

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($s_u < 0.255$ kgf/cm²)且其厚度總合超過 3 公尺者，則宜直接將其歸類為第三類地盤或採用第三種判斷方式進行地盤種類判別，但不同分類指標將可能導致不同之分類結果，故本次修正將以工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 V_{S30} 作為決定地盤分類之指標，並依土壤鑽探資料與分析結果，將第一類地盤與第二類地盤之分界標準修訂為 $V_{S30}=270$ m/s。

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

2.6 工址設計與最大考量水平譜加速度係數

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