水平位移 u_i 。
4. 利用計算所得之水平作用力 F_i 與位移 u_i ，依規範條文之(10-8)與(10-9)式估算有效阻尼比 β_{eff} 。
5. 將步驟4計算所得之有效阻尼代入步驟1，作為初始假設值，並重複步驟1至4。反覆迭代，直至步驟1使用的初始假設值與步驟4計算所得的有效阻尼比相等為止。

B. 速度型元件

若能滿足下列要求，則可利用線性靜力分析方法來分析速度型消能元件之效應：

每一樓層在考慮方向上由所有消能元件提供之最大層剪力不得超過構架提供層剪力的50%，此所謂層剪力乃基於設計地震下計算而得。計算消能元件的最大層剪力時，必須考慮其老化與環境效應。

為考量消能元件提供的額外阻尼效應，由第二章計算所得之擬靜力應藉由表3-1定義的阻尼修正因子予以折減。有效阻尼比依下式計算：

$$\beta_{\text{eff}} = \beta + \frac{\sum_j W_{Vj} + \sum_i W_{Fi}}{4\pi W_k} \quad (10-10)$$

其中， β 為構架系統之固有阻尼比，除非依3.2節之規定修正外，其值設定為0.05。 W_{Vj} 為第*j*個速度型消能元件以依樓板位移為基準，完成一個完整循環所做的功， W_{Fi} 為該樓層主構架所消能之非線性遲滯能， W_k 則為構架之最大應變能，依(10-9)式計算。

第*j*個線性黏滯元件完成一個完整循環所做的功可由下式計算：

$$W_{Vj} = \frac{2\pi^2}{T} C_j \delta_{vj}^2 \quad (10-11)$$

其中， T 為包含速度型元件所提供勁度之結構基本週期， C_j 為第*j*個元件的阻尼係數，而 δ_{vj} 為第*j*個元件沿軸向兩端點間的相對位移。計算有效阻尼比之式(10-10)可以下式(10-12)式

替換（僅適用於線性黏滯元件）：

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\pi \sum_j C_j u_{rj}^2 \cos^2 \theta_j + T/2\pi \sum_i W_{Fi}}{T \sum_i F_i u_i} \quad (10-12)$$

其中， θ_j 為第 j 個元件的水平傾角，而 u_{rj} 為第 j 個元件沿著水平方向兩端點之相對位移，而 u_i 為第 i 層相對於基面之位移，其它項之定義如前述。

C. 位移型與速度型消能元件混合使用

考慮高樓建築時其中低樓層使用位移型元件較合適，而速度型元件配置在較高樓層較為恰當，故混合使用位移型或速度型消能元件時，除須遵守 10.3.1A 節或 10.3.1B 節有關可進行等值靜力分析之規定外，其有效阻尼比依下式計算：

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum_j W_{Dj} + \sum_j W_{Vj} + \sum_i W_{Fi}}{4\pi W_k} \quad (10-13)$$

其中，(10-13)式中各項之定義如前述。

建築物內構材的設計力需考量下述三個不同變位情況來計算，並採用最大值進行設計。

1. 最大變位情況

建築物各樓層的側向力需由地震力豎向分配公式(2.11 節)計算，其中， V 為修正後之等效基底剪力。

2. 最大速度與零變位情況

任一消能元件之黏滯力分量必須由(10-3)、(10-6)或(10-7)式計算，其中相對速度 \dot{D} 之值為 $2\pi f_1 D$ ，而 D 為該元件在最大變位情況下之端點相對變位。在數學模型中，必須於該元件之銜接點考慮此黏滯力，且其作用方向與結構在最大變位情況的變形形狀一致。

3. 最大加速度情況

將最大變位情況時之作用力乘上參數 CF_1 ，以及最大速度情況時之作用力乘上參數 CF_2 ，兩者之總和定義為建築結構在最大加速度情況的設計作用力。其中，

$$CF_1 = \cos[\tan^{-1}(2\beta_{eff})] \quad (10-14)$$

$$CF_2 = \sin[\tan^{-1}(2\beta_{eff})] \quad (10-15)$$

而 β_{eff} 則由(10-10)、(10-12)或(10-13)式計算。

解說：

本節首先規定使用線性靜力程序分析消能元件的一個額外限制，該限制旨在限制消能元件對消能建築反應的影響。簡言之，此限制限定消能元件在任一樓層的抗力不得大於該樓層建築構架(含消能元件貢獻)總抗力的三分之一。

在消能建築中30% 總等效黏滯阻尼的限制下，由速度型消能元件的添增阻尼可由表3-1 定義的阻尼修正因子來折減側向作用力。有效阻尼則應藉由下述步驟估算：

1. 假設一個消能建築之有效阻尼比，藉由表 3-1 定義相對應的阻尼修正因子，並以之計算側

向作用力。

2. 利用此一修正後之側向作用力，代入地震力豎向分配公式(2.11 節)計算該消能建築第 i 樓層的水平作用力 F_i 。
3. 利用線性分析模型計算第 i 樓層相對於水平作用力 F_i 的水平位移 u_i 。
4. 利用計算所得之水平作用力 F_i 與位移 δ_i ，依規範條文之(10-10)、(10-12)或(10-13)式估算有效阻尼比 β_{eff} 。
5. 將步驟 4 計算所得之有效阻尼代入步驟 1，作為初始假設值，並重複步驟 1 至 4。反覆疊代，直至步驟 1 使用的初始假設值與步驟 4 計算所得的有效阻尼比相等為止。

針對以速度型消能元件進行消能之建築，因為作用力中的黏滯力分量無法直接計算，使得構材內力的計算變得非常複雜。條文中描述了三個可能導致最大構材內力的位移情況：(1)最大變位情況，此時黏滯力為零；(2)最大速度情況，此時變位量為零；以及(3)最大加速度情況。

在速度達最大值的瞬間黏滯力最大，其水平分量將與此瞬間的慣性力平衡而使得位移量為零。黏滯力將於支承黏滯消能元件之支撐上引致軸力，此軸力的大小則與(a)該黏滯元件衍生之阻尼量，以及(b)達到總阻尼需求的消能元件個數有關。

假設建物呈現頻率為 f_1 而振幅與最大變位量一致之簡諧運動，則可計算得達到最大加速度的時間；在此條件下，最大加速度等於最大變位時的加速度與 $(CF_1 + 2\beta_{\text{eff}}CF_2)$ 的乘積。Constantinou 等人(1996)證明此假設產生具有可接受之準確性的結果。值得一提的是，當 $CF_1 = CF_2 = 1$ 時，將導致保守的構材內力估計值。

10.3.2 線性動力分析

除非本節另有規定外，否則遵照第三章有關線性動力分析之規定辦理。當結構主振態於各主軸方向之有效阻尼低於臨界阻尼之 30% 時，可採用線性動力分析的振態反應譜疊加法。

解說：

消能元件之添增阻尼與勁度可導致(1)較低的顯著週期與(2)較小的譜需求，因此，消能元件之主要功效在於降低位移。

以線性靜力分析結果的 90% 作為線性反應譜疊加法計算之作用力與位移的下限，其目的在於防範不當或誤用動力分析程序。

A. 位移型元件

擬以線性動力分析方法進行結合位移型消能元件之結構分析時，應符合先前 10.3.1A 節的條件限制。

為能利用振態反應譜疊加法進行分析，基於 5% 結構阻尼的反應譜必須修正以考慮由位移型消能元件提供的阻尼。5% 阻尼的加速度反應譜必須藉由振態相依之阻尼修正因子 (B_s 或 B_1)，針對該振態週期附近之結構週期範圍予以折減。值得注意的是，各振態的阻尼修正因子均不相同。各振態的阻尼修正因子必須藉由該振態之有效阻尼由表 3-1 查知，而各振態之有效阻尼比則可利用與 10.3.1A 節中類似的方法計算而得。

若是經由動力分析所得之最大基底剪力未達 10.3.1 節修正後之等效基底剪力的 90%，則所有子結構與桿件的作用力與變形量必須等比例放大，以達 90%修正後等效基底剪力的水準。

解說：

使用消能元件所做之功的模態估算值與模態應變能之估算結果，可稍加修正(10-8)式計算得模態阻尼比。因消能建築的位移由基本振動模態支配，因此適宜的考量策略為修正基本模態的阻尼比以反映消能元件的消能能力，並忽略能量消散對高模態反應的阻降效益。

B. 速度型元件

擬以線性動力分析方法進行結合速度型消能元件之結構分析時，應符合先前 10.3.1B 節的條件限制。

為能利用振態反應譜疊加法進行分析，基於 5%結構阻尼的反應譜必須修正以同時考慮由速度型消能元件提供的阻尼。5%阻尼的加速度反應譜必須藉由振態週期相依之阻尼修正因子(B_s 或 B_1)，針對該振態週期附近之結構週期範圍予以折減。值得注意的是，各振態的阻尼修正因子均不相同。各振態的阻尼修正因子必須藉由該振態之有效阻尼比由表 3-1 查得。第 m 個振態的有效阻尼(β_{eff-m})可依下式計算：

$$\beta_{eff-m} = \beta_m + \frac{\sum_j W_{mj}}{4\pi W_{mk}} \quad (10-16)$$

其中， β_m 為構架系統第 m 個振態之有效阻尼比， W_{mj} 為第 j 個元件以該振態之樓層位移為基準完成一個完整循環所做的功，而 W_{mk} 則為構架在第 m 個振態之最大應變能，可由(10-16)式計算：

$$W_{mk} = \frac{1}{2} \sum_i F_{mi} u_{mi} \quad (10-17)$$

其中， F_{mi} 與 u_{mi} 分別為第 m 個振態下第 i 層樓板的水平慣性力與水平位移。第 j 個線性黏滯元件於第 m 個振態下完成一個完整循環所做的功可由下式計算：

$$W_{mj} = \frac{2\pi^2}{T_m} C_j \delta_{mj}^2 \quad (10-18)$$

其中， T_m 為包含速度型元件所提供勁度之結構在第 m 個振態下之週期， C_j 為第 j 個元件的阻尼係數，而 δ_{mj} 為第 j 個元件在第 m 個振態下沿著軸向兩端點間的相對位移。

直接應用反應譜疊加法則可求得在最大變位情況的桿件作用力，而各顯著振態最大速度與最大加速度情況的桿件作用力則可藉由 10.3.1B 節的描述計算。而組合參數 CF_1 與 CF_2 則藉由第 m 個振態之有效阻尼 β_{eff-m} 代入(10-14)與(10-15)兩式求得。

若是經由動力分析所得之最大基底剪力未達 10.3.1 節修正後之等效基底剪力的 90%，則所有子結構與桿件的作用力與變形量必須等比例放大，以達 90%修正後等效基底剪力的水準。

解說：

考慮消能元件提供的阻尼比，可利用(10-16)式至(10-18)式計算模態阻尼比，並利用此修正之阻尼比估算譜需求。因消能建築的位移由基本振動模態支配，因此適宜的考量策略為修正基本模態的阻尼比以反映消能元件的消能能力，並忽略能量消散對高模態反應的阻降效益。

10.4 非線性分析方法

10.4.1 非線性動力分析方法

消能建築之動力分析若以非線性歷時分析法進行時，非線性歷時分析時須以消能元件之遲滯模式為之。所輸入之地震記錄，至少取三個與設計反應譜相符之水平地震記錄，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 $T_{eD}(T_{eM})$ 為消能建物於設計地震(最大考量地震)下之有效振動週期。

解說：

若消能元件之性質相依於運作頻率、操作溫度(含因運作所造成之溫度上升)、變形(或應變)、速度、支承载重及雙向載重等因素，則於非線性動力歷時分析時須計及此些因素之影響。由於影響因素眾多，所以須進行多次不同之分析以確定消能元件之可能反應值，建築物及消能元件設計時須以多次不同分析下之最大反應來加以設計。

構架本身若有產生阻尼力則須於分析及設計構架時包含此一阻尼力，桿件之作用力歷時須以桿端位移及速度來推估。

含消能元件之建物其許可反應關鍵於消能元件之穩定反應，消能元件用於設計地震及最大考量地震分析時，其力及位移性質須經由實體試驗資料來決定(10.7節)。

10.4.2 中小度地震消能建築設計考慮

若消能建築採用位移型消能元件，須在第 2.10 節所規定之中小度地震作用下，主結構體及消能元件皆不得產生降伏。

解說：

由於位移型消能元件須確保不會過早發生降伏而提前產生遲滯消能，且須避免經常更換其相關組件，而速度型消能元件在中小度地震作用下並無此顧慮。

10.4.3 容許層間相對側向位移角

消能建築須按其消能元件之有效阻尼比，計算出中小度地震之設計地震力，並檢核其在中小度地震作用下，各樓層層間相對側向位移角不得超過 0.005，計算位移時應計及平移與扭轉位移。

解說：

消能建築可按 10.3.1 節所述方式計算有效阻尼比，並依其有效阻尼比適度折減其設計

地震力，但仍須遵守第二章有關中小度地震作用下建物層間相對側向位移角之限制。

10.5 消能系統細部要求

10.5.1 通則

所有消能系統建築物之消能元件及其它結構系統須遵照本節所有要求事項。

10.5.2 消能元件之設計考慮因素

消能元件之設計、建造及配置須依據最大考量地震反應及下列載重狀況來決定：

- 1.地震力造成之低循環數、大變形能力衰減。
- 2.風力、溫度效應及其它反覆載重所造成之高循環數、變形能力衰減。
- 3.重力造成之力及位移。
- 4.侵蝕或因為濕氣或化學暴露造成消能元件部分的黏著。
- 5.暴露於環境因素包括溫度、人為、濕氣、輻射、反應、侵蝕等。

因低循環數疲勞而破壞的消能元件必須抵抗風力而不滑動、移動或是非彈性循環。

消能元件的設計須考慮溫度條件、消能元件外殼、製造誤差及其它造成消能元件在使用期限內改變的因素。

10.5.3 消能元件之接合或束制

消能元件之端部必須考慮多軸變形之效應，須能協調或束制軸向、側向以及垂直向消能系統之位移以滿足分析時之假設。

10.5.4 風力疲勞損壞控制

消能元件及其附件須經可信之研究並證實於使用年限內不得有疲勞損壞，元件若會因低週數疲勞而產生破壞，則其於設計風力下元件必須保持在彈性範圍之內。

解說：

消能建築若會發生低週數疲勞而破壞，則在彈性範圍內應足夠抵抗設計風力以避免過早的非預期破壞。

其它含密封流體元件應在密封有可能不確實及流體漏出之情況下進行分析，因其有可能導致元件之消耗能量之能力顯著的降低。在速度型元件中因風力所引致之位移，可能造成在元件中之溫度增加，其影響可能很大，因此在設計這些元件時須特別的考量。

10.5.5 防火

消能系統須具有適當之防火保護，使其防火時效與建築物之柱、梁、牆、樓版或其它構材之防火時效一致。

10.5.6 檢測及維護

建築設計時須考慮消能元件可進行定期檢查及必要之置換等維護工作：

- (1)消能建築需有能滿足設計需求之檢測及維護計畫。
- (2)消能建築需留設供檢查及更換所有消能構材及元件之通道與空間。
- (3)監造者及結構設計者需於消能建築核發使用執照前，完成消能系統及界面區域所有構件之最終檢查。
- (4)消能系統構件之修復及更換需在有消能建築設計或施工經驗之建築師或專業技師監督下進行。

解說：

某些消能硬體之形式須定期檢查，此與傳統之營建材料不常或甚至不曾檢查過之情況有所不同。甚至對某些硬體形式之安裝後試驗而言，若只提供少數用於消能元件中之新材料或流體之老化特性資料時更需要審慎。因此，消能元件簡易的定期檢查與試驗及定期置換是必要的。

10.5.7 品質管制計畫

結構設計者應依第 10.7 節之規定提供消能元件之品質管制計畫，製造消能元件之品質計畫需由合法之專業技師進行，品質計畫需包含製造流程之描述、檢驗步驟、檢驗方法及測試以確保品質。

解說：

消能建築之所以視為可接受的關鍵在於消能元件的可靠反應。消能元件之可靠性是基於嚴格的生產品質控制計畫。

10.5.8 維護計畫

專業技師須建立維護及測試之時程表以便進行維護之工作，藉以確保消能元件於使用年限內能正常運作，此外維護與測試之等級亦須反映出消能元件的運作狀態歷程，以制定維護計畫。

解說：

若像摩擦消能元件、流體黏滯性消能元件、黏彈消能元件、及其它之機械式消能元件之類的消能元件需要定期的維護與測試。若像金屬降伏及鉛之塑性流之元件可能不需維護。

對於消能元件之定期維護與測試需要建立維護紀錄以保證阻尼硬體在設計生命期中有可靠之反應。維護與測試之程度應反映元件之使用狀態過程，施工時即須開始檢測維護，例如裝設時精度之要求、材料規格是否符合設計要求等；完工後亦須訂定其定期檢查及不定期抽查維護等計畫，檢查維護時可用外觀目視及簡易測試等方法加以檢視，且須依消能元件特性檢討其材料或零件是否須補充、修復或更換，尤其在地震或風災、火災等災害發生後須馬上進行檢修維護。

10.6 設計審查

10.6.1 通則

所有設置有消能元件之建築物之設計審查除須符合一般規定之外，尚須與本節之特別規定符合。消能系統之設計審查及具相關之試驗計畫應由另一獨立之工程審查小組進行，

小組之成員包括適當訓練之專業人員及在地震分析上，此包括消能方法之理論與應用上有經驗之人士所組成。

設計審查至少包括下列各項：

1. 地表運動審查。
2. 包括消能元件測試要求、消能元件製作品質與保證及計畫性維護和監測之要求等消能元件設計參數。
3. 包括線性或非線性分析之審查。
4. 地震力抵抗系統及消能系統之初步設計審查。
5. 地震力抵抗系統、消能系統及其它分析之定案設計審查。

解說：

許多專業設計師均非完全了解有關使用消能元件之分析與設計。因此，消能建築之分析與設計細節應由一獨立之審查小組進行審查。此小組應包括在地震分析上及消能元件理論與應用上有經驗之人士所組成。

10.7 消能元件所需之試驗

10.7.1 通則

在被动消能系統之設計中所假設之受力與變形關係與阻尼值均應在生產前經過實體試驗及性能保證測試證實。或者這些試驗在設計階段前已施作，則這些測試結果可用於設計。

在本節中所謂之試驗，其目的為：(1)證實於設計中所假設被動消能元件之力與位移性質；(2)展示在最大考量地震作用下各別元件之精確特性。但這些測試不應視作滿足 10.5.7 節中所規定之品質管制計畫。

專業技師應對由 10.7.2 節規定之實體試驗中所得之有效勁度與阻尼值提出明確之合格標準，這些標準應能反映在設計中之假設值並考慮材料性質之變異性及提供不合格之上下限反應值。

專業技師應對 10.7.5 節規定之性能保證測試中所得之有效勁度與阻尼值提出明確之合格標準。性能保證測試之結果可作為產品合格標準之基礎，除非工程合約另有規定。此標準須能識別出承載歷時對各消能元件反應之影響。

不論是實體試驗或性能保證測試時，專業技師均應考慮 10.1.2 節中有關最大考量地震作用下，依消能系統之組數，訂定消能元件所須提供容量等相關細節。

對於所有實體與實際產品所採之製程與品管措施均應相同，在生產製造前所有細節均應經由實體試驗及性能保證測試，並由專業技師審查通過。

10.7.2 實體試驗

A. 通則

下列實體試驗須分別施作於設計中各類型及各尺寸之消能元件各兩個全尺寸試體。若經審查通過，消能元件之每一類型之代表性尺寸試體可選用作性能保證測試。非經專業技師同意，否則測試試體不可用於建築構體上。

B. 資料擷取

每一試驗中之每一循環之力與變位關係均須應用數位化方式記錄。

C. 測試之順序與循環週數

消能元件不應構成承重系統之一部分，但應能承受一些重力，對於下列最基本之試驗順序，每一消能元件試體均應加載以模擬其在建築上之重力及其環境溫度的劇變。

1. 每一元件均應循環加載至在設計風暴所預期之次數，但不得少於 2000 次完全反覆之載重（位移相關及黏彈元件）或位移（黏滯元件）循環週數，其振幅如設計風暴所預期，且頻率等於建築物基本週期之倒數（ $f_1=1/T_1$ ）。

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

2. 每一元件均應加載 5 次完全反覆循環，其位移須相當於最大考量地震作用下之反應，且測試頻率為 f_1 ，若消能元件的特性會因當時溫度的不同而有差異，則須在至少三種操作溫度（最小、週遭、最大）下進行試驗。

例外：只要下列條件滿足，消能元件可由上述方法以外之其它方法進行測試：

(1) 所提試驗方法須與此節的反覆循環試驗要求相似。

(2) 所提試驗方法須能反映消能元件在不同溫度、不同載重頻率下及試驗時溫度升高之效應。

(3) 所提試驗方法須經由專業技師審查通過。

D. 速度相關或激振頻率相關之元件

若消能元件之受力與變形性質在變化測試頻率從 $0.5f_1$ 至 $2.0f_1$ 之條件下，在小於或等於最大總位移內任何時候該性質之變動量超過設計值之 15% 時，則前述之測試應在 $0.5 f_1$ 、 $1.0f_1$ 及 $2.0 f_1$ 之頻率下再測試。

例外：若使用縮尺實體試體以量化消能元件之速率相關性質，則縮尺實體試體應與足尺實體有相同之型式、材料、相同之製造過程與品質管制，同時應在與代表足尺載重速率相似之頻率下進行測試。其中須以縮尺實體與足尺實體進行衝擊試驗來證明縮尺實體試體之縮尺比例具備足尺實體之代表性，然後再進行縮尺實體試體之實體測試。

E. 雙向位移相關之元件

若消能元件是用來承受雙側向變形，則前述之測試應在最大考量地震之雙向零側向位移以及雙向尖峰側向位移之下進行。

例外：若使用縮尺實體試體以量化消能元件之雙側向位移之性質，則縮尺實體試體應與足尺實體有相同之型式、材料、相同之製造過程與品質管制，同時應在與代表足尺位移相似之位移下進行之測試，同時應在與代表足尺載重速率相似之頻率下進行測試。其中須以縮尺實體與足尺實體進行衝擊試驗來證明縮尺實體試體之縮尺比例具備足尺實體之代表性，然後再進行縮尺實體試體之實體測試。

F. 測試類似之元件

若消能元件為(1)相似之尺寸及同樣之材料、內部構件以及靜動態內壓，(2)同樣之內部組裝過程及製造品質控制程序，且已為實驗室測試通過者，只要提供下列資料則可不需經過實體試驗：

1. 檢附所有相關測試數據及合格證明。
2. 製造者能向專業技師證實已測試元件之相似性。
3. 規範已認可之測試數據。

解說：

在 10.7 節中對於某些試驗雖可用縮尺之實體，但視需要時仍應進行足尺試驗。元件之破壞特性不得由縮尺試驗來決定。

每次試驗循環中至少必須有 100 個數據點以足夠反映消能元件之受力與變形反應。

必須進行消能元件之實體試驗以驗證在消能建築之分析與設計中所作之假設，並展示其消能硬體能承受設計風暴與最大考量地震所引致之多次變形循環。

在消能建築中所使用之每一主要形式與尺寸之消能元件應測試至少二個足尺實體。這些實體元件應使用與生產用之元件相同的材料所組裝而成。

每一實體消能元件應承受至少 2000 次位移循環其振幅等於在設計風暴下所預期者，此試驗之目的有二個：(1)展示在設計風暴中元件之疲勞壽命不會耗盡，以及(2)提供元件在設計風暴中具有與設計性能相同之工程紀錄。對於短週建築物，在設計風暴中可能遭遇超過 2000 個顯著位移循環，此時應增加其位移循環之次數。

消能元件應儘量測試以確定其扮演的關鍵角色，每一實體元件試體均應承受 20 個相當於最大考量地震之位移循環，其試驗頻率應取代表最大考量地震下建築物之頻率特徵。

規範中有關頻率相依性之評估本質上是與消能元件中所發展之試驗是類似的。 $0.5f_1$ 至 $2.0f_1$ 之頻率範圍應可涵蓋一建物之頻率反應。 $2.0f_1$ 之頻率相當於一比設計中所假設之剛度更大之建築物頻率，而 $0.5f_1$ 之頻率相當於一因地震搖動效應而勁度減少至原有的 1/4 時之建築物頻率(可能是消能建築之上限值)，這些試驗之數據均應落於在建物設計中所假設之限定值範圍內，若未符合要求則應更嚴密地在 $0.5f_1$ 、 $1.0f_1$ 及 $2.0f_1$ 之頻率下再進行測試，以檢核消能元件性能，若再未符合要求，則不予接受。

若一消能元件之受力與位移性質受垂直於消能元件長向之方向上的建物位移影響，則這種影響性應由試驗來分析。

實體元件之反應須考慮以下兩種最大考量地震的狀態下進行試驗：

- (1) 該消能元件所屬樓層雙向產生最大速度反應時(發生零側向位移時)
- (2) 該消能元件所屬樓層雙向產生最大位移反應時

以上述任一狀態下該消能元件在每一側向之尖峰變位(正向及負向)反應作為 10.7.2C 第 2 項之反覆循環測試所使用的最大位移，每一側向皆須分別以其正、負向尖峰變位反應加以測試，而此種雙向效應影響須透過此試驗項目來反映，並以 10.7.4 節等相關規定檢核該消能元件性能是否符合設計要求，這些試驗數據應落在建物設計中所假設之限定值範圍內。

10.7.3 受力與位移特性之決定

任何消能元件之受力與位移特性均須基於 10.7.2 節所提實體元件之循環載重與位移試驗。

一個消能元件之有效勁度(k_{eff})應在每一變形循環中依下式計算：

$$k_{eff} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|} \quad (10-19)$$

其中，力 F^+ 及 F^- 分別為在位移 Δ^+ 及 Δ^- 時之力，消能元件之有效勁度應建立在 10.7.2C 節所述之測試位移基礎之上。

一個含有勁度消能元件之有效阻尼比應在每一變形循環中依下列公式計算：

A.位移型元件：

$$\beta'_D = \frac{1}{2\pi} \frac{W_D}{k_{eff} \Delta_{ave}^2} \quad (10-20)$$

其中， k_{eff} 為(10-19)式所示之有效勁度，且 W_D 為一位移型消能元件在一實體試驗中位移 (Δ_{ave}) 等於位移絕對值 Δ^+ 及 Δ^- 的平均下之一個完整力與位移反應循環所包圍之面積。

B.速度型元件：

$$\beta'_V = \frac{\pi C f'}{k_{eff}} \quad (10-21)$$

其中， k_{eff} 為(10-19)式所示之有效勁度， C 為速度型消能元件之阻尼係數， f' 為測試頻率。

解說：

每一消能元件之力與變形特性應利用 10.7.2 節所述之循環試驗結果決定。本節之有效勁度(k_{eff})及有效阻尼比的表示式只限於含勁度消能元件才適用，液態黏滯元件則不須依從本節規定。

10.7.4 試驗結果檢核

若下列所有之情況皆符合，則該實體元件之行為表現可視為達到要求：

1. 在 10.7.2C 節之試驗之下其受力與位移曲線有非負值之增額承載容量。

例外：若消能元件為具速度相關之行為則不須依從此規定。

2. 在 10.7.2C 節之試驗中，一實體消能元件在任一循環中之有效勁度(k_{eff})其差異不超過平均有效勁度之 $\pm 15\%$ 內。

例外：(1)若分析顯示更大差異值對消能建築反應並無有害的影響，則 15%之限制可以提高。

(2)流體黏滯消能元件及其它不具有有效勁度之元件則不需依從本規定。

3. 在 10.7.2C 節之每一試驗中，一實體消能元件試體在任一循環中於零位移所對應之最大、最小力與所有循環之最大、最小力平均值之差異皆不超過 15%內。

例外：若分析顯示更大的差異值對消能建築反應並無有害的影響，則 15%之限制可以提高。

4. 在 10.7.2C 節之每一試驗中，一實體消能元件試體在任一循環中之遲滯圈面積(W_D)不超過平均遲滯曲線面積之 $\pm 15\%$ 內。

例外：若分析顯示更大的差異值對消能建築反應並無有害的影響，則 15%之限制可以提高。

5. 對於位移相關型元件在 10.7.2C 節之每一試驗所得之平均有效勁度，在零位移之平均最大、最小力及遲滯迴圈之平均面積(W_D)均應落在設計值之內，其差異不超過 5 個循環面積之 $\pm 15\%$ 內。

6. 對於速度相關型元件在 10.7.2C 節所述步驟下之每一試驗計算所得之在零位移之平均最大、最小力，有效勁度（只對黏彈性元件）及遲滯迴圈之平均面積(W_D)均應落在設計值之內。

7. 液態黏滯元件之力與速度性質的變化量不應超過其設計理論值之 $\pm 15\%$ 。

解說：

若有使用到多重之功能性水準則應擴大實體試驗之規範要求至與原來所述不同之位移水準下進行測試。這些額外之測試應能驗證在考慮建物反應不同之水準下分析消能元件反應中所作之假設。

10.7.5 性能保證測試

在裝設消能元件於建築物之前，專業技師須按該消能元件特性，訂定抽樣比例及測試內容。抽樣時即按專業技師所訂之抽樣比例與測試內容，挑選出每一類型且其尺寸具代表性的消能元件進行測試，以確保他們的力-速度-位移之特性在專業技師所設定的限制以內。

解說：

在此將實體試驗與性能保證測試加以區隔，實體試驗內容主要針對消能元件完成設計未量產前，先製作試體以針對風力、地震力等不同外力型式或如溫度等環境之變異性加以測試，其中亦考慮建物本身基本特性如基本振頻等變異性；而性能保證測試是消能元件生產安裝前根據專業技師設計時所訂的消能元件性能加以抽樣測試，以確保他們的力-速度-位移等特性是否符合要求，並確保品質穩定，乃著重於品管檢核，故兩者所採用的試體若非經該專業技師審查核可，不可重覆使用。

10.8 定義

設計位移：一消能系統或元件之設計地震位移但不含真實及意外扭矩所引致之額外位移。

設計地震：一使用者所指定之地震用於設計消能建築，其地表振動標準如第二章所述。

消能系統：所有包含個別消能元件，消能系統間的力傳遞構件以及與其它結構系統接合之元件所組成之集合體。當風力束制系統被使用以符合規範之規定時，此一消能系統亦包含風力束制系統。

消能元件：系統中允許大量由地震引致的側向變形的一種側向柔軟且垂直向剛硬的結構元件。此類元件可能被視為部分承擔或額外的承重系統。

有效阻尼：一建築或元件在一反應循環中所消耗能量所對應之等值黏滯阻尼值。

有效勁度：一建築或元件之側力除以相應之側位移所得之值。

消能元件 (EDD)：指一非支承靜載重之元件其設計係用來在地震反覆循環當中以某一特定方式消耗能量。

消能系統 (EDS)：所有消能元件，支撐構架與連接器之完整集合體。

最大考量位移：一消能系統或元件之最大地震位移，但不包括因真實或意外扭矩所引致之額外位移。

設計總位移：指一消能系統或元件之設計地震位移，包括因真實或意外扭矩所引致之額外位移。

最大總位移：指一消能系統或元件之最大考量地震位移，包括因真實或意外扭矩所引致之額外位移。

速度型消能元件：元件中之受力與相對速度相關之消能元件。

位移型消能元件：元件中之受力與相對位移相關之消能元件。

10.9 符號說明

C 或 C_j : 阻尼係數。

CF_i : 使用於速度相關之消能元件之狀態組合係數。

D : 目標譜位移，或一消能單元之位移。

D_{ave} : 一消能單元之平均位移，等於 $(|D^+| + |D^-|) / 2$ 。

D_c : 液態黏彈性元件中由阻尼所承受的相對位移。

D_k : 液態黏彈性元件中由阻尼所承受的相對位移。

D^- : 一消能單元之最大負位移。

D^+ : 一消能單元之最大正位移。

\dot{D} 或 \dot{D}_c : 一消能單元之相對速度。

F : 在一消能單元中之力。

F^- : 一消能系統單元在實體試驗之一個單一循環中於一位移振幅為 Δ^- 時所對應之負值力。

F^+ : 一消能系統單元在實體試驗之一單一循環中於一位移振幅為 Δ^+ 時所對應之正值力。

K' : 儲存勁度。

K'' : 損失勁度。

T_{eD} : 消能建築在設計地震作用下之有效振動週期。

T_{eM} : 消能建築在最大考量地震作用下之有效振動週期。

T_m : 含速度型消能元件所提供勁度之結構在第 m 個振態下之週期。

T_s : 消能建築於標的位移之割線基本週期。

W_D : 在一消能建築或元件中於一完全位移循環中所耗散之能量。

W_{Dj} : 一位移型消能元件以樓板位移為基準，完成一個完整循環所做的功。

W_{Fi} : 消能建築第 i 樓層所消釋之非線性遲滯能。

W_{mj} : 一速度型消能元件於第 m 個振態下完成一個完整循環所做的功。

W_{mk} : 消能建築構架於第 m 個振態之最大應變能。

W_k : 消能建築構架之最大應變能。

W_{Vj} : 一速度型消能元件以樓板位移為基準，完成一個完整循環所做的功。

c_{exp} : 指液態黏彈性元件之阻尼指數項。

f_1 : 建築物之基本頻率。

k_{eff} : 一消能元件之有效勁度。

u_i : 設計側向力作用下第 i 樓層之水平位移。

u_{mi} : 第 m 個振態下第 i 樓層之水平位移。

Δ_{ave} : 一消能單元實體試驗之一循環中之平均位移，等於 $(|\Delta^+| + |\Delta^-|)/2$ 。

Δ^+ : 一消能單元在實體試驗之一循環中之正位移振幅。

Δ^- : 一消能單元在實體試驗之一循環中之負位移振幅。

α : 液態黏滯元件之速度指數。

β : 在建築構架中之固有阻尼比（一般等於 0.05）。

β_{eff} : 如 (10-10), (10-12) 及 (10-13) 等式所示之建築物有效阻尼比。

β'_D : 一位移型消能元件本身之有效阻尼比。

β'_V : 一速度型消能元件本身之有效阻尼比。

δ_{mj} : 一速度型消能元件在第 m 個振態下沿軸向兩端點間之相對位移。

δ_{ij} : 一速度型消能元件沿軸向兩端點間之相對位移。

θ_j : 消能元件之傾斜角。

ω_1 : $2\pi f_1$ 。

參考文獻

BSSC, 1995, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings, 1994 Edition Part 1: Provisions and Part 2: Commentary, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency (Report Nos. FEMA 222A and 223A), Washington, D.C.

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.

BSSC, 2000, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures, 2000 Edition, Part 1: Provisions and Part 2: Commentary, prepared by the Building Seismic Safe Council for the Federal Emergency Management Agency (Report Nos. FEMA 368 and 369). Washington, D.C.

Secretary of the Interior, 1993, Standards and Guidelines for Archaeology and Historic Preservation Published in the Federal Register, Vol.48, No. 190, pp. 44716-44742.

解說參考文獻：

Aiken, I. D., and Kelly, J. M., 1990, Earthquake Simulator Testing and analytical Studies of Two Energy-Absorbing Systems for Multistory Structures, Report No. EERC-90/03, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.

Aiken, I. D., Nims, D. K., Whittaker, A. S., and Kelly, J. M., 1993, "Testing of Passive Energy Dissipation Systems," Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, Vol. 9, No. 3, pp. 335-370.

ATC, 1993, Proceedings of Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and "Active Control, Report No. ATC-17-1, Applied Technology Council, Redwood City, California.

Bergman, D. M., and Hanson, R. D., 1993, "Viscoelastic Mechanical Damping Devices at Real Earthquake Displacements," *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, Vol.9, No. 3, pp. 389-412.

BSSC, 1995, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings, 1994 Edition, Part 1: Provisions and Part 2: Commentary, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency (Report Nos. FEMA 222A and 223A) , Washington, D.C.

Chang, K. C., Soong, T. T., Oh, S.-T., and Lai, M. L., 1991, Seismic Response of a 2/5 Scale Steel Structure with Added Viscoelastic Dampers, Report No. NCEER-91-012, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, New York.

Chopra, A. K., 1995, *Dynamics of Structures*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.

Constantinou, M. C., Soong, T. T., and Dargush, G. F., 1996, *Passive Energy Dissipation Systems for Structural Design and Retrofit*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, New York.

Constantinou, M. C., and Symans, M. D., 1993, "Experimental Study of Seismic Response of Buildings with Supplemental Fluid Dampers," *The Structural Design of Tall Buildings*, John Wiley & Sons, New York, New York, Vol. 2, pp. 93-132.

Den Hartog, J. P., 1956, *Mechanical Vibrations*, Dover Publications, New York, New York.

EERI, 1993, "Theme Issue: Passive Energy Dissipation," *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, Vol. 9, No. 3.

Grigorian, C. E., and Popov, E. P., 1994, *Energy Dissipation with Slotted Bolted Connections*, Report No. UCB/EERC-94/02, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.

Kareem, A., 1994, "The Next Generation of Tuned Liquid Dampers," *Proceedings of First World Conference on Structural Control*, Los Angeles, CA, pp. FP 5-19 to PP 5-28.

Kasai, K., Munshi, J. A., Lai, M. L., and Maison, B. F., 1993, "Viscoelastic Damper Hysteretic Model: Theory, Experiment, and Application," *Proceedings: Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control*, Applied Technology Council Report No. ATC-17-1, Redwood City, California.

Kaynia, a. M., Veneziano, D., and Biggs, J. M., 1981, "Seismic Effectiveness of Tuned Mass Dampers." *Journal of the Structural Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, New York, Vol. 107, pp. 1465-1484.

Li, C., and Reinhorn, A. M., 1995, *Experimental Study and Analytical Investigation of Seismic Retrofit of Structures with Supplemental Damping: Part II-Friction Devices*, Report No. NCEER-95-0009, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, New York.

Liang, Z., Tong, M., and Lee, G. G., 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.

Makris, N., Constantinou, M. C., and Dargush, G. F., 1993, "Analytical Model of Viscoelastic Fluid Dampers," *Journal of the Structural Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, New York, New York, Vol. 119, No. 11, pp. 3310-3325.

Mayes, R. M., 1988, "Analysis, Design and Testing of the Isolation System for the Salt Lake City & County Building," *International Seismic Isolation/Historic Preservation Symposium*, Salt Lake City, Salt Lake City Corporation, Salt Lake City, Utah.

Naaseh, Simin, 1995, "Seismic Retrofit of San Francisco City Hall - The Role of Masonry and Concrete," *Proceedings of the Third National Concrete and Masonry Engineering Conference*, San Francisco, California.

Newmark, N. M. and Hall, W. J., 1982, *Earthquake Spectra and Design*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.

Nims, D. F., Richter, P. J. and Bachman, R. E., 1993, "The Use of the Energy Dissipation Restraint for Seismic Hazard Mitigation," *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, Vol. 9, No. 3, pp. 467-498.

Pekcan, G., Mander, J., and Chen, S., 1995, "The Seismic Response of a 1:3 Scale Model RC Structure with Elastomeric Spring Dampers," *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, Vol. 11, No. 2, pp. 249-267.

Pyle, S. L., Janseen, A. G., Holmes, W. T., and Kircher, C.A., 1993, "Life-Cycle Cost Study for the State of California Justice Building," *Proceedings of Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control*, Applied Technology Council Report No. ATC-17-1, Redwood City, California.

Reinhorn, a. M., Li, C., and Constantinou, M. C., 1995, *Experimental and Analytical Investigation of Seismic Retrofit of Structures with Supplemental Damping Part 1: Fluid Viscous Damping Devices*, Report No. NCEER-95-0001, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, New York.

Sakai, F., 1989, "Tuned Liquid Column Damper - New Type Device for Suppression of Building Vibrations," *Proceedings, International Conference on High Rise Buildings*, Nanjing, China.

SEAOC 1986, *Tentative Seismic Isolation Design Requirements*, Structural Engineers Association of California, San Francisco, California.

SEAOC, 1996, *Recommended Lateral Force requirements and Commentary*, Sixth Edition, Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.

Sladek, J. R., and Klingner, R. E., 1983, "Effect of Tuned-Mass Dampers on Seismic Response," *Journal of the Structural Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, New York, No. 109, pp. 2004-2009.

Soong, T. T., and Constantinou, M. C., 1994, *Passive and Active Structural Vibration Control in Civil Engineering*, Springer-Verlag, Wien-New York.

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. FA 4-3 to FA 4-12.

Tsopelas, P., and Constantinou, M. C., 1994, Experimental and Analytical Study of Systems Consisting of Sliding Bearings and Fluid Restoring Force-Damping Devices, Report No. NCEER 94-0010, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, New York.

Whittaker, A. S., Bertero, V., Alonso, J., and Thompson, C., 1989, Earthquake Simulator Testing of Steel Plate Added Damping and Stiffness Elements, Report No. EERC-89/02, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.

Yang, T.-S., and Popov, E. P., 1995, Experimental and analytical Studies of Steel Connections and Energy Dissipators, Report No. UCB/EERC-95/13, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.

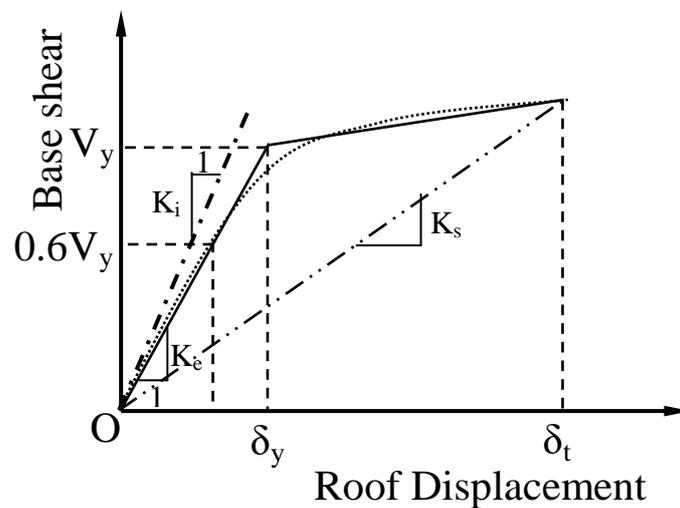


圖10.1 等值結構割線勁度（基本週期）的計算模型

第十一章 其他耐震相關規定

11.1 地震時極軟弱與可能液化地盤之耐震設計

11.1.1 通則

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

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

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

解說：

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

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

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

11.1.2 耐震設計有關極軟弱土層之評估

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

解說：

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

11.1.3 砂土層之液化潛能評估

1. 應進行液化潛能評估之砂土層

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

2. 液化評估與檢核

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

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \quad (11-1)$$

CRR ：土層之抗液化剪力強度比。

CSR ：地震引致土層之平均反覆剪應力比或尖峰剪應力比。

其中 CRR 與 CSR 之計算方法，可依據本條文之解說辦理。

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

解說：

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

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

1. HBF 法(2012)

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

a. 應進行液化潛能判定之砂土層

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

- (1) 位於地表面下 20 公尺以內，且位於地下水位以下之飽和土層。
- (2) 塑性指數 I_p 小於 7 之土層。

b. 抗液化安全係數

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

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \quad (C11-1)$$

其中，

F_L ：抗液化安全係數；

CRR ：土層之抗液化剪力強度比，見本節第 c 項；

CSR ：地震引致土層之平均反覆剪應力比，見本節第 d 項；

c. 土層之抗液化剪力強度比

土層之抗液化剪力強度比 CRR ，依下式計算：

$$CRR = CRR_{7.5} \times MSF \quad (C11-2)$$

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

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

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

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

$$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}} \leq 1.7 \quad (C11-7)$$

$$K_s = \begin{cases} 1.0 & FC \leq 10 \\ 1 + 0.07 \times \sqrt{FC - 10} & FC > 10 \end{cases} \quad (C11-8)$$

其中，

CRR ：土層之抗液化剪力強度比；

$CRR_{7.5}$ ：在地震矩規模 7.5 時土層之抗液化剪力強度比；

MSF ：規模修正因子；

M_w ：地震矩規模(見表 C11-1)；

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

P_a ：一大氣壓=9.8tf/m²；

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

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

d. 地震引致土層之平均反覆剪應力比

土壤受地震力作用所引致的平均反覆剪應力比 CSR ，依下式計算：

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

$$r_d = \begin{cases} 1.0 - 0.01 z & z \leq 10\text{m} \\ 1.2 - 0.03 z & 10\text{m} < z \leq 20\text{m} \end{cases} \quad (C11-10)$$

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

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

其中，

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

2. NCEER 法(2001)

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

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

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

a. 抗液化安全係數

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

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \quad (C11-13)$$

其中，

F_L ：抗液化安全係數；

CRR ：土層之抗液化剪力強度比，見本節第 b 項；

CSR ：地震引致土層之平均反覆剪應力比，見本節第 c 項；

b. 土層之抗液化剪力強度比

土層之抗液化剪力強度比 CRR ，依下式計算：

$$CRR = CRR_{7.5} \times MSF \quad (C11-14)$$

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

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

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

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

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

$$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}} \leq 1.7 \quad (C11-19)$$

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

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

其中，

CRR ：土層之抗液化剪力強度比；

$CRR_{7.5}$ ：在地震矩規模 7.5 時土層之抗液化剪力強度比；

MSF ：規模修正因子；

M_w ：地震矩規模(見表 C11-1)；

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

P_a ：一大氣壓=9.8tf/m²；

$(N_1)_{60}$ ：以有效覆土壓力 9.8 tf/m² 等值換算求得之 N 值；

$(N_1)_{60cs}$ ：考慮土壤細料含量影響之修正 N 值；

C_N ：有效覆土應力修正係數，宜以鑽探時水位計算有效覆土應力；

α 及 β ：土壤細料影響之修正係數；

FC ：土壤細粒含量(%), 為土壤在粒徑 75 μ m 以下之通過重量百分率。

c. 地震引致土層之平均反覆剪應力比

土壤受地震力作用所引致的平均反覆剪應力比 CSR ，依下式計算：

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

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

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

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

其中，

A ：尖峰水平地表加速度(g)；

g ：重力加速度；

σ_{v0} ：垂直總覆土壓力 (tf/m²)；

σ'_{v0} ：垂直有效覆土壓力 (tf/m²)；

r_d ：地震時剪應力沿地層深度方向之折減係數；

z ：評估土層距離地表面之深度 (m)；

h_w ：地下水位之深度 (m)；

r_{t1} ：地下水位面上方之土壤單位體積重 (tf/m³)；

r_{t2} ：地下水位面下方之土壤單位體積重 (tf/m³)；

r'_{t2} ：地下水位面下方之土壤有效單位體積重 (tf/m³)。

3. AIJ 法(2001)

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

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

a. 應進行液化潛能判定之砂土層

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

- (1) 位於地表面下 20 公尺以內，細料含量 < 35% 之飽和沖積砂質土層。
- (2) 細料含量 > 35%，其黏土含量 < 15% 或塑性指數 $I_p < 15$ 之回填土層。

b. 抗液化安全係數

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

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \quad (C11-26)$$

其中，

F_L ：抗液化安全係數；

CRR ：土層之抗液化剪力強度比，見本節第 c 項；

CSR ：地震引致土層之平均反覆剪應力比，見本節第 d 項；

c. 土層之抗液化剪力強度比

土層之抗液化剪力強度比 CRR ，依圖 C11-3 評估：

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

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

$$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}} \leq 1.7 \quad (C11-29)$$

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

其中，

CRR ：土層之抗液化剪力強度比；

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

P_a ：一大氣壓 = 9.8 tf/m²；

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

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

d. 地震引致土層之平均反覆剪應力比

土壤受地震力作用所引致的平均反覆剪應力比 CSR ，依下式計算：

$$CSR = 0.1(M_w - 1) \frac{A \sigma'_{v0}}{g \sigma_{v0}} r_d \quad (C11-31)$$

$$r_d = 1 - 0.015z \quad (C11-32)$$

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

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

其中，

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

4. JRA 法(1996)

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

地震規模的影響)，以及使用剪應力比之尖峰值計算安全係數，使用時須特別注意。

a. 應進行液化潛能判定之砂土層

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

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

b. 抗液化安全係數

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

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \quad (C11-35)$$

其中，

F_L ：抗液化安全係數；

CRR ：土層之抗液化剪力強度比，見本節第 c 項；

CSR ：地震引致土層之尖峰剪應力比，見本節第 d 項；

c. 土層之抗液化剪力強度比

土層之抗液化剪力強度比依下式評估：

$$CRR = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \times (N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases} \quad (C11-36)$$

其中，

砂質土

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

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

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

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

礫質土

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

其中，

CRR ：土層之抗液化剪力強度比。

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

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

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

N_a ：考慮土壤粒度影響之修正 N 值。

C_1, C_2 ：與細粒土壤含有率相關之 N 值修正係數。

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

d. 地震引致土層之尖峰剪應力比

土壤受地震力作用所引致的尖峰剪應力比 CSR ，依下式計算：

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

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

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

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

其中，

A ：尖峰水平地表加速度(g)；

g ：重力加速度；

σ_{v0} ：垂直總覆土壓力 (tf/m^2)；

σ'_{v0} ：垂直有效覆土壓力 (tf/m^2)；

r_d ：地震時剪應力沿地層深度方向之折減係數；

z ：評估土層距離地表面之深度 (m)；

h_w ：地下水位之深度 (m)。

r_{t1} ：地下水位面上方之土壤單位體積重 (tf/m^3)；

r_{t2} ：地下水位面下方之土壤單位體積重 (tf/m^3)；

r'_{t2} ：地下水位面下方之土壤有效單位體積重 (tf/m^3)。

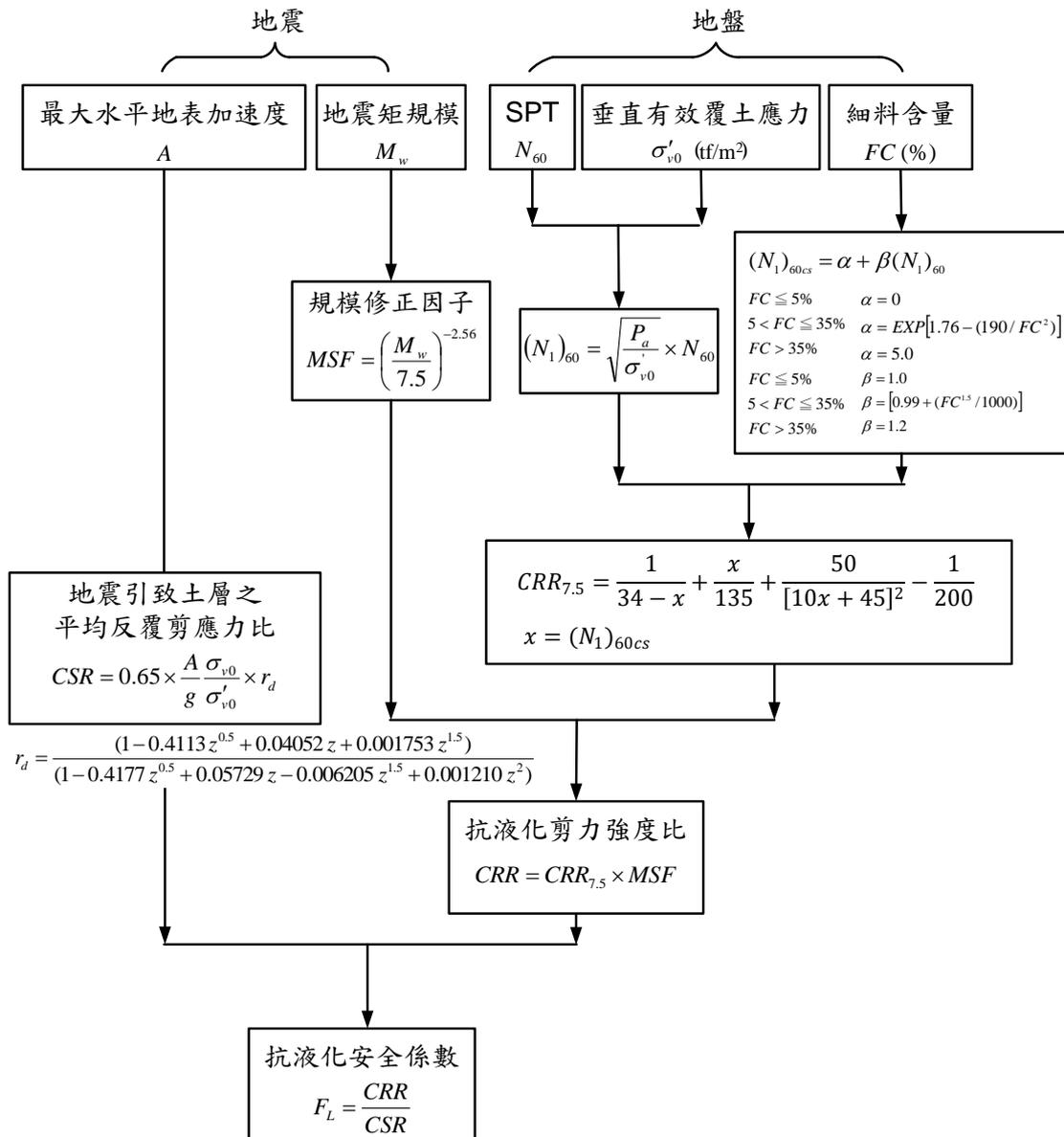


圖 C11-2 NCEER 液化評估法之計算流程

應進行液化潛能判定之砂土層

(1) 位於地表面下20公尺以內，細料含量<35%之飽和沖積砂質土層。
 (2) 細料含量>35%，其黏土含量<15%或塑性指數 $I_p < 15$ 之回填土層。

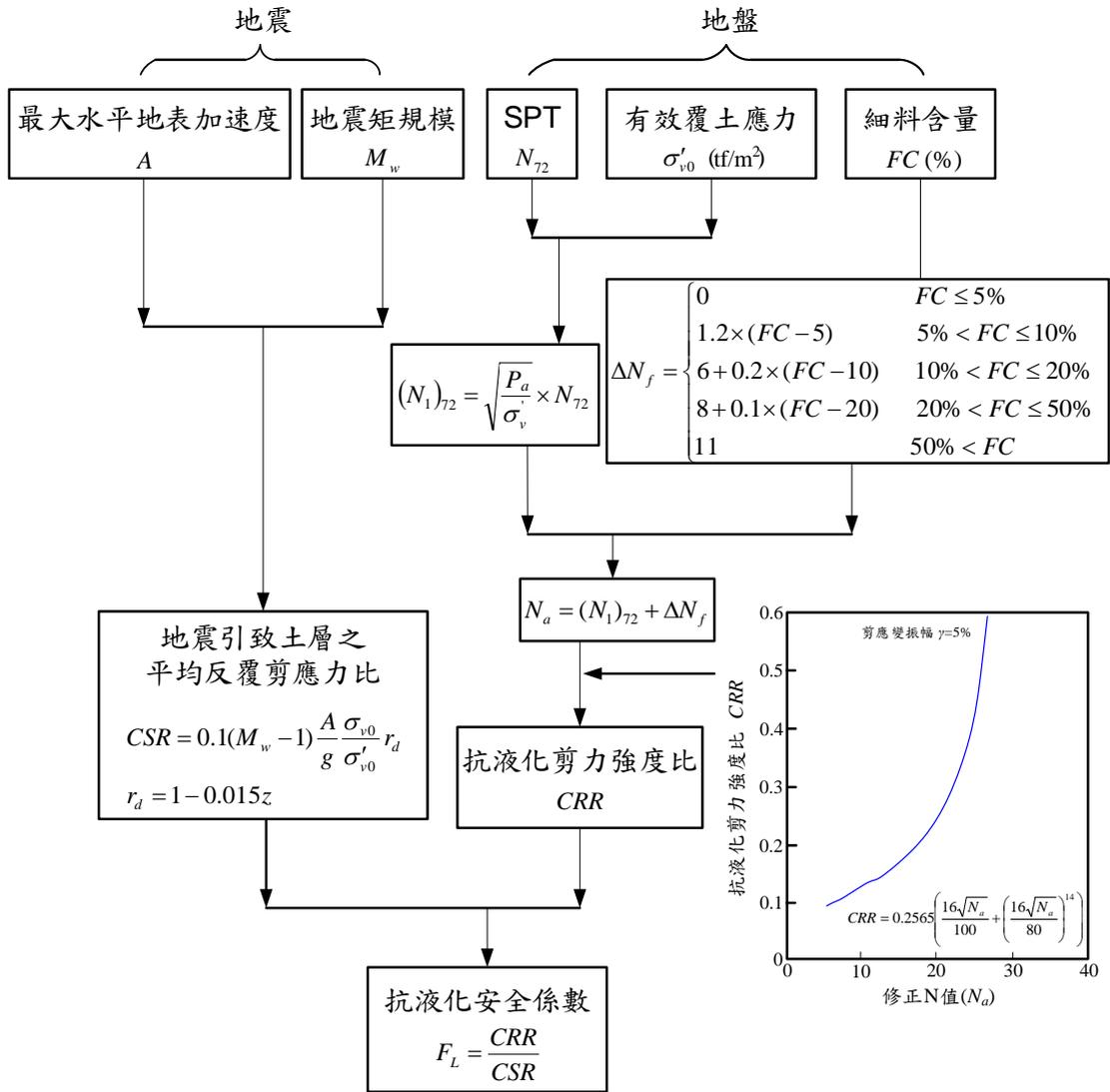


圖 C11-3 AIJ 液化評估法之計算流程

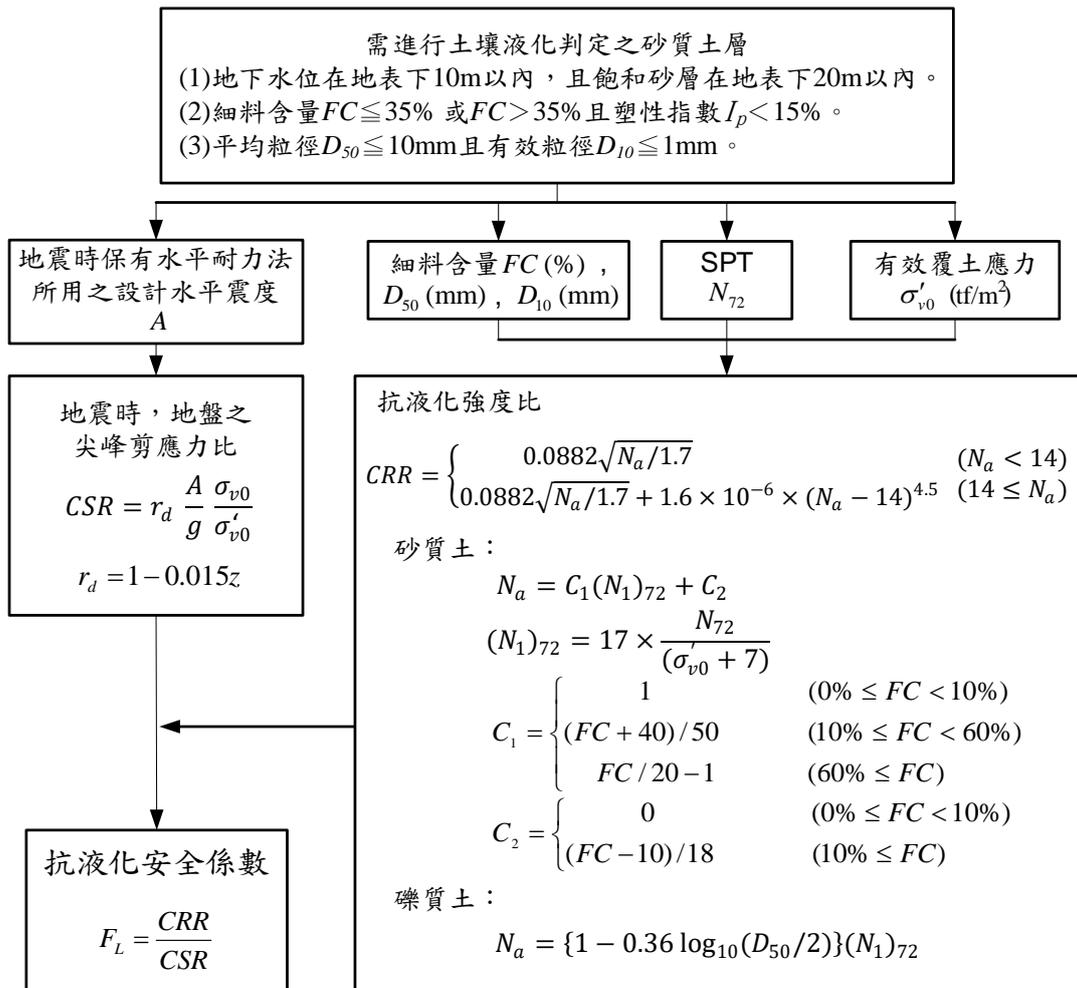


圖 C11-4 JRA 液化評估法之計算流程

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

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

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

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

11.1.4 土壤參數折減之土層及其處理

- 依 11.1.2 節評估為極軟弱之粘土層或粉土層者，耐震設計時其土壤參數應視為零。
- 依 11.1.3 節評估可能液化之砂土層，應折減其耐震設計用土壤參數。
- 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：

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

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

(a) 液化土壤之垂直阻抗

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

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

(b) 液化土壤之側向阻抗

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

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

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

其中，

k_{hl} ：土壤液化時之側向地盤反力係數(t/m^3)；

β ：地盤反力係數之折減係數；

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

y_r ：側向變位(cm)；

p_{yl} ：土壤液化時之地盤極限反力(t/m^2)；

α ：地盤極限反力之折減係數；

p_{y0} ：土壤沒有液化之地盤極限反力(t/m^2)；

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

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

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

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

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

表 C11-2 土壤參數之折減係數 D_E

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

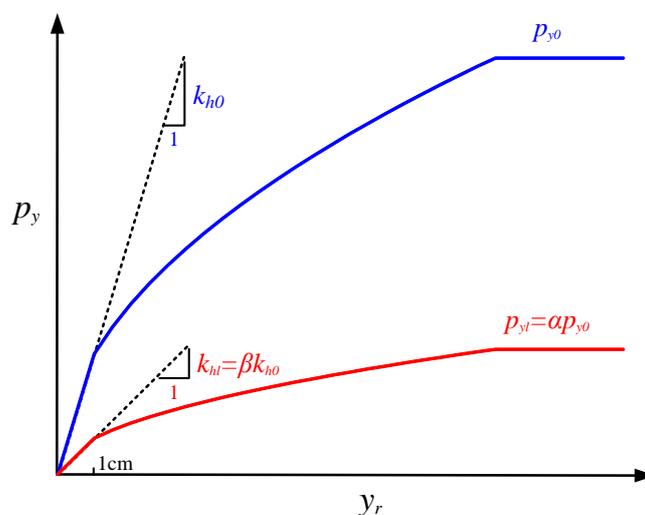


圖 C11-5 土壤參數折減示意圖

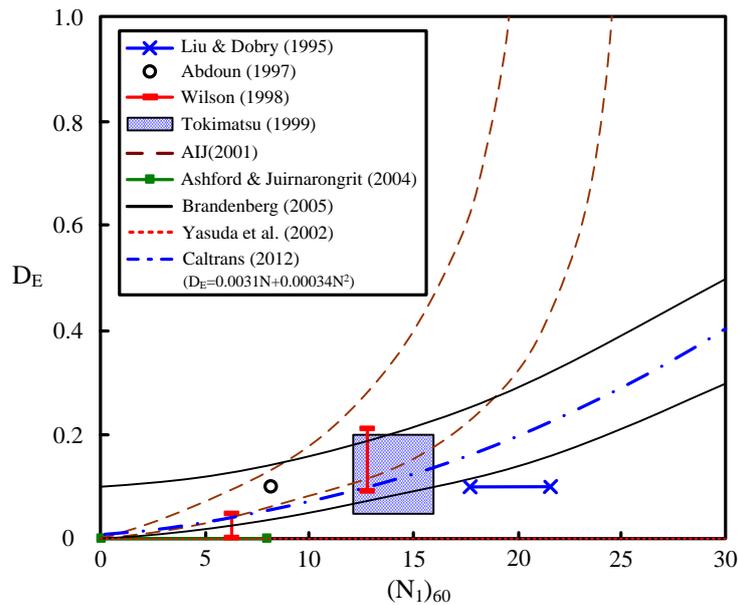


圖 C11-6 乾淨砂土液化折減係數與 $(N_1)_{60}$ 之關係 (修改自 Ashford et al., 2011)

11.1.5 經評估可能為極軟弱土層或土壤液化時之耐震設計

1. 依 11.1.2 節評估為極軟弱土層或依 11.1.3 節評估可能液化之砂土層者，應依 11.1.4 節之規定折減耐震設計用土壤參數。
2. 在中小度地震時，工址不得有液化之可能，即抗液化安全係數 F_L 值不得小於 1.0。在設計地震與最大考量地震時，容許發生土壤液化，但建築物應採用適當之基礎型式，並檢核液化影響之安全性與功能性，必要時得採用地盤改良之對策。
3. 進行耐震設計時，亦應同時考慮土層未產生液化或弱化之情況，並採用較為嚴格的結果作為耐震設計之依據。

解說：

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

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、鈕澤綦，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 A 耐震工程品管

【建築法第 13 條、第 14 條業就建築物法定行為人訂有明文，應依照辦理。本附錄係原第七章草案內容，經內政部建築技術審議委員會第 31 次會議決議刪除涉及建築物法定行為人部分，附錄之原第七章草案內容係原始之擬定資料僅供參考。】

1 通則

為提昇建築結構耐震品質，建築結構之耐震設計與施工工程品管，依本章之特別規定，以保障公共之安全。本章包括專業結構設計審查，結構施工特別監督，結構構材製造廠之要求，非破壞性檢驗及承造施工廠商之施工品管等特別規定。

解說：

本章係參照美國 IBC2000，UBC1997 及日本等相關之耐震工程品管規定，以提昇建築結構等之耐震品質，保障公共安全。

2 專業結構設計審查

耐震設計之品質保證的重要步驟為適任之獨立設計審查。設計審查包括主管建築官員之平面審查及獨立專業審查。

對簡單之建築物或規格設計之建築物，建築管理官員僅對設計作獨立之審查，了解其設計內容，並提供對平面作適當之審查。

屬於特殊結構審查之結構設計須依規定委請建築管理單位所規定之審查單位來審查。

對其他之建築物包括特殊，不規則或重要性結構，必須執行獨立之專業審查。此種審查可在概念設計之後與最後設計階段之間，委請獨立之結構專業技師作結構專業審查，以獨立的專業技師就結構設計之假設，模擬分析及有效性提供專業的評定，並將審查結論送請主管建築機關核備。

公共建築物可依各機關辦理公共工程委託專案管理作業要點之工程設計之諮詢及審查項目委託結構專業技師或結構技術顧問機構辦理專業結構設計審查。

於審查結構系統規劃宜考慮下列耐震較佳之設計：

1. 儘可能採用簡單，對稱及規則之外型。
2. 採用較輕之建築物重量。
3. 避免較高之細長比。
4. 提供贅餘度及韌性以克服地震力作用之不確定性。
5. 提供足夠之勁度以限制側向位移減少相關之損壞。
6. 提供足夠之柔度以限制加速度減少相關之損壞。
7. 提供韌性及穩定度於後彈性往復行為時之強度與勁度。
8. 提供均勻之強度、勁度及韌性且連續分布。
9. 依基礎及土壤型式提供適當之基礎結構強度與勁度。
10. 使用較短之跨度及較近之柱距。
11. 將每一樓層包括基礎之垂直構材聯繫在一起。
12. 確定及提供一系列之韌性連接以吸收非線性之反應；使用容量設計之原則以避免脆性破壞。
13. 考慮採用消能設施作為設計之策略。
14. 考慮採用隔震設施作為設計之策略。

解說：

結構設計之審查目前主管建築機關有特殊結構設計委託審查辦法，對於結構設計之品質提升有極大之貢獻。

由於耐震設計之主體主要為結構設計，有鑑於美國目前所採用之結構獨立審查 (Peer Review) 以及對施工之品質管制規定；中國大陸之雙設計院審查；日本亦採行建築鑑定檢查制度交付民間之指定檢查機構；並導入中間檢查制度，不接受指定檢查時停止施工。

為提升建築物之耐震結構品質，對設計、施工，於本章特別加以規定，以保障公共之安全。為維持獨立性，可責成起造人交付獨立專業審查費用至專業技師公會。

起造人委託結構專業技師執行結構專業審查之費用依所委託之事項而定，除要求審查之結構專業技師重新分析設計應支付規定之結構設計費用之外，以不超過結構設計費用之二分之一為宜。結構造價約佔全體建築物造價(含建築裝修、結構、水電空調等)之三分之一至五分之三之間。

3 特別監督

3.1 特別監督人

除一般規定之監造程序外，當執行第 3.4 節所列之施工作業項目時，起造人應增加聘雇一個以上之特別監督人，來執行特別監督工作。如果此項施工作業為一較不重要之小型作業，主管建築機關可免除此項特別監督之規定。

1. 特別監督人須為有資格執行該項特別施工作業之結構專業技師。
2. 特別監督人須依核准之設計圖與施工規範來監督施工作業，並向結構專業技師、建築師、主管建築機關以及其他規定之單位提出監督報告。
3. 所有不符規定之施工作業須即時通知承造人改正，若未改正，須馬上通知設計單位並告知主管建築官員及起造人。承受監督報告之單位若發現改正之作業尚有疑慮時，得通知特別監督人及承造人說明或修正。
4. 特別監督人須提出監督完工報告，其內容包括特別監督之施工作業範圍，以及依設計圖與施工規範所須完成之施工作業與施工技術人員之資格符合規定，並在報告上簽署。若特別監督人為原設計之結構專業技師，則向結構專業技師之報告可免提出。

3.2 連續性與週期性特別監督

連續性特別監督意指特別監督人所有施工期間均在現場監測需要特別監督之工作。

如果週期性特別監督係依施工計劃與規範所定出之進度排程，經主管建築機關同意，某些監督項目可週期性地執行，而可滿足連續性監督之需求。

3.3 特別監督之品質標準

特別監督之品質標準須符合內政部營建署及建築研究所所編之工程施工規範及相關規範之耐震特別規定以及相關之施工安裝手冊等規定。

3.4 特別監督之作業項目

除一般監造工作外，下列各項施工作業須經特別監督人執行監督工作：

1. 混凝土：試體取樣與排鋼筋及澆置混凝土時，但下列情況除外：

- (1) f_c 小於 170kg/cm^2 之地坪打底混凝土。
- (2) 地面上之非結構地板，包括作用於混凝土之有效預力小於 10kg/cm^2 之預力地板。
2. 埋置於混凝土之螺栓安置及至其四週圍之混凝土澆灌作業。
3. 混凝土韌性抗彎矩構架：當採用混凝土特別抗彎矩構架以抵抗設計地震力時，特別監督人須提供監督報告，並於鋼筋排置與澆置混凝土時，連續監督。
4. 鋼筋與預力鋼腱：預力混凝土鋼腱施拉及灌置混凝土時；依據 3.4 之 1 須特別監督之混凝土的鋼筋與預力鋼腱排置時，但若特別監督人在封模及澆灌混凝土前，會檢視鋼筋及預力鋼腱是否有依設計圖說排置，則在排置鋼筋及預力鋼腱時不必連續在現場。
5. 結構銲接：依建築技術規則之相關規範設計用來抵抗載重或作用力之構材或接合器之銲接，但下列情況除外：
 - (1) 經特別審核過之製造工廠。
 - (2) 若銲接程序中之材料，品質與銲工均在工作前預先考評通過，在下列各項情況下，特別監督人不須連續在銲接時監督：當施工作業時須作週期性之監督；且在工廠銲接完成時或運送前所有之銲道均經過目視檢查。
 - (a) 單道角銲不超過 8mm 之大小。
 - (b) 樓版與屋頂版之銲接。
 - (c) 當作為結構隔膜版或合成系統之銲接剪力釘。
 - (d) 冷軋構架桿件之銲接金屬版如剪力釘與格柵。
 - (e) 樓梯與欄杆系統之銲接。於銲接鋼造韌性抗彎矩構架時，除了本節之規定外，必須實施根據第 6 節所規定之非破壞性試驗。

針對鋼筋之銲接，若銲接程序中之材料，品質與銲工均在工作前預先考評通過，在銲接不大於 D16(#5)之 CNS SD420W(ASTM A706)之可銲鋼筋時，特別監督人不須連續在銲接時監督。
6. 高強度螺栓：
 - (1) 高強度螺栓必須根據相關之標準及本節之規定來監督。
 - (2) 當高強度螺栓之施工作業進行時，特別監督人必須決定螺栓、螺帽、墊片及塗裝；螺栓接合部位；及安裝與鎖緊步驟合乎規範規定。此種監督可根據 3.2 之週期性特別監督來執行。
 - (3) 特別監督人當設計圖或規範有規定時，須觀測刻劃步驟，必須監督螺栓之安裝以確定所有接合材料均安裝在一起，而在鎖緊所有螺栓時，其所選定之鎖緊步驟均有適當執行。
7. 樁基、墩基與沈箱：在打樁或場灌基樁或沈箱之施工時，混凝土與鋼筋之監督。
8. 特殊整平、開挖與填土：在土工開挖、整平與填土作業須作監督以符合相關之施工規範，填土厚度小於 30 公分者，可不必特別監督。

3.5 申請建築執照規定

起造人申請建築執照與申報開工時，須提交由登記開業之結構專業技師所準備之特別監督計畫，作為主管建築機關核發建築執照之條件。此項監督計畫包括本章所列需要特別監督之材料與施工作業，特別監督之執行作業，以及執行特別監督之專業人員與試驗機構等。

3.6 特別監督報告之規定

特別監督人須保存監督之紀錄。特別監督人須完成監督報告並提送主管建築機關及負責設計之結構專業技師與建築師。

報告內容須指出其監督之工作係依核准之施工規範等文件執行。若有未能符合規範等規定之缺點，承造人必須作即時之修正作業。如果缺點未能修正，特別監督人須在完工之前將其提報主管建築機關及負責設計之結構專業技師與建築師。需要特別監督之監督文件及監督時發現之缺點之改正文件的最終報告須週期性提送起造人及主管建築機關，其提送頻率於施工前須由起造人會主管建築機關同意。

解說：

本節係參照 UBC1994、1997 及 IBC2000 之規定及國內相關規定，UBC1997 以後對結構試驗及特別監督(Structural Test and Special Inspection)有特別之規定以確保結構之品質及公共安全，IBC 2000 亦採行並擴增篇幅，相關之施工規範可參考 CNS 相關規定，若 CNS 規範未規定者，得參考世界其他著名規範如 ASTM、JIS、DIN 等。各種工程之施工規範應參照內政部營建署與內政部建築研究所所編訂之工程施工規範包括：

1. 施工規範共通事項
2. 安全設施及臨時設施施工規範
3. 土方工程及擋土設施施工規範
4. 公共交通、公共衛生及公共設施之維護施工規範
5. 基礎工程施工規範
6. 鋼構造工程施工規範
7. 混凝土工程施工規範
8. 預鑄混凝土工程施工規範
9. 鋼骨鋼筋混凝土工程施工規範
10. 施工規劃規範
11. 建築工程地下連續壁施工規範與解說

內政部及政府相關部門陸續提出之各項規範、指針、手冊等亦應遵守。建築物施工中申報勘驗之結構部分，參考美國 IBC2000 之規定，除依法規規定建築師應檢查項目之監造工作外，起造人須委請結構專業技師對下列項目特別監督，主管建築機關得就下列之最小規定加以適當之增補。

鋼結構之特別監督：

鋼造建築物與結構務須依照鋼構造施工規範、鋼構造施工安裝手冊、FEMA350~353 等相關規範來施工，其特別監督所需之項目依下表所列：

表 1：鋼結構施工所需之確認與監督項目

監督項目	連續性監督	週期性監督	參考規範、標準
1、高強度螺栓、螺帽、墊片等之材料確認 a. 依核准之施工文件規定		√	鋼構造建築物鋼結構設計技術規範 (一)鋼結構容許應力設計法

之國家標準(或其他核可之標準)之確認 b. 製造廠商之符合相關規範出廠證明			(二)鋼結構極限設計法 (三)建築物鋼構造工程施工規範
2、高強度螺栓之施工 a. 承壓式接合 b. 摩阻型接合	√	√ √	同 1
3、結構鋼材之材料確認 a. 依核准之施工文件規定之國家標準(或其他核可之標準)之確認 b. 製造廠商之出廠驗證試驗報告			同 1
4、鋁材之材料確認 a. 依核准之施工文件規定之國家標準(或其他核可之標準)之確認 b. 製造廠商之符合相關鋁接規範之出廠證明			同 1 鋼構造建築物 鋼結構鋁接規範
5、鋁接 a. 結構鋼材 (1)全滲透鋁與部分滲透鋁 (2)多道角鋁 (3)單道角鋁≥8mm (4)單道角鋁<8mm (5)樓版與鋼承版鋁接 b. 鋼筋 (1)非可鋁型鋼筋之可鋁性確認 (2)於抗彎構架與特殊抗彎構架，鋼筋混凝土剪力牆之邊構材之鋼筋以及剪力筋 (3)剪力鋼筋 (4)其他鋼筋	√ √ √ √ √	√ √ √ √	同 4
6、鋼構架接合處細部須符合核准之施工文件規定： a. 斜撐與加勁材之細部 b. 構材位置 c. 每一接合處接合細部之正確應用		√	同 1

混凝土結構之特別監督：

混凝土造之建築物與結構務須依照結構混凝土施工規範及相關規範來施工，其特別監督所需之項目依下表所列：

表 2：混凝土構造施工所需之確認與監督項目

監督項目	連續性監督	週期性監督	參考規範、標準
1、鋼筋、預力鋼鍵及其排列位置之檢查	--	√	建築物工程施工規範
2、鋼筋銲接	√	√	建築物工程施工規範
3、預埋螺栓之排置與其澆灌混凝土前、後之檢查	√	--	建築物工程施工規範
4、所需設計配比之確認	--	√	建築物工程施工規範
5、於製作強度試驗試體時，新鮮混凝土之取樣，坍度之量取，混凝土之空氣含量與溫度	√	--	建築物工程施工規範
6、混凝土澆置	√	--	建築物工程施工規範
7、規定之混凝土養護溫度與技術之監工	--	√	建築物工程施工規範
8、預力混凝土 a. 預力之施加 b. 抗地震力系統之握裹預力鋼腱之灌注(Grouting)	√ √	--	建築物工程施工規範
9、預鑄混凝土構材之組立	--	√	建築物工程施工規範
10、施加預力於後拉法混凝土之鋼腱前，與支撐模板自梁或版模移開前之現地混凝土之強度確認	--	√	建築物工程施工規範

鋼骨鋼筋混凝土施工之特別監督：

鋼骨鋼筋混凝土之鋼骨部分及鋼筋混凝土部分須依前述鋼結構施工與混凝土施工及鋼骨鋼筋混凝土施工安裝手冊等相關規定來執行特別監督。

磚構造施工之特別監督：

磚構造作為結構構材或主要構材(如加強磚造)須依磚構造相關設計施工規範作特別監督。

木構造之特別監督：

木構造之結構構材製造時，須依木構造相關設計施工規範作特別監督。

土壤：

工址之土壤狀況，填土作業與承载力之規定須依基礎工程施工規範及基礎構造設計規範作特別監督，以核准之地質鑽探報告作為監督之基本文件。但 30 公分以下之填土可不必作特別監督。

整地作業：於填土前，特別監督人須檢查工址是否有依核准之地質鑽探報告之規定

整地。

填土作業：於填土及壓實時，特別監督人須依核准之施工規範及報告之規定，確認填土材料及工法符合規定。

現地密度評估：特別監督人須於核准之頻率下，決定壓實之土方是否合乎現地乾密度之需求。

樁基礎：

於樁基礎施工及試樁時，特別監督人須依基礎構造施工規範及設計規範相關規定在場監督。特別監督人須向主管建築機關提送每根樁之施工紀錄及樁載重試驗結果。每根樁之紀錄須包含基樁入土深度及其與設計圖規定之深度之比較。

墩基礎：

於建築物之基礎為墩基礎時，其施工須經特別監督。

牆版與外飾材：

外部及內部之建築牆版與外飾材之錨定，建築師須就非結構部分之建材之耐震細部作特別之耐震設計與監督。

隔震系統及被動消能系統須依本規範相關規定作特別監督。

建築設備：

建築師及設備專業技師須就建築設備之耐震細部，作特別之耐震設計與監督。

起造人為公共安全須支付提昇品質之費用予結構專業技師，使結構專業人員能負起監督結構施工之責任，並責成承造人對耐震結構之施工品質管制負起施工之責任。

4 製造廠之核准

製造廠之監督：

當承載結構載重之構材及其組件之製造在製造廠執行時，這些製造之項目須經特別監督。

製造與完成步驟：

特別監督人須確認製造廠維持依核准之施工規範或文件來進行細部製造、品質管制程序及製造廠監督管制。

例外：若製造廠依據下列之規定而受核准，則不須作特別監督：

製造廠之核准：

若製造廠依規定申請無須特別監督而被核准時，本規範之特別監督可不必執行。此種核准與否係依據製造廠之書面製造程序及品質管制手冊是否有經過依據核准之特別監督單位所作之週期性之監督。於製造完畢後，被核准製造廠應提送一份證明書，證明其製品有依據核准之施工規範或文件製造。

解說：

核准之製造廠須提送其作業完全符合核准之圖說與規範之證明至主管建築機關與專業技師及建築師。核准之製造廠之資格必須符合以下條件：

1. 製造廠已發展出並提送詳細製造程序手冊，反應其主要品質管制程序提供其對技術工藝及製造廠監督管制。
2. 製造廠之品管能力、製造程序手冊所列之工廠及人員等須由經主管建築機關核准之監督或品管機構來認證。

- 3.週期性工廠監督必須由主管建築機關核准之監督人或品管機構來執行以監督品管計畫之有效性。
- 4.特別監督人須負責向核准之權責單位主管建築機關提出有關程序手冊任何變更之書面報告。任何製造廠核准報告若有足夠之理由可能被取消。對製造廠之再核准須依過去一年之品管程序執行。

製造廠若有委託結構專業技師或建築師執行品質管制之認證，並經主管建築機關同意，可不需特別監督。

主管建築機關核准之監督或品管機構為獨立開業之結構專業技師或建築師或技術顧問機構。此項認證應每年至少一次。

有關各類專業製造廠之分級可參照內政部及相關單位之研究報告來訂定。

5.結構勘驗

主管建築機關依建築法及建築管理規則之規定執行勘驗；必要時，得委託結構專業技師或結構專業技師公會辦理。

解說：

可依政府採購法相關規定委託。

6.非破壞性檢驗

抗彎矩構架及特殊抗彎構架，其完全束制接頭之銲接必須依核准之標準及工作規範作非破壞性檢驗，此為特別監督規定之一部分。

此種檢驗之需求須由負責結構設計之結構專業技師訂定於圖說與施工規範上。此試驗計畫至少包括：

- 1.所有接頭與搭接之全滲透銲(Complete penetration groove welds)須 100%接受超音波或 X 光等試驗。
- 2.使用於柱搭接之半滲透銲(Partial penetration groove welds)須根據圖說與施工規範之規定接受超音波或 X 光等檢驗。

若其有效銲喉小於 19mm 厚，則可不須作非破壞性檢驗，對此銲接，連續性監工為必要者。

- 3.金屬基板其厚度大於 38mm 者，當承受全厚度銲接時會產生收縮應變，必須在接合處完成後，對銲道後方直接作超音波等檢驗監督以校核其有否不連續處。

任何材料之不連續性必須根據標準之規定之缺陷評分來決定是接受或拒絕接受。

解說：

非破壞性檢驗可參考鋼構造建築鋼結構銲接規範之相關規定，有關混凝土工程之非破壞性檢驗及各種新型之試驗，可作為檢驗結構安全之相關非破壞性檢驗，基礎構造部分可參考基礎工程施工規範。

7.預鑄施工

預鑄施工須根據預鑄構造相關規範來執行，除一般測試外，主管建築機關亦可要求對組成物作耐久性及耐候性測試。對於材料、組成物、接合器預埋管道與管線均須

經各種測試以便得到核准。其規範須參照相關之施工規範或標準。

解說：

預鑄施工可參照預鑄混凝土施工規範及相關之 PCI 規範。

8. 結構耐震施工品質管制

承造之施工廠商應提出由負責人及專任工程人員簽署之施工計畫，施工計畫書中之內容除主管建築機關之規定者外應包含品質管制計畫，提出品質管制計畫報告書。

於施工期間承造人將施工品質管制作業之結果按時彙整成品質管制結果報告書，送請相關監督人審查簽認。由起造人送交主管機關備查。

施工品質管制計畫內容至少應包括：

- (1) 品質管制預定表。
- (2) 工程品質管制表。
- (3) 自主檢查表。

施工品質管制計畫報告書至少應包括：

- (1) 一般工程概要。
- (2) 使用之材料與施工方法。
- (3) 試驗與檢查部位。

解說：

有關施工品質管制可參考內政部建築研究所之建築工程施工監督及品質管制之建立研究報告及公共工程委員會之公共工程施工品質相關作業手冊及資料。美國 FEMA 之相關報告如 FEMA353 等亦可參照。

非結構部分之建築裝修及建築設備，其他之附加系統之施工品質管制計畫包括：

- (1) 外牆及其錨定。
- (2) 吊掛天花板系統及其錨定。
- (3) 高架地板及其錨定。
- (4) 鋼骨貯架及其錨定。
- (5) 相關之機電設備系統如空調、管線、緊急發電機、昇降梯等及其錨定或支撐。

承造人應在提供之施工計畫中包括相關之品質管制計畫，送請監造建築師及機電專業技師審查核可。

9 結構耐震施工品質確認

承造之施工廠商應提送下列資料，送請相關監督人作為品質確認作業之用：

- (1) 結構施工品質管制人員，其資格應具結構專業技師資格或經結構施工品質管制訓練通過具有證明者，可於結構專業技師指導下執行結構施工品質管制。
- (2) 施工品質管制計畫。
- (3) 施工品質管制計畫報告書。
- (4) 施工品質管制結果報告書。

(5) 接受到施工品質保證計畫之簽收及依據執行。

結構特別監督人於施工完成前，應提供施工品質確認計畫書，其內容至少應包括：

- (1) 耐震系統有依規定執行施工品質管制。
- (2) 特別監督及試驗依據相關施工規範執行。
- (3) 試驗之型式及頻率。
- (4) 特別監督之型式及頻率。
- (5) 規定之試驗及特別監督報告之提送頻率及提送單位。
- (6) 於施工完成後，完成施工品質確認報告書，提送起造人及建築師及主管建築機關。

解說：

本節參考 IBC 2000，UBC 1997 之相關章節，負責監督之特別監督人須對其監督部分提出施工品質確認計畫。

10 品質確認計畫之準備

依據抵抗地震力之耐震系統的施工時，須包括一由登記開業結構專業技師準備之品質確認計畫。其內容須確認下列各項：

1. 抵抗地震力系統須根據品質確認計畫及結果來作品質確認。
2. 規範規定須作特別監督與試驗者，包括相關之設計施工規範所規定者。
3. 規定之試驗形式及頻率。
4. 規定之特別監督形式及頻率。
5. 規定之試驗頻率與分布及特別監督報告。

11. 承造人之責任

列於品質保證計畫之每一抵抗地震力系統，或構材施工作業完成前，須提送一承造人之書面責任施工聲明給主管建築機關、特別監督人、建築師及起造人等。

承造人之書面責任施工聲明須包括下列各項：

1. 了解品質保證計畫之特別規定。
2. 了解品質管制須符合主管建築機關核准之施工規範及文件之規定。
3. 承造廠商之品質管制執行步驟，提送報告之內容方法及提送之頻率。
4. 於承造廠商組織中負責執行品質管制者之資格及職位的確認。

承造人應依設計工程圖樣及相關施工規範之規定及施工機具之容量，製作施工圖或製造圖經專任工程人員簽署送請特別監督人核准後據以施工，以保障工程之品質與安全。

12 起造人或所有權人之責任

起造人或所有權人須聘請合格之專業人員及承造人來執行建築物之建造，並負責建築物之維護。

解說：

建築物之維護可依公寓大廈管理條例相關法規來執行。

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 13m² 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 $6.1\text{kgf}/\text{m}^2$ ($60\text{N}/\text{m}^2$) 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。扣接處之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 $\pm 10\%$ 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 $7.4\text{kgf}/\text{m}$ 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 $17.9\text{kgf}/\text{m}$ ，重型為載重增加至 $23.8\text{kgf}/\text{m}$ 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

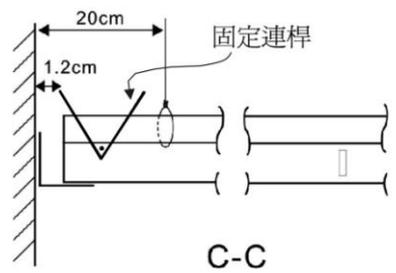
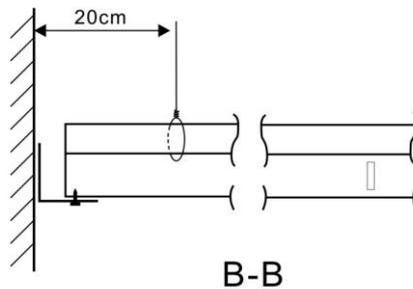
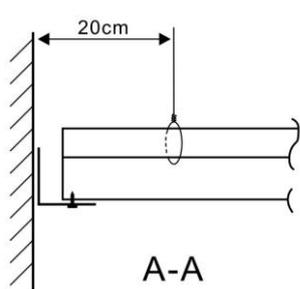
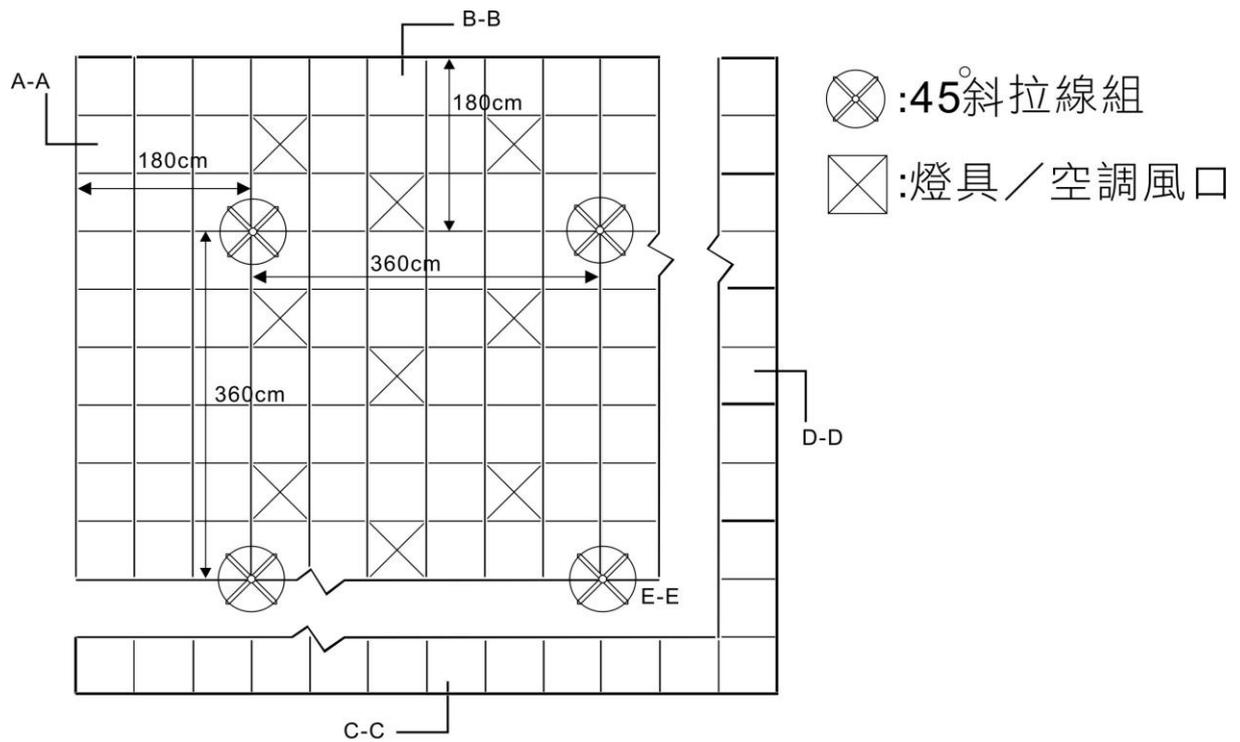
- 3.6.1 每個天花板系統製造商都應提供主架搭接器(main runner splices)、副架連接器(cross runner intersection)和延展裝置(expansion devices)等之張力和壓力測試報告。
- 3.6.2 所有測試均應由合格的第三者機構執行。

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。

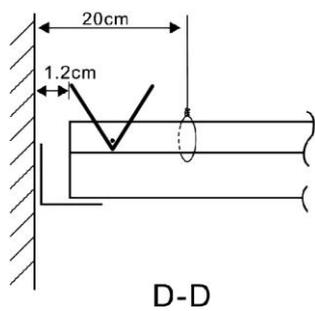
參考文獻：

- 【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。

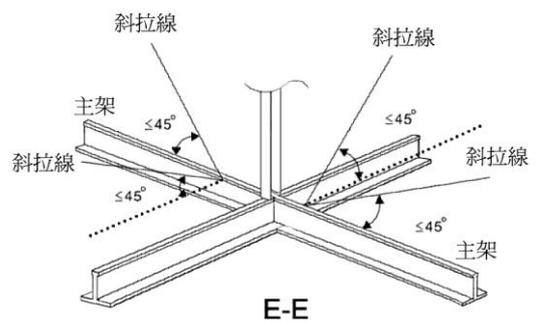


主架和副架須固定於兩鄰接牆壁側

未固定於另兩鄰接牆壁收邊材之主架



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

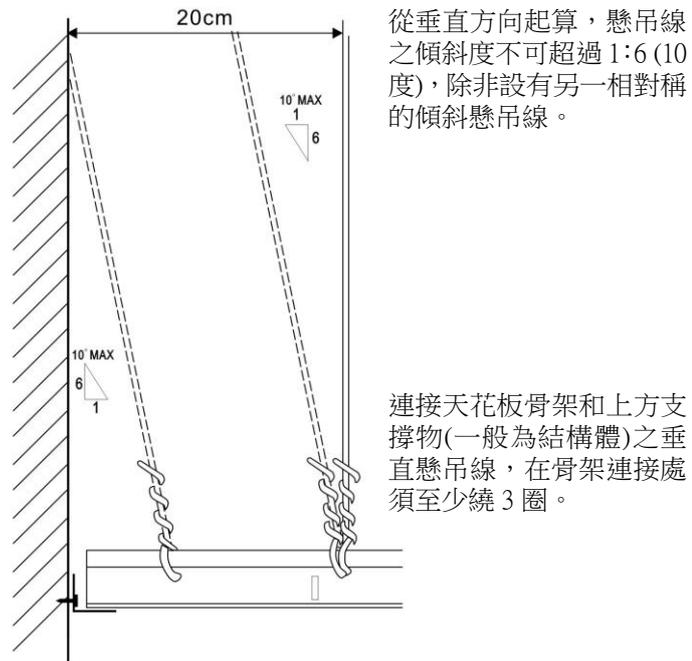


圖 2 懸吊線與骨架連接處細部

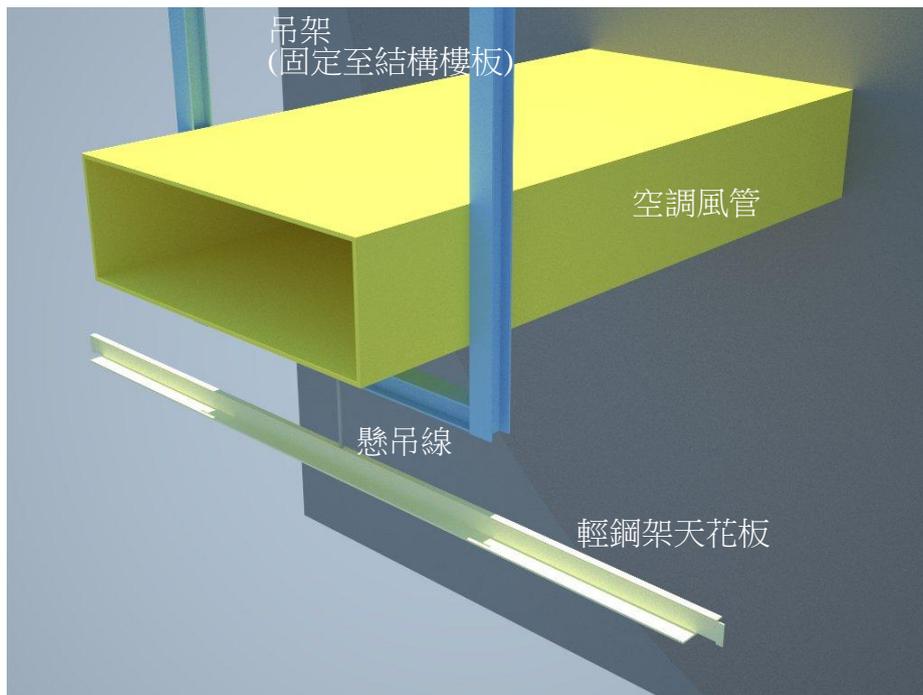


圖 3 懸吊線無法直接固定至結構樓板時須另設置固定用吊架

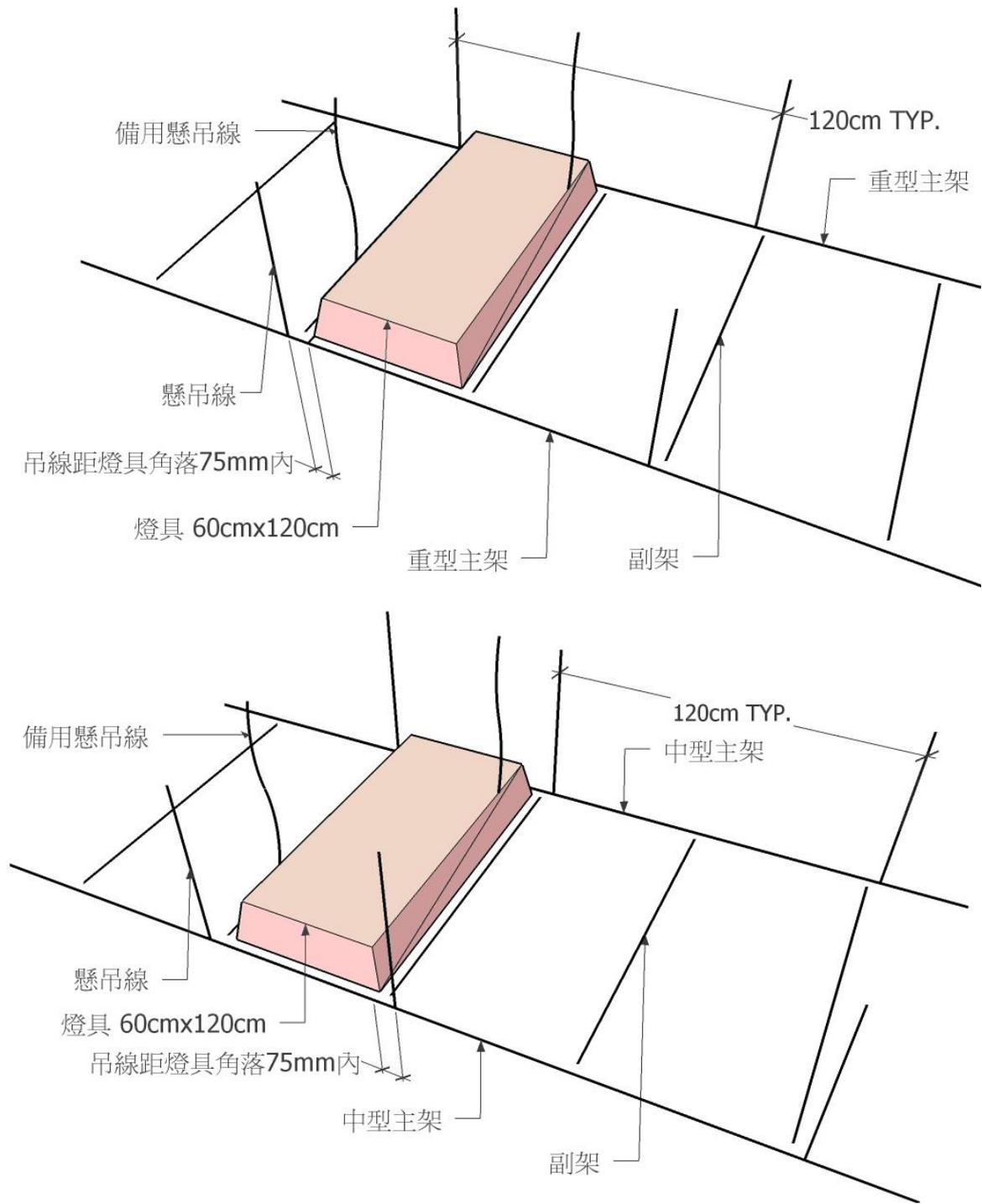


圖 4 不同等級骨架上燈具之懸吊方式

附錄 C 挫屈束制支撐構件性能試驗

1. 通則

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

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

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

2. 構件性能試驗加載程序

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

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

3. 構件性能試驗合格標準

挫屈束制支撐構件加載與變形歷時圖應表現具正向增加勁度之穩定與可重複的行為。

無挫屈束制支撐構件或端部接合之破裂、不穩定破壞。

變形大於 Δ_{by} 之每個迴圈，其最大拉力與壓力不得小於核心鋼材之標稱降伏

強度。

變形大於 Δ_{by} 之每個迴圈，其最大壓力與最大拉力之比值不可超過1.3。

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

解說：

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

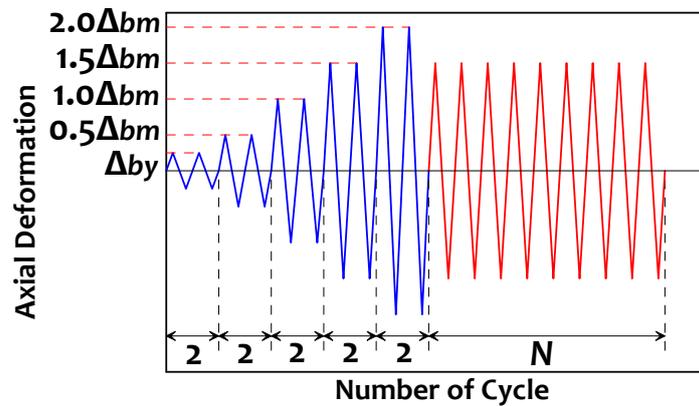


圖 1 挫屈束制支撐構件性能試驗之加載歷時